

Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 68



bast

Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen

Teile 1 – 4

von

Rolf Kaschner

Wilhelm Buschmeyer
Martina Schnellenbach-Held
Peer Lubasch

Jürgen Grünberg
Michael Hansen
Jan Peter Liebig

Karsten Geißler

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 68

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt beim Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bgm.-Smidt-Str. 74-76, D-27568 Bremerhaven, Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in Kurzform im Informationsdienst **BAST-Info** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Impressum

Bericht zu den Forschungsprojekten

Projektbetreuung
Rolf Kaschner

Herausgeber
Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag
Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

ISSN 0943-9293
ISBN 978-3-86509-940-2

Bergisch Gladbach, Juli 2009

FE 04243 des Arbeitsprogrammes der Bundesanstalt für Straßenwesen:
Auswirkungen des zunehmenden Schwerverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen

FE 15.388/2003/GRB:
Schwerverkehrslastverkehr auf Bundesfernstraßen – Erfassung, Erhaltungsbedarf für Brücken

FE 15.389/2003/HRB:
Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen

FE 15.3409/2004/SRB:
Auswirkung der Zulassung von 60t-Lkw auf Brückenbauwerke im Zuge der Bundesfernstraßen

Kurzfassungen – Abstracts

Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen

Teil 1:

Auswirkungen des zunehmenden Schwerverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen

Die im Verkehrsbericht 2000 ausgewiesene Entwicklung des Straßengüterverkehrs wurde bereits nach weniger als der Hälfte des Prognosezeitraums erreicht. Neuere Untersuchungen sagen Steigerungen in der Transportleistung auf den Straßen von 84% bis 2025 und mehr als eine Verdoppelung bis 2050 voraus. Desweiteren ist eine überproportionale Zunahme von Anträgen des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs zu beobachten. Angesichts dieses ungebremsten Wachstums insbesondere auf den Bundesfernstraßen haben das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung und die Bundesanstalt für Straßenwesen veranlasst, mehrere Forschungsprojekte zu Auswirkungen der Schwerverkehrsentwicklung in Auftrag zugeben und wissenschaftlich zu begleiten, um gestützt auf eigene Untersuchungen und die Ergebnisse der Forschungsprojekte erforderliche Maßnahmen zur systematischen und nachhaltigen Ertüchtigung und Erhaltung des Brückenbestandes abzuleiten sowie gesicherte Erkenntnisse zur Fortschreibung der Last- und Bemessungsvorschriften zu erlangen.

Über diese Forschungsaktivitäten wird zusammenfassend berichtet.

In einer ersten Untersuchung wurden die Auswirkungen auf die Nutzungsdauer der Brücken betrachtet und Grundlagen zur Ermittlung des Gefährdungspotentials infolge Ermüdung von Bauwerken und Bauteilen aufgestellt. Die identifizierten Problembereiche „Ermüdung vorgespannter Fahrbahnplatten unter Verkehr“, „Koppelfugen älterer Spannbetonbrücken“, „Ermüdung nicht schubbewehrter Bauteile“ und „Verbund zwischen Bewehrung und Beton“ waren Gegenstand eines folgenden Forschungsauftrags.

Die direkte Erfassung und Auswertung der Schwerverkehrseinwirkungen und deren Bauwerksreaktionen mittels eines dynamischen Dauererfassungssystems an der Brohltalbrücke im Zuge der BAB A61 war Aufgabenstellung eines weiteren Forschungsprojektes. Aus Vergleichen zu Erhebungen aus den 80er Jahren an diesem Bauwerk und mittels Sensitivitätsbetrachtungen wurden Prognosen zur Ermüdungsgefährdung von Spannbetonbrücken abgeleitet und Schlussfolgerungen für den Erhaltungsbedarf des Bauwerksbestandes gezogen.

Die Konsequenzen einer in Politik, Wirtschaft und Fachkreisen kontrovers diskutierten allgemeinen Zulassung von Fahrzeugkombinationen nach dem modularem Konzept mit höherer Gesamtgewichte bis zu 60t zur Bewältigung des Straßengüterverkehrsaufkommens wurden in einem dritten Forschungsprojekt analysiert. Ausgehend von Achslast- und Gesamtgewichtserhebungen einer hochbelasteten Bundesautobahn erfolgte durch Verkehrslastsimulationen eine netzweite Analyse zu den statischen Auswirkungen von Schwerverkehrsszenarien mit und ohne 60t-Fahrzeugkombinationen einschließlich einer ersten Grobkostenschätzung für erforderliche Ertüchtigungsmaßnahmen des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen.

Die Ergebnisse aller durchgeführten Untersuchungen zeigen eine erhebliche Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit, der Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit einer Vielzahl bestehender Brückenkonstruktionen infolge des vorhandenen Schwerverkehrs, wobei insbesondere Überladungen

einen maßgeblichen Anteil beitragen. Zur Sicherung einer hohen Qualität der Verkehrsinfrastruktur sind deshalb künftig verstärkte Anstrengungen in der Erhaltung und Ertüchtigung der ca. 38000 Brücken der Bundesfernstraßen erforderlich. Dazu wird gegenwärtig durch die Straßenbauverwaltungen von Bund und Ländern ein Ertüchtigungsprogramm erarbeitet.

Teil 2: Schwerlastverkehr auf Bundesfernstraßen – Erfassung, Erhaltungsbedarf für Brücken

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden die Auswirkungen des derzeitigen und prognostizierbaren Schwerlastverkehrs mit zu erwartenden höheren Gesamtgewichten und Achslasten auf den Erhaltungszustand der bestehenden Brückenbauwerke im Netz der Bundesfernstraßen untersucht. Zur Erfassung der aktuellen Verkehrslastbeanspruchung wurden umfangreiche Messungen durchgeführt. Besonderer Schwerpunkt des Messprogramms war die automatisierte Dauerüberwachung (Monitoring) einer Spannbetonbrücke. Ausgehend von den hierbei gewonnenen Ergebnissen wurde die beobachtete Verkehrssituation als optimistisches Szenario der Verkehrsentwicklung definiert. Des Weiteren konnte ein möglicherweise eintretendes pessimistisches Szenario der Verkehrsentwicklung abgeleitet werden. Für beide Verkehrsszenarien wurden bauteilspezifische Schwachstellen hinsichtlich Ermüdung und Dauerhaftigkeit analysiert, dies insbesondere für ältere Spannbetonüberbauten. Die Ergebnisse wurden – soweit möglich – auf den Verbundbrückenbau übertragen. Auf dieser Grundlage wurden Vorschläge für eine optimale Erhaltungsstrategie einschließlich Schlussfolgerungen für den Gesamtbestand entwickelt sowie derzeitige Technische Regelwerke im Hinblick auf eine ggf. erforderliche Anpassung an Nutzungsänderungen geprüft.

Teil 3: Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke der Bundesstraßen

Die Lebensdauer bestehender Brückenbauwerke hängt stark von den gegenwärtigen und prognostizierten ermüdungsrelevanten Beanspruchungen ab. Diese resultieren in erster Linie aus der Schwerverkehrsbelastung in Kombination mit einer realitätsnahen Temperaturerfassung. In dem vorliegenden Forschungsbericht werden vorgespannte Fahrbahnplatten, Koppelfugen, nicht-schubbe- wehrte Bauteile, der Verbund sowie Fahrbahnübergänge hinsichtlich ihrer zu erwartenden Lebens- dauer unter Ermüdungsbeanspruchung untersucht.

Als Grundlage für die Ermüdungsuntersuchungen dienen vier in Längsrichtung vorgespannte repräsentative Brücken. Dabei handelt es sich um eine auch in Querrichtung vorgespannte Kastenträgerbrücke über elf Felder, eine schiefwinklige Plattenbrücke über drei Felder, eine auch in Querrichtung vorgespannte Plattenbalkenbrücke über sieben Felder sowie eine Plattenbalkenbrücke über vier Felder. Diese Brücken werden in der numerischen Berechnung durch aufwendige räumliche Modelle abgebildet und analysiert.

Mit den Ergebnissen aus der numerischen Berechnung werden die Ermüdungsnachweise nach DIN- Fachbericht 102 [FB102-03] geführt und durch einen definierten Ausnutzungsgrad veranschaulicht. Dieser wird für die Ermüdungsnachweise des Beton- und Spannstahls sowie des Betons in Brücken- längs- und -querrichtung an den maßgebenden Orten ermittelt.

Neben dieser Ermüdungsuntersuchungen werden vier weitere Lastmodelle untersucht, um die Auswirkungen schwerer Fahrzeuge beurteilen zu können-

Bei den Brücken mit Spanngliedkopplungen werden an den Koppelstellen ebenfalls die Ausnutzungsgrade bestimmt. Zudem wird der Stand der Forschung gesammelt, Besonderheiten herausgestellt und ein tabellarischer Überblick über die gängigsten Spannverfahren und deren Schadenspotential gegeben.

Die Fahrbahnplatten werden als nicht schubbewehrte Bauteile von Brücken auch probabilistisch untersucht. Als Grundlage für die Zuverlässigkeitsanalyse werden experimentelle Untersuchungen aus der Literatur ausgewertet, um die Ungenauigkeit des Bemessungsmodells für die Ermüdungstragfähigkeit unter Querkraftbeanspruchung zu quantifizieren. Mit der anschließenden FORM-Auswertung werden Versagenswahrscheinlichkeiten bestimmt und ein Bezug zur voraussichtlichen Nutzungsdauer geschaffen.

Der aktuelle Wissensstand über den Verbund unter Ermüdungsbeanspruchung wird dokumentiert und zudem auf die Ermüdungsuntersuchungen von Fahrbahnübergängen kurz eingegangen.

Die gesammelten Erkenntnisse werden in Beurteilungskriterien für Brückentragwerke unter Ermüdungsbeanspruchung gebündelt.

Teil 4:

Auswirkungen der Zulassung von 60t-Lkw auf Brückenbauwerke im Zuge der Bundesfernstraßen

Eine zukunftstaugliche und leistungsfähige Transportinfrastruktur trägt wesentlich zur Wettbewerbsfähigkeit eines Wirtschaftsraumes bei. Dementsprechend wird seit einiger Zeit die Zulassung von Lkw mit einem Gesamtgewicht von 60 Tonnen geprüft, was deutlich über dem bisherigen maximalen Fahrzeug-Gesamtgewicht liegt.

Die vorhandenen Brücken wurden im Regelfall nach den Grundlagen der DIN 1072 „Straßen- und Wegebrücken; Lastannahmen“, berechnet bzw. nachträglich überprüft. Den entsprechenden Lastannahmen liegt aber kein Verkehr mit 60t-Fahrzeugen zugrunde. Deswegen sind bei einer regulären Zulassung insbesondere die Auswirkungen auf die vorhandene bauliche Substanz des Brückennetzes zu beachten.

Im Rahmen dieses Projektes wird untersucht, welche Auswirkungen die Zulassung von 60t-Lkw auf die Tragfähigkeit verschiedener Brückensysteme hat. Die Auswertung soll im Hinblick auf die externalen Beanspruchungen unter Verwendung statistischer Verkehrsdaten des Straßenverkehrs erfolgen. Dabei werden mit Hilfe von Simulationsberechnungen Angaben zur Beanspruchung der Brückenbauwerke in ausgewählten Schnitten erarbeitet. Die Berechnungen wurden für verschiedene typische Brückensysteme und mit unterschiedlichem Anteil von Schwerfahrzeugen im Verkehrsstrom durchgeführt. Anhand der Ergebnisse sollen Rückschlüsse auf die wichtige Frage gezogen werden, ob und wie viel Spielraum zum bisherigen Bemessungsniveau besteht. Die (stützweitenabhängigen) Ergebnisse werden dann in Relation zum Brückenbestand gleichfalls in Abhängigkeit der Stützweite gesetzt.

Nachtrag: Untersuchungen von „worst-case“-Szenarien

Im Rahmen dieses Nachtrags wird weiterführend untersucht, welche Auswirkungen die Zulassung von 60t-LKW auf die Tragfähigkeit verschiedener Brückensysteme unter Ansatz von Grenzwerten für die wesentlichen Parameter hat. Dazu werden 5 verschiedene „worst-case“-Szenarien festgelegt. Die Auswertungen erfolgen unter Verwendung statistischer Verkehrsdaten des Straßenverkehrs im Hinblick auf die extremalen Beanspruchungen. Die Berechnungen wurden für verschiedene typische Brückensysteme unter Berücksichtigung von Schwerfahrzeugen im Verkehrsstrom durchgeführt. Die 5 betrachteten „worst-case“-Szenarien beinhalten:

- Höhe des Schwingbeiwertes
- DTSV-Aufkommen
- Zusätzlicher Genehmigungspflichtiger Schwerverkehr im Verkehrsstrom
- Variationen der Stauanteile
- Erhöhung des Anteils der LKW in der Nebenspur

Um die Auswirkung der „worst-case“-Szenarien zu beurteilen, werden die gewonnenen Ergebnisse denen gemäß Bericht vom 20.03.2007 jeweils vergleichend gegenübergestellt.

Effects of heavy-duty traffic on federal highway bridges

Part 1: Effects of increasing heavy-duty traffic on federal highway bridges

The increase in goods traffic on roads predicted in the 2000 traffic report was reached within less than half of the predicted period. More recent investigations have shown that an increase of 84% in the transport load on roads can be expected by 2025 and that the transport load will double by 2050. In addition, there has been an over-proportional increase in applicants for heavy-duty transport permits. In view of this unhindered growth, especially on federal highways, the Federal Ministry for Transport, Construction and Urban Affairs and the Federal Highway Research Institute have initiated several research projects about the effects of an increase in heavy-duty traffic, the results of which will be combined with its own research and investigations to determine the measures required for the systematic and sustainable strengthening and maintenance of existing bridges, as well as to obtain definite knowledge to be used for compiling future load and measuring regulations.

A comprehensive report about these research activities has been compiled:

During the first investigation, the effects on the service life of the bridges were investigated and a basis for determining the risk potential as a result of the fatigue of constructions and components was compiled. The problem areas identified, i.e. "fatigue of pre-stressed roadway plates under traffic load", "joints of older pre-stressed concrete bridges", "fatigue of non-shear-reinforced components" and "links between reinforcement and concrete" were the subject of a follow-up research project.

Direct measuring and evaluation of the effects of heavy-duty traffic and the way in which constructions react, using a dynamic, continuous measuring system at the Brohltal bridge during the course of BAB A61, formed the subject of another research project. Comparisons of investigations conducted on this construction during the 1980s and the results of sensitivity studies resulted in predictions for the fatigue risks of pre-stressed concrete bridges, with conclusions being drawn about the amount of maintenance such constructions would require.

The consequences of a general permit for vehicle combinations according to the modular concept for higher total weights of up to 60 tonnes to cope with the increase in goods traffic by road, which has caused some controversy in political, economic and technical circles, was analysed in yet another research project. Starting with the axle load and total weight information for a federal motorway with a high traffic load, traffic load simulations were carried out to obtain a network-wide analysis of the statistical effects of heavy-duty traffic scenarios with and without 60-tonne vehicle combinations, including an initial rough cost estimate for the required reinforcement of the existing federal highway bridges.

The results of all the studies conducted show that the serviceability of existing bridge constructions, their carrying capacity and durability are significantly adversely affected by the existing heavy traffic, with overloading responsible for a major part of this effect. To ensure that the transport infrastructure remains of high quality, additional efforts will have to be made to maintain and reinforce the approximately 38 000 federal highway bridges in Germany. The federal and state road-building offices are currently working out a reinforcement programme.

Part 2: Heavy traffic on federal trunk roads: Acquisition and Maintenance Requirements for bridges

Within the scope of this research project effects of present and future heavy traffic on the maintenance condition of existing bridge constructions of the federal trunk road network were analyzed. The future heavy traffic was incorporated on the basis of predicted higher total weights as well as increased axle loads for the vehicles. Extensive measurements were performed to acquire the actual operational demands due to traffic loads. The automated monitoring of a prestressed concrete bridge represented a main issue within the overall measuring program. Based on the obtained results the observed traffic situation was defined as optimistic scenario for the future traffic development. Furthermore a possibly occurring pessimistic scenario for the future traffic development could be derived. For both scenarios susceptibilities of structural members to fatigue and durability were analyzed. Especially older superstructures of prestressed concrete bridges were considered. As far as possible the gained results were transferred to steel-concrete composite bridge structures. Suggestions for an optimal maintenance strategy including conclusions for the total number of bridges were developed. Technical standards were checked with regard to an adjustment to changed operational demands.

Part 3: Effects of heavy traffic on the service life of federal road bridge constructions

The service life of existing bridge constructions strongly depends on the current and predicted fatigue strain. This is mainly the result of heavy traffic loads in combination with realistic temperature measurements. This research report investigates pre-stressed roadway plates, joints, components without shear reinforcement, composite materials as well as roadway transitions with regard to their expected service life under fatigue stress conditions.

Four longitudinally pre-stressed, representative bridges served as a basis for the fatigue investigations. One is a box girder bridge that has also been horizontally pre-stressed over eleven fields, one is a slab bridge over three fields with an odd angle, another a T-beam bridge over seven fields that has also been horizontally pre-stressed and the last is a T-beam bridge over four fields. These bridges were represented and analysed using numerical calculations and complex spatial models.

The results obtained in the numerical calculations provide proof of fatigue according to DIN Technical Report 102 [FB102-03], represented by a predefined degree of utilisation. This is determined for the proof of fatigue of the concrete and pre-stressed steel as well as the concrete in the longitudinal and horizontal direction of the bridge at the relevant points.

Apart from these fatigue investigations, four other load models were investigated to assess the effects of heavy vehicles.

For the bridges with tension element links, the degree of utilisation at the links was also determined. In addition, current research is being collected, particular aspects highlighted and a tabular overview of the most current linking processes and their potential for damage is being compiled.

The roadway plates are not reinforced against shear forces and are also being subjected to probability studies. The basis for the reliability analysis are experimental investigations taken from the relevant literature, with the aim of quantifying the inaccuracy of the measuring model with regard to the fatigue load capacity when subjected to shear forces. The subsequent FORM evaluation determines the probability of failure and creates a link to the expected service life.

The current state of knowledge about composite materials subjected to fatigue is being documented, with a brief overview of the fatigue studies carried out on roadway transitions.

The collected findings are being bundled in evaluation criteria for bridge constructions subject to fatigue stress.

Part 4:

Effect referring the admittance of 60 tons heavy-weight vehicles on bridges within the scope of federal roads and freeways

A sustainable and effective traffic infrastructure is necessary for the competitiveness of an economic area. According to this the admittance of trucks with a total weight of 60 tons has to be checked.

Existing bridges were calculated and checked referring to DIN 1072, but traffic with a total weight of 60 tons was not considered. In this way it is very necessary to pay attention to the effects on the existing bridges, especially their structural substance.

The effect on the load capacity of several bridge-systems through 60 tons-trucks will be checked in this project. Using statistical data from road traffic the aim is to look after extreme stresses. Therefore, with support of simulations it is possible to get values of stress at selected points. The simulations were made with different typical systems of bridges and different ratio of heavy-weight vehicles in the traffic. Regarding to these results it should be shown, whether there is any tolerance to our existing design-Level. Depending the span, results will be related to the stock of bridges.

Appendix:

Analysis of „worst-case“ scenarios

With this appendix it should be analysed the effect of the admittance of 60 tons heavy-weight vehicles to the load capacity of different bridge systems under approach of limit values for the significant parameters. Therefore five different “worst-case”-scenarios were defined. The evaluation occurred by

using statistical data of road traffic with regard to extremal loading. The calculations were made for different typical bridge systems in consideration of heavy-weight vehicles in the traffic flow.

The five tested “worst-case”-scenarios include:

- the altitude of the vibration coefficient
- “DTSV number”
- additional authorised heavy-weight vehicles in traffic
- variations of proportion of traffic jam
- increasing of proportion of vehicles in the beside lane.

For the evaluation of the effect from these “worst-case”-scenarios the obtained results were compared to the results from the report of March, the 20th 2007.

Inhalt

Teil 1:	
Auswirkungen des zunehmenden Schwerverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen	17
1 Allgemeines	19
2 Vorgehensweise	21
3 Brückenbestand der Bundesfernstraßen	22
4 Verkehrsbelastung	24
5 Schwerverkehr und Nutzungsdauer von Betonbrücken	30
6 Schwerlastverkehr auf Bundesfernstraßen	33
6.1 Aufgabenstellung	33
6.2 Ergebnisse	34
6.2.1 Automatisierte Dauerüberwachung	34
6.2.2 Sensitivitätsbetrachtungen	39
6.2.3 Erhaltungsaufwand	40
7 Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen	42
7.1 Aufgabenstellung	42
7.2 Ergebnisse	43
7.2.1 Ermüdungsnachweise	43
7.2.2 Koppelfugen	46
7.2.3 Ermüdung von nicht schubbewehrten Bauteilen	47
7.2.4 Verbund zwischen Bewehrung und Beton	48
7.2.5 Ermittlung von Beurteilungskriterien für vorgeschädigte Bauwerke	49
8 Auswirkungen der Zulassung von 60t-Lkw auf Brückenbauwerke im Zuge der Bundesfernstraßen	50
8.1 Aufgabenstellung	50
8.2 Ergebnisse	51
8.2.1 Verkehrslastsimulation	51
8.2.2 Grobkostenschätzung	53
8.2.3 Worst case Szenarien	55
9 Fazit und Ausblick	58
10 Literatur	60
Anlage	62

Teil 2:	
Schwerlastverkehr auf Bundesfernstraßen –	
Erfassung, Erhaltungsbedarf für Brücken	63
1 Einleitung	65
2 Automatisierte Dauerüberwachung	66
2.1 Brückenmonitoring	66
2.2 Ermittlung wirklicher Verkehrslasten	68
2.2.1 Übersicht	68
2.2.2 Systeme in oder auf dem Fahrbahnbelag	69
2.2.3 Systeme an bestehenden Brücken	69
2.2.4 Genauigkeitsklassifikation	70
3 Messungen an der Brohltalbrücke	74
3.1 Allgemeines	74
3.2 Angewandtes Monitoringsystem	75
3.2.1 Grundlagen	75
3.2.2 Messeinrichtung	76
3.2.3 Messdatenanalyse	77
3.2.4 Ermüdungswirksame Verkehrslastanteile	78
3.3 Messprogramm	79
3.3.1 Übersicht	79
3.3.2 Kalibrierung	79
3.3.3 Genauigkeitsklassifikation	80
3.4 Ergebnisse der Messdatenanalyse	82
3.4.1 Silhouettenzählungen	82
3.4.2 Fahrzeuge nach Anzahl Achsen	82
3.4.3 Verkehrslastbeanspruchung	83
3.4.4 5-achsiger Sattelzug	85
3.4.5 Schwertransporte	87
3.4.6 Spannstahlspannungsänderungen	87
3.4.7 Temperaturbeanspruchung	88
3.4.8 Ermüdungsbeanspruchung	88
3.5 Diskussion der Ergebnisse	89
3.5.1 Vergleich mit 1984	89
3.5.2 Kontrollen	90
3.5.3 Schwertransporte	90
3.5.4 Verkehrsdichte	91
3.5.5 Auswirkungen für Ermüdung	91
4 Messungen an der Helbingbrücke	93
4.1 Allgemeines	93
4.2 Messprogramm, Messergebnisse	94
4.3 Diskussion der Ergebnisse	95
5 Empfindlichkeitsstudien	95
5.1 Allgemeines	95
5.2 Temperaturbeanspruchung: linearer Temperaturgradient	95

5.2.1	Grundlagen	95
5.2.2	Normative Regelungen	96
5.2.3	Messungen und Berechnungen	96
5.2.4	Diskussion der Ergebnisse	98
5.3	Verkehrslastbeanspruchung: Ermüdungslastmodelle	98
5.3.1	Einführung	98
5.3.2	Normative Regelungen	98
5.3.3	Vergleichsberechnungen	100
5.3.4	Diskussion möglicher Verkehrsszenarien	101
5.4	Dauerfestigkeitsnachweise	103
5.4.1	Grundlagen	103
5.4.2	Vergleichsberechnungen	105
5.4.3	Diskussion der Ergebnisse	107
6	Erhaltungsaufwand	108
6.1	Allgemeines	108
6.2	Abschnittsweise hergestellte Spannbetonüberbauten	109
6.2.1	Schadenfälle und Folgerungen	109
6.2.2	Auslegung älterer Spannbetonbrücken und Folgerungen	110
6.2.3	Eigene Untersuchungen und Folgerungen	112
6.3	Betonplatten von Verbundbrücken	117
6.3.1	Übersicht	117
6.3.2	Ältere Verbundbrücken	117
6.3.3	Jüngere Verbundbrücken	118
6.3.4	Diskussion der Ergebnisse	119
6.4	Planung von Erhaltungsmaßnahmen	119
6.4.1	Übersicht	119
6.4.2	Risserfassung in Koppelfugenbereichen	120
6.4.3	Risserfassung in Feldbereichen	120
6.4.4	Erfassung korrosionsempfindlicher Spannstähle	121
6.4.5	Eingreifzeitpunkt für Erhaltungsmaßnahmen	121
6.4.6	Maßnahmevarianten, Kosten	122
7	Folgerungen und Empfehlungen	123
7.1	Übersicht	123
7.2	Derzeitiges Verkehrsszenario	123
7.3	Pessimistisches Verkehrsszenario	124
7.4	Allgemeine Klassifizierungskriterien	125
7.5	Bauwerksprüfung	125
7.6	Technische Regelwerke	126
7.6.1	RI-EBW-PRÜF	126
7.6.2	Handlungsanweisung der BAST	126
7.6.3	Vorschriften für den Neubau	126
8	Fazit und Ausblick	127
9	Literatur	127

Teil 3:	
Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenwerke der Bundesfernstraßen	133
1 Fahrbahnplatten aus Spannbeton	135
1.1 Einleitung	135
1.2 Stand der Forschung	135
Untersuchungen über Temperaturmessungen und analytische Bestimmungen der Temperaturbeanspruchungen an Brücken	135
1.2.2 Temperaturansatz nach Norm	136
1.2.3 Ermüdungsverhalten der Baustoffe	136
1.3 Ermüdungslastmodelle	137
1.3.1 Lastmodelle nach Norm	137
1.3.2 Weitere Lastmodelle	138
1.4 Nachweise gegen Ermüdung	139
1.4.1 Vereinfachte Nachweise gegen Ermüdung	139
1.4.2 Nachweis gegen Ermüdung über die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite	139
1.4.3 Betriebsfestigkeitsnachweis	140
1.4.4 Graphische Darstellung der Ergebnisse	140
1.5 Numerische Untersuchungen einer Kastenträgerbrücke	141
1.5.1 Systembeschreibung	141
1.5.2 Finite-Elemente-Modell	141
1.5.3 Einwirkungen	142
1.5.4 Ermüdungsrelevante Bereiche	143
1.5.5 Ergebnisse	143
1.5.6 Fazit	146
1.6 Numerische Untersuchungen einer schiefwinkligen Plattenbrücke	147
1.6.1 Systembeschreibung	147
1.6.2 Finite-Elemente-Modell	147
1.6.3 Einwirkungen	148
1.6.4 Ermüdungsrelevante Bereiche	149
1.6.5 Ergebnisse	150
1.6.6 Fazit	151
1.7 Numerische Untersuchungen einer quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke	152
1.7.1 Systembeschreibung	152
1.7.2 Finite-Elemente-Modell	152
1.7.3 Einwirkungen	152
1.7.4 Ermüdungsrelevante Bereiche	153
1.7.5 Ergebnisse	153
1.7.6 Fazit	156
1.8 Numerische Untersuchungen einer nicht quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke	157
1.8.1 Systembeschreibung	157
1.8.2 Finite-Elemente-Modell	157
1.8.3 Einwirkungen	158
1.8.4 Ermüdungsrelevante Bereiche	158
1.8.5 Ergebnisse	158
1.8.6 Fazit	158

1.9	Vergleich unterschiedlicher Verkehrslastmodelle und deren Auswirkung auf die Brückentragwerke	159
1.9.1	Untersuchte Lastmodelle	159
1.9.2	Vergleichsrechnungen an der Kastenträgerbrücke	159
1.9.3	Vergleichsrechnungen an der Plattenbrücke	160
1.9.4	Vergleichsrechnungen an der quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke	161
1.9.5	Vergleichsrechnungen an der nicht quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke	164
1.9.6	Fazit	164
1.10	Zusammenfassung	164
2	Koppelfugen	166
2.1	Einleitung	166
2.2	Stand der Forschung	166
2.3	Besonderheiten der Koppelfugen	166
2.4	Ansatz in Regelwerken	167
2.5	Ermüdungsverhalten der Kopplungen	168
2.6	Ermüdungsnachweise an der Kastenträgerbrücke im Bereich der Koppelfugen	169
2.6.1	Nachweise für den Beton	169
2.6.2	Nachweise für den Beton- und Spannstahl	169
2.6.3	Fazit	170
2.7	Ermüdungsnachweise an der quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke im Bereich der Koppelfugen	170
2.7.1	Nachweise für den Beton	170
2.7.2	Nachweise für den Beton- und Spannstahl	170
2.7.3	Fazit	171
2.8	Zusammenfassung	171
3	Ermüdung nicht schubbewehrter Bauteile	172
3.1	Einleitung	172
3.2	Stand der Forschung	172
3.3	Vorliegende Datenbasis	174
3.4	Modellunsicherheit	175
3.5	Probabilistische Berechnung	175
3.5.1	Grundlagen	175
3.5.2	Grenzzustandsgleichung	175
3.5.3	Basisvariablen	176
3.5.4	Ergebnis	177
3.6	Zusammenfassung	179
4	Verbund	180
4.1	Einführung	180
4.2	Stand der Forschung	180
4.3	Zusammenfassung	184
5	Fahrbahnübergänge	185
6	Beurteilungskriterien	186
6.1	Einleitung	186
6.2	Kriterien	186
6.2.1	Bauwerkstyp und Querschnittsgeometrie	186
6.2.2	Herstellungsverfahren	187
6.2.3	Temperaturansatz	187
6.2.4	Sensibilität gegenüber Zwangeinwirkungen	187
6.2.5	Vorspannung	187

6.2.6 Schlaglochversagen	187
7 Zusammenfassung und Ausblick	189
7.1 Zusammenfassung	189
7.2 Ausblick	190
8 Literatur	191
9 Anhang	200
9.1 Fahrbahnplatten	200
9.1.1 Kastenträgerbrücke	200
9.1.2 Schiefwinklige Plattenbrücke	221
9.1.3 Plattenbalkenbrücke mit Quervorspannung	241
9.1.4 Plattenbalkenbrücke ohne Quervorspannung	255
9.1.5 Vergleich unterschiedlicher Lastmodelle und deren Auswirkung auf die Brückentragwerke	258
9.2 Koppelfugen	286
9.2.1 Wahrscheinliche Ermüdungsversagensformen als Schadenspotentiale	286
9.2.2 Ergebnisse der Kastenträgerbrücke bei Ansatz eines Vorspanngrades von 0,55-βz	291
9.2.3 Ergebnisse der quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke	295
Teil 4:	
Auswirkung der Zulassung von 60t-Lkw auf Brückenbauwerke	299
1 Zielstellung der Untersuchungen	301
2 Vorgehensweise	302
3 Simulationen	303
3.1. Untersuchte statische Systeme	303
3.2. Zusammensetzung des Fahrzeugstromes	305
3.2.1 Parameter der einzelnen Fahrzeugtypen	305
3.2.2 Fahrzeugabstände	306
3.2.3 Stauwahrscheinlichkeit	307
3.2.4 Schwerfahrzeug	308
4 Auswertung der Simulationen und charakteristische Lasten auf Grundlage der Simulation	311
4.1 Unterteilung in Intervalle	311
4.2 Typ der Verteilungsfunktion	312
4.3 Extrapolation auf einen anderen Zeitraum	312
4.4 Betrachtung von Verkehr in der Nebenspur	313
4.5 Ermittlung der extremalen Momente	315
5 Vergleich der Beanspruchungen	322
5.1 Ermittlung der normierten Beanspruchungen	322
6 Auswertung	327
6.1 Simulationsergebnisse	327
6.2 Vergleich mit den nach Norm ermittelten Beanspruchungen	331
6.2.1 Einfeldträger	331
6.2.2 Zweifeldträger – „Fließender Verkehr“	334
6.2.3 Zweifeldträger – „Höherer Stauanteil“	334
7 Zusammenfassung	337
8 Annahmen zur Grobkostenschätzung	338
8.1 Brückenbestand	338

8.2	Grobkostenschätzung	340
	Literatur	347

**Nachtrag zu Teil 4:
Untersuchungen zu „worst-case“-Szenarien 349**

1	Zielstellung der Untersuchungen	351
2	Vorgehensweise	352
3.	Eingabeparameter für die Simulationen	353
3.1	Untersuchte statische Systeme	353
3.2	Zusammensetzung des Fahrzeugstromes	354
3.2.1	Parameter der einzelnen Fahrzeugtypen	354
3.2.2	Stauwahrscheinlichkeit	355
3.2.3	Schwerfahrzeuge	356
3.2.4	Berücksichtigung von Verkehr in der Nebenspur	357
4	Szenarien 1 – 5 (Variation der Parameter)	358
4.1	Szenarium 1 „Höheres Transportvolumen“	358
4.2	Szenarium 2 „Höhere Schwingbeiwerte“	358
4.3	Szenarium 3 „Variation der Stauwahrscheinlichkeit“	359
4.4	Szenarium 4 „Höherer Lkw- Anteil in der Nebenspur“	359
4.5	Szenarium 5 „Einfluss von Sonderfahrzeugen (genehmigungspflichtiger Schwerverkehr)“	360
5	Ergebnisse der Simulation	362
5.1	Ergebnisse Szenarium 2 „Höherer Schwingbeiwert“	362
5.2	Ergebnisse Szenarium 3 „Variation der Stauwahrscheinlichkeit“	363
5.3	Ergebnisse Szenarium 5 „Einfluss von Sonderfahrzeugen (genehmigungspflichtiger Schwerverkehr)“	370
6	Auswertung	372
7	Zusammenfassung	375

Teil 1:

Auswirkungen des zunehmenden Schwerverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen

Rolf Kaschner

Bundesanstalt für Straßenwesen
Bergisch Gladbach

Bericht zu FE 04243 des Arbeitsprogrammes der Bundesanstalt für
Straßenwesen

1. Allgemeines

Eine wesentliche Voraussetzung für eine wettbewerbsfähige und wachstumsorientierte Wirtschaft bildet eine leistungsfähige Verkehrsinfrastruktur. Vor dem Hintergrund des Integrationsprozesses der Europäischen Union mit Aufnahme der osteuropäischen Staaten, der verstärkten internationalen Arbeitsteilung und der weltweiten Globalisierung nimmt deren Bedeutung sogar noch weiter zu. Zwischen wirtschaftlichem Wachstum und Zunahme der Gütertransportleistung gibt es eine sehr enge korrelative Beziehung. Hierbei besitzt die Straße als Verkehrsträger eine herausgehobene Bedeutung. Gegenwärtig werden rund 70% aller Gütertransportleistungen auf der Straße erbracht, wobei die Bundesfernstraßen mit einer Länge von über 53.000 km Länge und ca. 38.000 Brücken mit mehr als 90% die Hauptlast bewältigen, obwohl ihr Anteil am überörtlichen Netz nur 23% beträgt.

Deutschland mit seiner zentralen Lage in Europa steht deshalb hinsichtlich seiner Verkehrsinfrastruktur in besonderem Maße im Blickpunkt. Die Verkehrspolitik muss mehr denn je darauf gerichtet sein, die Mobilität von Menschen und Gütern zu sichern. Voraussetzung hierfür ist, Investitionen in erforderlichem Maße in die Verkehrsinfrastruktur rechtzeitig zu planen und durchzuführen. Dies gilt sowohl für den Bestand als auch für den Neubau. Im Verkehrsbericht 2000 [1] wird ausgehend vom Jahr 1997 prognostiziert, dass die Güterverkehrsleistung bis 2015 um 64,1% auf 608 Mrd. tkm wachsen wird. Für die Steigerung im Straßengüterfernverkehr wurde eine überproportionale Entwicklung gegenüber den anderen Verkehrsträgern mit einer Zunahme von 70,8% auf 402 Mrd. tkm vorausgesagt.

Die 2005 erstellte „Prognose der deutschlandweiten Verkehrsverflechtungen 2025“ [2] belegt ausgehend von der Analyse des Standes von 2004 die rasante Güterverkehrsentwicklung insbesondere für die Straße. Die in [1] für das Jahr 2015 prognostizierte Transportleistung für den gesamten Güterverkehr und für den Straßengüterfernverkehr wurden mit 548,1 bzw. 366,5 Mrd. tkm bereits in 2004 nahezu erreicht. Die Prognose für 2025 geht von noch größeren Steigerungsraten aus als der Verkehrsbericht. So wird vorausgesagt, dass Transportleistung auf der Straße im Fernverkehr mit 84% gegenüber 71% aller Verkehrsträger weiter überproportional wachsen wird. Im Verkehrsaufkommen betragen die Steigerungsraten 55% für den Straßengüterfernverkehr und 28% aller Verkehrsträger.

Eine weitere im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung erstellte Untersuchung zur „Abschätzung der langfristigen Entwicklung des Güterverkehrs in Deutschland bis 2050“ [3] sagt eine ungebrochene Entwicklung in den nächsten Jahrzehnten voraus, in der u.a. der Straßengüterverkehr in der Leistung um 116% und im Aufkommen um 44% bezogen auf 2005 zunehmen wird. In Abbildungen 1 und 2 sind die Güterverkehrsentwicklungen zusammenfassend dargestellt.

Einen weiteren Aspekt der Güterverkehrsentwicklung beobachten die Baulastträger mit Sorge. Es handelt sich um die fast exponentielle Zunahme von Anträgen des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs, wie am Beispiel der Aufzeichnungen der Autobahndirektion Nordbayern (Abb.3) zu erkennen ist. Gleichzeitig ist aber auch ein Ansteigen der Häufigkeit sehr schwerer Transporte zu verzeichnen, z.B. in Thüringen eine Verzehnfachung in 15 Jahren (Abb. 4). Prinzipiell können bei Überschreitungen der zulässigen Gesamtgewichte gemäß §34,

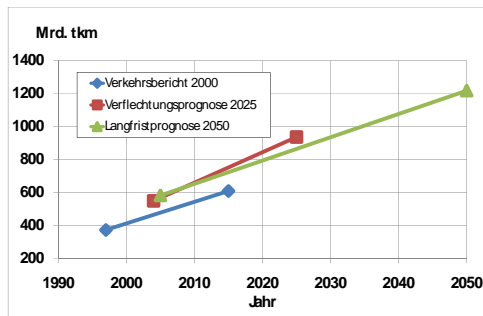


Abb.1: Entwicklung des Güterverkehrs

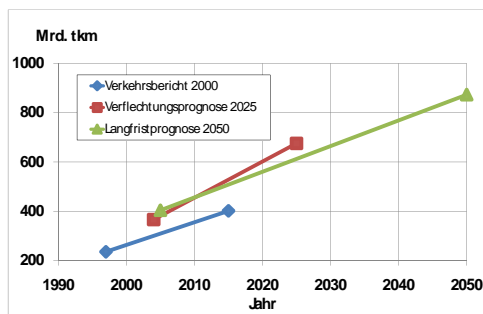


Abb.2: Entwicklung des Straßengüterfernverkehrs

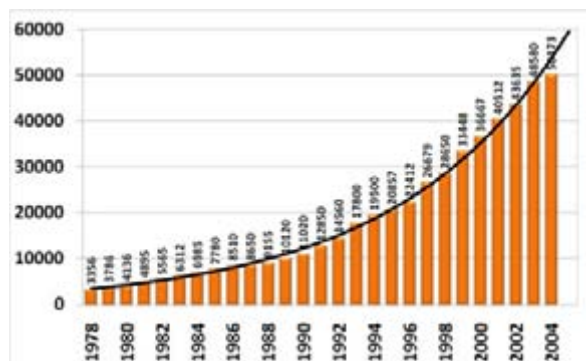


Abb. 3: Anzahl der Anträge für Schwertransporte bei der Autobahndirektion Nordbayern

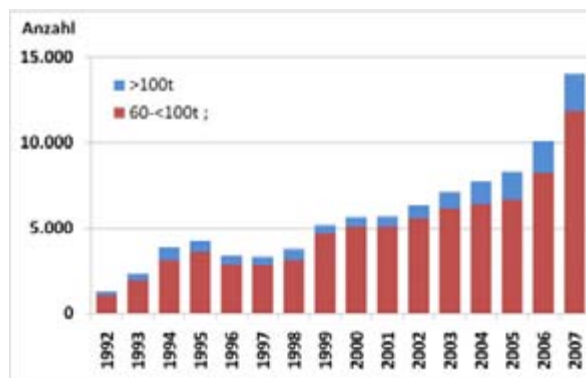


Abb.4: Entwicklung Schwertransporte Thüringen

StVZO (z.B. für Sattelaufleger 40t, im kombinierten Verkehr 44t) nach §29 (3) Ausnahmegenehmigungen bei den Straßenverkehrsbehörden beantragt und genehmigt werden.

Hierbei sind die Straßenbaubehörden im Rahmen eines Anhörungsverfahrens zu beteiligen. Häufig werden in letzter Zeit unter dem Hinweis der Verwaltungsvereinfachung flächendeckende Dauergenehmigungen mit sogenannten Negativlisten von nicht zu befahrenden Bauwerken erteilt. Wegen des Umfangs von teilweise mehreren hundert Bauwerken sind Missachtungen der Auflagen und damit eine nicht zulässige Beanspruchung der Brückenkonstruktionen nicht auszuschließen.

Angesichts der sichtbaren ungebremsen Zunahme des Schwerverkehrs stellt sich für den Baulastträger des Bundesfernstraßennetzes die Frage nach den Auswirkungen und den daraus abzuleitenden Maßnahmen. Im Fokus der Betrachtungen stehen im vorliegenden Fall die Brückenbauwerke als wesentliche Elemente eines Straßennetzes. Verkehrseinschränkungen auf Brücken oder gar ein Ausfall von Bauwerken haben massive Erhöhungen von Nutzerkosten zur Folge und können damit zu erheblichen volkswirtschaftlichen Beeinträchtigungen führen. Deshalb ist einerseits eine systematische und nachhaltige Ertüchtigung und Erhaltung des Brückenbestandes erforderlich. Andererseits sind für den Brückenneubau die Last- und Bemessungsvorschriften dahingehend anzupassen, dass den Prognosen der Verkehrsentwicklung mit ausreichender Sicherheit Rechnung tragen.

Diesen Aufgabenstellungen haben sich das Bundesministerium für Verkehr Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) und die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) verstärkt gewidmet, in dem sie eine Folge von externen Forschungsprojekten initiiert und fachlich begleitet haben. Über die Zielsetzungen

gen, Vorgehensweisen und Ergebnisse wird zusammenfassend berichtet. Daran anschließend werden die Schlussberichte der Forschungsprojekte vollständig wiedergegeben.

2. Vorgehensweise

Ausgangspunkt der Betrachtungen war zunächst die Fragestellung nach den Auswirkungen der Zunahme des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brücken. Im Rahmen einer Studie sind in einem ersten Forschungsprojekt A [4] hierzu Grundlagen für die Ermittlung des Gefährdungspotentials infolge Ermüdung für die Brücken der Bundesfernstraßen aufgezeigt sowie die weitere prinzipielle Vorgehensweise für die Nachfolgeprojekte erarbeitet worden. Wegen des vorrangigen Anteils von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken mit mehr 87% bezogen auf die Bauwerksfläche wurden die Untersuchungen auf diese Bauweisen begrenzt. Auf der Basis der dafür maßgebenden Berechnungsansätze wurden Beurteilungskriterien entwickelt, die eine nach Bauteilen und Bauweisen differenzierte Abschätzung der Verkürzung der Nutzungsdauer infolge Zunahme des Schwerverkehrs ermöglichen. Beispielhaft wurden diese Untersuchungen für Tragwerke der Brückenklasse 60 durchgeführt, offene Probleme identifiziert und der weitere Forschungsbedarf aufgeführt.

Die Ergebnisse von [4] einschließlich einer ergänzenden Betrachtung [5] für die Brückenklassen 30/30 und 45 führten zunächst zu zwei Folgeprojekten:

Projekt B: „*Schwerlastverkehr auf Bundesfernstraßen: Erfassung, Erhaltungsbedarf für Brücken*“ [6]

Projekt C: „*Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen*“ [7]

Die Aufgabenstellung des Projektes B bestand darin, mittels eines dynamischen Dauererfassungssystems die Bauwerksreaktionen einer Brücke in einer hoch belasteten Autobahn zu erfassen und auszuwerten. Als Untersuchungsobjekt wurde hierfür die Brohltalbrücke im Zuge der Bundesautobahn A 61 ausgewählt, da an diesem Bauwerk bereits Mitte der 80er Jahre Verkehrslastmessungen durchgeführt wurden, die später für die Entwicklung des Verkehrlastmodells LM1 im Eurocode 1 eingeflossen sind. Aus dem Vergleich mit diesen Werten und mit weiteren Daten vorliegender Achslasterfassungen in Deutschland waren anhand von Prognosen Sensitivitätsbetrachtungen zur Ermüdungsgefährdung durchzuführen und daraus Schlussfolgerungen für den Erhaltungsbedarf des Bauwerksbestandes zu ziehen.

Im Projekt C waren die im Rahmen der Studie A identifizierten folgende Problembereiche genauer zu betrachten:

- Ermüdung vorgespannter Fahrbahnplatten unter Verkehr und Temperatur
- Koppelfugen älterer Spannbetonbrücken
- Ermüdung von nicht schubbewehrten Bauteilen
- Verbund zwischen Bewehrung und Beton

Zusätzlich bestand die Aufgabe, Beurteilungskriterien zu Ermüdungsgefährdung für vorgeschädigte Bauwerke zu erstellen.

Die während der Bearbeitung in verschiedenen Fachkreisen und in der Öffentlichkeit geführten intensiven Diskussionen zur Zulassung neuer innovativer Fahrzeugkonzepte mit höheren zulässigen Gesamtgewichten und längeren zulässigen Fahrzeugabmessungen wurden in den Untersuchungen zu den Auswirkungen auf die Nutzungsdauer der Brücken nachträglich berücksichtigt. Darüber hinaus bestand wegen der vorgeschlagenen Einführung größere Fahrzeuggewichte die

Erfordernis, den Einfluss auf die Standsicherheit der Bauwerke zu überprüfen. Diese Untersuchungen erfolgten in einem weiteren externen Forschungsprojekt (C) "Auswirkung der Zulassung von 60t-LKW auf Brückenbauwerke im Zuge der Bundesfernstraßen" [8]. Auf der Grundlage von Verkehrslastsimulationsberechnungen an verschiedenen den Bestand charakterisierenden Tragwerkssystemen wurden Beanspruchungssituationen hinsichtlich der Tragfähigkeit ermittelt. Als Ausgangsszenario diente dazu der mittels eines Achslasterfassungssystems gemessene Schwerverkehr auf der Bundesautobahn BAB A61 in der Nähe des Autobahnkreuzes Bliesheim. In den weiteren Szenarien wurden Teile dieses Schwerverkehrs durch Fahrzeuge nach dem modularen Konzept (Abb. 5) ersetzt und die statischen Auswirkungen ermittelt. Auf der Grundlage von bereichsweise festgestellten Überschreitungen zulässiger Beanspruchungen erfolgte eine Grobkostenschätzung für die Ertüchtigung des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen.

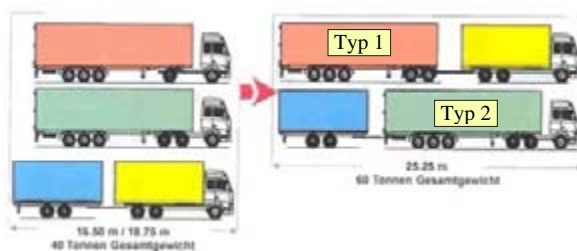


Abb.5: Modulare Nutzfahrzeugsysteme Typ 1 und 2

3. Brückenbestand der Bundesfernstraßen

Gegenwärtig mit Stichtag vom 31.12.2007 zählen 38.066 Brücken als Gesamtbauwerke (entspricht 49136 Teilbauwerke) mit einer Gesamtlänge von 1996km und einer Brückenfläche

von 28,97 Mio. m² zum Bauwerksbestand von Bundesautobahn (BAB) und Bundesstraßen (B-Str). Gemäß Anweisung Straßendatenbank, Teilsystem Bauwerksdaten (ASB-ING) [9] sind die Brücken als getrennte Teilbauwerke zu erfassen, z.B. wenn es sich um zwei- oder mehrteilige Überbauten handelt oder sich bei größeren Flussquerungen der Hauptbaustoff des Überbaus zwischen Vorlandbrücken und Strombrücke unterscheidet. Für die nachfolgend dargestellten Untersuchungen der Auswirkungen des Schwerverkehrs [6,7,8] stehen die so genannten A-Bauwerke, d.h. die Brücken im Zuge von BAB und B-Str im Vordergrund, da sie die Hauptlast des Schwerverkehr zu tragen haben. Ihr Anteil umfasst ca. 81% der Gesamtbauwerksfläche und 77% der Anzahl der Teilbauwerke.

Betrachtet man die Bauweisen, so spielt Spannbeton mit 2/3 gemessen an der Brückenfläche eine herausgehobene Rolle. Insgesamt beträgt der Anteil von Spannbeton und Stahlbeton rund 86% (Abb. 6).

Die Alters- und Tragfähigkeitsstruktur (Abb. 7 und 8) hat in Deutschland einen sehr heterogenen Verlauf. In den alten Bundesländern wurde bedingt durch die wirtschaftliche Entwicklung ein Großteil des Straßennetzes Mitte der 60er bis Mitte der 80er Jahre errichtet bzw. ausgebaut, darunter sehr viele große Talbrücken. Während in den neuen Ländern erst nach der Wiedervereinigung bedingt durch den meist schlechten Erhaltungszustand im größeren Umfang Brücken neu gebaut wurden.

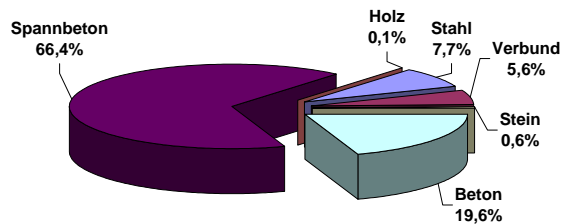


Abb. 6: Brücken im Zuge von BAB und Bundesstraßen; Brückenflächen nach Bauweisen, Stand 31.12.2007

Dieses schlägt sich auch in der Tragfähigkeitsstruktur mit sich im Laufe der Zeit veränderten Einwirkungs- und Bemessungsvorschriften nieder. Mit der DIN 1072 „Straßen-Wegebrücken“, Ausgabe Juni 1952 wurden die Brückenklassen 60, 45 und 30 für Autobahnen und Landstraßen eingeführt. Davor galt für die höchste Brückenklasse IA als Bemessungslast entweder eine 24t Dampfwalze oder ein 40t Raupenfahrzeug (DIN 1072, Ausgabe April 1941 bzw. September 1944). Eine Überprüfung der Verkehrslastannahmen in den 80iger Jahren führte wegen des häufigen Überhol- und Begegnungsverkehr schwerer LKW zu einer Novellierung der DIN 1072 mit der Ausgabe 12/1985 und der Einführung der Brückenklassen 60/30 und 30/30. Zuletzt wurden die Lastannahmen für Verkehr durch das Lastmodell 1 im DIN-Fachbericht 101 im Jahre 2003 aktualisiert. Daraus ist erkennbar, dass die Brücken in Abhängigkeit der zum Zeitpunkt der Bemessung gültigen Vorschriften sehr unterschiedliche Reserven bzw. Defizite hinsichtlich der Tragfähigkeit im Hinblick auf den heutigen Schwerverkehr aufweisen.

Mit den nach RI-EBW-PRÜF [10] und DIN 1076 regelmäßig durchzuführenden Bauwerksprüfungen wird auf der Basis aller erfassten Schäden der Bauwerkszustand berechnet. Die Verteilung der Zustandsnoten der letzten Jahre (Abb. 9) zeigt einen deutlich negativen Trend ohne dass es jedoch ein akutes Standsicherheitsrisiko besteht. Die Zustandsnote wird hauptsächlich

durch den schlechtesten Schaden beeinflusst und drückt so indirekt die Dringlichkeit der Instandsetzungsmaßnahme für die Behebung des Schadens aus. Umfang des maßgebenden Schadens oder Kosten können aus der Zustandsnote nicht abgeleitet werden. Gegenwärtig besteht für ca. 2,4% der Bauwerksflächen mit Zustandsnoten zwischen 3,5 bis 4 ein kurzfristiger Handlungsbedarf. Insgesamt sind im Bundesverkehrswegeplan 2003 für den Zeitraum 2001 bis 2015 rund 34 Mrd. Euro zur Finanzierung für Erhaltungsmaßnahmen vorgesehen.

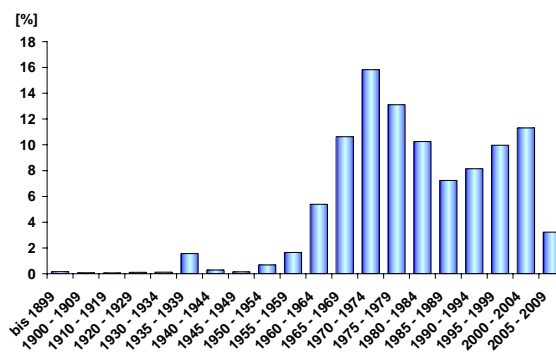


Abb. 7: Altersstruktur nach Brückenflächen
Stand 31.12.2007

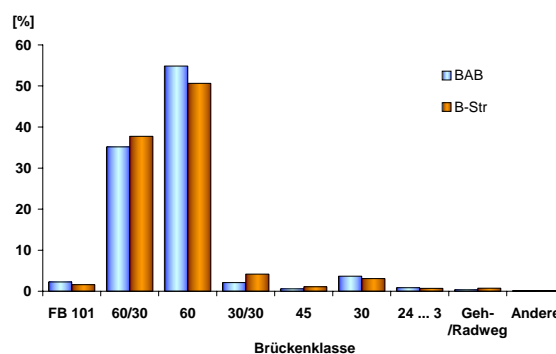


Abb. 8: Brückenklassen nach Brückenflächen
Stand 31.12.2007

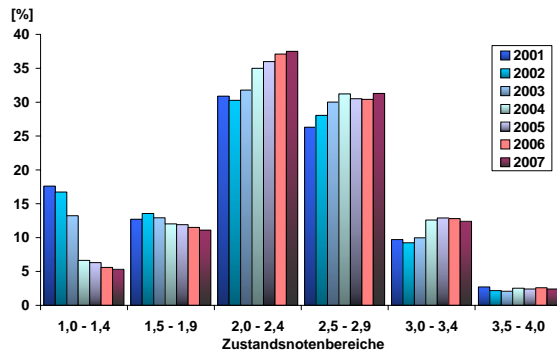


Abb. 9: Zustandsnoten nach Brückenflächen
Stand 31.12.2007

4. Verkehrsbelastung

Für die Beurteilung der Auswirkungen des stetig wachsenden Güterverkehrs auf die Straßeninfrastruktur reichen die aggregierten Informationen der Verkehrsprognosen nicht aus. Zur Überwachung der Verkehrsentwicklung werden seit 1975 jährlich auf ausgewählten Abschnitten der Bundesfernstraßen Verkehrsmengen durch automatische Dauerzählstellen erhoben [11]. Darüber hinaus werden im Turnus von 5 Jahren umfangreichere manuelle Straßenverkehrszählungen (SVZ) durchgeführt [12]. Über die Bundesautobahnen liegen Informationen zu den durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärken (DTV) und überwiegend auch zu dem Anteil des Schwerververkehrs von rund 2400 jeweils einen Streckenabschnitt repräsentierenden Zählstellen vor. Die Summe der Streckenabschnitte beträgt fast 12.000 km und damit nahezu vollständig das gesamte Autobahnnetz. Nach der SVZ 2005 beträgt die durchschnittliche tägliche Kfz-Verkehrsstärke auf Autobahnen rund 48.000 Kfz/24h mit einem Anteil von 18.9% des Güterschwerverkehrs.

Für später dargestellte Untersuchungen der Brücken wurden folgende Klassenteilungen für den Schwerverkehr mit LKW pro Werktag und Richtung vorgenommen:

- SV-Klasse 1: > 12.000
- SV-Klasse 2: 8.000 bis 12.000
- SV-Klasse 3: 4.000 bis 8.000
- SV-Klasse 4: < 4.000

Danach ergibt sich für Brücken im Zuge von BAB die in Abbildung 10 dargestellte Verteilung.

Über den Netzbezug der Zählstellen kann eine Zuordnung der Verkehrsstärken zu Bauwerken abgeleitet werden. Für die im Bauwerksbestand interessierenden Brückenklassen 60 und 60/30 ergeben sich die Verteilungen nach Abbildung 11 und 12.

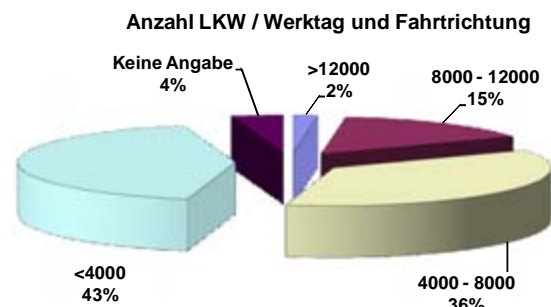


Abb. 10: Schwerverkehr auf BAB, Stand 2005



Abb. 11: DTSV für Brücken BK60 im Zuge von BAB nach Brückenfläche

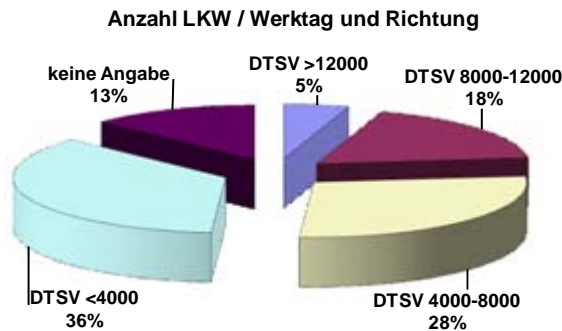


Abb. 12: DTSV für Brücken BK60/30 im Zuge von BAB nach Brückenfläche

Zur Ermittlung der Beanspruchungen der Straßeninfrastruktur sind neben den Verkehrsstärken noch weitere Informationen erforderlich wie

- Zusammensetzung des Schwerverkehrs nach LKW-Typen (Anzahl und Häufigkeiten)
- Verteilungen der Gesamtgewichte je LKW-Typ
- Verteilungen der Achslasten
- Verteilungen der LKW-Abmessungen
- Verteilungen der Fahrzeugabstände
- Fahrzeuggeschwindigkeiten

Zur Erfassung dieser Daten ist ein Achslasterfassungsnetz mit insgesamt 40 Messstellen in den Bundesautobahnen in vier Erstellungsphasen im Aufbau (Anlage, [13]). Die ersten fünf Messstellen gingen im Rahmen eines Pilotprojektes im Bundesland Hessen 1997 in Betrieb:

- BAB A5; Alsfeld (HE)
- BAB A45; Florstadt (HE)
- BAB A5; Langen (HE)
- BAB A3; Hanau (HE)
- BAB A66; Miquelallee (HE)

Die zweite Ausbaustufe mit den weiteren Messstellen

- BAB A2; Lehnin (BB)
- BAB A20; Neustadt-Glewe (MV)
- BAB A33; Stukenbrock (NW)
- BAB A40; Staehlen (NW)
- BAB A61/A1; Bliesheim (NW)

- BAB A8; Dachau (BY)
- BAB A9; Dessau (ST)
- BAB A9, Bahrer Weiher (BY)



Abb. 13. Messstelle "Bliesheim"

ist abgeschlossen, so dass gegenwärtig im Prinzip richtungsbezogen 22 Messquerschnitte bundesweit verfügbar sind. In der Regel werden die erfassten Fahrzeuginformationen wegen der enormen Datenmenge zu so genannten Stundenwerten aggregiert. Für die vorliegenden Untersuchungen an Brücken sind jedoch Einzelfahrzeugdaten erforderlich, die bisher nicht in ausreichender Anzahl und Qualität zur Verfügung gestellt werden konnten [13]. Erste Analysen wurden mit Einzelfahrzeugdaten aus der Pilotphase durchgeführt. Weitere Auswertungen folgten mit Daten der zweiten Ausbaustufe aus 2004 und 2005. Die umfangreichsten Ergebnisse liegen von der Messstelle "Bliesheim" im Zuge der BAB A61/ A1 (Abb. 13) vor, wo ein extremer LKW-Verkehr in Häufigkeit und Schwere ermittelt wurde. Deshalb wurden die Daten dieser Messstelle den weiteren bauwerksbezogenen Untersuchungen insbesondere in [8] zu-

grunde gelegt. Alle Messstellen mit Ausnahme von "Miquelallee" bilden einen typischen LKW-Fernverkehr ab. Erkennbar ist dies insbesondere durch die Anteile des LKW (Typ 8) und des Sattelzuges (Typ 98). Der Vergleich zwischen den Fahrzeugkollektiven Hessen 1998 (Abb. 14) und Biesheim 2004 (Abb. 15) zeigt eine starke Konzentration zu dem 5achsigen Sattelzug. Der Anteil beträgt deutlich über 50%. Andererseits nimmt der Anteil der "anderen" Fahrzeuge einen deutlich geringeren Prozentsatz ein. Eine weitere Differenzierung des Fahrzeugkollektivs ist wegen der dominierenden Rolle des Typs 98 für den genehmigungsfreien LKW-Verkehr nicht erforderlich. Jedoch hat sich bei den Verkehrssimulationen gezeigt, dass der Anteil des genehmigungspflichtigen Schwerververkehrs mit Gesamtgewichten über 40 bzw. 44t zu berücksichtigen ist. Weitere Auswertungen zu Messstellen der zweiten Ausbaustufe wurden im Rahmen einer Diplomarbeit [14] vorgenommen.

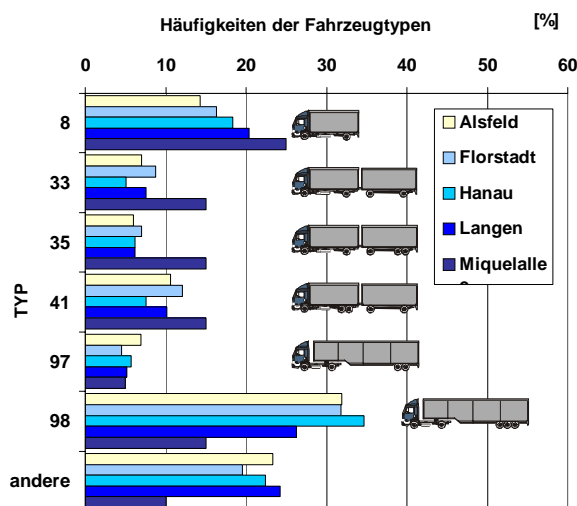


Abb. 14: Fahrzeughäufigkeiten, Messstellen in Hessen, 1998

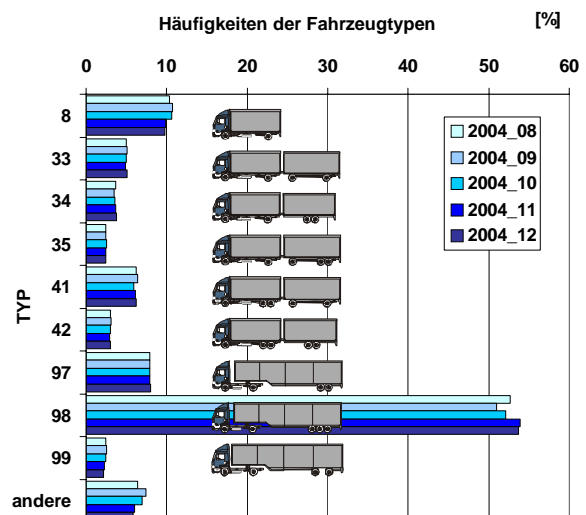


Abb. 15: Fahrzeughäufigkeiten BAB A61, 2004

Die für die Verkehrslastsimulationen benötigten Verteilungsfunktionen der LKW-Gesamtgewichte, Achslasten und -abstände sowie der Fahrzeugabstände erhält man aus statistischen Analysen. Zunächst werden die Datenreihen durch Klassierungen in Häufigkeitsverteilungen überführt und anschließend mit geeigneten statischen Verteilungen approximiert. Für die Gesamtgewichte haben sich dafür so genannte bi- oder trimodale Normalverteilungen gemäß Gleichung (1) bewährt.

$$NV_{GG}(x) = \sum_{i=1}^n \xi_i * NV_i(x, \mu_i, \sigma_i) \quad (1)$$

$$\text{mit } \sum_{i=1}^n \xi_i = 1 \quad \text{und } n=2(3)$$

Die Abbildung 16 und 17 zeigen die Häufigkeitsverteilung und die Approximation durch zwei bzw. drei Normalverteilungen für das Gesamtgewicht des Sattelzuges Typ 98 für die Messstelle Biesheim im September 2004. Die Anpassung mit drei Normalverteilungen ist gemessen an der Fehlerquadratabweichung etwas besser, da im vorliegenden Fall drei lokale Extremwerte zu verzeichnen sind. Da bei den nachfolgenden Untersuchungen zur Tragfähigkeit jedoch nur die Maximalwerte interessieren, ist besonders die Annäherung für die oberen Gewichtsklassen von Bedeutung. Diese

weichen nur unwesentlich von einander ab, wie die Kennwerte (Tab. 1) der jeweils oberen Normalverteilung zeigen:

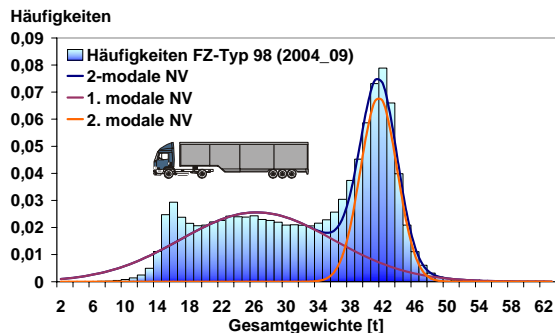


Abb. 16: Bimodale Normalverteilung für die Gesamtgewichte des Sattelzuges Typ 98

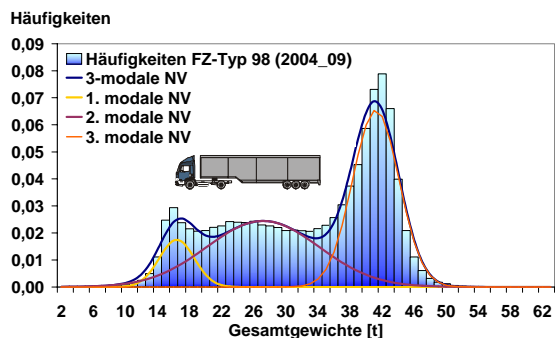


Abb. 17: Trimodale Normalverteilung für die Gesamtgewichte des Sattelzuges Typ 98

Aus diesem Grund wurde im weiteren Verlauf der Betrachtungen generell mit bimodalen Gesamtgewichtsverteilungen gearbeitet.

Aus den grafischen Darstellungen der Gesamtgewichtsverteilung kann man gut den Überladungsanteil erkennen. Der Mittelwert der zweiten Normalverteilung liegt schon oberhalb von 40t. Der aufsummierte Anteil beträgt im dargestellten Beispiel nahezu 30%. Der Vergleich der Häufigkeitsverteilungen der Gesamtgewichte am Beispiel des Sattelzuges aus 1998 und 2004/2005 (Abb. 18) deutet auf einen Trend zu höheren Auslastungen in den oberen Gewichtsklassen und zu größeren Überladungsanteilen hin.

Sensitivitätsbetrachtungen haben gezeigt, dass es hinsichtlich der Genau-

igkeit für Verkehrssimulationen ausreichend ist, den normalen (genehmigungsfreien) Schwerverkehr durch die

Tab. 1: Kennwerten der Normalverteilung

Kennwert	bimodale NV	trimodale NV
Mittelwert μ	41,2	41,5
Streuung σ	2,9	2,3

fünf häufigsten LKW-Typen abzubilden, zu mal der Fahrzeugtyp 98 in Häufigkeit und Gewicht so dominierend ist. Für diese Fahrzeuge wurden aus den Messwerten der Erfassungsstelle Bliesheim für die Monate August bis Dezember 2004 die in der Tabelle 2 dargestellten Parameter der statistischen Verteilungen für die Gesamtgewichte ermittelt.

Die Gewichtsverteilungen der Achslasten können in gleicher Weise wie für das Gesamtgewicht berechnet werden. Bei allen statistischen Auswertungen zeigte sich jedoch ein sehr konstantes Verhältnis der Achslasten (Tab. 3) zu einander, so dass die Achslasten aus den Gesamtgewichten über konstante Verhältniswerte abgeleitet wurden.

Ähnlich verhält es sich mit den Achsabständen. Sie zeigen in den statistischen Auswertungen sehr stabile Mittelwerte mit geringen Streuungen (Tab. 4), so dass hier ebenso mit festen Werten gerechnet werden konnte. Man kann diese Erkenntnisse gut für die Qualitätssicherung der Erfassungsdaten verwenden. Zusammenfassend sind die Achslastverhältnisse und Achsabstände in den Tabellen 5 und 6 aufgeführt.

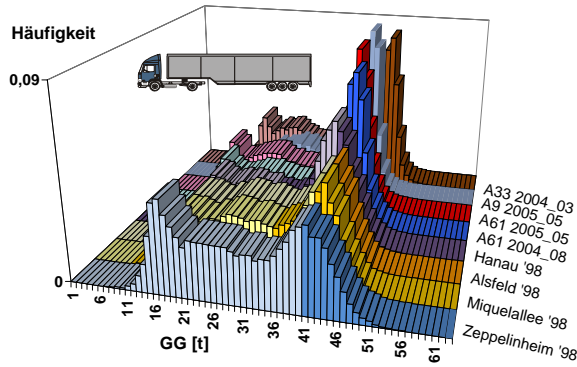


Abb. 18: Häufigkeitsverteilung des Gesamtgewichtes des Sattelzuges Typ 98

Tab. 2: Statistische Parameter der Normalverteilungen für die Gesamtgewichte

FZ_TYP	Größen	Mittelwert A61
8	μ_1	5,96
	σ_1	1,46
	μ_2	9,17
	σ_2	4,40
	$\xi_{8,1}$	0,49
33	μ_1	19,03
	σ_1	2,32
	μ_2	20,84
	σ_2	7,39
	$\xi_{33,1}$	0,20
41	μ_1	27,68
	σ_1	5,95
	μ_2	41,45
	σ_2	3,25
	$\xi_{41,1}$	0,69
97	μ_1	15,67
	σ_1	1,88
	μ_2	21,14
	σ_2	5,28
	$\xi_{97,1}$	0,34
98	μ_1	25,96
	σ_1	9,20
	μ_2	40,53
	σ_2	2,48
	$\xi_{98,1}$	0,62

Tab. 3: Achslasten [%] vom Gesamtgewicht für den Sattelzug Typ98

Typ 98	Aug 04	Sep 04	Okt 04	Nov 04	Dez 04	Mittelwert
Achse 1	20,8	20,8	20,8	20,7	20,8	20,8
Achse 2	28,1	28,1	28,1	28,1	28,2	28,1
Achse 3	17,0	17,0	17,0	17,0	16,9	17,0
Achse 4	17,0	17,1	17,0	17,0	17,0	17,0
Achse 5	17,0	17,1	17,1	17,1	17,1	17,1

Tab. 4: Achsabstände [m] für den Sattelzug Typ98

Typ 98	Aug 04	Sep 04	Okt 04	Nov 04	Dez 04	Mittelwert
Achse 1-2	3,73	3,73	3,73	3,73	3,73	3,73
Achse 2-3	5,60	5,61	5,61	5,62	5,62	5,61
Achse 3-4	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Achse 4-5	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30

Tab.5: Achslasten

Mittlere Achslastanteile [%] vom Gesamtgewicht					
Achse	Fahrzeugtyp				
	8	33	41	97	98
1	44,9	25,8	20,9	30,6	20,8
2	55,1	37,2	25,8	30,9	28,1
3		18,9	16,1	19,1	17,0
4		18,1	19,5	19,4	17,0
5			17,7		17,1

Tab.6: Achsabstände

Mittlere Achsabstände [m]					
Achse	Fahrzeugtyp				
	8	33	41	97	98
1-2	4,46	4,93	4,65	3,72	3,73
2-3		6,47	1,34	6,59	5,61
3-4		5,00	5,17	1,32	1,30
4-5			4,64		1,30

Die Fahrzeugabstände werden statistisch am besten mit einer logarithmischen Normalverteilung (2) beschrieben, nach dem die erfassten Daten klassiert und eine entsprechende Häufigkeitsverteilung erstellt wurde (Abb.19). Im vorliegende Fall beträgt die Klassenbreite 5m.

$$NV_{Ln}(x, \mu, \sigma, c) =$$

$$\frac{5}{\sqrt{2\pi} * \sigma} * \frac{1}{(x - c)} * \exp\left(-\frac{(\ln(x - c) - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (2)$$

Bei den zur Zeit zur Verfügung stehenden Daten besteht allerdings die Schwierigkeit, dass durch das Herausfiltern aller PKW bei der Datenregistrierung damit auch der Abstand eines LKW zum vorausfahrenden Fahrzeug verloren geht, sofern es sich nicht auch um einen LKW handelt. Für den Hauptfahrstreifen ist dieser Umstand eher von nachrangiger Bedeutung, da hier auf hochbelasteten Strecken fast ausschließlich LKW unterwegs sind, besonders wenn es sich wie an der Messstelle Bliesheim um einen 6streifigen Autobahnquerschnitt handelt. Für die Abstände der LKW in den Überholfahrstreifen müssen Annahmen über die Häufigkeiten von PKW getroffen werden.

Als Parameter der logarithmischen Normalverteilung für die LKW-Abstände in den Hauptfahrstreifen wurden folgende Werte ermittelt:

$$\mu = 4,308$$

$$\sigma = 1,074$$

$$c = 1,44$$

Damit ergibt sich für den Erwartungswert E und die Standardabweichung S der LKW-Abstände

$$E = 133 \text{ m}$$

$$S = 193 \text{ m.}$$

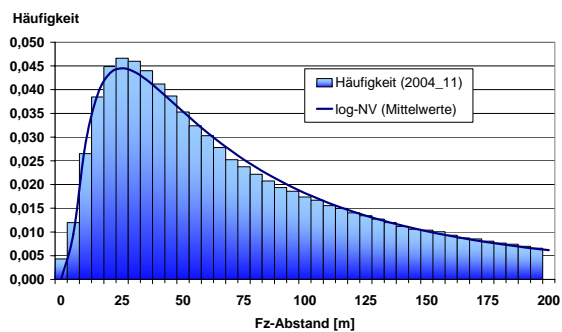


Abb. 19: Fahrzeugabstände

5. Schwerverkehr und Nutzungsdauer von Betonbrücken

Qualitativ ist es unbestritten, dass die Zunahme des Schwerverkehrs einen Einfluss auf die Ermüdung der Materialien hat und zur Verkürzung der Nutzungsdauer der Brückenbauwerke führen kann. Bisher fehlt jedoch eine für den Baulastträger enorm wichtige Abschätzung dieser Entwicklung hinsichtlich der Quantität. Durch die Studie [4] wurden dazu erste Grundlagen für Betonbrücken erarbeitet.

Danach bestimmt sich die Nutzungsdauer T eines Bauwerks durch mindestens drei Faktoren:

- Ermüdung und Verschleiß der Materialien
- Dauerhaftigkeit der Materialien (Einwirkungen von Korrosion und Karbonatisierung)
- Alterung des Bauwerks durch geänderte technische und funktionale Anforderungen

Werden die jeweiligen Zeiträume mit T_1 bis T_3 beschrieben, so ergibt sich rechnerisch die Nutzungsdauer T zu

$$T = \min(T_1; T_2; T_3)$$

Bei einer Verkehrslasterhöhung um den Faktor f nimmt die verbleibende Nutzungsdauer T_1 bzgl. Ermüdung eines seit T_V bestehenden Tragwerks unter Ansatz der Palmgren-Miner-Regel und einer Wöhlerlinie mit der Neigung m im linearen Bereich der Momenten-Spannungs-Linie (M- σ -Linie) wie folgt ab:

$$\Delta T_1 = (T_1 - T_V) \cdot \left(1 - \frac{1}{f^m}\right)$$

Im nicht linearen Bereich bei Spannbeton vergrößert sich dieser Wert.

Für den Fall, dass $T_1 - \Delta T_1$ kleiner ist als $\min(T_2; T_3)$ ergibt sich eine tat-

sächliche Verkürzung der Nutzungsdauer des Bauwerks um

$$\Delta T = \min(T_1; T_2; T_3) - (T_1 - \Delta T_1)$$

Die entstehenden Kosten K können dann proportional zur Nutzungsdauer T aus den Wiederherstellungsaufwendungen K_{neu} (Neubaupreis plus Abbruchkosten) ermittelt werden:

$$K = K_{\text{neu}} \cdot \Delta T / T$$

Im Weiteren wurden Abschätzungen der Verkürzung der auf Ermüdung beruhenden Nutzungsdauern vorgenommen.

Dazu kamen hauptsächlich Tastuntersuchungen für Balkenbrücken (Hohlkasten, Plattenbalken) aus Spannbeton in Längs- und Querrichtung sowie für ein- und mehrfeldrige Stahlbeton- und Spannbetonplattenbrücken zur Anwendung. Die Betrachtungen wurden zunächst für BK 60 als häufigste Brückenklasse im Bestand begrenzt und später in [5] auf BK30/30 bzw. BK45 ausgeweitet. Für die Ermüdungsberechnungen kam das aus fünf Standardfahrzeugen bestehende Ermüdungslastmodell 4 (Abb. 20) zur Anwendung, das eine schädigungsäquivalente Verkehrsbelastung darstellt mit einer guten Übereinstimmung mit den Auswirkungen des vorhandenen Verkehrs.






Fahrzeugtyp	Verkehrsart						
	1	2	3	4	5	6	7
				Große Entfernung	Mittler Entfernung	Lokalverkehr	
Schwerfahrzeuge	Achsabstand [m]	Ersatzachslast [kN]		Schwerverkehranteil [%]	Schwerverkehranteil [%]	Schwerverkehranteil [%]	Reifenart
	4,50	70 130		20,0	50,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120		5,0	5,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90		40,0	20,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90		25,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80		10,0	10,0	5,0	A B C C C

Abb. 20: Ermüdungslastmodell 4 nach EC1 T3

Für die Untersuchungen der Balkenbrücken in Längsrichtung kam eine repräsentative Stichprobe von 30 verschiedenen Spannbetonbrücken mit unterschiedlichen Querschnittsausbildungen zur Anwendung. Im Ergebnis wurde unter der Voraussetzung eines planmäßigen Bauwerksverhaltens festgestellt:

- Stützenquerschnitte weisen die geringste Empfindlichkeit gegenüber Ermüdungsbeanspruchung auf. Unter voller Vorspannung sind sie fast immer überdrückt und bei beschränkter Vorspannung wird der Grenzzustand der Dekompression meist nicht erreicht.
- Feldquerschnitte überschreiten bezogen auf die Stichprobe bei voller Vorspannung in wenigen Fällen (10%) die Dekompression, während es bei beschränkter Vorspannung der weitaus überwiegende Anteil (80%) ist.
- Koppelfugenquerschnitte weisen gegenüber Feld- und Stützenquerschnitten das ungünstigste Verhalten auf. Insbesondere bei beschränkter Vorspannung ist in fast allen Fällen die Dekompression überschritten.
- Unter 1,2-facher Betriebsbelastung (20%ige Zunahme) ergaben sich für die vorliegenden Bauwerke der Stichprobe nur geringe Erhöhungen der Betonzugspannungen. Da in den Koppelfugen der günstige Einfluss der Betonzugfestigkeit nicht vorhanden ist, sind hier die Veränderungen und damit Ermüdungsbruchpotential am größten.

Unplanmäßige Einflüsse wie z.B. größere Spannkraftverluste, Korrosion des Spannstahls sowie verminderte Betonqualität oder Karbonatisierung des Betons führen im Zustand II zur Verringerung des Bauwerkswiderstandes und damit zu größeren Schwingbreiten. Diese Effekte wurden summarisch durch eine 15%ige Reduzierung der

Vorspannung in Ansatz gebracht. Die Abb. 21 zeigt die Veränderung der Schädigungen an Feldquerschnitten von 27 Bauwerken der oben genannten Stichprobe infolge einer 1,2fachen Betriebsverkehlart des maßgebenden LKW des Lastmodells 4 (Abb. 20) unter Berücksichtigung eines Temperaturgradienten $\Delta T=7K$. Im linearen Bereich der $M-\sigma$ -Linie erhöht sich die Schädigung bei 20%iger Zunahme der Betriebsverkehlart um den Faktor $1,2^7 = 3,58$. Bei der Hälfte der Bauwerke liegt die Schädigungszunahme deutlich höher, so dass sich diese Querschnitte offensichtlich unter erhöhter Betriebsverkehlart im nichtlinearen Bereich der $M-\sigma$ -Linie befinden mit der Folge eines überproportionalen Anwachsens der Schwingbreiten. Im vorliegenden Fall beträgt der größte Anstieg der Schädigung das 7,5fache des ursprünglichen Wertes.

Die Untersuchung zeigt, dass eine Verkehrslasterhöhung bei vorgeschädigte Bauwerken zur Verkürzung der Nutzungsdauer führen kann.

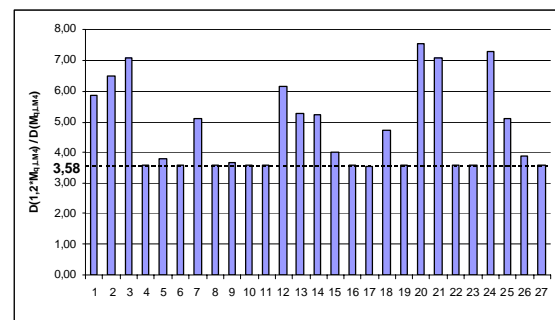


Abb. 21: Zunahme der Schädigung infolge 1,2-facher Erhöhung der Betriebsverkehlarten bei vorgeschädigten Bauwerken (0,85V0)

In Querrichtung von Balkentragwerken wurden Kragarme und Fahrbahnplatten aus Stahlbeton und Spannbeton untersucht.

Für **Kragarme** wurde ein geringes Ermüdungspotential ermittelt. Verkehrslasterhöhungen beeinflussen die Nutzungsdauer nicht.

Fahrbahnplatten aus **Stahlbeton** besitzen im Allgemeinen ein geringes

Ermüdungspotential. Jedoch können die Schwingbreiten bei kurzen Spannweiten und höherwertigen Betonstählen die Grenzfestigkeit erreichen. Von Einzelfällen abgesehen hat eine Erhöhung der Verkehrslasten kaum Auswirkung auf die Nutzungsdauer.

Vorgespannte Fahrbahnplatten besitzen unter der Einwirkungskombination heutiger Verkehr und Temperatur eine große Sensitivität gegen Ermüdung. Verkehrslast- bzw. Achslasterhöhungen bewirken mit großer Wahrscheinlichkeit weitere Rissbildungen mit der Folge überproportionaler Zunahme der Schwingbreiten und damit einer Verkürzung der durch Ermüdung bestimmten Nutzungsdauer T_1 .

Die Ergebnisse für **Plattenbrücken** lassen sich wie folgt zusammenfassen: Einfeldplatten aus Stahlbeton und voll vorgespannte Mehrfeldplatten weisen kaum Ermüdungspotentiale auf. Die Auswirkungen einer Verkehrslasterhöhung auf die Nutzungsdauer werden als gering eingeschätzt. Bei beschränkt vorgespannten Platten können ermüdungsrelevante Beanspruchungen auftreten, die jedoch kaum Einfluss auf die Nutzungsdauer haben dürften. Signifikante Effekte einer Verkehrslasterhöhung sind allerdings für vorgeschädigten Konstruktionen - wie bei den Balkenbrücken in der Längstragrichtung - zu erwarten.

Zusammenfassend wurden für die weiteren Betrachtungen im Hinblick auf die Verkürzung der Nutzungsdauer durch den zunehmenden Schwerverkehr folgende Schwerpunkte herausgestellt:

- Fahrbahnplatten aus Spannbeton
- Koppelfugen vorgespannter Balkenbrücken
- Ermüdung von Beton unter Schubbeanspruchung
- Beurteilungskriterien für vorgeschädigte Bauwerke
- Fahrbahnübergänge

- Bauwerke mit BK30/30 und 45
- Verbund zwischen Bewehrung und Beton

Die Untersuchungen zu Bauwerken mit BK30/30 und 45 [5] belegen, dass für die Überbauarten Balken- und Plattenbrücken sowie die Bauteile Fahrbahnplatten und Kragarme bei einer Verkehrs- und Achslasterhöhung ein deutliches Ermüdungsbruchpotential vorhanden ist. Lediglich Stahlbetoneinfeldplatten weisen keine Defizite hinsichtlich Ermüdung auf.

Beispielhaft wurde in [5] für eine Spannbetonbrücke mit Plattenbalkenquerschnitt im Zuge der BAB A3 (Abb. 22) der Anteil des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs auf ermüdungsrelevante Schädigungen ermittelt. Die Brücke wurde durchschnittlich täglich von 11453 LKW befahren. Der genehmigungspflichtige Schwerverkehr betrug in einem Zeitraum von 10 Monaten 4261 Fahrzeuge zwischen 40 und 140t (Abb. 23), was etwa 20 Sondertransporte täglich entspricht. Unter Berücksichtigung der am Bauwerk ermittelten Verteilung der Querschnittstemperaturen (Abb. 24) wurden für die unterste Spanngliedlage im Messquerschnitt sowohl für das Ermüdungslastmodell 4 (EM4) gemäß EC1, Teil 3 als auch für den genehmigungspflichtigen Schwerverkehr die Spannungsschwingbreiten und daraus mittels der Palgren-Miner-Regel die jährliche Schädigungsrate ermittelt. Im vorliegenden Fall betrug der Anteil der durch den genehmigungspflichtigen Schwerverkehr hervorgerufenen Schädigung ca. 7 % vom Gesamtumfang.

Die Vermutung liegt also nahe, dass der Schwerverkehr mit Gesamtgewichten über den nach StVZO festgelegten Grenzwerten auf hoch belasteten Strecken einen nicht mehr zu vernachlässigenden Beitrag der ermüdungsrelevanten Schädigungen liefern kann.

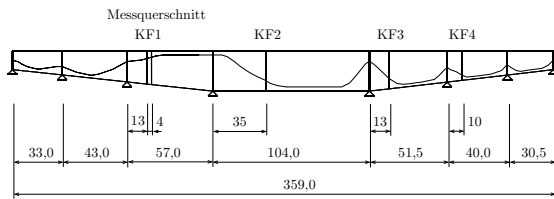


Abb. 22: Brückenlängsschnitt [5]

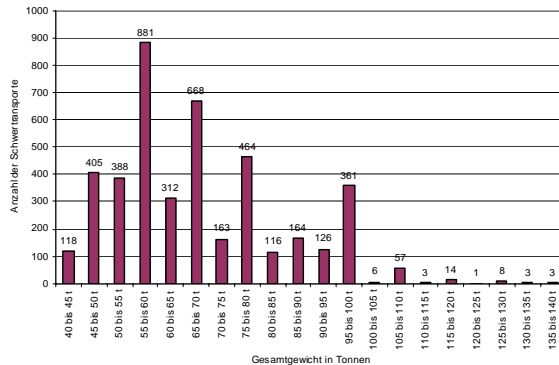


Abb. 23: Häufigkeitsverteilung der Gesamtgewichte des genehmigungspflichtigen Schwerververkehrs [5]

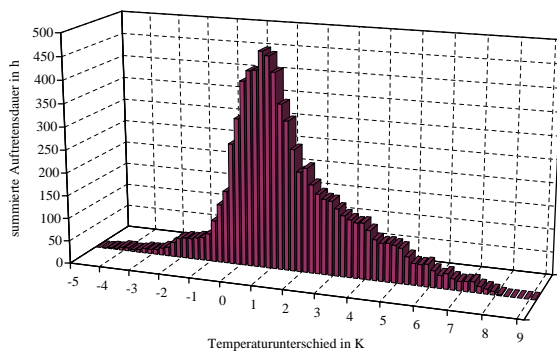


Abb. 24: Temperaturverteilung [5]

6. Schwerlastverkehr auf Bundesfernstraßen

6.1 Aufgabenstellung

Mit den im Abschnitt 4 beschriebenen Achslasterfassungssystemen wird der Schwerverkehr punktuell auf der Straße erfasst. Die direkten Bauwerksbeanspruchungen müssen im Anschluss aus mechanischen Modellen ermittelt werden. Für das vorliegende externe Forschungsprojekt [6] sollen die Bau-

werksreaktionen (Dehnungen, Spannungen, Verformungen) infolge des Schwerverkehrs direkt an Brückenkonstruktionen mittels automatisierter Dauerüberwachungen erfasst, ausgewertet und für den Brückenbestand verallgemeinert werden.

Ziel der Untersuchungen ist die Quantifizierung von Auswirkungen der prognostizierten Zunahme der Verkehrslasteinwirkungen auf den zukünftigen Erhaltungsbedarf für Brücken. Die Ergebnisse sollen das BMVBS im Rahmen des Controllings der Erhaltungsplanung der Bauwerke des Bundesfernstraßennetzes unterstützen.

Zur Bearbeitung der Aufgabenstellung war folgende Vorgehensweise vorgegeben:

- Ermittlung von Verkehrslast- und Beanspruchungskollektiven sowie der Temperatureinwirkungen an zwei bestehenden Brücken unter Berücksichtigung dynamischer Aspekte zur Ermittlung des Einflusses des Schwerverkehrs unter Anwendung geeigneter Monitoringverfahren für die Datenerfassung, Speicherung und Auswertung:

a) Brohltalbrücke im Zuge der BAB A61 (Bw1).

Dieses Bauwerk wurde vorgegeben, um einen Vergleich zu Verkehrslastmessungen von 1984/85 herzustellen zu können, um so eine Trendbetrachtung hinsichtlich der Verkehrsentwicklung über mehr als 20 Jahre für ein konkretes Tragwerk zu ermöglichen. Darüber hinaus ist dieser Vergleich von 2facher Bedeutung, weil erstens die Verkehrslastdaten von 1984/84 Eingang in die europäische Normung für die Entwicklung des Hauptverkehrsmodells LM1 im EC1, Teil 3 gefunden haben, und zweitens die Achslastmessstelle „Bliesheim“ in derselben Autobahnstrecke liegt.

b) Auswahl einer vorgeschädigten Spannbetonbrücke (Bw2)

Wenn möglich sollte hierfür ein älteres Spannbetonbauwerk mit Defiziten in den Koppelfugenbereichen (Koppelfugenproblematik älterer Spannbetonüberbauten) und/oder mit bereichsweise gerissenen Haupttraggliedern des Überbaus ausgewählt werden.

- Analyse verschiedener vorhandener und ermittelter Verkehrslast- und Spannungskollektive hinsichtlich der Ermüdungsbeanspruchungen mit dem Ziel der Ableitung einer Prognose für den Zeithorizont 2015 unter Verwendung optimistischer und pessimistischer Szenarien der Verkehrsentwicklung:

- a) Achslastdaten „Brohltal“ 1984/85
- b) Aktuelle Achslastdaten „Brohltal“
- c) Aktuelle Achslastdaten Bw2
- d) Achslastdaten „Hessen 1998“
- e) Aktuelle Achslastdaten BAST
- f) EC1, Ermüdungslastmodell 4

- Durchführung von Sensitivitätsberechnungen repräsentativer Bauwerkssysteme hinsichtlich Ermüdung (Spannbeton, Stahlverbund) zur Gewinnung verallgemeinerungsfähiger Aussagen zur Abschätzung einer vorzeitigen Ermüdung und/oder des Verlustes der Dauerhaftigkeit infolge des zunehmenden Schwerverkehrs.

- Schlussfolgerungen für die Erhaltungsplanung des Gesamtbestands

6.2 Ergebnisse

6.2.1 Automatisierte Dauerüberwachung

Die Brohltalbrücke (Abb. 25) im Zuge der BAB A61 ist ein zweiteiliger jeweils aus einem Spannbetonhohlkasten bestehender Überbau, der das Brohltal mit 12 Feldern auf einer Länge von insgesamt 600m überspannt. Das für Brückenklasse 60 nach DIN 1072 bemessene Bauwerk wurde 1975 im Taktschiebeverfahren errichtet.

Als zweites Bauwerk wurde für die Untersuchungen die Helbingbrücke (Abb. 26) im Zuge der BAB A40 in der Ortsdurchfahrt Essen gewählt, da der Forschungsnehmer 1986 im Rahmen einer statischen Überprüfung Messungen an den Koppelfugen mit Verkehrslasterhebungen durchgeführt hat. Diese Brücke wurde als mehrzelliger Spannbetonhohlkasten über 6 Felder mit einer Länge von 206,61m abschnittsweise längsverschoben auf Gerüst 1967 erstellt. In den Jahren 1995 bis 1998 erfolgte u.a. wegen Defiziten in den Koppelfugen eine Verstärkung mit externer Vorspannung sowie eine umfangreiche Ertüchtigung durch Erneuerung der Fahrbahnübergangskonstruktionen, der Lager, Geländer und Schutzplanken.



Abb. 25: Brohltalbrücke



Abb. 26: Helbigbrücke

Der weitaus überwiegende Anteil des Bauwerksmonitorings fand an der Brohltalbrücke statt, wo über 52 Wochen, davon 35 Wochen in 2005 und 4 Monate in 2006) kontinuierliche Bauwerksreaktion aus Verkehr und Temperatur erfasst wurden. Dazu wurden in der Mitte des Feldes 6 am östlichen Überbau im Messquerschnitt drei induktive Wegaufnehmer im Inneren des Hohlkastens und zwei Dehnungsmessstreifen am Spannstahl in der Bodenplatte so appliziert, dass aus den gemessenen globalen und lokalen Verformungen und Dehnungen die Kennwerte der LKW-Lasten (Gesamtgewicht, Achslasten, Fahrzeugsilhouette) des fließenden Verkehrs ermittelt werden konnten. Für diese Berechnungen kam ein vom Forschungsnehmer entwickelter und im Rahmen des Projektes weiter verbesserter genetischer Optimierungsalgorithmus zum Einsatz [15]. Für die Ermittlung der Fahrzeuggesamtgewichte aus den Messungen von 2006 konnte so die Genauigkeit entsprechend der Klassifikation der COST323-Empfehlungen [16] von Klasse B(10) auf A(5) mit einem Vertrauensbereich $\delta=5\%$ gesteigert werden [6]. Entsprechend den Anforderungen zur Reproduzierbarkeit und der Dauer der Beobachtung liegt dann ein Messwert X mit einer Wahrscheinlichkeit p im Intervall $[X-\delta; X+\delta]$. Bei großen Stichprobenumfängen beträgt die Wahrscheinlichkeit bei voller Reproduzierbarkeit zwischen 93 und 95%.

Beim Vergleich der Häufigkeitsverteilung für den Sattelzug (Typ 98) zwischen den Messungen Bliesheim und Brohltal (Abb. 27) lässt sich eine gute Übereinstimmung in der prinzipiellen Tendenz feststellen. Jedoch fehlt bei der Brohltal-Verteilung ein ausgeprägtes lokales unteres Maximum, während der obere lokale Extremwert etwa 5% (entspricht etwa 2t) unter dem von Bliesheim liegt.

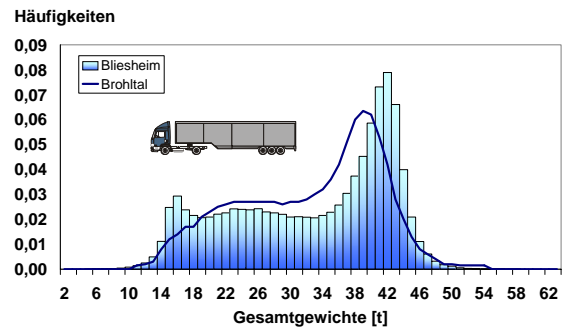


Abb. 27: Vergleich der Gesamtgewichtsverteilung für den Sattelzug (Typ98)

Im Vergleich zu den Erhebungen von 1984 [17] nahm das durchschnittliche Verkehrsaufkommen pro Fahrtrichtung von 180 LKW/h mit Gesamtgewichten größer 12t auf durchschnittlich 320 LKW/h in 2005 zu.

Auf 1984 bezogen ist dies eine Steigerung um rund 78% in 21 Jahren oder 3.7% pro Jahr. Geht man davon aus, dass das LKW-Aufkommen näherungsweise proportional zum Transportaufkommen ist, lässt sich ein Vergleich zu den Prognosen in [2] bis 2025 herstellen. Unter der Voraussetzung einer weiteren linearen Zunahme werden 2025 durchschnittlich pro Richtung 460 LKW stündlich die Brohltalbrücke passieren. Bezogen auf das Jahr 2004 beträgt dann die Zunahme 45%, die damit im Vergleich zur Verflechtungsprognose 2025 [2] mit 55% etwas unterhalb der Steigerungsvorhersage liegt (Abb. 28). Betrachtet man die Verteilung der Fahrzeuggesamtgewichte, so ist ein Trend zu höheren Gewichten sichtbar. Insbesondere sind die Verschiebungen in den beiden unteren Gewichtsklassen auffällig (Abb. 29). Die Analyse der Fahrzeugkollektive zeigt weniger zweiachsige LKW und eine starke Konzentration von Sattelzügen (Abb. 30) und damit die Bestätigung einer Tendenz zu größeren Transporteinheiten und einer besseren Transportlogistik. Falls sich diese Entwicklung weiter fortsetzt, wird das Transportaufkommen bei gleicher Fahrzeuganzahl steigen, so dass die

Prognose für 2025 über den in Abb. 28 dargestellten Wert von 45% liegen wird.

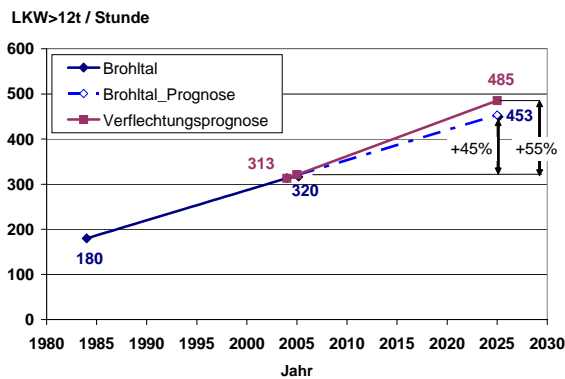


Abb. 28: Prognosen des Transportaufkommens

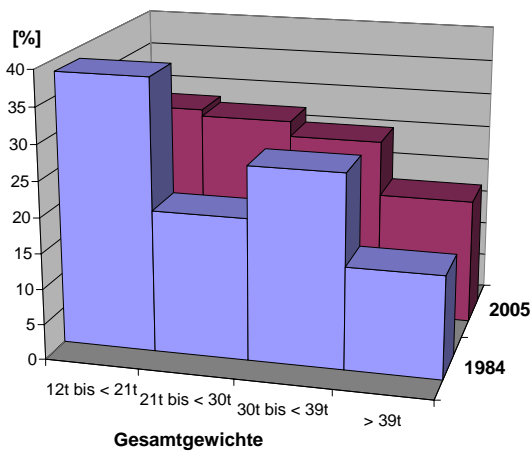


Abb. 29: Gesamtgewichtsverteilung

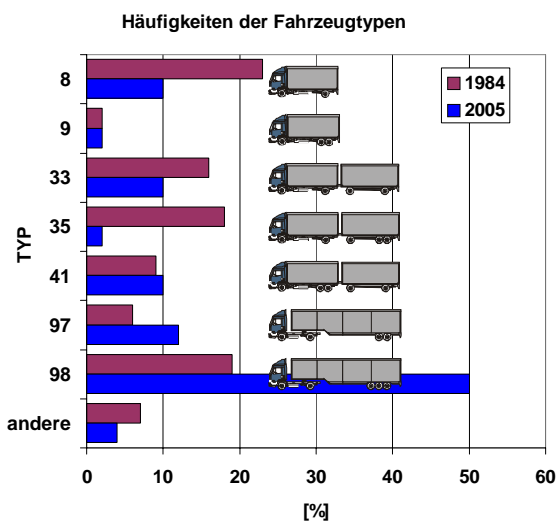


Abb. 30: Änderungen im Fahrzeugkollektiv unter Beachtung angehobener Achsen

In der Messperiode über 35 Wochen in 2005 wurden insgesamt 1.553.490 LKW identifiziert. Die Gesamtgewichtsverteilung nach Häufigkeit und Summenhäufigkeit ist in den Abbildungen 31 und 32 dargestellt. Wegen der besseren Darstellung wurden jeweils logarithmische Einteilungen gewählt. Im Ergebnis ist festzustellen, dass die Gewichtsklassen bis 40t in etwa die gleiche Häufigkeit besitzen (31 bis 26%). 12% der Fahrzeuge sind zwischen 40 und 50t schwer. Ab der Klasse 60 bis 70t nehmen die Häufigkeiten nach oben hin jeweils exponential ab; gut durch den linearen Verlauf der Summenhäufigkeit in diesem Bereich zu erkennen. Der Anteil der Fahrzeuge zwischen 60 und 100t – in der Regel genehmigungspflichtige Transporte - beträgt knapp 4%. Die Schwertransporte über 100t liegen bei etwas mehr als 0,2‰ und damit im vorliegenden Fall bei rund 2 Transporten pro Werktag. Allerdings waren 22% dieser Schwertransporte unter Missachtung der Fahrauflage zur Fahrtzeit außerhalb der Zeit zwischen 22 und 6 Uhr unterwegs.

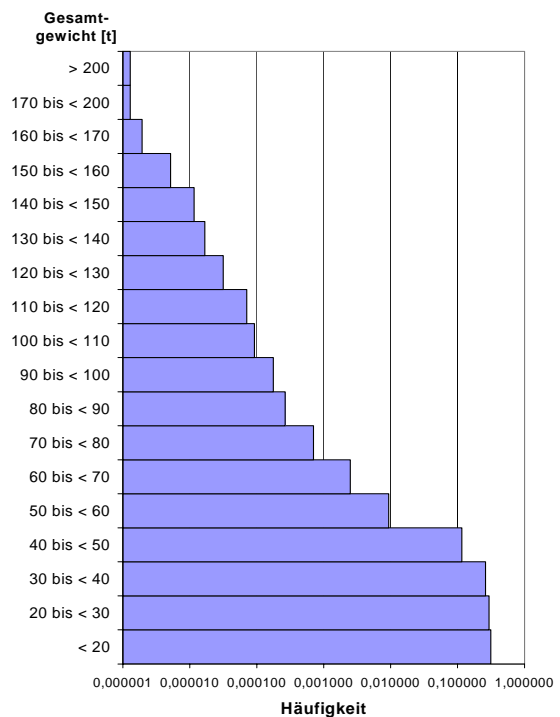


Abb. 31: Häufigkeiten der Gesamtgewichtsklassen

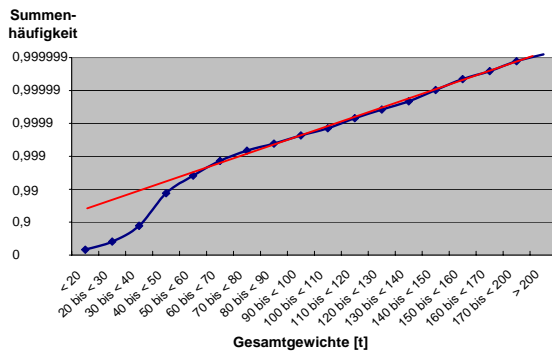


Abb. 32: Summenhäufigkeit der Gesamtgewichtsklassen

Ferner wurden ebenfalls Überladungen bzgl. der Gesamtgewichte und der Achslasten registriert. Für den Sattelzug (Typ 98) sind die Überladungsanteile des Gesamtgewichts über 40t aus der Abb. 27 erkennbar, die ca. 20% betragen, wobei das schwerste Fahrzeug mit 67,7t in der Messperiode 2006 auftrat. Gravierender sind die festgestellten Überladungen Antriebsachse des Sattelzuges (Abb. 33). Bei nahezu 40% der LKW wurden Lasten über den zulässigen 11,5t gemessen. Das bedeutet, dass auch Sattelzüge, bei denen die Gesamtgewichte eingehalten sind häufig überladene Antriebsachsen aufweisen.

Dass selbst genehmigungspflichtige Schwertransporte überladen sein können, zeigt das Beispiel eines vierachsigen 48t Autokrans (Abb. 34), der mit 59t Gesamtgewicht registriert wurde. Die 23%ige Überladung rührt von einer nicht genehmigten Mitführung eines Ballastgewichtes auf dem Fahrzeug.

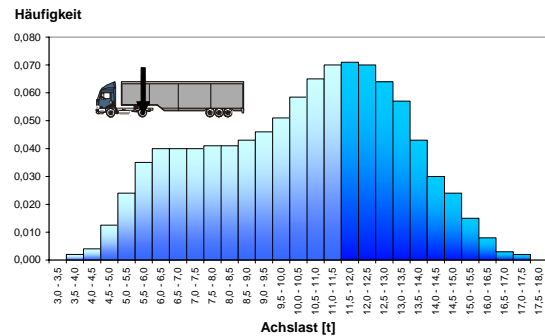


Abb. 33: Häufigkeitsverteilung der Antriebsachslast [6]



Abb. 34: 48 t Autokran mit 23%iger Überladung [6]

Ermüdungsrelevante Beanspruchungen wurden während der automatischen Dauerüberwachung erwartungsgemäß nur in geringerer Größenordnung messtechnisch ermittelt, da sich der Messquerschnitt (Mitte des Feldes 6) noch in einem ungerissenen Zustand befand. Nach [17] treten signifikante Lastwechsel etwa ab Fahrzeuggesamtgewichten von 30t auf. Neben den Verkehrslasten beeinflussen statisches System und Fahrzeugstrom die Größe und Häufigkeit der Ermüdungsbeanspruchungen. Der Einfluss eines vertikalen Temperaturgradienten auf die Spannungsschwingbreiten wirkt sich insbesondere im nichtlinearen Bereich des Momenten-Spannstahlspannungs-Diagramms aus. Der gemessene maximale Temperaturgradient betrug 7,7 K. Er liegt damit um 1,1 K über den nach DIN-Fachbericht 101 für Hohlkästen mit Belagsdicke 80mm anzusetzenden nicht häufigen Wert (Wiederholperiode 1 Jahr) von 6,6 K. In der Summe wurde in [6] festgestellt, dass an der Brohltal-

brücke jeweils rund 70% der Fahrzeuge ab 30t Ermüdungsbeanspruchungen hervorrufen. Da die Größe der Spannungsänderungen im Spann Stahl wegen des ungerissenen Querschnitts vergleichsweise gering ist, sind in diesem Bereich infolge der erhöhten Verkehrsbelastung keine ermüdungsrelevanten Defizite zu erwarten.

6.2.2 Sensitivitätsbetrachtungen

Im Rahmen von Empfindlichkeitsstudien waren die Auswirkungen optimistischer und pessimistischer Szenarien der Verkehrsentwicklung hinsichtlich der Ermüdungsbeanspruchung zu untersuchen. Die Betrachtungen in [6] wurden im Wesentlichen auf den Koppelfugenquerschnitt begrenzt, da dieser die bauteilspezifische Schwachstelle besonders älterer etwa bis 1980 errichteter Spannbetontragwerke darstellt.

Anhand von Vergleichsrechnungen von zehn abschnittsweiser hergestellter Spannbetontragwerke in den Stützweiten L von 20m bis 67m und Lagen der Koppelstellen der Spannlieder zwischen 0,18L bis 0,35L wurden Spannstahlspannungsänderungen infolge der Ermüdungslastmodelle FL2 bis FL4 nach DIN EN 1991-2: 2004-05 ermittelt und mit denen unter realistischen Umgebungsbedingungen aus Belastungsversuchen vorliegenden Werten infolge von 5achsigen Sattelzügen mit Gesamtgewichten zwischen 39t und 42t verglichen. Für die ausgewählten Beispiele lagen die Grundmomente M_0 stets im nichtlinearen Bereich des Momenten-Spannstahlspannungs-Diagramms. Für die vorliegenden Tragwerke ergaben sich für das idealisierte 48t Fahrzeug nach FLM3 sowie für den 49t Sattelzug nach FLM4 (DIN EN 1991-2: 2004-05) näherungsweise die gleichen Spannstahlspannungsamplituden, so dass den weiteren Untersuchungen diese beiden Fahrzeuge zugrunde gelegt werden konnten.

Die Spannbetonvorschriften wurden seit der ersten Spannbetonnorm DIN 4227: 1953-10 mehrfach u.a. bzgl. Mindestbewehrung, Berücksichtigung eines linearen Temperaturgradienten sowie Anordnung und Art der Ausbildung von Spannliedkopplungen fortgeschrieben. Als besonders mit Defiziten behaftet gelten die vor in Kraft tre-

ten der DIN 4227-1:1979-12 errichteten Tragwerke. Deshalb wurden vier Bauwerke aus diesem Zeitraum, die die sich verändernden Bemessungsanforderungen sowie unterschiedliche Herstellungsverfahren abbilden, für die weiteren Betrachtungen ausgewählt:

Brücke A:

- Baujahr: 1969
- Vorschrift: ZB DIN4227 02.66 [18]
- Herstellung: Traggerüst
- Zustand: Koppelfugenrisse, Risse im Feldbereich
- Verstärkung: externe Vorspannung erforderlich

Brücke B:

- Baujahr: 1973
- Vorschrift: ZB DIN4227 02.69 [19]
- Herstellung: Traggerüst
- Zustand: Korrosionsschutz in Koppelfugen erforderlich
- Verstärkung: nicht erforderlich

Brücke C:

- Baujahr: 1975
- Vorschrift: ZB DIN4227 02.69 [19]
- Herstellung: Taktschiebeverfahren
- Zustand: Koppelfugen nicht gerissen,
- Verstärkung: nicht erforderlich

Brücke D:

- Baujahr: 1977
- Vorschrift: Soforterlass 02.77 [20]
- Herstellung: Taktschiebeverfahren
- Zustand: in einigen gerissenen Koppelfugen Korrosionsschutz erforderlich
- Verstärkung: nicht erforderlich

In Anlehnung an die Handlungsanweisung [21] wurden Vergleichsberechnungen zur Ermüdungsbeanspruchungen in den Koppelfugen für folgende Lastmodelle durchgeführt:

- FLM 3 mit Erhöhungsfaktor $FQ=1,0$; repräsentiert näherungsweise die gegenwärtige Verkehrsbeanspruchung
- 49t-Sattelzug nach FLM4; repräsentiert derzeit überladene LKW
- 44t-Sattelzug nach [22]
- FLM 3 mit Erhöhungsfaktor $FQ=1,4$ entsprechend DIN-Fachbericht 102
- 63t-Sattelzug gemäß FLM 2; wird als möglicher zukünftiger LKW angesetzt.

Die Verkehrsszenarien wurden durch den Parameter $\lambda_{s,2}$ in der Gleichung (3) zur Korrektur der schädigungsäquivalenten Schwingbreite $\Delta\sigma_{s,equ}$ berücksichtigt, indem für den heutigen Verkehr $N_{obs}=2,3 \cdot 10^6$ (entspricht dem gemessenen Verkehr "Brohltal") und für den prognostizierten Verkehr $N_{obs}=2,9 \cdot 10^6$ verwendet wurde.

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s \cdot \Delta\sigma_s \quad (3)$$

mit $\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$

Die Sensitivitätsuntersuchungen ergaben folgende Resultate:

- Für das Bauwerk A lagen die ermittelten Werte $\Delta\sigma_{s,equ}$ für den seltenen Wert $\Delta T=12$ K des linearen Temperaturgradienten im ausgeprägten Zustand II. Daraus leiten sich nach [21] direkt erforderliche Verstärkungsmaßnahmen für den Koppelfugenquerschnitt ab.
- Für das Bauwerk B waren die Nachweise infolge des gegenwärtigen Verkehrs sowohl für den häufigen (7,5 K) wie auch den seltenen Wert des linearen Temperaturgradienten eingehalten. Für den künftigen Verkehr wurden die Nachweisgrenzen geringfügig überschritten. Allerdings wird erwartet, dass bei einer genaueren Ermittlung der Grundbeanspruchung die Nachweise erfüllt werden und damit keine Verstärkung erforderlich ist.

- Für die Bauwerke C und D war bereits für beide Verkehrsszenarien der Nachweis

$$\Delta\sigma_{s,equ} < ertr \Delta\sigma_s$$

im ausgeprägten gerissenen Zustand erfüllt, so dass keine Verstärkungsmaßnahmen notwendig sind.

Die vorliegenden Untersuchungen geben offensichtlich einen Hinweis darauf, dass abschnittsweise mit Koppelfugen auf Traggerüst hergestellte Spannbetonbrücken eher verstärkungsbedürftig sind als solche im Taktchiebeverfahren errichtete Tragwerke. Im besonderen Maße scheint dies für vor 1970 gebaute Brücken zutreffen.

6.2.3 Erhaltungsaufwand

Dem besonderen Gefährdungspotential infolge Materialermüdung der vor 1981 errichteten Spannbetonbrücken wird durch die Anweisung in der RI-EBW-PRÜF [10] Rechnung getragen, dass diese Bauwerke grundsätzlich gemäß Handlungsanweisung [21] im Rahmen einer objektbezogenen Schadensanalyse [23] zu beurteilen sind, auch wenn kein ausgeprägtes Rissbild festgestellt wird.

Aufgrund von umfangreichen Untersuchungen [24,25,26] von 122 verschiedenen abschnittsweise mit Koppelfugen bis 1979 hergestellter Spannbetonbrücken konnten die Widerstandsseite betreffende Einflussfaktoren für erhöhte Ermüdungsgefährdung identifiziert werden:

- Bauwerksalter

Das Baujahr stellt einen Bezug zu den zum Zeitpunkt des Entwurfs bzw. der Errichtung des Tragwerks gültigen Bemessungsnormen und Ausführungsrichtlinien her. Wichtige Daten zur Einordnung der Bauwerke sind:

- 1970: Erhöhung der Mindestbewehrung mit Einführung der ZB DIN 4227 11.69

- 1977: Soforterlass 02.77 dem nach Schadensfall „Prinzenalle“ mit besonderen Konstruktionsregeln für Koppelfugen
- 1980: Übernahme der Regeln aus dem Soforterlass 02.77 und Nachweis der zur Begrenzung der Rissbreite durch Einführung der DIN 4227-1: 1979-12
- Höhe der zentrischen Vorspannung; Herstellungsverfahren.
Die meisten Brücken der Stichprobe wurden auf Gerüst hergestellt und weisen daher herstellungsbedingt im allgemeinen eine geringere zentrische Vorspannung $\sigma_{N\infty}$ auf als die im Taktschiebeverfahren oder im Freivorbau errichteten Tragwerke. Eine erhöhte Ermüdungsgefahr wurde für Werte $\sigma_{N\infty} < 2,5 \text{ N/mm}^2$ festgestellt, während nur ein Bauwerke mit $\sigma_{N\infty} > 3,5 \text{ N/mm}^2$ global zu ertüchtigen war.
- Bewehrungsgrad der die Koppelfugen kreuzenden Betonstahlbewehrung.
Für Brücken mit Bewehrungsgraden $\rho_s > 0,30$ ergaben sich keine Verstärkungsmaßnahmen, während für nahezu der Hälfte der Tragwerke mit geringeren Anteilen schlaffer Bewehrung lokal oder global zu ertüchtigen war, besonders wenn gleichzeitig eine geringe zentrische Vorspannung vorlag.
- Verbundeigenschaften des Betonstahls
Die mit älteren Betonstählen BSt I und BSt II bewehrte Tragwerke weisen wegen der schlechteren Verbundeigenschaften ein höheres Potential zur statisch-konstruktiven Verstärkung auf.
- Spanngliedkopplungen
Querschnitte mit einem hohen oder vollständigen Spanngliedkopplungsgrad besitzen ein erhöhtes Ermüdungspotential. Die Koppelanker führen zu einer großen Quer-

schnittsbelegung und begünstigen in Verbindung mit geringer Betonstahlbewehrung die Rissbildung in den Arbeitsfugen. Wegen der geringeren Ermüdungsfestigkeiten der Spanngliedkopplungen gegenüber den ungestörten Bereichen der Spannstähle können dadurch Ermüdungsprobleme hervor gerufen werden. Mit Einführung der ZTV-K 80 sind 30% der Spannglieder ungestoßen in jedem Querschnitt durchzuführen.

- Querschnittsausbildung
Bezogen auf die betrachtete Stichprobe waren Hohlkastenbrücken häufiger zu verstärken als Plattenbalken- oder Plattentragwerke. Eine höhere Rissempfindlichkeit des Querschnitts in Kombination mit bei der Bemessung unberücksichtigten Profilverformungen können dafür als Ursache genannt werden.
- Spannverfahren
Signifikant fielen bei globalen Ertüchtigungen Bauwerke mit dem Spannverfahren „Polensky & Zöllner“ auf, wobei jedoch gleichzeitig eine geringe zentrische Vorspannung und geringe schlaaffe Stahlbetonbewehrung vorlag (Baujahre vor 1970).

Die genannten Kriterien stellen ein geeignetes Hilfsmittel dar, um eine Dringlichkeitsreihung der nach RI-EBW-PRÜF durchzuführenden Untersuchungen gemäß Handlungsanweisung [21] vorzunehmen. Als besonders kritisch werden in [24] auf Gerüst vor 1970 hergestellte Spannbetonhohlkastenbrücken mit Koppelfugen im Momentennullpunkt infolge ständiger Lasten und einem hohem Koppelungsgrad von Spanngliedern im Querschnitt genannt.

Auf der Beanspruchungsseite wird in [6] eingeschätzt, dass die ermüdungsrelevanten Beanspruchungen durch das Lastmodell FLM3 mit Erhöhungsfaktor $F_Q=1$ bzw. durch den 49t-Sattelzug des Lastmodells FLM4 wirk-

lichkeitsnah abgebildet werden. Die Nachweise gemäß Handlungsweisung [21] sind weiterhin geeignet die Ermüdungssicherheit älterer Spannbetonbrücken zu beurteilen. Bei Erhöhung der zulässigen Gesamtgewichte heutiger Fahrzeuge auf 50t (pessimistisches Verkehrsszenario) wird empfohlen, die Nachweise in [21] unter Verwendung des Ermüdungslastmodells FLM3 zu führen. Der Verstärkungsbedarf vor allem der vor 1970 errichteten Gerüstbrücken wird dann als erheblich angesehen.

7. Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen

7.1. Aufgabenstellung

Entsprechend der in Abschnitt 2 dargestellten Vorgehensweise waren die folgenden in [4] identifizierten Schwerpunkte näher zu betrachten:

- Ermüdungsbeanspruchung vorgespannter Fahrbahnplatten unter kombinierter Einwirkung von Verkehr und Temperatur.

Anhand von Tastuntersuchungen wurde festgestellt, dass die kombinierte Belastung aus Verkehr und Temperatur zu verstärkter Rissbildung und damit zu ermüdungsrelevanten Beanspruchungen führen kann. Unter Berücksichtigung der tatsächlichen Temperaturverteilung in der Fahrbahnplatte waren daher für verschiedene Szenarien des Schwerverkehrs die Gefährdungspotentiale einer Ermüdung sowie die durch verstärkte Rissbildung verursachte Verminderung der Dauerhaftigkeit zu ermitteln und zu bewerten.

- Koppelfugen älterer Spannbetonbrücken.

Parameteruntersuchungen haben gezeigt, dass hinsichtlich der Ermüdung i.a. die Koppelfugenbereiche gegenüber Feld- und Stützenbereiche maßgebend sind. In [27] wurden die Koppelfugenbereiche einer Stichprobe von 30 älteren Spannbetonbrücken (Baujahr < 1979) hinsichtlich der Ermüdungsbeanspruchung mit einem probabilistischen Verfahren untersucht. Danach beeinflussen höhere Achslasten die durch Ermüdung begrenzte Nutzungsdauer wesentlich geringer als die verwendeten Wöhlerlinien der Spanngliedkopplungen. Auf der Grundlage des vorliegenden Wissensstandes sind Beurteilungskriterien zur Abschätzung der ermüdungsbedingten Nutzungsdauer aller bis 1980 errichteten Spannbetonbrücken im Bundesfernstraßennetz zu entwickeln.

- Ermüdung von nicht schubbewehrten Bauteilen.

Durch Parameterstudien war zu überprüfen, ob und in welchem Umfang die Zunahme des Schwerverkehrs in Stärke und Häufigkeit ein Gefährdungspotential für die Ermüdung nicht schubbewehrter Bauteile darstellt.

- Verbund zwischen Bewehrung und Beton.

Das Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton wurde in zahlreichen Forschungsprojekten grundlegend betrachtet. An dieser Stelle sollte der Stand der Forschung zu vorhandenen Verbundmodellen im Zusammenhang mit Ermüdungsbeanspruchungen dargestellt werden.

- Ermittlung von Beurteilungskriterien für vorgeschädigte Bauwerke.

Bei den bisher durchgeführten Untersuchungen wurde stets von einem planmäßigen Bauwerkszustand

der Brücken ausgegangen. Unplanmäßige Einflüsse bei der Herstellung (abweichende Spannkraftverluste) und Schäden (verstärkte Rissbildung, Korrosion der Bewehrung) während der Nutzungsdauer reduzieren die Ermüdungsfestigkeit und können daher zu kürzeren Nutzungszeiten der Bauwerke führen. Es sind Beurteilungskriterien zu entwickeln, mit denen ermüdungsgefährdete Brücken zu identifizieren sind.

Der Einfluss des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer von Verschleißteilen wie beispielsweise von Fahrbahnübergängen wurde an dieser Stelle zurück gestellt und bleibt daher künftigen Untersuchungen vorbehalten.

7.2. Ergebnisse

7.2.1. Ermüdungsnachweise

Die Untersuchungen zu Fahrbahnplatten hinsichtlich der Ermüdungsbeanspruchungen wurden [7] differenziert nach der Konstruktionsart an verschiedenen Brückensystemen durchgeführt:

- a) Abschnittsweise im Taktschiebeverfahren hergestellte mehrfeldrige in Längs- und Querrichtung vorgespannte Hohlkastenbrücke, Baujahr 1973, Abb. 34a
- b) Auf Hilfsstützen hergestellte 42^{gon} schiefe dreifeldrige in Längsrichtung beschränkt vorgespannte Plattenbrücke, Baujahr 1999, Abb. 34b
- c) Auf Traggerüst erstellte über sieben Felder durchlaufende längs und quer vorgespannte zweistegige Plattenbalkenbrücke mit hohen Hauptträgerstegen, Baujahr 1972, Abb. 34c
- d) Auf Traggerüst errichtet über vier Felder durchlaufende in Längsrichtung vorgespannte zweistegige Plattenbalkenbrücke mit geringer Hauptträgerhöhe, Baujahr 1963, Abb. 34 d



Abb. 34a: Kastenträgerbrücke



Abb. 34b: Schiefe Plattenbrücke



Abb. 34c: Längs und quer vorgespannte Plattenbalkenbrücke



Abb. 34d: Längs vorgespannte Plattenbalkenbrücke

Die Ermüdungsbeanspruchungen wurden mit den Lastmodellen

- ELM 3 nach DIN-FB 101
- ELM 4 nach DIN EN 1991-2
- LM44: 44t-Sattelzug nach [22]
- LM60: 60t-Fahrzeugkombination (Fzk) nach modularem Konzept (Abb. 35)
- LM52: 52t-Sattelzug – Szenario 1 (Abb. 36a)
- LM65: 65t-Sattelzug – Szenario 2 (Abb. 36b)

ermittelt.

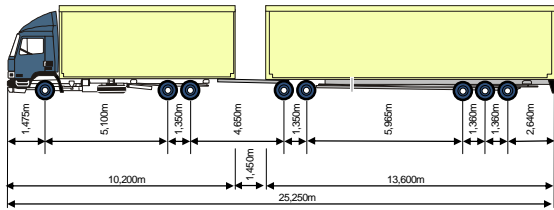


Abb. 35: 60t-Fahrzeugkombination nach dem modularem Konzept

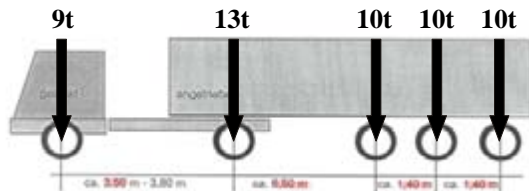


Abb. 36a: 52t-Sattelzug – Szenario 1

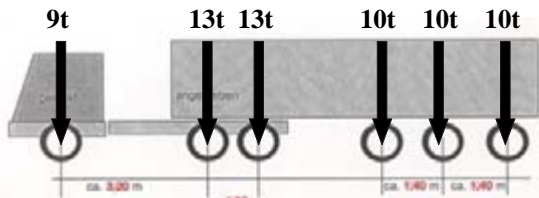


Abb. 36b: 65t-Sattelzug – Szenario 2

Die Szenarien 1 und 2 (Abb. 36a und b) stellen hierbei mögliche für den Brückenbestand ungünstige Fahrzeugentwicklungen dar.

Die Brückensysteme wurden mit Finite-Element-Modellen abgebildet. Für die Kastenträgerbrücke kamen Schalenelemente in den maßgebenden Schnitten zum Einsatz. Für das Plattentragwerk war die Verwendung von Faltwerkselementen ausreichend, während die Plattenbalkensysteme mit Volumenelementen modelliert wurden.

a) Kastenträgerbrücke

Die für den gerissenen Zustand (Zustand II) geführten Ermüdungsnachweise mit dem Lastmodell ELM 3 waren für das vorliegende Tragwerk in den Feld- und Stützenquerschnitten in Brückenlängsrichtung für alle Nachweisgruppen (Spannstahl exzentrischer und zentrischer Anteil, Betonstahl sowie Beton) eingehalten. Die Ermüdungslastmodelle ELM 3, der 49t Sattelzug des ELM 4 sowie der 44t-

Sattelzug nach [22] erzeugen nahezu die gleichen Spannungsschwingbreiten. Im Vergleich mit der 60t-Fahrzeugkombination nehmen die Spannungen im Stützenquerschnitt gegenüber dem ELM 3 spürbar (ca. 20%) zu (Abb. 37). Während in Feldmitte kaum Änderungen zu registrieren sind, weil dort die längere Lastverteilung den Einfluss der größeren Gesamtlast kompensiert. Die Lastmodelle ELM 3 und LM52 unterscheiden sich im Gesamtgewicht nur gering und erzeugen nahezu die gleichen Beanspruchungen. Dem gegenüber treten im Vergleich zum ELM3 infolge des Lastmodells LM65 deutliche Spannungssteigerungen sowohl im Feld- als auch im Stützenquerschnitt durch die höhere Gesamtlast und die größere Lastkonzentration auf.

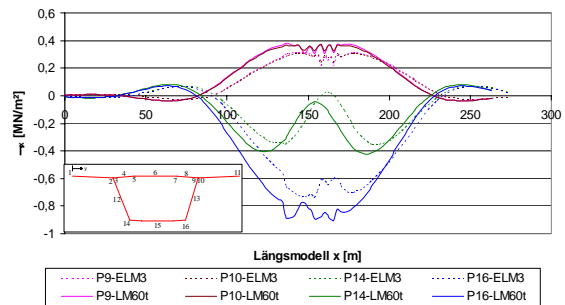


Abb. 37: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und 60t-Fzk im Stützbereich [7]

Die Spannungsschwingbreiten quer zur Fahrtrichtung in der Fahrbahnplatte erwiesen sich aufgrund der hohen Quervorspannung als sehr gering, so dass hier keine Ermüdungsgefahr besteht.

b) Plattenbrücke

Mit den Ermüdungsnachweisen in 14 relevanten Punkten der 90cm dicken Plattenbrücke konnte ein Ermüdungsversagen ausgeschlossen werden. Aufgrund des Abstandes zu den zugelassenen Grenzwerten wurde der Schluss gezogen, dass die nach dem alten Normenkonzept bemessenen beschränkt vorgespannten Plattentragwerke kein Ermüdungspotential aufweisen. Die Auswirkungen der Last-

modelle LM52 und LM65 gleichen denen der Kastenträgerbrücke.

Im Gegensatz dazu zeigen sich die Anschnitte der durch Verkehrslasten befahrenen langen Kragarme sensitiv hinsichtlich Ermüdung unter Querkraftbeanspruchung. Mit den vereinfachten Nachweisen gemäß DIN-Fachbericht 102 ergeben sich deutliche Überschreitungen in diesen nicht schubkraftbewehrten Bereichen.

c) Längs und quer vorgespannte Plattenbalkenbrücke

Die Ermüdungsnachweise in Längsrichtung mit dem Lastmodell ELM3 und dem vereinfachten Nachweisverfahren anhand schädigungsäquivalenter Spannungsschwingbreiten konnten bereichsweise für den Spannstahl und Betonstahl in den untersuchten Feldquerschnitten der Endfelder nicht erbracht werden. Der nachträglich geführte Betriebsfestigkeitsnachweis mit dem Lastmodell ELM4 ergab für den Betonstahl eine Gesamtschädigung D nach Palmgren-Miner kleiner 1 und damit keine Ermüdungsgefährdung. Hingegen lag für den Spannstahl die Gesamtschädigung D deutlich über 1, so dass ein erhebliches Ermüdungspotential gegeben ist.

In der Fahrbahnplatte quer zur Fahrtrichtung ergeben sich infolge der Quervorspannung ähnliche Verhältnisse wie bei der Kastenträgerbrücke mit sehr kleinen Ermüdungsbeanspruchungen.

d) Längs vorgespannte Plattenbalkenbrücke

In Plattenlängsrichtung sind bei geringen Hauptträgerhöhen hohe Vorspannkräfte erforderlich. Dadurch kann beim Ermüdungsnachweis zunehmend der Beton maßgebend werden. Im vorliegenden Fall wird im vereinfachten Ermüdungsnachweis der Grenzwert für die Betondruckspannung an der

Hauptträgerunterseite in Feldmitte erreicht.

In Querrichtung sind die Spannungsschwingbreiten wegen der fehlenden Vorspannung deutlich größer als in den Fällen a) und c). Die Spannungsschwingbreiten für den Betonstahl erreichen für das betrachtete Bauwerk an einigen Stellen - insbesondere am befahrenen Kragarmanschnitt - die zulässigen Werte.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass anhand der untersuchten Beispiele vorgespannter Fahrbahnplatten kein erhöhtes Ermüdungsrisiko nachgewiesen werden konnte. Dem gegenüber weisen Fahrbahnplatten ohne Quervorspannung höhere Ermüdungspotentiale für den Betonstahl auf, insbesondere in den Anschnitten befahrener Kragarme und in den Feldmitten dünner Fahrbahnplatten. In Längsrichtung waren für die Kastenträgerbrücke die Ermüdungsnachweise in den untersuchten Feld- und Stützenquerschnitten erfüllt. Die vorliegende hohe zentrische Vorspannung wirkt sich günstig aus (vgl. [24], [25]). Bei den Plattenbalkenbrücken sind offensichtlich die mit schlanken Hauptträgern ermüdungsgefährdeter einzustufen als jene mit gedrungeneren Querschnitten. Für die beschränkt vorgespannten Plattentragwerke besteht kaum Gefahr auf Ermüdungsversagen.

Die Auswirkungen höherer Fahrzeuggesamtgewichte sind differenziert zu bewerten. In Längsrichtung schlagen bei größeren Stützweiten die höheren Gesamtgewichte im Stützenbereich durch, während im Feldbereich eine größere Lastverteilung den Einfluss höherer Lasten teilweise wieder kompensiert. In Querrichtung ist hingegen die Höhe der Achslasten bzw. der Achslastgruppen ausschlaggebend.

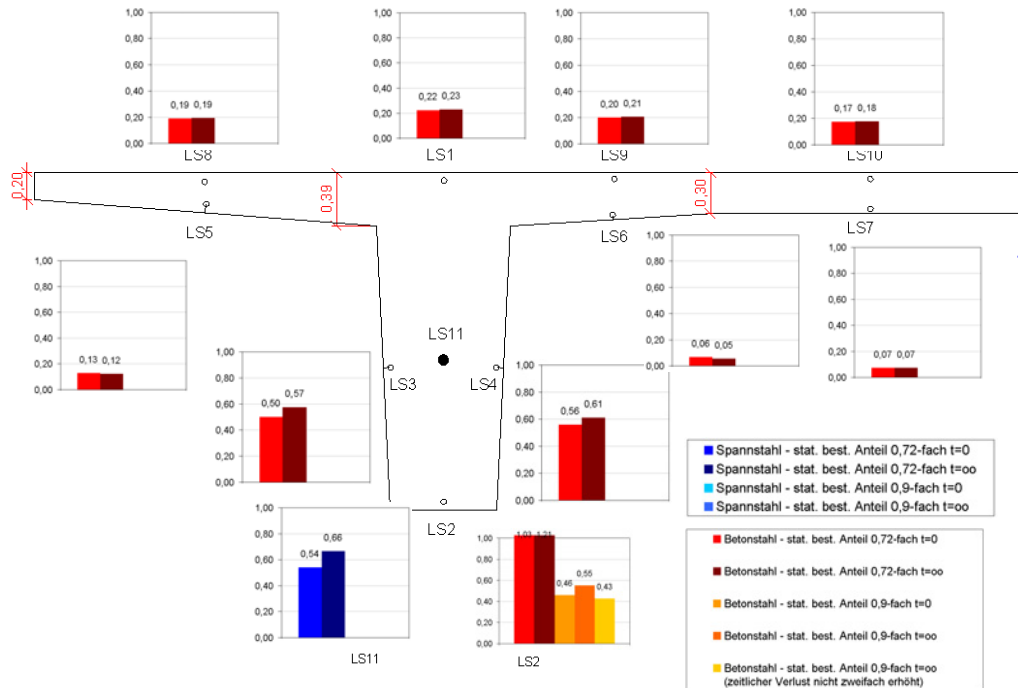


Abb. 40: Ausnutzungskoeffizienten, Koppelfuge Feld 4, [7]

Im Wesentlichen sind jedoch die Ermüdungsnachweise bei den beiden untersuchten Tragwerken eingehalten, so dass keine gravierenden Ermüdungspotentiale vorliegen.

Allerdings konnten keine weiteren als die bereits in Abschnitt 6.2.3 genannten allgemeinen Beurteilungskriterien für die ermüdungsbedingte Nutzungsdauer aus den objektbezogenen Einzeluntersuchungen abgeleitet werden. In [7] wird dies damit begründet, dass eine von Vielzahl von Einflüssen die Ermüdungsfestigkeit in den Koppelfugen bestimmt, wobei ein genauer rechnerischer Zusammenhang der einzelnen Parameter nicht besteht bzw. nicht bekannt ist. Erschwerend für eine netzweite Beurteilung kommt die Vielzahl verschiedener Arten von Spanngliedkopplungen mit einer großen Streubreite der Ermüdungsfestigkeiten hinzu. Als Hilfsmittel wird jedoch in [7] eine Zusammenstellung von Spannverfahren mit zugehörigen Kopplungen und wahrscheinlichen Ermüdungsversagensformen angegeben.

7.2.3. Ermüdung von nicht schubbewehrten Bauteilen

In [7] wird zunächst ein Überblick über den Stand der Technik gegeben. Dabei wird darauf verwiesen, dass die meisten in der Literatur angegebenen Quellen älteren Datums sind. Erschwerend kommt hinzu, dass die zugängliche Datenbasis durchgeführter Versuche nicht schubbewehrter Bauteile auf Ermüdungsversagen sehr begrenzt ist. Konkret wurden experimentelle Versuche an Plattenstreifen aus Stahlbeton und Stahlbetonplatten unter vorwiegender Schubbeanspruchung ausgewertet [28]. Auf der Grundlage von 8 Querkraftversuchen wird der Variationskoeffizient der Modellunsicherheit bestimmt, der im vorliegenden Fall wegen der geringen Unterschiede der Einzelwerte mit 6,64% bzw. 6,74% sehr gering ausfällt. Wegen der äußerst kleinen Prüfkörperanzahl wird für die durchgeführten probabilistischen Berechnungen der Variationskoeffizient für die Modellunsicherheit der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraft-

bewehrung zwischen 0,05 und 0,30 unter Bezug auf die deutlich größeren Werte in [29] variiert.

Für die schiefwinklige Plattenbrücke (Abschnitt 7.2.1 d) zeigte sich der befahrene Kragarmanschnitt ermüdungsrelevant unter Querkraftbelastung. Für diesen Bereich wurde deshalb eine probabilistische Berechnung nach der FORM-Analyse durchgeführt. Die Querkraftwerte der FEM-Schnittgrößenermittlung dienen hierbei als deterministische Eingangsgrößen auf der Beanspruchungsseite, während die Basisvariablen auf der Widerstandsseite durch statistische Verteilungen abgebildet werden. Die Berechnungsergebnisse zeigen eine große Abhängigkeit von dem Variationskoeffizienten $v(M_R)$ der Modellunsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung auf die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. den Sicherheitsindex (Abb. 41).

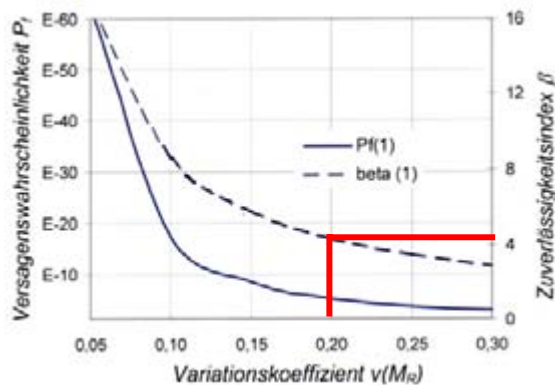


Abb. 41: Versagenswahrscheinlichkeit $P_f(1)$ und Sicherheitsindex $\beta(1)$ in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten $v(M_R)$ nach [7]

Mit $v(M_R)=0,20$ ergibt sich ein Zuverlässigkeitsindex $\beta=4,3$, der nach Eurocode 1 für einen Nutzungszeitraum von 50 Jahren vorgesehen ist.

Im Ergebnis der Untersuchungen wurde daher festgestellt, dass eine realitätsnahe Bewertung der Nutzungsdauer nicht schubkraftbewehrter Fahrbahn- und Kragplatten unter Ermüdungsbeanspruchung nur gelingt, wenn die statischen Eingangsgrößen

im Widerstandmodell insbesondere der Variationskoeffizient der Modellunsicherheit genauer bekannt sind. Dazu werden jedoch experimentelle Untersuchungen erforderlich.

7.2.4. Verbund zwischen Bewehrung und Beton

Entsprechend der Aufgabenstellung wird in [7] ein Überblick zum Stand der Technik bzgl. der Modelle zum Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton unter zyklischer Belastung gegeben. Genannt wird das Verbundmodell von König [29] mit den nichtlinearen Ansätzen für den Betondruckbereich und einer bilinearen Spannungs-Verschiebungs-Beziehung für den Betonzugbereich. Aufgeführt werden die Untersuchungen von Koch/Balász [30] zum Verbundspannungs-Verschiebungs-Verhalten unter verschiedenen Beanspruchungsarten sowie das Rechenmodell nach Sipel/Eligehausen [31], mit dem die Rissbreiten und Durchbiegungen unter Dauer- und Schwelllast ermittelt werden können. Eingegangen wird auf die experimentellen Untersuchungen von Hegger [32,33] zu Ausziehversuchen von Einzellitzen von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter Dauer- und Schwellbeanspruchung sowie auf Untersuchungen zu Spannungsumlagerungen im Gebrauchszustand von mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund und gerippten Betonstahl bewehrten Bauteilen. Beschrieben wird der aus drei Phasen bestehende Versagensmechanismus der Verbundkraftübertragung nach Specht [34]. Ferner werden die Ausziehversuche von Rehm/Eligehausen unter sinusförmiger Schwellbelastung, mit denen Wöhlerlinien der Verbundspannungen ermittelt wurden, erwähnt. Abschließend werden die Modelle zum Verbundspannungs-Verschiebungs-Verhalten nach CEB [35] unter Verwendung einer Kriechzahl bei dynami-

schen Beanspruchungen sowie das Hysterese-Verhalten des Verbundes von Betonstählen nach Tue [36] genannt.

7.2.5. Ermittlung von Beurteilungskriterien für vorgeschädigte Bauwerke

Im Bestand befinden sich im Zuge von Bundesautobahnen ca. 3200 ältere bis 1980 gebaute Spannkonkretbrücken mit einer Fläche von 5 Mio. m² Brückenfläche (Abb. 42). Aufgrund der Defizite bei der Bemessung weisen diese Bauwerke im Allgemeinen ein höheres Ermüdungsrisiko auf als vergleichbare jüngere Bauwerke. Zusätzlich vergrößert sich das Ermüdungspotential mit einer fortschreitenden Schadensentwicklung. Den signifikant schlechteren Bauwerkszustand zeigt Abb. 43.

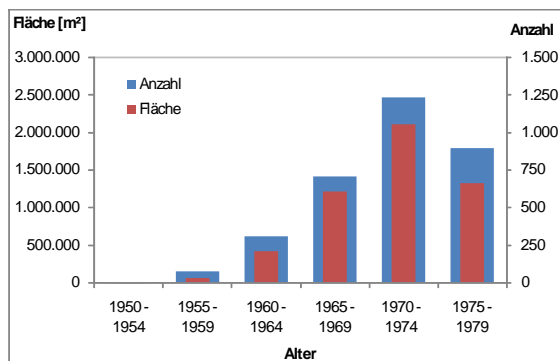


Abb. 42: Spannkonkretbrücken im Zuge von BAB, Stand 1.3.2008

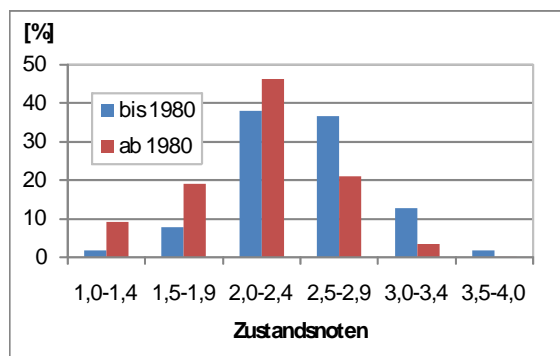


Abb. 43: Bauwerkszustand von Spannkonkretbrücken im Zuge BAB

Aus diesem Grund bestand die Aufgabenstellung neben den aufgeführten Einflussfaktoren

- Bauwerksalter
- Herstellungsverfahren
- Bewehrungsgrad in den Koppelfugen
- Verbundeigenschaften des Betonstahls
- Grad der Spanngliedkopplungen im Querschnitt
- Querschnittsausbildung
- Spannverfahren
- Art der Spanngliedkopplung

weitere den Bauwerkszustand bzw. die Schädigungen des Bauwerks betreffende Kriterien zu definieren und diese in einem Bewertungsschema analog zu [37] zu verknüpfen, um damit gefährdete Bauwerke schneller identifizieren zu können. Unter Bezug auf [38] werden hierfür weitere Kriterien aufgeführt:

- Abweichungen von der planmäßigen Betonfestigkeit
- Übermäßige Karbonatisierung
- Erhöhte Chloridbelastung
- Fehlstellen, Abplatzungen Hohlstellen, Risse im signifikantem Umfang
- Geringe Betondeckung
- Abweichungen von der planmäßigen Vorspannung
- Bewehrungskorrosion

Allerdings konnte auf der Grundlage der vorhandenen Untersuchungen kein allgemein verbindliches Bewertungsschema angegeben werden. In [7] wird stattdessen alternativ vorgeschlagen, parametrisierte räumliche Berechnungen repräsentativer Brückensysteme des Bauwerksbestandes durchzuführen.

8. Auswirkungen der Zulassung von 60t-LKW auf Brückenbauwerke im Zuge der Bundesfernstraßen

8.1. Aufgabenstellung

Nach der Straßenverkehrs-Zulassungsordnung StVZO §34 Abs. 6 beträgt das maximale zulässige Gesamtgewicht für Züge und Sattelkraftfahrzeuge 40t bzw. im kombinierten Verkehr 44t.

Das Transportgewerbe erhebt jedoch seit längerer Zeit die Forderung, die zulässigen Gesamtgewichte für LKW herauf zu setzen, da in verschiedenen europäischen Nachbarländern hierfür bereits höhere Grenzen gelten und damit eine zunehmende Wettbewerbsbeeinträchtigung deutscher Unternehmen besteht.

Ferner wird in jüngster Zeit von Unternehmensverbänden die Zulassung von Fahrzeugkombinationen mit Gesamtgewichten bis 60t und mit Abmessungen von mehr als 25m Länge in der Öffentlichkeit damit begründet, dass durch die Bereitstellung eines deutlich höheren Transportvolumens auf weniger beanspruchtem Straßenraum der für die Zukunft weiter steigende Güterverkehr bei geringerer Straßenbelastung und niedrigerem Energieverbrauch bewältigt werden kann.

Für die Bemessungen der Straßenbrücken in Deutschland galten bis zur Einführung europäischer Regelungen mit den DIN-Fachberichten im Jahr 2003 die Lastansätze der DIN 1072, Ausgaben Juni 1952, November 1967 und Dezember 1985. Untersuchungen im Rahmen des EU-Projektes Bridge Management in Europe (BRIME) haben gezeigt, dass die Lastannahmen für die bestehenden Brücken nach DIN 1072 die Beanspruchungen für den

damals vorhandenen Straßenverkehr gerade noch abdecken, in einigen partiellen Bereichen jedoch auch schon Defizite zu verzeichnen sind [39].

Bei einer genehmigungsfreien flächendeckenden Zulassung von Fahrzeugkombinationen mit Gesamtgewichten bis 60t ist zu erwarten, dass sich in Deutschland die Zusammensetzung der LKW-Flotte in kürzester Zeit grundsätzlich verändert und damit auch veränderte Verkehrslastkollektive eintreten.

Ziel des Projektes [8] war die Ermittlung der Beanspruchungssituation bezüglich der Tragfähigkeit für Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen infolge einer möglichen Zulassung von Fahrzeugkombinationen bis 60t. Die Auswirkungen waren durch Auswahl geeigneter statischer Systeme, Querschnittsformen und Stützweiten für den gesamten Bauwerksbestand zu formulieren. Die äußeren Verkehrslasteinwirkungen wurden mit Hilfe von Verkehrslastsimulationen durch Modifizierung der vorhandenen Verkehrszusammensetzung unter Berücksichtigung von 60t-Fahrzeugkombinationen bestimmt. Zusätzlich zu den Berechnungen war der Finanzbedarf zur Erhaltung der Bundesfernstraßen für einen derartigen Verkehr zu prognostizieren.

Die Auswirkungen einer flächendeckenden Zulassung von 60t-Fahrzeugkombinationen waren auf der Basis einer netzweiten Betrachtung der Tragfähigkeit des Gesamtbestandes der Brücken der Bundesfernstraßen durchzuführen. Hierzu sollten folgende Schwerverkehrsszenarien betrachtet werden:

- a) gegenwärtiger auf hochbelasteten Strecken vorhandener Schwerverkehr mit nach oben durch die zulässigen Werte der StVZO begrenzte Achs- und Gesamtgewichtsverteilungen

- b) gegenwärtiger auf hochbelasteten Strecken vorhandener Schwerverkehr mit tatsächlich gemessenen Achs- und Gesamtgewichtsverteilungen
- c) künftige Schwerverkehrszusammensetzungen durch Berücksichtigung verschiedener Anteile von 60t-Fahrzeugkombinationen bezogen auf den gegenwärtigen Schwerverkehr
- d) gegenwärtiger auf hochbelasteten Strecken vorhandener Schwerverkehr unter Berücksichtigung einer Anhebung des zulässigen Gesamtgewichtes für Sattelzüge mit 3 achsigen Auflieger bis 52t Gesamtgewicht.

Für die aufgestellten Schwerverkehrsszenarien waren auf der Grundlage typischer, den gesamten Brückenbestand der Bundesfernstraßen beschreibender Brückensysteme (statische Systeme, Querschnitte, Abmessungen, Schnittgrößen) maßgebende charakteristische Schnittgrößen zu ermitteln und mit den zulässigen Werten nach DIN-Fachbericht 101 bzw. DIN 1072 zu vergleichen. Die Ergebnisse sollten im Hinblick auf die Auswirkungen für den Gesamtbestand umfassend und einschließlich einer Abschätzung des erforderlichen Finanzbedarfs für eine Ertüchtigung Brücken des Bundesfernstraßennetzes für Verkehrsszenarien mit und ohne 60t-Verkehre bewertet werden.

8.2. Ergebnisse

8.2.1. Verkehrslastsimulation

Grundlage für die Untersuchungen hinsichtlich der Verkehrsbelastung bildeten die im Kapitel 4 beschriebenen Achslasterhebungen der Messstelle Bliesheim auf der BAB A61 mit einem DTSV von 10.000 LKW pro Werktag und pro Richtung. Vergleichende Auswertungen zur Verfügungen stehender

Einzelfahrzeugdaten der gegenwärtig betriebenen Achslasterfassungssysteme ergaben für diese Messstelle den nach Häufigkeit und Gesamtgewichten schwersten Güterverkehr. Für die Gesamtgewichte der anzusetzenden 60t-Fahrzeugkombinationen (Abb. 5) wurden ideale Normalverteilungen mit den nachfolgenden Mittelwerten und Streuungen verwendet:

	Typ1	Typ2
Mittelwert μ	60,4	58,0
Streuung σ	3,62	2,48

Aus Gründen des Umfangs mussten die netzweiten Untersuchungen zunächst durch folgende Vereinfachungen begrenzt werden:

- Tragwerksauswahl:
Bei den Brücken des Bestandes wurden nur diejenigen Konstruktionen betrachtet, die im Zuge von Bundesautobahnen oder Bundesstraßen liegen und damit den erhöhten Verkehrsbelastungen vorrangig ausgesetzt sind.
- Statische Systeme; Schnittgrößen:
Maßgebend für die Berechnungen wurden Ein- und Zweifeldträger im Feld- und Stützmomentenbereich mit Spannweiten von 10 bis 50m bzw. 80m untersucht.
- Querschnitt; Lastverteilung:
Für die Lastabtragung in Querrichtung wurde der für Betonbrücken (85%er Anteil, siehe Abb.6) ungünstigste Grenzfall eines 2-stegigen Plattenbalkenüberbaus mit einer 6m breiten Fahrbahn gewählt und daraus stützweitenabhängige Querverteilungszahlen ermittelt.
- Fahrstreifen; Verkehrszustand:
Betrachtet wurde ein zweistreifiger Richtungsverkehr mit einer Aufteilung des Schwerverkehrs im Verhältnis 85 zu 15 zwischen Haupt- und Überholfahrstreifen. In beiden Fahrstreifen wurden stets gleiche Verkehrszustände vorausgesetzt;

entweder „fließender Verkehr“ mit einem einheitlichen dynamischen Faktor $\Phi=1,1$ zur Erhöhung der statischen Verkehrslasten in beiden Fahrstreifen oder „Verkehr mit erhöhtem Stauanteil ($\Phi=1,0$)“.

- Schwerverkehr:
Netzweiter Ansatz des auf der BAB A61 bei Bliesheim gemessenen Schwerverkehrs mit einem DTSV von 10.000 pro Werktag und Richtung.
- Schwerverkehrsszenarien:
 - Die Untersuchungen mit StVZO-konformen Fahrzeuggesamtgewichten (Szenario a)) wurden zunächst zurück gestellt.
 - Im Verkehrsszenario c) wurden in zwei Stufen jeweils 20% bzw. 40% der 40t-Sattelzüge (LKW-Typ 98, Abb. 15) durch fiktive 60t-Fahrzeugkombinationen im Verhältnis 3 zu 2 ersetzt, so dass die Transportmenge nahezu konstant blieb.
 - Während dessen wird beim Szenario d) der Austausch des Anteils der schweren 40t-Sattelzüge (beschrieben durch die obere Normalverteilung, Abb. 16) durch die fiktiven 52t-Sattelzüge im Verhältnis 1:1 vorgenommen.

Unter Zugrundelegung der genannten Randbedingungen erfolgte auf der Basis von Verkehrslastsimulationen die Bestimmung von Tagesextremwertverteilungen (Gumbel Typ I) für die Feld- und Stützmomente. Mit den anschließend auf einen Zeitraum von einem Jahr (250 Werktagen) extrapolierten Extremwertverteilungen wurden die charakteristischen Werte als 98%-Fraktile (mittlere Wiederkehrperiode 50 Jahre) gebildet und unter Berücksichtigung der Querverteilung dem Hauptfahrstreifen zugeordnet. Der zu überlagernde Schnittgrößenanteil des Überholstreifens wurde als Erwartungswert der Tagesbelastung angenommen und aus

den zu vor ermittelten Verteilungen berechnet.

Aus den Ergebnissen der Simulationsrechnungen in [8] lassen sich folgende Schlussfolgerungen ziehen:

Verkehrszustand "fließender Verkehr":

- Ab einer Stützweite von etwa 30 m wird der Einfluss der 60 t-Fahrzeugkombination für Ein- und Mehrfeldsysteme signifikant erkennbar, wobei kaum Unterschiede zwischen den Fällen 20% und 40% ersetzter 40t-Sattelzüge auftreten.
- Der simulierte Verkehr mit 60t-Fahrzeugkombinationen führt generell zur Erhöhung der Extremwerte der Verkehrslastmomente gegenüber den Werten des auf BAB-Brücken aktuell gemessenen Verkehrs. Während für die Feldmomente am Einfeldträger bis zu 25 % größere Werte auftreten, sind es für das Stützmoment am Mehrfeldträger bis zu 45 %.
- Für die Brückenklasse 30 und kleiner ergeben sich durch die 60t-Fahrzeugkombination für alle untersuchten Systeme und Stützweiten Beanspruchungen, die oberhalb der Bemessungswerte für den Lastfall „Verkehrslast“ liegen.
- Für die Brückenklasse 30/30 und 45 treten durch die 60t-Fahrzeugkombination für Einfeldsysteme ab einer Stützweite von ca. 30 m sowie für Zweifeldsysteme – und somit auch für Mehrfeldsysteme – über den Bemessungswerten liegende Beanspruchungen auf.
- Für die Brückenklasse 60 und 60/30 liegen die Beanspruchungen infolge 60t-Fahrzeugkombination in den Querschnitten der maximalen Stützmomente für Zweifeldsysteme – und somit auch für Mehrfeldsysteme – oberhalb einer Stützweite von ca. 30 m bzw. 40 m über den Bemessungswerten.

- Das für den Neubau von Brücken zur Anwendung kommende Bemessungslastmodell LM1 (DIN-Fachbericht 101) deckt den fließenden Verkehr einschließlich der 60 t-Fahrzeugkombination ab.
 - Der derzeit auf BAB-Strecken vorhandene Schwerverkehr wird von allen Brückenklassen (60/30 bis 30) bei Einfeldtragwerken uneingeschränkt abgedeckt. Bei größeren Spannweiten der Brückenklasse 30 sind nur theoretisch Defizite zu verzeichnen, da derartige Bauwerke nicht im Bestand vorhanden sind. Mehrfeldsysteme der Brückenklassen 30, 30/30 und 45 mit einer Brückenfläche von 1,5% des Gesamtbestandes weisen bis auf wenige Ausnahmen für den vorhandenen Verkehr generell Defizite im Stützenbereich auf, während für Mehrfeldsysteme der Brückenklasse 60 und 60/30 sich Überschreitungen der Bemessungswerte ab einer Stützweite von ca. 40 m bzw. 50 m ergeben.
 - Die Beanspruchungen des Szenario d) liegen bis ca. 40m Stützweite generell noch über denen für Verkehre mit 60t-Fahrzeugkombinationen.
- Bemessungswerte liegende Beanspruchungen.
- Die nach DIN-Fachbericht 101 bemessenen Zwei- bzw. Mehrfeldsysteme weisen durch die 60t-Fahrzeugkombination eine volle Auslastung in den Querschnitten der maximalen Stützweite auf mit geringen Überschreitungen der Bemessungswerte für Stützweiten um 50m.
 - Für alle Brückenklassen kleiner als Brückenklasse 60 ergeben sich auch für den derzeit vorhandenen Schwerverkehr im Stützbereich oberhalb der Bemessungswerte liegende Beanspruchungen.
 - Für die Brückenklasse 60 und 60/30 beginnen die Überschreitungen im Stützbereich infolge des vorhandenen Schwerverkehrs oberhalb von ca. 30 m bzw. 40 m während die nach DIN-Fachbericht 101 bemessenen Zwei- bzw. Mehrfeldsysteme keine Defizite besitzen.
 - Die Beanspruchungen des Szenario d) liegen bis ca. 30m Stützweite generell noch über denen für Verkehre mit 60t-Fahrzeugkombinationen.

Verkehr mit höherem Stauanteil:

- Diese Verkehrsszenarien wurden nur für Zweifeldsysteme im Stützbereich untersucht. Sie gelten jedoch für alle Mehrfeldsysteme und führen dort für 60t-Fahrzeugkombinationen gleichfalls zu einer generellen bis zu 30%igen Erhöhung der Extremwerte gegenüber den Werten des aktuell gemessenen Verkehrs. Ferner liegen die ermittelten Beanspruchungen des „Verkehrs mit höherem Stauanteil“ immer über denen des fließenden Verkehrs.
- Für alle Brückenklassen 60/30 bis 30 ergeben sich durch die 60 t-Fahrzeugkombination oberhalb der

Insgesamt ist festzustellen, dass bei einer möglichen Zulassung der 60 t-Fahrzeugkombinationen die Tragreserven des Bestandes deutlich reduziert werden. Weiterhin ist davon auszugehen, dass bei allen Bauwerken der Brückenklasse 30, 30/30 und 45 über den Bemessungswerten liegende Beanspruchungen auftreten werden. Dies ist auch der Fall für Zwei- bzw. Mehrfeldsysteme der Brückenklasse 60 und 60/30 oberhalb einer Stützweite von ca. 30 bzw. 40 m.

8.2.2. Grobkostenschätzung

Für eine erste grobe Ermittlung der benötigten Finanzmittel für eine netzweite Ertüchtigung des Brückenbe-

standes mussten weitere vereinfachende Festlegungen getroffen werden.

Für die verschiedenen Bauweisen wurden Gesamtbeanspruchungen aus Eigenlast und Verkehr unter folgenden Annahmen bestimmt:

- Massivbrücken:
 $M_{\text{Eigenlast}}:M_{\text{Verkehr}} = 65:35$
- Verbundbrücken:
 $M_{\text{Eigenlast}}:M_{\text{Verkehr}} = 50:50$
- Verbundbrücken:
 $M_{\text{Eigenlast}}:M_{\text{Verkehr}} = 35:65$

Die so ermittelten Gesamtbeanspruchungen für die Szenarien b) und c) wurden den Bemessungswerten der einzelnen Brückenklassen gegenübergestellt und daraus die Auslastungen berechnet.

Für eine Instandsetzung bzw. Ertüchtigung der Bauwerke wurde weiterhin festgelegt:

- Kosten für Ersatz des Überbaus einschließlich Abbruch:
2200 €/m² Brückenfläche
- Überbauersatz aller Bauwerke mit Zustandsnote des Überbaus $ZN(\text{ÜB}) \geq 3,0$
- Ersatz aller Zwei- und Mehrfeldrigen Bauwerke mit niedrigeren Brückenklassen als BK60
- Kosten für Instandsetzung und Ertüchtigung in Abhängigkeit der Auslastung für Bauwerke mit BK60 und BK60/30:

Kostenfunktion 1:

- Eingreifwert bei 110% Auslastung
- Kosten für Überbauverstärkung bei 110% Auslastung 500 €/m²; bei 130% Auslastung 1800 €/m²; Zwischenwerte linear interpoliert.
- Ersatz des Überbaus bei mehr als 130% Auslastung

Kostenfunktion 2:

- Eingreifwert bei 105% Auslastung
- Kosten für Überbauverstärkung bei 105% Auslastung 500 €/m²;

bei 125% Auslastung 1800 €/m²; Zwischenwerte linear interpoliert.

- Ersatz des Überbaus bei mehr als 125% Auslastung

Kostenfunktion 3:

- Eingreifwert bei 110% Auslastung
- Kosten für Überbauverstärkung einheitlich 1200 €/m²
- Ersatz des Überbaus bei mehr als 130% Auslastung

Die Kosten für Ersatzneubau und Verstärkungsmaßnahmen können in Abhängigkeit von Art und Umfang der Maßnahmen sowie von den objektspezifischen Besonderheiten eine sehr große Bandbreite aufweisen, weshalb hier lediglich eine sehr grobe Abschätzung möglich ist. Um deren Sensitivität zu prüfen, wurde mit der Kostenfunktion 2 der Eingreifzeitpunkt und mit der Kostenfunktion 3 die Kostenannahme für Verstärkungsmaßnahmen bewertet.

Im Allgemeinen kann davon ausgegangen werden, dass bis auf wenige Ausnahmen aus statischen Gründen keine Verstärkungen der Unterbauten (Widerlager, Pfeiler) erforderlich sind.

In den Fällen von zu ersetzender Überbauten wurden zusätzlich Abbruchkosten kalkuliert.

Nicht enthalten bei den angenommenen Kostenansätzen sind erforderliche Ersatz- und Verstärkungsmaßnahmen von Pfeilern bei den Kreuzungsbauwerken im Bundesfernstraßenbereich aus erhöhten Anpralllasten bei Zulassung von 60 t-Fahrzeugkombinationen. Hierzu liegen bislang keine quantitativen Angaben vor, so dass ohne weitere noch durchzuführende Untersuchungen keine Abschätzungen zu den hieraus resultierenden Kosten möglich sind.

Die in Abb. 44 und 45 dargestellten Ergebnisse der Grobkostenschätzungen zeigen einen Ertüchtigungsbedarf für den gegenwärtig vorhandenen Schwerverkehr (vorh. SV) je nach Eingreifzeitpunkt von ca. 3 - 5 Mrd. € für

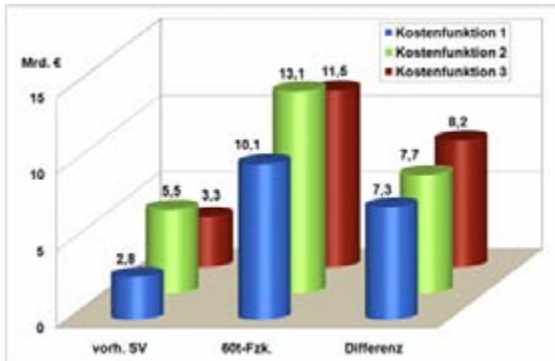


Abb. 44: Grobkostenschätzung für BAB

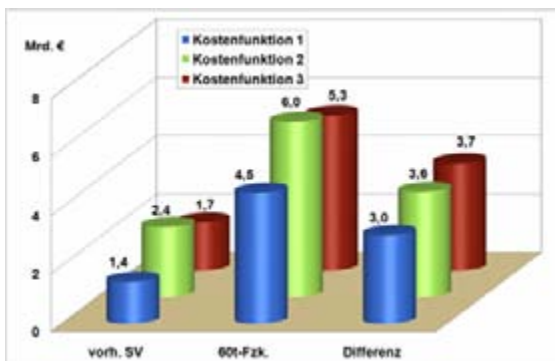


Abb. 45: Grobkostenschätzung für B-Straßen

BAB-Brücken und ca. 2 Mrd. € für Brücken im Zuge der Bundesstraßen. Bei einer genehmigungsfreien flächendeckenden Zulassung der 60t-Fahrzeugkombinationen (60t-Fzk) wären zur Ertüchtigung der Bauwerke nochmals **zusätzlich** ca. 8 Mrd. € für BAB und ca. 3 Mrd. € für Bundesstraßen erforderlich, wobei dieser Mehrbedarf bei allen Varianten nahezu gleich ausfällt, d.h. Kostenfunktion und Eingreifzeitpunkt besitzen kaum Einfluss.

Im Gegensatz dazu zeigt sich bei den Ertüchtigungsmaßnahmen für den vorhandenen Verkehr eine deutliche Abhängigkeit hinsichtlich des Eingreifzeitpunktes, während unterschiedliche Kostenfunktionen bei gleichem Eingreifzeitpunkt sehr ähnliche Ergebnisse liefern.

Zu beachten ist ferner, dass die Kosten durch Umleitungen, Verkehrseinschränkungen, Staus und erhöhte Umweltbelastung während der Bauzeit bei einer volkswirtschaftlichen Betrachtung zusätzlich in Ansatz zu bringen

wären. Es kann davon ausgegangen werden, dass diese Kosten ein Mehrfaches der reinen Baukosten betragen. Aufgrund der Vielzahl objektspezifischer Randbedingungen, die diese Kosten wesentlich beeinflussen, sind hierzu keine weiteren Analysen vorgenommen worden.

8.2.3. Worst case Szenarien

Die in 8.2.1 dargestellten Ergebnisse werden durch Festlegungen zu Eingangsparameter beeinflusst, deren Auswirkungen nachträglich durch Grenzbetrachtungen in [40] abgeschätzt wurden. Dazu wurden fünf „worst case Szenarien“ definiert:

- Szenario 1 „Transportvolumen“
Die ursprünglichen Berechnungen verwenden einen DTSV von 10.000 LKW pro Werktag und Richtung. Mit den prognostizierten Steigerungsraten [2,3] sind auch erhöhte DTSV-Werte zu erwarten. Daher wird ein DTSV-Grenzwert von 15.000 angenommen.
- Szenario 2 „Schwingbeiwert“
Für den fließenden Verkehr wurde ein einheitlicher stützweitenunabhängiger dynamischer Faktor $\Phi=1,1$ zur Erhöhung der statischen Verkehrslasten verwendet. Dies erfolgte in Anlehnung an die Vorgehensweise bei der Aufstellung des Lastmodells LM1 für den Eurocode. Im Gegensatz dazu schreibt die DIN 1072 stützweitenabhängige Schwingbeiwerte vor. Aus diesem Grund sollen die Schwingbewerte für untere Stützweiten wie folgt erhöht werden:
 - $\Phi=1,3$ für $L=20, 30m$
 - $\Phi=1,2$ für $L=40m$
- Szenario 3 „Stauwahrscheinlichkeit“
Bei größeren Stützweiten ist der „Verkehr mit höherem Stauanteil“ maßgebend. Die Stauanteile werden bei der Verkehrssimulation durch die Parameter p_{Stau} und p_{flV} gesteuert.

- p_{Stau} ist die Wahrscheinlichkeit, dass einem Fahrzeug im Stau wieder eines mit Stauabstand folgt.
- p_{flV} ist Wahrscheinlichkeit, dass einem Fahrzeug im fließenden Verkehr wieder eines im fließenden Verkehr folgt.

Mit den bislang verwendeten Werten $p_{\text{Stau}} = 0,20$ und $p_{\text{flV}} = 0,80$ wird ein typischer Pulkverkehr erzeugt.

Für die Stauanteile werden folgende Grenzfälle definiert:

- $p_{\text{Stau}} = 0,900$ und $p_{\text{flV}} = 0,9995$
- $p_{\text{Stau}} = 0,990$ und $p_{\text{flV}} = 0,9995$
- $p_{\text{Stau}} = 0,999$ und $p_{\text{flV}} = 0,9995$

Damit werden im Mittel bei 10.000 Fahrzeugen 5 Staus erzeugt, die sich im Mittel jeweils nach 10 bzw. 100 bzw. 1000 Fahrzeugen auflösen.

- Szenario 4 „Schwerverkehr im Überholfahrstreifen“

Bei einem weiter anwachsenden DTSV steigt die Wahrscheinlichkeit eines stärkeren Überholverkehrs. Aus diesem Grund wird der Einfluss einer Verdoppelung des bisher mit 15% angesetzten Schwerverkehrs untersucht.

- Szenario 5 „genehmigungspflichtiger Schwerverkehr“

Der genehmigungspflichtige Schwerverkehr blieb bei den bisher durchgeführten Verkehrslastsimulationberechnungen unberücksichtigt. Die Auswertungen der Monitoringfassung an der Brohltalbrücke (Abb. 31 und 32) zeigen jedoch, dass dieser Anteil in den Gewichtsklassen von 50 bis 100t ca. 1,30% und in den Gewichtsklassen von 60 bis 100t ca. 0,4% des DTSV einen nennenswerten Umfang ausmacht.

Da in einigen Bundesländern flächendeckende Dauergenehmigungen bis 72t Gesamtgewicht erteilt werden, wird als repräsentatives Fahrzeug, das die Belastungen des

genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs widerspiegeln soll, ein 72t Autokran (Abb. 46) mit Überladungsanteilen in Höhe einer normaler Weise separat mitzuführenden Grundballast von 12,5t gewählt.

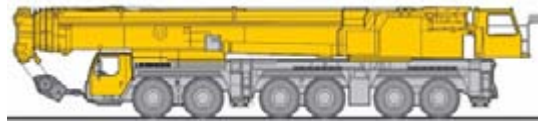


Abb. 46: 72t-Autokran

Die Untersuchungen zu den fünf definierten Szenarien wurden getrennt durchgeführt, um eine Vergleichbarkeit mit den vorangegangenen Simulationen zu ermöglichen. Im Einzelnen wurden danach folgende Ergebnisse ermittelt:

- Szenario 1 „Transportvolumen“

Die charakteristischen Werte werden als 98%-Fraktile einer Extremwertverteilung vom Typ

$$F_x(a,u) = \exp(-\exp(-a(x-u)))$$

ermittelt. Eine Veränderung des DTSV bewirkt nur eine Translation der Funktion auf der Abszissenachse, während ihre Gestalt konstant bleibt. Die Translation lässt sich im vorliegenden Fall aus

$$\ln(15000/10000)/a$$

direkt berechnen.

In den charakteristischen Werten wirkt sich daher eine 50% Steigerung des DTSV nur in einer Größenordnung von maximal 3% aus.

- Szenario 2 „Schwingbeiwert“

Die Erhöhung der Schwingbeiwerte führt bei kleineren Stützweiten und fließendem Verkehr zu einer deutlichen Zunahme der Momente von ca. 10 bis 15% und bei Verkehr mit höherem Stauanteil von ca. 5 bis 8%.

- Szenario 3 „Stauwahrscheinlichkeit“
Der Einfluss der unterschiedlichen Stauansätze wird anhand der maxi-

malen Tageswerte der Stützmomenten infolge Hauptspurbelastung am Zweifeldträger dargestellt (Abb. 47).

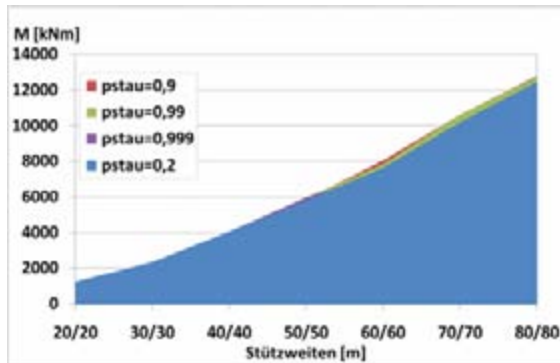


Abb. 47: Maximale Tageswerte der Stützmente bei verschiedenen Stauansätzen

Es zeigt sich, dass die Unterschiede insgesamt sehr gering ausfallen und der bisher angesetzte Pulkverkehr bis ca. 50m Stützweite die ungünstigeren Werte liefert.

- Szenario 4 „Schwerverkehr im Überholfahrstreifen“

Die Verdoppelung des LKW-Anteils in der Nebenspur lässt sich analytisch aus den Werten der Hauptspur ableiten, da vereinbarungsgemäß hierfür der Mittelwert der Tagesextremwertverteilung als maßgebender Wert angesetzt wird. Analog zum Szenario 1 ergibt sich wiederum nur eine Verschiebung der Extremwertverteilung, diesmal jedoch um den Betrag $-\ln(3,3)/a$. In den charakteristischen Schnittgrößen wirkt sich die Erhöhung des Überholverkehrs ebenfalls nur zu ca. 3% aus.

- Szenario 5 „genehmigungspflichtiger Schwerverkehr“

Das Einstreuen des "genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs" in Form des Kranfahrzeugs führt zu einer deutlichen Erhöhung der maximalen Verkehrslastbeanspruchung. In den unteren Stützweiten beträgt der Momentenzuwachs bis zu 10% und im Bereich häufiger Stützweiten von Mehrfeldsystemen um 50m zwischen 5 und 8%. Hieraus ergibt sich

die Schlussfolgerung, dass in Anbetracht der überproportionalen Steigerung des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs dieser Anteil bei den Untersuchungen zur Nachrechnung und Ertüchtigung des Brückenbestandes zu berücksichtigen ist.

9. Fazit und Ausblick

Im Rahmen von Forschungsprojekten wurden die Auswirkungen des zunehmenden Schwerverkehrs einschließlich neuer innovativer Fahrzeugkonzepte auf die Brücken der Bundesfernstraßen untersucht. Die Ergebnisse belegen eine erhebliche Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit, der Tragfähigkeit und der Dauerhaftigkeit einer Vielzahl bestehender Bauwerke durch einen auf Bundesautobahnen gemessenen Schwerverkehr. Dabei stellen die Überladungen der LKW sowie der Umfang und die Lasten des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs maßgebliche Faktoren dar. Ein stärkeres Enforcement der bestehenden Vorschriften hinsichtlich der Einhaltung der zulässigen Achslasten und Gesamtgewichte der LKW (§34 StVZO) und der Genehmigungsfähigkeit von Großraum- und Schwertransporten (§29 VwV-StVO) würde bereits zu einer spürbaren Entlastung der Tragwerke führen.

Hingegen bringt eine flächendeckende Zulassung der vorgeschlagenen Fahrzeugkombinationen nach dem modularen Konzept mit einer Gesamtgewichtsobergrenze von 60t keinen grundsätzlichen Vorteil für die Brücken, sondern erzeugt im Gegenteil bei Konstruktionen mit größeren Stützweiten weitere Defizite der Tragfähigkeit.

Die Konsequenzen aus der Entwicklung des Güterverkehrs auf die Straßeninfrastruktur sind vielschichtig und betreffen sowohl den Bestand der Brückentragwerke als auch den Bauwerksneubau.

Gegenwärtig decken die Verkehrslastannahmen des DIN-Fachberichtes 101 die aktuellen Einwirkungen des Schwerverkehrs zwar noch ab, jedoch weisen sie für die prognostizierte Verkehrsentwicklung nur noch geringe Reserven auf. Deshalb wurde bereits im Rahmen des Forschungsprojektes

„Anpassung des DIN-Fachberichtes ‚Einwirkungen auf Brücken‘ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge“ mit der Aufstellung eines zukunftsfähigen Verkehrslastmodells begonnen. Die Ergebnisse werden im Frühjahr 2009 erwartet.

Für den weiteren Bauwerksbestand haben die Verkehrslastsimulationen in [8] gezeigt, dass nahezu alle mehrfeldrigen Brücken im Zuge der Bundesfernstraßen mit Brückenklasse 60 und niedriger Defizite hinsichtlich der Einwirkungen aus Verkehr aufweisen, die dazu führen, dass bereichsweise das normative Sicherheitsniveau verlassen wird ohne jedoch die Standsicherheit akut zu gefährden. Dies gilt auch für Bauwerke der Brückenklasse 60/30 mit größeren Stützweiten. Gegenwärtig wird der Finanzbedarf für die Ertüchtigung dieses Anteils des Bestandes je nach Eingreifzeitpunkt auf ca. 5 bis 7 Mrd. Euro geschätzt (siehe Abb. 44 und 45).

Darüber hinaus besteht wegen der Erhöhung der Einwirkungen aus Verkehr ein Erhaltungsmehraufwand, der aus der Verkürzung der Nutzungs- bzw. Restnutzungsdauer der Bauwerke, der Verkürzung der Zyklen für grundlegende Instandsetzungen und der Notwendigkeit einer künftigen Verwendung höherer Bemessungslasten bei Ersatzneubauten resultiert.

Wertet man die Entwicklung der Zustandsnotenverteilung (Abb. 9) auch als ein Anzeichen für die Zunahme ermüdungsrelevanter Beanspruchungen und für kürzere Nutzungszeiten von Verschleißbauteilen, so lassen sich damit die Beeinträchtigungen der Dauerhaftigkeit belegen. Im Zeitraum von 2001 bis 2007 ist der Anteil der Brückenflächen in den drei unteren Zustandsnotenbereichen "2,5 – 2,9" (ausreichender Zustand), "3,0-3,4" (nicht ausreichender Zustand) und "3,5-4,0" (ungenügender Zustand) von 38,7% auf 46,1% angewachsen.

Einer ersten groben Schätzung [41] zufolge muss deshalb ein jährlicher Erhaltungsmehrbedarf für die Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen von ca. 270 Mio. Euro veranschlagt werden. Hinzu zu rechnen sind Mehraufwendungen für in den letzten Jahren versäumte Erhaltungsmaßnahmen, die sich vorrangig aus der vorliegenden ungünstigen Altersstruktur mit einer starken Häufung von Bauwerken aus den 60er und 70er Jahren ergibt. So wurden in 2006 im Bundesdurchschnitt nur rund 11 Euro/m² Brückenfläche für die Bauwerkserhaltung eingesetzt, so dass gegenüber den Prognosen des Bundesverkehrswegeplans Minderausgaben von ca. 300 Mio. Euro zu verzeichnen sind.

Bei einer Zunahme des Straßengüterverkehrs entsprechend der prognostizierten Werte (Abb. 1 und 2) mit einer Steigerungsrate von 84% in der Fernverkehrsleistung bis 2025 wird sich die dargestellte Situation weiter verschärfen.

Als erste Maßnahme aus den vorliegenden Forschungsergebnissen wurde bereits in Zusammenarbeit mit den Länderverwaltungen eine netzweite Analyse der durch den Schwerverkehr im besonderem Maße betroffenen mehrfeldrigen Brückenbauwerke im Zuge der Bundesautobahnen und Bundesstraßen nach den von der BASt erarbeiteten Vorgaben gestartet. Hierbei geht es in einem ersten Schritt um die Ermittlung relevanter zu ertüchtigender Bauwerke, wobei neben der erhöhten Einwirkung aus Verkehr generell der Bauwerkszustand - besonders die Standsicherheit und die Dauerhaftigkeit des Überbaus beeinflussende Schäden - zu berücksichtigen sind. Ferner werden in der Analyse die bekannten Defizite älterer Spannbetonbrücken hinsichtlich der Koppelfugen, des bei der Bemessung vernachlässigten linearen Temperaturgradienten, der gegenüber Spannungsrisskorrosion empfindlichen

Spannstähle sowie die gleichermaßen ältere Stahlbetontragwerke betreffende Schubtraggefährdung beachtet.

Der netzweiten Analyse wird sich eine objektbezogene Betrachtung bzw. Nachrechnung der Tragwerke anschließen. Dazu sind Priorisierungskriterien für eine Reihung aufzustellen. Weitere Festlegungen betreffen die Art und Weise einer systematisierten Nachrechnung sowie das anzustrebende Ertüchtigungsniveau für die Einwirkungen aus Verkehr. Unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit und geplanter Ausbau- und Netzerweiterungen sind im Ergebnis der objektbezogenen Untersuchungen Ertüchtigungsmaßnahmen festzulegen. Für eine systematische und bundesweit einheitlich abgestimmte Vorgehensweise ist beabsichtigt, dass alle erforderlichen Informationen zusammenfassend in eine gemeinsam von Bund- und Länderverwaltungen zu erarbeitenden Richtlinie „Nachrechnung und Ertüchtigung“ dargestellt werden.

Eine gegenwärtig noch offene Fragestellung ist das bei Verstärkungsmaßnahmen anzustrebende Verkehrslastniveau. Nach dem vorliegenden Kenntnisstand ist einerseits das Lastniveau der BK60/30 auf Dauer zu gering und andererseits das Lastniveau des Lastmodell LM 1 nach DIN-Fachbericht 101 wenn überhaupt nur mit Einschränkungen zu erreichen. Alternativ könnte ein Nachrechnungslastmodell auf der Basis von LM 1 mit abgeminderten α -Faktoren zielführend sein.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass in den nächsten Jahren seitens des Baulastträgers verstärkte Anstrengungen erforderlich sind, um eine hohe Qualität und Verfügbarkeit der Brücken des Bundesfernstraßennetzes dauerhaft sicherzustellen. Anderenfalls ist davon auszugehen, dass sich der negative Trend in der Zustandsentwicklung weiter verfestigen wird.

10. Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen: Verkehrsbericht 2000, Berlin, November 2000
- [2] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Prognose der deutschlandweiten Verkehrsverflechtungen 2025. FE-Nr. 96.0857/2005, 2007
- [3] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Abschätzung der langfristigen Entwicklung des Güterverkehrs in Deutschland bis 2050. FE-Nr. 26.0185/2006, 2007
- [4] Zilch, K.; Buba, R.: Grundlagen zu den Auswirkungen der Zunahme des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer von Betonbrücken. Schlussbericht BAST-FE 89.102/2001, München 2002
- [5] Zilch, K.; Penka E.: Einfluss des zunehmenden Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer von Bauwerken der Brückenklassen 30/30 und 45. Schlussbericht BAST-FE 89.118/2002, München 2004
- [6] Buschmeyer, W. et al.: Schwerlastverkehr auf Bundesfernstraßen - Erfassung, Erhaltungsbedarf für Brücken. Schlussbericht BAST-FE 15.0388/2003, Essen 2007
- [7] Grünberg, J. et al.: Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen. Schlussbericht BAST-FE 15/0389, Hannover 2006
- [8] Geißler, K.: Auswirkung der Zulassung von 60t-LKW auf Brückenbauwerke im Zuge der Bundesfernstraßen. Schlussbericht BAST-FE 15.0409/2004, Berlin 2007
- [9] Anweisung Straßendatenbank, Teilsystem Bauwerksdaten (ASB-ING), Ausgabe 2004
- [10] Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-Prüf), Ausgabe 2004
- [11] Fitschen, A.; Koßmann, I.: Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 2006. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft V166, Wirtschaftsverlag NW, 2008
- [12] Kathmann, Th. Et al.: Straßenverkehrszählung 2005. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft V164, Wirtschaftsverlag NW, 2007
- [13] Meschede R. et al.: Qualitätssicherung der Achslasterfassung und Aufbereitung der Achslastdaten 2007. Schlussbericht BAST-AP F1100.6507009 und F1100.6607009, Bergisch Gladbach 2008
- [14] Böning, S.: Analyse zur Simulation des Straßengüterverkehrs und der Auswirkungen des Verkehrs auf die Brücken. Diplomarbeit, Weimar 2006
- [15] Schnellenbach-Held, M. et al.: Erfassung der Verkehrsbelastung - die Brücke, die zählt. Fraunhofer IRB Verlag, 2007
- [16] COST323: European Specification on Weigh-In-Motion of Road Vehicles. EUCO COST323/8/99, LCPC Paris 1999
- [17] Buschmeyer, W: Neuere Aspekte im Betonbau – Theorie und Praxis. Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen der Universität Essen, Heft 79, 1998
- [18] Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 02.66 (ZB DIN 4227 02.66)
- [19] Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 02.69 (ZB DIN 4227 02.69)
- [20] Geänderte Fassung der Zulassungsbescheide vom 8.2.1977 für Spannverfahren. Mitteilungen des Instituts für Bautechnik, 02/1977
- [21] Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten. Bundesanstalt für Straßenwesen, 1998
- [22] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 13/2004: „Erlaubnisverfahren“

ren für Schwertransporte - Nachrechnen von Brücken“ vom 18. Mai 2004

[23] Leitfaden „Objektbezogene Schadensanalyse“. Bundesanstalt für Straßenwesen 2004

[24] Iványi, G., Buschmeyer, W.: Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen älterer Spannbetonbrücken, Teil I: Beurteilung des Erhaltungszustandes. Universität Essen, Oktober 2001

[25] Iványi, G., Buschmeyer, W.: Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen älterer Spannbetonbrücken, Teil II: Objektbezogene Schadensanalyse, Instandsetzungsbedarf. Universität Essen, Februar 2002

[26] Iványi, G., Buschmeyer, W.: Risse in Spannbetonüberbauten – Erfassung, Bewertung. Bautechnik 79, S. 297-305, 2002

[27] Buba, Richard: Zur stochastischen Zuverlässigkeit bestehender Spannbetonbrücken gegen Ermüdung. Dissertation, TU München, 2002

[28] Ermüdung von Eisenbahnbrücken aus Beton – Modellversuche. ERRi D 216/RP2 Januar 2001

[29] König, G. et al.: Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton. Forschungsbericht, DFG 2000

[30] Koch, R.; Balász, G.: Verbund unter nicht ruhender Beanspruchung. Forschungsbericht, DFG 2000

[31] Sippel, Th.; Eligehausen, R.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung. Forschungsbericht, DFG 2000

[32] Hegger, J. et al.: Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter Betriebsbedingungen. Forschungsbericht, DFG 2000

[33] Hegger, J. et al.: Spannungsumlagerungen in gemischt bewehrten Querschnitten. Forschungsbericht, DFG 2000

[34] Specht, M.: Der Einfluss von freien Schwingungen infolge dynamischer Belastung auf die Deterioration eines

Bauwerks. Forschungsbericht, DFG 1995

[35] CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin d'information No. 203, 1991

[36] Tue, N.: Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rissbildung unter statischer und wiederholter Belastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 310, Berlin 1980

[37] Leonhardt, Andrä und Partner GmbH: 44t-Fahrzeugkombinationen auf Brücken. Forschungsbericht FE-Nr. 15.287/1997, Bericht zum Teil B, 2000

[38] Ladner, M.: Systematische Auswertung von Schäden an Brücken. Forschungsauftrag 21/87 vom Schweizer Bundesamt für Straßenbau Schweiz an der EMPA Dübendorf, 1994

[39] Graße, W. et al.: Überprüfung der Lastnormen für Straßenbrücken, Stahlbau 68, S. 889-898, 1999

[40] Geißler, K.: Auswirkung der Zulassung von 60t-LKW auf Brückenbauwerke im Zuge der Bundesfernstraßen – Untersuchungen von „worst-case“-Szenarien. Nachtrag zum Schlussbericht BAST-FE 15.0409/2004/FRB, Berlin 2008

[41] Krieger, J.; et al.: Erhaltungsmehrbedarf bei Brückenbauwerken durch erhöhten Güterverkehrszuwachs im Bereich von Bundesfernstraßen – Grobkostenschätzung, BAST-Stellungnahme 2008 (unveröffentlicht)

Anlage:



Teil 2:

Schwerlastverkehr auf Bundesfernstraßen - Erfassung, Erhaltungsbedarf für Brücken

Wilhelm Buschmeyer
Martina Schnellenbach-Held
Peer Lubasch

Universität Duisburg-Essen
Institut für Massivbau

1 Einleitung

Im Vergleich zu den Verkehrsträgern Bahn, Schiff- und Luftfahrt kommt in Deutschland der Straße eine überragende Bedeutung zu. Das deutsche Straßennetz umfasst insgesamt ca. 626 000 km, von denen rund 231 000 km auf das überörtliche Netz (Bundesautobahnen \approx 12 000 km, Bundesstraßen \approx 41 000 km, Landesstraßen \approx 87 000 km, Kreisstraßen \approx 91 000 km) entfallen, etwa 395 000 km sind Gemeindestraßen; sein Bruttoanlagevermögen beträgt über 470 Mrd. Euro (SCHRÖDER und KÜNKEL-HENKER, 2005). Die Hauptlast des Verkehrsaufkommens tragen die Bundesfernstraßen (Bundesautobahnen (BAB) und Bundesstraßen), Bruttoanlagevermögen über 176 Mrd. Euro (SCHACH, 2006), die mehr als die Hälfte der Jahresfahrleistungen der Kraftfahrzeuge aufnehmen.

Kernstück des Bundesfernstraßennetzes sind die BAB: Auf ihnen verkehren heute im Durchschnitt täglich doppelt soviel Fahrzeuge wie vor 30 Jahren. Mit einem Netzanteil von nur 2 % am gesamten Straßennetz bewältigen sie fast ein Drittel der gesamten Verkehrsleistung. Der Straßengüter-Schwerlastverkehr spielt sich sogar zu einem Großteil auf den Autobahnen ab (Bild 1.1).

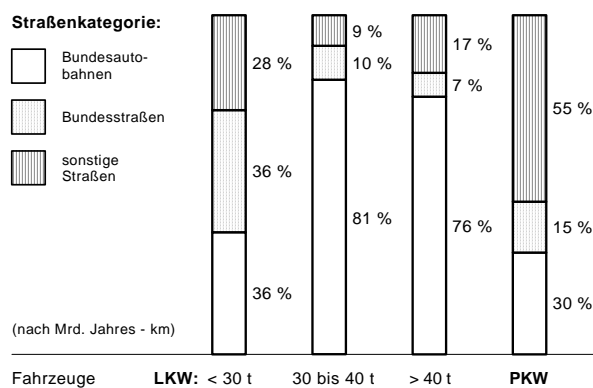


Bild 1.1: Wegenutzung des Inlandverkehrs in 2005 (nach BINNENBRUCK, 2006)

Mit einer weiteren Zunahme des Verkehrsaufkommens ist zu rechnen: Für die Straßen wird bis zum Jahr 2015 allein im Güterverkehr ein Zuwachs von knapp 25 % gegenüber 2005 prognostiziert (Bild 1.2), im Personenverkehr um 20 % gegenüber 2000 (VDA, 2006). Enorme Steigerungsraten sind auch bei den Anträgen auf Zulassung von Schwertransporten zu verzeichnen; flächendeckende Dauergenehmigungen für derartige Fahrzeuge mit einem Gesamtgewicht bis zu 60 t bzw. 72 t sind mittlerweile üblich (NAUMANN, 2002; SAMOL, BUSCHMEYER und SCHNELLENBACH-HELD, 2006; STRASSEN.NRW, 2006).

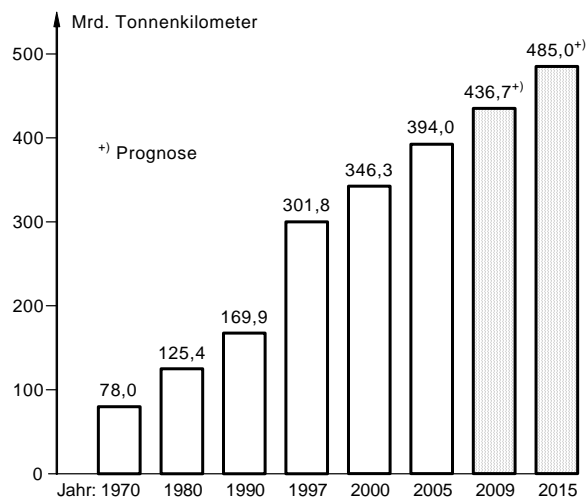


Bild 1.2: Straßengüterverkehr in Deutschland bis 2015 (nach VDA, 2006)

Mit der im Laufe der Zeit zugenommenen Verkehrsdichte ging eine Erhöhung der Fahrzeuggewichte und Achslasten der Straßenfahrzeuge einher. Die derzeit gültige Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung (StVZO) erlaubt für Nutzfahrzeuge eine maximale Einzelachslast von 11,5 t (für die angetriebene Achse) bei einem zulässigen Gesamtgewicht bis zu 40 t (für Fahrzeugkombinationen mit mehr als 4 Achsen) bzw. 44 t (für Sattelkraftfahrzeuge zur Beförderung eines ISO-Containers). Überladungen von Nutzfahrzeugen bis zu 30 % wurden in der Vergangenheit jedoch häufiger festgestellt, was u. a. auch mit den europaweit unterschiedlichen zulässigen Gesamtgewichten zusammenhängt (NAUMANN, 2002). Dieser Entwicklung wurde im Erlaubnisverfahren für Schwertransporte mit dem Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS) 13/2004 vom 18. Mai 2004 (BMVBW, 2004) Rechnung getragen, indem „auf Grund der inzwischen veränderten Verkehrszusammensetzung“ neben dem Schwertransport eine 44 t-Fahrzeugkombination zu berücksichtigen ist (Bild 1.3).

Gegenwärtig wird die Zulassung von bis zu 60 t schweren Fahrzeugen nach modularem Konzept gemäß schwedischem bzw. finnischem Vorbild gefordert (Bild 1.4). In den Niederlanden wurde ein Modellversuch mit über 150 derartigen Fahrzeugen (BINNENBRUCK, 2005) gerade um ein Jahr verlängert; in Deutschland finden derzeit in den Bundesländern Niedersachsen, Bremen, Nordrhein-Westfalen und Baden-Württemberg Feldversuche statt. Das Für und Wider bei einer Zulassung solcher Fahrzeuge hinsichtlich Verkehrsdichte und Umwelt wird beispielsweise in (BINNENBRUCK, 2006; EICHER, 2006; WÜST, 2007) diskutiert; s. auch (GLAESER, 2006).

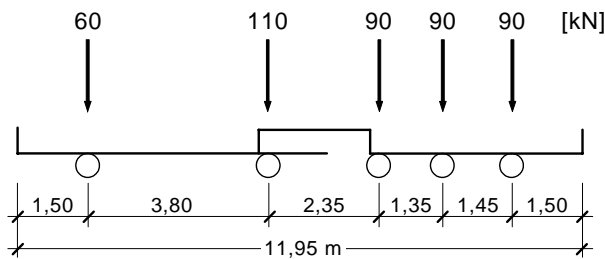


Bild 1.3: 44 t-Fahrzeugkombination (nach BMVBW, 2004)

Lastzug-Kombination nach Modular-Konzeption (MK)		Maße und Gewichte
<p>Modul 7,82 m Modul 13,61 m</p> <p>Zugmaschine 2-achsig, Auflieger 3-achsig, Doppelachse Anhänger</p>	<p>Modul 7,82 m Modul 13,61 m</p> <p>Zugmaschine 3-achsig, Auflieger 3-achsig, Doppelachse Anhänger</p>	<p>Höchstgewicht 48 t</p> <p>Gesamtlänge 24,00 – 25,25 m</p>
<p>Modul 13,61 m Modul 7,82 m</p> <p>Motorwagen 3-achsig + Dolly + Auflieger 2- oder 3-achsig</p>		<p>Höchstgewicht 48 t – 60 t je nach Lastverteilung</p> <p>Gesamtlänge 24,00 – 25,25 m</p>

Bild 1.4: Fahrzeugkombinationen nach modularem Konzept (BINNENBRÜCK, 2006)

Darüber hinaus bestehen Überlegungen mit dem Ziel einer weiteren Anhebung der zulässigen Gesamtgewichte heutiger Fahrzeugtypen (z. B. 5-achsige Sattelzüge) auf 50 t und mehr (NAUMANN, 2006). Solche Lösungen könnten fahrbahnschonende, neue Fahrzeugtechnologien erfordern, wie sie in (WALLENTOWITZ und HOLT-SCHULZE, 2005) erörtert werden.

Das beschriebene Szenario der Verkehrsentwicklung unterstreicht – wie auch bereits das derzeitige – die besondere Bedeutung der Erhaltung der Bundesfernstraßen als zentrale Aufgabe zur langfristigen und nachhaltigen Sicherstellung der Mobilität für Wirtschaft und Gesellschaft; bereits geringe Störungen im Netz können zu erheblichen Folgekosten für den Nutzer und die Volkswirtschaft führen, verbunden mit negativen Auswirkungen auf die Umwelt (NAUMANN, 2002).

Die Leistungsfähigkeit des Straßennetzes ist eng mit der Sicherheit und Dauerhaftigkeit der darin vorhandenen Brückenbauwerke verknüpft (BMVBS, 2006; METZLER, 2004; NAUMANN, FRIEBEL und HOLST, 2005). Infolge der Beanspruchungen aus dem Personen- und Güterverkehr darf die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit der Brücken nicht beeinträchtigt werden. Dies gilt auch für Ausnahmefälle, in denen die zulässige Auslastung des bestehenden Bauwerks erreicht werden kann. Ein Beispiel hierfür sind Staus auf zweispurigen Richtungsfahrbahnen, wenn in der

Hauptspur überladene Nutzfahrzeuge Stoßstange an Stoßstange stehen und auch die Überholspur teilweise mit schwereren Fahrzeugen wie Lastkraftwagen oder Bussen belegt ist.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden die Auswirkungen des zunehmenden Güterverkehrs mit zu erwartenden höheren Gesamtgewichten und Achslasten auf den Erhaltungsbedarf der bestehenden Brückenbauwerke im Netz der Bundesfernstraßen mit besonderem Schwerpunkt auf Spannbetonbrücken sowie darüber hinaus bei Betrachtung von Verbundbrücken untersucht. Hierzu wurden – ausgehend von in der Vergangenheit gewonnenen Messergebnissen der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) und des Instituts für Massivbau der Universität Duisburg-Essen – Messungen an zwei Brücken im Rahmen einer automatisierten Dauerüberwachung (Monitoring) bzw. anhand von Silhouettenzählungen durchgeführt. Auf dieser Grundlage wurden bauteilspezifische Schwachstellen hinsichtlich Ermüdung und Dauerhaftigkeit analysiert, mündend in Vorschläge für eine geeignete Erhaltungsstrategie einschließlich Schlussfolgerungen für den Gesamtbestand.

2 Automatisierte Dauerüberwachung

2.1 Brückenmonitoring

Die prognostizierte Verkehrsentwicklung wird vornehmlich durch das vorhandene Straßennetz aufgefangen werden müssen, da dessen kapazitive Erweiterung aus finanziellen und ökologischen Gründen nur noch eingeschränkt möglich ist (NAUMANN, 2002). Insbesondere Brückenbauwerke – als Infrastrukturobjekte von hoher volkswirtschaftlicher Bedeutung – werden in der Folge einer erhöhten Beanspruchung ausgesetzt. Der Schwerpunkt der Investitionen wird sich dementsprechend vermutlich von der Planung neuer auf die Instandhaltung bestehender Brücken verlagern. Für die Beurteilung des Erhaltungszustandes sind aus der Sicht des Bauwerkseigentümers zerstörungsarme oder zerstörungsfreie Prüfverfahren anzustreben (KRIEGER, 2006).

Bauwerksmonitoring (automatisierte Dauerüberwachung) kann die Bewertung des Bauwerkszustands maßgeblich unterstützen. Insbesondere das Gebiet des Structural Health Monitoring beschäftigt sich mit der Ergänzung subjektiver, visueller Inspektionen um objektive, zerstörungsfreie Bewertungsverfahren, die auf realen Messungen und rechnerischen Analysen beruhen (PEETERS, 2000). Grundsätzlich wird im Bauwerksmonitoring

der Bauwerkszustand durch adäquate Messungen erfasst und im Rahmen geeigneter Analyseverfahren wirklichkeitsnah bewertet. Eine umfassende Zustandsbewertung von Brückenbauwerken erfordert Kenntnisse über die realen Beanspruchungen sowie die aktuellen und zukünftig zu erwartenden Einwirkungen (ASTRA, 2006; RÜCKER, 2005). Neuerungen auf dem Gebiet der Sensortechnologie, der Messtechnik und der Datenverarbeitung führten zur Entwicklung verschiedenster Monitoringsysteme, deren Einsatz neben der Zustandsbewertung bestehender Bauwerke auch in der Qualitätssicherung neuer erfolgen kann. Der Nutzen eines Bauwerksmonitorings kann wie folgt zusammengefasst werden (SANTA und BERGMEISTER, 2005; GEIER und FLESCHE, 2005):

- Unterstützung der objektiven Bewertung des Bauwerkzustands durch die Bestimmung der vorhandenen Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit
- Frühzeitige Schadenfeststellung
- Durchführung von Zukunftsprognosen und Zuverlässigkeitsanalysen auf der Basis des Ist-Zustandes
- Steuerung wirtschaftlicher Überlegungen (Abschätzung der verbleibenden Restnutzungsdauer zur Planung von Reinvestitionen und Erhaltungsmaßnahmen, bedarfsgerechter und zielgerichteter Einsatz limitierter Finanzmittel zur Sicherstellung eines höchstmöglichen Erhaltungsniveaus)
- Erhalt zusätzlicher Informationen, die über das eigentliche Bauwerk hinausgehen
- Verifizierung und Validierung neuer Materialien und Bauweisen

Techniken der zerstörungsfreien und objektiven Schadenfeststellung können nach lokalen und globalen Methoden unterschieden werden (BERGMEISTER, 2002; GEIER und FLESCHE, 2005). Lokale Methoden konzentrieren sich auf einzelne Bauwerksteile und umfassen unter anderem mechanische, akustische, elektromagnetische, elektrochemische, magnetische und spektroskopische Prüfverfahren (TAFFE und WIGGENHAUSER, 2005; STREICHER, 2006). Globale Methoden dienen der Zustandsbewertung auf der Basis gewonnener Messwerte, die sich aus der Antwort des gesamten Tragwerks ergeben. Insbesondere Verfahren der Modelladaptation, welche analytische Rechenmodelle des zu überwachten Bauwerks auf am Bauwerk gemessene Größen anpassen, dienen der Systemidentifikation und bieten die Möglichkeit der automatisierten Detektion von Schädigungen.

Im Grundsatz können zwei Ansätze festgestellt werden: (1) Das Vorgehen über dynamische Bauwerksmessungen mit Interpretation der dynamischen Charakteristik der Struktur und (2) die Aufzeichnung von Verformungen und Dehnungen sowie der anschließenden statischen Analyse. Das Vorgehen über dynamische Messungen und deren Interpretation stellt gegenwärtig die häufigste Methode der Modellanpassung dar. Umfassende Darstellungen finden sich z. B. in (HAJELA und SOEIRO, 1990; DOEBLING, 1996; DOEBLING, FARRAR und PRIME, 1998; LINK, 2000; MAECK, 2003; MÜLLER-SLANY, 2003; FRITZEN, 2005; SAMCO RESEARCH AGENDA, 2005). Die Nutzung statischer Messungen zur Interpretation des Bauwerkszustandes wird nur isoliert angegangen. Verschiedene Ansätze sind beispielsweise (HAJELA und SOEIRO, 1990; SANAYEI und ONIPEDE, 1991; BANAN, BANAN und HJELMSTAD, 1994a+b; SANAYEI und SALETNIK, 1996a+b; LIU und CHIAN, 1997) zu entnehmen.

Globale Methoden bieten den Vorteil der kontinuierlichen Bauwerksüberwachung mit Hilfe weniger ausgewählter Messstellen. Ziel ist die Feststellung kritischer Tragwerksbereiche und – sofern möglich – die Schadenbeschreibung nach Art, Ausmaß und Ursache. Für das Monitoring von Brückenbauwerken haben sich statische Untersuchungen als zweckmäßig erwiesen. Ansätze, die auf dynamischen Messungen und deren Interpretation basieren, weisen Beeinträchtigungen auf: Sowohl die Bewertung der realen Dämpfungsbeiwerte der Struktur als auch die Abschätzung des Temperatureinflusses auf die Tragwerkssteifigkeiten ist nur mit Schwierigkeiten möglich (MÜLLER-SLANY, 2003; FRITZEN, 2005). Darüber hinaus beschränkt eine derartige Herangehensweise die Möglichkeiten der Messdatenanalyse im Brückenbau: Informationen über die tatsächlich vorliegende Verkehrsbelastung des instrumentierten Brückenbauwerks können nicht erhalten werden. In der dynamischen Analyse wird die Verkehrsbelastung als ambiente Anregung aufgefasst und in Form eines weißen Rauschens berücksichtigt (WENZEL und PICHLER, 2005).

Verschiedene Sonderforschungsbereiche (SFB) der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) setzen sich bzw. setzten sich mit Fragestellungen des Bauwerkmonitorings auseinander:

Im Rahmen des SFB 398 (Ruhr-Universität Bochum) „Lebensdauerorientierte Entwurfskonzepte unter Schädigungs- und Deteriorationsaspekten“ werden Grundlagen zur Berücksichtigung von Lebensdauereinflüssen in Entwurfsstrategien für den Neubau von Bauwerken erarbeitet. Bauwerke sol-

len nicht für eine fixe Lebensdauer sondern vielmehr für eine vorgesehene Nutzungsdauer entworfen werden. Ziel ist es, Schädigungs- und Deteriorationsvorgänge in einer Modellbildung hoher Genauigkeit abzubilden. Die Überwachung bestehender Bauwerke ist nicht Gegenstand der Betrachtungen.

Der SFB 477 (Technische Universität Braunschweig) „Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung“ verfolgt das Ziel, mittels geeigneter Überwachungsmaßnahmen die Nutzungsdauer bestehender sowie neuer Bauwerke zuverlässig zu bestimmen. Die adaptive Parameterkorrektur numerischer Rechenmodelle auf die dynamische Charakteristik instrumentierter Bauwerke wurde in einem Teilprojekt untersucht.

Der SFB 524 (Bauhaus-Universität Weimar) „Werkstoffe und Konstruktionen für die Revitalisierung von Bauwerken“ setzte sich mit der Entwicklung von Methoden und Maßnahmen der Behandlung und Bewertung tatsächlicher Schadenfälle auseinander. Im Rahmen eines Teilprojektes wurde zur Schadenbestimmung die Modelladaption mittels einer Optimierung auf der Basis eines Genetischen Algorithmus (GA) betrachtet. Die Modelladaption wurde durch die Anpassung dynamischer Modellparameter bei bekannter Anregung vorgenommen. Der GA hat sich als Optimierungsverfahren als geeignet erwiesen.

2.2 Ermittlung wirklicher Verkehrslasten

2.2.1 Übersicht

Für eine wirklichkeitsnahe Beurteilung bestehender Bauwerke muss deren Beanspruchung bekannt sein. Bei Brückenbauwerken können Eigen- und Ausbaulasten hinreichend genau abgeschätzt werden. Dagegen geht die Bestimmung der tatsächlichen Verkehrslasten mit einem bedeutend höherem Aufwand einher (ASTRA, 2006).

Das statische Wiegen einzelner, dem Verkehrsfluss entnommener Fahrzeuge stellte lange Zeit die übliche Vorgehensweise zur Bestimmung wirklichkeitsnaher Verkehrslasten dar. Die erhaltenen Informationen über das aktuelle Verkehrsaufkommen wurden durch Silhouettenzählungen ergänzt. Eine wesentliche Unschärfe dieses Vorgehens besteht darin, dass gewonnene Informationen auf einer begrenzten Anzahl an Fahrzeugen beruhen und nicht zwangsläufig repräsentativ für das gesamte Verkehrsaufkommen sein müssen. Um die

se Einschränkung zu umgehen, wurden Weigh-in-Motion (WIM) Systeme entwickelt (WAVE, 2001).

WIM-Systeme dienen der Bestimmung von Fahrzeuglasten und -varianten unter regulären Verkehrsbedingungen. Es wird ohne Störung des Verkehrsflusses das gesamte Verkehrsaufkommen erfasst. Der Nutzen gewonnener Informationen kann wie folgt dargestellt werden (SCHNELLENBACHHELD, LUBASCH und BUSCHMEYER, 2007):

- Gewinnung allgemeiner Verkehrslasten zur Planung zukünftiger und Bewertung bestehender Infrastrukturobjekte
- Zielgerichtete Zuweisung von Haushaltsmitteln
- Erfassung von Achslasten
- Strafverfolgung überladener Fahrzeuge
- Generelles Verkehrsmanagement

WIM-Systeme werden grundsätzlich nach LS- (low speed) und HS- (high speed) Systemen unterschieden (GONZALEZ, 2001).

LS-WIM-Systeme ermitteln Fahrzeuglasten während der Überfahrt mit Hilfe von portablen oder fest installierten Wiegesystemen bei stark verminderter Fahrzeuggeschwindigkeit (< 15 km/h). Durch die geringere Geschwindigkeit werden dynamische Effekte vermieden und es kann eine sehr hohe Wiegegenauigkeit erreicht werden. Derartige Systeme werden zur gewichtsbezogenen Mauterhebung und zur Strafverfolgung überladener Fahrzeuge eingesetzt.

HS-WIM-Systeme werden in oder auf dem Fahrbahnbelag einer Straße oder an bestehenden Brücken installiert. Die Fahrzeugüberfahrt über diese Systeme erfolgt unter nicht eingeschränkten, d. h. gewollten Geschwindigkeiten. Die Systeme sammeln fortwährend Daten über Fahrzeuglasten und -geschwindigkeiten, Zeitpunkte des Auftretens sowie Achsanzahlen und -konfigurationen. Der wesentliche Vorteil der Systeme besteht darin, dass jedes über die Messstelle verkehrende Fahrzeug erfasst wird.

Tabelle 2.1 zeigt eine Übersicht über die verschiedenen Formen von WIM-Systemen und die jeweils eingesetzten Sensorarten.

WIM-Systeme		Sensorarten
HS-WIM-Systeme (high speed)	WIM in oder auf Fahrbahnkonstruktionen	Wiegeplatten
		Streifensensoren Lastzelle
	WIM an bestehenden Brücken	Dehnungsmessstreifen
		Induktive Wegaufnehmer
LS-WIM-Systeme (low speed)	WIM in geschwindigkeitsverminderten Bereichen	Transportable Wiegematten Eingebaute Wiegeplatten

Tab. 2.1: WIM-Systeme und Sensorarten

2.2.2 Systeme in oder auf dem Fahrbelag

WIM-Systeme in oder auf dem Fahrbelag verwenden Streifen- oder Plattensensoren, die in oder auf dem Fahrbelag installiert sind (Bild 2.1). Die physikalischen Messprinzipien der Sensoren unterscheiden sich wie folgt: Der Streifensensor erfährt bei Fahrzeugüberfahrt je Achse eine Belastung durch ein schmales Reifensegment während der Plattensensor jeweils über die gesamte Radaufstandsfläche belastet wird. Zur Bestimmung der Rad- bzw. Achslasten sind beim Streifensensor die Messsignale über die Zeit zu integrieren; beim Plattensensor werden die Lasten durch Messung direkt erhalten.

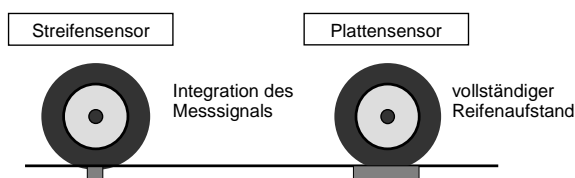


Bild 2.1: WIM in oder auf dem Fahrbelag

Der am häufigsten verwendete Streifensensor ist der Piezosensor. Er besteht aus einem Piezokabel, in dem mechanische Beanspruchungen in Energie umgewandelt werden. Aufgrund der Lastbestimmung durch die Integration gemessener Signale über die Zeit ist die erzielbare Genauigkeit in besonderem Maße von der genauen – vorherigen – Ermittlung der Fahrzeuggeschwindigkeit abhängig. Die Aufzeichnung und Auswertung zeitlich kurzer Signale führt zur Sensitivität der Systeme bezüglich Signalrauschen und Messungenauigkeiten. Bedingt durch die einfache Herstellbarkeit sind Piezosensoren vergleichsweise kostengünstig. Beim Einsatz einzelner Sensoren ist die erzielbare Genauigkeit mit $\pm 15\%$ im Fahrzeuggesamtgewicht jedoch sehr begrenzt (IRD, 2001). WIM-Systeme mit deutlich mehr als einen Streifensensor (multiple-sensor WIM, MS-WIM), weisen eine deutlich verbesserte Genauigkeit auf (JACOB und O'BRIEN, 2005). Statische Lasten werden durch einfaches Mitteln der Ergebnisse der einzelnen Sensoren oder durch die Anwendung komplexerer Algorithmen bestimmt. Eine hohe Genauigkeitsklasse gemäß der COST323-Empfehlungen (COST323, 1999) wurde durch den Einsatz von 16 Sensoren in einer WIM-Anlage erzielt.

Typische Vertreter der Plattensensoren stellen die Wiegeplatte und die Lastzelle dar. Die Wiegeplatte besteht aus einem Metallkörper, welcher in die Fahrbahn eingelassen und mit einer Metallplatte geschlossen wird. Achslasten werden durch die Analyse des Messsignals von Dehnungsmessstreifen, die an der Unterseite der Platte installiert sind,

bestimmt. Um eine Messschwelle über die Breite einer Fahrspur zu erhalten, werden mehrere Sensoren installiert. Die Messgenauigkeit der Wiegeplatte als einzelner Sensor liegt für das Gesamtgewicht bei ca. $\pm 10\%$ (IRD, 2001). Die Lastzelle besteht aus einem Stahlrahmen mit Wiegevorrichtung, der quer zur Fahrtrichtung eingebaut wird. Üblicherweise werden zur Instrumentierung einer Fahrspur zwei Lastzellen im Stahlrahmen nebeneinander angeordnet. Achslasten werden durch die Addition der erhaltenen Lasten des rechten und linken Rades einer Achse ermittelt. Im Vergleich zur Wiegeplatte weist die Lastzelle größere Abmessungen auf. Der Einbau ist mit höherem Aufwand verbunden. Aufgrund der hohen Genauigkeit von $\pm 6\%$ für das Fahrzeuggesamtgewicht sowie dem erhöhten Einbauaufwand sind derartige Systeme vergleichsweise kostenintensiv (IRD, 2001).

WIM-Systeme in oder auf dem Fahrbelag verwenden Sensoren, welche sich in direktem Kontakt mit den darüber verkehrenden Rad- bzw. Achslasten befinden. Die unbekannte Fahrzeugdynamik (Art der Fahrzeugfederung und -dämpfung, tatsächlicher Reifendruck, etc.) stellt eine Beeinträchtigung des Ansatzes dar. Dynamische Effekte führen zu Abweichungen in der Bestimmung statischer Fahrzeuglasten (WAVE-01). Zur Minimierung derartiger Effekte und deren Einfluss auf die Genauigkeit werden die Systeme in Straßenabschnitten installiert, die ein möglichst ebenes Profil aufweisen. Der Einfluss und die Größenordnung dynamischer Effekte wurde in (LUTZENBERGER und BAUMGÄRTNER, 1999) untersucht: Auf Grund einer Bodenwelle vor einer Brücke wurden an einem instrumentierten Fahrzeug dynamische Radlasten gemessen, die das Zweifache der statischen Lasten betragen. Ein ebener Fahrbelag im Bereich vor der Messstelle ist zur Minimierung dynamischer Fahrzeugeffekte von maßgeblicher Bedeutung.

2.2.3 Systeme an bestehenden Brücken

WIM-Systeme an bestehenden Brücken (B-WIM) nutzen das gesamte Bauwerk als Messinstrument. Dehnungen und Verformungen infolge des Fahrzeugverkehrs werden am Bauwerk kontinuierlich erfasst. Auf der Basis einer bekannten Tragwerksreaktion wird mit Hilfe adäquater Algorithmen die Belastungssituation bestimmt, welche die aufgezeichneten Dehnungen und Verformungen zur Folge hat. Ein üblicher Ansatz zur Lösung der Problemstellung ist die Adaption der Lastkomponente eines analytischen Rechenmodells durch den Vergleich einer berechneten Vorhersage mit einer gemessenen Beobachtung. Die Systemkom-

ponente des Rechenmodells wird hierbei als bekannt vorausgesetzt. Zur Messdatenanalyse sind komplexe und umfassende Algorithmen erforderlich (ŽNIDARIČ, LAVRIČ und KALIN, 2005), da Effekte der Überlagerung gemessener Tragwerksreaktionen infolge mehrerer Fahrzeuge auf dem Bauwerk berücksichtigt werden müssen. Die Feststellung sehr grober Gewichtskategorien rein auf der Basis gemessener Amplituden (KERLAND, HUBER und ZWICKY, 2006) stellt keine Messdatenanalyse im eigentlichen Sinne dar.

In einzelnen Anwendungen haben B-WIM-Systeme eine hohe Genauigkeit erreicht. Aufgrund der Nutzung ganzer Brückenbauwerke zur Verkehrslastermittlung sind die Systeme wenig sensitiv bezüglich der unbekanntenen Fahrzeugdynamik und dynamischer Effekte infolge der Ebenheit des Fahrbahnprofils. Zur Messung werden im Allgemeinen handelsübliche Dehnungsmessstreifen und Wegaufnehmer eingesetzt. Herkömmliche Systeme verfügen über Achsdetektoren in der Fahrbahn. Der Einsatz von zwei Detektoren je Fahrspur ermöglicht hierbei die Bestimmung der Fahrzeuggeschwindigkeit, der Achslagen und in der Folge des Fahrzeugtyps. Systeme ohne jegliche Detektoren in oder auf der Fahrbahn (free-of-axle-detector, FAD oder nothing-on-the-road, NOR) stellen eine Weiterentwicklung der traditionellen B-WIM-Systeme dar (ŽNIDARIČ, LAVRIČ und KALIN, 2005): Die Dauerhaftigkeit der Systeme wird maßgeblich gesteigert, da keine Sensoren vorhanden sind, die der direkten Verkehrsbelastung ausgesetzt sind. Darüber hinaus werden Installations- und Wartungskosten gesenkt. Sowohl für FAD- als auch NOR-Systeme werden die Fahrzeuggeschwindigkeit und die Achskonfigurationen durch Analyse der Aufzeichnung von Sensoren, die an zweckmäßig ausgewählten Stellen am Bauwerk angebracht wurden, ermittelt.

Diese Form der Verkehrslastermittlung unter regulären Verkehrsbedingungen erfordert Langzeitmessungen an Brückenbauwerken. Brücken-WIM und -monitoring können daher gut kombiniert werden. In dieser Weise werden sowohl eine objektive Zustandsbewertung unterstützt als auch zusätzliche, wertvolle Informationen erhalten, die über das eigentliche Bauwerk hinausgehen.

2.2.4 Genauigkeitsklassifikation

Um auf europäischer Ebene grundsätzlichen Fragestellungen der Genauigkeit und Betriebssicherheit von WIM-Systemen nachzugehen, wurde 1993 auf Initiative des Europäischen Forums der Nationalen Straßenforschungslaboratorien (Forum of

European National Highway Research Laboratories – FEHRL) eine COST-Initiative (Cooperation in Science and Technology, Kooperation auf dem Gebiet der Wissenschaft und Forschung) ins Leben gerufen. Hierbei handelte es sich um die COST323-Aktion „Wiegen von Fahrzeugen während der Fahrt“ (Weigh-in-Motion of Road Vehicles). An der Aktion nahmen insgesamt 18 europäische Länder teil. Ziel waren die Definition der Anforderungen an WIM-Systeme, die Unterstützung der Entwicklung von Systemen und deren Bewertung im Rahmen von Versuchen. Die gesammelten Erfahrungen und gewonnenen Erkenntnisse fanden Einfluss in die Europäischen Spezifikationen zum Wiegen von Fahrzeugen während der Fahrt (COST323, 1999). Diese enthalten Empfehlungen zur Installation, Durchführung und Kalibrierung von WIM-Systemen und stellen insbesondere die erarbeiteten Grundlagen zur Genauigkeitsbewertung von WIM-Systemen dar. Nachfolgend wird das grundsätzliche Vorgehen der Genauigkeitsbewertung von WIM-Systemen gemäß der COST323-Empfehlungen erläutert.

Grundlagen und Vorgehen:

Die Genauigkeit einer WIM-Anlage ist von mehreren Faktoren abhängig. Insbesondere Ungenauigkeiten eingesetzter Sensoren und dynamische Effekte der Fahrzeug-Fahrbahn Interaktion schlagen sich als Fehler auf die Lastmessungen nieder und beeinflussen die erzielbare Genauigkeit der statischen Gewichte. Die Abschätzung derartiger Einflüsse auf die Genauigkeit einer Anlage erfolgt durch den Vergleich von Gewichten, die mit der WIM-Anlage ermittelt wurden, mit jeweils statisch gewogenen Lasten. Hierzu wird die Messeinrichtung im Rahmen eines Versuchs von einer Anzahl von Testfahrzeugen überfahren. Die Fahrzeuge werden entweder vor oder nach der Überfahrt der WIM-Anlage statisch gewogen. Da das statische Wiegen sämtlicher Fahrzeuge des Verkehrsflusses weder möglich noch im Sinne der Verkehrslastermittlung unter regulären Verkehrsbedingungen ist, muss die Genauigkeitsbewertung auf eine Teilmenge aller Fahrzeuge beschränkt werden. Eine Anzahl von Testfahrzeugen repräsentiert eine der Grundgesamtheit aller Fahrzeuge entnommene Stichprobe, die statistisch untersucht wird. Die zu bewertenden Abweichungen der Messgrößen Gesamtgewicht und Achslasten stellen hierbei Zufallsvariablen dar. Bei gegebener Wahrscheinlichkeitsverteilung für die jeweilige Zufallsvariable wird unter Verwendung der Stichprobe die Wahrscheinlichkeit π bestimmt, dass eine Abweichung x_j der Messgröße j in einem vorgegebenen Vertrauensin-

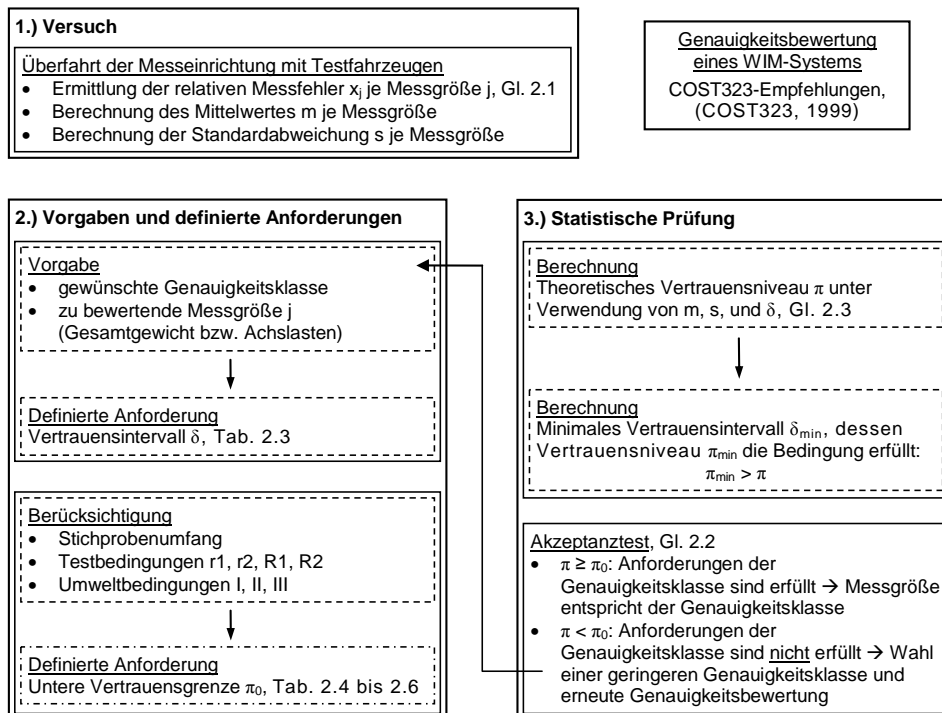


Bild 2.2: Ablaufschema der Genauigkeitsbewertung

tervall δ enthalten ist. Die Abweichungen ermittelter statischer Gewichte x_j liegen hiernach mit einem Vertrauen von π (in %) im Intervall $-\delta \leq x_j \leq +\delta$. Es werden folgende wesentliche Notationen der Genauigkeitsbewertung eingeführt:

Wd_i : Gemessenes Gewicht der Achse i ; enthält dynamische Effekte

$Wd_t = \sum_{i=1}^q Wd_i$: Gemessenes Gesamtgewicht eines Fahrzeugs mit q Achsen; enthält dynamische Effekte

$Wd_g = \sum_{i=1}^k Wd_i$: Gemessenes Gesamtgewicht einer Achsgruppe bestehend aus k Achsen mit einem Abstand $e \leq 2,5$ m; enthält dynamische Effekte

Ws_i : Statisches Gewicht der Achse i

$Ws_t = \sum_{i=1}^q Ws_i$: Statisches Gesamtgewicht eines Fahrzeugs mit q Achsen; in Abhängigkeit von der Art der Messung wird Ws_t direkt erhalten oder es wird die Summe der Achslasten Ws_i gebildet

$Ws_g = \sum_{i=1}^k Ws_i$: Statisches Gesamtgewicht einer Achsgruppe bestehend aus k Achsen mit einem Abstand $e \leq 2,5$ m

Der Genauigkeitsbewertung werden die relativen Fehler der Ermittlung von Gewichten, die dynamische Effekte beinhalten, zu den entsprechenden statischen Gewichten zugrunde gelegt:

$$x_j = \frac{Wd_j - Ws_j}{Ws_j} \quad (2.1)$$

Zur Bewertung der einzelnen Messgrößen wird der Index j in Gl. (2.1) zu i für Einzelachse, zu g für Achsgruppe und t für das Gesamtgewicht gesetzt.

Bild 2.2 zeigt den Ablauf der Genauigkeitsbewertung. Nach der Durchführung eines Versuchs mit Testfahrzeugen werden je Messgröße j die relativen Messfehler x_j , deren Mittelwert m und Standardabweichung s ermittelt. Die Wahl einer angestrebten Genauigkeitsklasse für eine Messgröße unter Berücksichtigung des

Stichprobenumfangs, der Testbedingungen sowie der Umweltbedingungen führt auf ein definiertes Vertrauensintervall δ und eine untere Vertrauensgrenze π_0 . Für die zu bewertende Messgröße wird mit dem zugehörigen m, s und δ das vorhandene Vertrauensniveau π berechnet. Im Rahmen eines statistischen Akzeptanztests wird π gegen π_0 geprüft:

$$\pi \geq \pi_0 \quad (2.2)$$

Kann der Akzeptanztest erbracht werden, so entspricht die untersuchte Messgröße der gewünschten Genauigkeitsklasse; andernfalls ist eine geringere Genauigkeitsklasse zu wählen und der Test zu wiederholen.

Das minimale Vertrauensintervall δ_{min} beschreibt den Bereich, dessen zugehörige Wahrscheinlichkeit π_{min} größer ist als die ermittelte Wahrscheinlichkeit π . δ_{min} ist von informativem Charakter und dient der Einschätzung der fehlenden Genauigkeit zur Einordnung in die nächst bessere Genauigkeitsklasse.

Genauigkeitsklassen:

Entsprechend der COST323-Empfehlungen wird die Wiegegenauigkeit von WIM-Anlagen durch die Angabe von Genauigkeitsklassen für die Größen Gesamtgewicht und Achslasten beschrieben. Für die Achslasten wird nochmals eine Genauigkeitsdifferenzierung nach Einzelachse, Achsgruppe und Achse einer Achsgruppe getroffen. Nachfolgend werden die Genauigkeitsklassen der COST323-

Empfehlungen benannt und mögliche Einsatzgebiete zugeordneter WIM-Systeme dargestellt. Grundsätzlich werden 6 Klassen von A(5) bis D(25) unterschieden; die Genauigkeitsanforderungen steigen von Klasse A(5) bis D(25). In Ergänzung zu den 6 Klassen können weitere Klassen ab E(30) definiert werden, sofern die – vergleichsweise geringen – Anforderungen der Klasse D(25) nicht mehr erfüllt werden können.

Klasse A(5):

Überwachung der Einhaltung gesetzlich zulässiger Fahrzeuggesamtgewichte und zulässiger Achslasten, Strafverfolgung überladener Fahrzeuge, gewichtsbezogene Mauterhebung.

Klasse B+(7):

Einsatzmöglichkeiten wie A(5) mit der besonderen Zustimmung der zuständigen Behörden, effiziente Vorauswahl überladener Fahrzeuge zur anschließenden Wiegung mit Hilfe statischer Waagen.

Klasse B(10):

Genauere Erkenntnisse über Achslasten und Gesamtgewichte, Nutzen: Planung zukünftiger und Bewertung bestehender Infrastruktur, Erhaltungsplanung und zielgerichtete Zuweisung von Haushaltsmitteln, effiziente Vorauswahl überladener Fahrzeuge, Fahrzeugidentifikation basierend auf den Lasten.

Klasse C(15) oder D+(20):

Detaillierte statistische Untersuchungen, Häufigkeitsverteilungen der Fahrzeuglasten mit Klassenbreiten von 1 bis 2 t, genaue Fahrzeugklassifikation basierend auf den Lasten, Infrastrukturstudien, Ermüdungsuntersuchungen.

Klasse D(25):

Statistische Untersuchungen, wirtschaftliche und technische Studien, Fahrzeugklassifikation basierend auf den Lasten in Gewichtsklassen ≥ 5 t.

Der Einfluss der Straßeneigenschaften auf die Genauigkeit einer WIM-Anlage wird gemäß der COST323-Empfehlungen durch die Einordnung einer Messstelle in eine Güteklasse vorgenommen. In Abhängigkeit von der Güteklasse gehen aus Tabelle 2.2 die erreichbaren Genauigkeitsklassen hervor. Die Feststellung der Güteklasse ist sowohl für Systeme in oder auf dem Fahrbelag als auch für Systeme an bestehenden Brücken vorzunehmen. Systeme in oder auf dem Fahrbelag werden in besonderem Maße durch die Straßeneigenschaften beeinflusst. Zur Bestimmung der Güteklasse dieser Systeme sind daher in (COST323, 1999) zusätzliche, detaillierte Angaben enthalten.

Diese berücksichtigen die Längs- und Querneigung, den Kurvenradius sowie die Ebenheit im instrumentierten Streckenabschnitt, die Spurrinnetiefe, die Deflektion (Verformung der Fahrbahnoberfläche unter Last) und Empfehlungen zur grundsätzlichen Wahl eines geeigneten Messortes. Systeme an existierenden Brücken haben seit der Erarbeitung der COST323-Empfehlungen eine erhebliche Weiterentwicklung erfahren (JACOB und O'BRIEN, 2005). Die Angaben in (COST323, 1999) zur Bestimmung der Güteklasse beziehen sich auf Brücken mit Spannweiten von weniger als 35 m und die Anwesenheit einzelner Fahrzeuge auf dem Bauwerk. Für die Bewertung aktueller Systeme sind die Angaben unzutreffend.

Die definierten Vertrauensintervalle δ der Genauigkeitsklassen sind in Abhängigkeit von den Messgrößen „Gesamtgewicht und Achslasten“ Tabelle 2.3 zu entnehmen. Die dort angegebenen Vertrauensintervalle sind mit dem Faktor 0,8 zu multiplizieren, sofern die gleichen Messdaten zur Kalibrierung und zur Genauigkeitsbewertung eines WIM-Systems herangezogen werden. Eine derartige Verringerung der Vertrauensintervalle hat eine strengere Genauigkeitsbewertung zur Folge und kann zur Einordnung in schlechtere Genauigkeitsklassen führen. Aus Tabelle 2.3 geht hervor, dass in der Benennung der Klassen die eingeklammerte Zahl nach dem Buchstaben dem Vertrauensintervall entspricht, welches für die Messgröße „Gesamtgewicht“ angegeben ist.

Genauigkeitsklasse	Güteklasse der Messstelle		
	I (ausgezeichnet)	II (gut)	III (ausreichend)
A(5)	+	-	-
B+(7)	+	-	-
B(10)	+	+	-
C(15)	(+)	+	+
D+(20)	(+)	(+)	+
D(25)	(+)	(+)	+

Legende: '+' ausreichend; '-' unzureichend; '(+)' nicht erforderlich

Tab. 2.2: Zusammenhang: Genauigkeitsklasse und Güteklasse einer Messstelle

Messgröße	Vertrauensintervall δ [%] der Genauigkeitsklassen						
	A(5)	B+(7)	B(10)	C(15)	D+(20)	D(25)	E
1 Gesamtgewicht	5	7	10	15	20	25	> 25
2 Achslast							
2.1 Einzelachse	8	11	15	20	25	30	> 30
2.2 Achsgruppe	7	10	13	18	23	28	> 28
2.3 Achse einer Gruppe	10	14	20	25	30	35	> 35

Tab. 2.3: Vertrauensintervall der Genauigkeitsklassen nach Messgrößen

Testbedingungen:

Die Bedingungen, unter welchen ein Versuch mit Testfahrzeugen durchgeführt wird, sind zur Genauigkeitsbewertung in Betracht zu ziehen. Hierzu erfolgt gemäß (COST323, 1999) eine Einordnung in eine der folgenden Klassen:

(r1) Volle Wiederholbarkeit (full repeatability):

Ein Fahrzeug fährt bei gleicher Geschwindigkeit, unverändertem Gewicht und gleicher seitlicher Position wiederholt über die Messeinrichtung.

(r2) Erweiterte Wiederholbarkeit (extended repeatability):

Ein Fahrzeug fährt mehrfach bei geänderter Geschwindigkeit, verändertem Gewicht und variiert seitlicher Position über die Messeinrichtung.

(R1) Begrenzte Reproduzierbarkeit (limited reproducibility):

Eine kleine Anzahl von Fahrzeugen (2 bis 10), die repräsentativ für die Verkehrszusammensetzung (Silhouetten und Fahrzeuggesamtgewichte) ist, fährt wiederholt bei veränderten Geschwindigkeiten, verschiedenen Gewichten und geringer Variation der seitlichen Position über die Messeinrichtung.

(R2) Volle Reproduzierbarkeit (full reproducibility):

Eine große Anzahl von Fahrzeugen (10 bis mehr als 100), die dem Verkehrsfluss entnommen werden und diesen repräsentieren, überfahren das WIM-System und werden davor oder danach statisch gewogen.

Umweltbedingungen:

Es ist der Zeitraum, über den ein Versuch mit Testfahrzeugen erfolgt – einschließlich möglicher Änderungen der Umweltbedingungen –, zu berücksichtigen. Folgende drei Bedingungen sind zu unterscheiden:

(I) Umweltbezogene Wiederholbarkeit (environmental repeatability):

Die Dauer der Versuche ist auf wenige Stunden eines Tages oder wenige aufeinander folgender Tage begrenzt. Temperatur, Klima- und Umweltbedingungen variieren nicht maßgeblich während der Messung.

(II) Limitierte umweltbezogene Vergleichbarkeit (limited environmental reproducibility):

Die Testperiode erstreckt sich mindestens über eine Woche oder mehrere Tage eines Monats. Temperatur, Klima- und Umweltbedingungen variieren während der Messungen, dies jedoch ohne jahreszeitlich bedingte Einflüsse.

(III) Volle umweltbezogene Vergleichbarkeit (full environmental reproducibility):

Die Testperiode erstreckt sich über mehrere Tage eines oder gar mehrerer Jahre. Temperatur, Klima- und Umweltbedingungen variieren während der

Messungen, jahreszeitliche Einflüsse sind dementsprechend zu berücksichtigen.

Untere Vertrauensgrenze:

Die untere Vertrauensgrenze wird in den Tabellen 2.4 bis 2.6 in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang (Anzahl eingesetzter Testfahrzeuge) sowie den Test- (r1, r2, R1 oder R2) und Umweltbedingungen (I, II oder III) angegeben.

Stichprobenumfang	10	20	30	60	120	∞
Volle Wiederholbarkeit (r1)	95,0	97,2	97,9	98,4	98,7	99,2
Erweiterte Wiederholbarkeit (r2)	90,0	94,1	95,3	96,4	97,1	98,2
Begrenzte Reproduzierbarkeit (R1)	85,0	90,8	92,5	94,2	95,2	97,0
Volle Reproduzierbarkeit (R2)	80,0	87,4	89,6	91,8	93,1	95,4

Tab. 2.4: Untere Vertrauensgrenze π_0 [%] für einen Versuch unter umweltbezogener Wiederholbarkeit (I)

Stichprobenumfang	10	20	30	60	120	∞
Volle Wiederholbarkeit (r1)	93,3	96,2	97,0	97,8	98,2	98,9
Erweiterte Wiederholbarkeit (r2)	87,5	92,5	93,9	95,3	96,1	97,5
Begrenzte Reproduzierbarkeit (R1)	81,9	88,7	90,7	92,7	93,9	96,0
Volle Reproduzierbarkeit (R2)	76,6	84,9	87,4	90,0	91,5	94,3

Tab. 2.5: Untere Vertrauensgrenze π_0 [%] für einen Versuch unter limitierter umweltbezogener Vergleichbarkeit (II)

Stichprobenumfang	10	20	30	60	120	∞
Volle Wiederholbarkeit (r1)	91,4	95,0	96,0	97,0	97,6	98,5
Erweiterte Wiederholbarkeit (r2)	84,7	90,7	92,4	94,1	95,1	96,8
Begrenzte Reproduzierbarkeit (R1)	78,6	86,4	88,7	91,1	92,5	95,0
Volle Reproduzierbarkeit (R2)	73,0	82,3	85,1	88,1	89,8	93,1

Tab. 2.6: Untere Vertrauensgrenze π_0 [%] für einen Versuch unter voller umweltbezogener Vergleichbarkeit (III)

Theoretisches Vertrauensniveau:

Im Akzeptanztest nach Gl. (2.2) wird geprüft, ob das durch das WIM-System ermittelte Gewicht Wd_j mit der Wahrscheinlichkeit π im Intervall $[W_{s_j}(1-\delta); W_{s_j}(1+\delta)]$ liegt. Gemäß der COST323-Empfehlungen kann die Prüfung auf zwei Arten erfolgen:

- Ermittlung der Wahrscheinlichkeit π – genau
- Ermittlung der Wahrscheinlichkeit π – vereinfacht: Bestimmung des Stichprobenanteils π' , welcher im Intervall $[W_{s_j}(1-\delta); W_{s_j}(1+\delta)]$ liegt; π' ersetzt π im Akzeptanztest der Gl. (2.2)

Zur Genauigkeitsbewertung eines WIM-Systems ist die Wahrscheinlichkeit π dem Stichprobenanteil π' vorzuziehen. Es wird daher im Folgenden nur auf die Ermittlung von π eingegangen.

Die Berechnung des theoretischen Vertrauensniveaus π erfolgt auf der Grundlage der Verteilungsfunktion Ψ der Student'schen t-Verteilung. Für die Messgröße j einer Stichprobe des Umfangs n mit Messabweichungen x_j , die den Mittelwert m und

die Standardabweichung s aufweisen, wird unter der Annahme normalverteilter Abweichungen, bei Akzeptanz einer Irrtumswahrscheinlichkeit α , die Wahrscheinlichkeit π ermittelt, so dass die Werte x_j im Intervall $-\delta \leq x_j \leq +\delta$ liegen:

$$\pi = \Psi(u_1) - \Psi(u_2) \quad (2.3)$$

Die unabhängigen Variablen u_1 und u_2 werden gemäß Gl. (2.4) bestimmt. Danach ist $t_{v,1-\alpha/2}$ eine nach Student verteilte Zufallsvariable mit dem Freiheitsgrad $v = n-1$. Die Irrtumswahrscheinlichkeit wird nach den COST323-Empfehlungen zu $\alpha = 5\%$ festgesetzt.

$$u_1 = \frac{\delta - m}{s} - \frac{t_{v,1-\alpha/2}}{\sqrt{n}} \quad \text{und} \quad u_2 = \frac{-\delta - m}{s} - \frac{t_{v,1-\alpha/2}}{\sqrt{n}} \quad (2.4)$$

3 Messungen an der Brohltalbrücke

3.1 Allgemeines

Die Brohltalbrücke (A 61), im Verwaltungsbereich des Landesbetriebs Straßen und Verkehr (LSV) Rheinland-Pfalz, wurde im Jahre 1975 errichtet. Die beiden im Taktschiebverfahren hergestellten Überbauten (Ost und West) mit dem Querschnitt eines einzelligen Hohlkastens, Querschnittshöhe $h = 4,20$ m, weisen eine Gesamtlänge von je 600 m bei Stützweiten zwischen 33,55 m und 70,00 m auf (Bild 3.1). Das Bauwerk ist in Brückenklasse (BK) 60 gemäß DIN 1072 eingestuft; es dient zu einem Großteil dem Personen- und Güterfernverkehr.

Im Bereich bzw. an der Brücke waren bereits in den 1980er Jahren u. a. umfangreiche Verkehrslastmessungen im Rahmen des von der BAST betreuten „Programms Brohltalbrücke“ durchgeführt worden (BAST, 1985; KNABENSCHUH und EILERS, 1986, 1987; LADDA und STEINHILBER, 1985). Zur Erfassung der Verkehrslasten wurden in der Nähe des Brückenbauwerks zwei Fahrspuren der A 61 komplett mit Wiegeplatten, Induktionsschleifen und Piezokabeln bestückt, darüber hinaus auf einer Fahrspur ein speziell eingebettetes Piezokabel installiert. Die Kalibrierung der Messeinrichtung erfolgte u. a. im Rahmen von Belastungsversuchen mit Pionierfahrzeugen der Bundeswehr. Die Messungen erstreckten sich über insgesamt 342 Stunden (h) an 15 Tagen (d). Während der Messperiode fuhren täglich 4004 bis 4552 Fahrzeuge (FZ) mit einem Gesamtgewicht $G \geq 12$ t über die Brücke (Bild 3.2).

Dem entspricht ein durchschnittliches Verkehrsaufkommen von 180 FZ/h. Hiervon entfielen:

- 69 FZ/h auf Fahrzeuge $G = 12$ bis < 21 t
- 36 FZ/h auf Fahrzeuge $G = 21$ bis < 30 t
- 49 FZ/h auf Fahrzeuge $G = 30$ bis ≤ 39 t
- 26 FZ/h auf Fahrzeuge $G > 39$ t

(Bild 3.3), d. h. die Häufigkeit des Auftretens von Fahrzeugen mit einem Gesamtgewicht $G \geq 30$ t – nach vorliegenden Erfahrungen ist erst bei derartigen Fahrzeugen mit der Auslösung ermüdungsrelevanter Spannungsänderungen zu rechnen (BUSCHMEYER, 1998) – betrug etwa 42 % des gesamten erfassten Fahrzeugaufkommens.

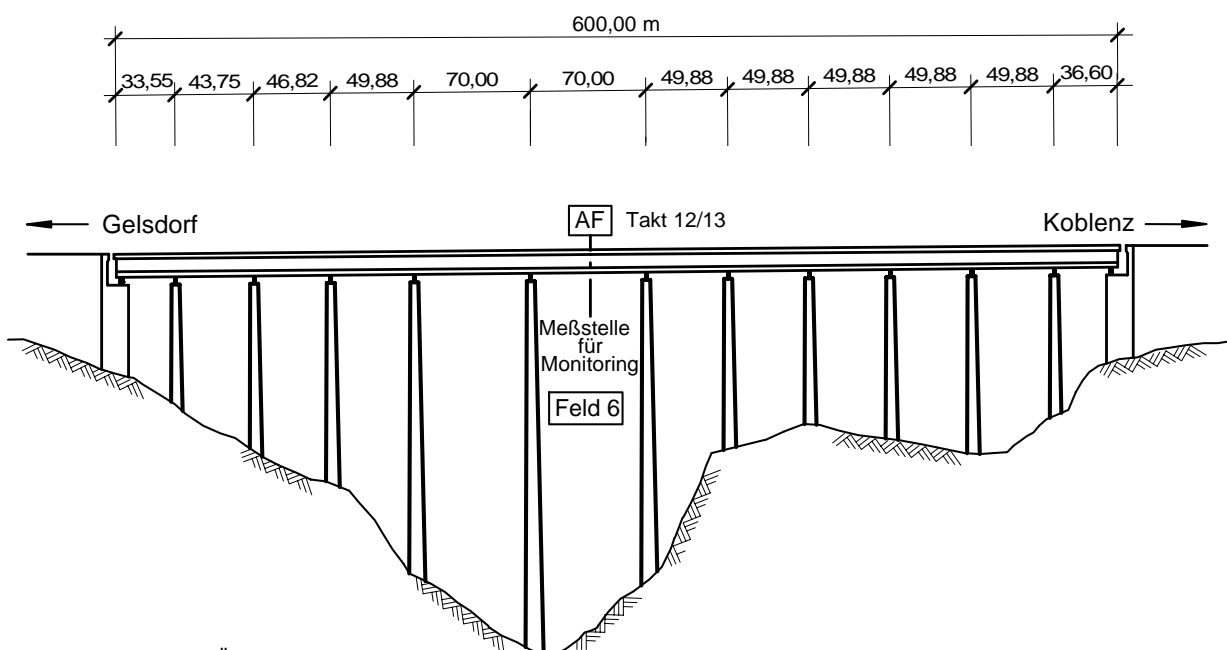


Bild 3.1: Längsschnitt, Überbau Ost

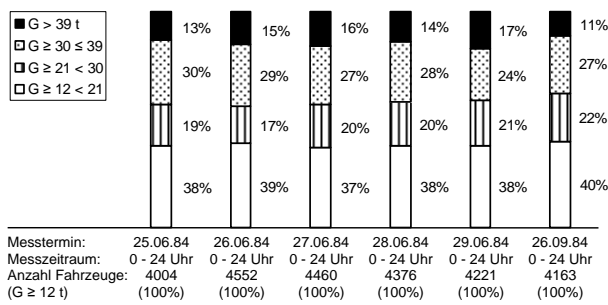


Bild 3.2: Verkehrslastbeanspruchung in 1984

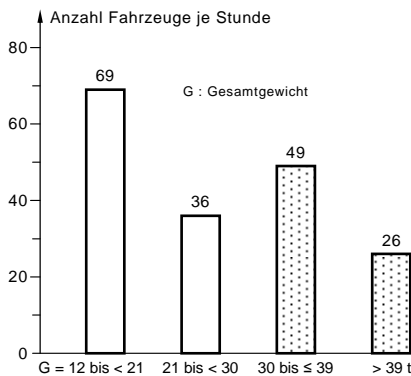


Bild 3.3: Durchschnittliches Verkehrsaufkommen in 1984

Bild 3.4 zeigt die 1984 aufgenommenen Silhouetten. Das dargestellte Verkehrsbild lässt erkennen, dass seinerzeit der Anteil p_{Sh} der 2-achsigen LKW (LKW2) mit 23 % am gesamten Verkehrsaufkommen recht hoch war. Neben dem 5-achsigen Sattelzug des Typs S2-3 ($p_{Sh} = 19\%$) traten insbesondere die Hängerzüge der Typen H2-2 ($p_{Sh} = 16\%$), H2-3 ($p_{Sh} = 18\%$) sowie H3-2 ($p_{Sh} = 9\%$) mit einer höheren Häufigkeit von insgesamt 43 % auf (LADDA und STEINHILBER, 1985).

Zur Erfassung des derzeitigen Schwerververkehrs wurden automatisierte Dauermessungen (Monitoring) im Bereich der Arbeitsfuge (AF) zwischen den Takten 12 und 13 (Feld 6) des Überbaus Ost der Brücke (s. Bild 3.1) durchgeführt. Über die hierbei gewonnenen Ergebnisse wird im Folgenden berichtet.

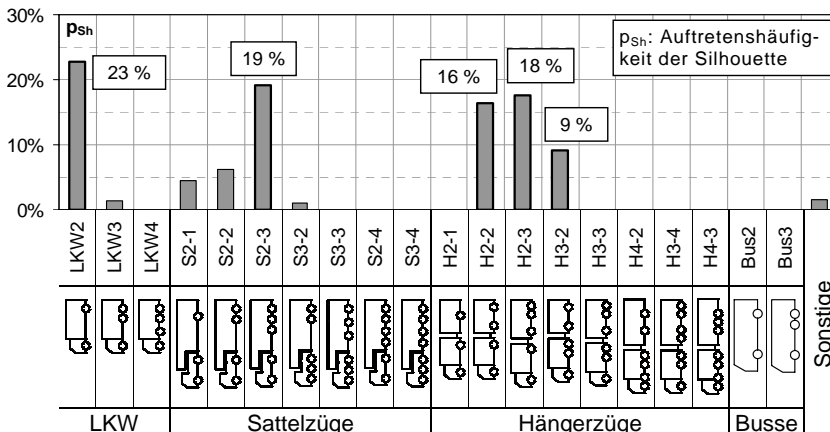


Bild 3.4: Beobachtete Silhouetten in 1984

3.2 Angewandtes Monitoringsystem

3.2.1 Grundlagen

Das angewandte Monitoringsystem umfasste die Langzeitmessung statischer Tragwerksreaktionen bei automatisierter Datenanalyse zur Erfassung der effektiven Verkehrslasten des Bauwerks. Statische Größen als Parameter „erster Ordnung“ (GEIER und FLESCHE, 2005) repräsentieren unmittelbar den vorliegenden Beanspruchungszustand und lassen direkt auf das Tragverhalten schließen. Darüber hinaus wurden begleitende Temperaturmessungen zur zweifelsfreien Beurteilung des tatsächlich vorhandenen Beanspruchungsniveaus durchgeführt.

Die Messdatenerfassung erfolgte digital, mit einer PC-gestützten Anlage, die zur Berücksichtigung der speziellen Messbelange um zusätzliche Anschlüsse für Wegaufnehmer und Thermolemente erweitert wurde (Bild 3.5).

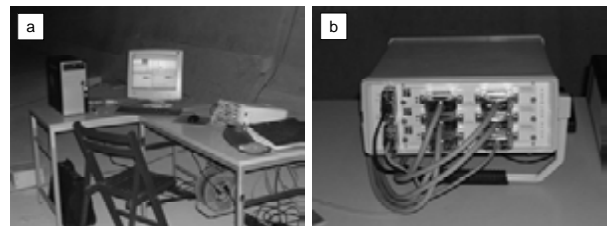


Bild 3.5: Messdatenerfassung; a) Messstand, b) Messanlage

Es wurden handelsübliche Dehnungsmessstreifen und wieder verwendbare induktive Wegaufnehmer sowie Thermolemente verwendet. Vor dem Hintergrund der Dauerüberwachung wurde bezüglich der Wahl der Sensoren besonderer Wert auf Signalsicherheit und Langzeitstabilität gelegt. Beiden Anforderungen konnte durch Verwendung mehrerer, qualitativ hochwertiger Sensoren zur Messung einer Größe Genüge getan werden. Sämtliche Messelemente wurden gegen äußere Einflüsse mittels Kunststoffabdeckung und Silikonabdichtung geschützt.

Die Messdatenanalyse erfolgte mit Hilfe eines eigens entwickelten und implementierten Algorithmus: Im Rahmen zweier gekapselter evolutionärer Optimierungskerne werden die Signale zweier wesentlicher Sensoren ausgewertet und einzelne Fahrzeuge identifiziert. Grundlage der Auswertung stellen Basisverläufe dar, die vorab im Rahmen von Finite Elemente Berechnungen beim Variieren der einwirkenden Lasten zu ermit-

teln sind. Die Basisverläufe beschreiben die Dehnungs- bzw. Verformungsentwicklung im Rechenmodell am Ort der eingesetzten Sensoren unter unterschiedlichster Belastung. Für beide Optimierungsaufgaben besteht das Ziel der Optimierung in der Minimierung der Fehlerquadratsumme aus berechneten Dehnungen bzw. Verformungen und den zugehörigen, erfassten Messdaten.

Zur Auswertung wird für die Dehnungs- und Verformungsmessungen eine Unterscheidung entsprechend der erfassten Tragwerksreaktionen vorgenommen: Ein Optimierungskern dient der Auswertung erfasster globaler Tragwerksreaktionen, wohingegen der zweite Kern lokale Reaktionen analysiert. Globale Reaktionen einer Brücke werden mit Sensoren erfasst, die ein signifikantes Signal während der Überfahrt eines Fahrzeugs liefern; lokale Reaktionen werden von Sensoren erhalten, die in der Nähe der einwirkenden Kräfte installiert sind und deren Signal von kurzer Zeitdauer ist (LUTZENBERGER und BAUMGÄRTNER, 2000). Die Analyse der beiden Sensorsignale führt je Sensor auf die Feststellung definierter Fahrzeugattribute: Globale Überbau-Reaktionen dienen zur Bestimmung übergeordneter Fahrzeug-Kennwerte, während lokale Platten-Reaktionen zur Ermittlung von Achs-Eigenschaften der Fahrzeuge herangezogen werden (SCHNELLENBACH-HELD, LUBASCH und BUSCHMEYER, 2007):

Sensorsignal enthält globale Überbau-Reaktionen, Analyse zur Identifikation von Fahrzeugeigenschaften:

- Auftretenszeitpunkt $t_{0,FZ}$ des Fahrzeugs FZ
- Gesamtgewicht G_{FZ}
- Geschwindigkeit v_{FZ}

Sensorsignal enthält lokale Platten-Reaktionen, Analyse zur Identifikation von Fahrzeugachseigenschaften:

- Auftretenszeitpunkt $t_{0,A}$ der Achse A
- Achslast F_A
- Achsabstände x_A

Die Problemstellung wird in einem iterativen Vorgehen gelöst: Die Feststellung der Fahrzeugattribute beginnt mit der Analyse aufgezeichneter globaler Tragwerksreaktionen. Für ein Fahrzeug FZ werden der Zeitpunkt des Auftretens $t_{0,FZ}$, das Gesamtgewicht G_{FZ} und die Geschwindigkeit v_{FZ} ermittelt. Hiernach werden erfasste lokale Reaktionen analysiert. Für jede einzelne Achse A des Fahrzeugs FZ wird zunächst der Auftretenszeitpunkt $t_{0,A}$ bestimmt. Der Optimierungsprozess beginnt mit Kenntnis der Parameter v_{FZ} und $t_{0,A}$.

Achslasten F_A werden durch anteilige Zuweisung des Gewichts G_{FZ} angegeben. Nach der Analyse erfasster lokaler Reaktionen werden Achsabstände x_A berechnet und eine weitere Iteration gestartet. Ein Abbruch des iterativen Vorgehens erfolgt beim Erreichen eines vordefinierten Schwellwerts.

Die Identifikation einzelner Fahrzeuge nach diesen Attributen führt auf tatsächlich vorliegende Verkehrslasten. Den Zielen des Forschungsvorhabens entsprechend können in Kenntnis dieser Daten die ermüdungswirksamen Beanspruchungen quantifiziert werden.

Zur Kontrolle der automatisierten Dauerüberwachung wurden zusätzlich Silhouettenzählungen durchgeführt sowie darüber hinaus wiederholt Videoaufzeichnungen des Verkehrsflusses auf dem Bauwerk vorgenommen.

3.2.2 Messeinrichtung

Der instrumentierte Querschnitt ist in Bild 3.6 dargestellt. Ein Auszug aus dem statischen System ist Bild 3.7 zu entnehmen.

Die Verwendung eines Sensors je Steg ($\Delta\varepsilon_{p,1}$ bzw. $\Delta\varepsilon_{p,2}$; s. Bild 3.6) ermöglicht die messtechnische Erfassung der Querverteilung der Verkehrslasten. Die Abtastfrequenz der Sensorsignale war auf 10 Hz eingestellt. Für ein Fahrzeug, das die Brücke beispielsweise mit 90 km/h überfuhr, wurde somit alle 2,50 m ein diskreter Messwert erhalten. In einer Woche Messaufzeichnung fielen insgesamt 92 MByte Daten an (= 604800 s (1 Woche) \cdot 10 Hz \cdot 16 Byte (2 double: Zeitwert & Aufzeichnung) / 1024^2).

Induktive Wegaufnehmer mit einer Basislänge von 200 mm waren an der Unterseite der Fahrbahnplatte appliziert ($\Delta w_{c,q}$, $\Delta w_{c,l,1}$ und $\Delta w_{c,l,2}$; s. Bilder 3.6 und 3.7). Der Sensor $\Delta w_{c,q}$ zeichnete in Quer- und die Sensoren $\Delta w_{c,l,1}$ und $\Delta w_{c,l,2}$ in Längsrichtung des Überbaus auf. Der Sensor $\Delta w_{c,l,1}$ war in 15 m Entfernung an der gleichen Stelle im Querschnitt wie Sensor $\Delta w_{c,l,2}$ angebracht. Vorausgegangene Vergleichsrechnungen sowie Zustandsuntersuchungen vor Ort zeigten, dass sich die Fahrbahnplatte an den Orten der Sensoren im Zustand I befindet. Innerhalb der Messlänge der Wegaufnehmer existierten somit keine Risse, die das Messergebnis hätten verfälschen können. Die Abtastfrequenzen betragen für die Sensoren $\Delta w_{c,q}$ und $\Delta w_{c,l,1}$ 100 Hz, für den Sensor $\Delta w_{c,l,2}$ 250 Hz. Für ein Fahrzeug mit einer Geschwindigkeit von 90 km/h wurde bei der Abtastfrequenz 100 Hz alle 0,25 m und bei 250 Hz alle 0,10 m ein diskreter Messwert erhalten. Eine hohe Abtastfrequenz ist zur genauen Bestimmung der Achsabstände der

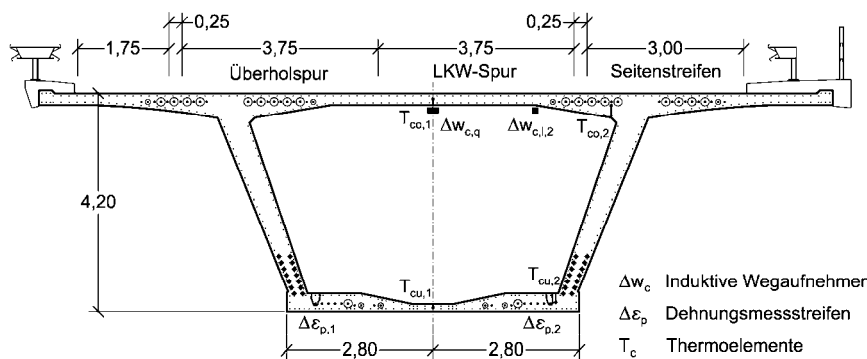


Bild 3.6: Instrumentierter Querschnitt, Messstellenplan

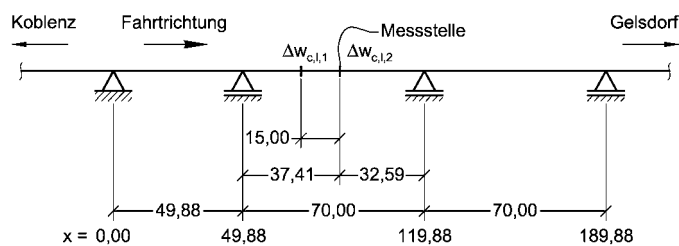


Bild 3.7: Statisches System (Auszug) und Instrumentierung

Fahrzeuge erforderlich. Im Unterschied zur Aufzeichnung der Sensoren $\Delta \epsilon_{p,1}$ und $\Delta \epsilon_{p,2}$ fiel für diese Sensoren ein hohes Datenvolumen an. In einer Woche hat ein Sensorsignal, welches kontinuierlich mit 100 Hz abgetastet wird, 0,9 GByte Daten zur Folge. Die Abtastung mit 250 Hz führt auf ein Messdaten-Volumen von 2,3 GByte.

Des Weiteren wurden die Umgebungslufttemperatur und Betontemperaturen an verschiedenen Querschnittsstellen erfasst (T_a , T_c). Zur Aufzeichnung der Betontemperaturen wurden Thermoelemente in Bohrlöcher eingebracht, diese anschließend mit Silikon ausgespritzt. Die Messaufzeichnung erfolgte alle 15 min.

3.2.3 Messdatenanalyse

Das grundsätzliche Vorgehen der Messdatenanalyse soll beispielhaft anhand der Messdaten, die während der Überfahrt eines Belastungsfahrzeugs aufgezeichnet wurden, gezeigt werden. Das Belastungsfahrzeug einschließlich der Achslasten und -abstände ist Bild 3.8 zu entnehmen. Zur Genauigkeitsbewertung der Anlage überfuhr das Fahrzeug am 26.04.2006 die Brohltalbrücke mehrfach. Auszüge aus dem Messprotokoll während einer Überfahrt sind in den Bildern 3.9 bis 3.11 dargestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit der Messergebnisse wurde die Messung der induktiven Wegaufnehmer Δw_c in Dehnungen $\Delta \epsilon_c$ umgerechnet. Bei einer Basislänge von 200 mm ergaben sich dementsprechend Dehnungen von $\Delta \epsilon_c = \Delta w_c / 200 \text{ mm}$.

Bild 3.9: Der Sensor $\Delta w_{c,q}$ an der Unterseite der Fahrbahnplatte in Plattenmitte zeichnete Wegänderungen des Betons in Überbauquerrichtung infolge der einachsigen Lastabtragung der Fahrbahnplatte auf. Ein Signal existierte lediglich bei Anwesenheit eines Fahrzeugs in unmittelbarer Nähe zum Sensor. Die Aufzeichnung $\Delta w_{c,q}$ wurde daher zur Fest-

stellung der Fahrzeugpräsenz herangezogen. In der Messdatenanalyse diente das Signal zur Abschätzung des Auftretenszeitpunktes $t_{0,FZ}$ eines Fahrzeugs FZ. Der Optimierungsprozess erfasster globaler Reaktionen ($\Delta \epsilon_{p,2}$) konnte auf diese Weise mit einer ersten Lösung für $t_{0,FZ}$ beginnen, die im weiteren Ablauf verbessert wurde. Das Sensorsignal $\Delta w_{c,q}$ unterstützte zweckmäßig eine effiziente Optimierung, wurde jedoch nicht im Rahmen der beiden Optimierungsverfahren analysiert.

Bild 3.10: Die Dehnungsmessung $\Delta \epsilon_{p,1}$ erfolgte am Steg, welcher der Überholspur zugewandt ist, wohingegen die Aufzeichnung $\Delta \epsilon_{p,2}$ am Steg der LKW-Spur vorgenommen wurde. Beide Sensoren zeichneten globale Überbaureaktionen auf. Die Aufzeichnung des Sensors $\Delta \epsilon_{p,1}$ diente der Bestimmung der Querverteilung der Verkehrslasten. Die Messung $\Delta \epsilon_{p,2}$ war Gegenstand der Messdatenanalyse der erfassten globalen Reaktionen. Mit Hilfe dieser Messung wurden Auftretenszeitpunkte $t_{0,FZ}$, Gesamtgewichte G_{FZ} sowie Geschwindigkeiten v_{FZ} einzelner Fahrzeuge FZ im Rahmen eines Optimierungsprozesses ermittelt.

Bild 3.11: Der Wegaufnehmer $\Delta w_{c,l,2}$ war an der Unterseite der Fahrbahnplatte in Überbaulängsrichtung angebracht. Aufgrund der Messung von Wegänderungen auf Beton in Längsrichtung wurden globale Überbaureaktionen aufgezeichnet. Diese Reaktionen überlagerten sich mit lokalen Plattenreaktionen infolge der Fahrzeugradlasten, welche direkt auf die Fahrbahnplatte einwirkten. Im Rahmen einer Messdatenvorbereitung wurden die erfassten globalen Effekte aus der Messung $\Delta w_{c,l,2}$ entfernt, die verbleibenden lokalen Plattenreaktionen in einem Optimierungsverfahren hinsichtlich der Fahrzeugachseigenschaften ausgewertet und die Attribute Auftretenszeitpunkte der Achsen $t_{0,A}$, Achslasten F_A und -abstände x_A mit Hilfe dieser Aufzeichnung ermittelt. Da die Schwerlastfahrzeuge nicht immer mit gleichem Querabstand zum Sensor über die Brücke fuhren, musste der Abstand der rechten Radreihe der Fahrzeuge zum Sensor als weiter Optimierungsparameter berück-

sichtigt werden. Der Sensorort wurde derart gewählt, dass die rechte Radreihe der auf der Fahrbahnplatte verkehrenden Fahrzeuge häufig ohne jeglichen Querabstand über den Sensor fuhr.

Die Aufzeichnung des Sensors $\Delta w_{c,i,1}$ ist nicht dargestellt. Mit dem festgesetzten Abstand von 15 m dieses Sensors (s. Bild 3.7) zur eigentlichen Messstelle diente das Signal $\Delta w_{c,i,1}$ lediglich der manuellen Prüfung ermittelter Fahrzeuggeschwindigkeiten. Zur Messdatenauswertung wurde das Signal in keiner Weise verwendet.

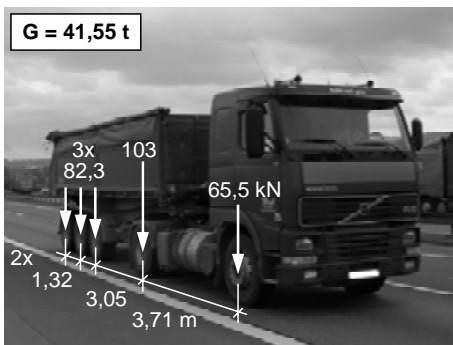


Bild 3.8: 5-achsiger Sattelzug nach Lasten und Geometrie

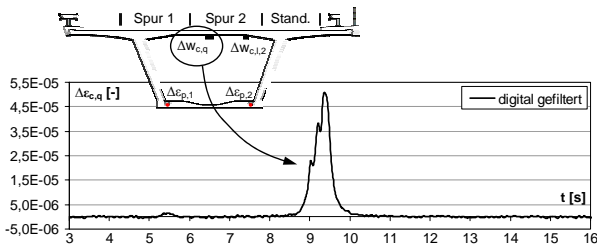


Bild 3.9: Auszug aus dem Messprotokoll: $\Delta \epsilon_{c,q}$

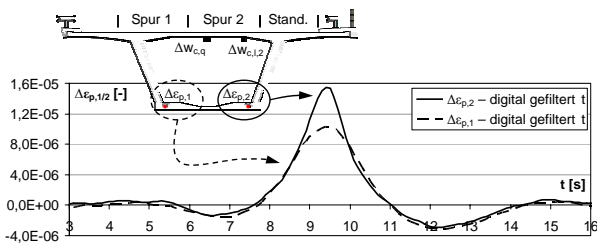


Bild 3.10: Auszug aus dem Messprotokoll: $\Delta \epsilon_{p,1}$ und $\Delta \epsilon_{p,2}$

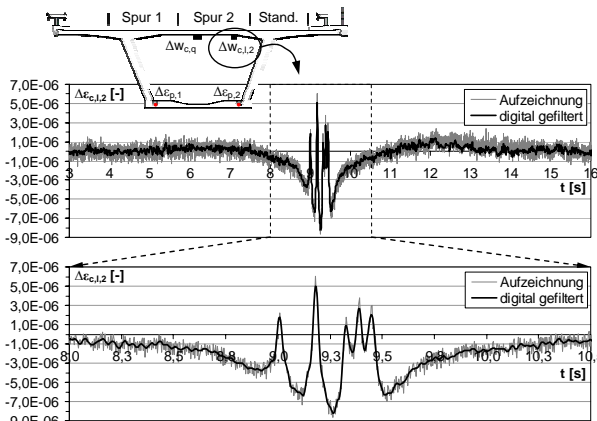


Bild 3.11: Auszug aus dem Messprotokoll: $\Delta \epsilon_{c,1,2}$

3.2.4 Ermüdungswirksame Verkehrslastanteile

Die Beurteilung einer ermüdungswirksamen Beanspruchung kann unter der besonderen Betrachtung von Fahrzeugen mit einem Gesamtgewicht $G \geq 30$ t vorgenommen werden; Fahrzeuge geringeren Gewichts sind von eher untergeordneter Ermüdungsrelevanz (BUSCHMEYER, 1998). Der ermüdungsrelevante Tageszeitraum sind für Betonbrücken die Nachmittags- und frühen Abendstunden, während derer signifikante Temperaturbeanspruchungen (vertikaler linearer Temperaturgradient ΔT) auftreten können (BUSCHMEYER und LUBASCH, 2006). Infolge der Temperatureinwirkungen steigt das Grundbeanspruchungsniveau verbunden mit höheren Spannungsänderungen.

Zur Bewertung der ermüdungswirksamen Verkehrslastanteile muss beachtet werden, dass die Nutzfahrzeuge häufig in einem vergleichsweise engen Abstand in der Hauptspur hintereinander herfahren. Die komplette Einflusslinie für die maximale und minimale Beanspruchung eines betrachteten Querschnitts kann somit nicht immer ungestört verwirklicht werden, d. h. die Anzahl der ermüdungswirksamen Lastwechsel (LW) liegt unter der Gesamtanzahl der über die Brücke fahrenden Fahrzeuge. Demnach sind die Fahrzeugabstände bei der Bestimmung der ermüdungswirksamen Verkehrslastanteile unbedingt zu berücksichtigen.

Die Bilder 3.12 und 3.13 verdeutlichen anhand von gemessenen Spannstahldehnungsänderungen $\Delta \epsilon_p$ und der zugehörigen Ergebnisse der Messdatenauswertung das grundsätzliche Vorgehen zur Bestimmung der ermüdungsrelevanten Lastwechsel. In Bild 3.12 sind drei einzelne Fahrzeuge zu erkennen. Die Fahrzeuge fahren in hinreichend großem Abstand über die Brücke, so dass sich je Fahrzeug ein vollständiger Lastwechsel ausbilden konnte. Bild 3.13 zeigt insgesamt vier Fahrzeuge, von denen drei in einem engen Abstand über die Brücke rollten. Es ergaben sich dementsprechend nur zwei vollständige Lastwechsel.

Die Quantifizierung der ermüdungswirksamen Verkehrslastanteile schließt an die Identifikation der einzelnen über das Bauwerk fahrenden Fahrzeuge an. Nach automatisierter Messdatenanalyse werden im Rahmen einer Datennachbereitung mit Kenntnis sämtlicher Fahrzeuglasten sowie der Fahrzeugabstände die ermüdungsrelevanten Lastwechsel in der Messaufzeichnung festgestellt. Hierbei wird ein einzelner Lastwechsel, welcher durch eine Gruppe mehrerer dicht hintereinander fahrender Fahrzeuge verursacht wurde, dem Fahrzeug des höchsten Gesamtgewichts der Fahrzeuggruppe zugewiesen. In der beispielhaften

Darstellung in Bild 3.13 ist der zweite Lastwechsel somit dem Fahrzeug des Gesamtgewichts $G = 44$ t zuzuweisen. Fahrzeuge geringen Gesamtgewichts, die zeitlich zwischen Fahrzeugen höheren Gewichts auftreten, sind nicht ermüdungsrelevant und werden dementsprechend keinem Lastwechsel zugeordnet. Bild 3.14 zeigt dies beispielhaft anhand von Messaufzeichnung und zugehöriger Auswertung für ein Fahrzeug mit einem Gesamtgewicht von 8 t (gestrichelte Kurve).

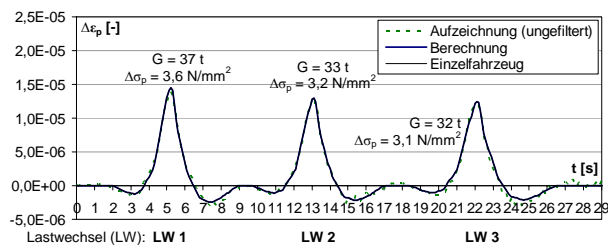


Bild 3.12: Mehrere Lastwechsel erzeugt durch einzelne Fahrzeuge

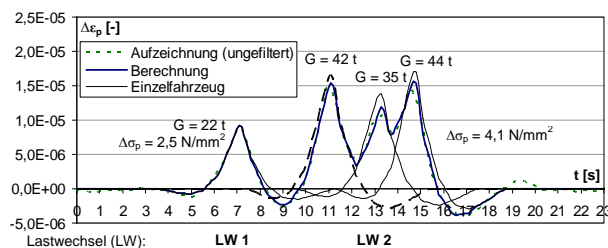


Bild 3.13: Einzelner Lastwechsel erzeugt durch mehrere Fahrzeuge

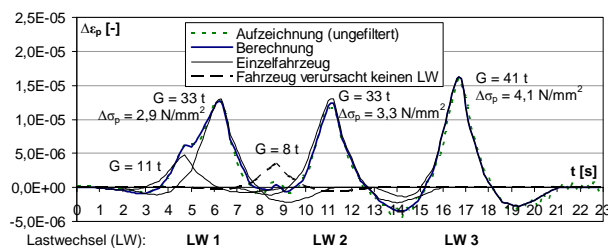


Bild 3.14: Ermüdungsrelevante Lastwechsel

3.3 Messprogramm

3.3.1 Übersicht

Die Messdatenanalyse erstreckte sich über insgesamt 35 repräsentative Wochen der Messung im Jahre 2005 sowie 12 Wochen der Messung im Jahre 2006. Zur Messung im Jahr 2005 waren die induktiven Wegaufnehmer $\Delta w_{c,q}$, $\Delta w_{c,l,1}$ und $\Delta w_{c,l,2}$ an der Unterseite der Fahrbahnplatte (s. Bild 3.6) noch nicht angebracht. Gemessen wurden die Spannstahldehnungsänderungen $\Delta \varepsilon_{p,1}$ und $\Delta \varepsilon_{p,2}$ im Bereich der Bodenplatte an beiden Stegen des Hohlkastenquerschnitts. Ende 2005 wurde der

Messstand um die induktiven Wegaufnehmer an Unterkante Fahrbahnplatte ergänzt. Die Thermoelemente (T_a , T_c) waren während des gesamten Messzeitraums vorhanden.

Der durchgeführten Erweiterung des Messstands entsprechend musste die Detaillierung der Messdatenanalyse erhöht werden. Messungen aus dem Jahr 2005 wurden nur hinsichtlich der Fahrzeuggesamtgewichte der über das Bauwerk verkehrenden Fahrzeuge ausgewertet, Messungen des Jahres 2006 zusätzlich hinsichtlich der Achslasten und Achskonfigurationen der Fahrzeuge analysiert. Tabelle 3.1 gibt einen Überblick über die Messdatenanalyse der beiden Jahre.

Messdatenanalyse		Analyse der Messung des Jahres	
Ergebnis		2005	2006
Fahrzeug FZ	Auftretenszeitpunkt $t_{0,FZ}$	x	x
	Gesamtgewicht G_{FZ}	x	x
	Geschwindigkeit v_{FZ}	x	x
Achse A	Auftretenszeitpunkt $t_{0,A}$		x
	Achslast F_A		x
	Achsabstände x_A		x
Fahrzeugabstände		x	x
Ermüdungsrelevante Lastwechsel n_{LW}		x	x

Tab. 3.1: Überblick über die Messdatenanalyse

3.3.2 Kalibrierung

Die Kalibrierung des Monitoringsystems erfolgte im Rahmen von Belastungsversuchen mit von der Autobahnmeisterei (AM) Mendig zur Verfügung gestellten Belastungsfahrzeugen. Die Belastungsversuche wurden bei Sperrung der rechten Spur („LKW-Spur“) durchgeführt.

Erste Belastungsversuche wurden nach Installation der Messeinrichtung am 22.10.2004 zwischen 10:00 und 12:15 Uhr vorgenommen. Zur Validierung wurde ein zweiter Versuch etwa ein halbes Jahr später, am 20.06.2005 zwischen 17:30 und 18:10 Uhr durchgeführt. Die Ergebnisse des ersten Versuchs fanden Bestätigung, weshalb sich weitere Belastungsversuche erübrigten. Die für die Probelastungen eingesetzten Fahrzeuge einschließlich ihrer Lastbilder sind in Bild 3.15 dargestellt.

Zur Verifikation gemessener Dehnungen mit einem Finite Elemente (FE) Programmsystem wurden die Fahrzeuge an definierten Stellen des Überbaus angehalten (> 3 Minuten), so dass sich zu einem Messzeitpunkt keine Fahrzeuge auf der linken Spur („Überholspur“) befanden. Die aufgezeichneten Dehnungen ergaben sich somit ausschließlich

aus der Last des jeweils eingesetzten Belastungsfahrzeugs. Mit Hilfe der gemessenen Werte (statische Verkehrslast und der während der Messungen herrschenden Temperaturbeanspruchung) konnten in Kenntnis des tatsächlichen Grundbeanspruchungsniveaus des instrumentierten Querschnitts die gemessenen Dehnungen rechnerisch bestätigt werden. In Bild 3.16 werden die jeweils erfassten Spannstahldehnungsänderungen der Sensoren $\Delta\epsilon_{p,1}$ und $\Delta\epsilon_{p,2}$ gezeigt. Die Koordinate x ist Bild 3.7 zu entnehmen.

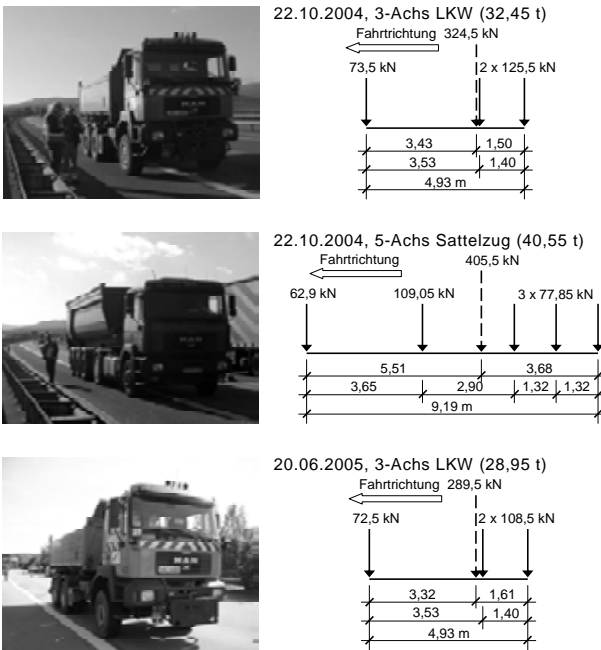


Bild 3.15: Belastungsfahrzeuge

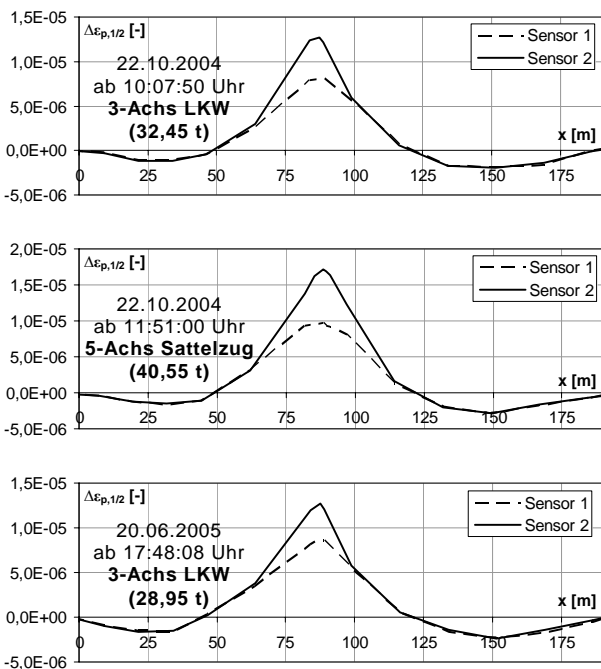


Bild 3.16: Dehnungsmessungen während der Belastungsversuche

Die Abbildung des Tragsystems im FE-Programmsystem erfolgte wirklichkeitsnah, d. h. dreidimensional mit schwerachsenbezogenen Schalenelementen. Zum Erhalt genauer Ergebnisse war insbesondere im Bereich der Sensororte eine hohe Diskretisierung erforderlich. Die Modellierung des gesamten Überbaus mit einer adäquaten Anzahl an Schalenelementen hätte zu enormen Rechenzeiten geführt. Es wurden daher lediglich das Feld der Messstelle und die beiden benachbarten Felder dreidimensional abgebildet, die restlichen Felder mit Hilfe von an die dreidimensionale Modellierung gekoppelten Balkenelementen. Bild 3.17 zeigt einen Ausschnitt des untersuchten FE-Systems zur Verifizierung der Messwerte.

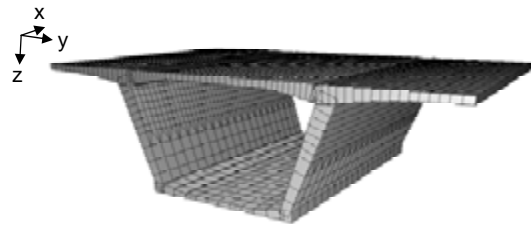


Bild 3.17: Ausschnitt des untersuchten Finite Element Systems

Die Kalibrierung des Monitoringsystems mit Hilfe von Belastungsfahrzeugen, die an fest vorgegebenen Stellen des Überbaus zur Messung angehalten werden, hat sich als sehr geeignet erwiesen. Im Unterschied zur Verwendung von Fahrzeugen, die am regulären Verkehrsfluss teilnehmen, können auf diese Weise störende Einflüsse weiterer Fahrspuren auf die Messungen vermieden werden. Es hat sich gezeigt, dass ein derart kalibriertes Monitoringsystem eine genaue Messdatenanalyse ermöglicht.

3.3.3 Genauigkeitsklassifikation

Die Genauigkeitsbewertung des eingesetzten Monitoringsystems wurde gemäß der COST323-Empfehlungen (COST323, 1999) vorgenommen. Das Verfahren beruht auf dem Vergleich ermittelter Gewichte mit jeweils statisch gewogenen Gewichten. Im Rahmen eines statistischen Prüfverfahrens werden relative Messfehler der ermittelten zu den statisch gewogenen Gewichten bewertet. Zur Kenntnis der statisch gewogenen Gewichte wurden Prüffahrten mit Belastungsfahrzeugen vorgenommen.

Entsprechend der Ende 2005 vorgenommenen Erweiterung der Messeinrichtung (vgl. Abschnitt 3.3.1) wird die Genauigkeit der Anlage getrennt für die Jahre 2005 und 2006 ermittelt. Die Bewertung erfolgt für das System aus dem Jahr 2005 für ermittelte Fahrzeuggesamtwerte. Das System

des Jahres 2006 wird hinsichtlich der Genauigkeit erhaltener Fahrzeuggesamtgewichte sowie Achslasten beurteilt. Zu diesem Zweck wurden sowohl im Jahr 2005 als auch 2006 Prüffahrten durchgeführt. Verschiedene Belastungsfahrzeuge überfuhren hierbei mehrfach das Bauwerk bei konstanter Geschwindigkeit. Im Jahre 2005 wurde ein Fahrzeug eingesetzt (s. Bild 3.15), wohingegen 2006 zwei Fahrzeuge verwendet wurden (Bild 3.18). Sämtliche Belastungsfahrzeuge wurden von der AM Mendig zur Verfügung gestellt. Tabelle 3.2 enthält einen Überblick über die durchgeführten Prüffahrten.

In der Genauigkeitsbewertung werden folgende Gewichtskriterien unterschieden:

- Gesamtgewicht (G)
- Gewichte der Einzelachsen (EA)
- Gewichte der Achsgruppe (AG)
- Gewichte der Achsen einer Gruppe (AeG)

Da für die Versuche nur ein bzw. zwei Fahrzeuge eingesetzt wurden, die bei gleicher Geschwindigkeit, unverändertem Gewicht und gleicher seitlicher Position die Messeinrichtung überfuhren, werden die Versuche in die Klasse „r1 – Volle Wiederholbarkeit“ der Testbedingungen eingestuft. Aufgrund des kurzen Zeitraums von wenigen Stunden eines Tages bei gleich bleibenden Temperatur-, Klima- und Umweltbedingungen erfolgt eine Einordnung in die Klasse „I – Umweltbezogene Wiederholbarkeit“ zur Berücksichtigung der Umweltbedingungen.

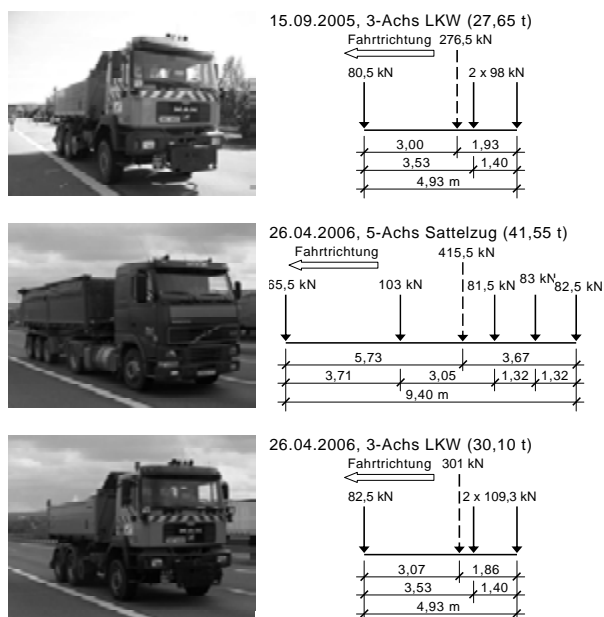


Bild 3.18: Belastungsfahrzeuge zur Genauigkeitsbewertung, 2006

Datum	Uhrzeit	Fahrzeug	Fahrten
[-]	[-]	[-]	[-]
15.09.2005	13:15 - 15:15 Uhr	3-Achs LKW (27,65 t)	10
26.04.2006	11:00 - 14:15 Uhr	5-Achs Sattelzug (41,55 t)	10
	13:45 - 16:00 Uhr	3-Achs LKW (30,10 t)	10

Tab. 3.2: Prüffahrten zur Genauigkeitsbewertung

Kriterium	n	m	s	π_0	δ	π_{\min}	δ_{\min}	π	Klasse	
	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[-]	
1	G	10	-0,2	3,1	95,0	10	95,2	9,3	96,7	B(10)

Tab. 3.3: Genauigkeitsklassifikation der Anlage des Jahres 2005

Kriterium	n	m	s	π_0	δ	π_{\min}	δ_{\min}	π	Klasse	
	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[-]	
1	G	20	0,0	1,7	97,2	5	97,34	4,8	97,93	A(5)
2.1	EA	30	2,0	5,5	97,9	20	97,94	16,2	99,60	C(15)
2.2	AG	20	-1,1	3,8	97,2	13	97,26	11,3	98,92	B(10)
2.3	AeG	50	-1,7	4,9	98,2	20	98,41	14,1	99,94	B(10)

Tab. 3.4: Genauigkeitsklassifikation der Anlage des Jahres 2006

Die erzielte Genauigkeitsklasse des Systems aus dem Jahre 2005 einschließlich der maßgeblichen Größen zur Bewertung gemäß der COST323-Empfehlungen geht aus Tabelle 3.3 hervor. Für die Fahrzeuggesamtgewichte wird die Genauigkeitsklasse B(10) erhalten. Nach den COST323-Empfehlungen weisen Gewichte der Klasse B(10) hohe Genauigkeit auf und können zur Planung zukünftiger oder Bewertung bestehender Bauwerke verwendet werden. Im Sinne der Strafverfolgung überladener Fahrzeuge kann ein derartiges System die effiziente Vorauswahl überladener Fahrzeuge unterstützen.

Die Genauigkeitsklassen der unterschiedlichen Kriterien für das System des Jahres 2006 sind in Tabelle 3.4 zusammengestellt. Für die „Gesamtgewichte“ wird die Klasse A(5) erzielt, welche eine sehr hohe Genauigkeit der Ergebnisse darstellt: Gewichte dieser Klasse weisen nach den COST323-Empfehlungen eine derartige Genauigkeit auf, dass sie zur unmittelbaren Strafverfolgung angewendet werden könnten. Für das Kriterium „Gewichte der Einzelachsen“ wird die Genauigkeitsklasse C(15) erreicht. Das minimale Vertrauensintervall δ_{\min} ergibt sich hierbei zu 16,2 %. Die Genauigkeitsklasse C(15) fordert ein δ_{\min} kleiner 20 %. Zur Einordnung in die nächst bessere Klasse B(10) wäre ein δ_{\min} kleiner 15 % erforderlich (s. Tabelle 2.3). Die Genauigkeit der Achslasten weist demnach eine Tendenz zur Klasse B(10) auf. Gewichte, welche der Klasse C(15) zugeordnet sind, können unter anderem für statistische Untersuchungen und Ermüdungsbetrachtungen herangezogen werden. Für die Kriterien „Gewichte der Achsgruppe“ und „Achsen einer Gruppe“ wird die Genauigkeitsklasse B(10) erhalten.

Die offensichtlich höhere Genauigkeit der Anlage im Jahre 2006 (Bild 3.19) im Vergleich zu 2005 ist

auf Verbesserungen im Ansatz der Messdatenanalyse zurückzuführen. Im Unterschied zur Auswertung des Signals eines einzelnen Sensors in 2005 basiert die Messdatenanalyse in 2006 auf der Auswertung der Aufzeichnung zweier Sensoren. In der Folge ging die Auswertung der Messung in 2006 mit einem bedeutend höheren rechnerischen Aufwand einher. Die Genauigkeit der Ergebnisse konnte jedoch signifikant verbessert werden.

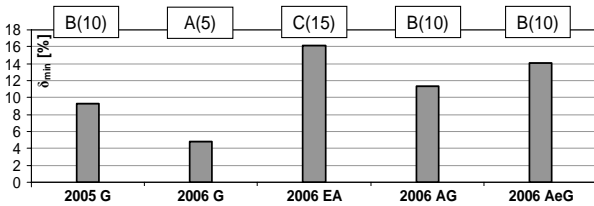


Bild 3.19: Erzielte Genauigkeitsklassen

3.4 Ergebnisse der Messdatenanalyse

3.4.1 Silhouettenzählungen

Am Bauwerk wurden wiederholt Silhouettenzählungen durchgeführt. Die Erhebungen wurden in den Jahren 2005 und 2006 an ausgewählten Wochentagen in der Zeit zwischen 11:00 Uhr und 16:30 Uhr vorgenommen. Zu dieser Tageszeit weist die Brohltalbrücke einen vergleichsweise hohen Schwerlastverkehr auf. Bild 3.20 zeigt die Ergebnisse der Silhouettenzählungen für 20 Fahrzeugtypen über insgesamt 12 Stunden bei 5540 beobachteten Fahrzeugen. Der Schwerlastverkehr fand mit 99,6 % auf der rechten Spur („LKW-Spur“)

statt. Ein sehr geringer Anteil von 0,4 % der klassifizierten Fahrzeuge fuhr auf der linken Spur („Überholspur“).

Das mit Abstand am häufigsten angetroffene Fahrzeug war der 5-achsige Sattelzug mit 2 Achsen im Bereich der Zugmaschine und 3 Achsen im Bereich des Aufliegers (Typ S2-3, Häufigkeit $p_{Sh} = 60\%$). Zweithäufigste Silhouette mit 12 % stellte der 5-achsige Hängerzug des Typs H3-2 dar. Der Lastkraftwagen LKW2 wurde in 10 %, der Hängerzug H2-2 in 7 % der Fälle angetroffen.

Fahrzeuge des Güterfernverkehrs sind teilweise mit Liftachsen ausgerüstet, die bei einer Leerfahrt zur Schonung von Bremsbelägen und Bereifung angehoben werden können. Bezogen auf das beobachtete Verkehrsaufkommen (5540 Fahrzeuge) hoben $\sum p_{Sh} = 14\%$ der klassierten Fahrzeuge (Bild 3.20) mindestens eine Achse an. Hierbei wurde die Silhouette S2-3 des 5-achsigen Sattelzuges mit angehobenen Achsen mit einer Häufigkeit $p_{Sh} = 10\%$ beobachtet. Bezogen auf die Gesamtanzahl der erfassten 5-achsigen Sattelzüge des Typs S2-3 wurden mit einer Häufigkeit p_{La} von 16 % Achsen angehoben; demnach fand rund jede 6. Fahrt dieses Fahrzeugtyps mit angehobener Achse statt. Beim 5-achsigen Hängerzug des Typs H3-2 fuhr sogar jedes 5. Fahrzeug ($p_{La} = 21\%$) mit gelifteter Achse. Die Silhouette des Sattelzuges S2-4 ist zwar wenig repräsentativ für das Verkehrsaufkommen; bei diesem Fahrzeug wurde jedoch mehr als die Hälfte ($p_{La} = 53\%$) der beobachteten Fahrten mit angehobenen Achsen durchgeführt.

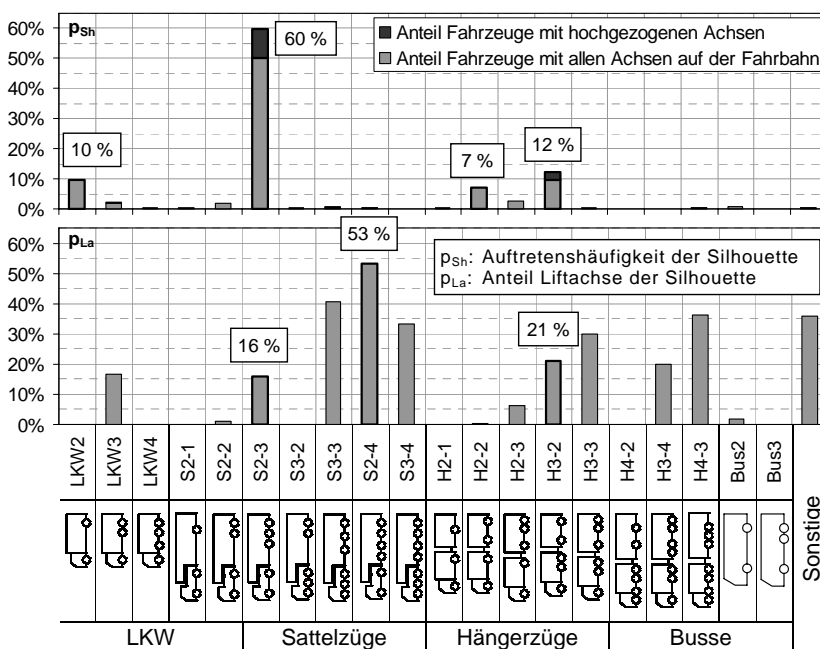


Bild 3.20: Ergebnisse der Silhouettenzählungen (12 Stunden, 5540 Fahrzeuge total)

3.4.2 Fahrzeuge nach Anzahl Achsen

Messungen des Jahres 2006 wurden im Rahmen der automatisierten Datenauswertung hinsichtlich der Gesamtgewichte, Achslasten und Achskonfigurationen der Fahrzeuge analysiert. Bild 3.21 gibt eine Übersicht über die Häufigkeiten p_{FZ} der identifizierten Fahrzeuge nach Anzahl Achsen n_A auf der Fahrbahn für den Zeitraum von 01.02.2006 00:00:00 Uhr bis 31.05.2006 24:00:00 Uhr (4 Monate bzw. 2880 Stunden) wieder. Die Ergebnisse beinhalten auch die Wochenenden bzw. Feiertage innerhalb dieses Zeitraums. Insgesamt wurden $n_{FZ} = 775401$ Fahrzeuge mit mindestens zwei Ach-

sen auf der Fahrbahn festgestellt. Aufgrund der überragenden Bedeutung des 5-achsigen Sattelzugs mit zwei Achsen im Bereich der Zugmaschine und drei Achsen im Bereich des Aufliegers (Typ S2-3, s. Bild 3.20) für den Schwerlastverkehr wurde dieses Fahrzeug klassifiziert.

Das Verkehrsbild der Fahrzeuge nach Achszahl ist den Bildern 3.22 und 3.23 zu entnehmen. Das höchste Verkehrsaufkommen wurde mit gemittelt 346 Fahrzeugen (FZ) je Stunde (h) und 352 FZ/h in der Zeit von 7 Uhr bis 9 Uhr bzw. zwischen 16 Uhr und 17 Uhr beobachtet. 5-achsige Sattelzüge des Typs S2-3 traten zu diesen Zeiten mit gemittelt 149 FZ/h und 158 FZ/h auf (Bild 3.22). Der Anteil der 5-achsigen Sattelzüge des Typs S2-3 am gesamten Verkehrsaufkommen betrug hierbei gemittelt 43 % bzw. 45 %. Der höchste Anteil 5-achsiger Sattelzüge S2-3 wurde mit 50 % zwischen 20 Uhr und 21 Uhr festgestellt (Bild 3.23) – allerdings bei einem verminderten Gesamtverkehrsaufkommen von 234 FZ/h (Bild 3.22).

Die durchschnittliche Anzahl Fahrzeuge je Stunde nach Achszahl geht zusammenfassend aus Bild 3.24 hervor. Hiernach wurden im Durchschnitt 269 FZ/h beobachtet. Der 5-achsige Sattelzug S2-3 wurde mit 117 FZ/h festgestellt – dies entspricht einem Anteil von 43,5 % bezogen auf das gesamte Verkehrsaufkommen.

Zur Bewertung dieser Ergebnisse im Vergleich zu denen der Silhouettenzählungen ist zu beachten, dass angehobene Liftachsen messtechnisch nicht erfassbar sind. Im Rahmen der automatisierten Analyse können die Fahrzeuge daher nur nach Anzahl Achsen auf der Fahrbahn festgestellt werden.

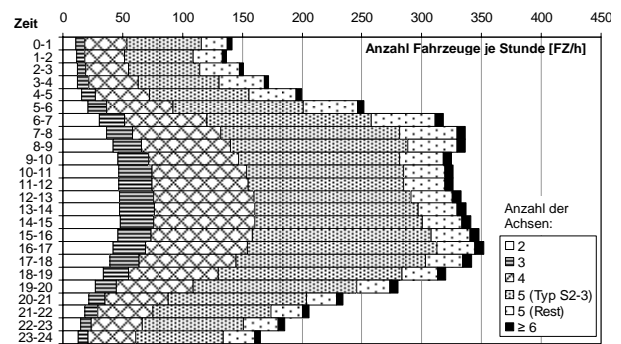


Bild 3.22: Verkehrsbild (absolut): Fahrzeuge je Stunde [FZ/h] nach Achszahl und Tageszeit (> 17 Wochen in 2006, 775401 Fahrzeuge total)

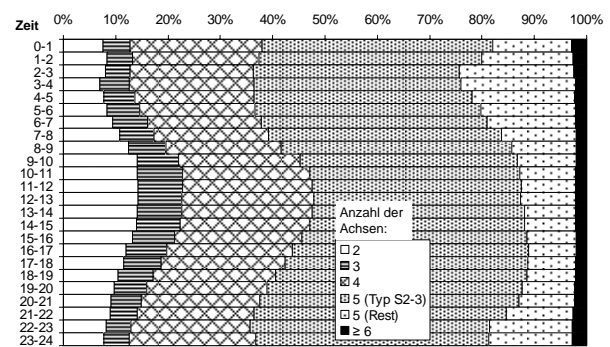


Bild 3.23: Verkehrsbild (relativ): Fahrzeuge je Stunde [FZ/h] nach Achszahl und Tageszeit (> 17 Wochen in 2006, 775401 Fahrzeuge total); vgl. Bild 3.22

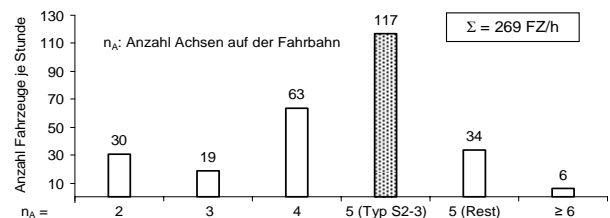


Bild 3.24: Durchschnittliche Anzahl Fahrzeuge je Stunde [FZ/h] nach Achszahl (> 17 Wochen in 2006, 775401 Fahrzeuge total)

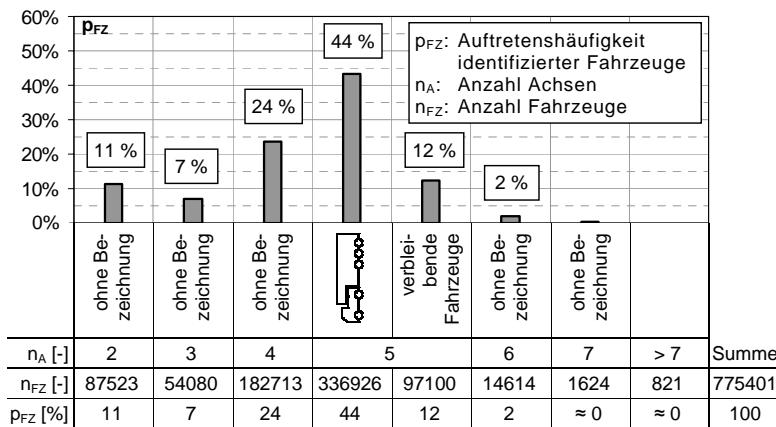


Bild 3.21: Fahrzeuge nach Achszahl (> 17 Wochen in 2006, 775401 Fahrzeuge total mit $n_A \geq 2$ Achsen)

3.4.3 Verkehrslastbeanspruchung

Die Ergebnisse der Datenanalyse der Messungen 2005 und 2006 werden zur Beurteilung der Verkehrslastbeanspruchung getrennt nach 10 ausgewählten Wochen ohne Wochenenden 2005 und 52 vollständigen Wochen 2005 und 2006 zusammengestellt.

10 ausgewählte Wochen ohne Wochenenden 2005; 0,4 Mio. Fahrzeuge:

Die Ergebnisse der Auswertung je einer Woche der Monate März bis einschließlich Dezember des Jahres

2005 wurden zusammengefasst und ausschließlich reguläre Werktage (Wochen ohne Wochenenden) untersucht. Die einzelnen Wochen wurden derart gewählt, dass darin keine Feiertage enthalten waren. Die Ergebnisse basieren auf der Auswertung von insgesamt 10 Wochen (1200 h) Messdaten und 412868 identifizierten Fahrzeugen. Aufgrund dieses Umfangs können die gewonnenen Verkehrsdaten als repräsentativ angesehen und mit den Ergebnissen von 1984 (s. Bilder 3.2 und 3.3) verglichen werden. Bild 3.25 zeigt die Häufigkeitsverteilung der Gesamtgewichte, basierend auf 412868 identifizierten Fahrzeugen. Fahrzeuge der Gewichtsklasse 15 t bis 20 t traten mit einer Häufigkeit von 17 % auf. Dieser Gewichtsklasse sind Lastkraftwagen sowie Sattel- und Hängerzüge zuzuweisen, die Leerfahrten ausführen. Die Gewichtsklasse 35 t bis 40 t wurde mit einer Häufigkeit von 14 % festgestellt. Diese Klasse umfasst beladene Sattel- und Hängerzüge. Fahrzeuge mit $G > 40$ t wurden mit einer Häufigkeit von 14 % beobachtet.

In den Bildern 3.26 und 3.27 ist zum Vergleich mit den Ergebnissen 1984 (s. Bilder 3.2 und 3.3) die Verkehrslastbeanspruchung 2005 für die 50 betrachteten Werktage infolge von Fahrzeugen mit $G \geq 12$ t dargestellt. Die Häufigkeit des Auftretens von Fahrzeugen mit einem Gesamtgewicht $G \geq 30$ t betrug etwa 43 % bezogen auf das gesamte Fahrzeugaufkommen. Es wurde ein Durchschnitt von 320 FZ/h über den ausgewerteten Zeitraum – ohne Wochenenden – festgestellt.

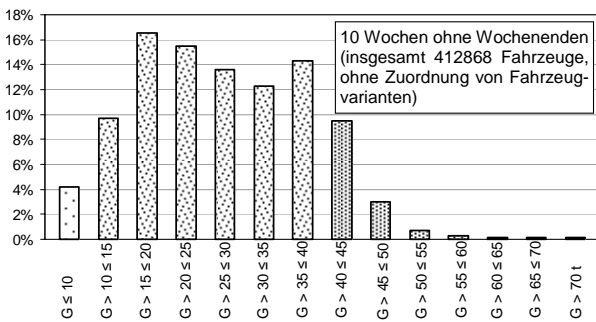


Bild 3.25: Häufigkeitsverteilungen der Gesamtgewichte G

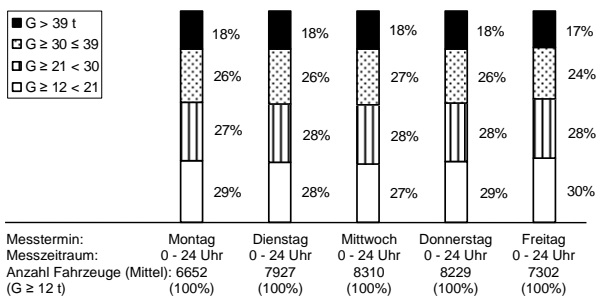


Bild 3.26: Verkehrslastbeanspruchung in 2005 (vgl. Bild 3.2) (10 Wochen ohne Wochenenden, 384192 Fahrzeuge total mit $G \geq 12$ t)

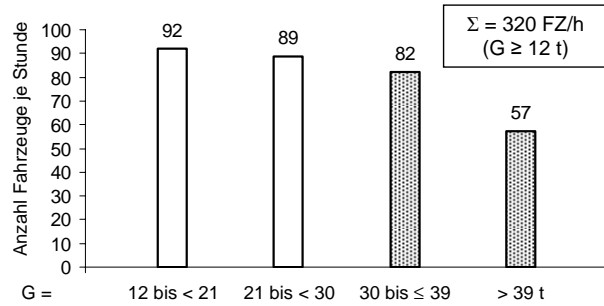


Bild 3.27: Durchschnittliches Verkehrsaufkommen in 2005 (vgl. Bild 3.3) (10 Wochen ohne Wochenenden, 384192 Fahrzeuge total mit $G \geq 12$ t)

52 vollständige Wochen 2005 und 2006; 2,3 Mio. Fahrzeuge:

Sowohl die Messungen 2005 als auch die in 2006 wurden hinsichtlich der Gesamtgewichte der Fahrzeuge analysiert (s. Tabelle 3.1). Insgesamt wurden Messungen über 35 Wochen des Jahres 2005 (5880 h) und über 4 Monate des Jahres 2006 (2880 h) ausgewertet. Die erhaltenen Ergebnisse wurden zusammengefasst und beruhen somit auf 8760 h (= 5880 + 2880 h) Messdauer. Im Unterschied zu den untersuchten 10 ausgewählten Wochen des Jahres 2005 wurden keine besonderen Anforderungen gestellt: Die den Ergebnissen zugrunde liegenden Messungen fanden kontinuierlich statt und umfassten Werktage, Wochenenden, Feiertage, Ferien- und Urlaubszeiten. In den Messdaten des Jahres 2005 wurden 1553490 Fahrzeuge identifiziert; 2006 wurden 775401 Fahrzeuge festgestellt. Demnach basieren die gewonnenen Verkehrsdaten auf der Auswertung von mehr als 52 Wochen mit über 2,3 Mio. identifizierten Fahrzeugen. Die Bilder 3.28 und 3.29 fassen das absolute und relative Verkehrsaufkommen nach Gesamtgewicht und Tageszeit zusammen. Verkehrsspitzen wurden mit gemittelt 328 Fahrzeugen (FZ) je Stunde (h) und gemittelt 339 FZ/h im Zeitraum von 6 Uhr bis 9 Uhr bzw. 15 Uhr bis 17 Uhr festgestellt. Im Mittel fahren zu diesen Zeiten 143 FZ/h und 127 FZ/h mit einem Gesamtgewicht größer 30 t über das Bauwerk (Bild 3.28). Die Anteile der Fahrzeuge mit $G \geq 30$ t am gesamten Verkehrsaufkommen für die Zeiträume ergeben sich dementsprechend zu gemittelt 44 % und 38 % (Bild 3.29). Die relative Verkehrslastbeanspruchung lässt erkennen, dass Fahrzeuge hohen Gesamtgewichts > 40 t in den frühen Morgenstunden zwischen 4 Uhr und 7 Uhr mit einer erhöhten Häufigkeit von ca. 16 % auftraten. Ein ebenfalls hoher Anteil dieser Fahrzeuge war für die Abendstunden zwischen 19 Uhr und 22 Uhr festzustellen.

Bild 3.30 fasst das beobachtete Verkehrsaufkommen nach durchschnittlicher Anzahl der Fahrzeuge je Stunde zusammen. Im Unterschied zu den Er-

gebissen der Auswertung der 10 ausgewählten Wochen 2005 beinhalten diese Ergebnisse auch den Verkehr an Wochenenden, Feiertagen, Ferien- und Urlaubszeiten des untersuchten Zeitraums. Fahrzeuge mit $G \geq 30$ t traten mit einer Häufigkeit von 39 % auf. Insgesamt wurde ein Durchschnitt von 267 FZ/h festgestellt.

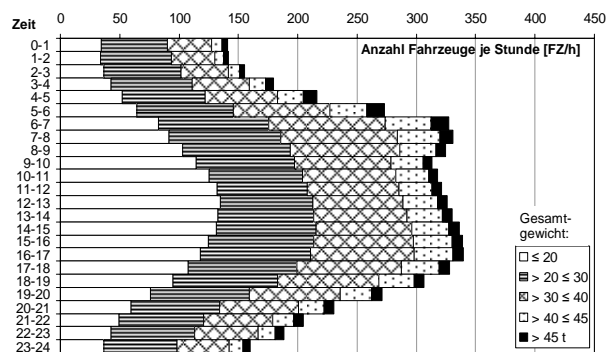


Bild 3.28: Verkehrsaufkommen – absolut (> 52 Wo. in 2005/2006, > 2,3 Mio. FZ)

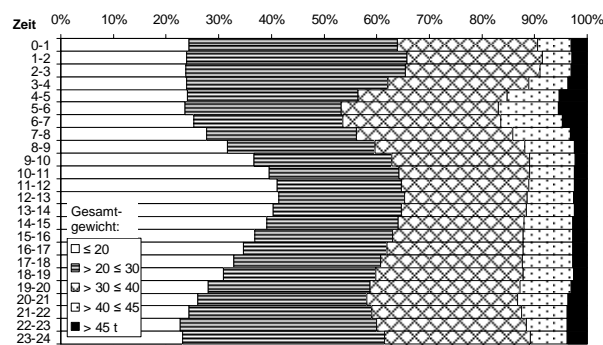


Bild 3.29: Verkehrsaufkommen – relativ (> 52 Wo. in 2005/2006, > 2,3 Mio. FZ); vgl. Bild 3.28

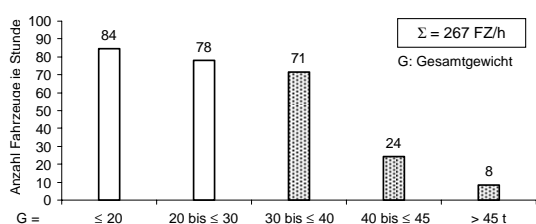


Bild 3.30: Durchschnittliche Anzahl Fahrzeuge je Stunde [FZ/h] nach Gesamtgewicht (> 52 Wochen in 2005 & 2006 und > 2,3 Mio. Fahrzeugen)

3.4.4 5-achsiger Sattelzug

Der 5-achsige Sattelzug mit zwei Achsen im Bereich der Zugmaschine und drei Achsen im Bereich des Aufliegers (Typ S2-3, s. Bild 3.20) beschreibt mit 60 % die mit Abstand am häufigsten angetroffene Silhouette. Aufgrund der hohen Bedeutung des Fahrzeugs für das Verkehrsaufkommen werden im Folgenden Detailergebnisse für den Sattelzug S2-3 erörtert.

Die Bilder 3.31 und 3.32 enthalten Häufigkeitsverteilungen der Gesamtgewichte des Sattelzugs S2-3. Die dargelegten Ergebnisse basieren auf der Auswertung von Messungen, welche mit Videoaufzeichnung begleitet wurden.

In Bild 3.31 ist die Verteilung der Gesamtgewichte für die Silhouette des 5-achsigen Sattelzugs dargestellt. Die Zuordnung der Gesamtgewichte zur Silhouette erfolgte durch zusätzliche Auswertung des gewonnenen Videomaterials. Die Häufigkeiten beinhalten daher auch die Gesamtgewichte der Fahrten mit angehobenen Achsen. Konzentrationen der Häufigkeiten sind im Bereich der Leerfahrten mit Gesamtgewichten von 14 t bis 17 t und im Bereich beladener Fahrten mit Gesamtgewichten von 36 t bis 39 t festzustellen.

Bild 3.32 zeigt die Häufigkeitsverteilung der Gesamtgewichte, erhalten aus der rein automatisierten Auswertung der Messdaten, welche auch den Ergebnissen des Bildes 3.31 zugrunde liegen. Im Vergleich zu Bild 3.31 fehlen deshalb erhöhte Häufigkeiten für die Gesamtgewichte der Leerfahrten. Aufgrund angehobener Achsen sind in der automatisierten Messdatenanalyse unbeladene 5-achsige Sattelzüge der Gruppe der 4- oder gar 3-achsigen Fahrzeuge zugeordnet. Die Häufigkeiten der Gewichte verlagern sich entsprechend: Verminderte Häufigkeiten für geringe Gesamtgewichte gehen mit erhöhten Häufigkeiten hoher Gesamtgewichte einher (vgl. Bild 3.31).

Repräsentative Ergebnisse für den Sattelzug S2-3 aus der automatisierten Datenanalyse der Messungen vom 01.02.2006 00:00:00 Uhr bis 31.05.2006 24:00:00 Uhr (4 Monate bzw. 2880 Stunden) sind den Bildern 3.33 bis 3.42 zu entnehmen. Im betrachteten Zeitraum wurden 336926 5-achsige Sattelzüge identifiziert. Für den 5-achsigen Sattelzug wurde ein höchstes Gesamtgewicht von $G = 67,7$ t festgestellt. Die höchste beobachtete Achslast betrug $F_A = 17,3$ t.

Die Bilder 3.33 bis 3.36 zeigen die Häufigkeitsverteilungen für das Gesamtgewicht und die Achslasten des 5-achsigen Sattelzugs. In der Tendenz wurden ähnliche Gesamtgewichte und Achslasten wie anlässlich der Messungen „Achslastdaten 1998“ (BAST, 1998) festgestellt.

Die Bilder 3.37 bis 3.39 enthalten Zusammenhänge zwischen Achslasten und Gesamtgewichten. Zur Abschätzung einer Achslast bei gegebenem Gesamtgewicht wurde auf Basis der vorhandenen Korrelation der beiden Größen eine lineare Regression vorgenommen.

Verwendete Ziffern der Bilder 3.37 bis 3.39:

- Ziffer 1: 44 t-Fahrzeugkombination nach Bild 1.3
- Ziffer 2: Fahrzeug des Ermüdungslastmodells 4/3 nach Bild 5.9
- Ziffer 3: Fahrzeug des Ermüdungslastmodells 2/3 nach Bild 5.7

Die Bilder 3.40 bis 3.42 stellen Häufigkeitsverteilungen der Achsabstände dar. Hierzu vergleichbare Verteilungen wurden auch im Rahmen der Messungen „Achslastdaten 1998“ (BAST, 1998) beobachtet.

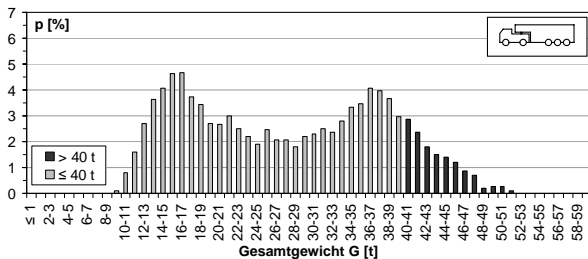


Bild 3.31: Häufigkeitsverteilung der Gesamtgewichte – 5-achsige Sattelzüge einschließlich angehobener Achsen (Kontrolle: Videoauswertung)

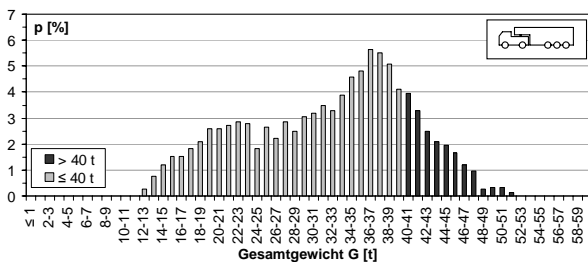


Bild 3.32: Häufigkeitsverteilung der Gesamtgewichte – 5-achsige Sattelzüge mit 5 Achsen auf der Fahrbahn (wie Bild 3.31, jedoch rein automatisierte Auswertung)

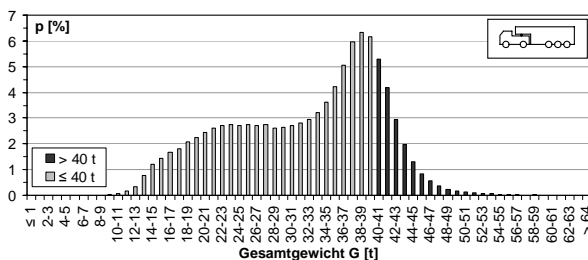


Bild 3.33: Häufigkeitsverteilung der Gesamtgewichte

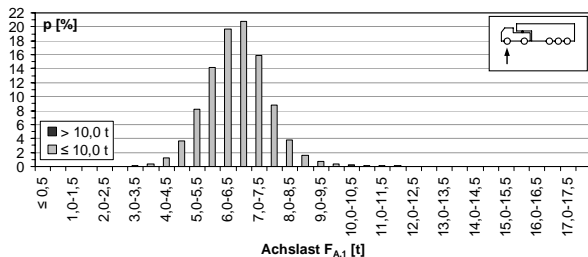


Bild 3.34: Häufigkeitsverteilung der Achslast der 1. Achse

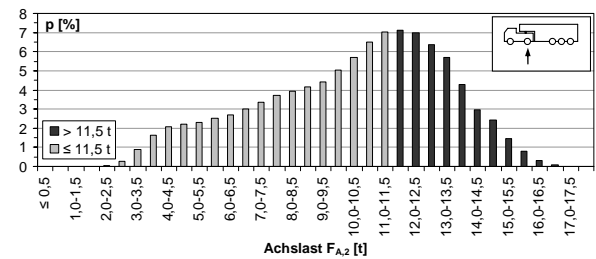


Bild 3.35: Häufigkeitsverteilung der Achslast der 2. Achse

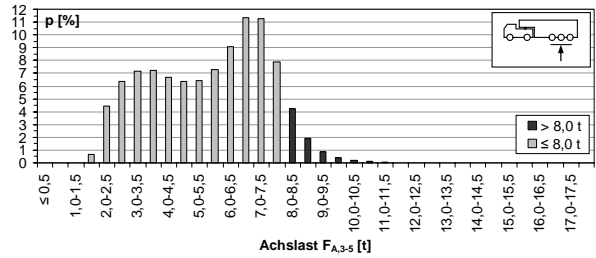


Bild 3.36: Häufigkeitsverteilung der mittleren Achslast der Tripelachse

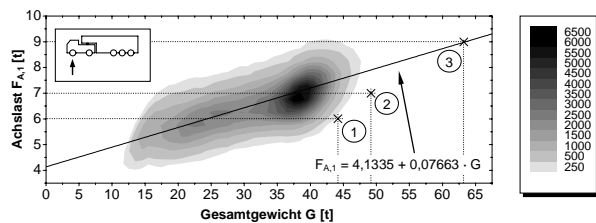


Bild 3.37: Achslast der 1. Achse in Abhängigkeit vom Gesamtgewicht

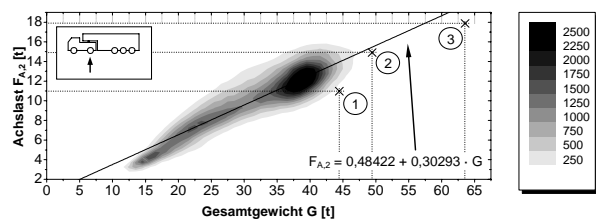


Bild 3.38: Achslast der 2. Achse in Abhängigkeit vom Gesamtgewicht

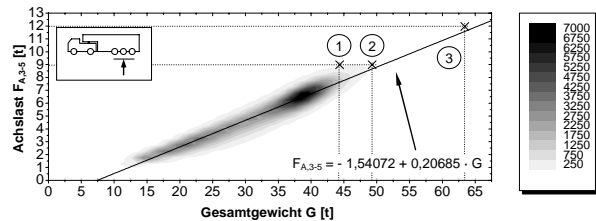


Bild 3.39: Mittlere Achslast der Tripelachse in Abhängigkeit vom Gesamtgewicht

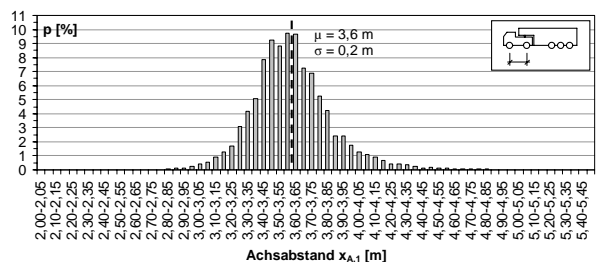


Bild 3.40: Häufigkeitsverteilung des Achsabstands der 1. zur 2. Achse

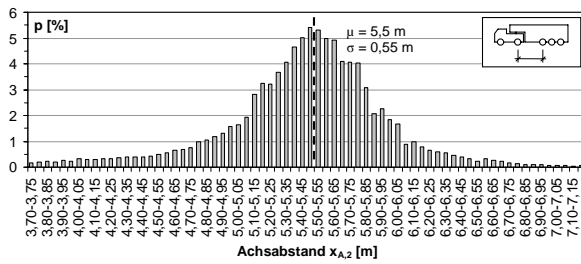


Bild 3.41: Häufigkeitsverteilung des Achsabstands der 2. zur 3. Achse

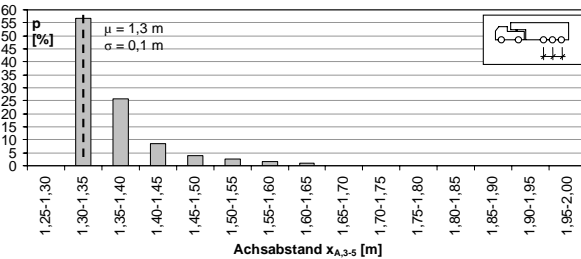


Bild 3.42: Häufigkeitsverteilung des Achsabstands der Achsen der Tripelachse

3.4.5 Schwertransporte

Insgesamt wurden in der Datenanalyse von 35 Wochen Messung in 2005 und 4 Monaten Messung in 2006 (8760 h, s. auch Abschnitt 3.4.3) 495 einzelgenehmigte Schwertransporte mit einem Gesamtgewicht $G \geq 100$ t erfasst. Dies entspricht 1,36 Fahrzeugen je Tag. Bild 3.43 zeigt beispielhaft einen Auszug aus dem Messprotokoll einschließlich der Ergebnisse der Messdatenanalyse. Von den fünf gezeigten Fahrzeugen stellen zwei Fahrzeuge Schwertransporte dar, die im Abstand von 18 s am 23.06.2005 gegen 22:13 Uhr nacheinander über die Brohltalbrücke fahren. Die in Bild 3.43 ebenfalls angegebenen Spannstahlspannungsänderungen $\Delta\sigma_p$ fallen niedrig aus, da die Temperaturbeanspruchung der Überbauten nachts gering ist ($\Delta T \approx 0$ K).

In Tabelle 3.5 sind die im betrachteten Zeitraum identifizierten 20 Schwertransporte höchsten Gesamtgewichts zusammengestellt. Der Spitzenwert betrug $G_{max} = 228$ t.

Tabelle 3.6 enthält Schwertransporte, welche in geringem Abstand x zueinander über das Bauwerk fahren. Die Abstände beziehen sich jeweils auf die Schwerlage der Fahrzeuge – Fahrzeuglängen sind nicht berücksichtigt.

Bild 3.44 zeigt die Häufigkeiten der ermittelten Gesamtgewichte in Abhängigkeit von der Tageszeit. Im untersuchten Zeitraum fanden 22 % der Fahrten tagsüber in der Zeit von 6 Uhr bis 22 Uhr statt. Hiervon entfallen 6 % auf den Zeitraum von 6 Uhr bis 19 Uhr und 16 % auf 19 Uhr bis 22 Uhr.

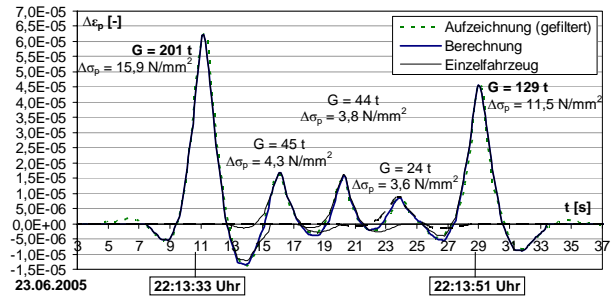


Bild 3.43: Identifizierte Schwertransporte ($G \geq 100$ t)

	Datum und Uhrzeit	G [t]
1	11.05.2006 23:00:36	151
2	05.07.2005 22:08:25	152
3	11.10.2005 11:54:49	152
4	12.12.2005 21:32:18	152
5	26.04.2005 06:00:58	152
6	12.12.2005 21:32:09	153
7	02.06.2005 01:54:51	155
8	11.08.2005 03:12:01	156
9	05.10.2005 00:03:30	158
10	30.08.2005 20:56:58	162

	Datum und Uhrzeit	G [t]
11	29.11.2005 02:13:16	163
12	17.05.2006 23:36:56	167
13	25.10.2005 01:56:26	168
14	20.04.2006 20:57:07	169
15	29.07.2005 00:56:19	170
16	17.03.2005 01:46:30	186
17	23.06.2005 22:13:33	201
18	17.05.2006 00:29:47	204
19	27.07.2005 21:53:20	216
20	20.04.2006 22:51:32	228

Tab. 3.5: Schwertransporte ($G \geq 100$ t) höchsten Gesamtgewichts

	Datum und Uhrzeit	G [t]	x [m]
1	29.04.2005 02:55:03	111	
	29.04.2005 02:55:07	111	94
2	05.07.2005 02:34:16	116	
	05.07.2005 02:34:18	100	44
3	26.07.2005 20:28:13	116	
	26.07.2005 20:28:18	112	90
4	05.09.2005 22:45:24	119	
	05.09.2005 22:45:28	116	76
5	27.09.2005 21:35:18	110	
	27.09.2005 21:35:22	127	86

	Datum und Uhrzeit	G [t]	x [m]
6	12.10.2005 00:33:09	111	
	12.10.2005 00:33:12	102	59
7	27.10.2005 05:01:14	100	
	27.10.2005 05:01:19	103	96
8	11.11.2005 01:39:07	104	
	11.11.2005 01:39:11	105	82
	11.11.2005 01:39:13	104	40
9	13.12.2005 00:24:05	126	
	13.12.2005 00:24:08	109	62

Tab. 3.6: Schwertransporte ($G \geq 100$ t) in geringem Abstand ($x \leq 100$ m)

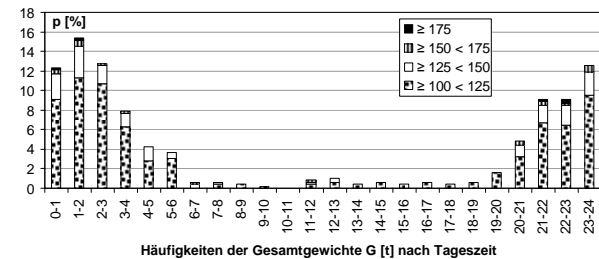


Bild 3.44: Verkehrslastbeanspruchung infolge von Schwertransporten ($G \geq 100$ t)

3.4.6 Spannstahlspannungsänderungen

Die an der Brohltalbrücke erfassten Spannstahlspannungsänderungen $\Delta\sigma_p$ infolge der Verkehrsbelastung waren vergleichsweise gering, da die Sensoren in ungerissenen Querschnittsbereichen angebracht waren. Für den 5-achsigen Sattelzug des höchsten Gesamtgewichts mit $G = 67,7$ t ergab sich eine Spannstahlspannungsänderung von $\Delta\sigma_{p,2} = 6,7$ N/mm². Infolge des Schwertransportes höchsten Gesamtgewichts ($G = 228$ t) wurde eine Spannungsänderung von $\Delta\sigma_{p,2} = 14,1$ N/mm² geweckt.

3.4.7 Temperaturbeanspruchung

Bild 3.45 enthält einen Auszug aus dem Messprotokoll mit Temperaturmessungen über 7 Tage vom 12.07.2005 bis 19.07.2005. Für die gezeigte Sommerwoche ist festzustellen, dass sich die maximale Außenlufttemperatur (T_a) zwischen 15 Uhr und 17 Uhr einstellte. Die maximalen Betontemperaturen ($T_{co,1}$, $T_{cu,1}$) folgten etwa 4 Stunden später in der Zeit von 19 Uhr bis 21 Uhr. Die minimale Außenlufttemperatur wurde zwischen 4 Uhr und 6 Uhr aufgezeichnet. Die minimalen Betontemperaturen stellen sich etwa 3 Stunden später in der Zeit von 7 Uhr bis 9 Uhr ein.

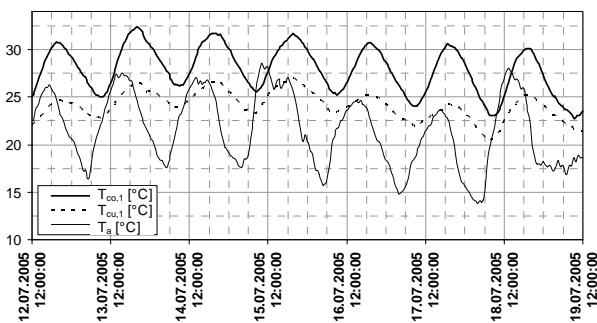


Bild 3.45: Temperaturmessungen $T_{co,1}$, $T_{cu,1}$ und T_a

Für die betrachtete Woche zeigt Bild 3.46 die Entwicklung des vertikalen linearen Temperaturgradienten ΔT . Der maximale Temperaturgradient ($\Delta T_{max} = 7,7$ K) stellte sich am 17.07.2005 gegen 18:30 Uhr ein.

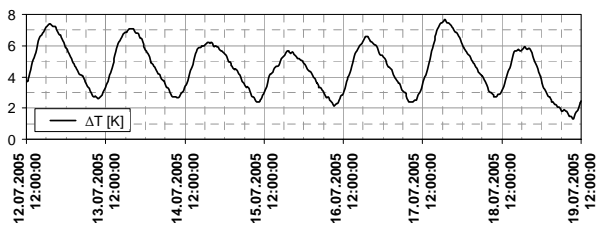


Bild 3.46: Vertikaler linearer Temperaturgradient ΔT

3.4.8 Ermüdungsbeanspruchung

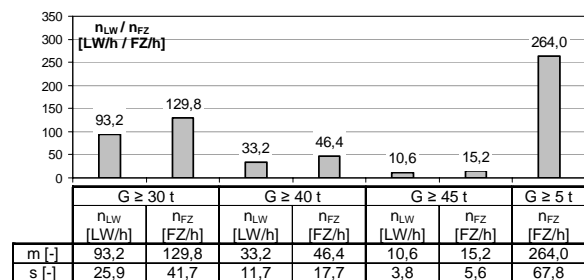
Im Folgenden werden die Ergebnisse der automatisierten Messdatenanalyse hinsichtlich Ermüdungsbeanspruchung vorgestellt. Die Ergebnisse basieren auf der Auswertung der Messungen des Jahres 2005. Insgesamt wurden 35 repräsentative Wochen (5880 h) untersucht. In diesem Zeitraum wurden 1553490 Fahrzeuge identifiziert.

Die Bilder 3.47 und 3.48 fassen die gewonnenen Ergebnisse nach Mittelwert m und Standardabweichung s zusammen. Fahrzeuge eines Gesamtgewichts $G \geq 30$ t bezweckten im Durchschnitt über den betrachteten Zeitraum 93,2 ermüdungsrelevante Lastwechsel (LW) je Stunde (h). Diese Last-

wechsel wurden durch 129,8 Fahrzeuge (FZ) mit $G \geq 30$ t je Stunde hervorgerufen. Insgesamt beteiligten sich 264 FZ/h an Lastwechseln (Bild 3.47). Bezogen auf die Anzahl der Fahrzeuge mit einem Gesamtgewicht ≥ 30 t wurden in 73,4 % der Fälle Lastwechsel verursacht, dies bei einem Verhältnis ermüdungsrelevanter Lastwechsel zum Gesamtverkehrsaufkommen von 35,2 % (Bild 3.48). Demnach stellte jedes 2,8te Fahrzeug ein ermüdungsrelevantes Fahrzeug mit $G \geq 30$ t dar. Eine ähnliche Interpretation der gezeigten Ergebnisse für Fahrzeuge mit Gesamtgewichten ≥ 40 t bzw. ≥ 45 t lässt schlussfolgern, dass sich jedes 8,2te bzw. 25ste Fahrzeug ermüdungsrelevant äußerte. Für die drei Kategorien der Gesamtgewichte ≥ 30 t, 40 t und 45 t kann festgestellt werden, dass etwa 72 % der jeweils der Gewichtsklasse entsprechenden Fahrzeuge ermüdungsrelevante Lastwechsel hervorriefen (Bild 3.48).

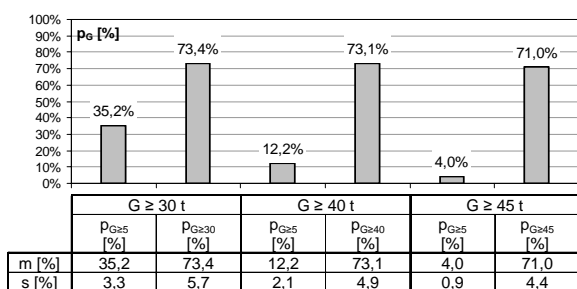
Bild 3.49 zeigt die Anzahl ermüdungsrelevanter Lastwechsel infolge von Fahrzeugen mit einem Gesamtgewicht $G \geq 30$ t in Abhängigkeit von der Tageszeit. Zum Vergleich mit dem jeweiligen Gesamtverkehrsaufkommen ist auch die Anzahl Fahrzeuge nach Tageszeit dargestellt. Sowohl in den frühen Morgenstunden als auch in den Nachmittagsstunden traten verstärkt ermüdungsrelevante Lastwechsel auf. Zwischen 5 Uhr und 8 Uhr wurden im Mittel 130,4 LW/h und zwischen 15 Uhr bis 18 Uhr 111,7 LW/h beobachtet. Dies entsprach 41 % bzw. 34,5 % des Gesamtverkehrsaufkommens an Fahrzeugen im jeweiligen Zeitraum.

Bild 3.50 enthält die Häufigkeitsverteilung der Abstände der Fahrzeuge mit $G \geq 30$ t. Hiernach folgte einem Fahrzeug dieser Gewichtsklasse in 7,7 % der Fälle ein Weiteres der Gewichtsklasse in einem Abstand zwischen 100 m und 150 m. Beide Fahrzeuge, die aufgrund ihres Gesamtgewichts ermüdungswirksame Beanspruchungen hervorriefen, durchfuhren somit die komplette Einflusslinie der Brohltalbrücke und wirkten in besonderem Maße ermüdungsrelevant.



m : Mittelwert, s : Standardabweichung, n_{LW} : Anzahl ermüdungsrelevanter Lastwechsel je Stunde, n_{FZ} : Anzahl Fahrzeuge je Stunde

Bild 3.47: Durchschnittliche Anzahl ermüdungsrelevanter Lastwechsel [LW/h] und durchschnittliche Anzahl Fahrzeuge [FZ/h] je Stunde



m: Mittelwert, s: Standardabweichung, P_{G≥X}: Anteil der ermüdungsrelevanten Lastwechsel bezogen auf die Anzahl der Fahrzeuge mit G ≥ X, mit X in t

Bild 3.48: Durchschnittlicher Anteil ermüdungsrelevanter Lastwechsel bezogen auf die Anzahl Fahrzeuge [%]

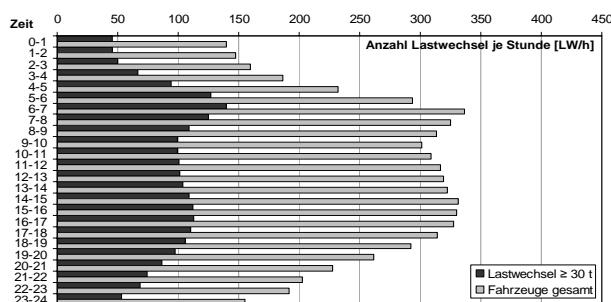


Bild 3.49: Anzahl ermüdungsrelevanter Lastwechsel für G ≥ 30 t nach Tageszeit

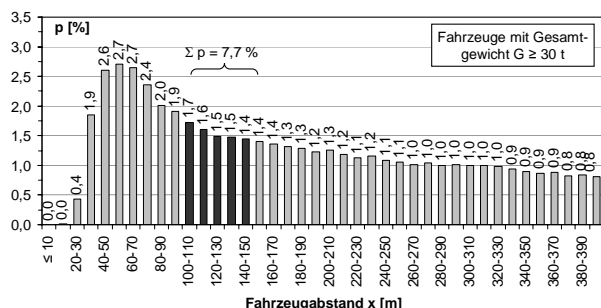


Bild 3.50: Häufigkeitsverteilung der Fahrzeugabstände der Fahrzeuge mit G ≥ 30 t

3.5 Diskussion der Ergebnisse

3.5.1 Vergleich mit 1984

Insgesamt ist ein gegenüber der Verkehrslastmessung von 1984 signifikant gestiegenes Verkehrsaufkommen bei einem deutlich höheren Anteil schwerer Fahrzeuge (G ≥ 30 t) festzustellen. Insbesondere die Konzentration der Fahrzeuge G > 39 t hat stark zugenommen. Ebenso hat sich die Verkehrszusammensetzung geändert: Der 5-achsige Sattelzug mit 2 Achsen im Bereich der Zugmaschine und 3 Achsen im Bereich des Aufliegers dominiert derzeit das Verkehrsbild.

Um einen adäquaten Vergleich der 2005/2006 gewonnenen Ergebnisse mit denen aus dem Jahre 1984 zu ermöglichen, wurden die Ergebnisse der automatisierten Messdatenanalyse je einer Woche der Monate März bis einschließlich Dezember

2005 zusammengefasst. Diese 10 Wochen enthalten ausschließlich reguläre Werktage und keine Wochenenden bzw. Feiertage (s. Abschnitt 3.4.3). Insgesamt wurden in der Messung 412868 Fahrzeuge identifiziert. Im Vergleich zu den Ergebnissen 1984 können die Schlussfolgerungen gezogen werden:

Verkehrsaufkommen (Bild 3.51):

Im Jahr 2005 wurden im Durchschnitt 320 Fahrzeuge (FZ) je Stunde (h) festgestellt, 1984 waren es 180 FZ/h mit G ≥ 12 t – ein Anstieg auf das 1,78-fache des Verkehrsaufkommens in 1984. Die Anzahl der Fahrzeuge mit einem Gesamtgewicht 30 t ≤ G ≤ 39 t je Stunde ist von 49 FZ/h auf 82 FZ/h und somit von 1984 bis 2005 um den Faktor 1,67 angestiegen. Fahrzeuge mit G > 39 t traten 1984 durchschnittlich 26-mal je Stunde auf, 2005 waren es 57 FZ/h. Das Verkehrsaufkommen dieser Fahrzeuge hat sich demnach mehr als verdoppelt (Faktor 2,19).

Verkehrsanteile (Bilder 3.2 und 3.26):

Die relativen Anteile der Gewichtsklassen unterscheiden sich für die Werktage Montag bis Freitag sowohl im Jahr 1984 als auch im Jahr 2005 nicht maßgeblich: Fahrzeuge mit einem Gesamtgewicht 30 t ≤ G ≤ 39 t beschrieben 1984 im Mittel 28 % des Verkehrsaufkommens. 2005 wurde für diese Gewichtsklasse ein leicht verringerter Anteil von gemittelt 26 % beobachtet. Der Anteil schwerer Fahrzeuge mit G > 39 t hat sich jedoch von im Mittel 14 % in 1984 auf 18 % in 2005 vergrößert.

Verkehrsbild (Bilder 3.4, 3.20 und 3.21):

Das Verkehrsbild 1984 war geprägt durch einen bedeutsamen Anteil von Lastkraftwagen (23 %), Sattelzügen (in Summe aller Fahrzeugvarianten: 31 %) und Hängerzügen (in Summe aller Fahrzeugvarianten: 43 %). In 2005/2006 ist die Dominanz des 5-achsigen Sattelzuges mit 2 Achsen der Zugmaschine und 3 des Aufliegers festzustellen: Dieses Fahrzeug beschreibt heute mit einem Anteil von 60 % (einschließlich der Leerfahrten) maßgeblich das Bild des Schwerlastverkehrs. Ein Anteil von 12 % entfiel auf Lastkraftwagen und 23 % des Verkehrsaufkommens auf Hängerzüge.

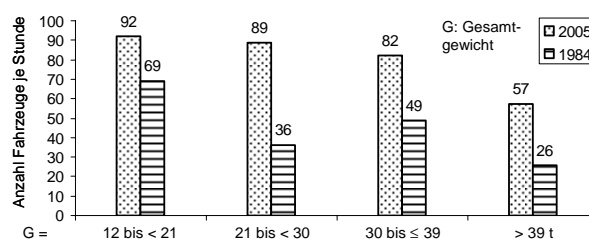


Bild 3.51: Durchschnittliches Verkehrsaufkommen in 1984 und 2005

3.5.2 Kontrollen

Zu Kontrollzwecken wurden wiederholt Videoaufzeichnungen in Kombination mit Silhouettenzählungen vorgenommen. Die Auswertung des Videomaterials erfolgte manuell. Die automatisierte Videoauswertung zur Erfassung der Silhouetten sämtlicher über das Bauwerk fahrender Fahrzeuge fällt in das Themengebiet der Mustererkennung und ist hochgradig komplex (ACHLER und TRIVEDI, 2004). Dieses Thema wird demnächst vom Institut für Massivbau in Angriff genommen werden. Mit Hilfe der durchgeführten manuellen Kontrollen konnten folgende zusätzliche Erkenntnisse gewonnen werden:

- Feststellung der tatsächlichen Auftretenshäufigkeiten einzelner Fahrzeugtypen
- Gezielte Zuweisung von Überladungen sowie Leerfahrten zu Fahrzeugtypen

Die Feststellung der tatsächlichen Auftretenshäufigkeiten einzelner Fahrzeugtypen ist zur Beurteilung ermittelter Häufigkeitsverteilungen der Gesamtgewichte sowie der Achslasten einzelner Fahrzeugvarianten von maßgebender Bedeutung. In der durchgeführten automatisierten Messdatenerfassung und -analyse wurden die Fahrzeuge nach der Anzahl der Achsen auf der Fahrbahn identifiziert. Der 5-achsige Sattelzug mit 2 Achsen im Bereich der Zugmaschine und 3 Achsen im Bereich des Aufliegers beschreibt mit 60 % die wesentliche Silhouette des Schwerlastverkehrs (Typ S2-3, s. Bild 3.20). Ein 5-achsiger Sattelzug, der Achsen anhebt, konnte in der automatisierten Auswertung dementsprechend nur als 4- oder gar 3-achsiges Fahrzeug identifiziert werden. Immerhin 16 % der Fahrten des S2-3 wurden mit mindestens einer angehobenen Achse im Rahmen der durchgeführten Silhouettenerhebungen beobachtet (s. Bild 3.20). Da vornehmlich Leerfahrten mit angehobenen Achsen ausgeführt werden, verlagern sich die Häufigkeiten der Gewichte einzelner Fahrzeugtypen in der automatisierten Auswertung von niedrigen hin zu hohen Gewichten (s. auch Bild 3.31 und 3.32). Dieser Zusammenhang ist in der Beurteilung der Häufigkeitsverteilungen der Gewichte einzelner Fahrzeugtypen zu berücksichtigen.

Die Zuordnung identifizierter, überladener Fahrzeuge zum Fahrzeugtyp wurde mit Hilfe der Auswertung einer die Messdatenerfassung und -analyse begleitenden Videoaufzeichnung ermöglicht. Silhouetten, welche mit geringer Häufigkeit auftreten (s. Bild 3.20), sind wenig repräsentativ für das Verkehrsaufkommen und daher praktisch nicht ermüdungsrelevant. Nichtsdestotrotz wurden eher

„nicht-häufige“ Silhouetten als teilweise überladen beobachtet, wie Autokrane, Reisebusse und Großraumtransporte. Die angesprochenen Autokrane waren sowohl im Gesamtgewicht als auch in den einzelnen Achsen überladen. Die Ursache der Überladungen ist wohl auf den Kranballast zurückzuführen: Statt den Ballast im gesonderten Anhänger zu transportieren, lag er noch auf dem Fahrzeug auf. Bei den überladenen Reisebussen handelte es sich um solche mit einer überladenen „zweiten“ Achse. Die Großraumtransporte zeigten Überschreitungen der zulässigen Achslasten: Diese Fahrzeuge verfügen in der Regel über Liftachsen; nach Anheben einzelner Achsen weisen die Fahrzeuge mitunter unbedeutende Gesamtgewichte jedoch deutlich überladene Achsen auf. Sowohl zur automatisierten Strafverfolgung als auch zur Beurteilung eintretender Schädigungen ist der Erhalt sämtlicher Silhouetten aus einer begleitenden, automatisierten Videoanalyse von Bedeutung.

3.5.3 Schwertransporte

Zur Beurteilung der vorliegenden Beanspruchung eines Brückenbauwerks müssen auch außergewöhnliche Belastungssituationen berücksichtigt werden, wie diese durch Schwertransporte (STP) ausgelöst werden können. Fragen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Brückenbauwerke sind im Rahmen des Genehmigungsverfahrens zu klären.

Während der Messung in den Jahren 2005 und 2006 (8760 h) wurden 495 STP mit einem Gesamtgewicht $G \geq 100$ t bei einem Spitzengewicht von 228 t festgestellt. Es sind dauergenehmigte und einzelgenehmigte STP zu unterscheiden (SAMOL, BUSCHMEYER und SCHNELLENBACHHELD, 2006): Das Gesamtgewicht dauergenehmigter STP wurde von der für die Brohltalbrücke zuständigen Straßenbauverwaltung auf maximal 72 t bei Achslasten bis zu 12 t festgelegt; die Gesamtgewichte einzelgenehmigter Schwertransporte sind nicht weiter beschränkt, jedoch sind die Fahrzeiten auf den Zeitraum von 22 Uhr bis 6 Uhr begrenzt. Allerdings wurden STP mit $G \geq 100$ t – voraussichtlich überladene dauergenehmigte STP – auch zu Tagzeiten beobachtet.

Bezüglich der Ermüdungsrelevanz von STP ist zu beachten:

- 1) Einzelgenehmigte STP finden zu Zeiten vernachlässigbarer linearer Temperaturgradienten $\Delta T \approx 0$ K (zwischen 22 und 6 Uhr) statt. Im Vergleich zu den Nachmittags- und frühen Abendstunden ergibt sich deshalb ein abgemindertes Grundbeanspruchungsniveau der Brü-

ckenüberbauten. Befindet sich ein Überbau im gerissenen Zustand, so fallen die Dehnungsänderungen infolge von Verkehrsbeanspruchung nachts dennoch deutlich geringer aus als dies außerhalb der genannten Zeiten der Fall wäre.

- 2) Die Auftretenswahrscheinlichkeit der festgestellten STP bezogen auf das gesamte Verkehrsaufkommen der ermüdungsrelevanten Fahrzeuge mit $G \geq 30$ t ist mit weniger als 0,05 % sehr gering.

Aus diesem Grunde verursachen Schwertransporte keine nennenswerte ermüdungswirksame Beanspruchung. Zur Beurteilung eintretender Schädigungen sind derartige Belastungszustände jedoch von Bedeutung und zu untersuchen.

3.5.4 Verkehrsdichte

Die kritische Verkehrsdichte, d. h. ständiges Auftreten ermüdungsrelevanter Lastwechsel, wird über Grenzbetrachtungen untersucht. Fahrzeuge mit einem Gesamtgewicht $G \geq 30$ t werden als ermüdungswirksam angesehen.

Die zu beurteilenden Brückenbauwerke weisen nahezu ausnahmslos zwei Fahrstreifen auf. Ein oberer Grenzwert der Verkehrsdichte lässt sich demnach aus der Annahme ableiten, dass ein Paket von zwei ermüdungswirksamen Fahrzeugen nebeneinander über die Brücke fährt und im Abstand von jeweils zweimal der Spannweite derartige Fahrzeugpakete vorausfahren bzw. folgen. Die Einflusslinie zur größtmöglichen Beanspruchung könnte somit ständig komplett durchfahren werden. In Realität wurde jedoch an der Brohltalbrücke ein Anteil von bedeutend weniger als 1 % der Schwerverkehrsfahrzeuge auf der linken Spur („Überholspur“) beobachtet. Untersuchungen in (GRAßE, KASCHNER und GEIßLER, 1999; KRIEGER, KASCHNER und HAARDT, 2000) basierten auf der Annahme von 10 % Schwerverkehr auf der linken Spur. Demnach tritt der beschriebene kritische Grenzfall tatsächlich derart selten auf, dass er keinesfalls ermüdungswirksam wird.

Als weiterer Grenzfall der Verkehrsdichte kann ein „Stau auf der Brücke“ angesehen werden, d. h. die Fahrzeuge stehen oder fahren mit sehr geringer Geschwindigkeit „Stoßstange an Stoßstange“ über das Bauwerk. Die daraus resultierende Belastung löst dementsprechend keine ermüdungsrelevanten Lastwechsel aus.

3.5.5 Auswirkungen für Ermüdung

Die an der Brohltalbrücke gewonnenen Ergebnisse können als repräsentativ zur Definition des Ist-Zustandes angesehen werden. Hieraus lassen sich Prognosen für eine möglicherweise zu erwartende Verkehrsentwicklung ableiten (s. Abschnitt 5.3.4). Bei der Bewertung der Ergebnisse ist natürlich zu berücksichtigen, dass der Verkehr örtlich variiert: Seine Zusammensetzung wie auch die Auftretenshäufigkeiten unterschiedlicher Fahrzeugtypen können sich für verschiedene Straßen unterscheiden (BAST, 1998; CURBACH, LOOS und PROSKE, 2005; ASTRA, 2006). Der Einsatz mehrerer WIM-Anlagen an unterschiedlichen Einbauorten über längere Zeitspannen würde den Erhalt allgemeinerer Aussagen über die Verkehrslastsituation unterstützen (LADDA und STEINHILBER, 1985; BAST, 1998; ASTRA, 2006).

Die Brohltalbrücke dient aufgrund ihrer Lage hauptsächlich dem Personen- und Güterfernverkehr. Die an dieser Brücke gewonnenen Ergebnisse können als maßgebend für einen Großteil der Brücken an Bundesfernstraßen angesehen werden. Zur Beurteilung ermüdungswirksamer Beanspruchungen sind insbesondere die Fahrzeuge mit einem Gesamtgewicht $G \geq 30$ t zu betrachten.

Die Ergebnisse der Ermüdungsbetrachtungen lassen erkennen, dass die Anzahl ermüdungsrelevanter Lastwechsel erheblich geringer ausfällt als die Anzahl der Fahrzeuge, die über das Bauwerk fahren. Bezogen auf das Gesamtverkehrsaufkommen wies rund jedes dritte Fahrzeug ein Gesamtgewicht $G \geq 30$ t auf und verursachte einen ermüdungsrelevanten Lastwechsel. Der Anteil ermüdungsrelevanter Lastwechsel zur Anzahl identifizierter Fahrzeuge mit $G \geq 5$ t ergab sich zu 35,2 % (s. Bild 3.48). Die prognostizierte zunehmende Verkehrsdichte, auch bei Optimierung des Güterverkehrs durch Zurückgang der Leerfahrten, wird diesen Anteil nicht zwangsläufig erhöhen, vielmehr wird er sich unter Umständen verringern. Mit einer erhöhten Verkehrsdichte werden auch zunehmend mehr Fahrzeuge einander in vergleichsweise geringem Abstand folgen, dies zumal sich der Schwerlastverkehr überwiegend auf der Hauptspur abspielt. Derartige Fahrzeugkolonnen verursachen in Abhängigkeit von der Kolonnenlänge – ähnlich dem Grenzfall „Stau auf der Brücke“ – verminderte ermüdungswirksame Beanspruchungen. Würden ständig Fahrzeuge hoher Gesamtgewichte „Stoßstange an Stoßstange“ über Brückenbauwerke fahren, so gäbe es keine Ermüdungsbeanspruchung. Allerdings sind in einem solchen Fall rissauslösende Beanspruchungen in bisher ungeris-

senen Tragwerksabschnitten (Haupttragwerk und Fahrbahnplatte) zu befürchten.








Der kritische Abstand ermüdungsrelevanter Fahrzeuge zur permanenten Verwirklichung von Lastwechseln ergibt sich zu zweimal der Spannweite einer Brücke. Bei diesem Abstand durchfahren die Fahrzeuge jeweils die vollständige Einflusslinie für die minimale und maximale Beanspruchung des Bauwerks. Die Messstelle an der Brohltalbrücke war etwa in der Mitte eines Feldes mit der Spannweite 70 m angeordnet (Bild 3.1). Die benachbarten Felder weisen Spannweiten von 70 m und 49,88 m auf. Der kritische Fahrzeugabstand folgt somit zu 100 m bis 150 m. In diesem Abstand folgte in 7,7 % der Fälle einem Fahrzeug mit $G \geq 30$ t ein weiteres mit $G \geq 30$ t. Für Bauwerke geringerer Spannweiten, wie beispielsweise eine Plattenbalkenbrücke mit Stützweiten zwischen 30 m und 40 m, vermindert sich der kritische Abstand entsprechend auf 60 m bis 80 m. Da davon auszugehen ist, dass das beobachtete Verkehrsband auch Brücken dieser Stützweiten überfährt, ergibt sich für diese Bauwerke eine verminderte Auftretenshäufigkeit des kritischen Fahrzeugabstands von 5,1 %. Obwohl für Abstände zwischen 40 m und 70 m eine Konzentration der Häufigkeiten der Fahrzeugabstände festzustellen ist (s. Bild 3.50), folgen für die betroffenen Bauwerke aufgrund geringerer Spannweiten verminderte Auftretenshäufigkeiten des kritischen Fahrzeugabstands im Vergleich zu Bauwerken größerer Spannweiten.

Für die Zeit von etwa 15 Uhr bis 18 Uhr ist eine leichte Konzentration ermüdungsrelevanter Lastwechsel festzustellen (s. Bild 3.49). In diesem Zeitraum treten auch hohe Temperaturbeanspruchungen auf, verbunden mit einem höheren Grundbeanspruchungsniveau des betrachteten Querschnitts. Die Konzentration ermüdungsrelevanter Lastwechsel zusammen mit dem zeitgleichen Auftreten erhöhter Temperaturgradienten hat eine gesteigerte Ermüdungsbeanspruchung der Brücken in der Zeit von 15 Uhr bis 18 Uhr zur Folge.

Der 5-achsige Sattelzug mit 2 Achsen im Bereich der Zugmaschine und 3 Achsen im Bereich des Aufliegers ist als maßgebendes Fahrzeug anzusehen (Typ S2-3, Bilder 3.20 und 3.21). Im Vergleich der Auftretenshäufigkeiten einzelner Fahrzeugtypen verschiedener Messtermine der Vergangenheit zeichnet sich eindeutig die Verlagerung der Auftretenshäufigkeiten vom 5-achsigen Hängerzug auf den 5-achsigen Sattelzug ab (Tabelle 3.7 und Bild 3.52). Das Fahrzeug beschreibt heutzutage mehr als die Hälfte der beobachteten Silhouetten (50 % mit 5 Achsen auf der Fahrbahn + 10 % mit angehobenen Achsen), seine Ermüdungsrelevanz

wird verstärkt durch das häufige Überladen (Bilder 3.33 und 3.35). Im Rahmen der automatisierten Auswertung wurden Überladungen im Gesamtgewicht ($G > 40$ t) für 18 % der Fahrzeuge und Überladungen der angetriebenen Achse ($F_A > 11,5$ t) in 38 % der Fälle festgestellt. Die Häufigkeiten gelten für das Fahrzeug mit 5 Achsen auf der Fahrbahn. Leerfahrten, welche mit gelifteten Achsen ausgeführt wurden, wurden hierbei nicht berücksichtigt. Für die „wahre“ Silhouette – unter Berücksichtigung von Leerfahrten – würden sich die angegebenen Häufigkeiten abmindern. Vor dem Hintergrund des prognostizierten Verkehrsaufkommens ist unklar, inwiefern die Dominanz des S2-3 zukünftig bestehen bleibt. Für das Ermüdungslastmodell 4 (FLM 4) der DIN EN 1991-2 kann jedoch konstatiert werden, dass der Schwerverkehrsanteil für große Entfernung die aktuell aufgenommenen Auftretenshäufigkeiten gut abdeckt (Tabelle 3.7 und Bild 3.52).

In Tabelle 3.7 und Bild 3.52 bezeichnet „Brohltal 1984“ Ergebnisse der Verkehrlastmessung von 1984, wie sie auch im Abschnitt 3.1 dargestellt sind. „Hessen 1998“ stellt die Mittelwerte der Ergebnisse der Messung von 1998 an den Messstellen Alsfeld, Florstadt, Hanau und Zeppelinheim dar (BAST, 1998). „BAST 2004“ fasst die 2004 gewonnenen Ergebnisse der Messung an der BAB 1 / BAB 61 zusammen. „Brohltal 2006“ bezeichnet die im Rahmen des Forschungsvorhabens erzielten Ergebnisse.

FZ-Typ	DIN EN 1991-2 FLM 4	Brohltal 1984	Hessen 1998	BAST 2004	Brohltal 2006
	20	23	17	9	(10+0)
	5	2	1	1	(2+0)
	15	6	6	10	(2+0)
	50	19	31	53	44 (50+10)
		16	7	10	(7+0)
	10	18	6	3	(2+0)
		9	10	10	(10+3)
Sonstige	0	7	23	4	56 (4)

Tab. 3.7: Schwerverkehrsanteil für große Entfernung [%]

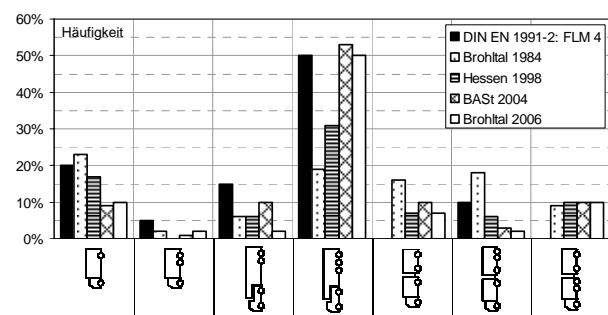


Bild 3.52: Entwicklung des Schwerverkehrsanteils für große Entfernung [%]

4 Messungen an der Helbingbrücke

4.1 Allgemeines

Das im Zuge der A 40 in der Ortsdurchfahrt Essen gelegene Bauwerk, im Verwaltungsbereich des Landesbetriebs Straßenbau Nordrhein-Westfalen (Straßen.NRW), wurde in den Jahren 1966 bis 1968 bei Herstellung der Überbauten auf Gerüst errichtet. Der im Weiteren betrachtete Überbau (Gesamtlänge = 206,61 m, Stützweiten = 29,72 bis 37,72 m, dreizelliger Hohlkasten mit einer Querschnittshöhe $h = 1,58$ m; s. Bild 4.1) ist einer von insgesamt vier Richtungsfahrbahnen.

Untersuchungen in den 1980er Jahren ergaben das Erfordernis einer globalen Verstärkung des Überbaus durch zusätzliche externe Vorspannung ohne Verbund, die in den 1990er Jahren aufgebracht wurde. Das Bauwerk ist in BK 60 gemäß DIN 1072 eingestuft; es dient dem kombinierten Regional- und Fernverkehr.

Vom Institut für Massivbau wurden im Juli 1986 u. a. Verkehrslastmessungen im Bereich der Koppelfuge KF 10 (s. Bild 4.1) durchgeführt. Hierzu wurde die infolge von Biegung höchstbeanspruchte, unterste gekoppelte Spanngliedlage freigelegt und die offene Koppelfuge mit aufgeklebten Folien-Dehnungsmessstreifen (DMS) bestückt. Die Kalibrierung der Messeinrichtung erfolgte im Rahmen eines Belastungsversuchs mit einem vom Bauherrn zur Verfügung gestellten Belastungsfahrzeug, einem 5-achsigen Sattelzug mit einem Gesamtgewicht $G \approx 42$ t. Während der siebenstündigen Messdauer – zur zweifelsfreien Interpretation der Messergebnisse wurden außer den Verkehrslasten auch die Bauwerks- und Lufttemperaturen erfasst – befuhren die Brücke insgesamt 691 Fahrzeuge mit einem Gesamtgewicht $G \geq 10$ t, wobei die stündliche Auslastung in den Vormittagsstunden deutlich größer ausfiel als in den Nachmittags- bzw. Abendstunden (Bild 4.2).

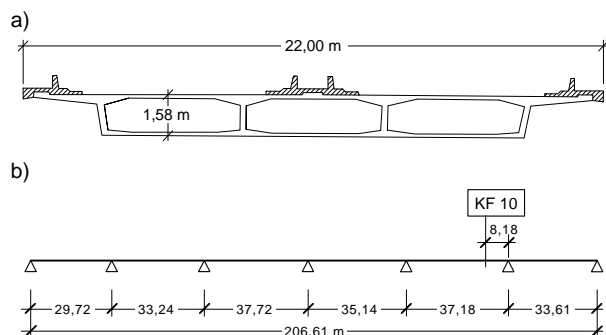


Bild 4.1: Betrachteter Überbau; a) Überbauquerschnitt, b) statisches System

Das durchschnittliche Verkehrsaufkommen betrug 98 Fahrzeuge je Stunde (FZ/h) mit der Verteilung:

- 55 FZ ($G = 10$ bis < 20 t)/h
- 22 FZ ($G = 20$ bis < 30 t)/h
- 18 FZ ($G = 30$ bis ≤ 40 t)/h
- 3 FZ ($G > 40$ t)/h

(Bild 4.3), d. h. der Anteil von Schwerfahrzeugen mit einem Gesamtgewicht $G \geq 30$ t belief sich auf rund 21 % des erfassten FZ-Aufkommens. Die anlässlich dieser Messungen gewonnenen Ergebnisse entsprachen denen einer Verkehrszählung des BMV, die im Jahre 1985 ebenfalls für diesen Streckenabschnitt der A 40 durchgeführt worden war.

Zur Erfassung der aktuellen Verkehrslastsituation wurden umfangreiche Silhouettenzählungen vorgenommen, über die im Folgenden berichtet wird.

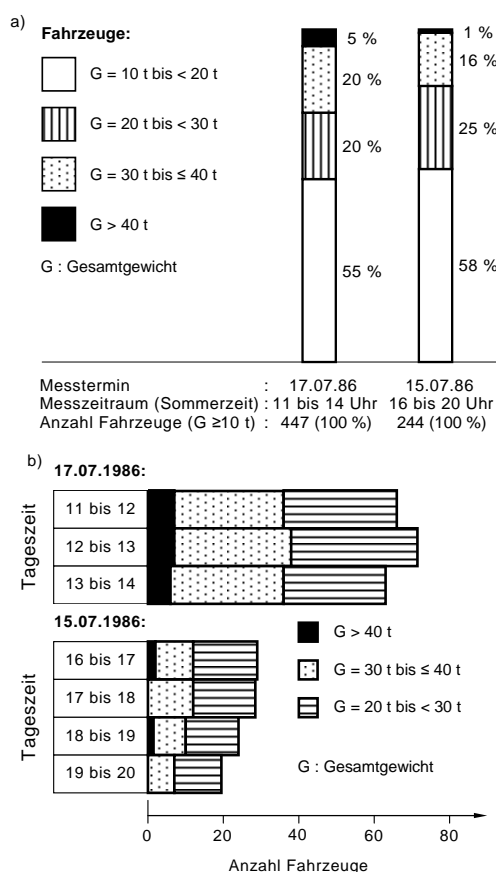


Bild 4.2: Verkehrslastbeanspruchung in 1986; a) Übersicht, b) in Abhängigkeit von der Tageszeit

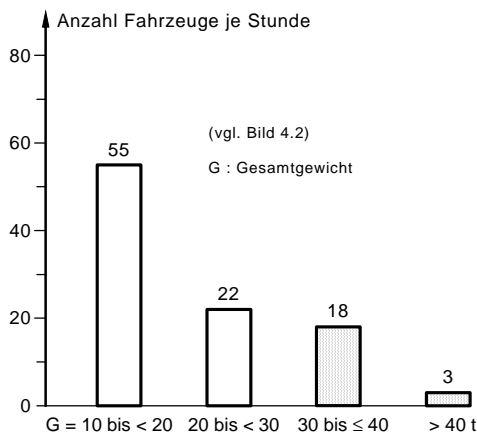


Bild 4.3: Durchschnittliches Verkehrsaufkommen in 1986

4.2 Messprogramm, Messergebnisse

Die Silhouettenzählung erstreckte sich über insgesamt 31 Stunden an 13 Tagen im Zeitraum von Dezember 2004 bis Juni 2005. Es wurden 20 Fahrzeugtypen erfasst (Bild 4.4):

- 2- bis 4-achsige Lastkraftwagen
- 3- bis 7-achsige Sattelzüge
- 3- bis 7-achsige Hängerzüge
- 2- und 3-achsige Reisebusse

Während der Messperiode fuhren insgesamt 7 193 der erfassten Fahrzeugtypen (7 118 Güterfahrzeuge und 75 Reisebusse) über die Brücke; dem entspricht ein stündliches Verkehrsaufkommen von im Mittel 232 FZ/h. Über die Hälfte der Güterfahrzeuge waren 5-achsige Sattelzüge, rund 25 % 2-achsige Lastkraftwagen, etwa 10 % 5-achsige Hängerzüge, die restlichen knapp 15 % alle übrigen Fahrzeuge des Güterverkehrs (Tabelle 4.1).

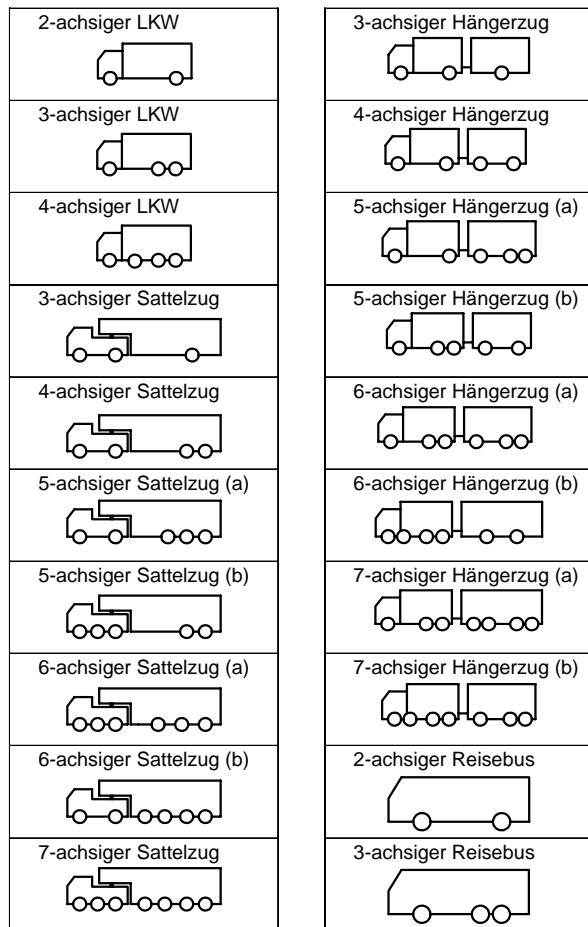


Bild 4.4: Erfasste Fahrzeugtypen

Fahrzeugtyp (vgl. Bild 4.4)	Fahrzeuge insgesamt		Fahrzeuge in Hauptspur	
	Anzahl	Anteil [%]	Anzahl	Anteil [%]
Lastkraftwagen				
2-achsige	1 792	25,2	1 762	98,3
3-achsige	252	3,5	250	99,2
4-achsige	27	0,4	27	100
Sattelzüge				
3-achsige	59	0,8	59	100
4-achsige	194	2,7	194	100
5-achsige	3 707	52,1	3 674	99,1
6-achsige	51	0,7	51	100
7-achsige	22	0,3	22	100
Hängerzüge				
3-achsige	17	0,2	17	100
4-achsige	275	3,9	273	99,3
5-achsige	679	9,5	672	99,0
6-achsige	32	0,5	32	100
7-achsige	11	0,2	11	100
Summe	7 118	100	7 044	99,0
Reisebusse				
2-achsige	65	86,7	61	93,9
3-achsige	10	13,3	8	80,0
Summe	75	100	69	92,0

Tab. 4.1: Messergebnisse, Übersicht

4.3 Diskussion der Ergebnisse

Im Vergleich zu 1986 ist die Verkehrslastbeanspruchung enorm gestiegen. Dies gilt insbesondere für schwere Güterfahrzeuge mit einem Gesamtgewicht $G \geq 30$ t: Betrachtet man diesbezüglich nur die Sattel- und Hängerzüge mit 5 Achsen und mehr (4 502 Fahrzeuge, s. Tabelle 4.1) und nimmt konservativ an, dass davon etwa zwei Drittel Leerfahrten bzw. solche mit leichterem Transportgut waren, so verbleiben ca. 1 500 FZ ($G \geq 30$ t). Hieraus ergibt sich ein mittleres Verkehrsaufkommen von rund 50 FZ ($G \geq 30$ t)/h, d. h. ein Mehrfaches der im Jahre 1986 festgestellten Beanspruchung (Bild 4.3).

Hinsichtlich einer ermüdungswirksamen Beanspruchung ist das Auftreten von schweren Fahrzeugen während des ermüdungswirksamen Zeitraums – beim Vorhandensein einer entsprechend hohen Temperaturbeanspruchung, etwa 15 bis 20 Uhr (BUSCHMEYER und LUBASCH, 2006) – von besonderem Interesse. Eine diesbezügliche Auswertung zeigt Bild 4.5, in dem die tageszeitliche Verteilung der Verkehrslastbeanspruchung dargestellt ist.

Aus Bild 4.5 geht hervor, dass die stündliche Auslastung in den Vormittags- und Mittagsstunden erheblich größer ausfällt als in den Nachmittags- und Abendstunden, wie dies auch bereits anlässlich der Messungen 1986 zu beobachten war (Bild 4.2). Unter den vorher geschilderten Annahmen wurde die Brücke zwischen 15 und 20 Uhr im Mittel von mehr als 32 FZ ($G \geq 30$ t)/h – ermüdungswirksame Verkehrslastbeanspruchung – befahren, ein etwa dreimal so hoher Wert wie in 1986 (11 FZ ($G \geq 30$ t)/h).

Zur Bewertung dieses Ergebnisses muss allerdings beachtet werden, dass die während des Messzeitraums erfassten Güterfahrzeuge nahezu ausschließlich auf der Hauptspur, in einem vergleichsweise engeren Fahrzeugabstand, hintereinander herfuhr (Tabelle 4.1); die Nebenspur war überwiegend mit Personenkraftwagen belegt. Die komplette Einflusslinie für die maximale und minimale Beanspruchung in einem Querschnitt konnte somit nicht immer ungestört verwirklicht werden, d. h. die Anzahl der ermüdungswirksamen Lastwechsel lag deshalb deutlich unter der des über die Brücke fahrenden Schwerverkehrs (s. auch Abschnitt 3.5). Bei Ermüdungsnachweisen regelmäßig zu berücksichtigende Fahrzeuge in der Nebenspur könnten allerdings schwere, den Güterverkehr überholende Reisebusse darstellen (Tabelle 4.1).

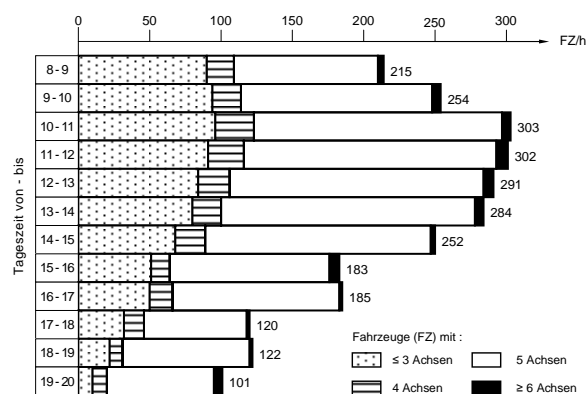


Bild 4.5: Verkehrslastbeanspruchung in Abhängigkeit von der Tageszeit

5 Empfindlichkeitsstudien

5.1 Allgemeines

Zur Abschätzung der Auswirkungen des derzeitigen bzw. prognostizierbaren Güterverkehrs wurden Empfindlichkeitsstudien an Spannbetonbrücken durchgeführt. Hier sind auf Grund von Verschleißerscheinungen in erster Linie abschnittsweise mit Koppelfugen – diese stellen eine besondere bauteilspezifische Schwachstelle dar – hergestellte Spannbetonüberbauten zu analysieren. Dazu gehören möglichst wirklichkeitsnahe Annahmen hinsichtlich der Temperatur- und Verkehrslastbeanspruchung einschließlich ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit als Eingangswerte für Dauerfestigkeitsnachweise bei Betrachtung von optimistischen wie pessimistischen Szenarien der Verkehrsentwicklung. Im Folgenden werden die auf Grundlage normativer Regelungen unter Einbeziehung eigener Messungen gewonnenen Ergebnisse vorgestellt.

5.2 Temperaturbeanspruchung: linearer Temperaturgradient

5.2.1 Grundlagen

Die hauptsächlichlichen Temperatureinflüsse auf einen bestehenden Brückenüberbau resultieren aus den täglich wie jahreszeitlich veränderlichen, von der geographischen und örtlichen Lage abhängigen Witterungsbedingungen. Das sich aus den meteorologisch bedingten Einwirkungen einstellende Temperaturprofil ist in Bild 5.1 dargestellt. Es setzt sich aus den Anteilen ΔT_N (konstanter Anteil), ΔT_H (linear veränderlicher Anteil in horizontaler Richtung), ΔT_V (linear veränderlicher Anteil in ver-

tikalener Richtung) und ΔT_E (nichtlinear veränderlicher Anteil) zusammen.

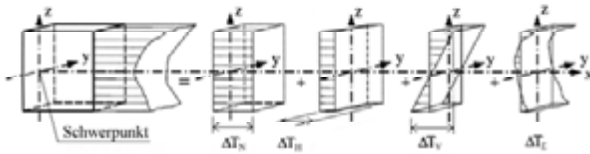


Bild 5.1: Temperaturprofil und seine Aufteilungen (nach DIN EN 1991-1-5:2004-07)

Für die hinsichtlich Ermüdung zu betrachtenden Spannbetonüberbauten ist die Frage nach Größe und Auftretensdauer physikalisch möglicher und praktisch denkbarer vertikaler linearer Temperaturgradienten für den Fall einer Erwärmung der Oberseite des Brückenüberbaus (positiver Temperaturunterschied $\Delta T_{V, pos}$; im Weiteren: ΔT) vorrangig zu beantworten, wie dies Bild 5.2 am Beispiel des zeitlichen Verlaufs von ΔT , Δw (Rissbreitenänderung) und $\Delta \epsilon_p$ (Dehnungsänderung des Spannstahls) verdeutlicht: Der zeitliche Verlauf von ΔT verursacht einen ähnlichen Verlauf von Δw und $\Delta \epsilon_p$, auch die nutzulastbedingten Rissbreiten- und Dehnungsänderungen fallen dementsprechend bei einem höheren ΔT größer aus als bei einem kleineren. So kann beispielsweise im Grenzfall ein Riss bei kleinem ΔT den Befund „ungerissen“, bei größerem „gerissen“ ergeben. Ebenso sind größere, ggf. schädigende Spannstahlspannungsänderungen erst bei einer höheren Temperaturbeanspruchung zu erwarten. Die genannten Zusammenhänge fanden auch auf Grund der Ergebnisse vom Institut für Massivbau durchgeführter Bauwerkmessungen an über 70 Brücken Bestätigung.

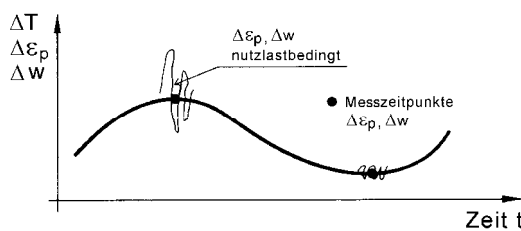


Bild 5.2: Zeitlich bedingte Temperatureinflüsse

Im Folgenden werden die zur Beurteilung einer bestehenden Brücke wesentlichen Untersuchungsergebnisse im Zusammenhang mit normativen Regelungen erörtert; für Einzelheiten siehe z. B. (BUSCHMEYER, 1998; BUSCHMEYER und LUBASCH, 2006; KNABENSCHUH, 1993; TIMM und GROßMANN, 2004).

5.2.2 Normative Regelungen

Die Berücksichtigung von ΔT für die Bemessung von Betonüberbauten wurde erstmals mit Einführung der DIN 4227-1:1979-12 „Spannbeton, Bau-

teile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung“ vorgeschrieben: Der lineare Temperaturgradient wurde für den Endzustand mit $\Delta T = 5$ K festgelegt, für den durch Belag nicht geschützten Bauzustand mit $\Delta T = 2,5$ K. In DIN 1072:1985-12 „Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen“ wurden diese Werte korrigiert: Es wurde $\Delta T = 7$ K (Endzustand, mit Belag) bzw. $\Delta T = 10$ K (Bauzustände, ohne Belag) gefordert. Nach dem seit 1. Mai 2003 geltenden DIN-Fachbericht 101 (DIN-FB 101:2003-03) „Einwirkungen auf Brücken“ sind die charakteristischen Werte $\Delta T_K = 15$ K (Plattenbalken, Platte) bzw. $\Delta T_K = 10$ K (Hohlkasten) anzusetzen, die für eine Belagdicke von 50 mm ermittelt wurden; für andere Belagdicken sind diese Werte mit einem Faktor K_{sur} zu multiplizieren, der für einen in Deutschland üblichen Belagaufbau mit einer Gesamtdicke von 80 mm (Endzustand) $K_{sur} = 0,82$ beträgt. Die im DIN-FB 101:2003-03 genannten Werte stammen aus dem Eurocode (EC) 1, Part 2-5 „Basis of design and actions on structures: Actions on structures – Thermal actions; Fassung September 1996“; für Hintergründe s. (FRENZEL, 1996). DIN EN 1991-1-5:2004-07 „EC 1: Einwirkungen auf Tragwerke: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen“ enthält bis auf die Werte für Bauzustände ohne Belag die des DIN-Fachberichts 101. Nicht-häufige, häufige und quasi-ständige Temperaturgradienten erhält man aus Multiplikation der charakteristischen Werte mit ψ -Koeffizienten (Kombinationsbeiwerte) gemäß DIN-Fachbericht 101 (Tabelle 5.1).

ΔT -Werte [K] (R: Wiederkehrperiode)	Plattenbalken, Platte	Hohlkasten
ΔT_K (charakteristisch, R = 50 Jahre)	12,3	8,2
ΔT_1 (nicht-häufig, R = 1 Jahr)	9,8	6,6
ΔT_1 (häufig, R = 1 Woche)	7,4	4,9
ΔT_2 (quasi-ständig)	6,2	4,1

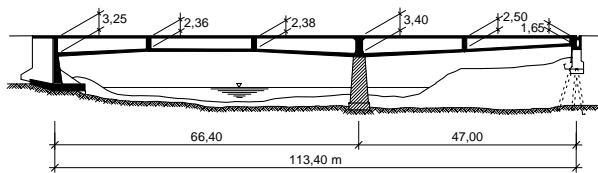
Tab. 5.1: ΔT -Werte nach DIN-Fachbericht 101, Belagdicke = 80 mm

5.2.3 Messungen und Berechnungen

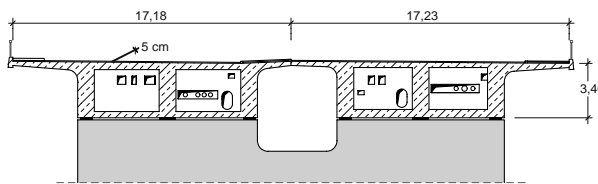
Erste vom Institut für Massivbau in den 1980er Jahren vorgenommene Temperaturmessungen an einer zweifeldrigen Flussbrücke mit massigem, außerhalb der üblichen Ausführungspraxis ausgebildeten Überbau (Bild 5.3) ergaben in einem eher durchschnittlichen Sommer sehr hohe, mit seinerzeit bekannten Ansätzen kaum in Einklang zu bringende lineare Temperaturgradienten bis zu etwa 15 K. Nachrechnungen unter Zugrundelegung in der Umgebung des Bauwerks gemessener Globalstrahlungen, Windgeschwindigkeiten und Lufttemperaturen bestätigten allerdings die aufgrund der Messungen gefundenen hohen Temperatur-

gradienten; weitere Berechnungen unter der Annahme physikalisch möglicher Grenzwerte ergaben sogar noch höhere Werte bis $\Delta T = 20$ K.

Längsschnitt



Querschnitt über der Stütze

**Bild 5.3:** Zweifeldrige Flussbrücke

In der Folgezeit wurden umfangreiche Messungen an 48 Deckbrücken aus Beton (21 Plattenbalken-/Plattenbrücken, 27 Hohlkastenbrücken) mit gängigen Querschnittsformen und Abmessungen durchgeführt. Aus Bild 5.4 geht eine Übersicht über die hierbei gewonnenen, aus den gemessenen Temperaturfeldern berechneten max ΔT -Werte hervor. Bei der Hälfte der Brücken herrschten während der jeweiligen Messperioden Werte max $\Delta T < 5$ K. Höhere Temperaturbeanspruchungen (max $\Delta T > 7,5$ K) traten an 9 Bauwerken auf; der Spitzenwert aller Messungen betrug 10,2 K (Plattenbalken). Im Vergleich zu den Plattenbalken- bzw. Plattenbrücken ergaben sich an den Hohlkastenbrücken eher kleinere lineare Temperaturgradienten mit einem Spitzenwert von 8,6 K. Die an der Flussbrücke aufgetretenen ΔT -Werte wurden bei diesen Messungen nicht mehr erreicht; dieses Ergebnis ist auf die eher ungewöhnliche Querschnittsgestaltung des Überbaus bei einer Belagdicke von ≤ 50 mm zurückzuführen (Bild 5.3).

Zu einer weiteren Klärung der Temperaturbeanspruchung wurden umfangreiche Temperaturberechnungen (Simulationsberechnungen für 5-Tage-Zyklen) an allen üblichen Querschnitten von Deckbrücken beim Variieren sämtlicher den instationären Wärmeleitvorgang beeinflussenden Randbedingungen und meteorologisch bedingter Parameter durchgeführt. Diese Berechnungen ergaben für die untersuchten Überbauquerschnitte folgende physikalisch mögliche Grenzwerte (ΔT_{extr}):

$$\Delta T_{\text{extr}} \approx 18 \text{ K (Platte)} \quad (5.1)$$

$$\Delta T_{\text{extr}} \approx 16 \text{ K (Plattenbalken)} \quad (5.2)$$

$$\Delta T_{\text{extr}} \approx 14 \text{ K (Hohlkasten)} \quad (5.3)$$

jeweils unter der Voraussetzung eines Belagaufbaus mit einer Gesamtdicke von 80 mm. Die Extremwerte nach den Gln. (5.1) bis (5.3) können als 100 Jahres-Werte für derzeitige mitteleuropäische klimatische Verhältnisse angesehen werden; signifikant höhere ΔT_{extr} -Werte sind auch in Zukunft eher unwahrscheinlich, da hohe direkte Sonnenstrahlungen aufgrund des energetischen Gleichgewichts i. d. R. mit höheren Luftbewegungen (Windgeschwindigkeiten) verbunden sind, die eine deutliche Reduzierung der Temperaturbeanspruchung bewirken.

Zur weiteren Abgrenzung der in Deutschland zu erwartenden Temperaturbeanspruchungen wurden ausführliche rechnerische Untersuchungen unter Zugrundelegung umfangreichen Datenmaterials von in unterschiedlichen Klimaregionen gemessenen meteorologischen Einflussgrößen vorgenommen. Aus diesen Berechnungen gingen folgende, für alle Überbauten in beliebiger Lage ansetzbare, wahrscheinliche ΔT -Werte hervor:

$$\Delta T_{\text{perm}} = 3,5 \text{ K (quasi-ständig)} \quad (5.4)$$

$$\Delta T_{\text{frequ}} = 7,5 \text{ K (häufig)} \quad (5.5)$$

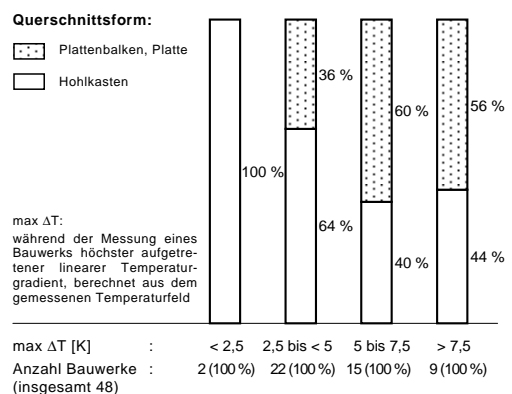
$$\Delta T_{\text{rare}} = 12 \text{ K (selten)} \quad (5.6)$$

ermittelt unter der Annahme einer Belagdicke von 80 mm. Nach den Untersuchungen kann der seltene Wert ($\Delta T_{\text{rare}} = 12$ K) jährlich 2 bis 3 mal, je 3 bis 4 Tage, für täglich 4 bis 6 Stunden – in den Nachmittags-/Abendstunden – auftreten; die jährliche Auftretensdauer des häufigen Wertes ($\Delta T_{\text{frequ}} = 7,5$ K) liegt etwa vier- bis fünf Mal höher. Hieraus ergibt sich eine mögliche Auftretensdauer von

$$t_{\text{rare}} = f(\Delta T_{\text{rare}} = 12 \text{ K}) = 24 \text{ bis } 72 \text{ Std./Jahr} \quad (5.7)$$

$$t_{\text{frequ}} = f(\Delta T_{\text{frequ}} = 7,5 \text{ K}) = 96 \text{ bis } 360 \text{ Std./Jahr} \quad (5.8)$$

während derer hohe, ggf. ermüdungsschädliche Lastwechselbeanspruchungen eintreten können.

**Bild 5.4:** max ΔT -Werte, Übersicht (Messergebnisse)

5.2.4 Diskussion der Ergebnisse

Die nach den Gln. (5.4) bis (5.6) vorgeschlagenen ΔT -Werte sind nach allen bisher gemachten Erfahrungen zur Beurteilung des Erhaltungszustandes bestehender Betonüberbauten der Gruppe 3 des DIN-Fachberichts 101 (Betonhohlkasten, Betonplattenbalken, Betonplatte) von Straßenbrücken ohne Sicherheitsrisiko ansetzbar, wie sie auch in der

- Handlungsanweisung der BASt (BAST, 1998) zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von
- älteren Spannbetonüberbauten vorgeschrieben sind. Hiervon ausgenommen sind allerdings
- Sonderkonstruktionen außerhalb der üblichen Auslegungspraxis,

beispielsweise extrem massige Überbauten wie die der in Bild 5.3 dargestellten Flussbrücke, die

- individuell analysiert werden sollten.

Die empfohlenen wahrscheinlichen ΔT -Werte nach den Gln. (5.4) bis (5.6) korrespondieren in etwa mit denen des DIN-Fachberichts 101 für Platten und Plattenbalken, während sie von denen für Hohlkästen stärker abweichen (Tabelle 5.1). Insbesondere dürfte der normgemäße häufige ($\Delta T_1 = 4,9$ K) und nicht-häufige Wert ($\Delta T_1 = 6,6$ K) mit einer Wiederkehrperiode von 1 Woche (häufig) bzw. 1 Jahr (nicht-häufig) für Betonhohlkästen zu niedrig liegen, was auch die eigenen Temperaturmessungen unterstreichen. Hieraus lässt sich jedoch nicht das Erfordernis einer Korrektur der im DIN-Fachbericht 101 bzw. in DIN EN 1991-1-5:2004-07 vorgeschriebenen ΔT -Werte ableiten: Diese gelten für den Neubau mit den heutigen Vorstellungen über eine erforderliche Mindestbewehrung und nicht für die Nachrechnung bestehender Brücken mit den seinerzeitigen Bewehrungsverhältnissen.

5.3 Verkehrslastbeanspruchung: Ermüdungslastmodelle

5.3.1 Einführung

Die Entwicklung der Verkehrslastnormen ist gekennzeichnet durch ein im Laufe der Zeit ständig angestiegenes Verkehrsaufkommen, einhergehend mit immer höheren zulässigen Gesamtgewichten und Achslasten (z. B. KRIEGER, KASCHNER und HAARDT, 2000); s. Bild 5.5. Die sich verändernden Verkehrszusammensetzungen

wirkten sich auch im Erlaubnisverfahren für Schwertransporte (STP) aus: War nach dem Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS) 14/1981 seitlich neben dem STP nur ein 24 t-Schwerlastwagen (SLW 24 nach DIN 1072) anzusetzen, so ist dies heute gemäß ARS 13/2004 die in Bild 1.3 dargestellte 44 t-Fahrzeugkombination.

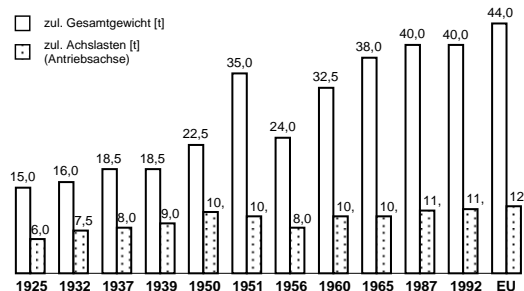


Bild 5.5: Zulässige Gesamtgewichte und Achslasten für Nutzfahrzeuge (nach NAUMANN, 2002)

5.3.2 Normative Regelungen

Bereits im Jahre 1952 wurde in der Erstausgabe der DIN 1072 „Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen“ (DIN 1072:1952-06) in Abschnitt 7.1 der Norm für „Brücken in Autobahnen, Bundes-, bzw. Reichsstraßen und deren Ortsdurchfahrten“ die Brückenklasse (BK) 60 mit einem 60 t-Schwerlastwagen (SLW 60, s. Bild 5.6) vorgeschrieben. Nach DIN 1072:1967-11 waren auch Brücken an „Landes- bzw. Staatsstraßen“ in BK 60 einzustufen – die bis dahin geltende BK 45 wurde aufgegeben –, um den Schwerlastverkehr ebenfalls für diese Straßen nach einheitlichen Grundsätzen zu ermöglichen. Im Jahre 1982 wurde mit ARS 9/1982 die Brückenklasse 60/30 eingeführt, wonach neben dem in der Hauptspur aufgestellten SLW 60 in der Nebenspur ein 30 t-Schwerlastwagen (SLW 30, s. Bild 5.6) anzuordnen ist, um „den ständig zunehmenden Überhol- und Begegnungsverkehr von nach StVZO zugelassenen schweren Fahrzeugen“ berücksichtigen zu können.

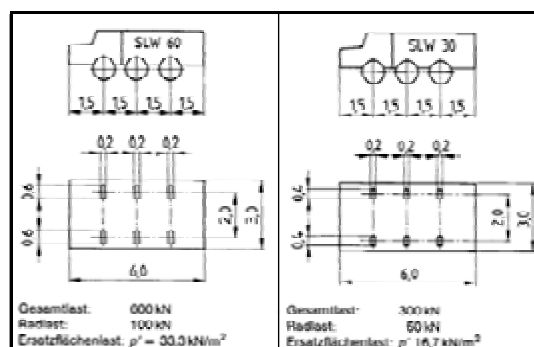


Bild 5.6: Schwerlastwagen (SLW 60 und SLW 30), entnommen DIN 1072:1985-12

Für Dauerfestigkeitsnachweise waren nach DIN 1072 die Schwankungen der Beanspruchung infolge des häufig wechselnden Anteils der Straßenverkehrslast aus den Verkehrsregellasten unter Abminderung mit dem Beiwert

$$\alpha = 0,5 \quad (5.9)$$

(bei Stützweiten von 10 m und mehr) zu berechnen. Aus Gründen der Rechenvereinfachung war α auf die gesamte Verkehrsregellast (Schwerlastwagen und gleichmäßig verteilte Flächenlasten, einschließlich Schwingbeiwert für die in der Hauptspur anfallenden Lasten) bezogen. Unter Zugrundelegung von BK 60 – in diese Brückenklasse sind die vorrangig zu betrachtenden Spannbetonbrücken eingestuft – war dementsprechend in der Hauptspur, abhängig von der für die Berechnung des Schwingbeiwertes maßgebenden Stützweite l_{ϕ} , von einem

- 30 t- ($l_{\phi} \geq 50$ m) bis 40 t- SLW ($l_{\phi} = 10$ m)

einschließlich einer gleichmäßig verteilten Flächenlast $p_1 = 5,0$ bis $6,6$ kN/m² auszugehen sowie auf der restlichen Brückenfläche von $p_2 = 3,0$ kN/m².

In DIN EN 1991-2:2004-05 „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003“ werden fünf Ermüdungslastmodelle (international: Fatigue Load Models – FLM) für vertikale Verkehrslasten formuliert:

- FLM 1: Das Modell entspricht der geometrischen Konfiguration des Haupt-Lastmodells für die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit; es sind jedoch nur 70 % der charakteristischen Werte der Achslasten und 30 % der der Flächenlasten anzusetzen.
- FLM 2: Das Modell besteht aus einer Gruppe idealisierter Fahrzeuge („häufige“ Lastkraftwagen), deren Kenngrößen in Bild 5.7 zusammengestellt sind.
- FLM 3: Bei diesem Modell handelt es sich um ein idealisiertes 48 t-Einzelfahrzeug (Bild 5.8), das nach DIN-Fachbericht 101 für Ermüdungsberechnungen anzuwenden ist und auch in DIN EN 1992-2:2007-02 „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005“ aufgenommen wurde.
- FLM 4: Das Modell verwendet die Fahrzeuge des FLM 2 mit geringeren Achslasten als Gruppe von „Standardlastkraftwagen“ (Bild 5.9)

die zusammen Einwirkungen erzeugen, wie sie aus typischem Verkehr auf europäischen Straßen entstehen.

- FLM 5: Bei diesem Modell sind aktuelle Verkehrsdaten – basierend auf Verkehrszählungen – zu verwenden, ggf. ergänzt durch angemessene statistische und zukunftsbezogene Extrapolationen.

Die Modelle wurden durch Kalibrierung an in den 1970er und 1980er Jahren gemessenen Verkehrszusammensetzungen und Achslasten entwickelt (CROCE, 2001); sie waren dementsprechend bereits Gegenstand des EC 1, Teil 3 (ENV 1991-3 „Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures, Part 3: Traffic Loads on Bridges, Final Draft 1994“) bzw. der DIN V ENV 1991-3:1996-08. Gegenüber diesen, über 10 Jahre alten Fassungen der europäischen Verkehrslastnorm wurde in der aktuellen Fassung nur der Schwerverkehrsanteil des FLM 4 für große und mittlere Entfernungen in Form einer höheren Gewichtung des 49 t-Standardlastkraftwagens (FLM 4/3, s. Bild 5.9) geändert.

Die Anwendungsziele bzw. -möglichkeiten werden in der Norm beschrieben. Für Hintergründe bzw. Erläuterungen siehe z. B. (CROCE, 2001; FRENZEL, 1996; MERZENICH und SEDLACEK, 1995; PRAT, 2001; TIMM und GROßMANN, 2004; ZILCH, 2004).





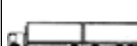
Fahrzeugtyp	Achsabstand [m]	häufige Achslast [kN]	FLM (Gesamtgewicht)
	4,50	90 190	2/1 (28 t)
	4,20 1,30	80 140 140	2/2 (36 t)
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120	2/3 (63 t)
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	2/4 (56 t)
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	2/5 (61 t)

Bild 5.7: FLM 2, Gruppe von häufigen Lastkraftwagen (nach DIN EN 1991-2:2004-05)

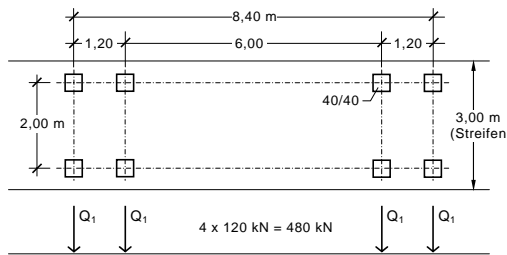


Bild 5.8: FLM 3, idealisiertes 48 t-Einzelfahrzeug (nach DIN-Fachbericht 101)

Fahrzeugtyp	Achsenabstand [m]	Ersatzachslast [kN]	Schwerverkehrsanteil			FLM (Gesamtgewicht)
			GE	ME	OV	
	4,50	70 130	20 % (20 %)	40 % (50 %)	80 % (80 %)	4/1 (20 t)
	4,20 1,30	70 120 120	5 % (5 %)	10 % (5 %)	5 % (5 %)	4/2 (31 t)
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50 % (40 %)	30 % (20 %)	5 % (5 %)	4/3 (49 t)
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15 % (25 %)	15 % (15 %)	5 % (5 %)	4/4 (39 t)
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80	10 % (10 %)	5 % (10 %)	5 % (5 %)	4/5 (45 t)

GE : große Entfernung, hunderte von Kilometern
 ME : mittlere Entfernung, 50 bis 100 km
 OV : Ortsverkehr, Entfernungen kleiner als 50 km
 Klammerwerte für Schwerverkehrsanteil: nach EC1, Teil 3

Bild 5.9: FLM 4, Gruppe von Standardlastkraftwagen (nach DIN EN 1991-2:2004-05)

5.3.3 Vergleichsberechnungen

Um die für Koppelfugennachweise anzusetzenden Lastwechsellmomente infolge der Fahrzeuge der

- Ermüdungslastmodelle 2 bis 4 (ΔM_{FLM})

mit denen aus tatsächlichen, überladenen 5-achsigen Sattelzügen geweckt (hierfür bietet sich die

- 44 t-Fahrzeugkombination (ΔM_{44t})

nach Bild 1.3 an) vergleichen zu können, wurden die jeweils zugehörigen Schnittgrößen zur Erfassung einer möglichst großen Bandbreite (s. auch CURBACH, 2004) an abschnittsweise hergestellten Spannbetonüberbauten mit Stützweiten zwischen $l = 29$ und 70 m bei einer Lage der Fugen von $0,21$ l bis $0,47$ l ermittelt. Die hieraus resultierenden Verhältniszerte $\Delta M_{FLM}/\Delta M_{44t}$ sind in Bild 5.10 zusammengestellt. Wie aus dieser Auswertung hervorgeht, kann die wirkliche ermüdungsrelevante Belastung aus überschwerem Güterver-

kehr derzeit nach StVZO erlaubter Nutzfahrzeuge (s. Abschnitt 1) hinreichend gut mit dem

- idealisierten 48 t-Einzelfahrzeug (FLM 3) bzw.
- 49 t-Standardlastkraftwagen (FLM 4/3)

beschrieben werden. Hierzu vergleichbare Überlegungen finden sich z. B. auch in (LIEBIG, 2005; TIMM und GROßMANN, 2004; ZILCH, 2004).

Zu einem weiteren Vergleich wurden darüber hinaus die

- Auswirkungen der Beanspruchungen

analysiert, da die Lastwechsellmomente je nach Lage des Grundmomentes (ständige Lasten einschließlich Temperatur) unterschiedlich hohe Spannstahlspannungsänderungen ($\Delta\sigma_p$) auslösen können. Es wurden hierzu 10 Brücken (Stützweiten = 20 bis 67 m; Lage der Koppelfugen = 0,18 l bis 0,35 l) von den in Abschnitt 6.2.3 vorgestellten Bauwerken mit in der untersten gekoppelten Spanngliedlage überdurchschnittlich hohen gemessenen Spannungsänderungen (meas $\Delta\sigma_{p,B}$) unter definierten Lasten (Belastungsversuche; Belastungsfahrzeuge: 5-achsige Sattelzüge mit einem Gesamtgewicht zwischen 39 und 42 t) ausgewählt und die Messergebnisse mit denen unter Zugrundelegung der Ermüdungslastmodelle 2 bis 4 gewonnenen Rechenwerten

$$\text{cal } \Delta\sigma_{p,B} = f(\text{meas } M_0, \Delta M_{FLM}) \quad (5.10)$$

verglichen. In Gl. (5.10) bezeichnet meas M_0 die durch die Belastungsversuche wirklichkeitsnah eingegrenzten Grundmomente – sie lagen stets im nichtlinearen Übergangsbereich des ΔM - σ_p -Diagramms (s. Bild 5.15), d. h. auch der Zusammenhang ΔM - $\Delta\sigma_p$ ist nichtlinear –, bei denen sich die Messwerte meas $\Delta\sigma_{p,B}$ ergeben hatten. Bild 5.11 zeigt das Ergebnis der Analyse.

Auch aus dieser Vergleichsberechnung geht eine gute Übereinstimmung des idealisierten 48 t-Einzelfahrzeuges (FLM 3) sowie des 49 t-Standardlastkraftwagens (FLM 4/3) mit tatsächlichen 5-achsigen Sattelzügen hervor, wie sie im Rahmen der Belastungsversuche eingesetzt worden waren. Die im Vergleich zu den $\Delta M_{FLM}/\Delta M_{44t}$ -Werten (Bild 5.10) i. d. R. höheren Werte $\text{cal } \Delta\sigma_{p,B} / \text{meas } \Delta\sigma_{p,B}$ sind auf die gegenüber der 44 t-Fahrzeugkombination um bis zu 5 t leichteren Belastungsfahrzeuge zurückzuführen. Bemerkenswert sind allerdings die überproportionalen, um bis zu 20 % größeren Auswirkungen der Fahrzeugtypen 2/1 (2-achsiger LKW, 28 t) und 2/2 (3-achsiger LKW, 36 t) des FLM 2 – begründet durch die nichtlineare Berechnung der Spannstahlspannungsänderungen infolge der Beanspruchung aus schwe-

ren Kompaktfahrzeugen –, die $\Delta\sigma_p$ -Werte in der Größenordnung der durch 5-achsige Sattelzüge hervorgerufen ergeben können (Bild 5.11).

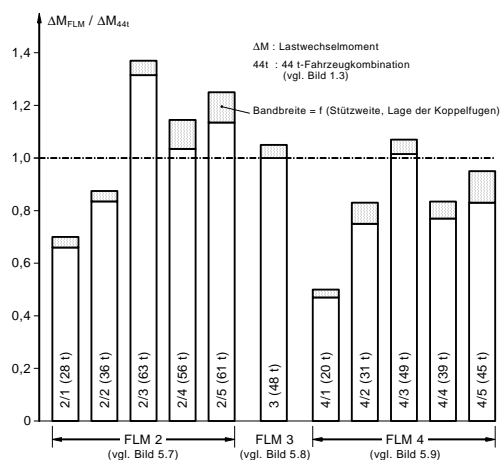


Bild 5.10: Lastwechsellmomente, Vergleich

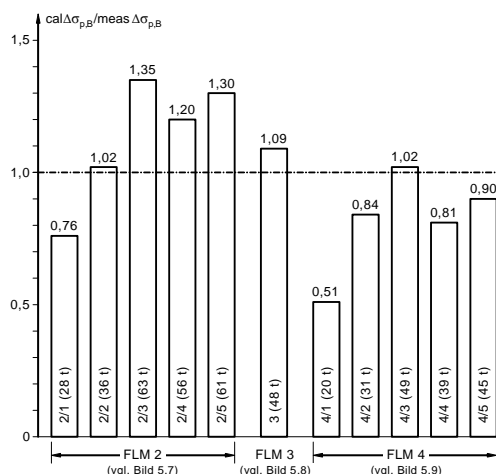


Bild 5.11: Spannstahlspannungsänderungen (Mittelwerte), Vergleich

5.3.4 Diskussion möglicher Verkehrsszenarien

Im Vergleich zu Verkehrserhebungen aus den 1980er Jahren ist das derzeitige Verkehrsszenario auf Bundesfernstraßen gekennzeichnet durch:

- eine stark zugenommene Verkehrsdichte,
- eine Verlagerung des Schwerverkehrsanteils auf 5-achsige Sattelzüge, die mittlerweile rund 50 % der schweren Nutzfahrzeuge ausmachen,
- einen enormen Anstieg des Gesamtgewichts der Nutzfahrzeuge und damit verbunden der Achslasten,
- eine erhebliche Steigerungsrate bei den Anträgen auf einzel- und dauergenehmigte Schwertransporte.

Diese Verhältnisse können für Ermüdungsnachweise an Brücken im Netz der Bundesfernstraßen auf Grund der gewonnenen Mess- und Rechenergebnisse durch die

- Ermüdungslastmodelle 3 (Bild 5.8) und 4 (Bild 5.9) bzw. die 44 t-Fahrzeugkombination (Bild 1.3)

auf der sicheren Seite erfasst werden. Zwar wurden im Rahmen der in den Jahren 2004 bis 2006 durchgeführten Verkehrslastmessungen auch erheblich schwerere als nach StVZO erlaubte Nutzfahrzeuge (s. Abschnitt 1) festgestellt:

- beispielsweise 5-achsige Sattelzüge bis zu einem Gesamtgewicht von rund 67 t, Achslasten bis zu 17 t,

diese machen jedoch aktuell nur einen sehr geringen Anteil am Güterschwerverkehr aus:

- rund 1 % für Sattelzüge mit einem Gesamtgewicht von über 48 t

und sind daher für Ermüdungsnachweise z. Zt. weniger relevant. Selbiges gilt für die gemessenen maximalen Einzelachslasten (angetriebene Achse) mit einem durchaus

- häufigen Wert von 12 bis 13,5 t,

was allerdings durch die vorher genannten Ermüdungslastmodelle abgedeckt ist. Hinsichtlich der Beurteilung der

- Dauerhaftigkeit der Brückenausstattung (wie Lager, Fahrbahnübergänge oder Leiteinrichtungen)

können überschwere Einzelachslasten (immerhin etwa 10 % der Antriebsachsen von den insgesamt rund 337 000 erfassten Sattelzügen wiesen ein Gewicht von 14 t und mehr auf) ebenso wie höchste Gesamtgewichte natürlich von Bedeutung sein. Dies gilt auch für die Beurteilung der

- Rissempfindlichkeit bisher ungerissener Tragwerksbereiche,

da hohe Achslasten (16 t und mehr; diese machen bisher etwa 1 % der gemessenen Lasten der Antriebsachse aus) beispielsweise bleibende Risse in dünnen Fahrbahnplatten oder Kragarmen auslösen können.

Die zugenommene Verkehrsdichte wird bezüglich Ermüdung als weniger problematisch angesehen. Wie die Messungen ergaben, wurde vom Großteil (deutlich über 95 %) der Nutzfahrzeuge während des etwa 18 Monate dauernden Messzeitraumes die Hauptspur benutzt:

- die Fahrzeuge fahren dementsprechend in einem relativ geringen Abstand hintereinander,

während die Nebenspur nahezu ausschließlich von Personenkraftwagen belegt war und Überholvorgänge erschwerte. Somit lag bzw. liegt die Anzahl der ermüdungswirksamen Lastwechsel deutlich unter der des über die Brücke rollenden Schwerverkehrs, da die komplette Einflusslinie für die maximale und minimale Beanspruchung in einem Querschnitt weniger häufig ungestört verwirklicht werden konnte bzw. kann. Anders liegen die Verhältnisse bei der Beurteilung der Ermüdungssicherheit

- einteiliger Überbauquerschnitte,

bei denen im Begegnungsverkehr die maßgebenden Fahrzeuge der Ermüdungslastmodelle – ggf. abgemindert mit einem Kombinationsbeiwert $\psi = 0,7$ (in Anlehnung an STRASSEN.NRW, 2006) – angesetzt werden sollten.

Die Steigerungsrate bei den Anträgen auf Schwertransporte (STP) wirkt sich auf die Ermüdungsproblematik ebenfalls praktisch nicht aus. Während der Verkehrslastmessungen wurden rund 500 STP mit einem Gesamtgewicht über 100 t erfasst, davon etwa 440 einzelgenehmigte (Spitzenwert: 228 t) und 60 dauergenehmigte Fahrzeuge. Bei letzteren handelte es sich um teilweise erheblich überladene Schwertransporte – das Gesamtgewicht dauergenehmigter STP wurde von der für die Brohltalbrücke zuständigen Straßenbauverwaltung auf maximal 72 t bei Achslasten bis zu 12 t festgelegt (SAMOL, BUSCHMEYER und SCHNELLENBACH-HELD, 2006) – mit einem gemessenen Höchstgewicht von 169 t. Im Unterschied zu einzelgenehmigten Schwertransporten, deren Fahrzeiten auf einen Zeitraum zwischen 22 Uhr und 6 Uhr begrenzt ist – d. h. bei einer Temperaturbeanspruchung $\Delta T \approx 0$ K verbunden mit einer geringen ermüdungswirksamen Beanspruchung –, dürfen dauergenehmigte Schwertransporte tagsüber, dementsprechend auch bei einer hohen Temperaturbeanspruchung verkehren. Da sich das Gesamtgewicht dieser Fahrzeuge jedoch auf viele Achsen bei einer großen Gesamtlänge verteilt (für ein Beispiel s. Bild 5.12), ist das Entstehen hoher, die Sicherheit gegen Ermüdungsbruch des Spanns oder Betonstahls beeinträchtigender Spannungsänderungen nicht zu erwarten.

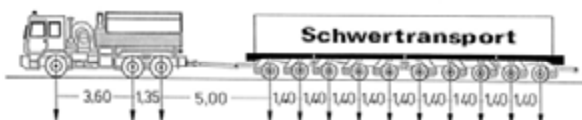


Bild 5.12: Schwertransport (nach Angaben des LSV Rheinland-Pfalz)

Hiervon ausgenommen sind kompakte Autokräne (Bild 5.13), die hohe Lastwechsellmomente erzeugen können. Die Auftretenshäufigkeit solcher Fahrzeuge ist allerdings derzeit auf einige wenige Fahrten begrenzt mit dementsprechend geringen ermüdungsrelevanten Auswirkungen. Darüber hinaus ist bei Autokränen das Gesamtgewicht besser verteilt als bei Nutzfahrzeugen wie dem 5-achsigen Sattelzug – verbunden mit relativ geringen Gewichtsschwankung und „zuverlässigen“ Achslasten –, weshalb dieser hinsichtlich Ermüdung als ungünstiger zu bewerten ist (ASTRA, 2006; EBERLE und KRONE, 1989).

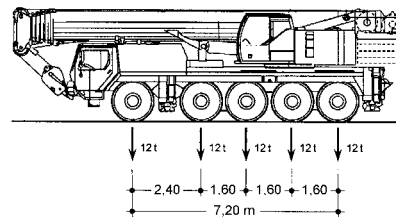


Bild 5.13: 60 t-Autokran (nach ASTRA, 2006)

Es ist jedoch nicht auszuschließen, dass durch die Einwirkungen infolge von Schwertransporten in bisher planmäßig und durch Ergebnisse von Brückenprüfungen nachweislich ungerissenen Tragwerksabschnitten Risse entstehen. Das gilt insbesondere dann, wenn STP-Konvoifahrten durchgeführt werden, wie dies im Rahmen der Verkehrslastmessungen festgestellt wurde. Hierdurch werden Ermüdungsbelange aber weniger berührt, da gemäß RI-EBW-PRÜF bis 1981 hergestellte Spannbetonbrücken – d. h. vor Wirksamwerden der in DIN 4227-1:1979-12 vorgeschriebenen Mindestbewehrung in der Baupraxis – auch dann nach der Handlungsanweisung der BAST (BAST, 1998) unter rechnerischer Zugrundelegung eines gerissenen Zustandes zu beurteilen sind, wenn „kein ausgeprägtes Rissbild detektiert wird“.

Insgesamt stellen die Ermüdungslastmodelle 3 (Bild 5.8) und 4 (Bild 5.9) bzw. die 44 t-Fahrzeugkombination (Bild 1.3) ein geeignetes Instrument für die Beurteilung der Ermüdungssicherheit von Spannbetonbrücken an Bundesfernstraßen dar. Für das

- derzeitige Verkehrsszenario

liegen sie im Sinne obiger Erörterungen auf der sicheren Seite mit möglichen Reserven im Hinblick auf eine weiter steigende Verkehrslastbeanspruchung. Es ist jedoch zu prüfen, ob das auch auf ein prognostizierbares

- pessimistisches Szenario der Verkehrsentwicklung

zutrifft. Hierzu wird von der in Bild 1.2 dargestellten Vorhersage für den Straßengüterverkehr in Deutschland ausgegangen, wonach bis zum Jahr 2015 ein Zuwachs von knapp 25 % gegenüber 2005 zu erwarten ist. Darüber hinaus kann unterstellt werden, dass sich der Großteil des Schwerverlastverkehrs weiterhin auf den Bundesfernstraßen abspielt (s. Bild 1.1). Für die Aufnahme des zunehmenden Gütertransportes können in Betracht kommen:

- Weitere Verlagerung des Schwerverkehrsan-teils auf derzeit nach StVZO erlaubte Nutzfahrzeuge mit mehr als 4 Achsen.
- Zulassung von 48 t- bzw. 60 t- Fahrzeugkombinationen nach modularem Konzept (s. Bild 1.4).
- Anhebung der zulässigen Gesamtgewichte heutiger Fahrzeugtypen.

Möglichkeit a) spiegelt die Verkehrsentwicklung der vergangenen Jahrzehnte wider. Hiermit einher ging eine stetige – unzulässige – Überladung der Nutzfahrzeuge, die sicherlich auch weiter praktiziert würde, jedoch durch Kontrollmaßnahmen auf ein „erträgliches Maß“ reduziert werden könnte, wie dies auch geschah bzw. geschieht. Das Auftreten von beispielsweise 60 t schweren Sattel- oder Hängerzügen macht nach den vorliegenden Messergebnissen nur eine Häufigkeit von deutlich unter 1 % aus.

Möglichkeit b) könnte eine Reduzierung der Verkehrsdichte mit einem steigenden Anteil der auf die Fahrzeuganzahl bezogenen ermüdungswirksamen Lastwechsel zur Folge haben, sofern es nicht zu einer Verlagerung von bisher auf der Schiene transportierten Gütern auf die Straße kommt. Trotz ihres höheren Gesamtgewichtes sind diese Fahrzeugtypen wegen ihrer großen Gesamtlänge (24,00 bis 25,25 m) bei 7 bzw. 8 Achsen als weniger ermüdungsrelevant anzusehen als derzeitige, häufig überladene Sattelzüge mit 5 Achsen. Falls der Straßengütertransport zu einem Großteil mit den in Bild 1.4 dargestellten Fahrzeugkombinationen abgewickelt werden sollte – d. h. derartige Fahrzeuge würden an die Stelle der bisher erlaubten Sattel- und Hängerzüge treten –, könnte dies hinsichtlich Ermüdung als vermutlich eher unproblematisch bezeichnet werden. Auf die hiermit jedoch einhergehende Gefahr einer evtl. Beeinträchtigung der Standsicherheit (z. B. Stausituationen auf der Brücke; s. auch GRAË, KASCHNER und GEIßLER, 1999) bzw. Dauerhaftigkeit (z. B. rissauslösende Beanspruchungen) oder Verkehrssicherheit (z. B. zu schwache Anprall-/Absturzeinrichtungen) sei an dieser Stelle hinge-

wiesen (s. auch GLAESER, 2006). Das ist aber nicht Gegenstand von Ermüdungsfragen.

Möglichkeit c) könnte eine Anhebung des zulässigen Gesamtgewichts auf 50 t für 5- oder 6-achsige Sattel- bzw. Hängerzüge beinhalten, wie es bereits heute technisch realisierbar ist. In einem solchen Fall sind auch Überladungen zu erwarten, d. h. es müssen bei Extrapolation der Messergebnisse häufig auftretende Kompaktfahrzeuge mit einem Gesamtgewicht von etwa 55 t (5-achsige Fahrzeuge) bis 65 t (6-achsige Fahrzeuge) in die Überlegungen einbezogen werden.

Im Sinne dieser Erörterungen dürfte Möglichkeit c) bezüglich Ermüdungsbeanspruchung die ungünstigste darstellen und kennzeichnend für ein pessimistisches Szenario sein. Auf damit Belange der Standsicherheit, Dauerhaftigkeit sowie Verkehrssicherheit berührende Fragestellungen wurde bereits bei der Diskussion der Möglichkeit b) eingegangen. Wie Vergleichsberechnungen unter Zugrundelegung gemessener Achslasten und Achsabstände bei Einbeziehung der 44 t-Fahrzeugkombination nach Bild 1.3 ergaben, können die für Möglichkeit c) maßgebenden Fahrzeuge mit guter Genauigkeit durch den Fahrzeugtyp FLM 2/3 (s. Bild 5.7) abgebildet werden (Bild 5.14).

Für das angenommene pessimistische Szenario der Verkehrsentwicklung könnte es bedeuten, dass sämtliche Fahrzeugtypen des FLM 4 (Bild 5.9) durch die des FLM 2 (Bild 5.7) zu ersetzen sind.

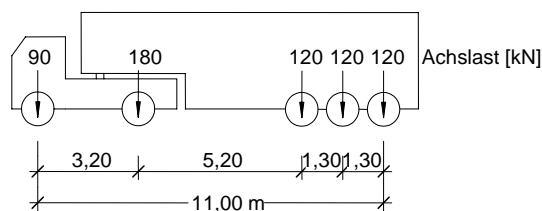


Bild 5.14: 63 t-Standardlastkraftwagen für ein pessimistisches Verkehrsszenario

5.4 Dauerfestigkeitsnachweise

5.4.1 Grundlagen

Nach DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“ stehen für Ermüdungsnachweise die Möglichkeiten

- vereinfachter Nachweis
- Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreite
- Nachweis der Schadensakkumulation nach der Palmgren/Miner-Regel

zur Verfügung. Hierin enthaltene Unsicherheiten für Koppelfugennachweise wurden mit ARS 11/2003 (BMVBW, 2003) ausgeräumt und darüber hinaus die genannten Möglichkeiten durch einen

4) Nachweis im ausgeprägt gerissenen Zustand II ergänzt, wie er auch in der Handlungsanweisung der BAST (BAST, 1998) als einfaches Mittel zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit vorgesehen ist. Für Empfindlichkeitsstudien bieten sich wegen ihrer Einfachheit Dauerfestigkeitsnachweise auf Grundlage der Möglichkeiten 2) bzw. 4) an.

Das Vorgehen bei einem Dauerfestigkeitsnachweis lässt sich an einem Momenten-Spannstahlspannungs ($M-\sigma_p$)-Diagramm des betrachteten Querschnitts verdeutlichen. Wie aus den in Bild 5.15 dargestellten $M-\sigma_p$ -Linien hervorgeht, hängt die Größe der Spannstahlspannungsänderung $\Delta\sigma_p$ wesentlich von der Lage des Grundmomentes M_0 – das sind Beanspruchungen infolge von ständigen Lasten einschließlich von Temperatur; Setzungen können wegen des Alters der vorrangig zu betrachtenden Bauwerke vernachlässigt werden – und der Höhe der Vordehnung ab. Beide Größen können insbesondere in Arbeitsfugen mit Koppelankern mit beachtlichen Ungenauigkeiten behaftet sein, die jedoch durch Grenzbetrachtungen genügend genau erfassbar sind. Für nähere Erläuterungen zur Nachweisführung in unterschiedlichen Tragwerksbereichen (Koppelfugen- und Feldquerschnitte) siehe (BUSCHMEYER, 1998).

Die schädigungsäquivalente Schwingbreite des Spannstahls $\Delta\sigma_{p, equ}$ (da nur Spannstahlspannungsänderungen betrachtet werden sollen, wird abweichend vom DIN-Fachbericht 102 (dort: Index s) stets der Index p (Spannstahl) verwendet) ist aus

$$\Delta\sigma_{p, equ} = \lambda_s \Delta\sigma_p \quad (5.11)$$

zu berechnen. Der Korrekturbeiwert λ_s :

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \lambda_{s,1} \lambda_{s,2} \lambda_{s,3} \lambda_{s,4} \quad (5.12)$$

erfasst den Einfluss der Oberflächenrauigkeit (φ_{fat}), von Stützweite und System ($\lambda_{s,1}$), des jährlichen Verkehrsaufkommens und der Verkehrsart ($\lambda_{s,2}$), der Nutzungsdauer ($\lambda_{s,3}$) sowie den Einfluss weiterer Fahrstreifen zur Berücksichtigung der Querverteilung ($\lambda_{s,4}$). Mögliche Szenarien der Verkehrsentwicklung finden ihren Niederschlag im Beiwert $\lambda_{s,2}$:

$$\lambda_{s,2} = Q (N_{obs}/2,0)^{1/k_2} \quad (5.13)$$

Q bezeichnet die Verkehrsart; nach ARS 11/2003 ist für Brücken an Bundesfernstraßen $Q = 1,0$ zu setzen. Die Neigung der Wöhlerlinie k_2 beträgt für

Kopplungen $k_2 = 5$. Die Anzahl der Lastkraftwagen mit einem maximalen Fahrzeuggewicht größer als 10 t je Jahr und Streifen (DIN EN 1991-2:2004-05) wird mit N_{obs} beschrieben. Für das

– derzeitige Verkehrsszenario

ist der in der Norm genannte Wert $N_{obs} = 2 \cdot 10^6$ auf Grund der an der Brohltalbrücke gewonnenen Messergebnisse etwas zu gering: Hier wurde $N_{obs} \approx 2,3 \cdot 10^6$ festgestellt. Unter der Annahme der prognostizierten Verkehrsentwicklung nach Bild 1.2 würde sich für ein

– pessimistisches Verkehrsszenario

$N_{obs} \approx 1,25 \cdot 2,3 \cdot 10^6 = 2,9 \cdot 10^6$ ergeben. Insgesamt lassen sich damit Korrekturbeiwerte für den Nachweis von Spanngliedkopplungen in einer Größenordnung

$$\lambda_s (\text{derzeit}) = 2,2 \quad (5.14)$$

$$\lambda_s (\text{pessimistisch}) = 2,4 \quad (5.15)$$

ableiten, d. h. eine Erhöhung um 9 % bei einem pessimistischen Verkehrsszenario gegenüber dem derzeitigen, was jedoch keinen wesentlichen Einfluss auf die Nutzungsdauer bei Ermüdung bedeutet. Zur Berechnung der Schwingbreite $\Delta\sigma_p$:

$$\Delta\sigma_p = f (M_0, \Delta M) \quad (5.16)$$

sind die Achslasten des Ermüdungslastmodells 3 (Q_{FLM3}) – nach DIN-Fachbericht 102 ist für Ermüdungsnachweise nur FLM 3 (Bild 5.8) anzusetzen – mit dem Faktor

$$F_Q = 1,4 \quad (5.17)$$

(für einen Nachweis an Zwischenstützen bzw. in der Umgebung von Zwischenstützen beträgt der Erhöhungsfaktor zwischen $F_Q = 1,4$ (bei 0,15 l) und $F_Q = 1,75$ (an der Stütze, wovon die in Abschnitt 6.2.3 vorgestellten Brücken jedoch nicht betroffen sind) zu multiplizieren:

$$\Delta M = \Delta M_{FLM3} = f (1,4 Q_{FLM3}) \quad (5.18)$$

Im Folgenden werden die Ergebnisse von Vergleichsberechnungen in Anlehnung an die Handlungsanweisung der BAST (BAST, 1998) gemäß Bild 5.16 vorgestellt.

Für die Untersuchungen reichte auf Grund der Erörterungen in Abschnitt 5.3 eine Betrachtung der Auswirkungen infolge des FLM 3 (Bild 5.8), des 49 t-Fahrzeuges des FLM 4 (Bild 5.9), der 44 t-Fahrzeugkombination (Bild 1.3) sowie des 63 t-Fahrzeuges nach Bild 5.14. Spannungsumlagerungen vom Spannstahl auf den Betonstahl wurden nicht in Ansatz gebracht.

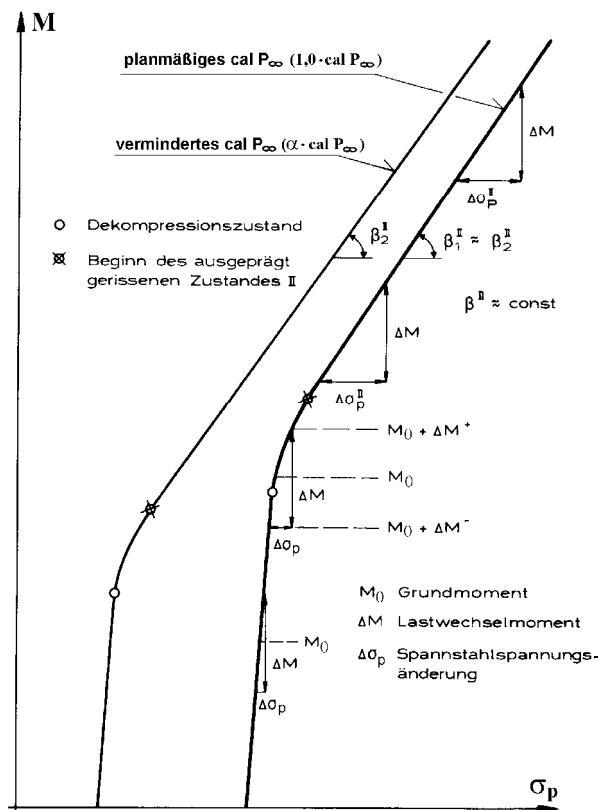


Bild 5.15: Momenten-Spannstahlspannungsdiagramm (M-σ_p)

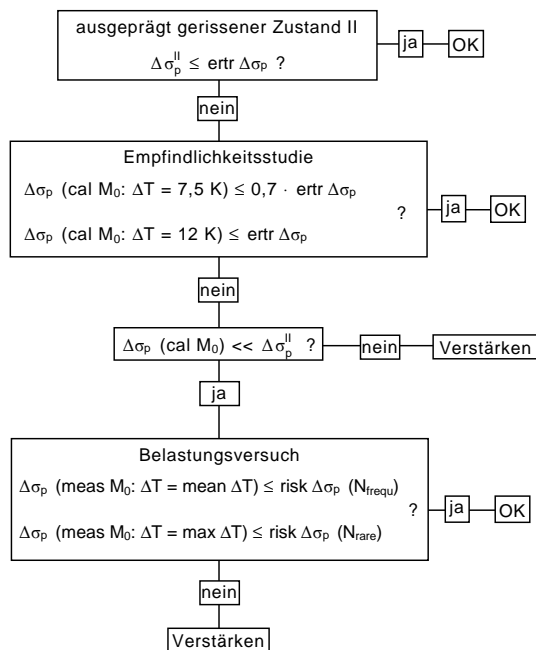
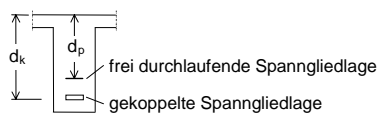


Bild 5.16: Ablauf des Dauerfestigkeitsnachweises für Koppelfugenquerschnitte (für d_k > d_p)

5.4.2 Vergleichsberechnungen

Für die Vergleichsberechnungen wurden vier von den in Abschnitt 6.2.3 vorgestellten Brücken mit Stützweiten zwischen l = 35,50 und 70,00 m bei einer Anordnung der Koppelfugen (KF) zwischen 0,20 l und 0,47 l ausgewählt:

Brücke A:

Die Brücke wurde mit Baubeginn 1969, d. h. unter den Bedingungen der ZB DIN 4227 02.66 (s. Abschnitt 6.2.2) auf Gerüst errichtet. In der Vergangenheit durchgeführte Untersuchungen hatten das Erfordernis einer globalen Verstärkung durch zusätzliche externe Vorspannung über die gesamte Tragwerkslänge ergeben. Die Überbauten wiesen außer Koppelfugenrissen auch zahlreiche Biege- risse mit wiederkehrenden Rissursachen in den Feldbereichen auf.

Brücke B:

Brücke B wurde ebenfalls auf Gerüst, jedoch mit Baubeginn 1973 (maßgebend für die Auslegung: ZB DIN 4227 11.69, s. Abschnitt 6.2.2) hergestellt. Für die Instandsetzung der Überbauten in den KF-Bereichen waren lediglich Korrosionsschutzmaßnahmen erforderlich.

Brücke C:

Die Herstellung der Brücke erfolgte im Taktschiebeverfahren (Baubeginn 1975, ZB DIN 4227 11.69). Die Koppelfugenquerschnitte der Überbauten waren zum Zeitpunkt der Brückenprüfung ungerissen. Darüber hinaus ergab eine Analyse der Betonrandspannungen auch für seltene Lastfallkombinationen keinen Hinweis auf eine evtl. mögliche Rissbildung.

Brücke D:

Brücke D war im Taktschiebeverfahren mit Baubeginn 1977 nach Inkrafttreten des Soforterrlasses 02.77 (IFBT, 1977; s. Abschnitt 6.2.2) errichtet worden. Einige Koppelfugen waren gerissen und dementsprechend Korrosionsschutzmaßnahmen zu ergreifen. Eine darüber hinausgehende Instandsetzung war nicht notwendig.

Durch die Vergleichsberechnungen ist festzustellen, wie die zu unterschiedlichen Zeiträumen gebauten Brücken bei den jeweils während der Bauausführung geltenden Technischen Vorschriften im Zusammenhang mit dem Herstellungsverfahren und dem erforderlichen Erhaltungsaufwand unter den Bedingungen des derzeitigen bzw. prognostizierten pessimistischen Verkehrsszenarios zu beurteilen sind. Hierzu wurden die in Abschnitt 5.4.1 genannten Modelle verwendet, wobei aufgrund der in Abschnitt 5.3.3 präsentierten Rechenergebnisse FLM 3 (Bild 5.8) mit einem Erhöhungsfaktor F_Q =

1,0 (zur näherungsweisen Beschreibung der tatsächlichen Verkehrslastbeanspruchung infolge von überladenen Nutzfahrzeugen) bzw. $F_Q = 1,4$ (nach DIN-Fachbericht 102) zu berücksichtigen ist. Die Spannstahlspannungsänderungen in der infolge von Biegung höchstbeanspruchten untersten gekoppelten Spanngliedlage ($\Delta\sigma_p$) wurden aus der Überfahrt der jeweiligen Einzelfahrzeuge über die Brücke berechnet. Aus Gründen einer einfachen Vergleichbarkeit der Ergebnisse wurden die $\Delta\sigma_p$ -Werte unabhängig vom Modell stets mit dem Korrekturbeiwert λ_s nach den Gln. (5.14) bzw. (5.15) multipliziert, was im Rahmen einer Empfindlichkeitsstudie bei breiter Streuung der Eingangswerte als mögliche Näherung im Sinne einer Ermittlung von schädigungsäquivalenten Schwingbreiten ($\Delta\sigma_{p,equ}$) angesehen wird.

In einem ersten Schritt wurden die Spannungsänderungen unter der Annahme des ausgeprägt gerissenen Zustandes II mit hochliegender Nulllinie ($\Delta\sigma_{p,equ}^{II}$) berechnet. In Bild 5.17 sind die auf die im Ermüdungsversuch $2 \cdot 10^6$ -mal ertragene Schwingbreite (ertr $\Delta\sigma_p$) bezogenen Rechenwerte zusammengestellt. Für die Brücken C und D ist der Nachweis gemäß Bild 5.16 stets erbracht, für die Brücken A und B dagegen nicht – insbesondere beim angenommenen pessimistischen Verkehrsszenario (63 t-Fahrzeug nach Bild 5.14) sind ganz erhebliche Überschreitungen der Nachweisgrenze festzustellen. Die unter Zugrundelegung des idealisierten 48 t-Einzelfahrzeuges (FLM 3) mit erhöhten Achslasten ($F_Q = 1,4$) berechneten Spannungsänderungen des Spannstahls liegen bei allen Brücken über denen infolge des 63 t-Fahrzeuges. Bezüglich der Auswirkungen der die derzeitige Verkehrslastbeanspruchung widerspiegelnden 48 t- (FLM 3, $F_Q = 1,0$), 49 t- (FLM 4/3) und 44 t-Fahrzeugkombinationen ergaben sich nur unwesentliche Unterschiede, wie dies wegen des vorausgesetzten linearen ΔM - $\Delta\sigma_p$ -Zusammenhanges auch zu erwarten war.

Nach der in Bild 5.17 gezeigten Auswertung sind für die Brücken A und B weitere Nachweise im Rahmen einer Empfindlichkeitsstudie gemäß Bild 5.16 unter der Annahme eines häufig ($\Delta T = 7,5$ K) bzw. selten ($\Delta T = 12$ K) zu erwartenden linearen Temperaturgradienten erforderlich. Aus Vergleichsgründen wurden diese Berechnungen auch für die eigentlich nicht mehr nachweispflichtigen Brücken C und D durchgeführt. Die Ergebnisse der Empfindlichkeitsstudie sind in den Bildern 5.18 bis 5.21 dargestellt.

Brücke A (Bild 5.18):

Die Rechenwerte $\Delta\sigma_{p,equ}$ liegen bei $\Delta T = 12$ K für beide Verkehrsszenarien etwa in der Größenord-

nung der Spannungsänderungen im ausgeprägt gerissenen Zustand II. Hieraus leitet sich nach Bild 5.16 unmittelbar das Erfordernis einer Verstärkung ohne weiteren Nachweis ab. Bemerkenswert ist die Höhe der infolge der Einwirkungen der die derzeitige Verkehrslastbeanspruchung repräsentierenden Fahrzeuge geweckten Spannstahlspannungsänderungen, die für häufige wie seltene Ereignisse bereits die maßgebenden Nachweisgrenzen erreichen.

Brücke B (Bild 5.19):

Unter der Annahme des derzeitigen Verkehrsszenarios ergaben sich Rechenwerte $\Delta\sigma_{p,equ} \ll \Delta\sigma_{p,equ}^{II}$, darüber hinaus deutlich unterhalb von 0,7 ertr $\Delta\sigma_p$ (bei $\Delta T = 7,5$ K) bzw. ertr $\Delta\sigma_p$ (bei $\Delta T = 12$ K). Die Nachweisgrenzen werden für ein pessimistisches Verkehrsszenario zwar überschritten (auch hier gilt $\Delta\sigma_{p,equ} \ll \Delta\sigma_{p,equ}^{II}$), nach allen bisher gemachten Erfahrungen jedoch nur in einer solchen Größenordnung, die unter Zugrundelegung eines wirklichkeitsnah eingegrenzten Grundbeanspruchungsniveaus (Belastungsversuch, s. Bild 5.16) keine Verstärkung zur Folge hat.

Brücken C (Bild 5.20) und D (Bild 5.21):

Wie auf Grund der Ergebnisse der $\Delta\sigma_{p,equ}^{II}$ -Studie zu erwarten, konnten die Nachweise gemäß Bild 5.16 für beide Verkehrsszenarien und Temperaturbeanspruchungen erbracht werden. Die geringfügige Überschreitung (um etwa 1 %) der Nachweisgrenze 0,7 ertr $\Delta\sigma_p$ (bei Brücke D: $\Delta T = 7,5$ K für FLM 3 mit $F_Q = 1,4$) ist unwesentlich, dies zumal sie sich erst bei einer um 30 % abgeminderten planmäßigen Vorspannkraft ergibt.

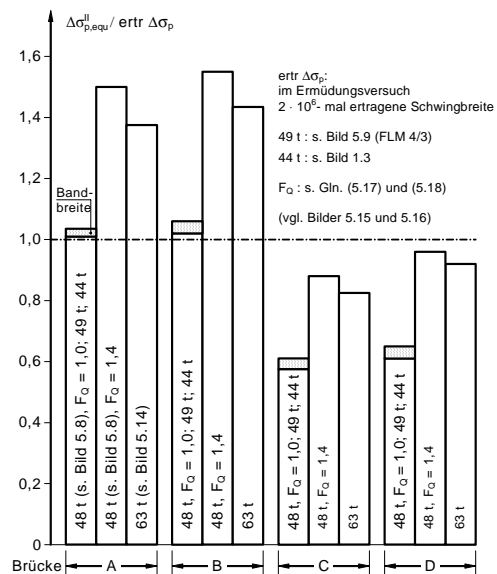


Bild 5.17: Nachweis im ausgeprägt gerissenen Zustand II

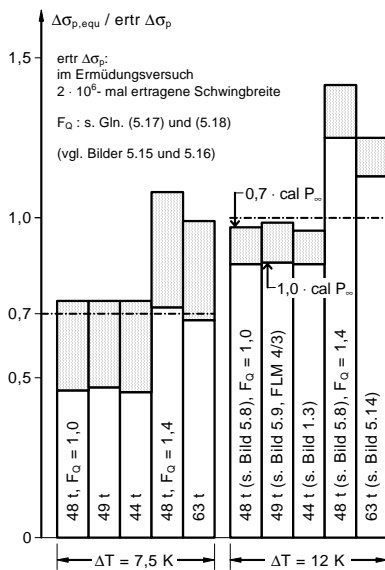


Bild 5.18: Brücke A, Empfindlichkeitsstudie nach Bild 5.16

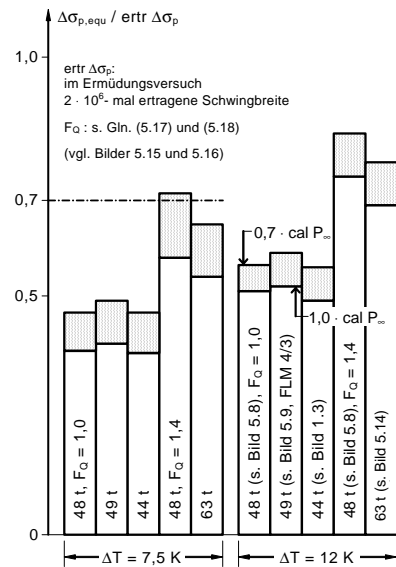


Bild 5.21: Brücke D, Empfindlichkeitsstudie nach Bild 5.16

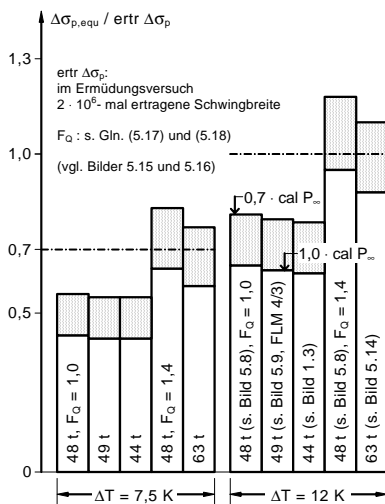


Bild 5.19: Brücke B, Empfindlichkeitsstudie nach Bild 5.16

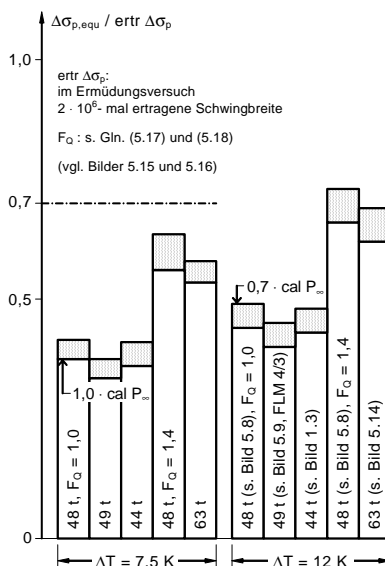


Bild 5.20: Brücke C, Empfindlichkeitsstudie nach Bild 5.16

Insgesamt ergaben die im nichtlinearen Bereich des $M-\sigma_p$ -Diagramms (Bild 5.15) geführten Nachweise bezüglich der dynamischen Auswirkungen der angesetzten Fahrzeuge ein Ergebnis, wie es auch im Rahmen der $\Delta\sigma_{p,eq}$ -Analyse (Bild 5.17) festgestellt werden konnte: Die für die 48 t-(FLM 3, $F_Q = 1,0$), 49 t-(FLM 4/3) und 44 t-Fahrzeuge berechneten Spannungsänderungen $\Delta\sigma_{p,eq}$ fallen bei sämtlichen Annahmen (Temperaturbeanspruchung, Vorspannzustand) stets etwa gleich groß aus; das Ermüdungslastmodell 3 mit erhöhten Achslasten gemäß DIN-Fachbericht 102 ($F_Q = 1,4$) liefert höhere $\Delta\sigma_{p,eq}$ -Werte als das 63 t-Fahrzeug nach Bild 5.14.

5.4.3 Diskussion der Ergebnisse

Die gewonnenen Ergebnisse deuten darauf hin, dass auf Gerüst hergestellte Brücken mit Baubeginn vor 1970 bei einem pessimistischen Verkehrsszenario – gekennzeichnet durch Anhebung des zulässigen Gesamtgewichts heutiger Fahrzeugtypen – gegenüber der bisherigen Praxis in hohem Maße vermehrt verstärkungsbedürftig sind; bereits unter der derzeitigen ermüdungswirksamen Verkehrslastbeanspruchung sind die Bauwerke schon hoch ausgelastet.

Die Auswirkungen infolge der dynamischen Beanspruchungen durch die für die aktuellen Verkehrslasten als maßgebend anzusehenden überladenen Nutzfahrzeuge können rechnerisch mit hinreichender Genauigkeit durch das idealisierte 48 t-Einzelfahrzeug des Ermüdungslastmodells (FLM) 3 ohne erhöhte Achslasten ($F_Q = 1,0$) erfasst werden. Bei einer Erhöhung der Achslasten gemäß DIN-Fachbericht 102 ($F_Q = 1,4$) stellt FLM 3 auch

ein einfaches und geeignetes Instrument für die Beurteilung bestehender Spannbetonüberbauten unter der Annahme eines pessimistischen Szenarios der Verkehrsentwicklung dar. Sollte es dazu kommen, liegt deshalb der Gedanke nah, die nach der Handlungsanweisung der BASt geforderten Nachweise unter Zugrundelegung des FLM 3 zu führen.

6 Erhaltungsaufwand

6.1 Allgemeines

Im Netz der Bundesfernstraßen befinden sich aktuell rund 37 500 Brücken (Anlagevermögen ≈ 40 Mrd. Euro) mit einer Gesamtüberbaufläche von knapp 28 Mio. m² und einer Gesamtlänge von über 1 900 km (NAUMANN, 2006). Die meisten Brücken (ca. 70 %) wurden in Spannbetonbauart errichtet; etwa 30 % sind Stahlbeton-, Stahl- und Stahlverbundbrücken sowie einige wenige Stein- und Holzbauwerke (Bild 6.1).

Der Großteil der Brücken an den Bundesfernstraßen weist eine bisherige Nutzungsdauer von 30 bis 50 Jahren auf, wobei das Alter der Bauwerke in den neuen und alten Bundesländern sehr unterschiedlich ist: In den alten Bundesländern wurde die überwiegende Zahl der Brücken – bedingt durch das Wachstum der Industrie sowie den rapiden Ausbau des Straßennetzes – in den 1960er bis 1980er Jahren gebaut; hierzu gehören vor allem die größeren Spannbetonbrücken (Bild 6.2). Dagegen mussten in den neuen Bundesländern sehr viele Straßenbrücken auf Grund ihres größtenteils desolaten Erhaltungszustandes abgebrochen und neu gebaut werden (KRIEGER und GEHRLICHER, 2000; STANDFUß, 1999).

Im Vergleich zu Betonbrücken spielte der Stahlverbundbrückenbau in Deutschland über Jahrzehnte eine sehr untergeordnete Rolle; Verbundbrücken wurden praktisch nur noch in Sonderfällen gebaut (SCHMITT, 2002). Seit den 1990er Jahren ist allerdings eine deutliche Zunahme von Stahlverbundbrücken zu verzeichnen, begünstigt durch geänderte Marktbedingungen sowie neu entwickelte Querschnitte und Bauverfahren; der Anteil der Verbundbrücken im Straßenneubau erreicht in einigen Streckenabschnitten über 30 % (DENZER und SCHMACKPFEFFER, 2005; NAUMANN 2006).

Im Folgenden werden Spannbeton- und Verbundbrücken untersucht. Es soll festgestellt werden:

- Wie wirken sich die derzeitigen und zukünftig zu erwartenden dynamischen Einwirkungen

unter Einbeziehung möglicher Vorschädigungen auf den Erhaltungsaufwand aus? Nach welchen Kriterien lässt sich dies klassifizieren?

- Welche Erhaltungsmaßnahmen können wann erforderlich werden? In welcher Größenordnung liegen die damit verbundenen Kosten?

Hierzu werden auf Grund ihrer Bedeutung in erster Linie abschnittsweise mit Koppelfugen hergestellte Spannbetonüberbauten analysiert, die ein ungünstiges Ermüdungsverhalten in Kombination mit Verschleißerscheinungen aufweisen. Darüber hinaus werden ggf. risempfindliche Fahrbahnplatten von Verbundbrücken hinsichtlich der Ermüdungsproblematik betrachtet.

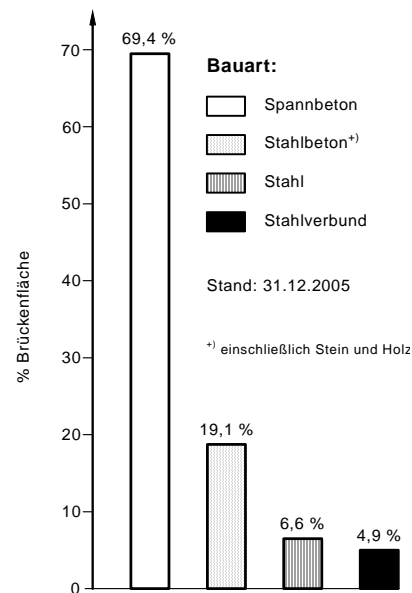


Bild 6.1: Brücken der Bundesfernstraßen, Bestand in Abhängigkeit von der Bauart (nach NAUMANN, 2006)

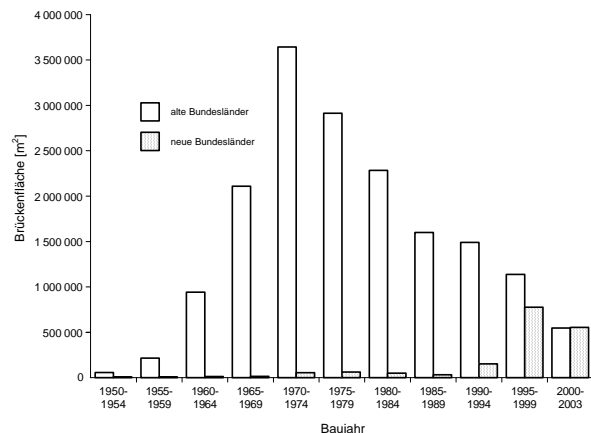


Bild 6.2: Altersstruktur der Spannbetonbrücken an Bundesfernstraßen (nach BMVBS, 2006)

6.2 Abschnittsweise hergestellte Spannbetonüberbauten

6.2.1 Schadenfälle und Folgerungen

Nachdem in den 1960er Jahren Risse in Koppelfugengebieten bekannt geworden waren, wurde im Jahre 1971 vom BMV eine umfangreiche Schadenerfassung veranlasst. Aufgrund der hierbei gewonnenen Ergebnisse wurden vom BMV kurzfristig Forschungsaufträge zur Klärung möglicher Schadenursachen mit dem Ziel der Ausarbeitung verbesserter Bemessungsregeln erteilt und es wurde eine systematische Erfassung der Risse in Spannbetonüberbauten im Rahmen der alle 6 Jahre stattfindenden Brückenhauptprüfung eingeleitet. Bis zum Jahre 1976 bestand zu einer sofortigen einschneidenden Änderung der geltenden Bemessung für Koppelfugen jedoch keine Notwendigkeit, da die bis dahin beobachteten Schäden und daraus gefolgerten Schadenursachen keine akute Gefährdung der Standsicherheit der Bauwerke anzeigten.

Schäden gravierenden Ausmaßes wurden dann im Oktober 1976 anlässlich einer regelmäßigen Brückenprüfung an der 1959/1960 hergestellten „Hochstraße Prinzenallee“ im Heerdter Dreieck bei Düsseldorf festgestellt. Nähere Untersuchungen ergaben, dass in vier Koppelfugen jeweils fünf Spannglieder in der unteren Lage infolge von Ermüdungsbruch in den Koppelstellen versagten; auch die untere, die Fugen kreuzende Betonstahlbewehrung war gerissen (MODEMANN, 1983).

Nur wenige Wochen nach Entdeckung dieses Schadenfalls – des bis heute einzigen dieser Art – wurde vom BMV für seinen Geschäftsbereich eine sofortige Zwischenprüfung („Prüfung aus besonderem Anlass“) an sämtlichen Spannbetonbrücken mit Koppelfugen in die Wege geleitet und u. a. vorgeschlagen, bei Brücken mit Koppelfugensissen, „die auch im Bereich der Spannglieder sichtbar sind und deren Breite sich möglicherweise unter Verkehr ändert“, über sofort zu ergreifende Maßnahmen im Einzelfall zu entscheiden (WÖLFEL, 1977). Darüber hinaus wurden die Bemessungsregeln für Koppelfugen noch Anfang 1977 kurzfristig geändert und es wurden vom Institut für Bautechnik alle Zulassungsinhaber von Spannverfahren mit Kopplungen aufgefordert, den Änderungsbescheid vom 8. Februar 1977 (IFBT, 1977) mit sofortiger Wirkung „auch bei solchen Brücken, die sich z. Z. in der Bauausführung befinden“ anzuwenden.

Aus dem Schlussbericht der mit der vorgenannten Zwischenprüfung beauftragten BAST geht hervor,

dass von den mit Stand Juli 1984 gemeldeten 993 Spannbetonbrücken mit Koppelfugen

- 588 Bauwerke in den Fugengebieten gerissen waren, von denen
- 129 Bauwerke die Koppelkonstruktionen kreuzende Risse mit Rissbreiten $\geq 0,2$ mm aufwiesen

(BAST, 1985). Hinsichtlich der Risshäufigkeit in den Koppelfugengebieten ergibt sich nach dem BAST-Bericht eine in der Tendenz eindeutige Abhängigkeit von der Querschnittsform, dem Herstellungsverfahren und dem Baubeginn: Nach den seinerzeitigen Untersuchungen waren mehr sowie auch breitere Risse an Brückenüberbauten mit Hohlkastenquerschnitt bzw. an auf Lehrgerüst/Vorschubrüstung hergestellten Überbauten sowie an Brücken mit Baubeginn bis 1969 (Bild 6.3) zu beobachten.

Die in nur wenigen Jahren nach dem Schadenfall Prinzenallee gewonnenen Forschungsergebnisse machten deutlich, dass die Ursachen der in den Koppelfugengebieten aufgetretenen Schäden unmittelbar mit Schwächen des seinerzeitigen Entwurfs zusammenhingen. Es sind insbesondere zu nennen:

- unzutreffende Berechnungsannahmen,
- Kopplung sämtlicher Spannglieder in den Arbeitsfugen,
- geringe Mengen an Betonstahlbewehrung.

Hinzu kamen Unzulänglichkeiten der Bauausführung, im Zuge derer häufig auch die geringen Mengen an Betonstahl mehrfach verbogen oder schlicht abgeschnitten wurden, weil sie die Spannarbeiten störten (Bild 6.4).

Die genannten schadenauslösenden Einflüsse stehen im Einklang mit den Befunden des Schlussberichts der BAST (BAST, 1985). So ist beispielsweise die Schadenhäufigkeit von Hohlkastenbrücken (nahezu mittige Zugbeanspruchung der Bodenplatten) bzw. auf Gerüst hergestellten Überbauten direkt mit den erwähnten Unzulänglichkeiten der Auslegung erklärbar: Die hohe erforderliche zentrische Vorspannung für die anderen bekannten Herstellungsverfahren – Taktschiebverfahren und Freivorbau – erlaubt höhere, rechnerisch nicht erfasste Zugspannungen in den Arbeitsfugen, ohne eine Rissbildung auszulösen.

Von den im BAST-Bericht erfassten 171 Brücken mit in den Koppelfugengebieten durchgeführten Korrosionsschutzmaßnahmen waren mit Stand Juli 1984 bei 33 Bauwerken die sanierten Risse wieder geöffnet (BAST, 1985). Von der BAST vorgeschla-

gene Wiederholungsprüfungen ergaben, dass der weitaus größte Teil der einmal durch Injektion bereits instand gesetzten Koppelfugen erneut gerissen war und auch Risse in bisher als ungerissen geltenden Brückenüberbauten gefunden wurden. Es stellte sich deshalb das Erfordernis weiterführender Untersuchungen, an denen auch das Institut für Massivbau beteiligt war (z. B. BUSCHMEYER, 1998). Als Ergebnis dieser Tätigkeit entstand die mehrstufige Handlungsanweisung der BAST (BAST, 1998), die im Zusammenhang mit der RIBW-PRÜF (BMVBW, 2004), dem „Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse“ (BAST, 2004) und der ASB-ING (BMVBW, 2004) nach allen bisher gemachten Erfahrungen ein geeignetes Instrument zur Beurteilung des Erhaltungszustandes älterer Spannbetonüberbauten für die aktuelle Verkehrslastbeanspruchung darstellt.

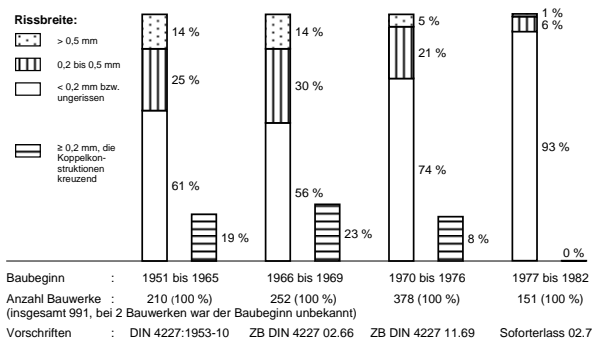


Bild 6.3: Risserfassung, aufgeschlüsselt nach Baubeginn (nach BAST, 1985)



Bild 6.4: Koppelfugenquerschnitt eines älteren Spannbetonüberbaus

6.2.2 Auslegung älterer Spannbetonbrücken und Folgerungen

Im Folgenden werden die wesentlichen, sich im Laufe der Zeit auf Grund der festgestellten Schäden und ihrer Ursachen geänderten Regeln für die Bemessung und Konstruktion von Koppelfugen qualitativ erörtert. Auf Einzelheiten wird nur dann

eingegangen, wenn dies für die Beurteilung älterer Spannbetonüberbauten von Bedeutung ist.

Mindestbewehrung:

Eine Mindestbewehrung für Spannbetonbrücken wurde erstmalig im Jahr 1966 in den vom BMV und der Deutschen Bundesbahn herausgegebenen „Zusätzlichen Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton“ (ZB DIN 4227) eingeführt; nach der ersten deutschen Spannbetonnorm:

- DIN 4227:1953-10

war sie nur für ohne Verbund vorgespannte Bauteile vorzusehen. In der Fassung Februar 1966:

- ZB DIN 4227 02.66

wurde u. a. ein Mindeststabdurchmesser von 8 mm bei Großstabständen von 25 bzw. 33 cm verlangt. In der Fassung November 1969:

- ZB DIN 4227 11.69

wurde die Mindestbewehrung erhöht und darüber hinaus empfohlen, wegen der besseren Verbundeigenschaften Betonformstahl (in der Regel BSt III) vorzuziehen – BSt I wurde jedoch nicht ausgeschlossen. Diese Mindestbewehrung wurde in den 1973 erschienenen „Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen“:

- Rili DIN 4227 06.73

nicht signifikant geändert, jedoch im Jahr 1976 durch die erste Ausgabe der „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für Kunstbauten“ (ZTV-K) ergänzt: Nach den

- ZTV-K 76

musste u. a. auch eine über alle Arbeits- oder Abschnittsfugen durchlaufende Längsbewehrung am Außenrand von Kragplatten in einem 1 m breiten Streifen angeordnet werden. Einschneidende Veränderungen wurden 1977 nach dem Schadenfall Prinzenallee eingeführt: In dem

- Soforterrlass 02.77

(IFBT, 1977) wurde eine deutliche Erhöhung der die Koppelfugen kreuzenden, aus Betonrippenstahl BSt 42/50 bestehenden Mindestlängsbewehrung mit Stababständen ≤ 15 cm bei Bewehrunggehalten für den Bereich des unteren Querschnittsrandes $\geq 0,25$ % (Stege von Plattenbalken, Massivplatten, Hohlplatten mit annähernd kreisförmigen Aussparungen) bzw. ≥ 1 % (Bodenplatten von Hohlkästen, Hohlplatten mit annähernd rechteckigen Aussparungen; einschließlich des Durchdringungsbereichs mit dem Steg) gefordert. Diese Konstruktionsregeln wurden mit nur einigen weni-

gen Änderungen in die Neufassung der Spannbetonnorm

- DIN 4227-1:1979-12

aufgenommen und finden sich auch in der darauf folgenden Neufassung

- DIN 4227-1:1988-07.

In der 2. Ausgabe der ZTV-K:

- ZTV-K 80

wurde darüber hinaus generell ein Mindeststabdurchmesser 10 mm verlangt, später dann:

- ZTV-K 88

zusätzlich ein Stababstand ≤ 20 cm.

Begrenzung der Rissbreite:

Der im Jahre 1953 mit DIN 4227:1953-10 eingeführte Nachweis in Form einer Risssicherung durch Begrenzung der unter Gebrauchslast auftretenden Zugspannungen und ihre Aufnahme durch Bewehrung blieb über viele Jahre hinweg nahezu unverändert. Ein Nachweis der Begrenzung der Rissbreite wurde erst 1979 mit Erscheinen der

- DIN 4227-1:1979-12

verlangt. Wie sich nach vergleichsweise kurzer Zeit der Anwendung herausstellte, waren jedoch auch mit diesem Nachweis – zu führen unter 1,35-facher Gebrauchslast unter Einbeziehung eines linearen Temperaturgradienten $\Delta T = 5$ K – die Empfindlichkeiten der Koppelfugen in einem nahe dem Momentennullpunkt liegenden Tragwerksabschnitt nicht mit der erforderlichen Sicherheit erfassbar. Vom Sachverständigenausschuss „Spannbeton-Spannverfahren“ wurde deshalb 1983 empfohlen, den Nachweis für Koppelfugen gemäß

- Vornorm DIN 4227-6:1982-05

zu führen, d. h. für 1,0-fache Gebrauchslast (einschließlich $\Delta T = 5$ K) mit einem additiven Zusatzmoment ΔM_1 (dieses entspricht ebenfalls $\Delta T = 5$ K) bei 10 %-iger Abminderung oder Erhöhung der Vorspannung – je nach Schnittgrößenkombination – unter Berücksichtigung eines Mindestmomentes M_2 (dieses entspricht $\Delta T = 15$ K und ist i. d. R. im Bereich des Momentennullpunktes maßgebend), sowie erhöhte Spannkraftverluste an Spanngliedkopplungen auf Grund zwischenzeitlich durchgeführter Untersuchungen zu berücksichtigen. Diese Empfehlungen wurden vom Institut für Bautechnik aufgegriffen und die

- Zulassungsbescheide für Spannverfahren

dementsprechend kurzfristig durch

- Änderungsbescheide 1983

korrigiert. Das Nachweiskonzept wurde im Jahr 1988 auch in DIN 4227-1:1988-07 einschließlich einer Erhöhung der linearen Temperaturgradienten auf $\Delta T = 7$ K gemäß DIN 1072:1985-12 aufgenommen und in den Folgejahren fortgeschrieben.

Ermüdungsnachweis:

Das Problem der Ermüdung beim Spannbeton wurde zunächst nur hinsichtlich der Zulassung von Spannstählen und Spannverfahren behandelt, wonach beispielsweise gemäß der im Oktober 1954 erschienenen

- Zulassungsrichtlinien DIN 4227 10.54

im Rahmen von Schwingversuchen der Schwingbereich festzustellen war, der $2 \cdot 10^6$ Lastspiele erträgt. Ein Ermüdungsnachweis wurde erst viele Jahre später, etwa ab 1970, in den

- Zulassungsbescheiden für Spannverfahren

gefordert: Hiernach war eine 1,45-fache Sicherheit der aus den ermüdungswirksamen Verkehrslastanteilen (50 % der normgemäßen Verkehrslast) berechneten Spannstahlspannungsänderungen gegenüber der im Schwellversuch erreichten Schwingbreite unter Berücksichtigung gerissener Betonzugzone nachzuweisen. Wegen der unzutreffenden Berechnungsannahmen zur damaligen Zeit wurde dieser Nachweis jedoch i. d. R. an einem überdrückten Querschnitt erbracht, d. h. im ungerissenen Zustand I mit viel zu geringen Schwingbreiten gegenüber denen im gerissenen Zustand II, so dass hieraus keine Erhöhung der seinerzeit als ausreichend angesehenen Betonstahlbewehrung resultierte. Die Grundlagen dieses Nachweises wurden nach dem Schadenfall Prinzenallee mit dem

- Soforterrlass 02.77

(IFBT, 1977) entscheidend verbessert, indem neben den ständig wirkenden Beanspruchungen ein Zusatzmoment ΔM entsprechend $\Delta T = 10$ K anzusetzen war. Hierdurch wurde ein Aufreißen des Koppelfugenquerschnitts rechnerisch erzwungen, so dass entweder hoch vorgespannt oder unten eine starke schlaife Bewehrung eingelegt werden musste (WÖLFEL, 1977). Diese Vorschrift wurde 1979 in

- DIN 4227-1:1979-12

aufgenommen; zusätzlich wurde für die Berechnung des Grundmomentes eine Temperaturbeanspruchung $\Delta T = 5$ K eingeführt, d. h. für den Ermüdungsnachweis war in Kombination mit ΔM von insgesamt $\Delta T = 15$ K auszugehen. Erhöhte

Spannkraftverluste an Spanngliedkopplungen waren seit 1983 auch beim Ermüdungsnachweis zu berücksichtigen. Im Jahr 1988 wurde der Nachweis mit Einführung der DIN 4227-1:1988-07 durch Erhöhung des linearen Temperaturgradienten auf $\Delta T = 7 \text{ K}$ fortgeschrieben.

Anordnung der Koppelfugen, Vorspanngrad:

In DIN 4227:1953-10 wurde empfohlen, dass Arbeitsfugen im Bereich von Zugspannungen nach Möglichkeit zu vermeiden sind bzw. – sofern dies nicht der Fall war – eine Begrenzung der größten Zugspannungen in Abhängigkeit vom Vorspanngrad (volle/beschränkte Vorspannung) zu gewährleisten ist. Wohl mit dem Ziel einer Verschärfung dieser Regel wurde in den

- Zulassungsbescheiden für Spannverfahren

aus den 1960er Jahren vorgeschrieben, dass Spanngliedkopplungen nur im Bereich von Momentennullpunkten angeordnet werden dürfen und/bzw. in Koppelfugenquerschnitten die Bedingungen der vollen Vorspannung erfüllt sein müssen. Diese Forderungen, die auf Grund rechnerisch nicht berücksichtigter Einwirkungen gerissene Fugenquerschnitte in sensiblen Tragwerksabschnitten zur Folge haben konnten, wurden später fallengelassen; sie waren ab etwa 1970 nicht mehr Gegenstand der Zulassungsbescheide.

Kopplungsgrad:

In einem Zulassungsbescheid aus dem Jahre 1959 (BSI, 1959) wurde verlangt, dass in einem Schnitt nicht mehr als 50 % der Spannglieder gestoßen werden dürfen. Diese Vorschrift wurde – leider – nur wenige Monate später durch die gemäß der beschriebenen „Anordnung der Koppelfugen, Vorspanngrad“ ersetzt, was letztlich nichts anderes als eine Kopplung sämtlicher bzw. des Großteils der Spannglieder in einem Querschnitt verursachen konnte. Dies wurde auch tatsächlich bei der überwiegenden Zahl der auf Lehrgerüst/Vorschubrüstung hergestellten Brückenüberbauten über viele Jahre hinweg praktiziert. Erst die

- ZTV-K 80

brachten dann eine Verbesserung: Danach mussten in jedem Brückenquerschnitt mindestens 30 % der Spannglieder ungestoßen durchgeführt werden.

Auf Grund vorstehender Erörterungen können als ein Kriterium zur Klassifizierung abschnittsweise mit Koppelfugen hergestellter Spannbetonüberbauten die Jahre 1970 (Auswirkung der ZB DIN 4227 11.69) und 1977 (Auswirkung des Sofortlasses 02.77) angesehen werden, wie dies auch

aus Bild 6.3 hervorgeht. Darüber hinaus können für Spannbetonüberbauten, die bis 1980/81 erstellt wurden – d. h. bis zur Auswirkung der Neuauflage der DIN 4227-1:1979-12 –, grundsätzlich Biege- und Torsionsrisse mit zu großen Breiten erwartet werden, ggf. verbunden mit einer ungenügenden Ermüdungssicherheit auch in Feldbereichen. Hinsichtlich des Erhaltungsaufwandes sind deshalb die bis etwa 1981 in den alten Bundesländern gebauten Spannbetonbrücken von besonderem Interesse.

6.2.3 Eigene Untersuchungen und Folgerungen

In den vergangenen Jahren war das Institut für Massivbau im Rahmen mehrerer Forschungsvorhaben in Zusammenarbeit mit Straßenbauverwaltungen von Ländern und Kommunen an der Beurteilung des Erhaltungszustandes von 122 Spannbetonbrücken mit 193 abschnittsweise hergestellten Überbauten mit einer Gesamtlänge von 62,1 km und 1520 Koppelfugen beteiligt (BUSCHMEYER, 1998; IVÁNYI und BUSCHMEYER, 2002; BUSCHMEYER, SCHNELLENBACHHELD und SAMOL, 2005). Im Folgenden werden die wichtigsten Merkmale und Untersuchungsergebnisse hinsichtlich der im Vordergrund stehenden Fragestellung erörtert.

Baubeginn, Querschnittsform:

Die insgesamt 122 Bauwerke wurden errichtet mit Baubeginn

- 1958 bis 1965: 20 Brücken (DIN 4227:1953-10)
- 1966 bis 1969: 41 Brücken (ZB DIN 4227 02.66)
- 1970 bis 1976: 54 Brücken (ZB DIN 4227 11.69)
- 1977 bis 1979: 7 Brücken (Sofortlass 02.77)

(Bild 6.5), wobei die in den Klammern angegebenen Vorschriften die für die Auslegung der Koppelfugen maßgebenden bezeichnen.

Die Überbauten von 81 Brücken wurden mit Hohlkastenquerschnitt (Gesamtlänge $L = 45,9 \text{ km}$; 1 186 Koppelfugen), die von 32 Brücken mit Plattenbalkenquerschnitt ($L = 13,1 \text{ km}$; 243 Koppelfugen) und die von 9 Brücken mit Plattenquerschnitt ($L = 3,1 \text{ km}$; 91 Koppelfugen) ausgeführt. Bei den Hohlkastenbrücken überwiegt die Querschnittsform des einzelligen Hohlkastens (51 Bauwerke), bei den Plattenbalkenbrücken die des zweistegigen Plattenbalkens (29 Bauwerke); 6 der insgesamt 9

Plattenbrücken wurden als Hohlplatte, die restlichen 3 als Massivplatte ausgebildet.

Herstellungsverfahren, Kopplungsgrad:

Die Überbauten von 5 Brücken wurden im Takt-schiebeverfahren mit Baubeginn 1970 bis 1977 hergestellt, alle übrigen auf Lehrgerüst bzw. Vorschubrüstung. Dementsprechend wurden in der überwiegenden Zahl der Arbeitsfugen der untersuchten Überbauten sämtliche bzw. ein Großteil der Spannglieder gekoppelt.

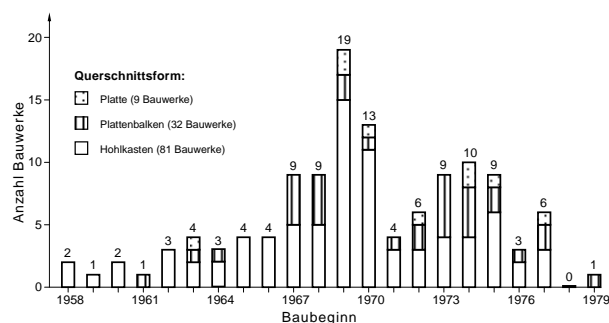


Bild 6.5: Anzahl der Bauwerke – Baubeginn, Querschnittsform

Betonstahl, Spannverfahren:

Die die Koppelfugen kreuzende Betonstahlbewehrung besteht bei 94 von 122 Brücken aus geripptem Stahl III, bei 3 Bauwerken aus glattem Stahl I, bei 2 Bauwerken aus glattem bzw. quengeripptem Stahl II. Die Koppelfugen der restlichen 23 Brücken wurden in BSt III in Kombination mit BSt I bzw. BSt II bewehrt. Mit dem Bau der in den Koppelfugenbereichen ausschließlich mit BSt I oder BSt II bewehrten Brückenüberbauten wurde in den Jahren 1959 bis 1963 begonnen, d. h. vor Einführung der ZB DIN 4227. Für die Längsvorspannung der Überbauten kamen folgende 14 Spannverfahren zur Anwendung:

- BBRV (für 26 Bauwerke mit Baubeginn 1960 bis 1970)
- BBRV-Suspa (21 Bauwerke, 1971 bis 1979)
- KA (16 Bauwerke, 1967 bis 1977)
- Leoba AK (14 Bauwerke, 1968 bis 1977)
- Polensky & Zöllner (12 Bauwerke, 1963 bis 1969)
- Monierbau-Rundstahl (6 Bauwerke, 1960 bis 1968)
- Hochtief (6 Bauwerke, 1966 bis 1972)
- Dywidag (5 Bauwerke, 1958 bis 1973)
- Vorspan-Technik (5 Bauwerke, 1964 bis 1971)
- Sager & Woerner (4 Bauwerke, 1969 bis 1974)

- Held & Francke (3 Bauwerke, 1967 bis 1975)
- Züblin (2 Bauwerke, 1962 bzw. 1973)
- Bilfinger + Berger (1 Bauwerk, 1976)
- BSG (gem. TGL) (1 Bauwerk, 1972)

Danach wurden am häufigsten – bei über 70 % der untersuchten Brücken – die Spannverfahren BBRV bzw. BBRV-Suspa, KA, Leoba AK und Polensky & Zöllner eingesetzt. Der Baubeginn der mit Spanngliedern der Spannverfahren BBRV, Polensky & Zöllner sowie Monierbau-Rundstahl vorgespannten Überbauten (44 Bauwerke) lag vor Wirksamwerden der ZB DIN 4227 11.69.

Bauwerksgeschichte, Risserfassung:

Von den Straßenbauverwaltungen durchgeführte Brückenprüfungen ergaben, dass knapp 80 % der in den Koppelfugenbereichen bereits einmal – in den Jahren 1972 bis 1988 – durch EP-I (kraftschlüssiges Füllen mit Epoxidharz) bzw. EP-T (Tränkung mit Epoxidharz) instand gesetzten Bauwerke erneut Koppelfugenrisse zeigten. Insgesamt wurden bei 94 Brücken die Koppelkonstruktionen kreuzende Risse mit Breiten zwischen max $w_{KF} = 0,1$ mm und max $w_{KF} = 1,65$ mm (beim Bauwerk „Pariser Straße“ im Heerdt Dreieck bei Düsseldorf, das jedoch nicht so gravierende Schäden aufwies wie das Nachbarbauwerk „Prinzenallee“) entdeckt. Bei dem Großteil der Bauwerke (40 Brücken) betragen die Rissbreiten zum Zeitpunkt der Brückenprüfung max $w_{KF} < 0,2$ mm (Bild 6.6). Die größte Rissempfindlichkeit zeigten die Hohlkastenbrücken, wie dies in der Vergangenheit auch von der BAST festgestellt worden war (BAST, 1985).

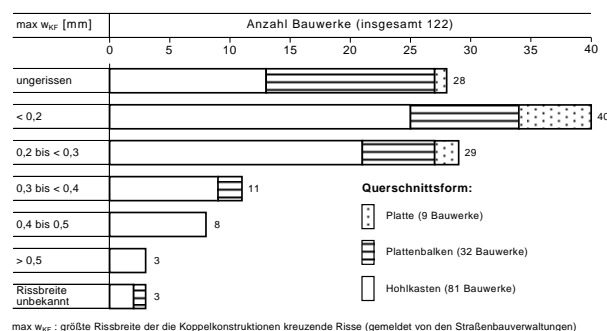


Bild 6.6: Risserfassung (Grundlage: Prüfergebnisse der Straßenbauverwaltungen)

Zur Bewertung der in Bild 6.6 dargestellten Ergebnisse muss allerdings beachtet werden, dass die Erfassungen der Straßenbauverwaltungen vor Ort häufig in Monaten mit geringer Temperaturbeanspruchung (Oktober bis März) vorgenommen worden waren, d. h. die zu diesem Zeitpunkt festgestellten Rissbreiten können erheblich niedriger ausfallen als die während (hoch-)sommerlicher

Witterungsverhältnisse (s. Bild 5.2). Aufgrund dieses Umstandes und einiger weiterer technischer und personeller Gegebenheiten (z. T. keine oder nicht ordnungsgemäß angebrachte Gipsmarken bzw. eine erst im Verlauf der Zeit eingetretene Sensibilisierung des Prüfpersonals) wurden deshalb vom Institut für Massivbau weitere Untersuchungen, vorzugsweise im Rahmen von

- Kurzzeitmessungen (Doppelmessung der Wegänderungen des Betons an der Koppelfuge bei Miterfassung von Vergleichswerten aus einem ungerissenen Bereich)

zu einer zweifelsfreien Entscheidung darüber vorgenommen, ob die Fugenquerschnitte gerissen oder ungerissen sind. Die – mit vergleichsweise geringem Aufwand durchführbaren Messungen – ergaben, dass von den ursprünglich 28 als ungerissen gemeldeten Koppelfugenbrücken (Bild 6.6) tatsächlich nur 7 Bauwerke ungerissene Fugen aufwiesen. Das Brückenprüfpersonal wurde deshalb im Rahmen einiger Schulungen mit den besonderen Problemen der Koppelfugen auch im Detail vertraut gemacht; alle im Rahmen der Brückenprüfung zu ergreifenden Maßnahmen bzw. zu erfassenden Daten sind mittlerweile verbindlich vorgeschrieben. Von den Verfassern wurde in der jüngeren Vergangenheit jedoch festgestellt, dass die für

- eine aussagekräftige Brückenprüfung erforderliche Sorgfalt, ggf. im Zusammenhang mit der Tätigkeit vergleichsweise wenig erfahrener Brückenprüfer, nicht mehr unbedingt gewährleistet ist.

Auch aus diesem Grunde stellte sich beispielsweise in der letzten Zeit erneut

- das Erfordernis der beschriebenen Kurzzeitmessungen, die über viele Jahre i. d. R. entbehrlich war.

Anlässlich der Brückenprüfungen wurden an 38 Bauwerken von den 115 Brücken mit Koppelfugenrissen auch Biegerisse in den Feldern beobachtet (Bild 6.7), die auf ein deutliches – unplanmäßiges – Vorspannkraftdefizit hindeuten. Tatsächlich waren auch etwa 50 % dieser Bauwerke global, d. h. durch eine zusätzliche externe Vorspannung ohne Verbund über die gesamte Tragwerkslänge zu verstärken.

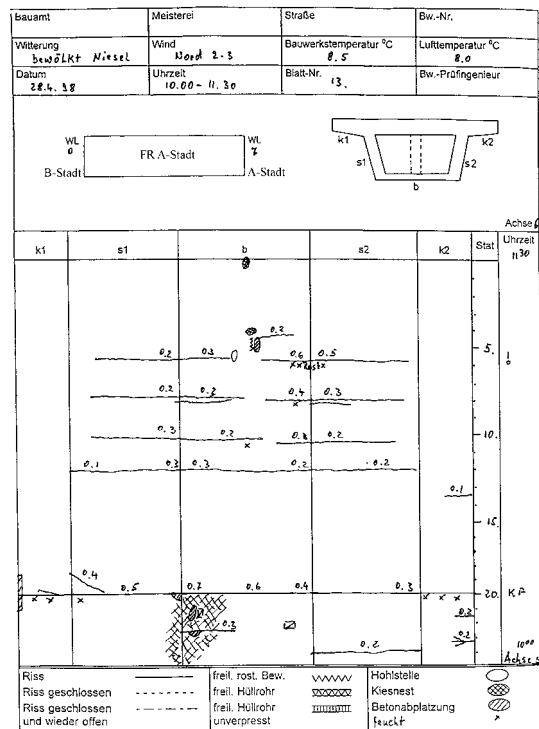


Bild 6.7: Abschnittsweise hergestellter Spannbetonüberbau mit intensiv gerissenen Feldern, Beispiel einer Schadstellenerfassung

Messergebnisse (Spannstahlspannungsänderungen):

Im Rahmen eines umfangreichen Messprogramms wurden u. a. die Spannungsänderungen des Spannstahls ($\Delta\sigma_p$) in den Koppelfugen von insgesamt 48 Brücken erfasst. Die Messungen erfolgten unter dem fließenden Verkehr (nutzlastbedingt; $\Delta\sigma_{p,n}$) sowie anlässlich von Belastungsversuchen ($\Delta\sigma_{p,B}$). Die Probelastungen mussten aus verkehrstechnischen Gründen nahezu ausschließlich in den Vormittagsstunden durchgeführt werden, d. h. bei einer geringeren Temperaturbeanspruchung als sie in den Abendstunden zu erwarten ist (s. Abschnitt 5.2.3). Unter dem fließenden Verkehr ergaben sich an 32 Bauwerken kleinere Spannungsänderungen $\max \Delta\sigma_{p,n} < 20 \text{ N/mm}^2$, an 5 Brücken wurden hohe Spannstahlspannungsänderungen $\max \Delta\sigma_{p,n} > 40 \text{ N/mm}^2$ festgestellt (Bild 6.8). Der Spitzenwert betrug $66,9 \text{ N/mm}^2$ (beim Vorhandensein einer Temperaturbeanspruchung von $\Delta T = 9,8 \text{ K}$), er entspricht 87 % der für das Spanverfahren zulässigen Schwingbreite zu $\Delta\sigma_p = 0,7 \cdot 110 = 77 \text{ N/mm}^2$. Hohe $\Delta\sigma_{p,n}$ -Werte traten stets an mit häufig überladenen Nutzfahrzeugen stark befahrenen Brückenüberbauten in den späten Nachmittags- bzw. Abendstunden ($\Delta T > 6 \text{ K}$) auf.

Die im Rahmen der Probelastungen durch die Belastungsfahrzeuge (5-achsige Sattelzüge mit einem Gesamtgewicht zwischen 37 und 43 t) ge-

weckten Spannungsänderungen betragen für 70 % der insgesamt 48 untersuchten Bauwerke $\max \Delta\sigma_{p,B} < 20 \text{ N/mm}^2$, für 15 % der Brücken ergab sich $\max \Delta\sigma_{p,B} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ (Bild 6.9). Beim Höchstwert von $50,1 \text{ N/mm}^2$ (er entspricht 65 % von $\Delta\sigma_p = 77 \text{ N/mm}^2$) herrschte ein linearer Temperaturgradient von $\Delta T = 4,8 \text{ K}$.

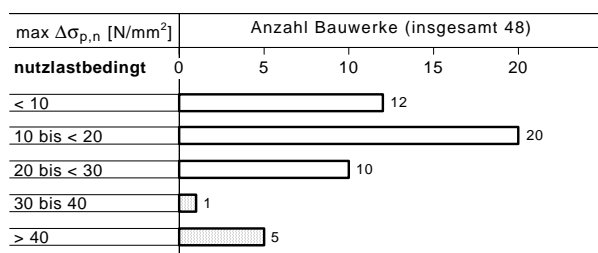


Bild 6.8: Häufigkeit von $\max \Delta\sigma_{p,n}$ (nutzlastbedingt)

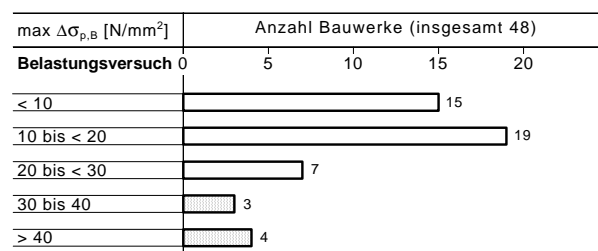


Bild 6.9: Häufigkeit von $\max \Delta\sigma_{p,B}$ (Belastungsversuche)

Instandsetzungsbedarf:

Auf Grund der gewonnenen Rechen- und Messergebnisse stellte sich von den insgesamt 122 in den Koppelfugenbereichen untersuchten Bauwerken für 115 das Erfordernis von Maßnahmen zur Wiederherstellung eines dauerhaften Bauwerkszustandes; die Koppelfugen von 7 Bauwerken waren ungerissen. Bei 69 Brücken waren nur Schutzmaßnahmen zur Vermeidung künftiger Korrosionsschäden erforderlich, bei den restlichen 46 eine statisch-konstruktive Verstärkung, davon für 11 Brücken lokal im Bereich einiger weniger Koppelfugen (durch Zusatzbewehrung in Nuten bzw. Klebelaschen bzw. Vorspannung) und für 35 Brücken global durch zusätzliche externe Vorspannung ohne Verbund über die gesamte Tragwerkslänge (Tabelle 6.1).

Instandsetzung	n_B	n_U	n_{KF}	L [m]	L_m [m]
keine (KF ungerissen)	7	9	27	1 712	190
Korrosionsschutz	69	107	849	31 865	298
lokale Verstärkung	11	15	27	5 365	358
globale Verstärkung	35	62	617	23 168	374
Summe	122	193	1 520	62 110	322 ¹⁾

n_B : Anzahl der Bauwerke, n_U : Anzahl der Überbauten, n_{KF} : Anzahl der Koppelfugen, L: Gesamtlänge der Überbauten, $L_m = L/n_U$; ¹⁾ $\Sigma L/n_U = 62\ 110/193$

Tab. 6.1: Instandsetzungsbedarf im Bereich der Koppelfugen (KF)

Aus Tabelle 6.1 geht ein zunehmender Instandsetzungsbedarf für größere Brücken hervor, wie dies auch Bild 6.10 verdeutlicht.

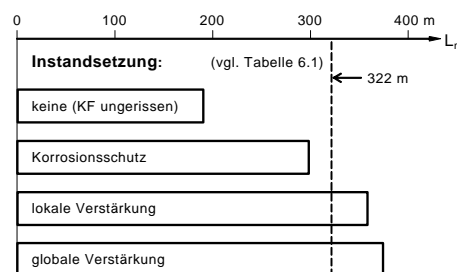


Bild 6.10: Instandsetzungsbedarf in Abhängigkeit von der Überbauungslänge

Die auf Grund der Bauwerkmessungen als eindeutig ungerissen identifizierten 7 Spannbetonbrücken – alle hergestellt mit Baubeginn 1964 bis 1977 – weisen eine hohe zentrische Vorspannung ($\sigma_{N\infty} = P_{\infty}/A$; P_{∞} : Vorspannkraft nach Abzug sämtlicher Spannkraftverluste, A: Querschnittsfläche des Überbaus) bis $\sigma_{N\infty} = 6 \text{ N/mm}^2$ auf. Bei 6 dieser 7 Brücken lagen die im Rahmen einer Empfindlichkeitsstudie ermittelten Randspannungen in sämtlichen Koppelfugenquerschnitten für alle in Anlehnung an die Handlungsanweisung der BAST (BAST, 1998) untersuchten Lastfallkombinationen stets im Druckbereich; lediglich in einer Koppelfuge eines ebenfalls ungerissenen Bauwerks ergab sich eine Randzugspannung von $\sigma_c \leq +0,2 \text{ N/mm}^2$. Insgesamt sei darauf hingewiesen, dass sich aus der Empfindlichkeitsstudie für alle 115 Brücken, deren Koppelfugen durch Prüfbefund der Straßenbauverwaltungen oder eigene Messungen – es wurden 70 Bauwerke durch Doppelmessung der kurzzeitlichen, nutzlastbedingten Wegänderungen des Betons (Kurzzeitmessung) geprüft – als gerissen einzustufen waren, Randzugspannungen $\sigma_c \geq 1,0 \text{ N/mm}^2$ ergaben. Dieses Ergebnis unterstreicht die Bedeutung der in der

- Handlungsanweisung (BAST, 1998) vorgeschriebenen Empfindlichkeitsstudie.

Wie aus den erörterten Untersuchungen auch hervorgeht, hängt der Instandsetzungsbedarf ganz wesentlich von der Höhe der zentrischen Vorspannung ($\sigma_{N\infty}$) der Koppelfugenquerschnitte ab (Bild 6.11); darüber hinaus spielt der Bewehrungsgrad ($\rho_s = A_s/A$) der die Fugen kreuzenden Betonstahlbewehrung (A_s) eine bedeutende Rolle (Bild 6.12): Das Erfordernis einer statisch-konstruktiven Verstärkung stellte sich ab einer zentrischen Vorspannung $\sigma_{N\infty} > 3,5 \text{ N/mm}^2$ nur bei einer Brücke mit einem Bewehrungsgrad $\rho_s < 0,15 \%$ (Baubeginn: 1963), bei den Brücken mit $\rho_s > 0,30 \%$ waren stets nur Korrosionsschutzmaßnahmen erforderlich.

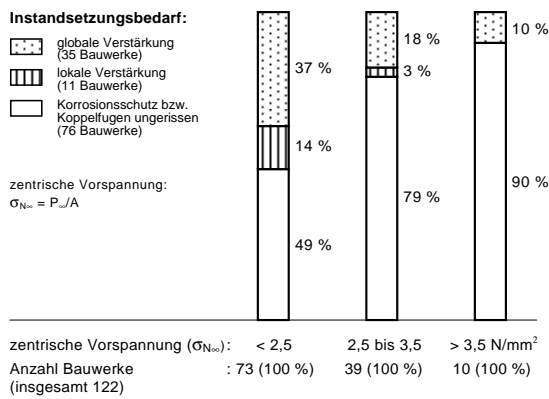


Bild 6.11: Instandsetzungsbedarf in Abhängigkeit von der zentrischen Vorspannung

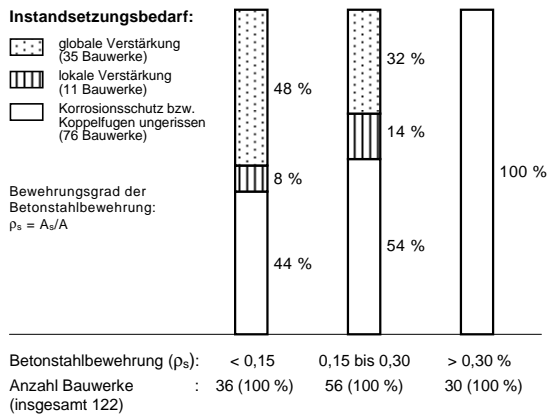


Bild 6.12: Instandsetzungsbedarf in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad der Betonstahlbewehrung

globale Verstärkung: 35 Bauwerke	
$\rho_s < 0,15 \text{ \%}$	Anzahl Bauwerke: 17
wobei $\sigma_{N_{\infty}}$:	
< 2,5 N/mm ²	13
2,5 bis 3,5 N/mm ²	3
> 3,5 N/mm ²	1
$\rho_s = 0,15 \text{ bis } 0,30 \text{ \%}$	Anzahl Bauwerke: 18
wobei $\sigma_{N_{\infty}}$:	
< 2,5 N/mm ²	14
2,5 bis 3,5 N/mm ²	4
> 3,5 N/mm ²	0 (vgl. Bilder 6.11 und 6.12)

Bild 6.13: Analyse des globalen Verstärkungsbedarfs

Diese Zusammenhänge verdeutlicht Bild 6.13 anhand einer Analyse des globalen Verstärkungsbedarfs, der hinsichtlich zukünftig evtl. erforderlicher Erhaltungsmaßnahmen von zunehmender Bedeutung sein dürfte.

Von den insgesamt 35 global zu verstärkenden Bauwerken waren seinerzeit 27 unter Zugrundelegung einer

– planmäßigen zentrischen Vorspannung $\sigma_{N_{\infty}} < 2,5 \text{ N/mm}^2$

in den Koppelfugenbereichen vorgespannt worden (s. Bild 6.11 bzw. 6.13). Hiervon wiesen 18 Bauwerke auch

– Feldrisse im Bereich einer hohen Biegebeanspruchung

auf, was auf ein Vorspannkraftdefizit hindeutet; ein Ermüdungsversagen des Spannstahls in den gerissenen Feldbereichen konnte jedoch – unter Zugrundelegung der ermüdungswirksamen Verkehrslastanteile entsprechend der entwurfsgemäßen BK 60 – ausgeschlossen werden. Sämtliche 5 Brücken, bei denen die die Koppelfugen kreuzende Betonstahlbewehrung

– ausschließlich aus BSt I bzw. BSt II besteht,

waren ebenfalls global zu verstärken. Hinsichtlich der verwendeten Spannverfahren ist der mit Abstand höchste Verstärkungsbedarf bei den mit Spanngliedern des

– Spannverfahrens Polensky & Zöllner (P & Z)

vorgespannten Brückenüberbauten auffällig: Mit Ausnahme eines Bauwerks (Bewehrungsgrad $\rho_s \geq 0,32 \text{ \%}$) waren alle anderen 11 P & Z-Brücken durch zusätzliche externe Vorspannung ohne Verbund global zu ertüchtigen. Bei der Bewertung dieses Ergebnisses muss allerdings beachtet werden, dass mit dem Bau sämtlicher P & Z-Brücken

– vor Einführung der ZB DIN 4227 11.69

mit der hierin vorgeschriebenen höheren Mindestbewehrung begonnen worden war; tatsächlich weisen die Koppelfugenquerschnitte (ausgenommen die vorher angeführte Brücke) im Mittel nur einen Bewehrungsgrad $\rho_s \approx 0,15 \text{ \%}$ bei einer zentrischen Vorspannung $\sigma_{N_{\infty}} \approx 2,0 \text{ N/mm}^2$ auf, wobei diese wegen der stets überdimensionierten Querschnittsabmessungen der Überbauten so niedrig lag. Darüber hinaus ist die im Ermüdungsversuch $2 \cdot 10^6$ -mal ertragene Schwingbreite der P & Z-Koppellanker (ertr $\Delta\sigma_p = 80 \text{ N/mm}^2$) erheblich niedriger als die der anderen eingesetzten Spannverfahren. Der Instandsetzungsbedarf der untersuchten Brückenbauwerke

– in Abhängigkeit von der Querschnittsform

geht aus Bild 6.14 hervor. Während 43 % der Hohlkastenbrücken lokal (7 %) bzw. global (36 %) zu verstärken sind, ist dies nur bei 31 % der Plattenbalkenbrücken (12 % lokale sowie 19 % globale Verstärkung) und einer Plattenbrücke (lokal zu verstärken) der Fall.

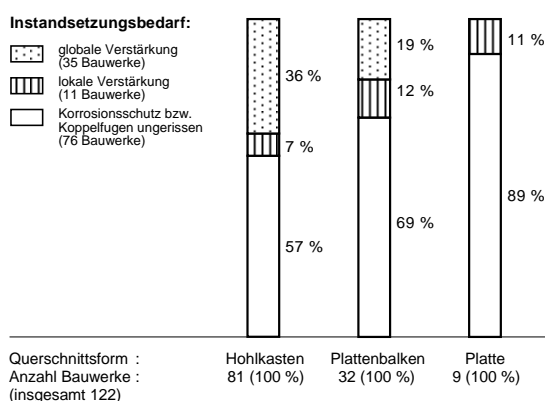


Bild 6.14: Instandsetzungsbedarf in Abhängigkeit von der Querschnittsform

Für dieses Ergebnis, das auch im Einklang mit der Risserfassung der BAST (BAST, 1985) steht, sind folgende Ursachen zu nennen:

- Hohlkastenbrücken zeigen in den Koppelfugenbereichen eine erhöhte Rissempfindlichkeit (Zweipunktquerschnitt).
- In gerissenen Koppelfugen eines Hohlkastens treten hohe Zusatzbeanspruchungen infolge von Profilverformung auf (BÜSSE, 1999), die bei Nachweisen in der Vergangenheit i. d. R. nicht berücksichtigt wurden.
- Weit über die Hälfte der untersuchten Hohlkastenbrücken wurde vor Einführung der ZB DIN 4227 11.69 gebaut, dagegen rund 60 % der Plattenbalkenbrücken bzw. 70 % der Plattenbrücken erst mit Baubeginn ab 1970, die dementsprechend einen höheren Bewehrungsgrad der die Koppelfugen kreuzende Betonstahlbewehrung aufweisen (Bild 6.5).

Maßgebend für die Auslegung der Brückenbauwerke sind natürlich die zur Bauzeit geltenden Technischen Vorschriften. Eine entsprechende Auswertung ist in Bild 6.15 dargestellt. Der höchste Verstärkungsbedarf der untersuchten Brücken kann den mit Baubeginn vor Wirksamwerden der ZB DIN 4227 11.69 zugeordnet werden: Etwa die Hälfte der bis 1969 errichteten Brücken war durch zusätzliche externe Vorspannung zu ertüchtigen, während dies nur noch bei rund 10 % der Brücken mit Baubeginn von 1970 bis 1976 der Fall ist. Nach Inkrafttreten des Soforterrlasses 02.77 (IFBT, 1977) errichtete Brücken waren nicht mehr verstärkungsbedürftig.

Für die mit Baubeginn 1970 bis 1977 hergestellten 5 Taktchiebebrücken stellte sich auf Grund ihrer herstellungsbedingten Auslegung (hohe erforderliche zentrische Vorspannung, höherer Bewehrungsgrad, größere bezogene Kragarmlänge – Anordnung der Koppelfugen –, kleinerer Kopp-

lungsgrad) stets nur das Erfordernis von Korrosionsschutzmaßnahmen im Koppelfugenbereich bzw. war eine Brücke ungerissen; eine statisch-konstruktive Verstärkung war in keinem Fall erforderlich. Bei den auf Lehrgerüst bzw. Vorschubrüstung hergestellten 117 Brücken war außer den bereits genannten Ursachen in der Tendenz bei kleinerer bezogener Kragarmlänge bzw. größerem Kopplungsgrad ein steigender Instandsetzungsbedarf festzustellen.

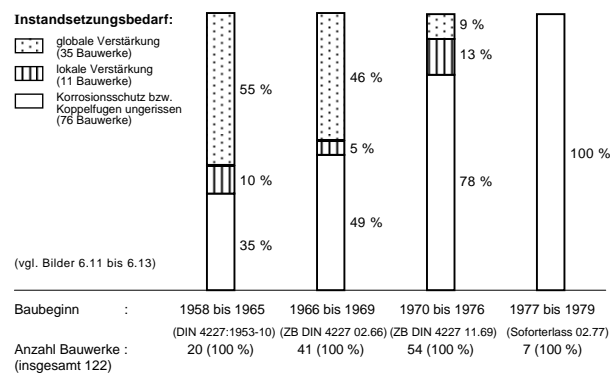


Bild 6.15: Instandsetzungsbedarf in Abhängigkeit vom Baubeginn

6.3 Betonplatten von Verbundbrücken

6.3.1 Übersicht

Das Thema der Erfahrungssammlung im Bereich des Stahlverbundbrückenbaus ist Gegenstand eines von der BAST bearbeiteten Forschungsvorhabens (FE 99 222). Die folgenden Erörterungen beschränken sich deshalb auf einige Aspekte des Ermüdungsverhaltens der Betonplatte, u. a. im Zusammenhang mit Erfahrungswerten aus der Praxis des Instituts für Massivbau.

6.3.2 Ältere Verbundbrücken

Infolge des aktuellen und prognostizierbaren Schwerlastverkehrs mit immer höheren Gesamtgewichten und Achslasten gewinnen Fragen nach der erforderlichen Ermüdungssicherheit und Dauerhaftigkeit der Fahrbahnplatte älterer Verbundbrücken zunehmend an Bedeutung. Das gilt insbesondere für

- nicht vorgespannte Betonplatten, worauf in (SEIDL, 2004) eingegangen wird. Hier ist hinzuweisen auf die Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau:
- ARS 12/1994 (BMV, 1994) bzw. ARS 15/1999 (BMVBW, 1999),

in denen empfohlen wird, Überbauten von Brücken in Stahlverbundbauweise möglichst so zu konstruieren, dass auf eine Vorspannung der Fahrbahnplatte mit Spanngliedern verzichtet werden kann. Bemerkenswert sind an dieser Stelle die Regelungen der

- Richtlinien für Stahlverbundträger (Ausgabe März 1981),

die für eine mit Spanngliedern vorgespannte Betonplatte „stets volle oder beschränkte Vorspannung“ fordern. Im

- RS 4/1992 (BMV, 1992)

wird vorgeschrieben, dass eine Quervorspannung in Stützenbereichen von Durchlaufträgern nur bei gleichzeitiger Wirkung einer Längsvorspannung (erzeugt durch Montagemaßnahmen oder Längsspannglieder) zulässig ist. Sofern Längsspannglieder zum Einsatz kamen, musste nach ARS 4/1992 entweder die Verbundplatte quer vorgespannt werden oder die Spannglieder durften nur in Bereichen liegen, die unter Gebrauchslast rissfrei bleiben.

Die genannten normativen Einschränkungen haben zusammen mit anderen Gründen (LEONHARDT, 1987; SCHMITT, 2002) wohl auch dazu geführt, dass vorgespannte Verbundtragwerke eher die Ausnahme waren. Diese dürften jedoch nach den in (SEIDL, 2004) präsentierten Untersuchungen an einem 1960 hergestellten Bauwerk, bei dem überdies empfindliche Spannstähle mit erhöhter Gefahr einer Spannungsrissskorrosion (z. B. BERTRAM, 2002) verwendet worden waren – ihre Unversehrtheit konnte wegen unkritischer korrosionsfördernder Substanzen im Beton und Einpressmörtel bei einer i. w. ungerissenen Fahrbahnplatte festgestellt werden –, im Zusammenhang mit ganzheitlichen Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen (KUHLMANN, 2007) eine dauerhafte Ausführungsalternative darstellen.

In der Vergangenheit wurde der Ermüdungssicherheit der Betonplatte wenig Aufmerksamkeit geschenkt. Für die Auslegung der Betonstahlbewehrung kann ein Ermüdungsnachweis allerdings bemessungsrelevant sein, worauf ein in (HANSWILLE und STRANGHÖNER, 2003) gezeigtes Rechenbeispiel hindeutet. Es ist deshalb zu befürchten, dass ältere

- nicht vorgespannte Betonplatten von Verbundbrücken der 1960er und 1970er Jahre,

die unter hohem Zeitdruck bei „optimiertem“ Materialeinsatz gebaut wurden, einen zur Gewährleistung der Sicherheit gegen Ermüdungsbruch der Stahleinlagen zu geringen Bewehrungsgrad auf-

weisen; dies zumal die heutige – seinerzeit nicht vorhersehbare – Verkehrslastbeanspruchung in einer durchaus rissauslösenden Größenordnung liegen kann (s. Abschnitt 5.3.4). Von dieser Gefahr können auch die

- zur damaligen Zeit verwendeten Spannglieder im Verbund

betroffen sein, falls die Fahrbahnplatte gerissen ist. Hinzu kommt das

- Problem der Verbundermüdung

(KOCH und BALÁZS, 1998; REHM und ELIGENHAUSEN, 1977), im Extremfall zum Versagen von Stabverankerungen oder Übergreifungsstößen durch Ausziehen des Bewehrungsstabes führend (ZILCH, 2004). Das gilt natürlich auch für die Fahrbahnplatte von Betonbrücken (z. B. ZILCH und WEIHER, 2007).

6.3.3 Jüngere Verbundbrücken

Von Ermüdungsfragen betroffen sind nicht nur ältere Bauwerke sondern auch in der jüngeren Vergangenheit – in den 1990er Jahren vor Einführung des DIN-Fachberichts 104 „Verbundbrücken“ (Ausgabe März 2003) mit Stichtag 1. Mai 2003 – bzw. in der Gegenwart errichtete. Hier sind besonders hohe Talbrücken mit

- einteiligen Verbundquerschnitten

(DENZER und SCHMACKPFEFFER, 2005; NAUMANN, 2006; PETER, 2003; RITZLER, 2005) zu nennen. Derartige Konstruktionen müssen ermüdungsarm ausgebildet werden, da die Lasteintragungspunkte unter der vom Schwerlastverkehr überwiegend benutzten Hauptspur liegen (Bild 6.16). Die ggf. hohe Anzahl ermüdungswirksamer Lastwechsel bedingt einen Ermüdungsnachweis, der für Straßenbrücken erst mit Wirksamwerden des DIN-Fachberichts 104 gefordert wird (SCHMITT, 2002).

Bei einer Auslegung als punktgestützte Fahrbahnplatte mit unmittelbarer Einleitung der Druckstrebenkräfte in die Platte (Bild 6.16 b) wird diese im Stützenbereich zweiaxial auf Zug beansprucht. Hierdurch können Dauerhaftigkeits- bzw. Ermüdungsprobleme ausgelöst werden. Tatsächlich wurden auch bei einer solchen Betonplatte netzartige/gitterförmige Risse bei Rissbreiten in der mm-Größenordnung festgestellt; die Rissursachen waren jedoch auf Verarbeitungsfehler zurückzuführen. Nähere Analysen ergaben keinen Hinweis auf eine Gefährdung der Ermüdungssicherheit des Betonstahls in der nicht vorgespannten, gerissenen Fahrbahnplatte. Fragen der Verbundermüdung

sind nach Kenntnis der Verfasser derzeit Gegenstand weiterer Untersuchungen. Die Art der Punktstützung wird mittlerweile nicht mehr ausgeführt, vielmehr sind außen immer Längsträger vorzusehen (DENZER und SCHMACKPFEFFER, 2005).

Für einen Einsatz im mittleren Stützweitenbereich von ca. 30 m bis über 80 m wurde die Bauweise der

- dichten Kleinkästen

entwickelt, bei denen nach den Empfehlungen in (REINTJES, 2005) wegen der zusätzlichen Aufwendungen auf eine Quervorspannung der Fahrbahnplatte verzichtet werden sollte. Ob aus diesem Grunde – wie bei den Bauwerken der Vergangenheit – Dauerhaftigkeits- bzw. Ermüdungsprobleme entstehen können bleibt abzuwarten. In der genannten Literatur wird darauf hingewiesen, dass die Entwicklung dieser Bauweise noch nicht abgeschlossen sein dürfte.

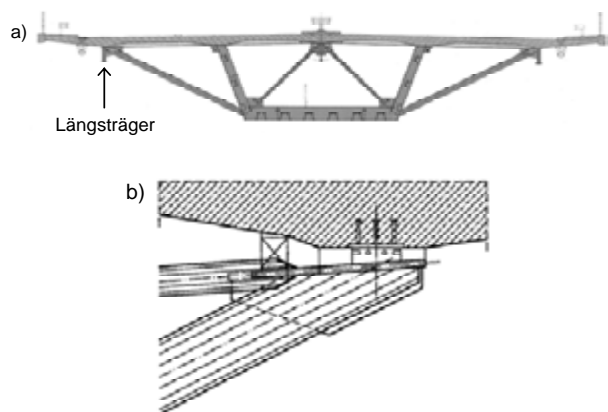


Bild 6.16: Einteiliger Verbundquerschnitt mit a) linienförmiger Lagerung (nach DENZER und SCHMACKPFEFFER, 2005), b) Punktstützung (nach SCHMITT, 2002)

6.3.4 Diskussion der Ergebnisse

Zur Vermeidung künftiger Ermüdungsprobleme könnte in bestimmten Fällen der Auslegung von Verbundbrücken eine Längs- und Quervorspannung vermehrt in Erwägung gezogen werden. Für eine Quervorspannung der Betonplatte sind nach DIN-Fachbericht bzw. ZTV-ING nur interne Spannglieder ohne Verbund einzusetzen, wie dies in Abhängigkeit von der Plattenbreite auch z. B. in (BUSCHMEYER und FASTABEND, 2004; DENZER und SCHMACKPFEFFER, 2005) vorgeschlagen wird. Dies steht im Einklang mit die gesamte Nutzungsdauer eines Bauwerks berücksichtigenden Wirtschaftlichkeitsüberlegungen (KUHLMANN, 2007).

6.4 Planung von Erhaltungsmaßnahmen

6.4.1 Übersicht

Grundlage für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen sind regelmäßige Bauwerksprüfungen und -überwachungen nach DIN 1076 „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Überwachung und Prüfung“ mit einer Bewertung der Ergebnisse gemäß

- RI-EBW-PRÜF (BMVBW, 2004)

bei Erfassung mit Hilfe des Programmsystems SIB-Bauwerke. Informationen über Bauwerke werden von den Straßenbauverwaltungen IT-gestützt aufgenommen, festgelegt in den ASB-ING (BMVBW, 2004). Umfang und Notwendigkeit der Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen können ebenso wie ihre Dringlichkeitsreihung nach unterschiedlichen Gesichtspunkten beurteilt werden. Hierzu dient das von der BAST konzipierte

- Bauwerks-Management-System (BMS)

(z. B. HAARDT, GEHRLICHER und PREHN, 2004) als Hilfsmittel für die Länder sowie als Controlling-Instrument für das BMVBS zur Realisierung übergeordneter Ziele und Strategien. Mit der wirtschaftlichen Beurteilung von Erhaltungsmaßnahmen (hierzu gehören die Unterhaltung, die Instandsetzung und die Erneuerung) befasst sich die RI-WI-BRÜ (BMVBW, 2004).

Bei komplexen, schwerwiegenden oder unklaren Schadenbildern kann nach DIN 1076 eine

- Prüfung aus besonderem Anlass (Sonderprüfung)

erforderlich werden (KRIEGER, 2006). Eine derartige Prüfung ist als

- Objektbezogene Schadenanalyse (OSA)

Teilmodul des BMS. Die generelle Vorgehensweise bei einer OSA wird im Leitfaden der BAST (BAST, 2004) beschrieben. Als Ergebnis erhält man u. a. im Zusammenhang mit der Festlegung des Eingreifzeitpunktes mögliche Maßnahmevarianten einschließlich Kosten (z. B. KRIEGER, KASCHNER und HAARDT, 2000). Die Handlungsanweisung der BAST (BAST, 1998) stellt in diesem Sinn ebenfalls eine OSA dar: Nach Abschnitt 11.2 der RI-EBW-PRÜF ist bei Spannbetonbauwerken bis Baujahr 1981 eine Überprüfung der Ermüdungssicherheit gemäß Handlungsanweisung durchzuführen, auch wenn kein ausgeprägtes Rissbild detektiert wird. Zur Schadenanalyse kön-

nen auch Expertensysteme herangezogen werden (LÜCKEN, 2004).

Im Folgenden werden die Möglichkeiten und Grenzen von Brückenprüfungen bei einer Bewertung nach RI-EBW-PRÜF diskutiert sowie die im Rahmen einer objektbezogenen Schadenanalyse erwarteten Ergebnisse unter Einbeziehung der in Abschnitt 5.3.4 analysierten Szenarien der Verkehrsentwicklung erörtert.

6.4.2 Rissfassung in Koppelfugenbereichen

Auf die besonderen Probleme einer Rissfassung in Koppelfugenbereichen wurde bereits in Abschnitt 6.2.3 hingewiesen. Eine aussagekräftige Brückenprüfung für derartige Tragwerksabschnitte setzt entsprechend sensibilisiertes und qualifiziertes Personal sowie den Gegebenheiten Rechnung tragende, vorbereitende Maßnahmen wie beispielsweise ordnungsgemäß angebrachte Gipsmarken voraus. Diese Bedingungen waren in der Anfangsphase einer systematischen Beurteilung nicht immer erfüllt, wie das deutlich aus Bild 6.17 hervorgeht, in dem der tatsächlich erforderliche Instandsetzungsbedarf für die vom Institut für Massivbau untersuchten Brücken in Abhängigkeit von den gemeldeten Rissbreiten der die Koppelkonstruktionen kreuzende Risse dargestellt ist: Von den 28 als ungerissen deklarierten Brücken waren in Wirklichkeit 23 gerissen, bei 5 Brücken stellte sich sogar das Erfordernis einer lokalen bzw. globalen Verstärkung. Ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen den Ergebnissen der Brückenprüfung und den zu treffenden Erhaltungsmaßnahmen lässt sich nicht erkennen.

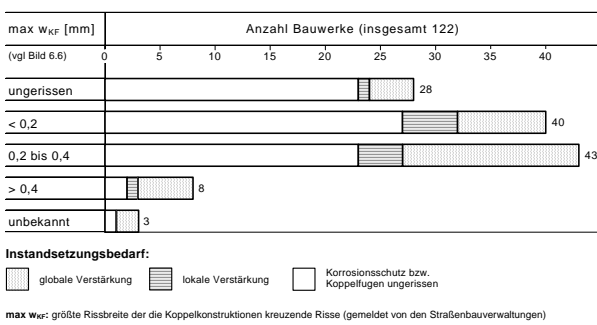


Bild 6.17: Instandsetzungsbedarf in Abhängigkeit von Ergebnissen der Brückenprüfung (gemeldete Rissbreiten)

Für Koppelfugenbereiche stellt eine Brückenprüfung allein keine zutreffende Zustandsbewertung dar. Aus diesem Grunde ist eine Überprüfung gemäß der Handlungsanweisung der BAST (BAST, 1998) auch dann durchzuführen, wenn „kein ausgeprägtes Rissbild detektiert wird“. Das gilt nach den Erfahrungen der Verfasser umso mehr, wenn

weniger erfahrene Externe mit Brückenprüfungen beauftragt werden.

6.4.3 Rissfassung in Feldbereichen

Biegerisse in Feldern eines Spannbetonüberbaus deuten auf ein Vorspannkraftdefizit hin. Insbesondere ein abgeschlossenes Erstrissbild im Bereich hoher Biegebeanspruchung kann Anlass zur Sorge geben: So wäre für die in Bild 6.7 dargestellte Brücke nach den Kriterien S (Standicherheit) bzw. D (Dauerhaftigkeit) der RI-EBW-PRÜF auf Grund der beobachteten Biegerissbreiten von mehr als 0,4 mm umgehend eine Nutzungseinschränkung vorzunehmen sowie eine Instandsetzung oder sogar Bauwerkserneuerung einzuleiten. Bild 6.18 zeigt ein weiteres Beispiel aus der Praxis der Verfasser: Bei der mit Baubeginn 1968 hergestellten Spannbetonbrücke mit in den Arbeitsfugen ausschließlich endverankerten bzw. durchlaufenden Spanngliedern – d. h. ohne Spanngliedkopplungen – wurde intensive Biegerissbildung bei Rissbreiten zum Zeitpunkt der Brückenprüfung (im März eines Jahres) bis zu 0,3 mm festgestellt.

Die Rissursache konnte auf ein Vorspannkraftdefizit von etwa 30 % gegenüber dem planmäßigen Vorspannzustand zurückgeführt werden. Analysen unter Zugrundelegung des häufig auftretenden linearen Temperaturgradienten nach Gl. (5.5) ließen darüber hinaus größere Rissbreiten erwarten als sie während der Prüfung vor Ort bei einer geringen Temperaturbeanspruchung gemessen worden waren (s. auch Bild 5.2). Zur Wiederherstellung der planmäßig erwarteten Dauerhaftigkeit stellte sich das Erfordernis einer zusätzlichen externen Vorspannung ohne Verbund. Nutzungseinschränkungen bis zur Inangriffnahme der Verstärkungsmaßnahmen waren nicht erforderlich.

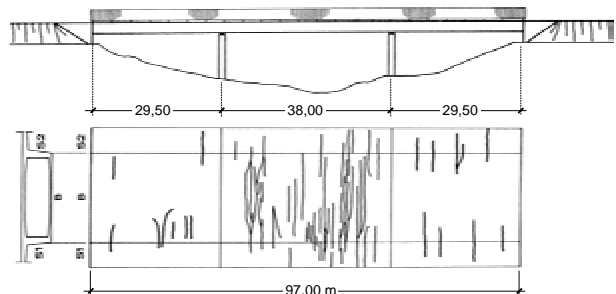


Bild 6.18: Spannbetonüberbau mit intensiv gerissenem Feld

Auch dieses Beispiel unterstreicht die Bedeutung einer qualifizierten Brückenprüfung einschließlich Interpretation der Ergebnisse durch gut geschultes und erfahrenes Personal (z. B. IVÁNYI und BUSCHMEYER, 2002; NAUMANN, FRIEBEL und HOLST, 2005).

6.4.4 Erfassung korrosionsempfindlicher Spannstähle

Auf das Problem der Spannungsrissskorrosion (SpRK) an vergütetem Spannstahl im nachträglichen Verbund wurde Anfang der 1990er Jahre aufmerksam gemacht (WÖLFEL, 1992; s. auch Zuschrift von JUNGWIRTH und SCHÜTT, 1992). Spätere Untersuchungen zeigten, dass hiervon nicht nur Spannstähle „alten Typs“ aus der Produktion bis 1965 betroffen sind sondern auch solche der „neuen Generation“ bis 1978 (BERTRAM, 2002) bzw. Stähle aus dem Bestand der neuen Bundesländer bis 1990 (z. B. MAURER und BÄÄTJER, 2007). Auf die wesentlichen Ursachen wird außer der genannten Literatur z. B. in (ISECKE, 1995; KÖNIG, 1996; MOERSCH, 2005) eingegangen. Vom BMV wurden nach Entdeckung des SpRK-Problems unverzüglich Maßnahmen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken mit empfindlichen Spannstählen in die Wege geleitet. Geeignete Prüfverfahren stehen seit 1978 zur Verfügung. Bisherige Schadenfälle blieben nach Kenntnis der Verfasser auf Fertigteilträger des Hochbaus begrenzt.

In Anbetracht der derzeitigen und möglicherweise zu erwartenden Verkehrslastbeanspruchung könnten jedoch ältere Spannbetonüberbauten mit nur geringer Betonstahlbewehrung ggf. gefährdet sein. Als zerstörungsfreie Möglichkeit der Erfassung bieten sich

– Brückenprüfungen aus besonderem Anlass

nach DIN 1076 an. Derartige Prüfungen sollten wegen der in der Literatur genannten Einschränkungen nur von mit dem Problem der empfindlichen Spannstähle vertrauten Personal in engeren Intervallen (etwa alle 3 bis 4 Monate) durchgeführt werden. Sofern im Rahmen dieser Sonderprüfung eine auffällige Rissbildung festgestellt wird, kann in Anlehnung an die Erörterungen in Abschnitt 6.4.3 von einem ca. 20 %- bis 30 %-igem Spannkraftausfall ausgegangen werden. In einem solchen Fall sind Sofortmaßnahmen einzuleiten.

Auf die Möglichkeit einer rechnerischen Empfindlichkeitsstudie im Sinne der Handlungsanweisung der BAST (BAST, 1998) unter der Annahme stufenweise abgeminderter Vorspannkkräfte sei an dieser Stelle hingewiesen.

6.4.5 Eingreifzeitpunkt für Erhaltungsmaßnahmen

Zur Ermittlung des Eingreifzeitpunktes für Erhaltungsmaßnahmen muss die bisher eingetretene

Schädigung, der Schädigungsfortschritt sowie die Restnutzungsdauer abgeschätzt werden. Sofern nur Korrosionsschutzmaßnahmen ergriffen werden müssen, kann dies auf Grund der Ergebnisse von Bestandsaufnahmen vor Ort nach den bekannten Schädigungsmodellen vorgenommen werden. Im Vordergrund steht deshalb die Ermüdungssicherheit mit einer Bewertung gemäß Tabelle 6.2, begrifflich definiert in Anlehnung an Abschnitt 7 der RI-EBW-PRÜF (BMVBW, 2004). Mit Rücksicht auf die bereits festgestellte Notwendigkeit einer Verstärkung erscheint die Bewertung 0 bzw. 1 in der Tabelle nicht.

Bewertung	N	Beeinträchtigung	Schadenbeseitigung
E = 2	$\ll 1 \cdot 10^6$	gering	mittelfristig
E = 3	$\approx 1 \cdot 10^6$	wesentlich	kurzfristig
E = 4	$\gg 1 \cdot 10^6$	im Grenzbereich	umgehend ¹⁾

N: Häufigkeit schädigender Spannungsänderungen während der Nutzungsdauer
¹⁾ bis dahin Nutzungseinschränkung; ggf. Bauwerkserneuerung

Tab. 6.2: Schadenbewertung „Ermüdungssicherheit (E)“

Spannbetonüberbauten mit dem Schadenbild „gerissene Koppelfugenbereiche bei auch intensiv gerissenen Feldern, Rissbreiten = 0,3 mm und größer“ sollten mit der Bewertung E = 4 versehen werden.

Die Bestimmung von N kann unter Zugrundelegung des ermüdungsrelevanten Zeitraums nach den Gln. (5.7) bzw. (5.8) im Zusammenhang mit den in den vorangegangenen Abschnitten präsentierten Mess- und Rechenergebnissen hinsichtlich der Auftretenswahrscheinlichkeit ermüdungswirksamer Lastwechsel erfolgen. Die Bewertung kann alternativ durch einen expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis auf Grundlage einer geeigneten Schädigungshypothese vorgenommen werden (Abschnitt 5.4.1); s. auch DIN EN 1991-2:2004-05 bzw. (ZILCH und BUBA, 2002).

Von den in Abschnitt 6.2.3 vorgestellten 122 Brücken mussten 35 global, durch eine zusätzliche externe Vorspannung über die gesamte Tragwerkslänge, zwecks Gewährleistung der Ermüdungssicherheit gemäß BK 60 verstärkt werden. Bild 6.19 zeigt die Ergebnisse der Schadenbewertung für das derzeitige Verkehrsszenario. Ausgehend von der bisher eingetretenen Schädigung wurde eine Restnutzungsdauer vor Einleitung der Verstärkungsmaßnahme für die 27 Brücken mit E = 2 von etwa 10 Jahren, für die 6 Brücken mit E = 3 von ca. 3 Jahren abgeschätzt. Für die zur höchsten Dringlichkeitsstufe E = 4 gehörenden 2 Brücken mussten bis zu ihrer Verstärkung lastmindernde Verkehrseinschränkungen (Fahrverbot für Fahrzeuge mit einem größeren zulässigen Gesamtgewicht als 16 t) während sommerlicher Bedingungen (Mai bis September des Jahres) ergriffen werden.

Bewertung	Anzahl Bauwerke (insgesamt 35)
(s. Tabelle 6.2)	0 5 10 15 20 25 30
E = 2	27
E = 3	6
E = 4	2

Bild 6.19: Bewertung der global zu verstärkenden Brücken

Sämtliche der mit E = 3 bzw. E = 4 bewerteten 8 Brücken waren vor Einführung der ZB DIN 4227 11.69 auf Gerüst mit dem Überbauquerschnitt eines Hohlkastens hergestellt worden. Sie waren darüber hinaus auf eine niedrige zentrische Vorspannung ($\sigma_{N\infty} = 1,2$ bis $2,4$ N/mm²) ausgelegt und zeigten alle intensive Biegerissbildung in den Feldern, d. h. ein auslegungsbedingtes Vorspannkraftdefizit.

Unter der Annahme eines pessimistischen Verkehrsszenarios hätte sich auch für die 27 mit E = 2 bewerteten Brücken das Erfordernis einer kurzfristigen Schadenbeseitigung gestellt. Des Weiteren wäre für sämtliche 35 Bauwerke eine höhere Zusatzvorspannung erforderlich gewesen als die unter Zugrundelegung der ermüdungswirksamen Verkehrslastanteile gemäß BK 60 ermittelte.

6.4.6 Maßnahmevarianten, Kosten

Von den in Abschnitt 6.2.3 angesprochenen Maßnahmevarianten ist für die im Vordergrund der Beurteilung stehenden Spannbetonbrücken die einer

- zusätzlichen externen Vorspannung

(ggf. auch Bauwerkserneuerung) von herausragender Bedeutung. Um einen Anhalt über die Höhe der erforderlichen Vorspannkraft für ein möglicherweise zu erwartendes

- pessimistisches Verkehrsszenario

zu erhalten, wurden nach den Erläuterungen in Abschnitt 5.4.3 vereinfachte Ermüdungsberechnungen unter der Annahme des ausgeprägt gerissenen Zustandes II für 32 Brücken bei breiter Streuung der Entwurfparameter sowie des bereits festgestellten Instandsetzungsbedarfs durchgeführt. Das Ergebnis dieser Analyse ist in Form einer auf die $\Delta\sigma_p^{II}$ -Werte gemäß BK 60 bezogenen $\Delta\sigma_{p,eq}^{II}$ -Werte gemäß ARS 11/2003 (FLM 3) in Bild 6.20 dargestellt.

Wie zu erwarten, ergaben sich zwar recht unterschiedliche Verhältniswerte $\Delta\sigma_{p,eq}^{II}/\Delta\sigma_p^{II}$ (s. auch CURBACH, 2004), im Mittel kann die Höhe der Zusatzvorspannkraft ΔP jedoch mit etwa

$$\Delta P_{FLM3} \approx 1,5 \Delta P_{BK60} \tag{6.1}$$

eingegrenzt werden, d. h. ein 50 % höherer Vorspannkraftbedarf gegenüber der derzeitigen Verkehrslastbeanspruchung. Die aus Gl. (6.1) resultierende zusätzliche zentrische Vorspannung liegt in einer Größenordnung von ca. 2,0 bis 2,5 N/mm², woraus sich 3 bis 4 zusätzliche Längsspannglieder je Überbausteg ergeben, d. h. rund ein Spannglied mehr als bei einer Auslegung gemäß BK 60.

$\Delta\sigma_{p,eq}^{II}/\Delta\sigma_p^{II}$	Anzahl Bauwerke (insgesamt 32)
< 1,0	0
1,0 bis < 1,2	10
1,2 bis < 1,4	10
1,4 bis 1,6	6
> 1,6	6

$\Delta\sigma_{p,eq}^{II}$: gemäß ARS 11/2003
 $\Delta\sigma_p^{II}$: gemäß BK 60

Bild 6.20: Analyse von $\Delta\sigma_{p,eq}^{II}$ (FLM 3)/ $\Delta\sigma_p^{II}$ (BK 60)

Die Höhe der Zusatzvorspannung nach Gl. (6.1) entspricht etwa der in (HAVERESCH, 2000) mit dem Ziel eines Risseüberdrückens empfohlenen, um zusätzliche Korrosionsschutzmaßnahmen in Form einer dauerelastischen Abdichtung gerissener Koppelfugenquerschnitte vermeiden zu können. Nach Bauherrenangaben betragen die Kosten für die Gesamtbaumaßnahme (technische Bearbeitung, Vermessung, Baustelleneinrichtung, Kernbohrungen, Hochdruckwasserstrahlen, Lieferung und Einbau der externen Spannglieder, zusätzlicher Beton und Betonstahlbewehrung) bei einer Auslegung der Verstärkung nach Gl. (6.1)

50 bis 65 Euro je m² Brückenfläche.

Bei einer Auslegung der Verstärkung allein zur Reduzierung zu hoher Stahlspannungsänderungen eines in BK 60 eingestuften Bauwerks kommen zu den Kosten der zusätzlichen Vorspannung noch die für die dauerelastische Abdichtung (Bild 6.21) hinzu, die sich nach Angaben in (LÖCKMANN, 1999) auf umgerechnet etwa 90 Euro je lfdm. Abdichtungsbandage belaufen.

In Anbetracht des Gesamterhaltungsaufwandes über die Nutzungsdauer des verstärkten Bauwerks – wegen der begrenzten Dauerhaftigkeit der Abdichtungsbandage sind spätere Bauwerksprüfungen besonders sorgfältig, bei erhöhtem Zeitbedarf durchzuführen; ggf. Erneuerung der Bandage – dürften sich die Gesamtkosten beider Auslegungsalternativen nicht wesentlich unterscheiden. Von den gemäß (HAVERESCH, 2000) bereits in der Jetztzeit verstärkten Koppelfugenbrücken kann darüber hinaus erwartet werden, dass sie auch An-

forderungen eines pessimistischen Szenarios der Verkehrsentwicklung gewachsen sind.

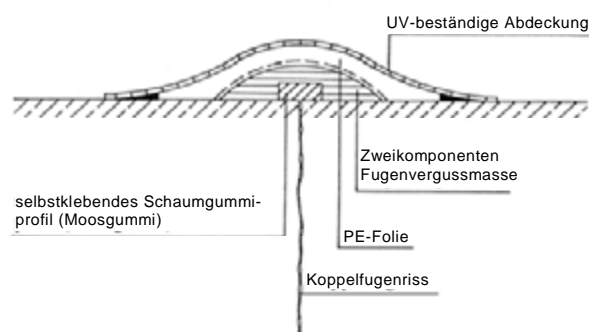


Bild 6.21: Dauerelastische Abdichtung (nach BAST, 1998)

7 Folgerungen und Empfehlungen

7.1 Übersicht

Zur Definition einer möglichst optimalen Erhaltungsstrategie einschließlich Schlussfolgerungen für den Gesamtbestand muss geprüft werden, in welcher Relation die aktuellen bzw. möglicherweise zu erwartenden Beanspruchungen zum Auslegungskonzept der zu beurteilenden Bauwerke liegen. Für das Haupttragwerk von Spannbetonüberbauten sind hinsichtlich der im Vordergrund der Betrachtungen stehenden Einwirkungen (Temperatur- und Verkehrslastbeanspruchungen) und ihrer Auswirkungen auf die seinerzeitige Auslegung (Vorspann- und Betonstahlbewehrungsgrad) folgende Jahre von Bedeutung (s. Abschnitte 5.2.2, 5.3.2 und 6.2.2):

1969: Einführung der ZB DIN 4227 11.69

1977: Inkrafttreten des Soforterrlasses 02.77

1979: Einführung der DIN 4227-1:1979-12

1982: Einführung der Brückenklasse 60/30

1985: Einführung der DIN 1072:1985-12

1988: Einführung der DIN 4227-1:1988-07

Das Koppelfugenproblem wurde mit dem Soforterrlass 02.77 (IFBT, 1977) – der auch auf Brückenbauwerke anzuwenden war, die sich zu diesem Zeitpunkt in der Ausführung befanden – gelöst. In diesem Zusammenhang sei auf eigene Untersuchungen an einer Vorlandbrücke hingewiesen, bei der 7 von 12 Koppelfugen entsprechend dem Soforterrlass 02.77 noch während der Bauausführung nach den geänderten Bemessungsregeln ausgelegt werden mussten: Diese Koppelfugenquerschnitte waren bereits auf Grund des vereinfachten Dauerfestigkeitsnachweises im ausgeprägt geris-

senen Zustand II als nicht ermüdungsgefährdet einzustufen; dagegen stellte sich für die restlichen 5 Fugen, auch nach den Ergebnissen einer verfeinerten Untersuchung bei Eingrenzung des tatsächlichen Grundbeanspruchungsniveaus durch einen Belastungsversuch, das Erfordernis einer lokalen Verstärkung. Vor Anfang 1977 erstellte Überbauten können jedoch grundsätzlich mit dem Problem einer ungenügenden Ermüdungssicherheit im Bereich von Koppelankern behaftet sein. In Feldbereichen von Spannbetonüberbauten können bis zur Auswirkung der DIN 4227-1:1979-12 – d. h. bis etwa 1981 – grundsätzlich Biegerisse mit zu großen Breiten erwartet werden, in der Folge verbunden mit Ermüdungs- bzw. Dauerhaftigkeitsproblemen. Fragen nach dem auf Grund der Ergebnisse einer qualifizierten Brückenprüfung bzw. -überwachung festgestellten Bauwerkszustand sowie der potentiellen Rissegefahr in einer ursprünglich angestrebten rissfreien Betonkonstruktion – eine solche Vorstellung kennzeichnete die Anwendung des Spannbetons über viele Jahre hinweg – spielen deshalb eine wichtige Rolle.

Im Folgenden werden Klassifizierungskriterien für bis Anfang der 1980er Jahre errichtete Spannbetonüberbauten, d. h. mit einer Einstufung in BK 60, bezüglich ihrer Erhaltung erörtert. Darüber hinaus wird auf geltende Regelungen zur Bewertung eines Bauwerks (RI-EBW-PRÜF, Handlungsanweisung der BAST) ebenso eingegangen wie auf eine Prüfung derzeitiger Technischer Regelwerke (DIN-Fachberichte, Europäische Normen) im Hinblick auf eine ggf. erforderliche Anpassung an mögliche Nutzungsänderungen. Hierbei werden ausschließlich Ermüdungs- und damit zusammenhängende Dauerhaftigkeitsfragen behandelt. Für Hintergründe und Erläuterungen s. die vorangegangenen Abschnitte.

7.2 Derzeitiges Verkehrsszenario

Das derzeitige Verkehrsszenario auf Bundesfernstraßen ist durch eine hohe Verkehrsdichte gekennzeichnet, wobei der Gütertransport zu einem großen Teil mit 5-achsigen Sattelzügen abgewickelt wird. Die ermüdungsrelevante Auftretenswahrscheinlichkeit schwerer Nutzfahrzeuge ($G \geq 30$ t) in Bezug auf die festgestellten Gesamtgewichte (G) und Achslasten (F) lässt sich folgendermaßen benennen:

häufig: $G_{\text{frequ}} \approx 36$ bis 42 t, $F_{\text{frequ}} \approx 10,5$ bis $13,5$ t

selten: $G_{\text{rare}} \approx 48$ bis 52 t, $F_{\text{rare}} \approx 15$ bis 16 t

extremal: $G_{\text{extr}} \approx 58$ bis 65 t, $F_{\text{extr}} \approx 17$ t

Für Ermüdungsnachweise sind nur die häufigen Fahrzeuge von Bedeutung. Die übrigen machen aktuell nur einen sehr geringen Anteil (deutlich unter 3 %) am gesamten Güterschwerverkehr aus; eine möglicherweise zu erwartende Verkehrslastbeanspruchung hat allerdings schon begonnen. Die häufigen Schwerlastfahrzeuge können rechnerisch mit guter Genauigkeit durch

das 48 t-Einzelfahrzeug des FLM 3 (Bild 5.8) bzw.

den 49 t-Standardlastkraftwagen des FLM 4 (Bild 5.9) bzw.

die 44 t-Fahrzeugkombination (Bild 1.3)

erfasst werden. Das Haupttragwerk in BK 60 eingestufte Überbauten weist dementsprechend noch gewisse Sicherheitsreserven auf. Bei einer Vielzahl abschnittsweise mit Koppelfugen auf Lehrgerüst/Vorschubrüstung mit Baubeginn vor 1970 errichteter Spannbetonüberbauten ist die Auslastungsgrenze jedoch nahezu erreicht.

Die seltenen Fahrzeuge dürfen aber ebenso wie einzel- und dauergenehmigte Schwertransporte (STP) einschließlich kompakter Autokräne (Bild 5.13) nicht als unproblematisch angesehen werden: Infolge der hohen Gesamtgewichte und Achslasten (während der Verkehrslastmessungen wurden Spitzenwerte

$G_{\max} = 228 \text{ t}$ für einzelgenehmigte STP

$G_{\max} = 169 \text{ t}$ für dauergenehmigte STP

festgestellt), dies in Verbindung mit durchaus häufiger beobachteten engeren Fahrzeugabständen wie auch

STP-Konvoifahrten,

können bleibende Risse im Haupttragwerk sowie in dünnen Fahrbahnplatten oder Kragarmen ausgelöst werden. Darüber hinaus ist eine Beeinträchtigung der

Dauerhaftigkeit der Brückenausstattung (Lager, Fahrbahnübergänge, Leiteinrichtungen)

wahrscheinlich. Nicht auszuschließen ist eine

Entstehung von Schubrisen sowie

Überlastung empfindlicher Spannstäbe.

Eine von qualifiziertem Personal durchgeführte Brückenprüfung ist deshalb von großer Bedeutung.

Sofern sich zur Wiederherstellung der planmäßig erwarteten Ermüdungssicherheit bzw. Dauerhaftigkeit das Erfordernis einer globalen Verstärkung durch eine

zusätzliche externe Vorspannung

stellt, sollte diese aus Gründen einer ganzheitlichen Wirtschaftlichkeitsbetrachtung auf das Ziel eines Risseüberdrückens ausgelegt werden. Die Kosten für die Gesamtbaumaßnahme belaufen sich auf

50 bis 65 Euro je m^2 Brückenfläche.

Sofern nur wenige Tragwerksabschnitte statisch-konstruktiv zu verstärken sind (beispielsweise ein geringer Anteil von Koppelfugenquerschnitten eines Überbaus), werden hierfür bevorzugt lokale Verstärkungsmethoden (Zusatzbewehrung in Nuten, CFK-Lamellen) eingesetzt. In Anbetracht der zu erwartenden Verkehrslastbeanspruchung wird für solche Fälle empfohlen, die Alternative einer globalen Verstärkung bei Prüfung einer Einstufung in BK 60/30 zu überlegen.

Von der auch in der neueren Literatur erstaunlicherweise angesprochenen Möglichkeit einer kraftschlüssigen Füllung von Biegerissen zur Wiederherstellung der Verhältnisse des ungerissenen Zustandes I muss dringend abgeraten werden: Wegen der wiederkehrenden Rissursachen (temperatur- und/oder nutzlastbedingt) ist das Entstehen neuer Risse vorprogrammiert. Ein dehnfähiges Füllen von Biegerissen kann erst dann in Frage kommen, wenn Ermüdungsprobleme zweifelsfrei ausgeschlossen werden können und nur Korrosionsprobleme zu beheben sind.

7.3 Pessimistisches Verkehrsszenario

Kennzeichnend für ein pessimistisches Szenario der Verkehrsentwicklung hinsichtlich Ermüdung ist die Anhebung des zulässigen Gesamtgewichts heutiger Fahrzeugtypen auf 50 t. Da in einem solchen Fall auch Überladungen zu befürchten sind, muss bei Extrapolation der aktuellen Verkehrslastbeanspruchung von häufig auftretenden Kompaktfahrzeugen mit einem Gesamtgewicht von etwa

55 t (5-achsige Fahrzeuge) bis 65 t (6-achsige Fahrzeuge)

ausgegangen werden. Diese lassen sich rechnerisch gut durch den

63 t-Lastkraftwagen des FLM 2 (Bild 5.7)

abbilden. Für abschnittsweise mit Koppelfugen hergestellte Spannbetonüberbauten hat dies zur Folge, geltend für das Haupttragwerk:

Taktschiebe- bzw. Freivorbaubrücken sind wegen ihrer herstellungsbedingten Auslegung als unproblematisch anzusehen. Das gilt auch für auf Lehrgerüst/Vorschubrüstung nach Inkrafttreten des So-

forterlassenes 02.77 errichtete Überbauten, sofern sie keine signifikante Feldrissbildung aufweisen.

Für Gerüstbrücken mit Baubeginn vor 1970 ist ein erhöhter Verstärkungsbedarf zu erwarten. Zu einer ersten Abschätzung des hierfür erforderlichen Finanzierungsaufwandes wird konservativ davon ausgegangen, dass sämtliche dieser Überbauten durch eine zusätzliche externe Vorspannung bei Kosten von 50 bis 65 Euro je m² Überbaufläche zu ertüchtigen sind. Eine genauere Analyse setzt umfangreiche Nachrechnungen voraus. Diese sind für Überbauten mit intensiv biegegerissenen Feldern entbehrlich, da sich in solchen Fällen bereits das Erfordernis einer globalen Verstärkung stellt.

Gerüstbrücken mit Baubeginn zwischen 1970 und Anfang 1977 lassen keine signifikanten Änderungen des Erhaltungsbedarfs gegenüber der bisherigen Praxis erwarten.

Die in Abschnitt 7.2 benannte Erhöhung der Rissgefahr in Verbindung mit einer dann ermüdungsrelevanten Auswirkung für

- die Fahrbahnplatte von Beton- und Verbundbrücken
- nicht oder nur gering schubbewehrte Bauteile

gewinnt bei einem pessimistischen Verkehrsszenario natürlich mehr an Gewicht. Das gilt ebenso für die Erhaltung der Brückenausstattung sowie der Fahrbahnbeläge.

7.4 Allgemeine Klassifizierungskriterien

Unabhängig von möglichen Szenarien der Verkehrsentwicklung lassen sich folgende Kriterien bezüglich der Planung von Erhaltungsmaßnahmen angeben:

Brückenlänge (Bild 6.10):

Größere Brücken mit einer Überbaulänge ab etwa 300 m zeigen einen zunehmenden Instandsetzungsbedarf.

Vorspann- und Bewehrungsgrad (Bilder 6.11 bis 6.13):

Koppelfugenbereiche mit einem Bewehrungsgrad der Betonstahlbewehrung von weniger als 0,15 % sind grundsätzlich ermüdungsgefährdet. Hiervon ausgenommen sind hoch vorgespannte Fugenabschnitte mit einer zentrischen Vorspannung von ca. 5,0 N/mm² und mehr. Bei einer hohen die Fugen kreuzenden Betonstahlbewehrung aus BSt III (Bewehrungsgrad über 0,3 %) sind Ermüdungsprobleme eher nicht zu befürchten.

Querschnittsform (Bild 6.14):

Hohlkastenbrücken zeigen im Vergleich zu Plattenbalken- und Plattenbrücken in den Koppelfugenbereichen eine erhöhte Rissempfindlichkeit auf, dies in Verbindung mit beachtlichen Zusatzbeanspruchungen infolge von Profilverformung, die bei Nachweisen in der Vergangenheit i. d. R. nicht berücksichtigt wurden.

Verbundeigenschaften des Betonstahls:

Sofern ausschließlich Betonstähle mit mäßigen Verbundeigenschaften (BSt I bzw. BSt II) eingebaut sind – diese wurden auch in den ZB DIN 4227 11.69 nicht explizit ausgeschlossen –, muss von dem Erfordernis einer statisch-konstruktiven Verstärkung ausgegangen werden, sofern die Koppelfugenquerschnitte nicht zweifelsfrei als ungerissen deklariert werden können. Zu einer solchen Entscheidung sind nicht nur die Ergebnisse der Brückenprüfung heranzuziehen sondern auch vielmehr die einer rechnerischen Empfindlichkeitsstudie, ggf. im Zusammenhang mit der in Abschnitt 6.2.3 beschriebenen Kurzzeitmessung.

Spannverfahren, empfindliche Spannstähle:

Mit Spanngliedern eines Spannverfahrens mit einer vergleichsweise geringen im Ermüdungsversuch ertragenen Schwingbreite (ertr $\Delta\sigma_p$) vorgespannte Überbauten können eine erhöhte Ermüdungsgefährdung aufweisen. Beispielsweise war bei mit Spanngliedern des Spannverfahrens Polensky & Zöllner (ertr $\Delta\sigma_p = 80 \text{ N/mm}^2$) vorgespannten Brücken, hergestellt bis Ende der 1960er Jahre, ein nahezu 100 %-iger Verstärkungsbedarf festzustellen. Eine allgemeine Gefährdung älterer Brückenüberbauten bei Verwendung empfindlicher Spannstähle (s. Abschnitt 6.4.4) wird nicht gesehen. Sofern jedoch eine ausgeprägte Rissbildung vorliegt, kann sich sogar das Erfordernis einer Bauwerkserneuerung stellen, wie es nach Kenntnis der Verfasser auch bereits praktiziert wurde bzw. wird.

Ergebnisse einer fachgerechten Brückenprüfung:

Brücken mit dem Schadenbild „gerissene Koppelfugenbereiche bei auch intensiv gerissenen Feldern mit Rissbreiten von 0,3 mm und größer“ sind umgehend zu ertüchtigen sowie bis zum Zeitpunkt der Verstärkung lastmindernde Nutzungseinschränkungen zu treffen.

7.5 Bauwerksprüfung

In Anbetracht der derzeitigen und prognostizierbaren Verkehrslastbeanspruchung gewinnt die Bauwerksprüfung immer mehr an Gewicht. Hierzu gehört beispielsweise die richtige Beurteilung von Rissen wie:

- auffällige Rissbildung in mit empfindlichen Spannstählen vorgespannten Bauteilen
- einwirkungsbedingte Biegerisse mit wiederkehrenden Rissursachen
- Schubrisse in nicht oder nur schwach schubbewehrten Bauteilen

in deren Folge ggf. Sofortmaßnahmen einzuleiten sind. Eine rein verbale Beschreibung von Rissen, die nach der Erfahrung der Verfasser in Prüfberichten häufiger anzutreffen ist, erschwert die Zuordnung der Rissursachen. Die Darstellung eines Rissbildes (für ein gutes Beispiel s. Bild 6.7) ist durch noch so geschickte Formulierungen kaum zu ersetzen.

Wichtig erscheint auch der Hinweis auf die Schadenbewertung nach RI-EBW-PRÜF in Abhängigkeit von der festgestellten Rissbreite, die jedoch von der zum Zeitpunkt der Brückenprüfung herrschenden Temperaturbeanspruchung abhängt (s. Bild 5.2). Ggf. kann sich das Erfordernis der Wiederholung einer Bauwerksprüfung bei (hoch-)sommerlichen Witterungsbedingungen stellen. Auch sind kürzere Zeitintervalle einer Prüfung denkbar, wie sie z. B. für die Erfassung korrosionsempfindlicher Spannstähle erforderlich sein können (s. Abschnitt 6.4.4).

Insgesamt kann eine fachkundige Bauwerksprüfung zu einer Optimierung des Erhaltungsaufwandes beitragen. Unbedingte Voraussetzung hierfür ist entsprechend erfahrene und qualifiziertes Prüfpersonal, das Schadstellen schnell erkennt und richtig bewertet.

7.6 Technische Regelwerke

7.6.1 RI-EBW-PRÜF

Nach Abschnitt 11.2 der RI-EBW-PRÜF (BMVBW, 2004) ist bei Spannbetonbauwerken bis Baujahr 1981 eine Überprüfung der Ermüdungssicherheit gemäß der Handlungsanweisung (BAST, 1998) durchzuführen, „auch wenn kein ausgeprägtes Rissbild detektiert wird“. Diese Formulierung sollte für abschnittsweise mit Koppelfugen auf Gerüst/Vorschubrüstung errichtete Spannbetonüberbauten dahingehend präzisiert werden, dass eine Überprüfung der Ermüdungssicherheit dieser Bauwerke mit Fertigstellung vor Inkrafttreten des Soforterrlasses 02.77 (IFBT, 1977) „in jedem Fall durchzuführen ist, auch wenn kein Koppelfugenriss detektiert wird“.

7.6.2 Handlungsanweisung der BAST

Von in jüngerer Zeit offerierten Vorschlägen, die in der Handlungsanweisung (BAST, 1998) vorgeschriebenen linearen Temperaturgradienten durch die nach DIN-Fachbericht 101 (s. Tabelle 5.1) zu ersetzen, wird dringend abgeraten. Sollte es zu dem prognostizierten pessimistischen Verkehrsszenario kommen, wird empfohlen, die nach der Handlungsanweisung geforderten Nachweise unter Zugrundelegung des Ermüdungslastmodells (FLM) 3 zu führen; derzeit wird das Erfordernis einer solchen Fortschreibung nicht gesehen.

7.6.3 Vorschriften für den Neubau

Der Ermüdungsnachweis nach DIN-Fachbericht 102 mit den erhöhten Achslasten des FLM 3 bedarf auch beim Eintreten des pessimistischen Verkehrsszenarios (Erhöhung des zulässigen Gesamtgewichts heutiger Fahrzeugtypen auf 50 t) keiner Änderung. Zwar dürfte der in die Berechnung des Korrekturbeiwertes λ_s eingehende Wert N_{obs} zu niedrig liegen, was jedoch keinen wesentlichen Einfluss auf die Nutzungsdauer bei Ermüdung bedeutet.

Dagegen sind die Ermüdungslastmodelle 2 und 4 gemäß DIN EN 1991-2:2004-05 dem pessimistischen Verkehrsszenario anzupassen. Nach den vorliegenden Untersuchungsergebnissen wären die Fahrzeugtypen des FLM 4 durch die des FLM 2 zu ersetzen.

Bei einer Zulassung von 48 t- bzw. 60 t-Fahrzeugkombinationen nach modularem Konzept (Bild 1.4) wird eine Änderung der Ermüdungsnachweise für Betonbrücken nicht für erforderlich gehalten.

Nach den eigenen Untersuchungen liegt der häufige und nicht-häufige Wert des linearen Temperaturgradienten (ΔT) gemäß DIN-Fachbericht 101 bzw. DIN EN 1991-1-5:2004-07 für Betonhohlkästen zu niedrig (Abschnitt 5.2). Hieraus lässt sich jedoch nicht das Erfordernis einer Korrektur der normgemäßen ΔT -Werte ableiten, da diese für den Neubau mit den heutigen Vorstellungen über eine erforderliche Mindestbewehrung gelten und nicht für die Nachrechnung bestehender Brücken mit den seinerzeitigen Bewehrungsverhältnissen.

8 Fazit und Ausblick

Im vorliegenden Bericht werden Ergebnisse von Grundsatzuntersuchungen bezüglich Ermüdung und Restnutzungsdauer für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Brücken im Netz der Bundesfernstraßen für das derzeitige bzw. prognostizierbare Szenario der Verkehrsentwicklung erörtert und der infolge evtl. Defizite erforderliche Finanzbedarf für die Bauwerkserhaltung abgeschätzt. Auf offene Fragen wie beispielsweise Klassifizierung von Verbundbrücken oder Ermüdung nicht bzw. nur schwach schubbewehrter Betonbauteile wird hingewiesen. Zur Prüfung und ggf. Verbesserung der Prognose sind mittelfristig weitere Verkehrslastmessungen erforderlich.

In Anbetracht des eher jungen Alters der Brückenbauwerke in den neuen Ländern wird sich der Schwerpunkt der Erhaltungsmaßnahmen deshalb in den nächsten Jahren vorrangig auf den Bestand in den alten Bundesländern beziehen. Hiervon betroffen sind in erster Linie bis Anfang der 1980er Jahre errichtete Spannbetonbrücken.

Danksagung

Die Untersuchungen wurden im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) bei fachlicher Betreuung durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) durchgeführt. Dem BMVBS und der BASt sei an dieser Stelle für die Unterstützung sehr gedankt. Ein weiterer Dank gilt der Autobahnmeisterei (AM) Mendig für die aktive Mithilfe bei der Durchführung der Messungen an der Brohltalbrücke.

9 Literatur

- ACHLER, O.; TRIVEDI, M.M.: Camera Based Vehicle Detection, Tracking, and Wheel Baseline Estimation Approach. 7th International IEEE Conference on Intelligent Transportation Systems (ITSC 2004), Washington, DC, October 3-6, 2004
- ASTRA (Bundesamt für Strassen, Abteilung Straßennetze (N); Autoren: Meystre, T.; Hirt, M. A.): Überprüfung bestehender Straßenbrücken mit aktualisierten Straßenlasten. Bern 2006
- BANAN, M.R.; BANAN, M.R.; HJELMSTAD, K.D.: Parameter Estimation of Structures from static Response. 1. Computational Aspects. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 11, S. 3243-3258, 1994a
- BANAN, M.R.; BANAN, M.R.; HJELMSTAD, K.D.: Parameter Estimation of Structures from static Response. 2. Numerical Simulation Studies. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 11, S. 3259-83, 1994b
- BASt (Bundesanstalt für Straßenwesen): Risse in Spannbetonüberbauten, Auswertung der Erfassung. Bergisch Gladbach 1985.
- BASt (Bundesanstalt für Straßenwesen): Kalibrierfahrten auf der Brohltalbrücke. FE-Nr. 15.136 B 84 G, Bergisch Gladbach 1985
- BASt (Bundesanstalt für Straßenwesen): Achslastdaten Hessen, Januar bis März 1998, Auswertungen. Bergisch Gladbach 1998
- BASt (Bundesanstalt für Straßenwesen): Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten; Ausgabe 1998
- BASt (Bundesanstalt für Straßenwesen): Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse. Bergisch Gladbach, 2004
- BERGMEISTER, K.: Monitoring and Safety Evaluation of Existing Concrete Structures. Fib Task Group 5.1, State-of-the-Art Report, Final Draft, Juni 2002.
- BERTRAM, D. et al.: Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrissskorrosion an vergütetem Spannstahl in nachträglichem Verbund. Beton- und Stahlbetonbau 97, S. 236-238, 2002
- BINNENBRUCK, H. H.: Niederländische Initiative eines Modellversuchs mit 60 t-Lkw. Internationales Verkehrswesen 57, 495-497, 2005
- BINNENBRUCK, H. H.: Auswirkung höherer Lkw-Maße und -Gewichte auf die Zusammensetzung des Straßengüterverkehrs im Bundesfernstraßennetz – Eine quantitative Vorausschau bis 2020. Straße und Autobahn, S. 620-625, 684-691, 2006
- BMV (Bundesminister für Verkehr): Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 2/1992 (ARS 2/1992) „Ergänzende Bestimmungen (BMV) zu den Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern (Ausgabe März 1981) und den Ergänzenden Bestimmungen (DIN) zu den Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern (Ausgabe März 1981) – Fassung Juni 1991“ vom 20. Januar 1992
- BMV (Bundesminister für Verkehr): Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 12/1994 (ARS

- 12/1994) „Ergänzende Bestimmungen zu den Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern (Ausgabe März 1981)“ vom 27. Juni 1994
- BMVBW (Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen): Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 15/1999 (ARS 15/1999) „Ergänzende Bestimmungen zu den Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern (Ausgabe März 1981)“ vom 23. Juni 1999
- BMVBW (Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen): Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 11/2003 (ARS 11/2003) „DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“, Ausgabe März 2003“ vom 7. März 2003
- BMVBW (Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen): RI-EBW-PRÜF „Richtlinie zur Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076“; Ausgabe 2004
- BMVBW (Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen): RI-WI-BRÜ „Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken“; Ausgabe 2004
- BMVBW (Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen): ASB-ING „Anweisung Straßeninformationsbank Teilsystem Bauwerksdaten“; Ausgabe März 2004
- BMVBW (Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen): Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 13/2004 (ARS 13/2004) „Erlaubnisverfahren für Schwerlasttransporte – Nachrechnen von Brücken“ vom 18. Mai 2004
- BMVBS (Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung): Bericht über die Qualität, Dauerhaftigkeit und Sicherheit von Spannbetonbrücken. Berlin, Januar 2006
- BSI (Bayer. Staatsministerium des Innern): Zulassungsbescheid vom 17. November 1959 für das Spannverfahren BBRV. München 1959
- BÜSSE, B.: Tragverhalten einzelliger Hohlkästen unter ausmittiger Belastung. In: Betonbau in Forschung und Praxis, S. 273-276, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf 1999
- BUSCHMEYER, W.: Neuere Aspekte im Betonbau – Theorie und Praxis. Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen der Universität-GH Essen, Heft 79, 1998
- BUSCHMEYER, W.; FASTABEND, M.: Vorgepannter Stahlbeton – Bemerkungen zur internen Vorspannung ohne Verbund. Beton- und Stahlbetonbau 99, S. 176-185, 2004
- BUSCHMEYER, W.; SCHNELLENBACH-HELD, M.; SAMOL, J.: Zur Erhaltung von abschnittsweise hergestellten Spannbetonbrücken. Bauingenieur 80, S. 541-545, 2005
- BUSCHMEYER, W.; LUBASCH, P.: Temperaturbeanspruchung von Straßenbrücken aus Beton. Bauingenieur 81, S. 189-194, 2006
- COST323: European Specification on Weigh-in-Motion of Road Vehicles. EUCO COST/323/8/99, LCPC, Paris, 1999
- CROCE, P.: Background to fatigue Load Models for Eurocode 1: Part 2 Traffic Loads. Prog. Struct. Engng. Mater., S. 335-345, 2001
- CURBACH, M. et al.: Auswirkungen der DIN-Fachberichte auf Spannbetonstraßenbrücken. Der Prüferingenieur, S. 28-37, April 2004
- CURBACH, M.; LOOS, S.; PROSKE, D.: Anpassungsfaktoren für das Lastmodell 1 des DIN-Fachberichtes 101 für gewichtsbeschränkt beschilderte Straßenbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 100, S. 590-598, 2005
- DENZER, G.; SCHMACKPFEFFER, H.: Entwicklungen im Stahlverbundbrückenbau – Autobahnbrücken mit einteiligen Verbundquerschnitten. Stahlbau 74, S. 649-656, 2005
- DOEBLING, S.W.; FARRAR, C.R.; PRIME, M.B.: A summary Review of vibration-based Damage Identification Methods. The Shock and Vibration Digest, Vol. 30, No. 2, S. 91-105, 1998
- DOEBLING, S.W.; et al.: Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review. Los Alamos National Laboratory Report LA-13070-MS, 1996
- EBERLE, K.; KRONE, M.: Dynamische Beanspruchung einer Straßenbrücke durch schwere Autokrane. Beton- und Stahlbetonbau 84, S. 17-20, 1989
- EICHER, C. C.: XXL auf Deutschlands Straßen. ADACmotorwelt, S. 48-50, Dezember 2006
- FRENZEL, B. et al.: Bestimmung von Kombinationsbeiwerten und -regeln für Einwirkungen auf

- Brücken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 715, Bonn 1996
- FRITZEN, C.P.: Vibration-based Structural Health Monitoring – Concepts and Applications. Tagungsband '6th International Conference on Damage Assessment of Structures', Gdansk, Polen, S. 3-18, 2005
- GEIER, R.; FLESCHE, R.: Ein Konzept für integriertes Bauwerksmonitoring. D-A-CH-Mitteilungsblatt; In: Bauingenieur 80, S. S2-S8, September 2005
- GLAESER, K. – P. et al.: Auswirkungen von neuen Fahrzeugkonzepten auf die Infrastruktur des Bundesfernstraßennetzes. BASt, Bergisch Gladbach, 2006
- GONZALEZ, A.: Development of Accurate Methods of Weighing Trucks in Motion, PhD Thesis, Trinity College Dublin, 2001
- GRAßE, W.; KASCHNER, R.; GEIßLER, K.: Überprüfung von Lastnormen für Straßenbrücken. Stahlbau 68, S. 889-898, 1999
- HAARDT, P.; GEHRLICHER, K.; PREHN, W.: Bauwerks-Management-System (BMS) – Werkzeug zur Substanzerhaltung für Verkehrsbauwerke. Bautechnik 81, S. 794-798, 2004
- HAJELA, P.; SOEIRO, F.J.: Recent Developments in Damage Detection Based on System Identification Methods. Structural Optimization, Vol. 2, 1990.
- HANSWILLE, G.; STRANGHÖNER, N.: Leitfaden zum DIN Fachbericht 104 Verbundbrücken. Ernst & Sohn, Berlin 2003
- HAVERESCH, K.-H.: Verstärkung älterer Spannbetonbrücken mit Koppelfugenrissen. Beton- und Stahlbetonbau 95, S. 452-460, 2000
- IFBT (Institut für Bautechnik): Geänderte Fassung der Zulassungsbescheide vom 8.2.1977 für Spannverfahren. Mitteilungen des Instituts für Bautechnik, S. 37-38, 2/1977
- IRD (International Road Dynamics Inc.): Weigh-in-Motion Technology Comparisons, www.irdinc.com, 2001
- ISECKE, B. et al.: Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrisskorrosion. Beton- und Stahlbetonbau 90, S. 120-123, 1995
- IVÁNYI, G.; BUSCHMEYER, W.: Erhaltungszustand von Spannbetonüberbauten – Statistische Analyse der Bestandsaufnahme. Straße und Autobahn 53, S. 256-263, 310-314, 2002
- IVÁNYI, G.; BUSCHMEYER, W.: Risse in Spannbetonüberbauten – Erfassung, Bewertung. Bautechnik 79, S. 297-305, 2002
- JACOB, B.; O'BRIEN, E.J.: Weigh-in-Motion: Recent Developments in Europe. Tagungsband "4th International Conference on WIM", IC-WIM4, Taipei, S. 2-12, 2005
- KERLAND, G.; HUBER, H.; ZWICKY, P.: Die zählende Brücke. tec 21, S. 5-7, 20/2006
- KNABENSCHUH, H.; EILERS, M.: Messung von Einflussparametern zur Ermittlung von Spannungen und Verformungen an Betonbrücken (Programm Brohltalbrücke). FE-Nr. 15.136 B 84 G; 1. Zwischenbericht (Meßsysteme, Voruntersuchungen), Bergisch Gladbach 1986; 2. Zwischenbericht (Messergebnisse), Bergisch Gladbach, 1987
- KNABENSCHUH, H.: Temperaturunterschiede an Betonbrücken. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B 3, Bergisch Gladbach, 1993
- KOCH, R. G.; BALÁZS, G. L.: Verbund unter nicht ruhender Beanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 93, S. 177-181, 220-223, 1998
- KÖNIG, G. et al.: Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 469, Beuth Verlag, Berlin 1996
- KRIEGER, J.; KASCHNER, R.; HAARDT, P.: Die objektbezogene Untersuchung und Bewertung von Brücken im Rahmen des Bauwerks-Management-Systems. Bautechnik 77, S. 453-463, 2000
- KRIEGER, J.; GEHRLICHER, K.: Die Entwicklung der Erhaltungsausgaben für die Brücken der Bundesfernstraßen. Bautechnik 77, S. 820-830, 2000
- KRIEGER, J.: Erhaltungsmanagement der Bundesfernstraßen – Bedeutung und Perspektiven der ZfPBau-Verfahren. Fachtagung Bauwerksdiagnose, Praktische Anwendungen Zerstörungsfreier Prüfungen; DGZfP-Berichtsband 100-CD, Berlin 2006
- KUHLMANN, U. et al.: Ganzheitliche Wirtschaftlichkeitsbetrachtung bei Verbundbrücken unter Berücksichtigung des Bauverfahrens und der Nutzungsdauer. Stahlbau 76, S. 105-116, 2007
- LADDA, V.; STEINHILBER, H.: Messung und statistische Beschreibung der Verkehrslasten ei-

- ner Autobahn. Forschungsbericht FE-Nr. 15.138 R 84 G, Darmstadt 1985
- LEONHARDT, F. et al.: Zur Bemessung durchlaufender Verbundträger bei dynamischer Belastung. Bauingenieur 62, S. 311-324, 1987
- LIEBIG, J. P.: Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke. 100. Jahrgang Beton- und Stahlbetonbau, S. 137-140, 2005
- LINK, M.: Was kann man von rechnerisch auf Testdaten angepassten Finite-Elemente Modellen erwarten? VDI-Schwingungstagung 'Experimentelle und rechnerische Modalanalyse sowie Identifikation dynamischer Systeme', VDI-Berichte 1550, Juni 2000
- LIU, P.; CHIAN, C.: Parametric Identification of Truss Structures using static Strains. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 7, S. 927-933, 1997
- LÖCKMANN, H.: Problem der Koppelfugen bei Spannbetonbauwerken. In: Betonbau in Forschung und Praxis, S. 357-360, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf 1999
- LÜCKEN, T.: Schadensanalysen an Stahlbeton- und Spannbetonbrücken unter Einsatz eines Fuzzy-Expertensystems. Beton- und Stahlbetonbau 99, S. 870-876, 2004
- LUTZENBERGER, S.; BAUMGÄRTNER, W.: Interaction of an instrumented Truck crossing Belleville Bridge. Weigh-in-motion of Road Vehicles, ed. B. Jacob, Hermès Science Publications, Paris, 1999
- LUTZENBERGER, S.; BAUMGÄRTNER, W.: Evaluation of measured Bridge Responses due to an instrumented Truck and free Traffic, Bridge Management Four, ed. Ryall, Parke, Hardening, Thomas Telford, London, 2000
- MAECK, J.: Damage Assessment of Civil Engineering Structures by Vibration Monitoring. Dissertation am 'Department of Civil Engineering', Katholische Universität Leuven, Belgien, ISBN 9056823906, 2003
- MAURER, R.; BÄÄTJER, G.: Sicherheit von Spannbetonbrücken – Entwicklung von Konstruktions- und Bemessungsgrundsätzen in Deutschland. Bauingenieur 82, S. 1-13, 2007
- MERZENICH, G.; SEDLACEK, G.: Hintergrundbericht zum Eurocode 1 - Teil 3.2: Verkehrslasten auf Straßenbrücken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 711, Bonn 1995
- METZLER, H.: Die Erhaltung von Brücken – eine umfassende strategische Aufgabe. Bauingenieur 79, S. 329-335, 2004
- MOERSCH, J.: Zur wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion von hochfesten Spannstählen – Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauteilen. DAfStb-Heft 653, Berlin 2005
- MODEMANN, H. J.: Schäden an der Hochstraße Prinzenallee. In: Konstruktiver Ingenieurbau, Berichte 41, S. 21-30, Vulkan-Verlag, Essen 1983
- MÜLLER-SLANY, H.H.: Möglichkeiten und Grenzen der Schwingungsdiagnose für mechanische Systeme auf der Basis numerischer Strukturmodelle. In VDI-Bericht 1788, S. 71-104, VDI-Schwingungstagung, 2003
- NAUMANN, J.: Die Brückenerhaltung ist für Ingenieure eine neue Herausforderung. Der Prüflingenieur, S. 46-52, Oktober 2002
- NAUMANN, J.; FRIEBEL, W.-D.; HOLST, R.: Bauwerksprüfung nach DIN 1076 – Eine verantwortungsvolle Aufgabe für die Sicherheit. Straße und Autobahn 56, S. 319-326, 2005
- NAUMANN, J.: Aktuelle Entwicklungen im Straßenbrückenbau. Stahlbau 75, S. 779-785, 2006
- PEETERS, B.: System Identification and Damage Detection in Civil Engineering. Dissertation am 'Department of Civil Engineering', Katholische Universität Leuven, Belgien, ISBN 9056822748, 2000
- PETER, J. et al.: Die Reichenbachtalbrücke der Thüringer Waldautobahn A 71. Stahlbau 72, S. 127-138, 2003
- PRAT, M.: Traffic Load Models for Bridge Design: Recent Developments and Research. Prog. Struct. Engng. Mater., S. 326-334, 2001
- REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R.: Einfluss einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten von Rippenstählen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, S. 295-299, 1977
- REINTJES, K.-H.: Die Bauweise der dichten Kleinkästen im Verbundbrückenbau. Stahlbau 74, S. 657-663, 2005
- RITZLER, M.: Fertigung und Montage des Stahlverbundüberbaus der Reichenbachtalbrücke. Stahlbau 74, S. 749-753, 2005
- RÜCKER, W. et al.: Aufgaben der Dauerüberwachung und baulichen Bewertung am Beispiel

- von Betonbrücken und Windenergieanlagen. DAFStb Heft 565 (Autor: Reinhardt, H.-W.): Zerstörungsfreie Prüfverfahren und Bauwerksdiagnose im Betonbau, 2005
- SAMCO RESEARCH AGENDA: A Vision of Structural Assessment Monitoring and Control. October 2005
- SAMOL, J.; BUSCHMEYER, W.; SCHNELLENBACH-HELD, M.: Zur Genehmigung von Schwertransporten. Straßenverkehrstechnik 50, S. 91-94, 2006
- SANAYEI, M.; ONIPEDE, O.: Damage assessment of structures using static test data. AIAA Journal, Vol. 29, No. 7, S. 1174-1179, 1991
- SANAYEI, M.; SALETNIK, M.J.: Parameter Estimation of Structures from Static Strain Measurements. I: Formulation. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 5, S. 555-562, 1996a
- SANAYEI, M.; SALETNIK, M.J.: Parameter Estimation of Structures from Static Strain Measurements. II: Error Sensitivity Analysis. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 5, S. 563-572, 1996b
- SANTA, U.; BERGMEISTER, K.: Zustandsüberwachung und Bewertung von Betontragwerken. Beton- und Stahlbetonbau Spezial, S. 82-88, 2005
- SCHACH, R. et al.: Lebenszykluskosten von Brückenbauwerken. Bauingenieur 81, S. 343-350, 2006
- SCHMITT, V.: Verbundbrücken in der Praxis. In: Beton-Kalender 2002, BK 2, S. 273-335, Ernst & Sohn, Berlin 2002
- SCHNELLENBACH-HELD, M.; LUBASCH, P.; BUSCHMEYER, W.: Erfassung der Verkehrsbelastung – die Brücke, die zählt. 50 Jahre Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover, Fraunhofer IRB Verlag, 2007
- SCHRÖDER, G.; KÜNKEL-HENKER, A.: Erhaltungsmanagement für das klassifizierte Straßennetz. Straße und Autobahn 56, S. 241-251, 2005
- SEIDL, G. et al.: Vorgespannte Verbundtragwerke – Isarbrücke Oberführung auf dem Prüfstand. Beton- und Stahlbetonbau 99, S. 520-528, 2004
- STANDFUß, F.: Die Erhaltung von Bauwerken der Bundesfernstraßen in Deutschland. Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen und Denkmalpflege 5, S. 343-357, 1999
- STRASSEN.NRW (Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen): Leitfaden für die Nachrechnung und Beurteilung bestehender Brückenbauwerke unter Schwertransporten mit befristeten Dauergenehmigungen. Fassung Mai 2006
- STREICHER, D. et al.: Automatisierte zerstörungsfreie Zustandsuntersuchungen von Brückenbauwerken. Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 5, S. 330-342, 2006
- TAFFE, A., WIGGENHAUSER, H.: Zerstörungsfreie Zustandsermittlung und Qualitätssicherung in der Betoninstandsetzung. Beton- und Stahlbetonbau Spezial, S. 2-14, 2005
- TIMM, G.; GROßMANN, F.: Einwirkungen auf Brücken. In: Beton-Kalender 2004, BK 1, S. 97-176, Ernst & Sohn, Berlin 2004
- VDA (Verband der Automobilindustrie): Jahresbericht 2006. Frankfurt am Main, 2006
- VIGH, A.; KOLLÁR, L. P.: Approximate Analysis of Bridges for the Routing and Permitting Procedures of Overweight Vehicles. Journal of Bridge Engineering, S. 282-292, Mai/Juni 2006
- WAVE (Editor: Jacob, B.): Weigh-in-Motion of Axles and Vehicles for Europe (WAVE), General Report of the 4th FP Transport, RTD project, RO-96-SC, 403, LCPC, Paris, 2001
- WALLENTOWITZ, H.; HOLTSCULZE, J.: Minderung unebenheitsbedingter Lasteintragung durch Fahrwerkgestaltung. Straße und Autobahn 56, S. 25-34, 2005
- WENZEL, H.; PICHLER, D.: Ambient Vibration Monitoring. John Wiley & Sons, Ltd, ISBN 0470024305, 2005
- WÖLFEL, E.: Bemessung von Koppelfugen an Spannbetonbrücken. Mitteilungen des Instituts für Bautechnik, S. 33-37, 2/1977
- WÖLFEL, E.: Einzelne Spannbetonbauteile möglicherweise durch verzögerte Spannstahlbrüche gefährdet. Beton- und Stahlbetonbau 87, S. 155-156, 1992
- WÜST, C.: Gigant der Güter. Spiegel, S. 136-137, 4/2007
- ZILCH, K.; BUBA, R.: Grundlagen zu Auswirkungen der Zunahme des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer von Betonbrücken. Forschungsbericht FE-Nr. 89.102/2001, München 2002

ZILCH, K. et al.: Ermüdungsnachweis bei Massivbrücken. In: Beton-Kalender 2004, BK 1, S. 309-406, Ernst & Sohn, Berlin 2004

ZILCH, K.; WEIHER, H.: Sicherheit von Spannbe-
tonbrücken – Zustand von Großbrücken im
Zuge von Bundesfernstraßen. Bauingenieur
82, S. 14-24, 2007

ŽNIDARIČ, A.; LAVRIČ, I.; KALIN, J.: Nothing-On-
The-Road Axle Detection with Threshold
Analysis. Tagungsband "4th International Con-
ference on WIM", ICWIM4, Taipei, S. 85-96,
2005

Teil 3:

Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen

Jürgen Grünberg
Michael Hansen
Jan Peter Liebig

Gottfried Wilhelm Leibnitz Universität Hannover
Institut für Massivbau

1 Fahrbahnplatten aus Spannbeton

1.1 Einleitung

Fahrbahnplatten von Straßenbrücken sind entweder Bestandteile des Haupttragwerks (Kasten- oder Plattenbalkenquerschnitt) oder bilden direkt das Haupttragwerk (Plattenbrücke). Um Aussagen über das Tragverhalten von Fahrbahnplatten zu erhalten, müssen daher die verschiedenen Brückentypen zunächst im Ganzen betrachtet werden.

Bei einer erwarteten Zunahme des Schwerverkehrs ist es möglich, dass Fahrbahnplatten früher als bisher in den gerissenen Zustand übergehen und somit höhere Spannungsschwingbreiten erfahren, die sich direkt auf das Ermüdungsverhalten auswirken.

Die Untersuchungen werden an einem Kastentragwerk, einem Platten- und zwei Plattenbalkentragwerken durchgeführt. Anhand der zwei Plattenbalkenquerschnitte soll der direkte Vergleich zwischen einem quer und längs vorgespannten Tragwerk und einem nur in Längsrichtung vorgespannten Tragwerk durchgeführt werden.

An diesen älteren Spannbetontragwerken sollen Ermüdungsnachweise nach den gültigen Normen durchgeführt und ermüdungsgefährdete Querschnitte bzw. Querschnittsteile lokalisiert werden. Um die Auswirkung schwererer Fahrzeuge beurteilen zu können, werden dem Ermüdungslastmodell 3 (ELM3) [FB101-03] weitere Verkehrslastmodelle gegenübergestellt. Dazu zählen ein 44t-, ein 52t-, ein 60t- und ein 65t- Fahrzeugmodell. Anhand von Einflusslinien für die ermüdungsrelevanten Schnitte werden die Unterschiede veranschaulicht.

1.2 Stand der Forschung

1.2.1 Untersuchungen über Temperaturmessungen und analytische Bestimmungen der Temperaturbeanspruchungen an Brücken

Der Ansatz von thermischen Einwirkungen auf Brückenbauwerke nach den derzeit gültigen Normen [1072-85] und [FB101-03] wird in der Literatur häufig als konservativ eingeschätzt. Daher wurden viele Untersuchungen von Temperaturmessungen an Brücken durchgeführt. Ziel dieser Arbeiten ist u. a., geeignete Temperaturansätze zu finden, um Brückenbauwerke wirtschaftlicher oder auch ge-

nauer im Hinblick auf die Temperatureinwirkungen bemessen zu können.

In früheren Normen war der Ansatz von Temperatureinwirkungen nicht geregelt, sondern lediglich der Hinweis enthalten, Temperatureinwirkungen in erforderlichen Fällen zu berücksichtigen. Bereits vor der Neufassung von DIN 1072 (12.85) hat *Zichner* Vorschläge für den Temperaturansatz für die DIN 1072 veröffentlicht, die mit Messwerten relativ gut übereinstimmten [Zichner-82].

Vor allem bei älteren Brückenbauwerken, im speziellen Spannbetonbrücken, sind häufig Schäden aufgetreten, die sich auf den fehlenden Ansatz von Temperatureinwirkungen bei der Bemessung zurückführen lassen. In diesen Fällen gestaltet sich die Nachrechnung mit den Ansätzen der heute geltenden Normen sehr schwierig.

Die Berücksichtigung realer Bauwerkstemperaturen ist aufgrund der Vielzahl an Einflussgrößen sehr aufwendig. Der Versuch, reale Bauwerkstemperaturen zu berücksichtigen, scheitert oft an den fehlenden standortabhängigen Klimadaten, die über einen sehr langen Zeitraum (ca. 50 Jahre) aufgenommen und ausgewertet werden müssten, um für die Aussage über reale Bauteiltemperaturen herangezogen werden zu können.

An dieser Stelle soll zusammenfassend auf die zahlreichen Einflussgrößen beim Versuch des Ansatzes realer Bauwerkstemperaturen eingegangen werden. Nach [Fouad-97] können die Einflussgrößen der Temperaturlasten grob in vier Punkte aufgeteilt werden:

- geographische Lage der Brücke,
- Orientierung der Brücke im Bezug auf den Sonnengang,
- Tages- und Jahreszeit sowie
- Tragwerksgeometrie und verwendete Baustoffe.

Eine weitere Differenzierung der vier o. g. Punkte bietet [Klaus-03]. Die in [Klaus-03] angegebenen Einflüsse sind im Bild 1-1 für das Beispiel eines Kastenquerschnitts dargestellt.

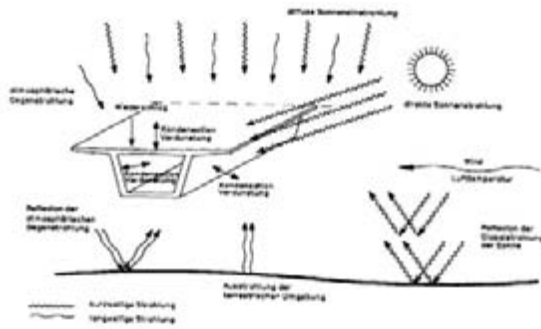


Bild 1-1: Klimatische Einflüsse auf einen Kastenquerschnitt [Klaus-03]

Hieraus lassen sich der hohe numerische Aufwand und die Anforderungen an das benötigte Datenmaterial erkennen. Das Ziel dieses Forschungsvorhabens ist, anhand ausgewählter Brückenquerschnitte allgemeingültige Aussagen für den Brückenbestand im Hinblick auf die Restnutzungsdauer zu finden. Daher wird im weiteren Verlauf der ortsunabhängige Temperaturlastansatz aus dem DIN-Fachbericht [FB101-03] den Berechnungen zu Grunde gelegt.

1.2.2 Temperaturansatz nach Norm

Der Ansatz der Temperatureinwirkungen nach DIN-Fachbericht 101 [FB101-03] gleicht den Angaben in [1055/7-00]. Der allgemeine Verlauf des Temperaturprofils kann dabei in einen konstanten, einen linearen und einen nichtlinearen Anteil aufgeteilt werden. Bei Brückenbauwerken sind in der Regel nur der konstante und der lineare Temperaturanteil anzusetzen.

Aus dem konstanten Temperaturanteil resultieren Längsverformungen und aus dem linearen Temperaturanteil Krümmungen, die bei statisch unbestimmten Systemen aufgrund von Verformungsbegrenzungen zu Zwangsschnittgrößen und folglich zu Zwangsspannungen im Tragwerksquerschnitt führen.

Die aus dem nichtlinearen Temperaturanteil resultierenden Eigenspannungen werden über eine Mindestbewehrung erfasst und daher konstruktiv abgedeckt [Holst-00].

1.2.3 Ermüdungsverhalten der Baustoffe

Jeder Werkstoff weist ein anderes Verhalten hinsichtlich dynamischer Lastwechsel auf. Im folgenden wird der Stand des Wissens für die Baustoffe Betonstahl, Spannstahl und Beton zusammengetragen.

Für die Zulassung von Beton- und Spannstählen werden Dauerschwingversuche bis $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel durchgeführt. Das Materialverhalten ist durch die Wöhlerlinien gekennzeichnet, die gemäß DIN 50100 ermittelt werden.

In der bei Straßenbrücken angesetzten Nutzungsdauer von 100 Jahren treten in Wirklichkeit oftmals mehr als 10^8 Spannungswechsel auf. Diese resultieren maßgeblich aus dem Schwerlastverkehr, da der PKW-Verkehr nur untergeordneten Einfluss auf die Betriebsfestigkeit hat. Für die lokale Betrachtung einzelner Querschnittsbereiche kann die Anzahl der Spannungswechsel schnell das drei- bis vierfache erreichen, da hierbei von den Achsübergängen ausgegangen wird.

Als rechnerische Wöhlerlinie wird die Folge zweier Geraden im doppelt logarithmischen Maßstab mit den Neigungen $k_1 = k$ und $k_2 = 2k - 1$ bezeichnet, vgl. Bild 1-2. Die Dauerfestigkeit wird durch die Vorschädigung beeinflusst. Dies wird durch die Neigung $k_2 = 2k - 1$ berücksichtigt.

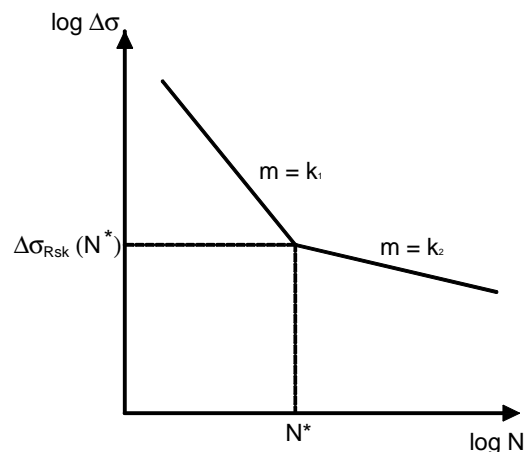


Bild 1-2: Rechnerische Wöhlerlinie

In den aktuellen Regelwerken [FB102-3], [EC2/2-92], [1045/1-01] und [CEB203-91] wird dieser Ansatz zur Berechnung der Betriebsfestigkeit mit Angabe der Beiwerte k berücksichtigt.

Bei der Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl spielt eine Vielzahl von Parametern eine Rolle. Für Betonstahl sind in der Literatur viele Messergebnisse zu finden, bei denen einige auch größere Lastspielzahlen als $2 \cdot 10^6$ aufweisen. Dabei ist festgestellt worden, dass die Streckgrenze keinen Einfluss auf die Betriebsfestigkeit hat wohl aber der Stabdurchmesser, die Stabkrümmung und die Art der Korrosion. Dabei ist vor allem die Lochfraßkorrosion im Bezug auf das Ermüdungsverhalten zu nennen. Die Art der Verbindungen, wie z. B. Übergreifungsstöße oder Schweißverbindungen, hat auf das Ermüdungs-

verhalten des Betonstahls an sich keinen Einfluss, ist aber im Zusammenhang mit einbetonierten Stäben zu beachten. Ausführliche Beschreibungen zu den einzelnen Einflüssen sind z.B. in [Zilch/Buba-02] und [Schläfli-99] zu finden.

Nach [FB102-03] gelten die zulässigen Spannungsschwingbreiten für Betonstahl für eine Lastspielzahl $N = 10^6$. Der Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{s,fat} = 1,15$ gilt dabei für neue Bauwerke. Bei der Nachrechnung älterer Spannbetonbauwerke ist der Teilsicherheitsbeiwert nach [ARS/11-03] auf $\gamma_{s,fat} = 1,25$ zu erhöhen.

Nach [Zilch/Buba-02] weisen gekrümmte Bewehrungsstäbe eine geringere Ermüdungsfestigkeit als gerade Bewehrungsstäbe auf. Aus experimentellen Untersuchungen hat sich dagegen herausgestellt, dass bei einbetonierten Bügeln ein Ermüdungsversagen in dem geraden Stababschnitt auftritt. Aus diesem Grund gilt in den Normen für die Wöhlerlinie der Schubbewehrung der gleiche Ansatz wie für die gerade Zugbewehrung.

Das Ermüdungsverhalten von Spannstahl ist weniger untersucht, als das des Betonstahls. Der Grund dafür liegt darin, dass in der Vergangenheit Vorspannungskonzepte realisiert wurden, bei denen von keiner planmäßigen Ermüdung ausgegangen wurde. Erst im Zuge der teilweisen Vorspannung bekam das Ermüdungsverhalten des Spannstahls eine größere Bedeutung.

Großen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit der Spannglieder hat das Material der Hüllrohre und der Aufbau der Spannglieder. So weisen Litzen-spannglieder aufgrund der höheren inneren Reibung und gerippte Spannglieder eine geringere Ermüdungsfestigkeit auf als Stab- oder Bündel-spannglieder.

Ferner beeinflusst der Verlauf der Spannglieder im Bauteil die Ermüdungsfestigkeit wegen der Querverpressungen an den Umlenkpunkten.

Die Aussagen über die Ermüdungsfestigkeit für Beton sind noch nicht so klar formuliert, wie die für Beton- oder Spannstahl. Dies ist u. a. auf die komplexen, mehrphasigen und dazu noch heterogenen Werkstoffeigenschaften zurückzuführen. Trotz gleicher Versuchsaufbauten weichen die in der Literatur angegebenen Versuchsergebnisse stark voneinander ab. Dies wird an einigen Stellen auf eine nicht konstant anzusetzende Betondruckfestigkeit und unterschiedliche Rissentwicklung im Beton zurückgeführt. Das Ermüdungsversagen im Beton ist durch eine starke Verformungszunahme gekennzeichnet, während metallische Werkstoffe sprödes Ermüdungsversagen zeigen.

Beim Beton konnte festgestellt werden, dass die Ermüdungsfestigkeit von der Mittelspannung abhängt. Aus diesem Grund wurden mehrere Versuche mit unterschiedlichen Mittelspannungen durchgeführt und daraus die begrenzten Wöhlerverläufe unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse ermittelt.

Extrapolationen für nicht untersuchte Lastspielzahlbereiche ergaben fehlerhafte Werte, die sich nach [Zilch/Buba-02] in sich überschneidenden Wöhlerlinien zeigten. Für die Bestimmung der Wöhlerlinien wurden daher mehrere Versuchsreihen herangezogen. Somit konnten in den einzelnen Lastspielzahlbereichen die Regressionsfunktionen besser angepasst werden.

Ausführliche Untersuchungen des Ermüdungsverhaltens von Beton sind u.a. bei [Hohberg-04] und [Danielewicz-94] zu finden.

1.3 Ermüdungslastmodelle

1.3.1 Lastmodelle nach Norm

Der Eurocode 1 stellt im Teil 3 [1991/3-96] fünf verschiedene Ermüdungslastmodelle zur Verfügung, die anhand von Verkehrsmessungen auf der Strecke Auxerre – Paris (Frankreich) und auf der Brohltalbrücke (Deutschland) kalibriert wurden.

Diese Ermüdungslastmodelle sind vorrangig für die Berechnung neuer Brückenbauwerke vorgesehen.

Während das Ermüdungslastmodell 1 und das Ermüdungslastmodell 2 dem Nachweis einer unbegrenzten Lebensdauer dienen, sind die Ermüdungslastmodelle 3 bis 5 für den Betriebsfestigkeitsnachweis vorgesehen. Da im Allgemeinen bei bestehenden Brückenbauwerken von einer Verschädigung durch die Zunahme des Schwerlastverkehrs ausgegangen werden kann und daher eine unbegrenzte Lebensdauer unwahrscheinlich ist, werden im folgenden die Ermüdungslastmodelle 3 und 4 des Eurocodes 1 betrachtet.

Der vereinfachte Ermüdungsnachweis wird mit dem Ansatz der häufigen Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt. Daher muss neben den Ermüdungslastmodellen auch das Lastmodell 1 [FB101-03] in die Untersuchungen aufgenommen werden.

1.3.1.1 Lastmodell 1 (LM1)

Das Lastmodell 1 besteht aus je einer Doppelachse mit identischen Radabmessungen von 40 cm

Kantenlänge in den Fahrspuren 1 und 2 in der ungünstigsten Laststellung.

Zudem ist eine gleichmäßig verteilte Belastung in den einzelnen Fahrstreifen und der Restfläche anzusetzen. Die Anordnung der Flächenlasten und der Tandemsysteme zeigt [FB101-03], Abb. 4.2.

1.3.1.1 Ermüdungslastmodell 3 (ELM3)

Das ELM 3 beschränkt sich auf den Ansatz eines einzelnen Fahrzeugtyps mit festen Rad- und Achsabmessungen. In Anlehnung an das Lastmodell 1 besteht es aus einem Doppeltandem jedoch mit einer auf 60kN herabgesetzten Radlast, vgl. Bild 1-3, und beschreibt somit ein einzelnes 48t-Fahrzeug. Aus den auftretenden maximalen und minimalen Spannungen, die bei der Überfahrt dieses Fahrzeuges entstehen, bestimmt sich die Spannungsamplitude, die für einen vereinfachten Ermüdungsnachweis auf Basis des λ -Konzeptes herangezogen werden kann.

Dabei wird angenommen, dass die Schädigung durch das Einzelfahrzeug bei gleicher Lastwechselzahl mit der durch ein Kollektiv hervorgerufenen Schädigung identisch ist. Die Grundlage hierfür sind die vereinheitlichten Wöhlerkurven und eine lineare Schadensakkumulationstheorie.

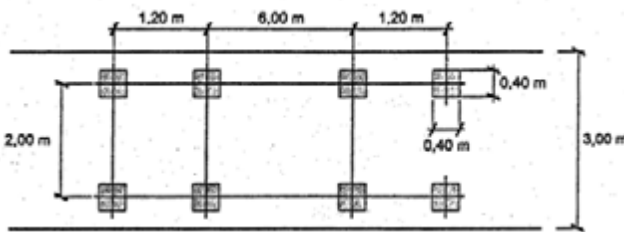


Bild 1-3: Achsanordnung Lastmodell 3 [FB101-03]

1.3.1.2 Ermüdungslastmodell 4 (ELM4)

Das ELM 4 besteht aus einer Gruppe von fünf Standardlastkraftwagen, die zusammen Einwirkungen erzeugen, wie diese aus typischem Verkehr auf europäischen Straßen entstehen, vgl. [1991/3-96]. Dieses Modell beschreibt eine Verkehrsbelastung, die gleiche Ermüdungsschäden erzeugt, wie der tatsächliche Verkehr. Die Standardlastkraftwagen werden mit den in Bild 1-4 angegebenen Achslasten und Reifenarten berücksichtigt.

Fahrzeugtyp	Verkehrsart						
	1	2	3	4	5	6	7
	Achs-	Ersatz-	Schwerer-	Schwerer-	Schwerer-	Reifenart	
	abstand	achslast	kehranteil	kehranteil	kehranteil		
	[m]	[kN]	[%]	[%]	[%]		
Schwerfahrzeuge	4,50	70 130	20,0	50,0	80,0	A B	
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	5,0	5,0	A B B	
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 190 90 90	40,0	20,0	5,0	A B C C C	
	3,40 8,00 1,80	70 140 90 90	25,0	15,0	5,0	A B B B	
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	10,0	5,0	A B C C C	

Bild 1-4: Fahrzeugtypen Lastmodell 4 [1991/3-96]

1.3.2 Weitere Lastmodelle

1.3.2.1 Lastmodelle in der Literatur

In der Literatur sind weitere Ansätze für Lastmodelle zu finden, vgl. [Imhof et al.-01], [Günther-01] [Jacquemoud-81], [Gerhardt-84] und [BAST-98]. Diese wurden in [0494ZB1-05] näher beschrieben.

1.3.2.2 44t-Lastmodell

Durch das [ARS-13/04] wurde ein 44t-Fahrzeugmodell für die Nachrechnung von Brücken vorgegeben. Dieser Fahrzeugtyp ergab sich aus einer Studie der Bundesanstalt für Straßenwesen, vgl. [Leonhardt et. al-97]. Die Achsabstände und Achslasten sind in Bild 1-5 dargestellt.

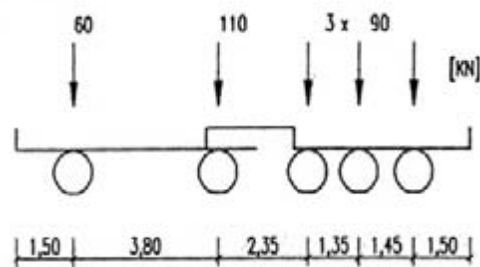


Bild 1-5: 44t-Fahrzeug nach [ARS/13-04]

Da der Abstand der Räder einer Achse in Breitenrichtung nicht vorgegeben ist, wird dieser aufgrund der Fahrspurweite von 3m wie beim ELM4 zu 2m angenommen.

1.3.2.3 60 t-Fahrzeugkombination nach modularem Konzept

Durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) wurde für die Untersuchungen ein 60t-Fahrzeugmodell zur Verfügung gestellt, Bild 1-6.



Bild 1-6: 60t-Fahrzeugkombination (BASt)

Die Auswirkungen beim Ansatz dieses Lastmodells sollten denen des ELM3 gegenübergestellt werden.

1.4 Nachweise gegen Ermüdung

Bei Bauteilen, die durch erhebliche zyklisch auftretende, dynamische Belastungen beansprucht werden, ist der Nachweis gegen Ermüdung zu führen. Für Brückenbauwerke ist der Grenzzustand der Ermüdung nach [FB102-03] für den Spannstahl, Betonstahl und Beton nachzuweisen. Die Spannungen werden dabei auf der Grundlage gerisserer Querschnitte (Zustand II) unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons bestimmt. Im Zustand II sind die Spannungszuwächse $\Delta\sigma$ bei Anstieg des Biegemomentes ΔM deutlich größer als im ungerissenen Querschnitt (Zustand I), vgl. Bild 1-7.

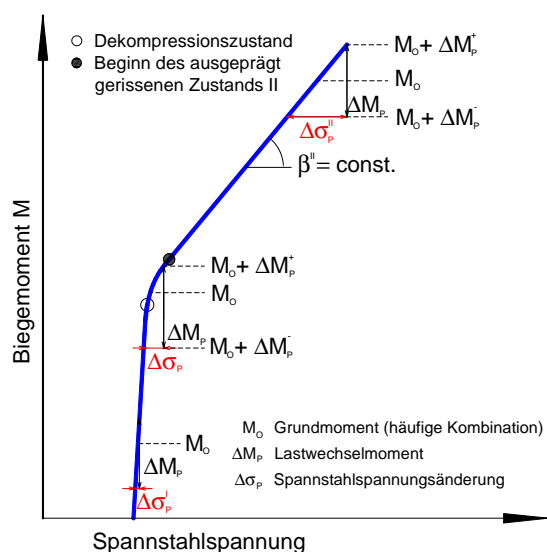


Bild 1-7: Momenten-Spannstahlspannungs-Diagramm nach [König et al.-03] und [BASt-98]

1.4.1 Vereinfachte Nachweise gegen Ermüdung

Dieser Nachweis bezieht sich auf die Begrenzung der Spannungsschwingbreiten. Dabei soll die Dauerschwingfestigkeit der Werkstoffe nicht überschritten werden. Der Nachweis im Grenzzustand der Ermüdung wird mit den Einwirkungen der häufigen Einwirkungskombination des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit geführt.

Der Nachweis der Spannglieder sowie ungeschweißter Betonstahlbewehrung ist erbracht, wenn die berechnete Spannungsamplitude unter dem Wert der zulässigen Gesamtschwingbreite von $\Delta\sigma_{s,\text{fat}} = 70 \text{ N/mm}^2$ bleibt.

Für den Beton muss kein Nachweis geführt werden, wenn die maximale Betondruckspannung unter Berücksichtigung der nicht-häufigen Einwirkungskombination den Wert $0,6 \cdot f_{ck}$ nicht übersteigt. Dabei ist in der Regel vom gerissenen Zustand (Zustand II) auszugehen, vgl. [FB102-03], 4.4.1.1, es sei denn, die Zugspannungen überschreiten unter Ansatz der seltenen Einwirkungskombination nicht die Betonzugfestigkeit f_{ctm} .

Andernfalls, besonders bei lokalen Nachweisen, ist die Bedingung nach [FB102-03], Gleichung (4.188) im Zustand II einzuhalten.

1.4.2 Nachweis gegen Ermüdung über die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite

Sind die vereinfachten Nachweise nach Abs. 1.4.1 nicht eingehalten, kann die Ermüdung anhand schädigungsäquivalenter Spannungsschwingbreiten genauer nachgewiesen werden. Als schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite wird diejenige Schwingbreite bezeichnet, welche bei N Lastzyklen mit gleich bleibendem Spannungsspektrum zur gleichen Schädigung führt wie das Spannungsspektrum infolge wirklichkeitsnaher Belastung. Bei diesem Nachweis werden die werkstoffbezogenen Ermüdungseigenschaften durch Auswertung der Wöhlerlinien berücksichtigt.

Die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite setzt sich im Wesentlichen aus der Spannungsschwingbreite des ELM3, einem Erhöhungsfaktor der Achslasten zur Berücksichtigung von Feld- bzw. Stützbereichen und einem Korrekturbeiwert λ_s zusammen.

$$\sigma_{s,\text{equ}} = \lambda_s \cdot \Delta\sigma_s \quad (1.1)$$

Die Ermüdung für den Stahl wird dann wie folgt nachgewiesen:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,eq} \leq \frac{\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} \quad (1.2)$$

Für den Beton sind zurzeit keine genauen Grenzen der Ermüdungsfestigkeit bekannt, vor allem, wenn es sich um den Übergang von Zeit- und Dauerfestigkeitsbereich handelt. Der [FB102-03] verweist daher auf die Ermittlung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite bei Eisenbahnbrücken. Schwierig hierbei ist jedoch die Übertragbarkeit auf straßenbezogene Lastmodelle.

1.4.3 Betriebsfestigkeitsnachweis

Die Ermüdungsnachweise unter Berücksichtigung des ELM3 nach Abs.1.4.1 und Abs.1.4.2 sind sehr einfach gehalten und liegen daher auf der sicheren Seite. Bei der Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke kann der Fall eintreten, dass die Nachweise nicht eingehalten werden. Für diesen Fall bietet das ELM4 ein Lastkollektiv, welches das Verkehrsaufkommen genauer widerspiegelt.

In der Finite-Elemente-Analyse wird für jeden Standardlastkraftwagen eine Spannungsermittlung durchgeführt. In Bild 1-4 ist der zu berücksichtigende Schwerverkehranteil an der Anzahl der erwarteten Lastkraftwagen pro Jahr N_{obs} in den Spalten 4 bis 6 angegeben. Die Schädigung infolge Ermüdung wird mit Hilfe eines Auswerteverfahrens (z. B. Rainflow-Methode) bestimmt. Dafür werden die zu den berechneten Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_i$ zugehörigen Lastwechselanzahlen $n_i(\Delta\sigma_i)$ ermittelt, vgl. Bild 1-8.

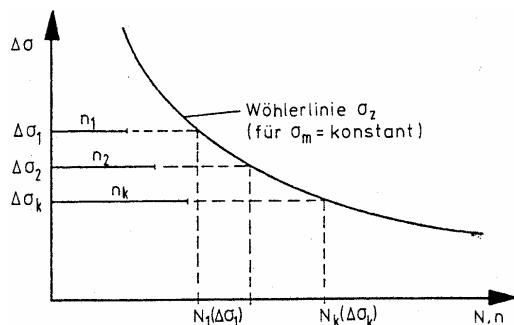


Bild 1-8: Miner-Regel aus [König/Danielewicz-94]

Die unterschiedlichen Beanspruchungen werden dann mit Hilfe der linearen Schadensakkumulationshypothese von Palmgren und Miner in ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv überführt. Dabei wird davon ausgegangen, dass jedes Spannungsschwingpiel $\Delta\sigma_i$ mit der Anzahl n_i einen Anteil an der Gesamtschädigung liefert. Der

Schädigungsanteil wird durch den Quotienten aus Schwingungsanzahl n_i und zugehöriger Bruchlastspielzahl N_i beschrieben, vgl. Gl. (1.3).

$$D_{Ed} = \sum D_i = \sum_{i=1}^k \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_i(\Delta\sigma_i)} \leq 1 \quad (1.3)$$

Bei mehrstufiger Schwingbeanspruchung werden die Schädigungsanteile linear zur Schädigungssumme D aufsummiert, wobei die Reihenfolge der Schadensbeiträge nicht berücksichtigt wird.

1.4.4 Graphische Darstellung der Ergebnisse

Für den Nachweis des Betons wird die nicht-häufige Einwirkungskombination ausgewertet. Dabei sollen die Betondruckspannungen begrenzt werden. Die nicht-häufige Einwirkungskombination hat zwei maßgebende Grenzfälle: Zum einen kann die Temperatureinwirkung maßgebend werden und zum anderen die Verkehrslast. Aus beiden Möglichkeiten wurden die maßgebenden Schnittgrößen ermittelt und somit eine Grenz Betrachtung durchgeführt.

Die Ergebnisse der Nachweise sind im Anhang tabellarisch und in Form von Ausnutzungsgraden graphisch dargestellt. Der Ausnutzungsgrad des Betons δ_c wird wie folgt definiert:

$$\delta_c = \frac{\sigma_c}{0,6 \cdot f_{ck}} \quad (1.4)$$

Die Ausnutzungsgrade des Betonstahls δ_s und Spannstahls δ_p sind in Anlehnung an den Nachweis der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite wie folgt definiert:

$$\delta_p = \frac{\Delta\sigma_p}{\Delta\sigma_{p,Rsk}(N^*)/\gamma_{p,fat}} \quad (1.5)$$

$$\delta_s = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)/\gamma_{s,fat}} \quad (1.6)$$

Die zur Verfügung stehenden, alten Bauwerksunterlagen waren oftmals nicht sehr aussagekräftig. Anhand der Pläne wird für die betrachteten Querschnitte die Bewehrung in Bewehrungsgruppen zusammengefasst. Die statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung wird als Vordehnung berücksichtigt. Zur Ermittlung der Spannungen im Zustand II wurde das Programm ZWAX [RIB-05] und das Programm INCA2 [INCA-02] herangezogen.

1.5 Numerische Untersuchungen einer Kastenträgerbrücke

1.5.1 Systembeschreibung

Bei der Brohltalbrücke besteht für jede Fahrtrichtung ein separater Überbau. Bei diesem handelt es sich um einen 12-feldrigen längs- und quervorge-spannte Kastenträger mit einem Gradientenradius von 2200 m. Die Brücke wurde 1973 im Zuge der A61 durch abschnittsweise Fertigung in Längsrichtung (Taktschiebeverfahren) erbaut. Die Feldlängen betragen zwischen 34,35 m und 70,00 m. Sie wurde nach den seinerzeit gültigen Normen DIN 1072 und DIN 4227 bemessen und in der Betongüte B45 ausgeführt.

Die Vorspannung in Längsrichtung wurde über zentrische (Dywidag-Einzelspannglieder) und exzentrische (BBRV-Suspa) interne Spanngliedlagen aufgebracht. Im Obergurt ist zudem in Querrichtung eine zentrische Vorspannung (Dywidag) vorhanden.



Bild 1-9: Brohltalbrücke gesamt als Seitenansicht [SIB-04]

In Bild 1-9 wird die Brohltalbrücke in der Längsansicht mit der gesamten Bauwerkslänge von 603,3 m dargestellt. Der Überbau liegt auf paarweise angeordneten Gleitlagern (Hersteller DEMAG) auf Monopfeilern auf. Die Lasten werden im Stützbereich über innenliegende Querschotte eingeleitet.

Die beiden größten Stützweiten mit 70 m wurden durch die in der Talsohle verlaufende Brohltalbahn und die Bundesstraße B 412 bestimmt, Bild 1-10.

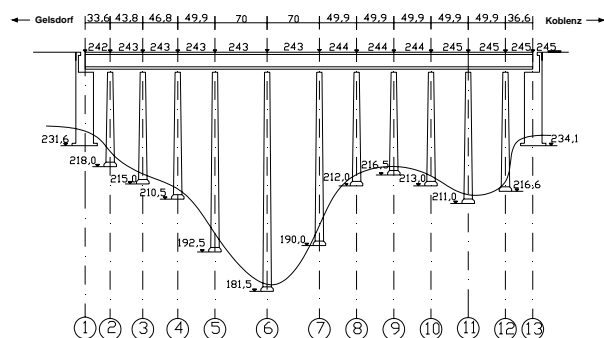


Bild 1-10: Brohltalbrücke Ansicht

Die Querschnittsabmessungen sind in Bild 1-11 exemplarisch für den Feldbereich angegeben.

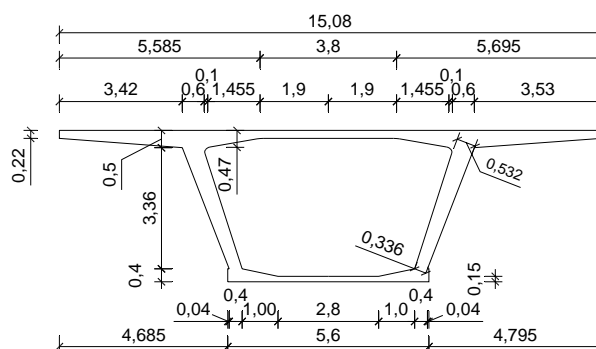


Bild 1-11: Überbauquerschnitts der Brohltalbrücke im Feldbereich (Fahrtrichtung Koblenz)

1.5.2 Finite-Elemente-Modell

In dem Finite-Elemente-Modell wird der Kastenquerschnitt über schwerachsenbezogene Schalenelemente abgebildet, vgl. Bild 1-12. Mit dem gewählten Elementtyp ist es möglich, Platten- und Scheibenspannungen im Bereich der lokalen Schalenmitte auszuwerten. Diese Auswertungsmethode ist für die späteren Untersuchungen zweckmäßig.

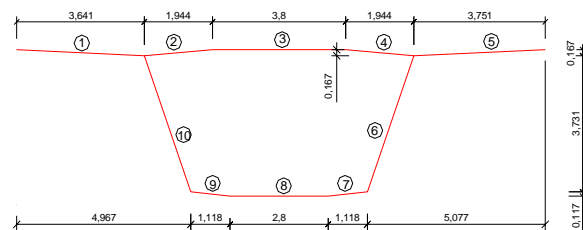


Bild 1-12: Schwerachsenverlauf des Querschnittes der Brohltalbrücke im Feldbereich

Da eine feine Modellierung des Gesamtsystems zu einer sehr hohen Elementanzahl und Rechenzeit führen würde, wird das Schalenmodell mit veränderlichen Elementwanddicken nach Bild 1-13 auf die für die untersuchten Querschnitte relevanten fünf Felder beschränkt.

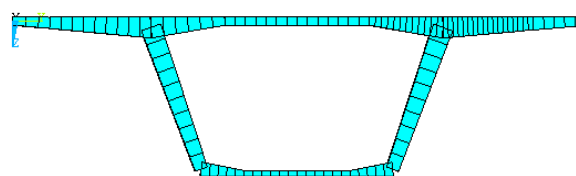


Bild 1-13: Querschnitt des Schalenmodells mit Darstellung der Schalendicken

Diese als Kasten modellierten Felder werden an die als Balkenquerschnitt idealisierten Ersatzfelder nach Bild 1-14 angeschlossen. Die Lagerung des Modells erfolgt über Knotenlagerungen. Um die Auswirkungen der dadurch entstehenden, unrealistischen Singularitäten zu begrenzen, sind in den Lagerbereichen lastverteilende Balkenelemente berücksichtigt. Die Einspannung des Ersatzmodells in die angrenzenden Felder wird durch Feder-elemente realisiert.

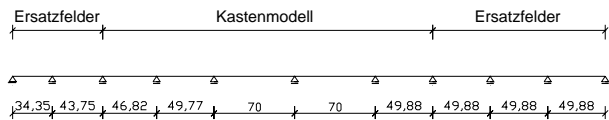


Bild 1-14: Ersatzsystem

Die Spannung in Querrichtung wird für dieses System an 16 Punkten nach Bild 1-15 ausgewertet.

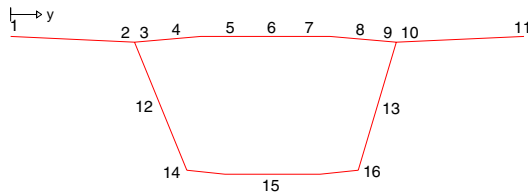


Bild 1-15: Ausgewertete Querschnittsbereiche

1.5.3 Einwirkungen

Die anzusetzenden Einwirkungen werden nach [FB101-03] ermittelt. Diese sind neben dem Konstruktionseigengewicht die Ausbaulast, die konstante und lineare Temperatureinwirkung, die Stützensenkung, die zentrische und exzentrische Vorspannung sowie die für den zugehörigen Ermüdungsnachweis anzusetzende Verkehrsbelastung. Genauere Angaben zu den Größen der Belastungen sind [0494ZB1-05] zu entnehmen.

Die Verkehrslasten werden über Kontakt-Elemente auf das System gebracht. Dabei werden die in Abs. 1.3.1 beschriebenen Lastmodelle LM1, ELM 3, ELM 4 sowie das 44t-Lastmodell und die 60t-Fahrzeugkombination berücksichtigt.

Die Radaufstandsflächen sind auf die Schalenmittelflächen bezogen, Bild 1-16. In den von den Tandem- Lasten betroffenen Bereichen der Fahrbahnplatte wird die Elementierung verfeinert.

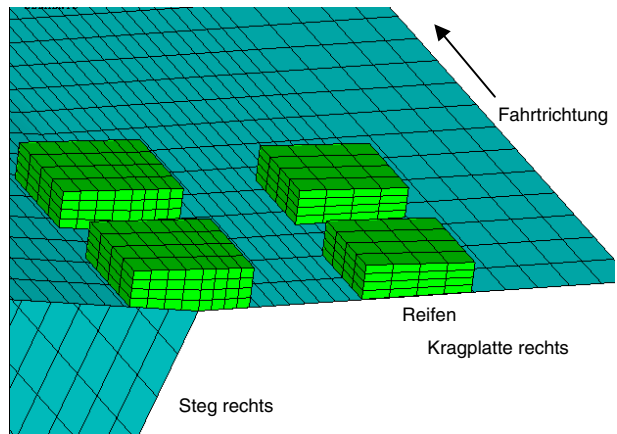


Bild 1-16: ELM 3 auf oberer rechter Kragplatte

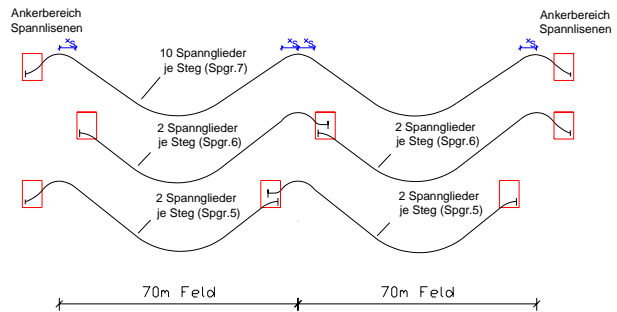


Bild 1-17: Aufteilung der exzentrischen Spannglieder in den 70 m Feldern

Für die exzentrisch geführten Spannglieder liegen die Reibungsverluste in den beiden 70 m langen Feldern aufgrund der beidseitigen Vorspannung im Mittel bei ca. 6,7 %, Bild 1-18. Die zeitabhängigen Spannkraftverluste werden nach [FB102-03], Gleichung (4.10) berücksichtigt.

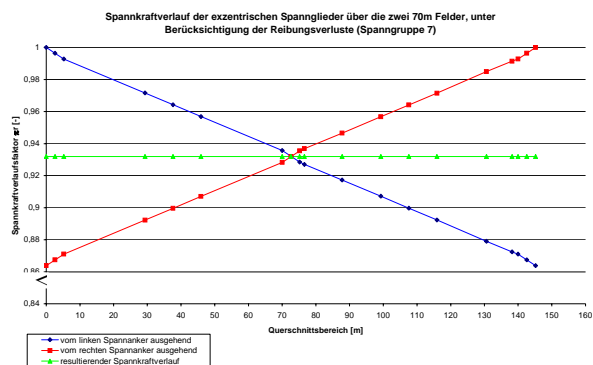


Bild 1-18: Ansatz des Spannkraftverlaufs infolge beidseitigen Vorspanns der in Feld 3 und 4 verlaufenden exzentrischen Spannglieder

1.5.4 Ermüdungsrelevante Bereiche

Die ermüdungsrelevanten Bereiche in Längsrichtung werden durch Einflusslinien bestimmt. Daraus ergeben sich die in Bild 1-19 dargestellten Nachweisschnitte.

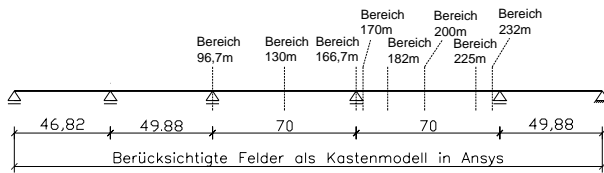


Bild 1-19: Berücksichtigte Längsschnitte

1.5.5 Ergebnisse

1.5.5.1 Einzellastfälle und Sensitivitätsanalyse

Die Auswirkungen der Überfahrten des ELM3 und ELM4 auf die Normalspannungen in Längs- und Querrichtung des Tragwerks sowie die Ergebnisse einer Einzelradüberfahrt quer zur Haupttragrichtung wurden bereits in [0494ZB1-05] ausführlich dargestellt und werden hier zusammenfassend wiedergegeben.

Mit Bild 1-20 und Bild 1-21 werden die für das ELM 3 untersuchten rechts- und linksbündigen Überfahrten in der Hauptspur dargestellt.

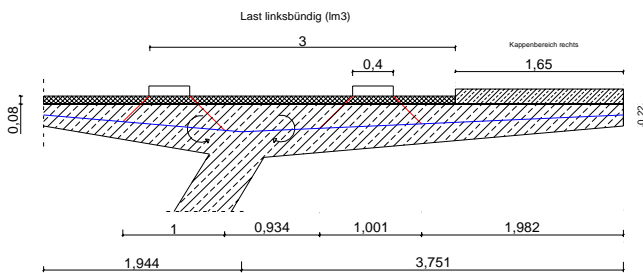


Bild 1-20: Querschnittsskizze mit Lastanordnung des ELM 3 bei linksbündiger Fahrt

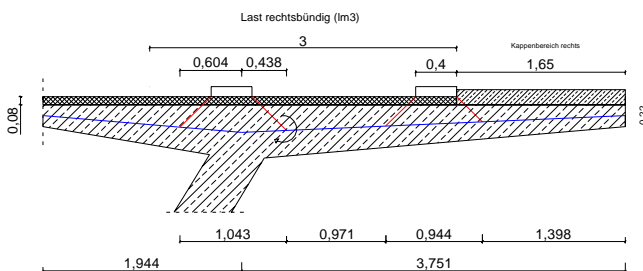


Bild 1-21: Querschnittsskizze mit Lastanordnung des ELM 3 bei rechtsbündiger Fahrt

In Bild 1-22 ist beispielhaft eine Einflusslinie für eine Normalspannung σ_x infolge des ELM 3 schematisiert abgebildet.

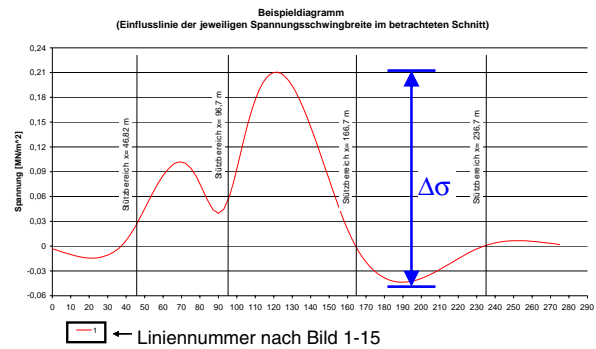


Bild 1-22: Normalspannungseinflusslinie für das ELM 3 für den Querschnitt $x = 96,7$ m an der Elementaußenseite

Einige Einflusslinien für die Normalspannungen sind im Anh. 9.1.1.1 dargestellt.

Der Vergleich von ELM 3 und ELM 4 verdeutlicht, dass das ELM 3 mit seinem Einzelfahrzeug konservativ ist. Mit dem ELM 3 wird nahezu die gleiche Schwingbreite erreicht, wie mit dem schwersten Fahrzeugtyp (Typ 3) des ELM 4, Bild 9-2.

Die Spannungseinflusslinien in den Stegen des Haupttragwerks werden in Bild 9-1 dargestellt. Infolge der direkten Radeinwirkung auf der Obergurplatte entsteht eine zusätzliche Beanspruchung. Dabei spielt der jeweils fahrzeugtypbezogene Achsabstand eine große Rolle.

In Bild 1-23 ist eine Einflusslinie für die Normalspannungen σ_y infolge des ELM 3 schematisiert dargestellt. Die Einflusslinien der Normalspannungen sind in erster Linie von den lokal wirkenden Radlasten abhängig, wobei die zugehörige Querverteilung ausschlaggebend für die Spannungsin-tensität ist, Bild 9-3.

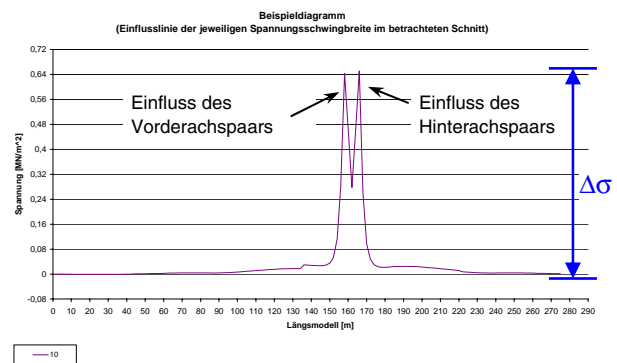


Bild 1-23: Normalspannungseinflusslinie σ_y für das ELM 3 bei im Querschnitt bei $x = 166,7$ m

Im Rahmen einer weiteren Parameterstudie an einem einfeldrigen System mit einer Stützweite von 15 m, 30 m bzw. 45 m und dem Hohlkastenquerschnitt der Brohltalbrücke werden die Normal- und Schubspannungen in Querrichtung infolge einer Einzelradüberfahrt in Querrichtung analysiert. In Bild 9-4 sind die in der Auswertung für das 15m-Feld

berücksichtigten Querschnittsbereiche angegeben. Die Normalspannungsverläufe belegen, dass der Fahrbahnbereich des Hohlkastens durch die geringe Plattendicke von 0,22 m höheren Spannungen ausgesetzt ist (TOP, Bild 9-5, Bereich 4 und 8) und (BOT, Bild 9-6). Die Elementoberseite (TOP) beschreibt dabei die Tragwerksaußenseite, die Elementunterkante (BOT) die Tragwerksinnenseite.

Auch die Schubspannung in Querrichtung wird für eine Einzelradquerüberfahrt analysiert. Für die Punkte 2 und 10 nach Bild 1-15 ist der Verlauf der Schubspannungen in Bild 9-7 dargestellt. Durch den Vergleich der Einflusslinien in Bild 9-8 wird deutlich, dass die Schubspannungen erwartungsgemäß von den Stützweiten in Längsrichtung unabhängig sind.

Am Beispiel einer mittigen Überfahrt in Längsrichtung werden mit Bild 9-9 und Bild 9-10 die Schubspannungsverläufe in Querrichtung für das ELM 3 und ELM 4 an einem 30 m langen Ersatzsystem in Längsrichtung veranschaulicht.

In den Bereichen der Obergurtvoutenanschnitte 4 und 8 sind bei mittiger Fahrt die maßgebenden Schubspannungsbreiten vorhanden (Bild 9-9). Die Gründe hierfür sind einerseits die dort vorhandenen Voutenenden mit der geringen Plattendicke von 0,22 m und andererseits die besonders in diesen Querschnittspunkten sehr stark wirkenden Radreihen bei mittiger Überfahrt. Das ELM 3 liefert die maßgebenden Werte, die zudem eine symmetrische Verteilung über den Brückenquerschnitt haben.

1.5.5.2 Gegenüberstellung der Auswirkungen unterschiedlicher Lastmodelle

Für die Auswertung der Spannungen, die das 44t-Fahrzeug hervorruft, wurde vorerst der Bereich $x=120$ m bis $x=240$ m untersucht. Dabei wurde das Fahrzeug in 2m-Schritten über das FE-Modell verschoben. Für den Vergleich des 44t-Fahrzeugs nach [ARS/13-04] mit dem ELM3 werden die Punkte 9 und 10 im Obergurt, d.h. der Anschnitt der rechten Kragplatte und der Anschnitt der Fahrbahnplatte an den rechten Steg, untersucht, da hier die maßgebenden Beanspruchungen auftreten. Im Untergurt werden die Ergebnisse der Punkte 14 und 16 gegenübergestellt.

Bild 9-11 bis Bild 9-14 zeigen den Vergleich der Längsspannungen im Ober- bzw. Untergurt für den Feld- und Stützbereich, die infolge der Überfahrt des ELM3 bzw. des 44t-Fahrzeugs nach [ARS/13-04] hervorgerufen werden. Die Spannungsverläufe zeigen nur geringe Unterschiede.

Das 44t-Fahrzeug des [ARS/13-04] dient der Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke. Die Untersuchungen dieses Forschungsvorhabens orientieren sich an den DIN-Fachberichten. Wie die Ergebnisse zeigen, sind die Unterschiede zum ELM3 mit einem Gesamtgewicht von 48t nur gering und im Gewicht der Modellfahrzeuge begründet. Unter Berücksichtigung des weiter zunehmenden Schwerverkehrs und der fehlenden Angaben über die Anzahl dieser 44t-Fahrzeuge (N_{obs}) pro Jahr erscheint die Ermüdungsberechnung von Brückenbauwerken mit den derzeit gültigen Ermüdungslastmodellen ELM3 und ELM4 als ausreichend.

In Bild 9-15 bis Bild 9-18 sind für die relevanten Feld- und Stützquerschnitte die Spannungen in Haupttragrichtung infolge der Überfahrt des ELM3 und des 60t-Fahrzeugs gegenübergestellt. Die Auswertungen werden dabei auf den Anschnitt der Fahrbahnplatte und den Anschnitt des rechten Kragarms am Steg (P9 und P10) sowie die linke und rechte Seite der Bodenplatte (P14 und P16) beschränkt. Es wird deutlich, dass die Spannungen infolge des 60t-Fahrzeugs in den Feldquerschnitten gegenüber dem ELM3 nur geringfügig zunehmen. Beim 60t-Fahrzeug wird die Belastung über 25m auf den Überbau verteilt, während das ELM3 lediglich eine Länge von 8,40 m besitzt und somit im Verhältnis zur Stützweite konzentrierter wirkt. Bei Diskontinuitäten, wie sie im Stützbereich infolge der Querschotte vorliegen, sind die Auswirkungen wesentlich deutlicher. Während die Zugspannungen infolge des 60t-Fahrzeugs im Bereich der Fahrbahnplatte nur eine geringe Zunahme gegenüber dem ELM3 verzeichnen, erhöhen sich die Druckspannungen in der Bodenplatte umso deutlicher. An dieser Stelle wirkt sich insbesondere das höhere Fahrzeuggewicht aus.

Die gegenseitige Verschiebung der Kurven für das ELM3 und das 60t-Fahrzeug sind durch die unterschiedliche Länge und dem damit verbundenen größeren Abstand der Fahrzeuggewichtsresultierenden zur hintersten Achse begründet, von der aus der Laufzähler im numerischen Modell gemessen ist.

Bild 9-19 und Bild 9-20 zeigen die Auswirkungen der Fahrzeuge auf die Spannungen in Brückenquerrichtung auf. Wie zu erwarten war, steigen die Spannungswerte mit dem Gewicht der Einzelachse bzw. eines Achskollektivs, so dass die Spitzenwerte des 60t-Fahrzeugs unterhalb derer des ELM3 liegen, da hier die Achslasten höher sind und durch die kurzen Achsabstände des ELM3 die Lasteintragungsfläche für das Achskollektiv kleiner ist.

**1.5.5.3 Ermüdungsnachweise
in Brückenlängsrichtung**

Der Ansatz der Vorspannung wird den statischen Unterlagen entnommen. Die Spanngliedlagen und Vorspannkkräfte in Längs- und Querrichtung sind z. T. jedoch nur rudimentär dokumentiert und durch Planunterlagen in minderer Qualität belegt. Daher werden im Rahmen der Nachweisführung drei unterschiedliche Vorspanngrade ($0,85 \cdot f_{p0,1k} / 0,6 \cdot f_{pk} / 0,55 \cdot \beta_z$) berücksichtigt.

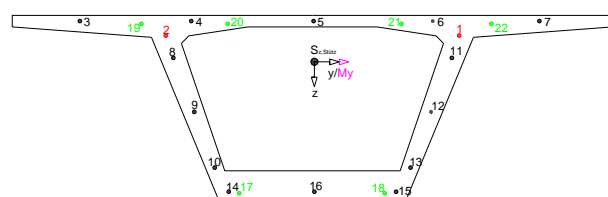
Die zeitabhängigen Spannkraftverluste werden nach [FB102-03] ermittelt.

Für die bei der Brohltalbrücke verwendete Betongüte B450 wurden die Materialparameter für einen C35/45 den Berechnungen zugrunde gelegt.

Die Nachweise sind in den Schnitten bei $x = 96 \text{ m}$, $x = 166,7 \text{ m}$ (Stützquerschnitte), $x = 130 \text{ m}$ und $x = 200 \text{ m}$ (Feldquerschnitte) geführt worden. Laut [FB102-03] ist bei Straßenbrücken kein weiterer Nachweis für den Beton erforderlich, wenn die Betondruckspannung $\sigma_{c,max} \leq 0,6 \cdot f_{ck}$ in der nicht-häufigen Einwirkungskombination eingehalten ist. Die Ergebnisse zeigen, dass der Beton an einigen Stellen bis 60% ausgelastet ist. In den anderen Fällen sind die Ausnutzungsgrade eher gering, vgl. Darstellungen im Anh. 9.1.1.4, die als Ersatz und Ergänzung derer des [0494ZB2-05] dienen.

Für die globalen Betrachtungen in Längsrichtung ist demnach keine Ermüdungsgefährdung des Betons festzustellen. Dennoch ist für den Beton auch der Nachweis nach [FB102-03] Gl.(4.188) unter Berücksichtigung der häufigen Einwirkungssituation und gerissener Querschnitte geführt worden und in tabellarischer Form im Anh. 9.1.1 aufgeführt. Für den Zeitpunkt $t = \bullet$ wurde für die Nachhärtung des Betons nach [FB102-03] Gl.(4.208) ein Betonalter von 90 Tagen angesetzt.

Anhand der Pläne wurden für den Feld- und Stützquerschnitt die Bewehrung in Bewehrungsgruppen zusammengefasst. Die Bewehrungsgruppen sowie deren Querschnittsflächen für den Stütz- bzw. Feldbereich sind in Bild 1-24 bis Bild 1-26 dargestellt.



- Anteil der jeweils zusammengefassten schlaffen Bewehrung (St.III), wobei der Anteil der Stege im jeweiligen Stegmittenbereich angesetzt wird
- Anteile der zentrischen Vorspannung (Dywidag)
- Anteile der exzentrischen Vorspannung (SUSPA BBRV IV)

Bild 1-24: Bewehrungsgruppen im Stützbereich

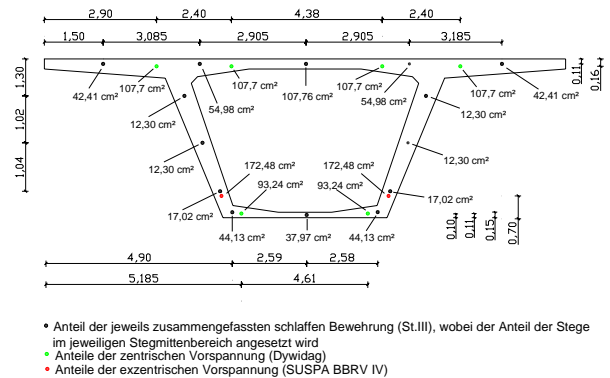


Bild 1-25: Verteilung der Stahlanteile $A_{s,Ersatz}$ über den Querschnitt im Feldbereich

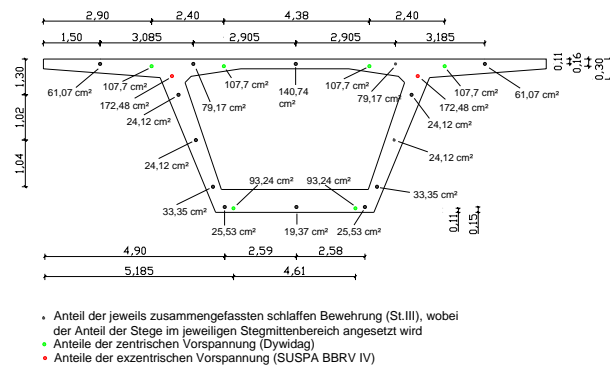


Bild 1-26: Verteilung der Stahlanteile $A_{s,Ersatz}$ über den Querschnitt im Stützbereich

Der Nachweis zur Begrenzung der Spannungsschwingweite auf 70 N/mm^2 ist tabellarisch in [0494ZB2-05] dargestellt. Nach [ARS/11-03] ist bei diesem Nachweis die statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung mit dem Faktor 0,8 abzumindern.

In den Fällen, in denen dieser Nachweis nicht erfüllt ist, kann der Nachweis über die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite erfolgen.

Für den Stützbereich bei $x = 166,7 \text{ m}$ ist dies für den Zeitpunkt $t = 0$ nur für die Bewehrungsgruppe 15 bei einem Vorspanngrad von $0,85 \cdot f_{p0,1k}$ gegeben. Zum Zeitpunkt $t = \bullet$ tritt der Fall für die Bewehrungsgruppen 6, 15 und 22 im selben Stützbereich bei den Vorspanngraden $0,6 \cdot f_{pk}$ und $0,55 \cdot \beta_z$ ein.

Obwohl nur an diesen Stellen der Nachweis über die schädigungsäquivalente Schwingbreite geführt werden muss, wird dieser Nachweis zum Vergleich an allen Bewehrungsgruppen geführt. Die Beiwerte für diesen Nachweis sind [04914ZB-05] zu entnehmen.

Der Ansatz der statisch bestimmten Wirkung der Vorspannung führte bei diesem Nachweis zur Diskussion. Nach [ARS/11-03] wird nicht zwischen dem vereinfachten Nachweis über die Spannungsschwingweitenbegrenzung und dem genaueren

Nachweis nach [FB-102, Anh. 106] unterschieden, da der erste Satz des zweiten Absatzes der Regel II-4.3.7.2 (103) P gestrichen wurde. Bei der Berücksichtigung der Einwirkungskombination nach II-4.3.7.2 (103) P, in dem die statisch bestimmte Vorspannwirkung um den Faktor 0,9 abgemindert werden soll, ergibt sich nun eine Abminderung von $0,8 \cdot 0,9 = 0,72$. Laut Antwort (NABau-AA 07.01.01 Reg.-Nr.085) auf eine Auslegungsanfrage ist dies beabsichtigt. Die Formulierung lässt jedoch offen, ob es sich hierbei nicht nur um den Bereich der Koppelfugen handeln soll.

Die Nachweise nach [FB102-03], Anh. 106 sind in allen Bewehrungsgruppen eingehalten. Die Auswertung befindet sich im Anh. 9.1.1.4. Eine Betrachtung der Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade des Spann- und Betonstahls im Anh. 9.1.1.4, die sich aus dem Nachweis zur Begrenzung der Spannungsschwingbreite und dem Nachweis über die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite ergeben, zeigt, dass vor allem in den Zugbereichen des Querschnitts, hier z.B. im Feldquerschnitt bei $x = 130$ m zum Zeitpunkt $t = \bullet$, der vermeintlich genauere Nachweis nach [FB102-03], Anh. 106 teilweise wesentlich höhere Ausnutzungsgrade ergibt, als der Nachweis zur Begrenzung der Spannungsschwingbreite, vgl. Abs. 9.1.1.7.

Dieses Ergebnis zeigt sich sowohl beim Beton- wie auch beim Spannstahl, wobei die Werte des Spannstahls wesentlich stärker voneinander abweichen.

Die Ursache hierfür konnte auf den Ansatz der statisch bestimmten Vorspannwirkung zurückgeführt werden. Daher sind im Anh. 9.1.1.7 die Ausnutzungsgrade, die sich aus dem Nachweis unter Ansatz der 0,9fachen statisch bestimmten Wirkung ergeben, den Ergebnissen aus dem Nachweis der Begrenzung der Spannungsschwingbreite und denen des genaueren Nachweises nach [FB102-03], Anh. 106 unter Ansatz einer 0,72fachen statisch bestimmten Vorspannwirkung gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass der Ansatz der statisch bestimmten Vorspannwirkung einen großen Einfluss auf die Rechenergebnisse hat. Lediglich beim Nachweis des Betonstahls sind die Auswirkungen gering.

Der Grund für diese großen Abweichungen liegt darin, dass die Fläche des gerissenen Querschnittsteils durch den Ansatz der verschiedenen Vorspannungen stark variiert.

1.5.5.4 Ermüdungsnachweise in Brückenquerrichtung

Die Schwingbreiten in der Fahrbahnplatte quer zur Fahrtrichtung sind sehr gering. Ein Ermüdungspotential ist bei diesem Bauwerk für die Nachweise auf Ermüdung aus Biegebelastung nicht zu erkennen, da aufgrund der hohen Quervorspannung von rund 850 kN/m der Querschnitt meist überdrückt und somit im ungerissenen Zustand bleibt.

Ein Vergleich mit den Tafeln nach [Hornberg/Ropers-65] bestätigt, dass die Fahrbahnplatte nur geringe Biegemomente infolge der Lastmodelle erfährt. Für diese stark in Querrichtung vorgespannte Fahrbahnplatte ist daher der Ermüdungsnachweis nicht darstellbar, da die Ausnutzungsgrade Werte kleiner 0,1 annehmen.

1.5.6 Fazit

Bei den Ermüdungsuntersuchungen hat sich das Kastentragwerk als sehr gutmütig im Hinblick auf die Ermüdungsnachweise gezeigt. Aufgrund der Fahrbahnplattendicke von 22 cm sind lokale Schädigungen bei Querkraftuntersuchungen zu beachten, vgl. Abs. 3.2.

Die Ergebnisse im Abs. 1.5.5.2 weisen darauf hin, dass die Schwingweiten nicht nur vom Fahrzeuggewicht, sondern auch vom Verhältnis der Fahrzeugmodelllänge zur Einzelstützweite abhängen. Ferner spielen die Achsabstände der Lastmodelle bei der Ermüdungsbeanspruchung eine wesentliche Rolle. Die globalen Ermüdungsnachweise nach [FB102-03] berücksichtigen nur das Fahrzeug an sich, jedoch können pro Fahrzeug mehrere unterschiedlich große Schwingweiten im Bezug auf die einzelnen Achsen auftreten.

Bei einem Bauwerk mit hoher Quervorspannung und kleiner Spannweite der Fahrbahnplatte in Querrichtung, wie im untersuchten Beispiel, ist ein Ermüdungsversagen aufgrund von Biegebeanspruchungen nicht zu erwarten.

1.6 Numerische Untersuchungen einer schiefwinkligen Plattenbrücke

1.6.1 Systembeschreibung

Bei dem vorliegenden Bauwerk handelt es sich um eine dreifeldrige, längs beschränkt vorgespannte, schiefwinklige Plattenbrücke. Sie wurde im Zuge des sechsstreifigen Ausbaues der BAB A2 Berlin-Duisburg in der Gemarkung Barmke im Jahre 1998 erstellt und unterfährt die DB-Strecke Helmstedt-Oebisfelde. Ausgeführt wurden zwei nahezu identische Brückenbauwerke in zwei Bauabschnitten. Das in dieser Arbeit untersuchte Bauwerk (Nr. 156 Süd, 2. Bauabschnitt) überführt die Richtungsfahrbahn Berlin in Kilometer 137+778,951.



Bild 1-27: Plattenbrücke Helmstedt-Oebisfelde (A2) [SIB-04]

Im Grundriss liegt die Plattenbrücke im Radius von $R = 2250\text{ m}$ und besitzt einen Kreuzungswinkel von $42,2264^{\text{gon}}$. In den Endbereichen ist sie auf hochgesetzten Kastenwiderlagern gelagert und an den Zwischenauflagern auf je drei elliptischen Stahlbetonstützen. Die Widerlager tragen ihre Lasten über Bohrpfähle und die Mittelunterstützungen über eine Flachgründung in den Baugrund ab.

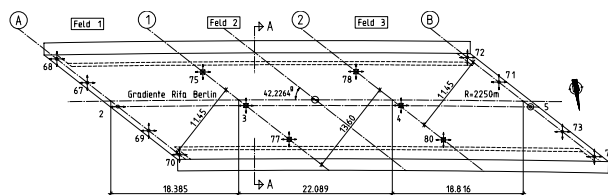


Bild 1-28: Draufsicht Rifa Berlin

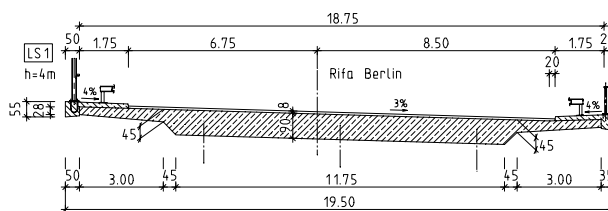


Bild 1-29: Überbauquerschnitt Rifa Berlin – Schnitt A-A

Für die Berechnungen wurde das FE-Programm ANSYS eingesetzt, vgl. [Meinke-06]. Der im Grundriss vorhandene Radius führt bei einer schiefwink-

ligen Brücke trotz gleicher Stützweiten senkrecht zu den Widerlagern zu unterschiedlichen Stützweiten in Brückenlängsrichtung, vgl. Bild 1-30. In der Berechnung wurde das idealisierte System nach Bild 1-31 behandelt.

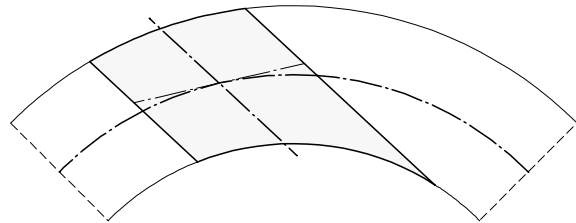


Bild 1-30: Schiefwinklige Platte im Radius mit parallelen Widerlagerachsen

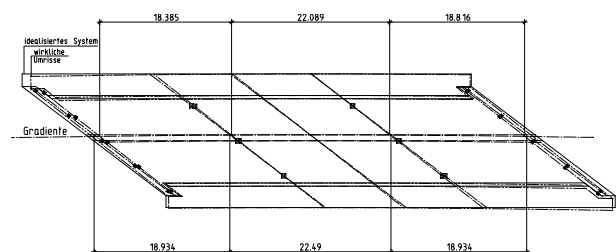


Bild 1-31: Vergleich idealisiertes statisches System / wirkliche Umriss

1.6.2 Finite-Elemente-Modell

Im numerischen Rechenmodell werden Faltwerkelemente mit sechs Knotenfreiheitsgraden eingesetzt. Dies erscheint gegenüber einer Berechnung mit Volumenelementen ausreichend, da die Annahme einer linearen (Navier'schen) Verteilung der Normalspannungen über die Plattendicke zulässig ist.

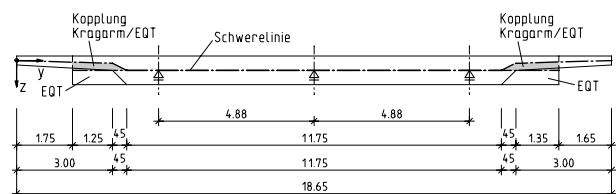


Bild 1-32: Querschnitt des statischen Systems



Bild 1-33: Querschnitt der Plattenbrücke in der FE-Rechnung

Die schiefwinklige Platte wird schwerachsenbezogen mit konstanten bzw. in den Kragarmbereichen gevouteten Faltwerkelementen abgebildet, vgl. Bild 1-32 und Bild 1-33. In den Feldbereichen wird eine größere Vernetzung mit Netzweiten in der Größenordnung der halben Plattendicke angestrebt, Bild 1-34. An den Stützungen und Querschnittsprüngen wird das Netz verfeinert, Bild 1-35.

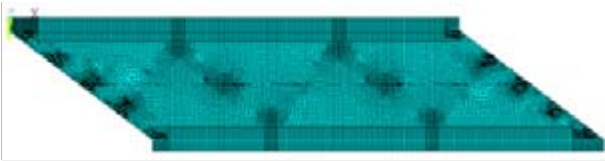


Bild 1-34: FE-Vernetzung Gesamtsystem

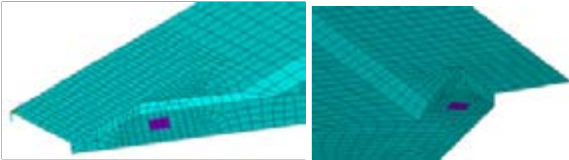


Bild 1-35: Detail Elementierung Kopplungsschalen, Kappe Süd-Ost und Kappe Nord-Ost

Im Gegensatz zu der Berechnung von 1997 wird die elastische Nachgiebigkeit der Lager nicht über den Ansatz einer einzelnen Feder am Auflagerknoten, sondern über eine elastische Flächenbettung berücksichtigt, Bild 1-35 (lila). Der Bettungsmodul wird in Übereinstimmung mit den eingebauten Elastomerlagertypen und Lagergrößen mit den Werten nach Tabelle 1.1 angesetzt.

Tabelle 1.1: Lagerbettung

Ort	E_i [MN/m ²]	k_b [MN/m ³]
Widerlager A	605	4.900
Achse 1 und 2	621	5.800
Widerlager B	462	4.500

1.6.3 Einwirkungen

Als Einwirkungen werden das Konstruktionseigengewicht, die Ausbaulast, die Verkehrslastmodelle LM1, ELM3, ELM4, Temperatur, Stützensenkung und Vorspannung wie in den vorangegangenen Zwischenberichten beschrieben berücksichtigt.

Das Konstruktionseigengewicht wird als Beschleunigungslast, die Ausbaulasten als konstante Flächenlast bzw. Linienlasten und Linienmomente angesetzt. Die Flächenverkehrslast von 2,5 kN/m² für das LM1 wird in 32 Lastfällen wie in Bild 1-36 dargestellt aufgeteilt.

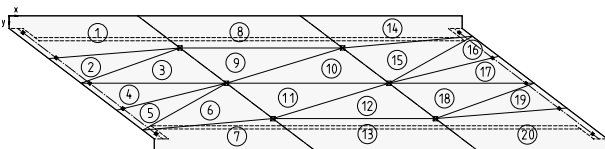


Bild 1-36: Anordnung der Flächenverkehrslasten 2,5 kN/m²

Die maßgebenden Laststellungen werden nach Literaturangaben ([Rüsch-67], [Schleich/Wegener-68]) bestimmt. Hierauf basierend werden die Fahrstreifen für das LM1 nach Bild 1-37 dreifach variiert:

- a) Fahrstreifen – Schrammbord
- b) Fahrstreifen – Feldbereich
- c) Fahrstreifen – Stützbereich

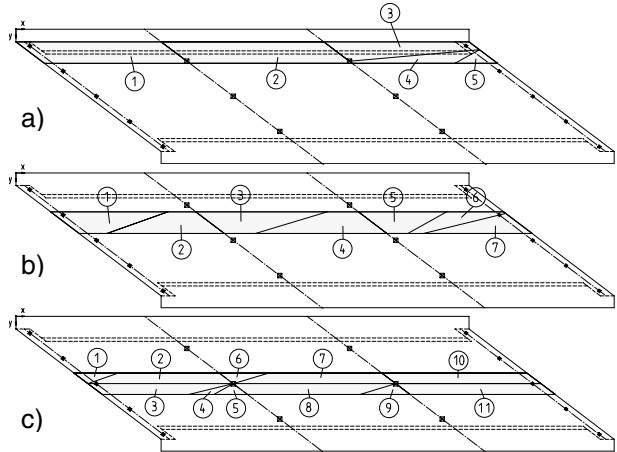


Bild 1-37: Draufsicht mit untersuchter Fahrstreifenanordnung (a-Schrammbord, b-Feldbereich, c-Stützbereich)

In dem Fahrstreifen der Hauptspur (9,0 kN/m²) wird die Flächenverkehrsüberlast mit 9,0 kN/m² – 2,5 kN/m² = 6,5 kN/m² analog zu Bild 1-36 feldweise aufgebracht, vgl. Bild 1-37 und Bild 1-38.

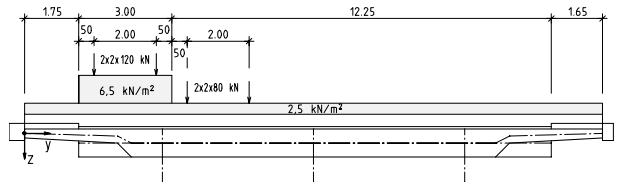


Bild 1-38: LM 1, Fahrstreifen Schrammbord, zentrische Laststellung

Eine exzentrische Laststellung nach Bild 1-39 wird für die Bestimmung der maßgebenden Spannungen in Brückenquerrichtung berücksichtigt.

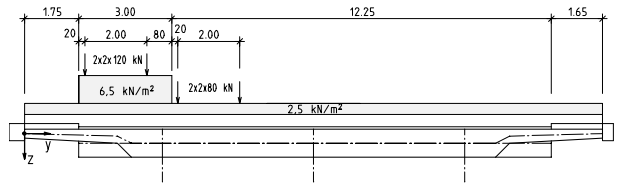


Bild 1-39: LM 1, Fahrstreifen Schrammbord, exzentrische Laststellung

Die Radlasten des LM1 werden als schwerachsenbezogene Flächenlasten mit der Aufstandsfläche von 40 cm x 40 cm auf der Fahrbahnoberkante und entsprechender Lastausbreitung bis zur Schwerachse berücksichtigt, vgl. Bild 1-40. Diese Radgruppe wird in Schrittweiten von 1,0 m in den Fahrstreifen über die Brücke verschoben.

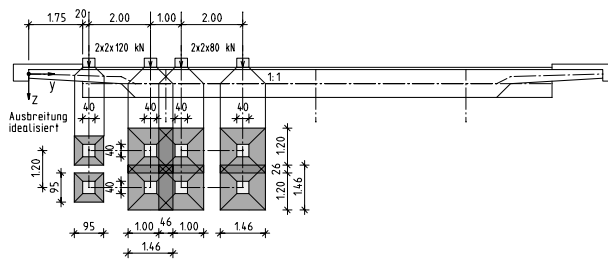


Bild 1-40: Lastausbreitung LM 1, Fahrstreifen Schrammbord (exzentrisch)

Die weiteren Lastmodelle ELM3 und ELM4 sowie die 60t-Fahrzeugkombination werden analog aufgebracht.

Die Vorspannung wird mit Bezug auf die Angaben in den Ausführungsunterlagen bestimmt und über vertikale Umlenk- und Verankerungskräfte incl. Reibungseinfluss nach Bild 1-41 sowie horizontaler Verankerungskraft aufgebracht. In den nachfolgenden Spannungsnachweisen wird der Reibungsverlust auch beim Horizontalkraftanteil berücksichtigt.

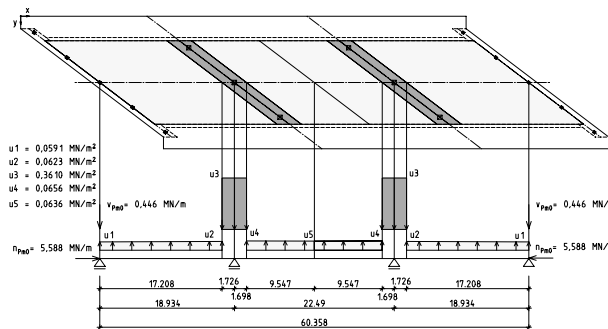


Bild 1-41: Einwirkungen aus Vorspannung (vertikal)

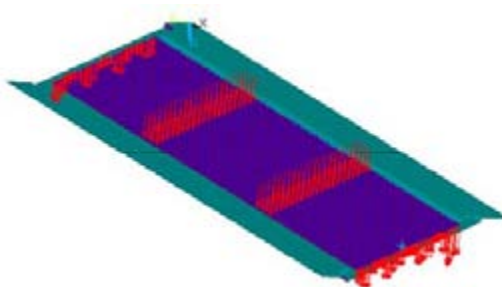


Bild 1-42: Einwirkungen aus Umlenk- und Verankerungskräften



Bild 1-43: Einwirkungen aus Normalkräften der Vorspannung

1.6.4 Ermüdungsrelevante Bereiche

Ermüdungsrelevante Bereiche sind an den Stellen im Tragwerk vorhanden, in denen die größten Spannungsschwingbreiten, hervorgerufen durch die zyklischen Spannungsänderungen infolge der Verkehrsbelastung, auftreten. Die Spannungsschwingbreiten sind jedoch von der Ausnutzung des Querschnittes abhängig. Befindet sich der Querschnitt im ungerissenen Zustand, liegen die Beträge der Schwingbreiten wesentlich unter denen, die sich im gerissenen Zustand bei gleicher Verkehrsbelastung einstellen würden. Die Größe der Schwingbreiten wird demnach stark von dem vorhandenen Grundmoment aus ständigen Lasten und Temperatur sowie der Vorspannung beeinflusst.

Da die Orte der maximalen Ermüdungsbeanspruchung bei der vorliegenden schiefwinkligen Plattenbrücke nicht unmittelbar erkennbar sind, werden unterschiedliche Auswertungspunkte untersucht, vgl. Bild 1-44. Neben den Nachweisen in Längsrichtung werden hierbei auch die Beanspruchungen in Querrichtung betrachtet, Bild 1-45. Die in Längs- und Querrichtung ausgewerteten Punkte befinden sich an Orten, an denen entweder aus Eigengewicht die maximalen Feld- und Stützgrößen vorhanden sind oder sich in Längsrichtung die Momentennulldurchgänge einstellen. Letztere sind zusätzlich auf dem Schnitt 2 untersucht worden, da sich im Laufe der Auswertung herausstellte, dass hier wesentlich größere Ermüdungsbeanspruchungen auftraten als an den Orten der maximalen Feldbeanspruchungen.

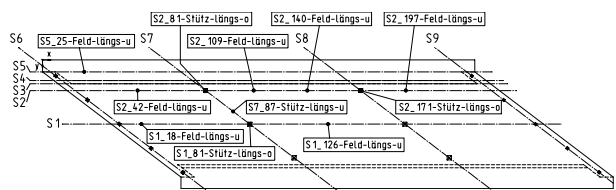


Bild 1-44: Auswertungspunkte in Längsrichtung

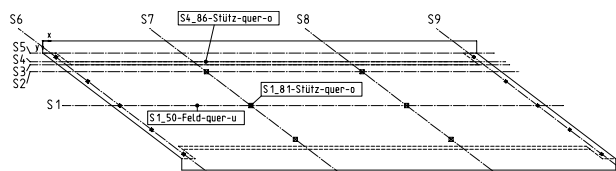


Bild 1-45: Auswertungspunkte in Querrichtung

Hingegen sind die Orte der maximalen Querkraftbeanspruchung aus der Geometrie abzuschätzen und befinden sich offensichtlich im Bereich des Kragarmanschnittes entlang des Schnittes S4, vgl. Bild 1-46.

Ein Durchstanzproblem ist aufgrund der massiven Plattendicke und der relativ stark bewehrten Stützbereiche nicht zu erwarten. Ein Nachweis an der Stütze 3 in Schnitt 1 bestätigt diese Annahme.

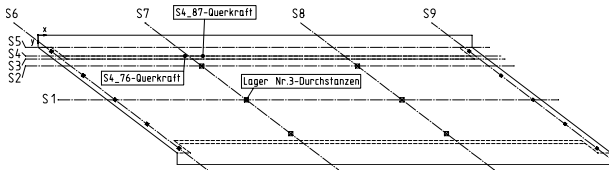


Bild 1-46: Auswertungspunkte für Querkraft u. Durchstanz

1.6.5 Ergebnisse

Für die Einzellastfälle wurden die Spannungen berechnet und mit einem Tabellenkalkulationsprogramm weiterverarbeitet. Exemplarisch für die Längsrichtung wird in Bild 1-47 der extremale Längsspannungsverlauf σ_x mit der zugehörigen Schwingbreite $\Delta\sigma_x$ infolge des ELM 3 auf Fahrstreifen-Schrammbord (zentrisch) für den Schnitt 1 veranschaulicht.

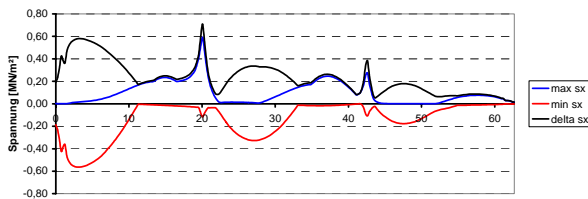


Bild 1-47: Spannungen max/min σ_x ; Schnitt 1 - TOP, infolge ELM 3, Fahrstreifen Schrammbord (zentrisch)

Zwei Querkraftverläufe werden in Bild 1-48 und Bild 1-49 dargestellt.

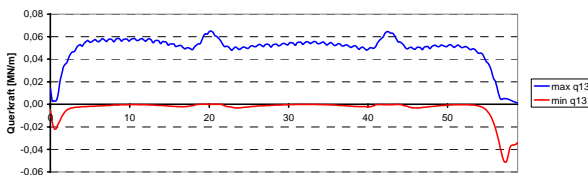


Bild 1-48: Querkräfte min/max q13; Schnitt 4, infolge LM 1, Fahrstreifen Schrammbord (exzentrisch)

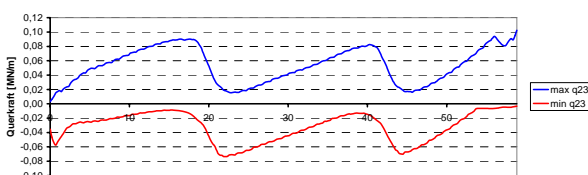


Bild 1-49: Querkräfte min/max q23; Schnitt 4, infolge LM 1, Fahrstreifen Schrammbord (exzentrisch)

Weitere Darstellungen der Spannungs- und Schnittgrößenverläufe in Längs- und Querrichtung sind in [Ifma-06b] enthalten.

Aus dem Spannungsverlauf über die Elementhöhe (TOP/MID/BOT-Spannungen) werden der Normal- und der Biegespannungsanteil bestimmt, vgl. Bild 1-50.

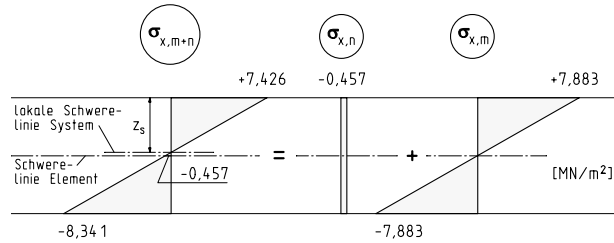


Bild 1-50: Spannungsverteilung σ_x , Ort S2_81

Aus den Spannungen im ungerissenen Zustand (Zustand I) werden zunächst die Schnittgrößen (N_x , N_y , M_x , M_y , M_{xy}) bestimmt. Dann werden aus M_x , M_y und M_{xy} die Hauptbiegemomente M_1 und M_2 berechnet. Diese werden in die Bewehrungslagen transformiert. Mit den transformierten Biegemomenten werden schließlich die Normalspannungen im Beton und in der Bewehrung für den gerissenen Zustand (Zustand II) berechnet. Dabei wird auch das unterschiedliche Verbundverhalten der Bewehrung und die unterschiedliche Nutzhöhe von Betonstahl und Spannstahl berücksichtigt. Mit diesen Spannungen werden die Betonstahl- und Spannstahlermüdungsnachweise geführt.

Für den Nachweis der Betondruckspannungen wird keine Transformation durchgeführt, sondern die Betonrandspannungen werden aus den Hauptspannungen bestimmt.

Exemplarisch sind im Anh. 9.1.2 einige tabellarische Auswertungen angegeben. Die berechneten Werte sind in Form von Ausnutzungsgraden in den nachstehenden Bildern graphisch aufbereitet.

Im Anhang werden in Bild 9-37 die Ausnutzungsgrade in Brückenlängsrichtung angegeben. Anhand dieser Darstellung wird ersichtlich, dass die maßgebenden Beanspruchungen des Betons in Plattenunterseite an den Innenauflagern auftritt. Die maximale Ausnutzung mit 94,4% am Innenaufleger der stumpfen Ecke erscheint jedoch aufgrund der im Nenner des Ausnutzungsgrades betrachteten einaxialen Betondruckfestigkeit f_{ck} unbedenklich, da hier die mehraxiale Festigkeit anzusetzen wäre, vgl. hierzu auch Abs. 1.7.5.1. Die maximale Ausnutzung des Betonstahls und des Spannstahls wird an der gleichen Stelle wie für den Beton erreicht. Am Innenaufleger der stumpfen Ecke beträgt die Betonstahlausnutzung 60,0% und die Spannstahlausnutzung 35,4%. Beide Ausnutzungsgrade liegen damit deutlich unter dem Grenzwert.

Die Ausnutzungsgrade in Brückenquerrichtung werden mit Bild 9-38 verdeutlicht. Hier treten die Maxima an dem Mittelaufleger in Querrichtung auf. Die berechneten Ausnutzungsgraden von 50,0% für den Beton und 19,4% für den Betonstahl sind jedoch unkritisch.

Die in Bild 9-39 veranschaulichten Nachweise auf Ermüdung unter Querkraftbeanspruchung zeigen, dass an den Anschnitten der langen Kragarme ermüdungssensitive Bereiche vorliegen. Aus dem vereinfachten Nachweis nach [FB102-03] ergibt sich eine ca. 30%-ige Überschreitung der Grenzwerte. Diese hohen Ausnutzungsgrade sind auf die geringen ertragbaren Schwingbreiten unter Wechselbeanspruchung zurückzuführen, die sich hier aus den Einzelradüberfahrten ergeben.

Der Durchstanznachweis wurde analog zum Ermüdungsnachweis auf Querkraft ([FB102-03], (4.189)) mit dem Querkraftwiderstand $v_{Rd,ct}$ für Durchstanzen ([FB102-03], (4.156)) am Lager mit den maximalen Lagerkräften und den maximalen Spannungsschwingbreiten geführt, vgl. auch Abs. 3.2. Als Ergebnis wurde ein unkritischer Ausnutzungsgrad von 54,0% für den Beton bestimmt. Die ausführliche Nachweisführung wird im Anh. 9.1.2.4 angegeben.

1.6.6 Fazit

Nach Auswertung von insgesamt 14 Nachweisorten, davon 11 in Längs- und 3 in Querrichtung, zeigt sich, dass für den beschränkt vorgespannten Überbau im Bereich der massiven 90 cm dicken Platte keine Gefahr auf Versagen durch Ermüdung besteht. Mit einer maximalen Ausnutzung des Betonstahls von 60% und des Spannstahls von ca. 35% ist ein ausreichender Abstand zu den zugelassenen Grenzwerten vorhanden. Hieraus ist abzuleiten, dass Überbauten, die nach altem Normenkonzept beschränkt vorgespannt bemessen wurden, in dem genannten Plattenbereich sowohl in Längs-, als auch in Querrichtung nicht ermüdungsgefährdet sind.

Die Auslastung des Betons aus dem vereinfachten einaxialen Nachweisformat liegt in den maximal beanspruchten Randstützbereichen mit etwa 95% noch unter der zulässigen Grenze. Demnach besteht für den Beton, trotz der wesentlich höheren Ausnutzung gegenüber dem Stahl, ebenfalls keine Ermüdungsgefährdung.

Anders hingegen sind die Bereiche ohne Querkraftbewehrung zu bewerten. Bei dem hier vorliegenden Überbau mit langen Kragarmen ist mit dem vereinfachten Ermüdungsnachweis für Querkraft-

beanspruchung ([FB102-03], (4.189)) eine Überschreitung von ca. 30% festgestellt worden. Geht man davon aus, dass diese Nachweisformate für Flächentragwerke gültig sind, so zeigt sich trotz der starken Querbewehrung in den Stützbereichen diese örtliche Überbeanspruchung im Bereich des Kragarmanschnittes. Daher sind in diesen nicht schubbewehrten Bereichen detaillierte Untersuchungen zu empfehlen.

1.7 Numerische Untersuchungen einer quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke

1.7.1 Systembeschreibung

Am Beispiel der Brücke Bissendorf (lbwNr 7635) aus dem Jahr 1972 werden die Berechnungen einer zweistegigen Plattenbalkenbrücke durchgeführt. Die in Längs- und Querrichtung vorgespannte siebenfeldrige Brücke hat bei einer Gesamtbreite von 14,60 m und einer Gesamtlänge von 249,20 m eine Konstruktionshöhe von 2,45 m, siehe Bild 1-51.



Bild 1-51: Plattenbalkenbrücke Bissendorf in der Ansicht [SIB-04]

In Bild 1-52 ist das zugehörige Lagerschema dargestellt.

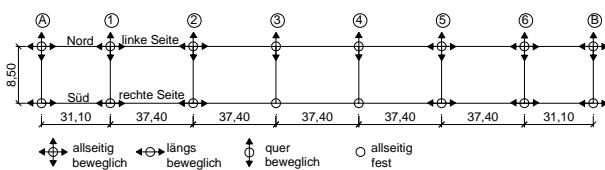


Bild 1-52: Lagerschema der Plattenbalkenbrücke

1.7.2 Finite-Elemente-Modell

Das numerische Rechenmodell wird auf Grundlage der vorliegenden statischen Unterlagen entwickelt. In Bild 1-53 ist das Volumenmodell der Plattenbalkenbrücke einschließlich der End- und Mittelquerträger dargestellt.

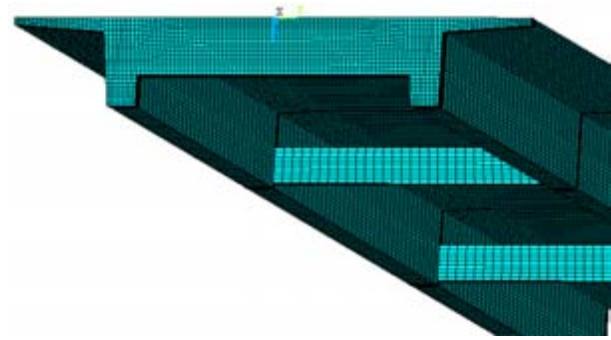


Bild 1-53: Isometrische Darstellung des Volumenmodells der Plattenbalkenbrücke

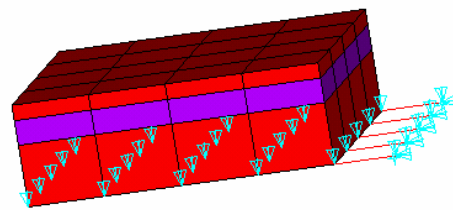


Bild 1-54: Elastomerlager im FE-Modell

Um Singularitäten aus Knotenlagerungen zu vermeiden, wurden realitätsnahe Lagerungen modelliert. Bild 1-54 stellt ein Elastomerlager in Achse 3 dar. Zwischen zwei Stahlplatten ist eine Elementschicht mit den Eigenschaften eines bewehrten Elastomers eingefügt. Der Elastizitätsmodul des bewehrten Elastomers ergibt sich nach [4141/14A1-03]

$$v_{z,d} = \left(\frac{1}{5 \cdot G_d \cdot S^2} + E_b^{-1} \right) \cdot n \cdot t \cdot \frac{N_{Sd}}{A} \quad (1.7)$$

mit $S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot d \cdot (a + b)}$

zu $E_{\text{Elastomer}} = 1094 \text{ MN/m}^2$.

Besonderes Augenmerk wurde hier auf die zwei Festlager in Achse 3 und 4 gelegt.

Die Festlager werden durch das Ansetzen von Federelementen mit der Steifigkeit der Pfeiler abgebildet, um unrealistischen Zwangsspannungen im Feld 4 entgegenzuwirken.

1.7.3 Einwirkungen

Die Einwirkungen werden analog zu Abs. 1.5.3 ermittelt. Genauere Angaben zu den Größen der Belastungen sind [0494ZB3-05] zu entnehmen.

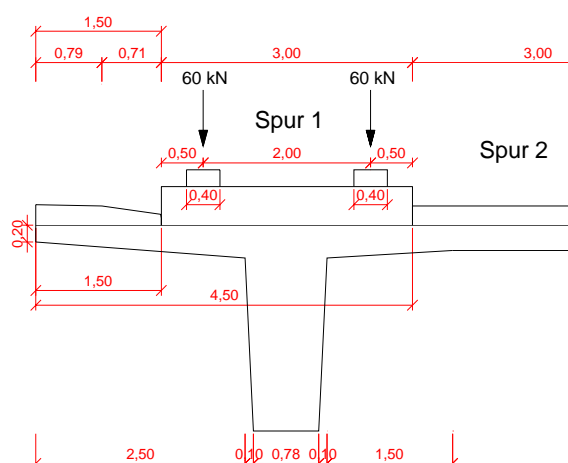


Bild 1-55: Laststellung des ELM3 für die Untersuchungen in Längsrichtung

Das Brückenbauwerk ist in Längsrichtung mit 10 Spanngliedern SUSPA BBRV IV pro Hauptträger vorgespannt. Die Bauabschnitte wurden so festgelegt, dass in den Feldern 2 bis 6 die Spannglieder im Abstand von 7,5 m hinter den Lagerachsen gekoppelt wurden. Der Vorspanngrad im fertigen Bauwerk ist mit 100% angegeben. Daraus ergibt sich in Längsrichtung eine Vorspannkraft von 1,1409 MN pro Spannglied.

In den beiden Endfeldern wurde eines der 10 Spannglieder jeweils im Abstand von 7,50 m zur Lagerachse 1 bzw. 6 verankert. Die übrigen 9 Spannglieder wurden bis zum Widerlager durchgeführt.

1.7.4 Ermüdungsrelevante Bereiche

Die maßgebenden Schnitte wurden in den Stütz- und Feldbereichen, sowie an den Koppelstellen in den Feldern 1, 2 und 4 ausgewertet, Bild 1-56.

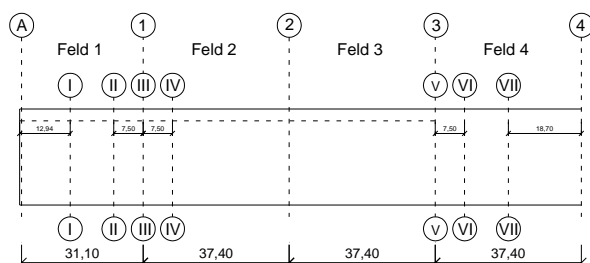


Bild 1-56: Ermüdungsrelevante Bereiche der Plattenbalkenbrücke

1.7.5 Ergebnisse

Für die Schnitte I, III und VII sind in Bild 9-40, Bild 9-41 und Bild 9-42 die Einflusslinien für die Längs-

spannungen in den Bewehrungsgruppen LS1, LS2 und LS3, vgl. Bild 1-58 und Bild 1-59, aus der Überfahrt des ELM3 mit der Laststellung nach Bild 1-55 dargestellt.

1.7.5.1 Spannungsverteilung im Lagerbereich

Die Auswertung des Spannungsverlaufs über die Hauptträgerhöhe im Bereich der Auflager hat gezeigt, dass sich in diesen Bereichen ein nichtlinearer mehraxialer Spannungszustand einstellt. Das ist auf die Ausbreitung der Auflagerkräfte zurückzuführen. Zur Durchführung von Ermüdungsnachweisen des Betons über dem Auflager muss der mehraxiale Spannungszustand berücksichtigt werden, da die Beträge der Spannungen für eine einaxiale Betrachtung zu ungünstig sind. Auch wenn die einaxialen Betondruckspannungen im Bereich der Auflager noch kleiner bzw. gleich $0,6 \cdot f_{ck}$ sind, lässt sich der Nachweis nach [FB102-03], Gleichung (4.188) nicht erbringen, wenn bei der Berechnung von $f_{cd, \text{fat}}$ die einaxiale Betondruckfestigkeit angesetzt wird.

Vor allem sind die Bereiche von Bedeutung, an denen sich Druck- und Zugkomponenten überlagern, da dort die Berücksichtigung des mehraxialen Spannungszustands ungünstiger als die eindimensionale Betrachtung ist. Für den Lastfall Eigengewicht sind in Bild 9-44, Bild 9-45 und Bild 9-46 die Spannungsverläufe über die Hauptträgerhöhe für die Schnittführung nach Bild 9-43 aufgezeigt. Dabei wurde untersucht, in welchen Bereichen sich der mehraxiale Spannungszustand auswirkt.

Aus programmtechnischen Gründen sind die Maßstäbe in den Darstellungen von Bild 9-44, Bild 9-45 und Bild 9-46 nicht identisch, so dass die Verläufe quantitativ nicht vergleichbar sind.

Die Darstellungen zeigen, dass sich ab einem Abstand vom Auflager, der ungefähr der Trägerhöhe entspricht, wieder ein linearer Spannungszustand einstellt.

1.7.5.2 Gegenüberstellung der Auswirkungen unterschiedlicher Lastmodelle

Die Auswirkungen des ELM3 entsprechen denen des schwersten Fahrzeugs des ELM4. Es stellt sich hier das gleiche Verhalten ein, wie bereits in Abs. 1.5.5.2 dargestellt. Die gegenseitige Verschiebung der Einflusslinien ist wiederum auf die unterschiedliche Modelllänge und den Ansatz des Laufzählers bei der Überfahrt der Lastmodelle zurückzuführen, vgl. Abs. 9.1.3.2.

Im Gegensatz zu den Darstellungen in Bild 9-15 bis Bild 9-18 zeigen die Vergleiche des ELM3 mit den Auswirkungen des 60t-Fahrzeugs in Bild 9-55 bis Bild 9-58, dass in den Feldbereichen die Spannungen in Längsrichtung infolge des ELM3 höher sind. Dies ist auf das Verhältnis von Modelllänge zur Stützweite zurückzuführen. Im Stützbereich hingegen sind die Spannungen beider Lastmodelle vom Betrag her ähnlich. In den Verläufen sind die unterschiedlichen Modelllängen und Achsabstände erkennbar.

1.7.5.3 Ermüdungsnachweise in Brückenlängsrichtung

In Bild 9-59 bis Bild 9-63 sind die Ausnutzungsgrade des Betons auf Druck abgebildet. Wie auch bei der Kastenträgerbrücke sind die Ausnutzungsgrade für dieses Tragwerk moderat. Die Ausnutzungsgrade liegen durchweg zwischen 0,2 und 0,5. Der Bereich des Auflagers, vgl. Bild 9-62, ergibt eine Ausnutzung von 1,0. Hier wirkt sich der mehrdimensionale Spannungszustand aus, Abs. 1.7.5.1.

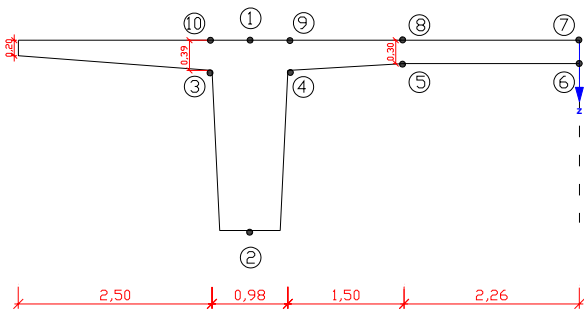


Bild 1-57: Nachweisstellen für den Beton im Feld- und Stützbereich

Analog zum Vorgehen an der Brohltalbrücke wird die Bewehrung in den maßgebenden Schnitten zu Bewehrungsgruppen zusammengefasst. Mit dem Programm INCA2 werden die Spannungen im Zustand II berechnet.

Nachfolgend sind die Bewehrungsgruppen für das Endfeld und einen Stützbereich dargestellt, Bild 1-58 und Bild 1-59.

Da die Höhe des Bemessungswertes der statisch bestimmten Vorspannwirkung noch Fragen aufwirft, werden hier die Nachweise für den Ansatz einer 0,72-fachen und einer 0,9-fachen statisch bestimmten Vorspannwirkung geführt.

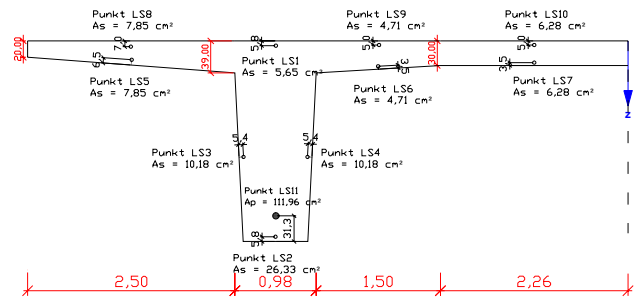


Bild 1-58: Bewehrungsgruppen Schnitt I

Eine tabellarische und graphische Zusammenstellung der Ermüdungsnachweise ist im Anhang aufgeführt. Aufgrund des hohen Datenvolumens sind lediglich die Endergebnisse in Tabelle 9-19 und Tabelle 9-20 dargestellt.

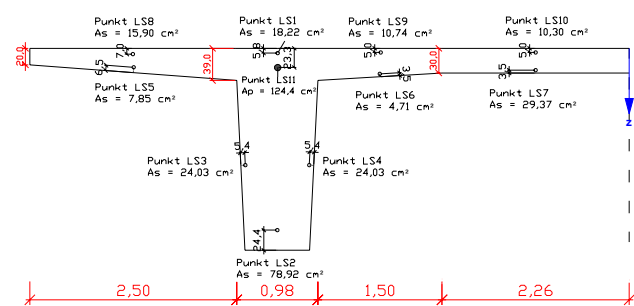


Bild 1-59: Bewehrungsgruppen Schnitt III

Die Ermittlung der Beiwerte für den Nachweis der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingweite ist in [0494ZB3-05] aufgeführt.

Bei den Ergebnissen sticht die Bewehrungsgruppe LS2 aufgrund ihrer Lage im gerissenen Querschnitt mit besonders hohen Ausnutzungsgraden heraus. Unter dem Ansatz der 0,72-fach statisch bestimmten Vorspannwirkung ist der Nachweis dieser Bewehrungsgruppe nicht mehr zu erbringen. Jedoch sind die Nachweise mit 0,9-fach statisch bestimmter Vorspannwirkung durchweg ausreichend, Bild 9-64 bis Bild 9-68. Der Einfluss der statisch bestimmten Vorspannwirkung wurde bereits in Abs. 1.5.5.3 betrachtet. Fortführend zeigen diese Ergebnisse, dass der Ansatz der statisch bestimmten Vorspannwirkung einen umso größeren Einfluss auf die Nachweise des Betonstahls hat, je weiter die Bewehrungslage in der gerissenen Zone des Querschnitts von der Spannungsnulllinie entfernt ist, vgl. hierzu die Bewehrungsgruppen LS2 bis LS4.

Im Gegensatz zum Betonstahl ist der Spannstahl nur in den Feldbereichen, Schnitt I und II, hoch ausgelastet. Jedoch wird unter der 0,9-fach sta-

tisch bestimmten Vorspannwirkung der Nachweis des Spannstahls in den Feldbereichen zum Zeitpunkt $t = \infty$ nicht erbracht. Diese Stellen bedürfen einer besonders großen Aufmerksamkeit.

Eine Ursache für die geringere Auslastung in den anderen Bereichen könnte die dort weiter innenliegende Spanngliedanordnung und damit verbundene günstigere Lage im gerissenen Querschnitt sein.

1.7.5.4 Betriebsfestigkeitsnachweis in Brückenlängsrichtung mit ELM4

Zusätzlich zu den in Abs. 1.7.5.3 unter Ansatz des ELM3 geführten Ermüdungsnachweisen wird an den kritischen Nachweisschnitten I und VII auch der Betriebsfestigkeitsnachweis für den Betonstahl (LS2) und den Spannstahl (LS11) unter Ansatz des ELM4 nach Abs. 1.4.3 geführt. Flächenverkehrslasten sind nicht zu berücksichtigen. Für den Betriebsfestigkeitsnachweis über die schädigungsäquivalente Schwingbreite unter Ansatz des ELM3 ist ein Korrekturbeiwert λ_s erforderlich, vgl. Abs. 1.4.2. Dieser wird beim Betriebsfestigkeitsnachweis nicht angesetzt [König et al.-03].

Die Spannungsschwingbreiten der zugeordneten fünf Standardlastkraftwagen werden einzeln für den gerissenen Zustand unter 0,72-fachem statisch bestimmten Anteil der Vorspannkraft für den Zeitpunkt $t = \bullet$ bestimmt.

Tabelle 1-2: Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_s$ für Betonstahl (LS2) und Spannstahl (LS11) im Zustand II bei 0,72-fachen stat. best. Anteil der Vorspannkraft und $t = \bullet$

Schnitt	LS	ELM				
		4-1	4-2	4-3	4-4	4-5
I	2	100,4	117,4	138,9	121,7	127,9
VII		58,7	74,2	94,5	77,7	83,4
I	11	87,8	102,5	121,8	106,5	112,1
VII		66,9	83,9	102,9	87,8	94,1

Mit diesen Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_s(n)$ und der Wöhlerlinie nach [FB102-03], Tabelle 4.116 bzw. 4.117 werden mit Gleichung (1.8) bzw. (1.9) nach [Hansen-02] die Lastspielwechselzahlen n berechnet.

$$n < N^* : \Delta\sigma_{RSK}(n) = \Delta\sigma_{RSK}(N^*) \cdot \left[\frac{N^*}{n} \right]^{1/k_1} \quad (1.8)$$

$$n = N^* \cdot \frac{\Delta\sigma_{RSK}(N^*)^{k_1}}{\Delta\sigma_{RSK}(n)^{k_1}}$$

$$n \geq N^* : \Delta\sigma_{RSK}(n) = \Delta\sigma_{RSK}(N^*) \cdot \left[\frac{N^*}{n} \right]^{1/k_2} \quad (1.9)$$

$$n = N^* \cdot \frac{\Delta\sigma_{RSK}(N^*)^{k_2}}{\Delta\sigma_{RSK}(n)^{k_2}}$$

Aus der Summe der Einzelschädigungen wird der Schädigungsindex D bestimmt, vgl. Tabelle 1-3.

Tabelle 1-3: Einzelschädigungen und Miner-Summe D

S	LS	ELM					D
		4-1	4-2	4-3	4-4	4-5	
I	2	$1,1 \cdot 10^8$	$2,7 \cdot 10^7$	$6,0 \cdot 10^6$	$2,0 \cdot 10^7$	$1,3 \cdot 10^7$	0,18
VII		$1,4 \cdot 10^{10}$	$1,7 \cdot 10^9$	$1,9 \cdot 10^8$	$1,1 \cdot 10^9$	$5,9 \cdot 10^8$	0,01
I	11	$4,3 \cdot 10^6$	$1,1 \cdot 10^6$	$6,3 \cdot 10^5$	$9,4 \cdot 10^5$	$8,1 \cdot 10^5$	2,23
VII		$2,3 \cdot 10^7$	$4,6 \cdot 10^6$	$1,1 \cdot 10^6$	$3,3 \cdot 10^6$	$2,1 \cdot 10^6$	1,01

Nach dem Ermüdungsnachweis mit dem ELM3 wird in Brückenlängsrichtung im Feldbereich (Schnitt I und VII) eine Überschreitung der Grenzwerte bzw. ein Ausnutzungsgrad über 1,0 festgestellt. Der Betriebsfestigkeitsnachweis mit dem ELM4 belegt jedoch, dass für den Betonstahl keine Gefährdung besteht, hingegen für den Spannstahl insbesondere im Schnitt I die Gesamtschädigung D nach Palmgren-Miner deutlich über dem Grenzwert $D=1$ liegt.

1.7.5.5 Ermüdungsnachweise in Brückenquerrichtung

Wie auch bei der Kastenträgerkonstruktion in Abs. 1.5.5.4 beschrieben, ergeben sich nur sehr kleine Spannungsschwingbreiten. Wegen der Quervorspannung überwiegt wieder die Druckkraft in Brückenquerrichtung, die den Querschnitt in den meisten Fällen überdrückt hält. Die Fahrbahnplatte bleibt somit im ungerissenen Zustand. Bei Ausnutzungsgraden $< 0,1$ ist eine Ermüdungsgefährdung durch die Biegebeanspruchung nicht erkennbar.

Auch die Untersuchungen des Betons ergaben nur kleine Auslastungsgrade. Lediglich im Auflagerbereich, vgl. Bild 9-70, ist eine Ausnutzung von 0,8 zu verzeichnen. Ein Ermüdungsnachweis unter Ansatz des dreidimensionalen Spannungszustandes wäre an dieser Stelle günstiger, da hier keine Querkzugspannungen vorliegen, sondern der Beton von allen Seiten unter Druck steht und daher eine höhere Belastung ertragen kann. Die Bereiche, in denen Querkzugspannungen entstehen, vgl. Abs. 1.7.5.1, sind gesondert zu untersuchen.

1.7.6 Fazit

Bis auf die Bereiche der Stützungen ist der Beton keiner zu großen Auslastung ausgesetzt. Als ermüdungsgefährdet hat sich hingegen der Span- und Betonstahl in der gerissenen Zugzone (Zustand II) herausgestellt. Von entscheidender Bedeutung ist hier der Ansatz der statisch bestimmten Wirkung der Vorspannung in den Ermüdungsnachweisen.

1.8 Numerische Untersuchungen einer nicht quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke

1.8.1 Systembeschreibung

Ergänzend zu den Untersuchungen der quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke in Abs. 1.7 wird die im Jahr 1964 gebaute, zweistegige Plattenbalkenbrücke bei Rüningen (lbwNr 5655) betrachtet, Bild 1-60. Die nur in Längsrichtung vorgespannte, vierfeldrige Plattenbalkenbrücke hat bei einer Gesamtbreite von 10,75 m und einer Gesamtlänge von 96,49 m eine Konstruktionshöhe von 1,30 m. Wie auch bei den zuvor untersuchten Bauwerken besteht für jede Fahrtrichtung ein separater Überbau. Die Brücke verläuft in einem Kreisbogen mit dem Radius $R = 700$ m.



Bild 1-60: Plattenbalkenbrücke bei Rüningen in der Ansicht [SIB-04]

Bild 1-61 und Bild 1-62 zeigen das Längssystem und den Querschnitt des betrachteten Überbaus.

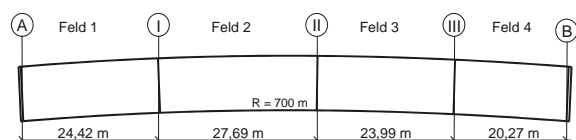


Bild 1-61: Längssystem des westlichen Überbaus

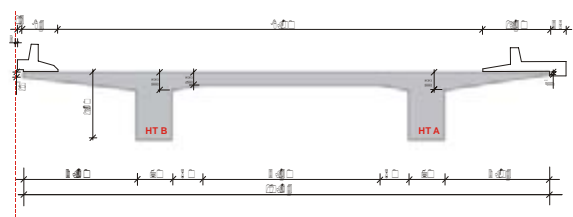


Bild 1-62: Querschnitt im Feldbereich

Im Bereich der Stützungen hat der Überbau monolithisch an die Fahrbahnplatte angeschlossene Querträger, die voutenförmig in den Feldbereich mit einer Länge von 4,00 m auslaufen, Bild 1-63.



Bild 1-63: Überbauschalung, Bereich der Querträger [Originalfoto der Bauwerksunterlagen]

Der Überbau ist mit Rollenlagern auf den Widerlagern aufgelegt. Der Festpunkt liegt im Stützbereich II. Laut Bauwerksunterlagen sind die Stützen I und III als Pendelstützen mit konstruktiven Betongelenken ausgeführt.

1.8.2 Finite-Elemente-Modell

Der Überbau wird analog zu Abs. 1.7.2 als Volumenmodell abgebildet.

Der Verlauf der Querträgervouten wird entsprechend Bild 1-64 angenähert, Bild 1-65.

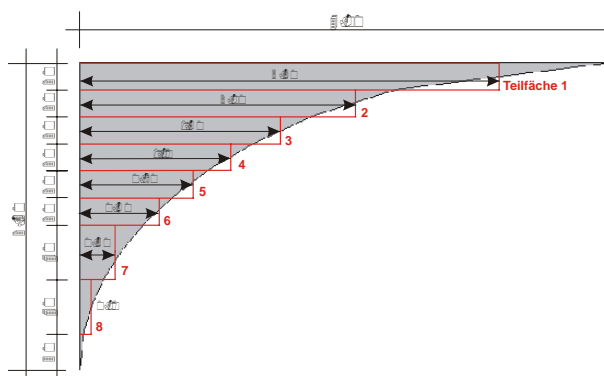


Bild 1-64: Annäherung des Voutenverlaufs

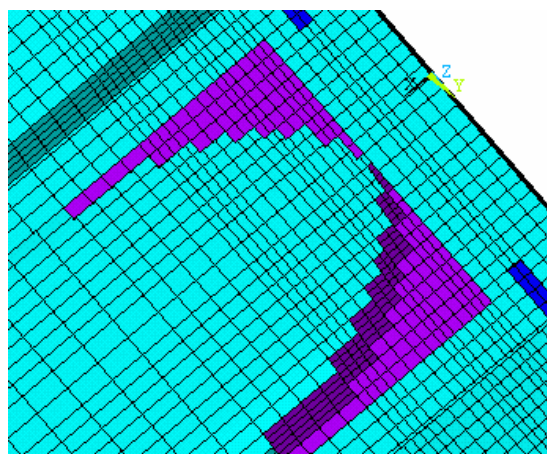


Bild 1-65: Abbildung der Vouten im Modell

1.8.3 Einwirkungen

Die Einwirkungen werden analog zu Abs. 1.5.3 bzw. 1.7.3 ermittelt. Den Ansatz der Verkehrslasten, hier LM1 für den Betonnachweis in Längsrichtung, ergibt sich nach Bild 1-66.

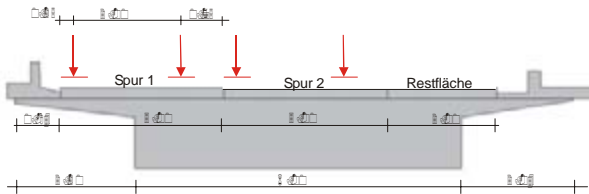


Bild 1-66: Laststellung für die Auswertung in Längsrichtung im Stützbereich

Für die Längsvorspannung wurden Spannglieder KA 141/40 mit den Spanndrähten SIGMA oval 40 verwendet. Bei einem Spannstahtquerschnitt von 16,0 cm² ergibt sich bei diesen Spanngliedern eine zulässige Spannkraft von $P = 1408$ kN. Die Spannglieder werden wechselseitig vorgespannt. Im Hauptträger A verlaufen 9 Spanglieder und im Hauptträger B 10 Spanglieder über die gesamte Brückenlänge.

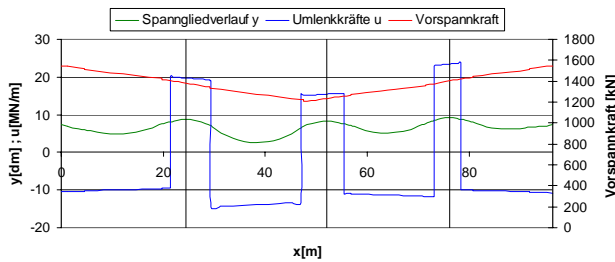


Bild 1-67: Längsvorspannung der Plattenbalkenbrücke bei Rünigen (HT B)

1.8.4 Ermüdungsrelevante Bereiche

Die Untersuchungen wurden im Feld 1 und Feld 2 sowie in den Stützbereichen I und II durchgeführt, vgl. Bild 1-61.

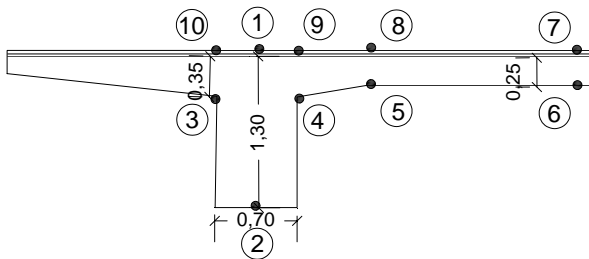


Bild 1-68: Nachweisstellen für den Beton

1.8.5 Ergebnisse

1.8.5.1 Ermüdungsnachweise in Brückenlängsrichtung

Die Ergebnisse für den Beton sind in Bild 9-71 bis Bild 9-74 dargestellt. Die Ausnutzungsgrade bewegen sich im allgemeinen zwischen 0,4 und 0,5. Dies ist auf die hohe Vorspannkraft zurück zu führen. Im Gegensatz zu der Plattenbalkenbrücke in Abs. 1.7 sind die Ausnutzungsgrade im Stützbe-
reich aufgrund der massigen Querträger entsprechend geringer.

Auffällig bei diesem Bauwerk ist hingegen der hohe Ausnutzungsgrad in Feldmitte an der Unterkan-
te des Hauptträgers. Vor dem Eintreten der Spannkraftverluste beträgt der Ausnutzungsgrad im Feld 1 an dieser Stelle 1,0. Unter Berücksichtigung der Spannkraftverluste beträgt dieser immer-
hin noch 0,9. Im Feld 2 bewegen sich die Ergeb-
nisse zwischen 0,8 und 0,7.

Der Grund hierfür ist die hohe Längsvorspannung bei geringer Hauptträgerhöhe und unterschiedlichen Stützweiten. Das Vorspannkonzent sieht eine beidseitige Vorspannung vor, so dass sich die Rei-
bungsverluste nur bis zur Stütze 2 auswirken, vgl. Bild 1-67.

1.8.5.2 Ermüdungsnachweise in Brückenquerrichtung

In Querrichtung ist der Beton in diesem Fall unkritisch, da dieses Bauwerk nicht quer vorgespannt ist, Bild 9-75. Der Betonstahl ist hingegen hoch aus-
gelastet. Es ergeben sich weit höhere Ausnutzungsgrade als bei der Brücke mit Quervorspan-
nung, da hier der günstige Einfluss der Drucknor-
malkraft fehlt, so dass der Querschnitt in den ge-
rissenen Zustand übergeht.

Im Feldbereich, Bild 9-75, bewegen sich die Ausnutzungsgrade zwischen 0,5 und 0,9 in Plattenmitte.

Im Stützbe-
reich hingegen ist der Ausnutzungsgrad von 1,0 erreicht, Bild 9-76. Die anderen Beton-
stahlgruppen im Stützquerschnitt sind wegen ihrer Lage im steifen und verformungsarmen Querträger hinsichtlich Ermüdungsbeanspruchung unkritisch.

1.8.6 Fazit

Nicht quer vorgespannte Brückenbauwerke zeigen in Querrichtung ein erhöhtes Ermüdungsrisiko für den Betonstahl. In Längsrichtung ist bei diesem Bauwerk besonderes Augenmerk auf den Beton zu legen, da bei der geringen Hauptträgerhöhe von 1,30 m hohe Vorspannkraften nötig sind, um die erforderlichen Umlenkklasten zu erhalten.

1.9 Vergleich unterschiedlicher Verkehrslastmodelle und deren Auswirkung auf die Brückentragwerke

1.9.1 Untersuchte Lastmodelle

Zusätzlich zu den bereits in Abs. 1.5.5.2 und 1.7.5.2 gegenübergestellten Lastmodellen werden für jeden Brückentyp zwei weitere Lastmodelle untersucht. Dabei handelt es sich um ein Fahrzeug mit einem Gesamtgewicht von 52t (LM52) und ein Fahrzeug mit 65t (LM65). Prinzipiell unterscheiden sich diese Modelle lediglich in ihrer Achszahl.

Die für jedes Verkehrslastmodell in den ermüdungsrelevanten Schnitten bestimmten Einflusslinien werden den Einflusslinien des ELM3 gegenübergestellt, um die Auswirkung erhöhter Gesamtgewichte und unterschiedlicher Modelllänge aufzuzeigen. Die Verkehrslastmodelle werden in der numerischen Berechnung in der Hauptspur mit Überfahrt in Tragwerkslängsrichtung angesetzt. Für die Interpretation des Haupttragwerks ist dies zureichend. Für einzelne lokale Betrachtungen wird das Verkehrslastmodell in Tragwerksquerrichtung entsprechend verschoben.

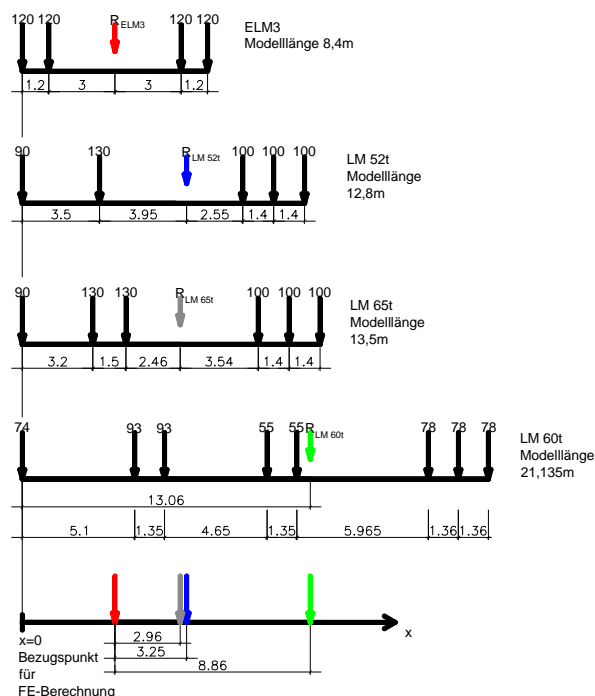


Bild 1-69: Untersuchte Verkehrslastmodelle

Bild 1-69 zeigt eine Gegenüberstellung der in diesem Abschnitt untersuchten Verkehrslastmodelle mit deren Bezugspunkten für die FE-Berechnung.

Die sich hieraus ergebenden Verschiebungen der Gewichtsresultierenden gegeneinander spiegeln sich in den Diagrammen wieder.

1.9.2 Vergleichsrechnungen an der Kastenträgerbrücke

Exemplarisch werden an dieser Stelle zwei Abbildungen gezeigt. Aufgrund der Ähnlichkeiten hinsichtlich der Auswirkung der verschiedenen Verkehrslastmodelle sind ergänzende Abbildungen im Anhang 9.1.5 zu finden. Weiterhin sind wegen des hohen Datenvolumens nicht alle Punkte, wie in Bild 1-15 dargestellt, graphisch ausgewertet. Vielmehr werden im Folgenden nur markante Punkte aufgeführt.

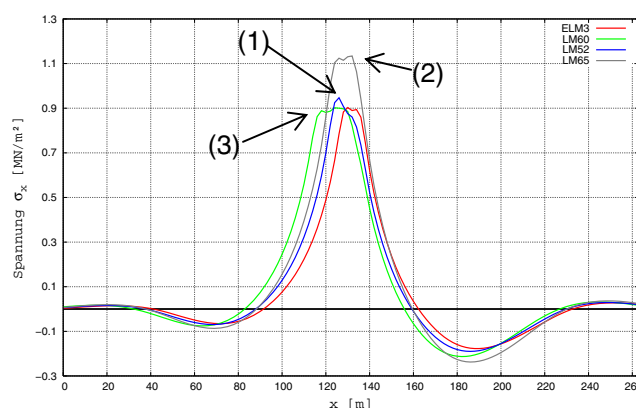


Bild 1-70: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich bei $x=136\text{m}$ an der Stegunterseite (P16), Einflusslinie

Die Verkehrslastmodelle ELM3 und LM52 unterscheiden sich vom Gesamtgewicht nur geringfügig und erzeugen daher im Mittel Längsspannungen gleicher Größenordnung. Auffällig beim LM52 ist jedoch die Spannungsspitze (1), Bild 1-70. Diese resultiert aus der 2. Achse des Lastmodells mit einer Achslast von 13t. Im Gegensatz zum ELM3 beträgt der Achsabstand zwischen der ersten und zweiten Achse ca. das Dreifache. Somit wirkt diese Achse eher als Einzellast und nicht im Kollektiv, wie bei geringeren Achsabständen.

Beim LM65 ist eine weitere Antriebsachse mit 13t Achslast angeordnet. Der Achsabstand der beiden Antriebsachsen des LM65 liegt mit 1,5m in der Größenordnung der Achskollektive des ELM3. Daher wirken die beiden Achsen als Tandem, so dass keine stark ausgeprägte Spannungsspitze entsteht (2). Aufgrund des Längenverhältnisses von 0,95 zwischen LM52 und LM65 bei gleicher Stützweite sind die Auswirkungen des wesentlich schwereren Lastmodells deutlich erkennbar.

Die Auswirkung des Verhältnisses von Lastmodelllänge und Stützweite auf die Beanspruchung im Feldbereich wird anhand des Vergleichs von LM60

(60t-Fahrzeugkombination) und LM65 bzw. ELM3 deutlich. Während das Gesamtgewicht des LM60 größer ist als das des ELM3 liegen die Beträge der Längsspannungen auf gleichem Niveau (3). Mit nur 5t mehr Gesamtgewicht sind die Unterschiede zum LM65 sehr markant. Mit Achsabständen bis max. 6m verteilt sich die Belastung aus dem LM60 relativ gleichmäßig auf einen großen Bereich des Überbaus und hat bezogen auf die Stützweite geringere Auswirkungen auf die Beanspruchung als das LM65.

In der Druckzone des Feldquerschnitts bleibt eine Erhöhung der Beanspruchung durch die höheren Fahrzeuggewichte nicht aus. Bei ungefähr gleich bleibenden Achslasten liegen die Spannungen in Tragwerkslängsrichtung in gleicher Größenordnung. Beim LM65 jedoch wirkt sich vor allem die Konzentration der Achslasten auf die geringe Modelllänge ungünstig auf die Längsspannungen aus, Bild 1-70, Bild 1-71 und Bild 9-78 bis Bild 9-85.

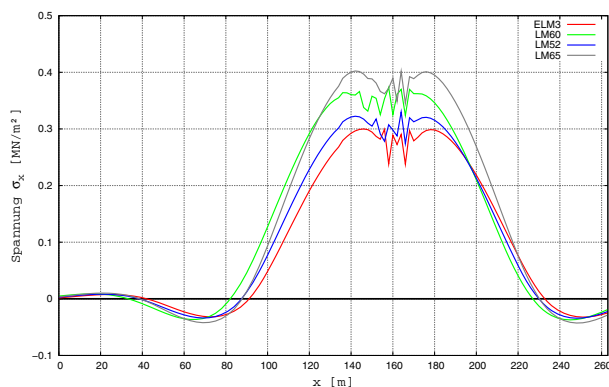


Bild 1-71: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich bei $x=166\text{m}$ am Kragarmanschnitt (P10), Einflusslinie

Im Stützbereich zwischen den beiden 70m-Feldern der Kastenträgerbrücke hingegen wirkt sich das Fahrzeuggesamtgewicht proportional auf die Beanspruchungen aus, Bild 1-71. Bedingt durch den an dieser Stelle sehr steifen Querschnitt treten die Auswirkungen der einzelnen Achsen der Verkehrslastmodelle deutlich hervor, Bild 1-71 und Bild 9-82 bis Bild 9-85.

Die Auswertung der Spannungen in Fahrbahnplattenmitte im Stützbereich, Bild 9-84, weist eine deutliche Spannungsänderung für Lastmodellstellungen nahe dem Auswertungspunkt auf. Diese sind auf die Überlagerung von Längsspannungen aus Tragwerksverformung und Plattenbiegespannungen zurückzuführen.

1.9.3 Vergleichsrechnungen an der Plattenbrücke

Für die Vergleichsrechnungen an der Plattenbrücke werden für die Auswertung die Punkte herangezogen, an denen sich erhöhte Ausnutzungsgrade im Grenzzustand der Ermüdung ergeben hatten. Für den Schnitt 1, vgl. Bild 1-44, sind der Pfadpunkt 81 (Stützbereich) ausgewertet und für den Schnitt 2 die Pfadpunkte 81 und 171 (Stützbereiche) sowie 109 (Feldbereich). In den Stützbereichen sind die Spannungen für die Elementoberseite (TOP) und für den Feldbereich an der Elementunterseite (BOT) graphisch dargestellt.

Zusätzlich zu diesen Punkten sind an den Schnitten 1, 2 und 4 die Spannungsumhüllenden ausgewertet. Die Darstellungen ergeben sich aus der Lastmodellüberfahrt in der Hauptspur. Neben den Spannungen in Tragwerkslängsrichtung σ_x sind an der Plattenbrücke auch die Einflusslinien für die Spannungen σ_y , siehe Abs. 9.1.5.2, dargestellt.

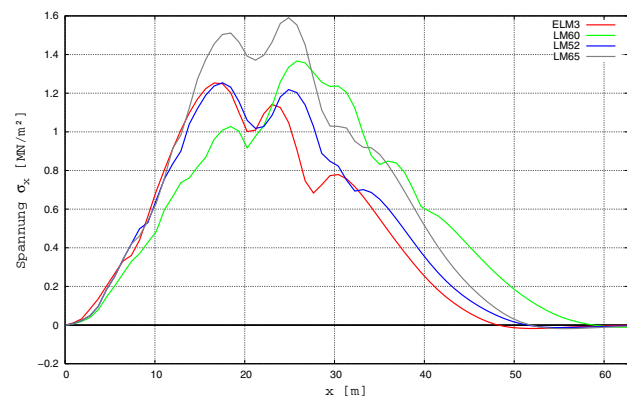


Bild 1-72: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich bei Pfadpunkt 81 (Schnitt 2), TOP, Einflusslinie

Die Ergebnisse im Stützbereich, Bild 1-72, führen zu den gleichen Erkenntnissen wie sie bereits in Abs. 1.9.2 aufgezeigt wurden. Im Stützbereich zeigt sich wiederum die direkte Auswirkung des Fahrzeuggesamtgewichts. Beim LM60 wirkt sich die bei dieser Brücke relativ geringe Stützweite von ca. 18 m bis 22 m günstig auf die Beträge der Spannungen in Tragwerkslängsrichtung aus, da die Modelllänge des LM60 mit 21,135m etwa der Stützweite entspricht.

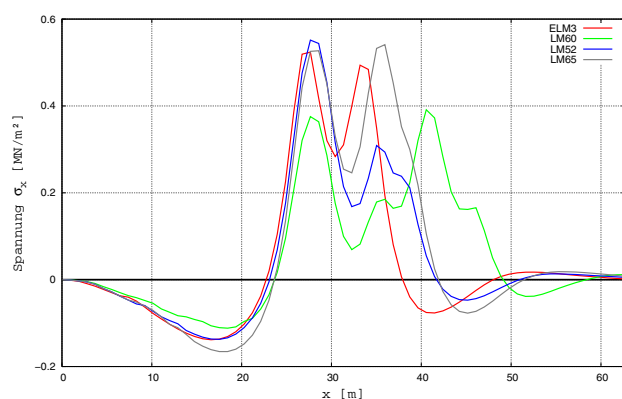


Bild 1-73: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich bei Pfadpunkt 109 (Schnitt 2), BOT, Einflusslinie

Aufgrund der geringen Stützweite der Plattenbrücke sind bei den vorhandenen Modellen die Achsen so angeordnet, dass sie sich über die Feldlänge relativ gleichmäßig verteilen. Da die einzelnen Achsenlasten nicht stark variieren, bleibt die Beanspruchung nahezu gleich. Die unterschiedlichen Gewichte der Achsgruppen zeigen sich hingegen im Verlauf der Spannungen. Beim ELM3, vgl. Bild 1-73, resultieren aus der Überfahrt zwei nahezu gleiche Spannungsmaxima, während das LM52 zwei unterschiedliche Spannungsmaxima aufweist. Die große Länge des LM60 hat die in diesem Fall die günstige Eigenschaft, dass für die Beanspruchung der Feldbereiche einige Achsen entlastend wirken.

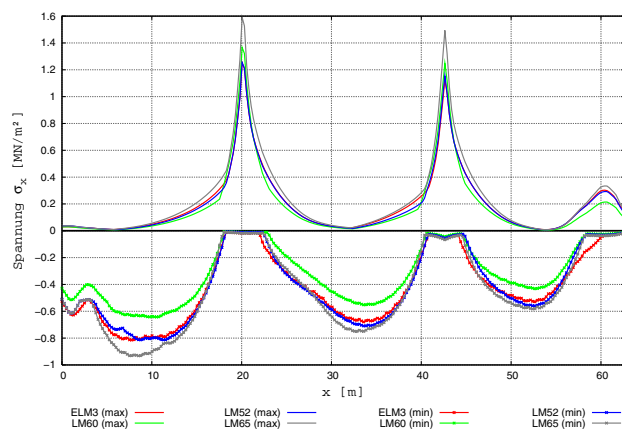


Bild 1-74: Spannungsumhüllende der Verkehrslastmodelle im Schnitt 2, TOP

Die zuvor aufgezeigten Auswirkungen der unterschiedlichen Verkehrslastmodelle lassen sich auch im extremalen Spannungsverlauf wieder finden, Bild 1-74. Besonders deutlich sind in dieser Darstellung die vom Gesamtgewicht des Modells abhängigen Spannungen im Stützbereich und die Entlastung im Feldbereich für das LM60 aufgrund dessen Modelllänge.

Der Verlauf der Spannungsumhüllenden im Schnitt 1, Bild 9-94, im Gegensatz zu den Verläufen in Schnitt 2 und 4, Bild 9-95 und Bild 9-96, ist auf die Schiefe der Brücke bei einem Ansatz der Verkehrslastmodelle in der Hauptspur zurückzuführen.

1.9.4 Vergleichsrechnungen an der quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke

Die Auswirkungen der unterschiedlichen Verkehrslastmodelle wurden bei der in Querrichtung vorgespannten höhenbetonten Plattenbalkenbrücke, Abs. 1.7, im Randfeld, im Innenfeld sowie an der Stützachse 1 und 3 ausgewertet.

An dieser Stelle sind die Ergebnisse exemplarisch für die Stützachse 1 und den Feldbereich 4 dargestellt. Zusätzlich sind hier die Auswertung der Spannungen in Tragwerksquerrichtung sowie das Zusammenwirken mehrerer Achsen in einem Kollektiv aufgeführt.

Für den Stützbereich 1 wie auch für den Stützbereich 3 ergeben sich die gleichen Ergebnisse wie an den Brücken zuvor aufgezeigt. Besonders deutlich sind die aus der Gesamtlast der Modelle resultierenden Unterschiede im Auflagerbereich, Bild 9-86 bis Bild 9-89. Aus Gleichgewichtsgründen stehen die Spannungen im Auflagerbereich im direkten Zusammenhang mit der Gesamtlast der Verkehrsmodelle. Wie bereits in Abs. 1.7.5.1 dargestellt, sind in diesen Bereichen mehraxiale Spannungszustände auszuwerten.

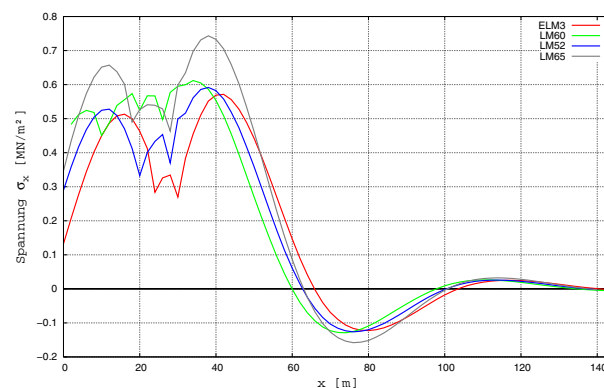


Bild 1-75: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 1 (Schnitt III-III) bei Punkt 10, Bild 1-57, Einflusslinie

Für den Stützbereich 1 sind die Ergebnisse an der Oberseite des Kragarmanschnitts in Bild 1-75 dargestellt. Die einzelnen Kurven der verschiedenen Lastmodelle zeigen hier nur geringe Unterschiede auf. Dies ist darauf zurückzuführen, dass eine Beschränkung der Achslast vorliegt. Die Achslasten der Lastmodelle LM52, LM65 und ELM3 liegen in der Größenordnung um 10t, vgl. Bild 1-69. Die

Auswirkungen der Achslasten bzw. der zusammenwirkenden Achskollektive auf die Spannungen in Tragwerksquerrichtung sind daher nahezu gleich. Im Gegensatz dazu liegen die Achslasten des LM60 unterhalb von 10t. Aus diesem Grund sind die Beanspruchungen in Querrichtung geringer als die Beanspruchungen der anderen Lastmodelle, Bild 1-76.

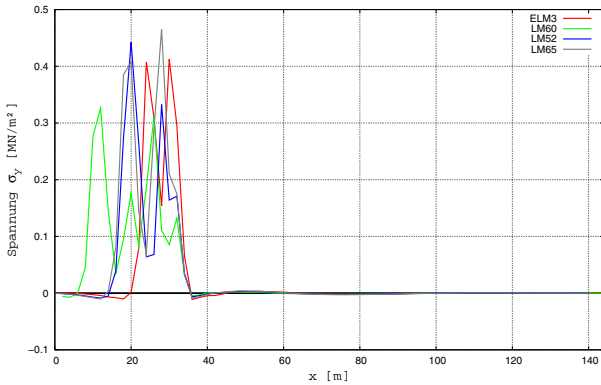


Bild 1-76: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 1 bei Punkt 10 (Schnitt III-III), Einflusslinie

Im Feldbereich 4, Bild 1-77, zeigt sich wieder die Abhängigkeit der Beanspruchungen vom Verhältnis der Stützweite und der Modelllänge.

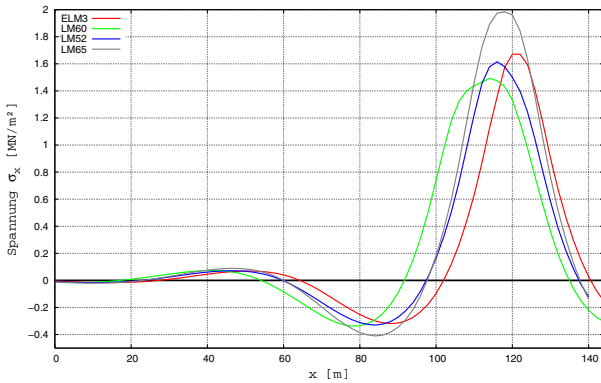


Bild 1-77: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 4 bei Punkt 2 (Schnitt VII-VII), Einflusslinie

Für eine gezielte Untersuchung des Einflusses von Achslast und Achsanordnung wird das LM60 im Feld 4 in der Mitte der Fahrbahnplatte angeordnet, Bild 1-78. Die Auswertungspfade liegen an der Plattenoberseite.

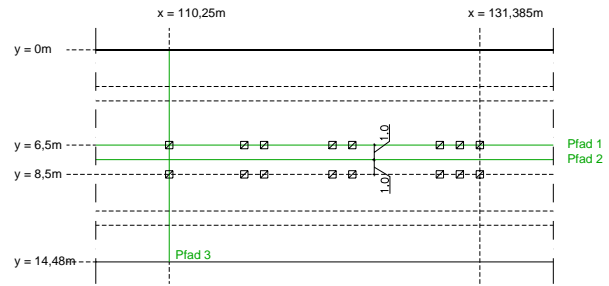


Bild 1-78: Laststellung des LM60 im Feld 4, Plattenmitte

In Bild 1-79 sowie in Bild 1-80 sind die Spannungen in Tragwerkslängsrichtung unter der in Bild 1-78 dargestellten Fahrzeugmodellposition abgebildet. An diesen Darstellungen zeigt sich die Konzentration der Spannungsmaxima in den einzelnen Achskollektiven. Die Spannungskonzentrationen um die Achskollektive machen den Einfluss der Achsabstände deutlich. Bei genaueren Ermüdungsuntersuchungen, vor allem bei Untersuchungen von Tragwerksteilen wie z.B. der Fahrbahnplatte an sich, ist dabei zu beachten, dass nicht nur ein Spannungsschwingspiel aus der Überfahrt eines Fahrzeugs entsteht, sondern weitere Spannungsschwingspiele von den jeweiligen Achskollektiven hervorgerufen werden. Diesen Effekt weisen auch die Einflusslinien auf, wie z.B. in Bild 1-75 und Bild 1-76. Dagegen ist der Einfluss der Achskollektive auf die Bauteile geringer, die nicht direkt befahren werden, wie z.B. die Bodenplatte des Kastenträgers, Bild 1-70, oder die Unterseite der Hauptträger des Plattenbalkens, Bild 1-77.

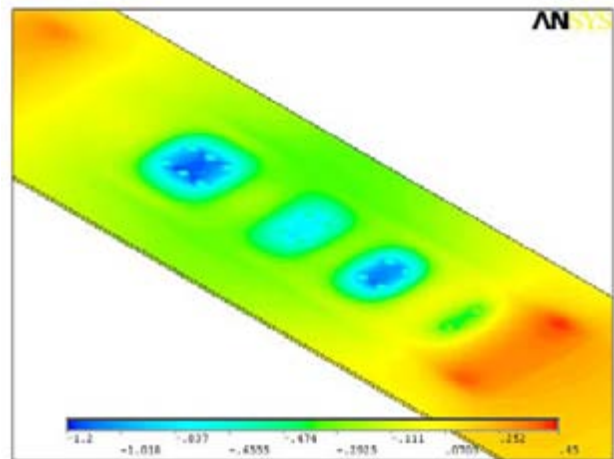


Bild 1-79: Spannungskonzentration um die Achskollektive (σ_x) beim LM60 (60t-Fahrzeugkombination)

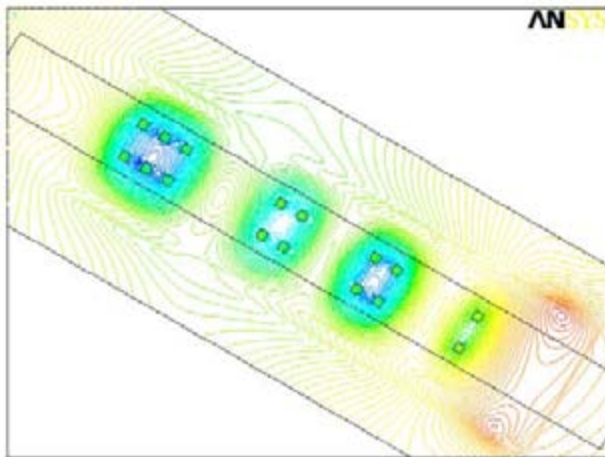


Bild 1-80: Darstellung der Spannungsverteilung in Tragwerkslängsrichtung (σ_x) beim LM60 (60t-Fahrzeugkombination) als Isolinien

Die folgende Darstellung, Bild 1-81, zeigt den Spannungsverlauf in Tragwerkslängsrichtung (σ_x) und Tragwerksquerrichtung (σ_y) im Pfad 1 für die Laststellung nach Bild 1-78. Der Pfad 1 verläuft in Tragwerkslängsrichtung direkt durch die Mittenschwerachse der rechten Radreihe. Die Auswertung ist dabei auf den Bereich zwischen der dritten und vierten Lagerachse beschränkt.

Am Spannungsverlauf σ_x werden sowohl die Wirkung der Einzelachsen als auch der Achskollektive deutlich. Da in den numerischen Modellen die Räder der Lastmodelle als Volumen bzw. Schalen mit endlichen Abmessungen betrachtet werden, entsteht durch die plötzliche Steifigkeitsänderung am Radrand Spannungsspitzen, die zur Radmitte hin abnehmen. Dieser Effekt ist vergleichbar mit den Spannungsverteilungen im Fahrbelag unter Betrachtung von Zwillingsbereifung oder neueren Radentwicklungen (Supersingle-Reifen). Da für dieses Lastmodell keine Bereifung vorgegeben war, sind für erste Untersuchungen die Radabmessungen entsprechend dem ELM3 angesetzt worden.

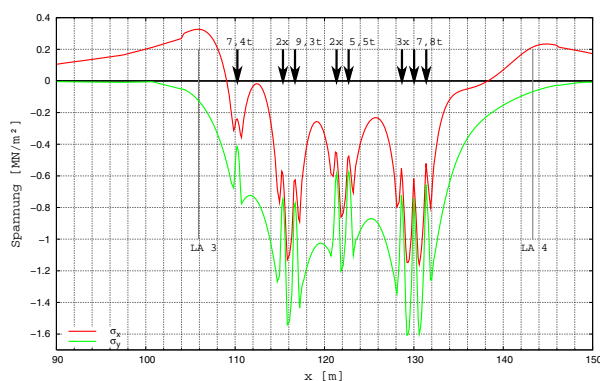


Bild 1-81: Auswertung der Spannungen am Pfad 1, Feld 4, Fahrbelagoberseite

Der zweite Pfad verläuft zwischen den Rädern einer Achse parallel zu Pfad 1. Dadurch können die Achskollektivauswirkungen ohne den direkten Einfluss der Räder gezeigt werden. Wie an der Darstellung der Isolinien, Bild 1-80, und des Spannungsplots, Bild 1-79, ersichtlich ist, sind die Spannungen in Tragwerkslängsrichtung zwischen den Rädern einer Achse nahezu konstant. Dies belegt auch die Darstellung der Ergebnisse im Pfad 3, der in Querrichtung unterhalb der ersten Achse verläuft, Bild 1-83. An der Darstellung in Bild 1-82 werden die unterschiedlich schweren Achskollektive deutlich. Auf lokale Ermüdungsuntersuchungen haben somit nicht nur die Achslast sondern auch die Anzahl der Achsen und deren Anordnung zueinander einen erheblichen Einfluss.

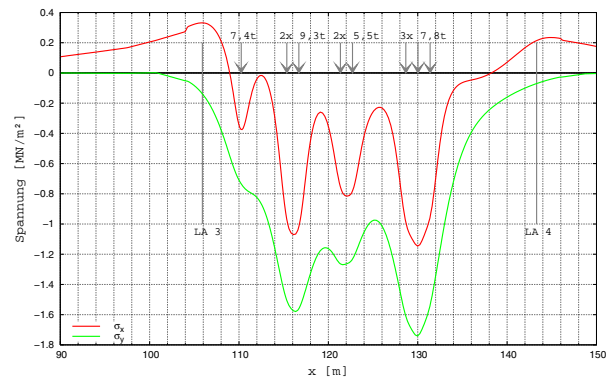


Bild 1-82: Auswertung der Spannungen am Pfad 2, Feld 4, Fahrbelagoberseite

Für die Spannung in Querrichtung (σ_y) in Bild 1-83 ergibt sich der gleiche Einfluss der Radkörper, wie zuvor bei den Längsspannungen aufgezeigt.

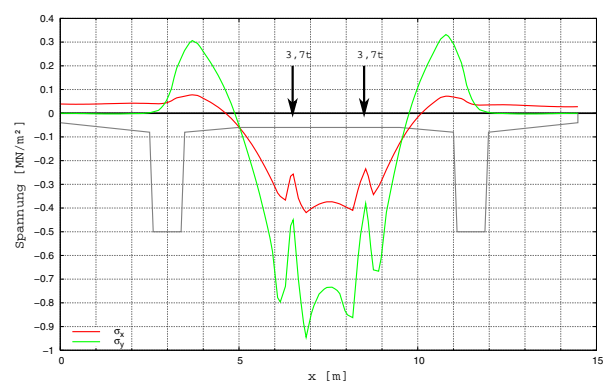


Bild 1-83: Auswertung der Spannungen am Pfad 3, Feld 4, Fahrbelagoberseite

Aus den vorstehenden Abbildungen wird deutlich, dass die Spannungen in Querrichtung vom Betrag her größer als die Spannungen in Tragwerkslängsrichtung sind. Dies ist auf die unterschiedlichen statischen Systeme in Längs- und Querrichtung zurückzuführen und die damit verbundenen unterschiedlichen Verformbarkeiten des Querschnitts.

1.9.5 Vergleichsrechnungen an der nicht quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke

Die numerischen Berechnungen an der nicht quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke führen zu den gleichen Ergebnissen, wie bei den Tragwerken zuvor. Die Einflusslinien werden im Anhang 9.1.5.4 gegenübergestellt. An dieser Stelle wird lediglich auf den Kragarmanschnitt im Stützbereich eingegangen.

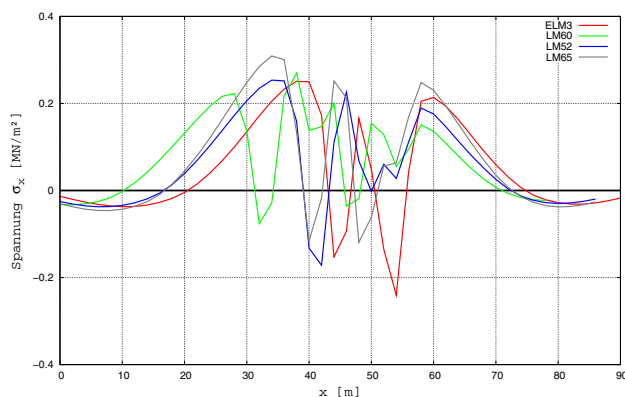


Bild 1-84: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 2 bei Punkt 3, Einflusslinie

Durch die sehr steife Ausbildung des Querträgers, der zudem mit der Fahrbahnplatte verbunden ist, Bild 1-85, wird der Kragarm hauptsächlich durch eine Verdrehung um die Tragwerkslängsachse beansprucht. Die Beanspruchung in Längsrichtung resultiert somit aus der direkten Überfahrt der Achsen bzw. der Achskollektive. Im Gegensatz zu den lokalen Betrachtungen in anderen Schnitten oder Querschnittspunkten liegt hier eine ausgeprägte Wechselbeanspruchung vor, Bild 1-84.



Bild 1-85: Ausbildung der Mittelquerträger über der Stütze

1.9.6 Fazit

Die Beanspruchungen der Brückentragwerke und deren Einzelbauteile durch unterschiedliche Verkehrslastmodelle sind von einer Vielzahl an Parametern abhängig. Eine Zunahme des Schwerverkehrs äußert sich in erhöhten Beanspruchungen. Diese Situation spiegeln die Verkehrslastmodelle mit unterschiedlichen Auswirkungen wider.

Während die Modelllänge bzw. das Verhältnis der Modelllänge zur Stützweite und das Gesamtgewicht Auswirkungen auf die globalen Beanspruchungen des Tragwerks haben, sind die einzelnen Achslasten und Achsabstände für die lokalen Betrachtungen einzelner Bauteile von Interesse.

Im Bereich der Lagerungen hat sich gezeigt, dass mit dem Gesamtgewicht des Verkehrsmodells auch die Spannungen ansteigen. In einigen Bereichen würden sich mehraxiale Ermüdungsnachweise sicherlich günstig auswirken. Jedoch bleibt zu untersuchen, ob Lager und Unterbauten die erhöhten Lasten dauerhaft aufnehmen können.

Die Betrachtung dieser neuen Lastmodelle erscheint im Hinblick auf die Zunahme des Schwerverkehrs als notwendig. Die genaue Berücksichtigung innerhalb von Ermüdungsnachweisen bleibt jedoch zu klären. Eine Berücksichtigung des LM65 bei Ermüdungsuntersuchungen bleibt fraglich, da das Verhältnis von Gesamtgewicht zur Modelllänge eher auf Sonderfahrzeuge zutreffen dürfte und die allgemeine Entwicklung im Bereich des Schwerverkehrs eher dem LM60 (60t-Fahrzeugkombination) entspricht.

1.10 Zusammenfassung

In [LAP-00] wurde bereits festgestellt, dass bei einem Lastansatz nach [1072-85] für Kragarme und übliche Fahrbahnplattenspannweiten die Spannungsschwingbreiten der Biegebewehrung in Brückenquerrichtung unkritisch sind. [Zilch/Buba-02] gehen davon aus, dass bei Fahrbahnplatten ein deutlicher Einfluss der Zunahme der Verkehrsbelastung zu erwarten ist.

Die eigenen Untersuchungen an ausgeführten repräsentativen Brückentragwerken ergeben, dass ein deutlicher Unterschied in der Restnutzungsdauer von Fahrbahnplatten zwischen Brückenbauwerken mit und ohne Quervorspannung zu erwarten ist. Besonders treten hierbei die Anschnitte von langen, befahrenen Kragarmen hervor.

Die Nachweisschnitte in Querrichtung der quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke und der Kastenträgerbrücke blieben in den maßgebenden Einwirkungskombinationen überdrückt, so dass der Widerstand ungerissener Querschnitte angesetzt werden konnte. Die Spannungsschwingweiten sind für diesen Fall sehr gering und eine Ermüdungsfähigkeit nicht erkennbar.

Im Gegensatz dazu stehen die nicht in Querrichtung vorgespannte Platten- und Plattenbalkenbrücke. In den Nachweisen ist hier grundsätzlich ein gerissener Querschnitt zugrunde zu legen. Die daraus resultierenden hohen Spannungsschwingweiten sind in der Größenordnung der zulässigen Spannungsschwingweiten oder überschreiten diese. Bei der Plattenbalkenbrücke ohne Quervorspannung ist dieses Verhalten auch im Bereich der Fahrbahnplatte an den Stellen geringer Dicke zu beobachten. Für dieses Bauwerk betrifft dies die Fahrbahnplattenmitte im Feldbereich.

Das Verhalten bei zunehmenden Verkehrslasten lässt sich daraus im weitesten Sinne ableiten. Den Berechnungen in diesem Projekt liegt der Ansatz nach [FB101-03] für die Temperatureinwirkungen zugrunde. Nach [Zilch et al.-01] hat der Ansatz der Temperatureinwirkung einen deutlichen Einfluss auf das Grundmoment und somit auch auf den Zeitpunkt des Übergangs der Querschnitte in den gerissenen Zustand (Zustand II), vgl. Bild 1-7. Das hat zur Folge, dass auch quer vorgespannte Überbauten bei Berücksichtigung genauerer Temperaturansätze höhere Ausnutzungsgrade ausweisen können, wenn die Querschnitte in den gerissenen Zustand übergehen und überproportional höheren Spannungsschwingweiten ausgesetzt sind.

In Tragwerkslängsrichtung fallen besonders die Querschnitte mit kleiner Zugzonenbreite auf, wie sie bei der quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke mit hohen Hauptträgern vorhanden sind. Die Spannungsnulllinie liegt hierbei sehr weit oben im Querschnitt. Dadurch ist die weit in der gerissenen Zugzone liegende Bewehrung hohen Spannungsschwingweiten ausgesetzt. Dies führt zu bereits jetzt vorliegenden, hohen Ausnutzungen des Bewehrungsstahls. Daher sollte zum Vergleich ein weiteres Brückenbauwerk mit breitenbetontem Plattenbalkenquerschnitt untersucht werden, um den Einfluss der Hauptträgerbreite bestimmen zu können.

Die Auswirkung zunehmender Fahrzeuggesamtgewichte auf die Beanspruchungen in Haupttragrichtung ist nicht allein vom Gesamtgewicht selbst abhängig, sondern auch von den Achsabständen und der Gesamtlänge des gewählten Modells. Das Verhältnis von Stützweite und Modelllänge beein-

flusst maßgeblich die Schnittgrößen für das Haupttragwerk. Im Zuge der Bearbeitung hat sich herausgestellt, dass auch die Anzahl der Achsen bzw. der Achskollektive für Ermüdungsnachweise genauer zu betrachten sind. Zusätzlich zur Ermüdungswirksamkeit des einzelnen Fahrzeugs (N_{obs}) sollten die Spannungsschwingspiele zwischen den Achskollektiven nicht unberücksichtigt bleiben. Besonders bei lokalen Nachweisen, wie z.B. bei der Betrachtung von Fahrbahnplatten, kann diese Betrachtung maßgebend werden. In gleichem Maße sind fortführende Untersuchungen zum Ermüdungswiderstand der Werkstoffe bzw. von einzelnen Bauteilen, wie z.B. an Ausschnitten von Fahrbahnplatten, sinnvoll.

Für das Haupttragwerk ist zusammenfassend festzuhalten, dass die Auswirkungen zunehmender Fahrzeuggewichte im Feldbereich im Wesentlichen von dem Verhältnis der Stützweite zur Modelllänge abhängen, während sich in den Stützbereichen im allgemeinen höhere Beanspruchungen einstellen.

In diesem Zusammenhang ist abzuwägen, ob das LM65 in der vorgegebenen Variante ermüdungswirksam werden kann, oder ob dies den Sonderfahrzeugen zugeordnet werden müsste. Nach aktuellem Stand der Entwicklungen sollte jedoch das LM60 (60t-Fahrzeugkombination) in Ermüdungsuntersuchungen aufgenommen werden.

Ein weiterer Punkt, der genauere Untersuchungen erfordert, ist der Auflagerbereich der Plattenbalkenbrücke. Wie die Ermüdungsuntersuchungen des Betons gezeigt haben, sind im Auflagerbereich Unstimmigkeiten in der Nachweisführung vorhanden.

Zusammenfassend ist für die Tragwerkslängsrichtung der Plattenbalkenquerschnitt als maßgeblich zu untersuchender Querschnitt festzuhalten. In Querrichtung liegt, abgesehen vom Temperaturansatz, die maßgebende Ermüdungssensitivität bei nicht quer vorgespannten, dünnen Fahrbahnplatten bzw. Kragarmanschnitten vor.

2 Koppelfugen

2.1 Einleitung

Statistische Auswertungen der Zustandserfassung von Spannbetonbrückenbauwerken belegen ein gehäuftes Auftreten von Rissen in Koppelfugenbereichen [Iványi/Buschmeyer-01], [König et al.-86]. Bei gerissenem Querschnitt steigt die Ermüdungsbeanspruchung der Koppelfuge.

Anhand von Tastversuchen wurde in [Zilch/Buba-02] festgestellt, dass hinsichtlich der Ermüdung die Koppelfugenbereiche gegenüber Feld- und Stützbereichen maßgebend sind.

In [Buba-02] wurden die Koppelfugenbereiche einer Stichprobe von 30 älteren Spannbetonbrücken (Baujahr < 1979) hinsichtlich der Ermüdungsbeanspruchung mit einem probabilistischen Verfahren untersucht. Danach beeinflussen höhere Achslasten die durch Ermüdung begrenzte Nutzungsdauer wesentlich geringer als die verwendeten Wöhlerlinien der Spanngliedkopplungen.

Zunächst wird ein Überblick über die an Koppelfugen auftretenden Probleme gegeben. Anschließend werden die Ermüdungsnachweise an den Koppelfugen der Kastenträgerbrücke und der längs und quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke präsentiert.

2.2 Stand der Forschung

Aufgrund der Vielzahl der auf dem Markt erhältlichen Verbindungstypen und ihrer geometrischen Unstetigkeiten ist keine generelle Aussage über das Ermüdungsverhalten der mechanischen Verbindungen in Koppelfugen möglich.

Ergebnisse experimenteller Untersuchungen liegen von vier Versuchsreihen vor. Sie sind im Zeitfestigkeitsbereich [Kordina et al.-81], Dauerfestigkeitsbereich ($2 \cdot 10^6$ Lastwechsel) [König/Sturm-95] und Zeit- und Dauerfestigkeitsbereich ($2 \cdot 10^5$ Lastwechsel) [König/Danielewicz-95] für verschiedene Kopplungen durchgeführt worden.

In den Normen werden die verschiedenartigen Kopplungen nicht unterschieden.

Eine graphische Zusammenstellung der Wöhlerlinien aus den Versuchen und der Festlegung gemäß Model Code 90 zeigt Bild 2-1.

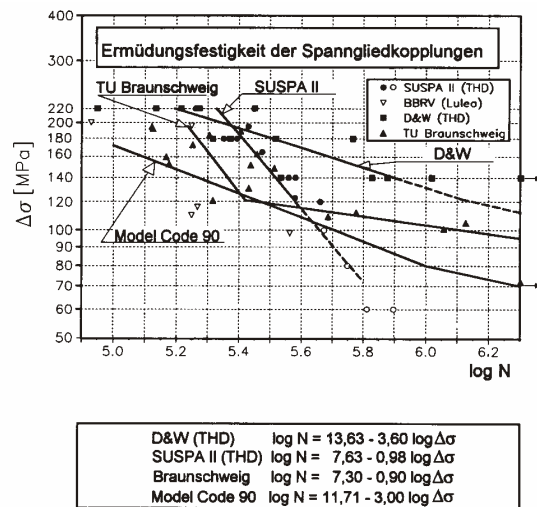


Bild 2-1: Experimentell ermittelte Ermüdungsfestigkeiten der Spanngliedkopplungen im Vergleich mit der Wöhlerlinie nach Model Code 90 [König/Danielewicz-95]

2.3 Besonderheiten der Koppelfugen

Koppelfugen werden bei Brücken großer Spannweite erforderlich. Da diese Brücken als Massivbrücken mit Vorspannung nicht mehr in einem Bauabschnitt herstellbar sind, werden sie abschnittsweise unter Verwendung von Vorschubgerüsten oder Traggerüsten hergestellt und vorgespannt. Koppelfugen sind Arbeitsfugen, in denen Spannglieder durch Kopplungen miteinander verbunden werden.

An die Verankerung vom Spannglied des bereits gefertigten und vorgespannten Bauabschnittes wird das Spannglied des nächst folgenden Abschnittes gekoppelt und angespannt. Mit der Abfolge der Vorspannung ergeben sich bereits im Bauzustand wechselnde Spannungszustände in der Koppelfuge. Durch das Anspannen des ersten Bauabschnittes entsteht eine örtlich wirkende Ankerkraft, die Druckspannungen im Querschnitt verursacht.

Nach Anspannen der angekoppelten Spannglieder des zweiten Bauabschnittes wird die örtlich wirkende Ankerkraft zum Teil aufgezehrt. Im Querschnitt an Koppelankerbereichen entstehen nicht-linear verteilte Druckspannungen, die sich an den Koppelankern konzentrieren, und außerhalb dieser Bereiche verringerte Druck- oder sogar Zugspannungen.

Während die Schwingbreiten der Kopplung im ungerissenen Zustand vergleichsweise gering sind, steigen diese im gerissenen Zustand überproportional an. Im Bereich der Koppelfuge kann der

gerissene Zustand aufgrund der nicht-linearen Spannungsverteilung im Querschnitt schon bei geringen Zug- oder Biegebeanspruchungen eintreten.

Da die Koppelfuge zwei Betonierabschnitte verbindet, ist die Betonzugfestigkeit dort gering.

Koppelfugen sollen in der Regel in den Biegemomenten - Nullpunkten unter ständiger Belastung ($M_g = 0$) angeordnet werden. Jedoch variiert die Lage des Momenten - Nullpunktes aufgrund von Streuungen des Eigengewichtes, unplanmäßigen Spannungumlagerungen im Gesamtsystem und Zwangmomenten aus Temperatureinflüssen.

Abweichungen von der zunächst angenommenen gleichförmigen Überdrückung im Koppelfugenquerschnitt entstehen durch Einwirkung der Hydrationswärme und zusätzliche Zugspannungen durch den Anspannvorgang des zweiten Betonierabschnittes, sowie durch Schwind- und Kriecheinflüsse und nicht berücksichtigte Reibverluste der Spannglieder [BK/1-04].

Durch den schlechten Verbund, der in der Regel zwischen Kopplung und Beton herrscht, entstehen Risse und Spannungumlagerungen auf den Betonstahl. Dies ist als günstig zu bewerten [Buba-02], sofern entsprechende Mengen an Betonstahl in der Koppelfuge vorhanden sind.

Mit den Rissen steigen die Spannungsamplituden der Kopplungen. Mit steigenden Spannungsamplituden verringert sich die Dauerschwingfestigkeit des Materials. Ohnehin weist eine Kopplung eine geringere Dauerschwingfestigkeit auf als der Spannstahl. Gründe hierfür sind Kerbwirkungen bei Gewinden und Verzahnungen, Reibkorrosion bei Keilen und Ziehhylen, Schwächungen durch Biegen und zurück Biegen an Spreizstellen.

Grob zusammengefasst sind daher folgende Kriterien von Bedeutung:

- Bauablauf in zwei Abschnitten,
- Abstand der Herstellzeitpunkte,
- Art des Herstellungsverfahrens,
- Anteil schlaffer Bewehrung, die durch die Koppelfuge verläuft,
- Kopplungsgrad und Verteilung der Kopplungen über die Fuge und
- Geometrie (Größe und Länge) und Beweglichkeit der Kopplungen.

2.4 Ansatz in Regelwerken

Rechnerische Nachweiskonzepte der Ermüdung liefern die DIN 1045-1 [1045/1-01] Eurocode 2 Teil 1 [EC2/1-92][EC2/1-01] und Model Code 90 Teil 1 [CEB-203-91]. Für Koppelfugen werden gleiche Werte und Nachweise angegeben, Tabelle 2-1.

In diesen Regelwerken wurde die untere Grenze der Ermüdungsfestigkeiten für alle Verbindungen einheitlich angesetzt. Damit sind die Ermüdungsfestigkeiten generell auf der sicheren Seite liegend angenommen. Dem Anwender steht die Möglichkeit offen, für die vorgesehenen Verbindungen höhere Ermüdungsfestigkeiten nachzuweisen.

Tabelle 2-1: Parameter der Wöhlerlinie der Kopplung in internationalen Normen [1045/1-01, EC2/1-92, EC2/1-01, CEB-203-91]

Norm	N*	Spannungs-exponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N/mm ²)	
		k ₁	k ₂	bei N* Zyklen	bei 10 ⁶ Zyklen
MC 90	10 ⁶	3	5	80	30
EC2 T2 [96]	10 ⁶	3	5	80	k.A.
EC2 T2 [01]	10 ⁶	5	5	80	k.A.
DIN 1045-1	10 ⁶	3	5	80	k.A.

Das Gefährdungspotential der Koppelfuge steht eng mit dem im jeweiligen Baujahr gültigen Bemessungs- und Konstruktionsvorschriften im Zusammenhang [König et al.-86], [Iványi/Buschmeyer-01], [BK/1-04].

Die ab 1953 gültige DIN 4227 empfahl Arbeitsfugen im Bereich der Zugspannungen zu vermeiden. Es gab keine Nachweise zur Beschränkung der Rissbreite, lediglich eine Rissicherung im Bereich von Zugspannungen (Zugkeildeckung). Nachweise für Ermüdung mussten nur im Zuge der Zulassungsverfahren für Spannstähle und Spannverfahren erbracht werden. [Iványi/Buschmeyer-01]

1966 wurde in den zusätzlichen Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton (ZB DIN 4227) eine Mindestbewehrung, allerdings nur im Bereich der Längszugspannungen, eingeführt [Iványi/Buschmeyer-01].

In der ZB DIN 4227 von 1969 wurde die Mindestbewehrung erhöht [Iványi/Buschmeyer-01].

Ab 1970 wurde der Ermüdungsnachweis in den Zulassungen auf Spanngliedkopplungen erweitert [Iványi/Buschmeyer-01].

1977 wurde aufgrund eines Brückeneinsturzes (Hochstraße Prinzenallee in Düsseldorf) die Mindestlängsbewehrung für Koppelfugen gefordert. In

der Fassung von 1979 der DIN 4227 fand diese Forderung Berücksichtigung. Darüber hinaus sollten zusätzliche Nachweise für $\Delta T = 5\text{ K}$ und ein verbesserter Nachweis der Rissbreitenbeschränkung durchgeführt werden. Ebenfalls gab es eine Verschärfung der Richtlinien für das Verpressen der Hüllrohre [Iványi/Buschmeyer-01].

1983 wurde vom Sachverständigenausschuss empfohlen, ein additives Zusatzmoment und Erhöhungsfaktoren anzusetzen, die größere Spannkraftverluste in Abhängigkeit von der Ausbildung der Kopplung berücksichtigen. Diese Empfehlung fand Eingang in die DIN 4227 von 1988 [Iványi/Buschmeyer-01].

Ein rechnerischer Nachweis gegen Ermüdung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen wurde erst in DIN 1045-1 [1045/1-01] aufgenommen.

Als weiteres Bewertungskriterium könnte das Herstellungsverfahren der Brücken von Bedeutung sein. Nach [König et al.-86] weisen mit Vorschubgerüsten hergestellte Brücken mehr Schäden im Koppelfugenbereich auf als mit Traggerüsten hergestellte Brückenbauwerke.

Die Querschnittsgestaltung der Brücke betreffend, wurde festgestellt, dass sich der Kastenquerschnitt rissanfälliger zeigt als der Plattenbalkenquerschnitt.

Mit zunehmendem Kopplungsgrad im Querschnitt einer Koppelfuge wuchs die Zahl der Schäden. [König et al.-86].

Grundtyp	Symbolische Darstellung	Erhöhungsfaktor <i>f</i>	
		BK	FK
Koppelscheibe		1,5	2,0
Koppelspindel		2,0	2,5
Rohrmuffe		2,0	2,5
mehrgliedrige Kopplung		3,5	4,0
Muffe kurz ($\leq 25\text{ cm}$)		1,5	2,0
Muffe lang		2,0	2,5
Klemmverankerung		2,5	3,0

Bild 2-2: Darstellung der Erhöhungsfaktoren für die Berechnung der Spannkraftverluste für bewegliche (BK) und feste (FK) Kopplungen [König/Griegold-84]

Bei der Ausbildung der Koppelanker sind Koppellänge, Koppelquerschnitt und Beweglichkeit [König/Griegold-84] bedeutend. Große Koppellängen und -querschnitte, sowie fest eingebaute Kopplungen erzeugen hohe zeitliche Spannkraft-

verluste, Bild 2-2, meist unter Rissbildung, die eine Erhöhung der Beanspruchung und damit eine verringerte Dauerfestigkeiten der Kopplungen nach sich ziehen.

Zur Abschätzung der Dauerhaftigkeit der Koppelfugen werden ausschließlich die Koppelanker von Bauwerken, die vor 1979 errichtet wurden, betrachtet.

2.5 Ermüdungsverhalten der Kopplungen

Die Ermüdungsfestigkeit der Kopplungen wird in den internationalen Normen für alle Koppeltypen einheitlich mit einer Spannungsschwingbreite von 80 N/mm^2 bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln festgelegt [1045/1-01], [EC2/1-92], [EC2/1-01], [CEB-203-91]. Bei höheren Lastwechseln ist nur im Model Code 90 eine Festigkeit mit 30 N/mm^2 bei 10^8 Lastwechseln angegeben. Differenzierte Daten je nach Kopplungstyp sind den Zulassungen zu entnehmen.

Um das Ermüdungsverhalten bei höheren Lastwechseln spezifisch für den jeweiligen Kopplungstyp zu beurteilen, ist das Schadenspotential abzuschätzen. Zum Schadenspotential tragen das Material, die Geometrie und die Konstruktionselemente der Kopplung bei.

Weiches Verhalten ist für die Ermüdungsfestigkeit günstig. Daher gelten weiches Material und lange sowie große Kopplungen als gutmütig.

Als häufige Bruchstelle hat sich in Versuchen der Anschluss des Spannstahls an die Kopplung erwiesen [König/Gerhardt-86].

Die Anschlussstelle sollte kraftschlüssig ohne Schlupf die Zugkraft vom Spannstahl auf die Kopplung übertragen. Hierfür kommen Verkeilungen, Verklemmungen, angestauchte Spanndrähte, die durch eine Ankerscheibe gezogen werden, und Gewinde zur Anwendung.

Mit Verkeilungen und Verklemmungen wird ein Querdruck zwischen Spannstahl und Kopplung erzeugt, um die Kraft über Tangentialspannungen weiter zu leiten.

Der Querdruck der Verkeilung oder Verklemmung kann zu Reibkorrosion führen. Die Reibkorrosion wird durch die Größe der Flächenpressung, den Reibweg, die Werkstoffkombination und ihre Oberflächen, die Reibfrequenz und Reibgeschwindigkeit beeinflusst [Cordes-86].

Verkeilungen werden im direkten Kontakt zum Spannglied in die Verankerung eingetrieben. Keile

einiger Spannverfahren haben eine verzahnte Oberfläche, sowie eine konkave Form. Daher sind bei diesen Verfahren Kerbspannungen im Spannstahl nicht auszuschließen.

Angestauchte Spanndrähte werden durch eine gelochte Ankerscheibe gezogen. Die Kräfte werden durch die angestauchten Drahtenden übertragen, die sich gegen die Scheibe stützen. Das Anstauchen der Spanndrähte führt zu einer Veränderung des Materials. Durch den Kontakt zur Lochwandung der Ankerscheibe entstehen Kerbspannungen im Bereich der Anstauchungen, die dort einen Ermüdungsbruch auslösen können.

Gewindeanschlüsse und Verzahnungen übertragen die Kraft zwischen den Windungen oder Zähnen. Spannungsspitzen in den Gewinden und Verzahnungen können Versagen unter Kerbwirkung verursachen.

In einigen Kopplungen werden Spannstähle gespreizt. Spreizungen, Umlenkstellen und Knicke neigen zum örtlichen Fließen. Daher sollten der zulässige Umlenkwinkel und -radius eingehalten und der Spannstahl nur mäßig ausgenutzt werden.

In der Tabelle 9-21 sind jeweils wahrscheinliche Ermüdungsversagensformen als Schadenspotentiale den Spannverfahren und zugehörigen Kopplungen zugeordnet.

Dafür wurden verfügbare Daten der bis 1979 zugelassenen Spannverfahren aus [BK/2-56], [BK/2-65], [BK/2-70], [BK/1-70], [BK/2-77], [BK/2-78], [BK/2-79] zusammengetragen. Die Daten wurden mit Werten aus den am Institut für Massivbau vorhandenen relevanten Zulassungen [LAB-74], [SUSPA-72], [DWB-74], [DWE-74], [DWE-75], [DWE-76], [DWE-78], [H-76] vervollständigt. Anschließend wurde die Tabelle mit der Datenbank zu den verwendeten Spannstählen der BAST auf Vollständigkeit und Richtigkeit verglichen. Da weitere Daten der verwendeten Kopplungen fehlen, ist die Tabelle um die Spalte mit Angabe des Spannankertypus erweitert, da häufig die gleiche Art der Verankerung für Spannanker und Koppelanker eines Spanngliedes verwendet wird.

2.6 Ermüdungsnachweise an der Kastenträgerbrücke im Bereich der Koppelfugen

2.6.1 Nachweise für den Beton

Im Anhang sind die Nachweise $\sigma_{c,max} \leq 0,6 \cdot f_{ck}$ und der vereinfachte Nachweis des Betons nach [FB102-03, 4.188] dargestellt.

Die Nachweise sind bei den Koppelfugen an den Stellen $x = 182 \text{ m}$ und $x = 225 \text{ m}$ im Bereich der Plattenanschnitte und im Untergurt geführt worden.

Die graphische Darstellung der Ergebnisse im Anhang berücksichtigt die Bereiche, in denen der Beton unter Druckspannung steht. Bereiche mit auftretenden Zugspannungen sind ausgeblendet.

Da durch die maßgebenden Einwirkungskombinationen häufig Zugspannungen im Bereich der Koppelfugen entstehen, treten eher geringe Ausnutzungsgrade des Betons auf Druck auf.

2.6.2 Nachweise für den Beton- und Spannstahl

Die Vorgehensweise bei den Stahlnachweisen auf Ermüdung entspricht Abs. 1.5.5.3. Jedoch sind bei der Betrachtung der Koppelfugen die Beiwerte für den Nachweis anzupassen und weitere Einflüsse zu berücksichtigen.

An dieser Stelle könnte als Grenzbetrachtung eine Berechnung unter Zugrundelegung der damals geltenden Anforderungen an die Mindest-Betonstahlbewehrung durchgeführt werden. Für beide Rechnungen wäre der Zustand II zu berücksichtigen.

Laut Statik liegen die Koppelfugen ungefähr in den Viertelpunkten der Felder, in den 70m-Feldern zusätzlich in den Feldmitten. Vorerst werden aber nur die Koppelfugen in den Viertelpunkten bei $x = 182 \text{ m}$ und $x = 225 \text{ m}$ betrachtet. Nach [FB102-3, 101 P] darf der Faktor zur Achslasterhöhung des ELM3 in der Umgebung von Zwischenstützen zwischen 1,75 und 1,4 linear interpoliert werden, vgl. Bild 2-3.

Aus den Abmaßen der Brohltalbrücke ergibt sich, dass die Koppelfugen weiter als $0,15 \cdot L$ von den Stützen entfernt sind und somit der Beiwert 1,4 angesetzt werden darf, vgl. Bild 2-3.

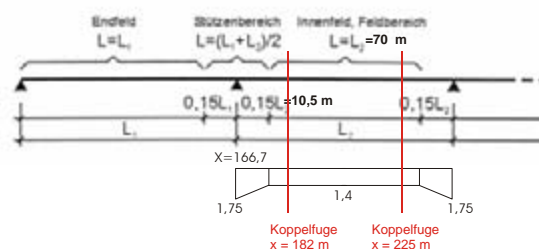


Bild 2-3: Definition der Lage der Koppelfugen

Beim Ansatz der Vordehnungen müssen die Vorgaben der Spannstahlzulassungen beachtet werden. Für die folgenden Nachweise wird die Zulassung Z-13.1-14 des BBRV-SUSPA-Spannverfahrens zu Grunde gelegt.

Neben dem Ansatz der 0,8fachen statisch bestimmten Vorspannwirkung sind an Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen erhöhte Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation anzusetzen. In Bereichen fester Spanngliedkopplungen sind die Spannkraftverluste, die ohne den Einfluss der Kopplungen ermittelt wurden, mit dem Faktor 2,0 und bei beweglichen Kopplungen mit dem Faktor 1,5 zu vervielfachen [SUSPA-01]. Auf der sicheren Seite liegend wird hier der Faktor 2,0 angesetzt.

Für die ertragbare Schwingbreite ist bei SUSPA Festankern eine Grenze von 80 N/mm^2 und an den übrigen Verankerungen eine Grenze von 110 N/mm^2 bei $2,0 \cdot 10^6$ Lastspielen anzusetzen. Die ertragbare Schwingbreite ist hier auf der sicheren Seite liegend mit 80 N/mm^2 angesetzt worden und muss weiterhin mit dem Faktor $\gamma_{s,fat}$ abgemindert werden. Für die Dywidag-Kopplungen der zentrischen Vorspannung gilt eine ertragbare Schwingbreite von 90 N/mm^2 .

Die Nachweise in Längsrichtung zeigen, dass die Ermüdungsbeanspruchung im Allgemeinen gut aufgenommen werden kann, vgl. Anh. 9.2.2. Lediglich die Koppelstellen der zentrischen Vorspannung im Untergurt zeigen höhere bis sehr hohe Ausnutzungsgrade, vgl. Bild 9-130 bis Bild 9-133.

Zu beachten ist aber, dass nicht in jeder Koppelfuge alle Spannglieder gekoppelt sind. Dieser Punkt bleibt bei den Ermüdungsnachweisen bisher unberücksichtigt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass sich bei der Berücksichtigung von erhöhten Spannkraftverlusten an Koppelstellen und gleichzeitig weniger Spannkraftverlusten an den durchgeführten Spanngliedern ein günstigerer Dehnungszustand über den Querschnitt einstellt.

Außerdem muss das tatsächliche Ermüdungspotential, welches von der Konstruktion der Koppelstelle ausgeht, in den Zusammenhang mit den errechneten Ausnutzungsgraden gestellt werden, um die Ermüdungsgefährdung einschätzen zu können.

2.6.3 Fazit

Die Ausführungen in Abs. 2.5 in Zusammenhang mit den Ermüdungsnachweisen an der Brohltalbrücke zeigen auf, welche Vielzahl von Einflüssen in die Beurteilung von Koppelstellen einfließt. Ein genauer rechnerischer Zusammenhang zwischen den Parametern besteht nicht.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass einzelne Ermüdungsnachweise allein eine genaue

Aussage über das Ermüdungsverhalten des Bauwerks im Koppelfugenbereich nicht erlauben.

2.7 Ermüdungsnachweise an der quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke im Bereich der Koppelfugen

2.7.1 Nachweise für den Beton

Die Nachweise der Betondruckspannungen im Bereich der Koppelfugen ergeben nur geringe Auslastungsgrade. Dieser Bereich ist für ein Ermüdungsversagen eher unkritisch, da die Koppelfugen im Bereich der Momentennullpunkte infolge Eigengewichts liegen und daher eher eine Wechselbeanspruchung auftritt.

2.7.2 Nachweise für den Beton- und Spannstahl

Laut Statik und Ausführungsplänen liegen die Koppelfugen bzw. Zwischenverankerungen jeweils 7,5 m hinter bzw. vor den Auflagerachsen. Für die Ermittlung des Faktors zur Achslasterhöhung des ELM3 ergibt sich:

$$0,15 \cdot L = 0,15 \cdot 37,4 = 5,61 \text{ m} < 7,50 \text{ m.}$$

Somit liegen die Koppelstellen außerhalb des Einflusses der Stützungen und werden mit 1,40-fachen Achslasten belastet.

Der Grenzwert $\Delta\sigma_{Rsk}$ wird mit $\Delta\sigma_{Rsk} = 80 \text{ N/mm}^2$ angesetzt. Des Weiteren werden in den Koppelfugen die 2-fachen Spannkraftverluste angesetzt.

Die Ergebnisse weisen für den Spannstahl keine Überschreitung der zulässigen Grenzwerte auf. Lediglich für die Bewehrungsgruppe LS2 kann beim Ansatz der 0,72-fach statisch bestimmten Vorspannwirkung den Nachweis nicht erbracht werden. Im Schnitt II wurde für den Spannstahl der Grenzwert zu $\sigma_p = 96,0 \text{ N/mm}^2$ angesetzt, da hier eines der 10 Spannglieder zwischenverankert wird. Würde dieser Schnitt als Koppelfuge betrachtet werden, ergäbe sich hier eine Überschreitung des Grenzwertes für die Koppelfugen von zu $\sigma_p = 64,0 \text{ N/mm}^2$ zum Zeitpunkt $t = \infty$. Wegen der noch nicht vollständig geklärten Frage zur Höhe des Bemessungswertes der statisch bestimmten Vorspannwirkung wird diese Betrachtung vorerst zurückgestellt.

Die Ausnutzungsgrade sind im Anh. 9.2.3 graphisch dargestellt.

2.7.3 Fazit

Für die Plattenbalkenbrücke werden die Ermüdungsnachweise für den Spannstahl eingehalten. Lediglich die Nachweise der Bewehrungsgruppe LS2 sind problematisch, wie schon im Abs. 1.7.5.3 aufgezeigt wurde.

stark die Streuungen der Ermüdungsfestigkeiten verschiedener Spanngliedkopplungen sind. Aus diesem Grund sollte der Ansatz realistischer Wöhlerlinien für Spanngliedkopplungen Gegenstand fortführender Forschungstätigkeiten sein.

2.8 Zusammenfassung

Die Zusammenstellung der Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit von Kopplungen zeigt, dass einzelne Ermüdungsnachweise auf Grundlage der Balkenbiegelehre das tatsächliche Verhalten in den Koppelstellen nicht abdecken können. Die Nachweise an den zwei betrachteten Brückenquerschnitten sind im Allgemeinen eingehalten. Als problematisch kann sich die Lage der Betonstahlbewehrung bei einem hohen, schlanken Hauptträger einer Plattenbalkenbrücke aufgrund der großen Zugzone und der damit hoch beanspruchten Betonstahlbewehrung erweisen. Da in Koppelfugen mit einer 0,72-fach statisch bestimmten Vorspannwirkung zu rechnen ist, liegen die Ausnutzungsgrade der Betonstahlbewehrung für die Plattenbalkenbrücke bei 1,0 bzw. noch darüber. Dies zeigen die Ergebnisse der Ermüdungsnachweise in Bild 9-136 und Bild 9-137. Bei den gekoppelten Spanngliedern ergibt sich hingegen ein Ausnutzungsgrad von 0,66. Daraus lässt sich schließen, dass für die Kontinuitätsspannglieder aufgrund der höheren zulässigen Spannungsschwingweite ein Versagen im Grenzzustand der Ermüdung nicht zu erwarten ist.

Bei der Kastenträgerbrücke liegen die Spannstahl- und die Betonstahlbewehrung nahezu in gleicher Höhenlage. Daher sind die Ausnutzungsgrade der Betonstahlbewehrung in den Bereichen der Spanngliedkopplungen sehr gering.

Bei der Beurteilung der Ergebnisse in den Koppelfugen müsste daher der Koppelgrad und eine genauere Betrachtung des Spannungsverlaufes berücksichtigt werden. Der Nachweis in der Koppelfuge nach [FB102-03] gibt nur die Möglichkeit, entweder Kopplungen oder Kontinuitätsspannglieder nachzuweisen. Der Unterschied liegt hierbei allein in der zulässigen Spannungsschwingweite. Die Auswirkungen der Kontinuitätsspannglieder auf die Kopplungen würden nur bei einer Betrachtung der nichtlinearen Spannungsverteilungen berücksichtigt werden.

Die den Nachweisen zugrunde liegenden Wöhlerlinien der Spanngliedkopplungen sind in den Normen vereinheitlicht. In Abs. 2.2 ist dargestellt, wie

3 Ermüdung nicht schubbewehrter Bauteile

3.1 Einleitung

Bei Brücken werden die Fahrbahn- und Kragplatten in der Regel ohne Schubbewehrung ausgeführt. Aufgrund des relativ hohen Verkehrslastanteils gegenüber den ständigen Lasten sind bei diesen Plattenbauteilen große Spannungsschwingbreiten zu erwarten, vgl. [Zilch/Buba-02] und [LAP-00]. Daher soll untersucht werden, ob und in welchem Umfang die prognostizierte Zunahme des Schwerverkehrs ein Gefährdungspotential für die Ermüdung dieser nicht schubbewehrten Bauteile darstellt.

Die Ermüdungsfestigkeit nicht schubbewehrter Bauteile ist bisher nur wenig untersucht worden. Entsprechend unsicher sind die Angaben hinsichtlich der Zuverlässigkeit und Restnutzungsdauer von dynamisch beanspruchten Fahrbahnplatten. Hingegen liegen Versuchsdaten für statisch beanspruchte Balken- und Plattentragwerke im größeren Umfang vor, auf deren Grundlage auch die Nachweisgleichungen für die Querkrafttragfähigkeit im Betonbau kalibriert wurden.

3.2 Stand der Forschung

Zahlreiche Untersuchungen stützen sich auf älteren Literaturquellen. Daher empfiehlt [Zilch/Buba-02], weitere Untersuchungen in Form von Parameterstudien durchzuführen, um den Einfluss der Verkehrszunahme auf die Ermüdung der nicht schubbewehrten Bauteile zu verifizieren. In [Wesche-73] und [Weigler/Rings-87] wurde das Ermüdungsverhalten für unbewehrten Beton untersucht, in [Guckenberger et al.-85] und [Weigler/Rings-87] zudem auch die Schubbewehrung unter Ermüdungsbeanspruchung. In der Schweiz hat sich [Schläfli-99] mit der Ermüdung von Fahrbahnplatten aus Stahlbeton befasst. In dieser Arbeit wird als Ergebnis zur Beurteilung der Sicherheit von Fahrbahnplatten ein semi-empirischer Ermüdungsnachweis unter Berücksichtigung des vorliegenden Zustandes der Fahrbahnplatte und deren Ermüdungssensitivität vorgeschlagen.

Ein Versagen von Brückenfahrbahnen durch Ermüdung wurde in Japan 1980, 1986 und 1987, in den USA 1983 und 1992 sowie in Indien 1992 bekannt. Diese als „Schlaglochversagen“ zu bezeichnenden Schäden traten häufig bei Fahrbahnplattenspannweiten ab 3,0 m, Plattendicken unter 220 mm und anisotropen Platten mit weniger als 30% Bewehrung in Nebentragrichtung auf. Die

geringe Häufigkeit von Ermüdungsschäden kann nach [Schläfli-99] auf zwei Ursachen zurückgeführt werden: Viele Brücken haben das Alter noch nicht erreicht, in dem ein Ermüdungsschaden sichtbar werden könnte. Des Weiteren werden Ermüdungsschäden an Brückenfahrbahnplatten nicht erkannt, da ihr Rissbild infolge der Ermüdung dem statischen Rissbild ähnelt. Schon 1988 wurden in [CEB188-88] Brückenbauwerke aufgelistet, bei denen Ermüdungsschäden der Fahrbahnplatte festgestellt wurden. Die Phasen des Ermüdungsvorgangs einer Brückenfahrbahnplatte werden nach [Schläfli-99] mit Bild 3-2 veranschaulicht.

Den einzelnen Phasen des Ermüdungsvorgangs werden Klassenbezeichnungen zugeordnet. Die im Anfangsstadium auftretenden Rissbilder unterscheiden sich nicht vom Rissbild unter statischer Belastung (Klasse 1, 2), im weiteren Verlauf werden große Risse in beide Richtungen der Platte sichtbar (Klasse 3). Mit dem Auftreten von Trennrissen, die anhand von Kalkablagerungen erkannt werden können, wird der Schubwiderstand der Fahrbahnplatte immer weiter vermindert. Das Tragverhalten der Platte wechselt von Biegung auf Schub (Klasse 4). Durch vertikale Verschiebungen der Rissufer infolge Schub kommt es zu Abplatzungen und es kann Staubaustrag aus den Rissen beobachtet werden (Klasse 5). Diese Verschiebungen aktivieren die Dübelwirkung der Bewehrung. Ein Abplatzen der Betonüberdeckung kündigt das vollständige Versagen der Fahrbahnplatte an (Klasse 6, 7).

Diese Beobachtungen werden durch den in Bild 3-1 dargestellten Schädigungsprozess bestätigt. Dort ist die Zeit über die Entwicklung des Schadensindex dargestellt. Bei einem Schadensindex von 1,0 versagt das Tragwerk. Außerdem wird die Schub- und Biegespannungsverteilung im Querschnitt in Abhängigkeit von den Klassen der Schädigung dargestellt. Aus der dargestellten Spannungsverteilung im Querschnitt leitet [Schläfli-99] ein Tragverhalten der ersten beiden Klassen auf Biegung und für die anderen Klassen auf vorwiegend Schub ab.

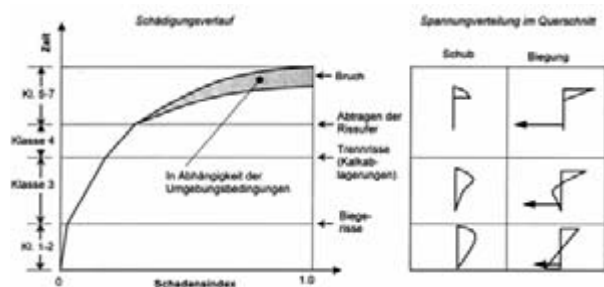


Bild 3-1: Schädigungsprozess und mechanisches Verhalten nach [Schläfli-99].

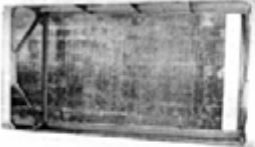
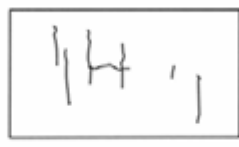

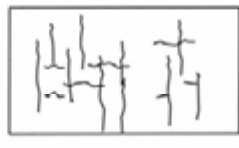

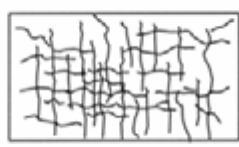
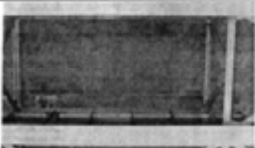


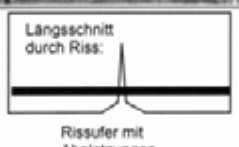

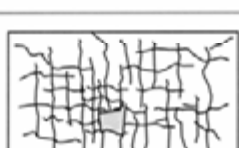

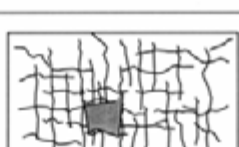
	Bild	Figur	Beschreibung
Klasse 1			Rissbildung in Querrichtung der Fahrbahnplatte. Die Risse sind auf Schwinden oder Zwängungen zurückzuführen. Rissabstände > 1m Rissöffnungen < 0.1 mm Noch keine Ermüdungsschädigung vorhanden.
Klasse 2			Weitere Risse in Querrichtung und neue Risse in Längsrichtung treten infolge Ermüdungsschädigung auf. Rissabstände < 1m Rissöffnungen um 0.1 mm
Klasse 3			Die Ermüdungsschädigung ist weit fortgeschritten. Risse bilden ein „Schildkrötenmuster“, das Rissbild ist nahezu stabilisiert. Rissöffnungen 0.1-0.2 mm
Klasse 4			Kalkablagerungen geben Hinweise auf Trennrisse. Der Schubwiderstand der Fahrbahnplatte wird durch diese Trennrisse stark vermindert, das Tragverhalten der Platte wechselt von vorwiegender Biegung auf Schub.
Klasse 5		 Längsschnitt durch Riss: Rissufer mit Abplatzungen	Die Rissufer platzen durch vertikale Risschiebungen infolge Schub ab. Aus den Rissen kann Staubaustrag beobachtet werden.
Klasse 6			Die vertikalen Schiebungen in den Rissen aktivieren die Dübelwirkung der Bewehrung, infolge deren die Betonüberdeckung abgespalten wird und Betonstücke aus der Plattenunterseite fallen.
Klasse 7			Die Radlasten durchstanzen die schwerstgeschädigte Fahrbahnplatte. Der Asphalt bricht ein, und nur die meist noch intakte Bewehrung bleibt übrig.

Bild 3-2: Phasen des Ermüdungsvorganges einer Fahrbahnplatte nach [Schläfli-99]

Danach versagt die nicht schubbewehrte Fahrbahnplatte nicht plötzlich und somit nicht spröde. Die beschriebenen Rissbilder entwickeln sich über einen langen Zeitraum.

Mit Bezug auf die Schadensanalyse an einer Brücke nennt [Schläfli-99] mögliche Schadensursachen. Es werden Konstruktionsfehler (z. B. zu geringe Plattendicke) und Verarbeitungsfehler (z. B. ungleichmäßige Betonqualität durch zu großen Wassergehalt) genannt. Außerdem wird auf den Einfluss der Verkehrszunahme und der Erhöhung der Achslasten hingewiesen.

In der Projektbesprechung im Februar 2006 [lfma-06a] legen die Projektbearbeiter eine Modellgrund-

lage für die weitere Behandlung des „Schlaglochversagens“ nach Bild 3-3 vor.

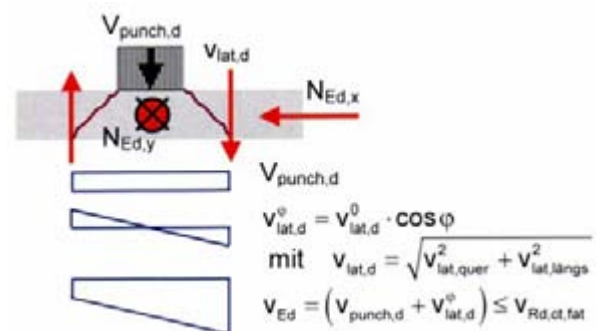


Bild 3-3: Modellgrundlage für den Ermüdungsnachweis von Beton unter Durchstanzbeanspruchung

Eine Schubrissbildung ist bei Platten von außen nicht sichtbar und eine damit einhergehende erhöhte Durchbiegung von Fahrbahnplatten bzw. Kragarmen wurde nach [Zilch/Buba-02] bei den bisherigen Brückenprüfungen nicht beobachtet. Obwohl demnach unter den vorhandenen Betriebslasten noch keine Ermüdungsschäden unter Querkraftbeanspruchung oder „Schlaglochversagen“ in Deutschland aufgetreten sind, wird die BAST intern die Relevanz dieses Bearbeitungspunktes klären.

3.3 Vorliegende Datenbasis

Reale Brückentragwerke und deren Bestandteile werden nur selten versuchstechnisch auf Ermüdung überprüft. So werden in [ERRI-02] lediglich zwei Bauwerke genannt. In [0494ZB1-05], Tabelle 1 wurden die Versuche an Platten- und Plattenstreifen unter Ermüdungsversagen angeführt und durch Angaben in [0494ZB3-05] ergänzt, vgl. Tabelle 3-1. Einige in [Schläfli-99] aufgeführte und in [0494ZB1-05] zitierte Literaturquellen wurden bisher nicht aufgefunden.

Tabelle 3-1: Versuchsreihen zum Ermüdungsversagen

ausgewertete Versuchsreihen (Platten, Plattenstreifen)	
[Schläfli-99], [ERRI-01]	Plattenstreifen, B/H = 40/15 [cm] Stützweite L = 2,50 m Biegeversuche unter Vierpunkt-Biegung (n = 16) Schubversuche unter exzentrischer Dreipunkt-Biegung (n = 8)
nicht aufgefundene Versuchsreihen (Platten, Plattenstreifen)	
[Perdikaris/Beim-88]	Versuche an Plattenstreifen unter beweglichen Lasten in Längsrichtung und fixierten dynamischen Lasten
[Matsui et al.-86]	Versuche an Plattenstreifen unter beweglichen Lasten in Längsrichtung
[Sonoda/Horikawa-82]	Versuche an Plattenstreifen unter beweglichen Lasten in Längsrichtung und fixierten dynamischen Lasten
optionale Versuchsreihen (Balken)	
[Frey/Thürlimann-83]	Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung
[Guckenberger et al.-85]	Schubbewehrung von Stahlbetonträgern
[König/Danielewicz-94]	Weitere Literaturangaben über Ermüdungsversuche

In [0494ZB3-05] wird auf die Art, Durchführung und Ergebnisse der ausgewerteten Versuche eingegangen. So wurde z. B. bei den in [ERRI-01] dokumentierten Versuchsreihen 28 Plattenstreifen mit einer Stützweite von 2,50 m untersucht. Die maßgebende Biegebeanspruchung wurde durch eine Vierpunktbelastung und die überwiegende Schubbeanspruchung durch eine exzentrische Dreipunktbelastung erfasst.

Bei den acht Versuchen mit kritischer Schubbeanspruchung wurde ein Versagensprozess nach Bild 3-4 beobachtet: während des ersten Lastspiels entstehen Biegerisse. In den ersten einhunderttausend Lastspielen breiten sich die Biegerisse aus. Dabei neigen sich die Risse und wachsen unter einem diagonalen Hauptriss zusammen. Anschließend nehmen die Dehnungen und Durchbiegungen unter kontinuierlicher Ermüdungsbeanspruchung langsam zu. Der Schubriss öffnet sich und die Risspitze breitet sich in die Druckzone aus. Während der Schubrissöffnung entwickelt sich ein horizontaler Riss entlang der Biegebewehrung. Dieser durch die Dübelwirkung der Biegebewehrung verursachte Riss führt dazu, dass die Betonüberdeckung abgelöst wird. Die Grenzschubtragfähigkeit wird erreicht, wenn das Fachwerk aus Betondruckstreben und Bewehrungszugstreben versagt. Dies ist der Fall, wenn die Dübelwirkung der Biegebewehrung für das innere Gleichgewicht nicht mehr ausreicht. Auf den Ermüdungsbruch der Biegebewehrung folgt ein Versagen der Druckdiagonalen in Höhe des Obergurts.

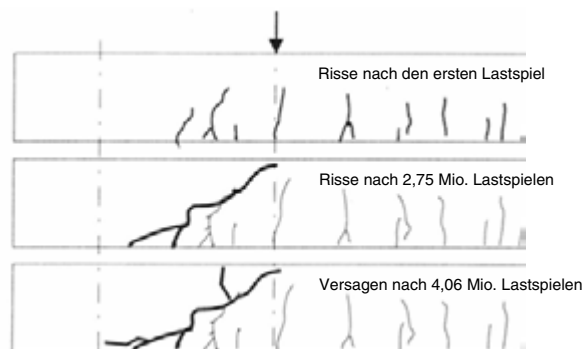


Bild 3-4: Rissentwicklung im Schubversuch FAT19 aus [ERRI-01]

In der Versuchsreihe an Plattenstreifen [ERRI-01] trat Ermüdungsversagen der Bewehrung nur bei einer oberen ermüdungswirksamen Belastung von mehr als 40 % der statischen Grenztragfähigkeit auf. Die auf Ermüdung beanspruchten Versuchskörper wiesen den gleichen Versagensprozess auf wie bei quasi-statischen Versuchen.

Für die eigenen Untersuchungen musste festgestellt werden, dass der Umfang der nutzbaren Ver-

suchdaten zu gering ist, um aussagekräftige Modellunsicherheiten für das untersuchte Widerstandsmodell „Ermüdung unter Querkraftbeanspruchung“ bestimmen zu können, siehe Abs. 3.4. Weitere Versuchsdaten konnten bisher nicht in die Auswertung einbezogen werden. Auf die angestrebte Bestimmung der Modellunsicherheiten vorgespannter Platten wurde daher ebenfalls verzichtet.

3.4 Modellunsicherheit

Die Versuchsdaten wurden nach dem standardisierten Verfahren [1990-02] statistisch ausgewertet, vgl. [0494ZB3-05] und [Hansen-04], Abs. 5.2.2.1.

Im Rahmen der standardisierten Auswertung wird die Gleichung (3.1) in eine Grenzzustandsbeziehung nach Gleichung (3.2) überführt.

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,9 \quad (3.1)$$

$$\left. \begin{array}{l} 2 \cdot |V_{Ed,max}| - 0,9 \cdot |V_{Ed,min}| \\ 1,125 \cdot |V_{Ed,min}| \end{array} \right\} \leq |V_{Rd,ct}| \quad (3.2)$$

Die statistischen Auswertungen führen zu einem verhältnismäßig geringen Variationskoeffizient für die Modellunsicherheit mit $v(M_R) = 6,64\%$ (obere Gleichung in Gl. (3.2)) bzw. $6,73\%$ (untere Gleichung in Gl. (3.2)), vgl. Tabelle 3-2.

Die bislang ausgewerteten Versuchsdaten lassen noch keine abschließende Wertung der Modellunsicherheit zu. Die Unzulänglichkeit der vorliegenden Datenbasis besteht u. a. in der sehr geringen Prüfkörperanzahl, vgl. Abs. 3.3.

Tabelle 3-2: Versuchsauswertung für ermüdungsbeanspruchte Plattenstreifen ohne Querkraftbewehrung unter überwiegender Schubbeanspruchung nach Abs. 3.3

1	2	3	4
		n [-]	$V_{\delta}[\%]$
f_{cm}	35	7	6,64 (6,73)
ρ_l	1,56%		
b	400 mm		
d	150 mm		
a/d	$3,63 \cdot a/d < 4,03$		
b/d	2,67		

Nach [Hansen-04] liegen die Streuungen der Modellunsicherheit für $V_{Rd,ct}$ in Abhängigkeit der ausgewerteten Versuche zwischen 10,1% und 26,7% (Gleichlast, Tab F.10) bzw. 9,2% und 97,1% (Einzellast, Tab. F.3).

3.5 Probabilistische Berechnung

3.5.1 Grundlagen

Die Grenzzustandsfunktion G nach Gleichung 3.4 (engl.: Limit State Function = LSF) trennt laut Definition die Bereiche des Versagens und des Nicht-Versagens voneinander, R-E-Modell, vgl. [Hansen-04] und Bild 3-5. In der probabilistischen Berechnung wird die Widerstandskomponente R (resistance) durch den Bauteilwiderstand gebildet, die Beanspruchungskomponente E (effect) (oder S stress) resultiert aus der aufgebrachten Belastung.

$$G = R - E \quad (3.3)$$

Als Basisvariablen gehen die einzelnen Beanspruchungsgrößen und Komponenten des Bauteilwiderstandes in die LSF ein.

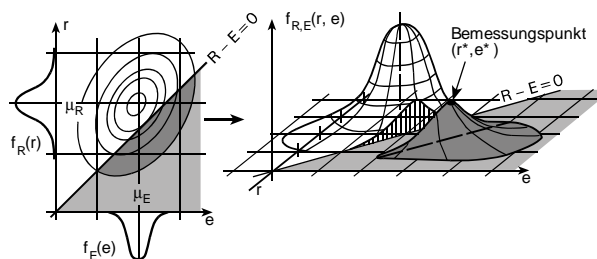


Bild 3-5: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen der Basisvariablen R und E im zweidimensionalen Raum mit LSF aus [Hansen-04]

In den vorliegenden Untersuchungen wird für die Zuverlässigkeitsanalyse das Programm [VaP2.0-02] genutzt, mit dem unterschiedliche Grenzzustandsfunktionen mit bis zu 20 Basisvariablen analysiert werden können. Die Ermittlung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit und des Zuverlässigkeitsindex wird mit FORM (Zuverlässigkeitsmethode erster Ordnung) durchgeführt.

3.5.2 Grenzzustandsgleichung

Als LSF wird die zu untersuchende Versagensbedingung „Ermüdung unter Querkraftbeanspruchung“ nach Gleichung (3.1) bzw. (3.2) definiert. Diese Gleichung wird mit Gleichung (3.4) in das Format nach Gleichung (3.3) überführt.

$$\begin{aligned} |V_{Rd,ct}| - (2 \cdot |V_{Ed,max}| - 0,9 \cdot |V_{Ed,min}|) &= 0 \\ |V_{Rd,ct}| - 1,125 \cdot |V_{Ed,min}| &= 0 \end{aligned} \quad (3.4)$$

Die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,ct}$ wird dabei mit Gleichung (3.5) berechnet. Für den Längsbewehrungsgrad ρ_l und die Betonlängsspannung σ_{cd} werden die Ausdrücke

$$V_{Rd,ct} = \left[0,10 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.5)$$

$$0,12 \cdot \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0,12 \cdot \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} \approx \frac{0,12}{1,1} \cdot \frac{N_{Ed}}{b \cdot d} \quad (3.6)$$

$$V_{Rd,ct} = M_R \cdot \left[0,10 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \left(100 \cdot \frac{A_{sl}}{b \cdot d} \cdot f_c \right)^{1/3} - 0,11 \cdot \frac{N_{Ed}}{b \cdot d} \right] \cdot b \cdot d \quad (3.7)$$

ausformuliert. Die Querschnittsfläche A_c für den Rechteckquerschnitt einer Platte wird mit Gleichung (3.6) beschrieben. Unter Berücksichtigung des Modellfaktors für das Widerstandsmodell M_R kann die Nachweisgleichung als geschlossener Ausdruck mit Gleichung (3.7) formuliert werden.

3.5.3 Basisvariablen

Aus Verkehrslast- und -häufigkeitsmessungen sind resultierende Verkehrslastmodelle nach [FB101-03] bzw. [1991/3-96] entwickelt worden. Diese Modelle, in denen die Einwirkungen als deterministische Werte berücksichtigt werden, lagen den hier durchgeführten numerischen Untersuchungen zu Grunde. Daher werden auch in der probabilistischen Berechnung die Einwirkungen bzw. Beanspruchungen als deterministische Werte behandelt. Diese werden aus den in Abs. 1 geführten FE-Berechnungen entnommen. Hingegen werden die Beiwerte auf der Widerstandsseite als stochastische Variablen behandelt, denen ein stochastisches Modell, bestehend aus Verteilungstyp und statistischen Kennwerten, zugeordnet werden kann. Die Beurteilung der Modellunsicherheit für das betrachtete Widerstandsmodell nach Abs. 3.4 erscheint jedoch unbefriedigend, so dass diese mit verschiedenen Werten im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse angesetzt wird.

Ausgehend von diesen Vorgaben werden im Folgenden die bei der probabilistischen Berechnung festgelegten Basisvariablen zusammengestellt.

- Modellfaktoren

Die Unsicherheiten für das Widerstandsmodell „Ermüdung unter Querkraftbeanspruchung“ werden in Abs.

3.4 aufgeführt. Ein Überblick über die angesetzten Werte wird mit Tabelle 3–3 gegeben.

- Verteilungstypen

Widerstandsgrößen werden gemäß dem „Gesetz großer Zahlen“ als normalverteilte Größen definiert. Innerhalb probabilistischer Analysen sind Mittelwerte für Bauteilabmessungen und insbesondere die unteren Quantilen für Festigkeiten entscheidend. Da diese Widerstandsgrößen keine negativen Werte annehmen können, werden auch Logarithmische Normalverteilungen angesetzt. Die berücksichtigte Verteilung (Normalverteilung oder Logarithmische Normalverteilung) wirkt sich auch auf den Einfluss der Unsicherheiten des Widerstandsmodells M_R auf den Zuverlässigkeitsindex β aus. In Anlehnung an die Untersuchungen in [Hansen-04] wird das Widerstandsmodell M_R als normalverteilte Größe angesetzt.

Da im Hinblick auf das Berechnungsergebnis insbesondere die Modellunsicherheit M_R (vgl. Abs. 3.4) einen hohen Stellenwert einnimmt, wird diese in einer Parameterstudie variiert. Bei einer großen Anzahl an Basisvariablen und komplexen Formeln eignet sich für parametrisierte Studien besonders die FORM-Analyse, bei der durch die Wichtigkeitsfaktoren α der Einfluss jeder eingehenden Basisvariablen direkt zu erkennen ist.

Tabelle 3-3:: Stochastisches Modell der Widerstandsgrößen

Basisvariable			Verteilung	Mittelwert	Variationskoeffizient	Hinweis
Modellfaktor	Ermüdung unter Querkraftbeanspruchung	M_R	N	1,00	0,05 – 0,25	Abs. 3.4
Beton	Festigkeit	f_c	LN	38 N/mm ²	0,20	B35,C30/37 Transportb.
Stahl	Streckgrenze	f_y	LN	560 N/mm ²	0,05	[Hansen-04]
	Querschnitt	A_{sl}	N	nom A_s	0,025	
Geometrie	Breite	b	N	nom b	0,05	
	Nutzhöhe	d	N	nom d	0,05	

Auf der Beanspruchungsseite liegen die Ergebnisse der FE-Berechnung vor, d. h. deterministische Werte für die minimalen und maximalen Spannungen unter der betrachteten Einwirkungskombination. Unter den vier in Abs. 1 untersuchten Brücken sind die schiefwinklige Plattenbrücke nach Abs. 1.6 sowie die in Querrichtung nicht-vorgespannte Plattenbalkenbrücke nach Abs. 1.8 von Interesse, da vorgespannte Plattentragwerke eine deutlich erhöhte Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ und zudem geringere Schwingbreiten (Zustand I) aufweisen. Für die schiefwinklige Plattenbrücke, bei der im Innenauflagerbereich ein Querkraftproblem am Kragplattenanschnitt festgestellt wurde (Abs. 1.6.5 und Bild 9-39) werden die Eingangswerte und Ergebnisse nachstehend zusammen gestellt.

Die Standardabweichungen wurden mit Bezug auf die in Tabelle 3.3 angegebenen Streuungen bestimmt. Die Größen (Mittelwerte) der Längsbewehrung und der geometrischen Abmessungen wurden den statischen Unterlagen und Plänen entnommen. Die Betongüte wurde aus den alten Gütebezeichnungen ermittelt und mit den Streuungen eines Lieferbetons ($v = 0,20$) berücksichtigt. Der Variationskoeffizient der Modellungenauigkeiten des Widerstandsmodells „Ermüdungsversagen unter Querkraftbeanspruchung“ wurde i. d. R. mit dem Wert $v(M_R) = 0,15$ berücksichtigt, vgl. Abs. 3.4. In der Parameterstudie wurden Werte zwischen $v(M_R) = 0,05$ und $0,25$ variiert.

Tabelle 3-4: Basisvariablen der schiefwinkligen Plattenbrücke

Basisvariable	Darstellung	Parameter (m / σ), $v = \sigma/m$
A_s	N	(0,0062 / 0,000155)
b	Det	(1)
d	N	(0,38 / 0,019)
f_c	LN	(38,0 / 7,6)
M_R	N	(1,0 / „v“)
N_{Ed}	Det	0
V_{max}	Det	0,060 („S4_76“)
V_{min}	Det	0,093 („S4_76“)

Die Normalkraftbeanspruchung blieb bei der schiefwinkligen Plattenbrücke unberücksichtigt, da entweder sehr geringe positiven Werte (Zug) vorlagen oder anderenfalls bei negativen Werten (Druck) die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,ct}$ vergrößert wird. Die maximalen und minimalen Querkräfte wurden der FE-Berechnung in Abs. 1 für den untersuchten Nachweisschnitt bzw. -punkt unter der häufigen Einwirkungskombination entnommen. Für diese Werte wurden zuvor auch die regulären Ermüdungsnachweise geführt.

In Tabelle 3-4 werden die Parameter der Untersuchungen an der schiefwinkligen Plattenbrücke tabellarisch wiedergegeben.

3.5.4 Ergebnis

Die Versagenswahrscheinlichkeit P_f bzw. der Zuverlässigkeitsindex β sind Anhaltswerte für die vorhandene Sicherheit eines Bauteils oder Tragwerks. Durch die Gegenüberstellung des vorhandenen zum angestrebten Zuverlässigkeitsindex β wird eine Aussage über die Nutzungsdauer bzw. die Zuverlässigkeit unter dem angesetzten Versagensmodell „Ermüdung unter Querkraftbeanspruchung“ möglich.

Für die schiefwinklige Plattenbrücke wurde der probabilistische Ermüdungsnachweis nach den voranstehenden Gleichungen (3.4) bis (3.7) geführt (Nachweisschnitt S4_76-Querkraft nach Bild 9-39). Dabei wird die Querkraft aus der FE-Berechnung in Längsrichtung mit q_{13} und in Querrichtung mit q_{23} bezeichnet. Die resultierende Querkraft entspricht der Wurzel aus der Summe der Quadrate dieser beiden Werte nach Gl. (3.8). In den Einwirkungskombinationen werden diese Querkräfte zur Gesamtschnittgröße v_{Ed} kombiniert. Nachfolgend werden einerseits die resultierende Querkraft (3.8) und andererseits die Querkraft in Querrichtung (3.9) betrachtet.

$$(1) \quad q = \sqrt{q_{13}^2 + q_{23}^2} \quad (3.8)$$

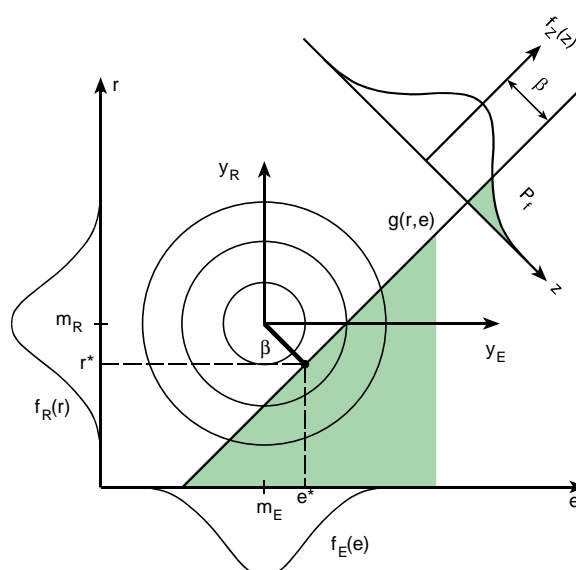


Bild 3-6: Wahrscheinlichkeitsdichte der Basisvariablen R und E im standardnormalen Raum, Zuverlässigkeitsindex β und Versagenswahrscheinlichkeit P_f nach FORM aus [Hansen-04]

Je größer der Zuverlässigkeitsindex β ist, desto geringer ist die Versagenswahrscheinlichkeit P_f , vgl. Bild 3-6.

Zunächst soll auf die starke Abhängigkeit der Berechnungsergebnisse von den eingehenden Streuungen der Modellunsicherheit des Widerstandsmodells $v(M_R)$ eingegangen werden. In Bild 3-7 ist der Verlauf der Versagenswahrscheinlichkeit und des Zuverlässigkeitsindex für verschiedene Streuungen des Widerstandsmodells $v(M_R)$ zu erkennen. Alle weiteren Größen gehen dabei mit den Werten aus Tabelle 3-4 ein. Dieser Analyse liegen die deterministischen, realen Beanspruchungen der FE-Berechnung der schiefwinkligen Plattenbrücke zu Grunde ($v_{Ed,max}$ und $v_{Ed,min}$ für die häufige Einwirkungskombination, Schnitt S4_76).

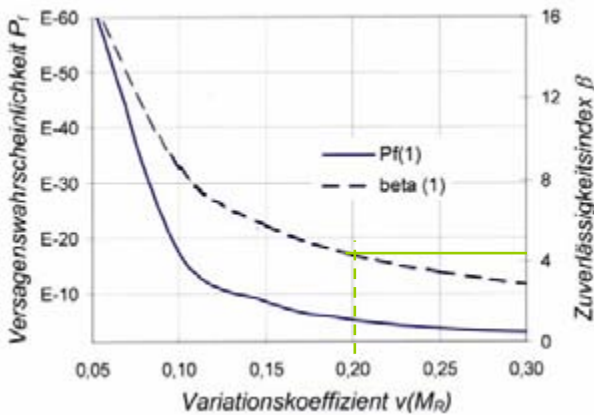


Bild 3-7: Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex β in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Modellunsicherheit $v(M_R)$ der Nachweisgleichung

Diese Darstellung veranschaulicht, dass die Versagenswahrscheinlichkeit P_f bereits bei geringfügiger Erhöhung des Variationskoeffizienten $v(M_R)$ größer wird. Bei Werten von $v(M_R) < 0,15$ sind die Versagenswahrscheinlichkeiten überproportional größer. In den folgenden Auswertungen wurde die Streuung des Widerstandsmodells mit $v(M_R) = 0,20$ berücksichtigt. Damit wird bei 100% der Einwirkungsgrößen $v_{Ed,max}$ und $v_{Ed,min}$ ein Zuverlässigkeitsindex von 4,3 erreicht, was recht gut mit den anvisierten Zuverlässigkeiten der Normansätze übereinstimmt. Zudem liegt die Streuung des Widerstandsmodells Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,ct}$ als Hauptbestandteil der Grenzzustandsgleichung (3.4) ohnehin in dieser Größenordnung, vgl. [Hansen-04].

Für die Querkraft $v_{Ed,max}$ bzw. $v_{Ed,min}$ unter der häufigen Einwirkungskombination (100%) nach der FE-Berechnung in Abs. 1.6 und einer Streuung der Modellunsicherheit $v(M_R) = 0,20$ beträgt die operative Versagenswahrscheinlichkeit $P_f = 8,9 \cdot 10^{-6}$ und der Zuverlässigkeitsindex $\beta = 4,291$. Mit Bild 3-8

wird der Verlauf dieser beiden Größen im Bereich der 0,10-fachen bzw. 10-fachen deterministischen Einwirkungsgröße im einfach-logarithmischen Maßstab dargestellt.

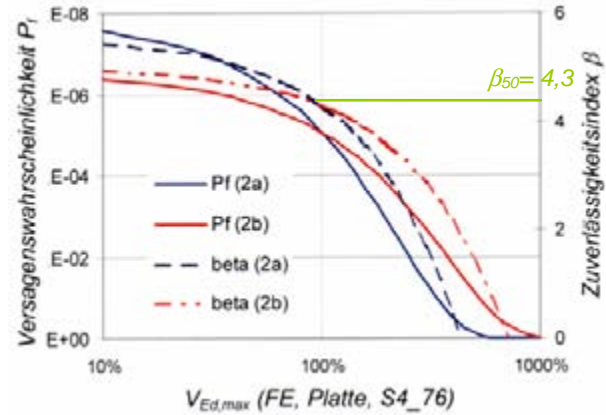


Bild 3-8: Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex β für die schiefwinklige Platte am Nachweischnitt S4, Punkt 76.

Dabei wird zwischen den beiden Fällen (2a) und (2b) unterschieden. In dem Fall (2a) bleibt die Differenz zwischen $v_{Ed,max}$ und $v_{Ed,min}$ konstant, im Fall (2b) wird die Differenz Δv zwischen diesen beiden Größen größer, vgl. Bild 3-9.

(2a) $q = \sqrt{q_{13}^2 + q_{23}^2}$;
 $\Delta v = v_{max} - v_{min} = const. ;$
 v_{max} variiert

(2b) $q = \sqrt{q_{13}^2 + q_{23}^2}$;
 $\Delta v = v_{max} - v_{min} \neq const. ;$
 v_{max} und v_{min} variiert

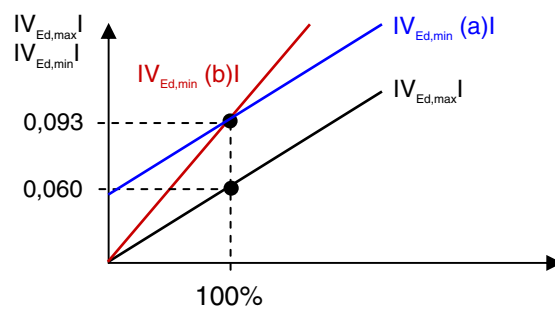


Bild 3-9: Ansatz für Parameterstudie in Bild 3-8

Mit Bild 3-8 wird ersichtlich, dass geringere Einwirkungsgrößen nur unwesentlich die Zuverlässigkeit vergrößern, größere hingegen die Versagenswahrscheinlichkeit erwartungsgemäß erhöhen.

Die vorangegangenen Betrachtungen lassen vermuten, dass im vorliegenden Beispiel Widerstand gegen die Ermüdung unter Querkraftbeanspruchung nahezu erreicht wird, was auch durch den in Bild 3-39 veranschaulichten deterministischen Nachweis belegt wird. Die geringen Abweichungen lassen sich durch den großen Einfluss der Modell-

streuungen erklären, vgl. Bild 3-7. Aufgrund der guten Übereinstimmung zwischen deterministischer und probabilistischer Berechnung kann demnach auch der Ansatz einer Modellstreuung $v(M_R) = 0,20$ verifiziert werden, vgl. Abs. 3.4.

Mit Bezug auf die in [1990-02] angegebenen Schadensfolgeklassen (consequences classes) können Brücken der Klasse CC3 zugeordnet werden. Entsprechend ergibt sich mit der Zuverlässigkeitsklasse RC3 für Brücken der Mindestwert für den Zuverlässigkeitsindex $\beta = 4,3$ (Bezugszeitraum $n = 50$ Jahre) bzw. $\beta = 5,2$ ($n = 1$ Jahr). In den weiteren Untersuchungen werden diese Werte angesetzt. Hingegen wird in [1055/100-01] und [1991/1-94] der Zuverlässigkeitsindex für den Grenzzustand für Ermüdung mit $\beta = 1,5$ bis $3,8$ angegeben, wobei zu berücksichtigen ist, dass dieser auf die vorgesehene Nutzungsdauer der Brücke bezogen ist.

Mit Gleichung (3.10) bzw. (3.11) folgt eine Umrechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten vom Bezugszeitraum 1 Jahr auf den Bezugszeitraum n Jahre, vgl. [Grünberg-04], B.4.

$$P_{f,n} \approx n \cdot P_{f,1} \quad (3.10)$$

$$\Phi(\beta_n) \approx [\Phi(\beta_1)]^n \quad (3.11)$$

Der berechnete Zuverlässigkeitsindex $\beta_n = 4,29$ liegt nahe bei dem Wert $\beta_1 = 5,2$ bzw. $\beta_{50} = 4,3$. Entsprechend ist auch die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit mit $P_{f,n} \cdot 8,9 \cdot 10^{-6}$ nahe bei $P_{f,1} \cdot 10^{-7}$. Durch beide Betrachtungen wird ersichtlich, dass mit dem berechneten Wert $\beta_n = 4,29$ bei gleichem Zuverlässigkeitsniveau ein Nutzungszeitraum 89,5 Jahre bestimmt werden kann.

$$\Phi(4,29) \approx [\Phi(5,2)]^{89,5}$$

Für die querkraftbeanspruchte Fahrbahnplatte wird ein Zuverlässigkeitsindex β_n ermittelt, der in der Größenordnung des Wertes für den Nutzungszeitraum von 50 Jahren liegt ($\beta_{50} = 4,3$). Die Abweichungen können durch die sehr starke Sensitivität der Zahlenwerte erklärt werden, vgl. Bild 3-10.

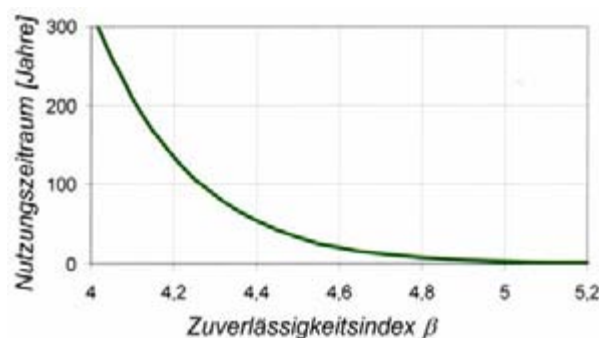


Bild 3-10: Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex β in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Modellunsicherheit $v(M_R)$ der Nachweisgleichung

3.6 Zusammenfassung

Im Brückenbau sind nicht schubbewehrte Bauteile in Form von Fahrbahn- und Kragplatten vorhanden. Die Ermüdung dieser Flächenbauteile wurde bislang nur unzureichend experimentell untersucht. Daher kann der auf dieser Grundlage bestimmte Modellfaktor des Widerstandsmodells Ermüdung unter Querkraftversagen nur unter Einschränkung für probabilistische Untersuchungen verwendet werden.

In den probabilistischen Untersuchungen wurde die Auswirkung des Variationskoeffizienten für die Unsicherheiten des Widerstandsmodells $v(M_R)$ abgeschätzt. In weiteren Analysen wurde der Modellfaktor mit $v(M_R) = 0,20$ berücksichtigt. Dieser Wert entspricht ungefähr der in den normativen Nachweisgleichungen für Querkraft unter monotoner Belastung angesetzten Modellstreuung. Mit den berechneten Zuverlässigkeitsindizes wurde ein Bezug zum Nutzungszeitraum geschaffen. Die Einschätzung des Nutzungszeitraumes ist stark von den eingehenden Variablen abhängig.

Eine realitätsnahe Einschätzung der Nutzungsdauer für die Ermüdung unter Querkraftbeanspruchung von nicht schubbewehrten dynamisch beanspruchten Fahrbahn- und Kragplatten ist nur bei genauer Kenntnis der Streuungen des betrachteten Widerstandsmodells möglich. Ohne entsprechende weitere experimentelle Untersuchungen sind diese nicht zu bestimmen.

4 Verbund

4.1 Einführung

Die Trag- und Verformungseigenschaften von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen werden wesentlich durch das Verbundverhalten zwischen Betonstahl bzw. Spannstahl und Beton bestimmt, vgl. Bild 4-1. Zahlreiche Veröffentlichungen thematisieren diesen Bereich. So werden z. B. die Versagensmodelle im Verbund mit Verweis auf weitere Quellen in [Ma-01] erläutert.

Über das Verbundverhalten unter statischer Beanspruchung hinaus werden zunehmend auch die bei zyklischer Beanspruchung bestehenden Verbundphänomene erforscht. Wesentliche Erkenntnisse wurden u. a. im DFG-Schwerpunktprogramm „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen“ [DFG-00] gesammelt. Im Rahmen des laufenden SFB 398 wird maßgeblich im bereits abgeschlossenen Teilprojekt B2 „Schädigungsorientierte Simulationsstrategien für Stahl-Beton-Verbund-Komponenten“ und im laufenden Teilprojekt C2 „Stahlbetonbauteile bei langzeitigen Veränderungen der für das Tragverhalten relevanten Eigenschaften und ihrer Streuungen“ auf Verbundfragen unter dynamischer Beanspruchung eingegangen.

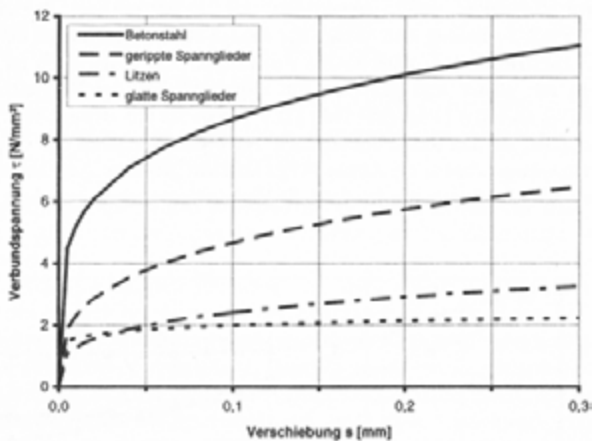


Bild 4-1: Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung nach [Rudlof-97]

In [Ifma-04a] wurde festgelegt, dass im Rahmen des gegenständlichen Forschungsprojektes ein Überblick über vorhandene Verbundmodelle unter Ermüdungsbeanspruchung gegeben werden soll. Daher wird nachstehend der Stand der Forschung dokumentiert.

4.2 Stand der Forschung

[König et al.-00] stellen ein neues Verbundmodell vor. Das Verhalten des druckbeanspruchten Beton wird durch nicht-lineare Gesetze beschrieben, die aus speziellen Versuchen abgeleitet werden. Für zugbeanspruchten Beton wird ein linear-elastisches Verhalten bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit und nach dem Auftreten von Rissen ein bilineares Öffnungsgesetz angenommen, vgl. Bild 4-2.

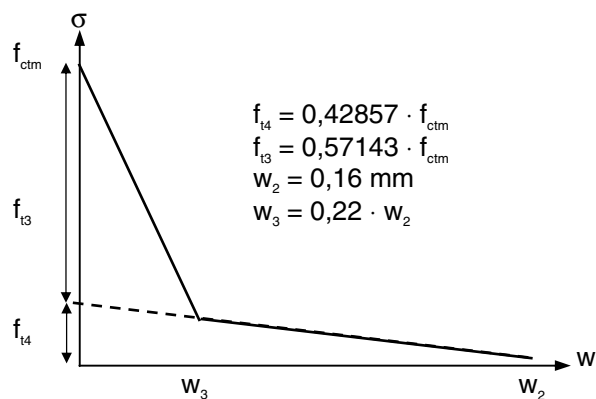


Bild 4-2: Prinzipieller Verlauf der bilinearen Spannungs-Verschiebungs-Beziehung des Betons nach [König et al.-00]

Dieses Modell gilt für die Versagensarten „Herausziehen“ und „Spalten des Betons“ und ist nach [DFG-00] auf Betonrippenstahl unter nicht ruhenden und Dauerlasten übertragbar. Als Ergebnis wird festgehalten, dass bei heutigem Betonstahl bei gewöhnlicher Betondeckung insbesondere die Stabdurchmesser größer als 16 mm oft zur Längsrisbildung im Gebrauchszustand führen.

[Koch/Balász-00] behandeln den Einfluss unterschiedlicher Betriebsbedingungen auf das Verbundspannungs-Verschiebungs-Verhalten und die Verbundfestigkeit von Betonstählen und haben 676 Versuche durchgeführt. Außer den statischen Ausziehversuchen wurden ca. 100 Versuche unter Dauerlast mit verschiedenen Lasthorizonten, ca. 160 Versuche unter Schwelllast mit verschiedenen Oberlasten und Amplitudenverteilungen, kombinierter Dauer- bzw. Schwellbeanspruchung mit konstanter Oberlast sowie ca. 160 Versuche unter Wechsellast mit symmetrischen und unsymmetrischen Amplituden sowie verschiedenen Amplitudenverteilungen gefahren.

Während einer Dauer- und Schwellbeanspruchung mit konstanter Oberlast τ nehmen die Verschiebungen etwa proportional $\ln(t/t_{b,max})$ zum Logarithmus der Standzeit bzw. der Zahl der Lastwechsel zu, vgl. Bild 4-6. Ausziehen wurde während einer Standzeit von 1000 h nur bei hohen Dauerlasten ($\tau_b/\tau_{bu} > 0,8$)

bzw. während 10^6 Lastwechseln nur bei hohen Oberlasten ($\tau_{b,max} / \tau_{bu} > 0,6$) beobachtet.

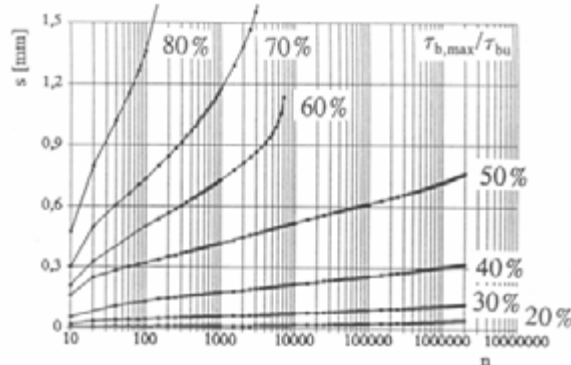


Bild 4-3: Ergebnis der Schwellversuche: Schlupf-Schwingspielzahl-Kurven aus [Koch/Balász-00]

Sofern kein Versagen während der Dauer- oder Schwellbelastung auftrat, stimmten die in einem anschließenden Ausziehversuch gemessenen Verbundfestigkeiten und zugehörigen Verschiebungen gut mit den für statische Ausziehversuche geltenden Werten überein. Wechselbeanspruchungen wirken sich bei gleicher Oberlast wesentlich ungünstiger auf das Verbundverhalten aus als Schwelllasten, vgl. Bild 4-4.

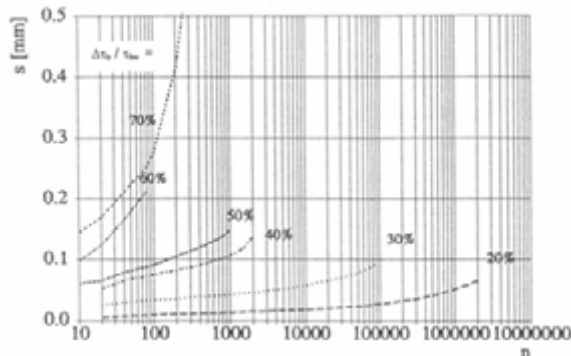


Bild 4-4: Ergebnis der Wechselversuche: Schlupf-Schwingspielzahl-Kurven aus [Koch/Balász-00]

Aus den gesammelten Versuchsdaten soll in einem fortführenden Forschungsvorhaben eine Verbundtheorie abgeleitet werden, mit der das Verhalten des Verbundes unter beliebiger Betriebsbeanspruchung beschrieben werden kann.

[Sippel/Eligehausen-00] stellen ein Rechenmodell auf, mit dem die Rissbreiten und Durchbiegungen von Stahlbetonbauteilen unter Dauer- und Schwellbeanspruchung berechnet werden können. Dabei werden die Materialgesetze für den Beton z. B. nach Bild 4-5 aus der Literatur entnommen, diejenigen für den Verbund hingegen werden aus den Versuchsergebnissen von [Koch/Balász-00] abgeleitet, vgl. auch Angaben in [LAP-00].

Durch Berücksichtigung der Abnahme der Betonzugfestigkeit mit zunehmender Belastungsdauer

bzw. Lastwechselzahl wird das vorhandene Modell der Rissbildung derart erweitert, dass auch Momenten-Krümmungs-Beziehungen für beliebige Zeitpunkte aufgestellt werden können. Das Rechenmodell wird an zahlreichen in der Literatur beschriebenen Versuchen konsolidiert.

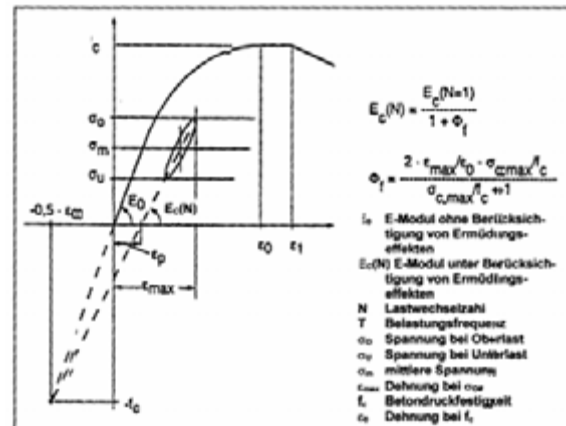


Bild 4-5: Vereinfachte Regel zur Abnahme des E-Moduls von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung nach Park aus [Roik-00]

Durch Parameterstudien wird belegt, dass die Zunahme der Durchbiegungen bzw. Rissbreiten unter Betriebsbelastung bei geringen Bewehrungsgraden hauptsächlich durch die Abnahme der Betonzugfestigkeit und das Kriechen des Verbundes und bei hohen Bewehrungsgraden wesentlich durch das Kriechen des Betons in der Biegedruckzone hervorgerufen wird. Um den Einfluss einer Betriebsbelastung auf die Durchbiegungen und Rissbreiten in der Praxis rechnerisch zu erfassen, wird vorgeschlagen, die im Model Code 1990 [CEB203-91] angegebene vereinfachte Beziehung zur Berücksichtigung der Betonmitwirkung nach Bild 4-6 auf 50% des für $t = 0$ geltenden Wertes anzusetzen.

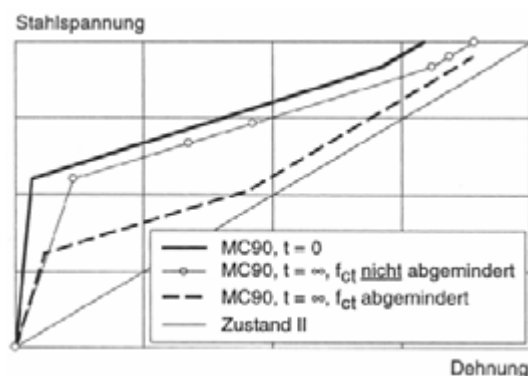


Bild 4-6: Vereinfachte Beziehung zur Berücksichtigung der Betonmitwirkung in der Stahlkennlinie aus [Sippel/Eligehausen-00]

Das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter Betriebsbedingun-

gen wird experimentell in [Hegger et al.-00a] untersucht, vgl. Bild 4-7.

Dafür wurden 46 Ausziehversuche unter Dauerlast und 38 Versuche unter Schwelllast mit Einzellitzen durchgeführt, wobei auch der Einfluss einer Vorschädigung des Verbundes mit untersucht wurde. Die Untersuchungen belegen, dass das Verbundverhalten von Litzenspanngliedern durch Dauer- oder Schwelllasten ungünstiger beeinflusst wird als dies bei Spanngliedern aus Rippenstahl der Fall ist, vgl. auch Bild 4-1.

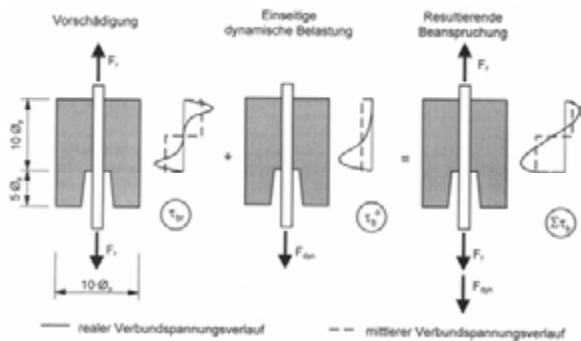


Bild 4-7: Verbundbeanspruchung der dynamischen Pull-Out-Körper im Versuch aus [Hegger et al.-00a]

Obwohl mit einem modifizierten Produktansatz verbesserte Verbundkennwerte bestimmt werden, erscheint nach [Hegger et al.-00a] die Berücksichtigung des Einfluss von Betriebsbelastungen mittels des Verbundbeiwertes ξ nach [1045-01], Gl. (130) ausreichend.

[Hegger et al.-00b] thematisiert die Spannungsumlagerungen im Gebrauchszustand von Bauteilen mit einer gemischten Bewehrung aus Spanngliedern im nachträglichen Verbund und geripptem Betonstahl. Dafür werden 30 zentrische Zugversuche an unterschiedlichen Prüfkörpern mit gemischter Bewehrung durchgeführt. Die Versuchsergebnisse belegen, dass die Betonstahl- und Spannstahlspannungen erheblich von den Rechenwerten bei Annahme gleichen Verbundes abweichen können. Dabei ergeben sich die geringsten Abweichungen bei Spanngliedern aus Rippenstahl und die größten Abweichungen bei Spanngliedern aus glattem Stabstahl. Bei Prüfkörpern mit großem Flächenverhältnis A/A_s , die repräsentativ für voll bzw. beschränkt vorgespannte Bauteile sind, zeigten sich ausgeprägtere Spannungsumlagerungen als bei Prüfkörpern mit kleineren Verhältniswerten. Unabhängig von diesem Flächenverhältnis und von der Spanngliedart traten die größten Spannungsumlagerungen im Zustand der Erstrissbildung auf. Entgegen der in [Hegger et al.-00a] vertretenen Ansicht stimmen die in den Bemessungsnormen angegebenen Verbundbeiwerte $\xi < 1$ zur Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbund-

verhaltens nach [Hegger et al.-00b] nicht ausreichend genau mit den Versuchsergebnissen überein.

Die drei unterschiedlichen Wirkungsmechanismen der Verbundkraftübertragung werden mit Bild 4-8 veranschaulicht.

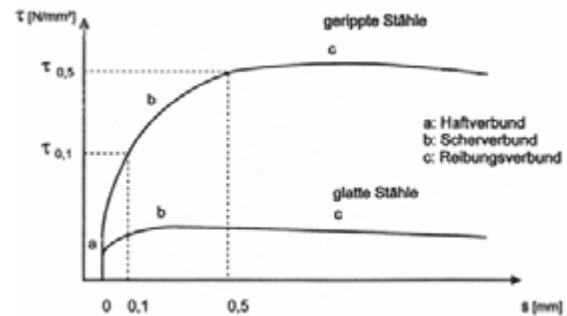


Bild 4-8: Unterscheidung der verschiedenen Wirkungsmechanismen der Verbundkraftübertragung aus [Trost et al.-80]

[Specht-95] beschreibt den dargestellten Versagensvorgang des Verbundes: In der ersten Phase der Rissentstehung wird die Verzahnung der gerippten Stahloberfläche nach Überwindung des ursprünglich vorhandenen Haftverbundes für die Verbundwirkung maßgebend. Mit steigender Beanspruchung treten ausgehend von den Bewehrungsrippen umlaufende Sekundärrisse im Beton auf, vgl. Bild 4-9.

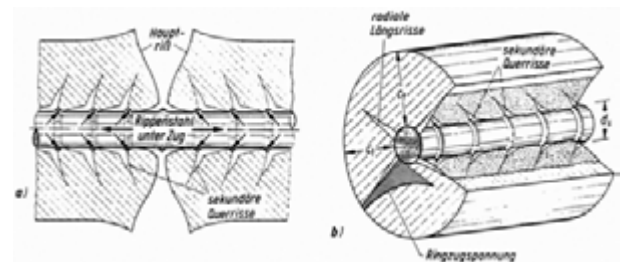


Bild 4-9: Sekundär-, Haupt- und Längsrisse an einem Stahlbetonstab unter zentrischem Zug aus [Müller et al.-83]

Mit weiterer Erhöhung der Verbundspannungen treten in der zweiten Phase des stabilen Risswachstums Hauptrisse auf. Diese sind quer zur Stabachse angeordnet und setzen sich bis an die Oberfläche fort. Durch Ringzugspannungen in der Umgebung der Bewehrung entstehen radial verlaufende Längsrisse im Inneren des Betonprismas. Die dritte Phase des instabilen Risswachstums ist gekennzeichnet durch anwachsende Zugkräfte in der Bewehrung, die zum sog. Scherverbund, dem Abscheren der Betonkonsolen vor den Bewehrungsrippen, führen. In Bild 4-8 wird der markante Unterschied zwischen glatten und gerippten Stählen deutlich. Die Kräfte zwischen Bewehrung und Beton können nur noch durch gleitende Reibung

(Reibverbund) zwischen dem Betongleitkanal und dem abgescherten Betonkonsolen übertragen werden. Im Falle größerer Tragfähigkeit der Betonkonsolen kann der Versagensfall durch das Absprengen der Betonüberdeckung nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit eintreten.

Das Verbundverhalten unter zügiger statischer und dynamischer Belastung ist ähnlich. Die Verbundwirkung zwischen Beton und Bewehrung wird nach [Specht-95] auch unter dynamischer Beanspruchung durch die nachstehenden Parameter bestimmt:

- Betonierrichtung
- Oberfläche der Bewehrung (glatt, profiliert)
- Betongüte
- Umschnürungsbewehrung (Betonüberdeckung, Querdehnung)
- Belastungsgeschwindigkeit
- Zyklische Beanspruchung
- Prüfkörperform (Ausziehkörper, Dehnkörper, Biegebalken)

Die möglichen Verbundkräfte zwischen Bewehrung und Beton werden durch die *Oberfläche* der Bewehrung sowie deren Durchmesser und die *Betongüte* bestimmt. Durch eine *Umschnürungsbewehrung* wird ein dreiaxialer Spannungszustand aufgebaut, der die Entstehung radialer Längsrisse behindert. Daher sind die Verbundkräfte umso größer, je kräftiger diese Umschnürungsbewehrung ausgeführt wird.

Der Einfluss der *Belastungsgeschwindigkeit* auf die Verbundfestigkeit kann nach [Hjorth-76] auf das Betonmaterialverhalten zurückgeführt werden. Da mit wachsender Belastungsgeschwindigkeit höhere Festigkeiten der beanspruchten Betonkonsolen erreicht werden, liegt auch eine Zunahme der Verbundfestigkeit vor. Zudem ist die erreichbare Spannung geringer, je länger ein Belastungsniveau besteht.

Ein Einfluss *zyklischer Beanspruchungen* auf die Verbundfestigkeit im Schwellbereich ist nach [Rehm-61] nicht vorhanden. Das Verbundverhalten entspricht dem bei zügiger, einsinniger Belastung. Das Verbundverhalten bei einer Wechselbeanspruchung wird in [Müller et al.-83] und [Specht-95] erläutert.

Die Ermüdung des Verbundes wurde in [Rehm/Eligehausen-77] über Ausziehversuche bei sinusförmiger Schwellbelastung mit verschiedenen Einbettungslängen und Unterspannungen dokumentiert. In Bild 4-10 wird eine Wöhlerlinie für eine Unterspannung von 10% der Verbundfestigkeit

dargestellt. Die Funktion der Ausgleichsgeraden wird mit Gl. (4.1) angegeben. Der Verbundbruch lässt sich nach [Rehm/Eligehausen-77] auf das Versagen der Betonzugfestigkeit zurückführen.

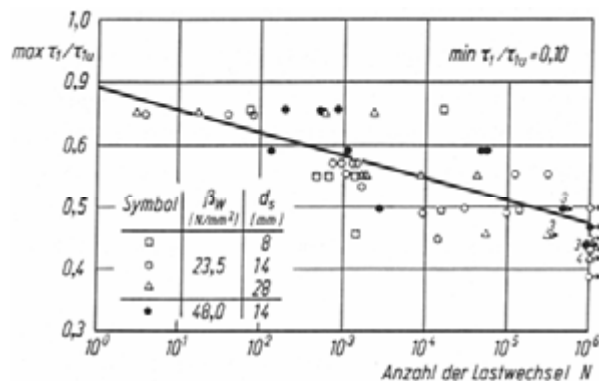


Bild 4-10: Wöhlerlinie der Verbundspannung aus [Rehm/Eligehausen-77]

$$\frac{\Delta \tau_1}{\tau_{1u}} = \frac{\max \tau_1 - \min \tau_1}{\tau_{1u}} \quad (4.1)$$

$$= 0,79 - 0,037 \cdot \log N$$

Die Verteilung der Stabkräfte entlang der Verbundlänge eines Ausziehkörpers wird in Bild 4-11 für verschiedene Lastspielzahlen angegeben. Anhand dieser Darstellung ist ersichtlich, dass sich die maximale Verbundspannung vom belasteten Stabende hin zum verankerten Stabende verlagert.

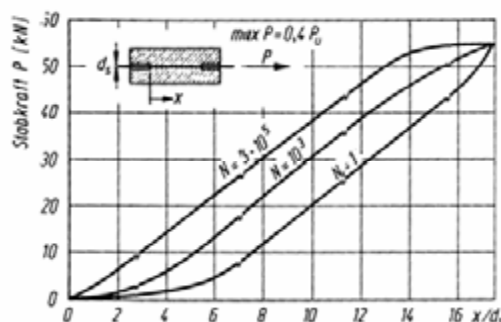


Bild 4-11: Verteilung der Stabkräfte entlang der Verbundlänge eines Ausziehkörpers aus [Specht-95]

Die Ursache hierfür liegt zum einen im Kriechen des Betons unter Schwellbelastung und zum anderen in der teilweisen Zerstörung der Betonkonsolen. An den Stellen hoher Verbundspannung unter schwellender oder wechselnder Beanspruchung wird nach [Specht-95] mit zunehmender Lastspielzahl eine Zermürbung der Kontaktflächen zwischen Rippe und Beton eintreten. Der Bewehrungsstab kann gleiten, wodurch benachbarte Bauteilbereiche mit zunächst geringerer Verbundbeanspruchung höher belastet werden. Diese Aussagen werden durch Reibstellen, die an ausgebauten Betonstählen sichtbar waren, bestätigt.

Nach [Rudlof-97] können unter dynamischer oder wechselseitiger Beanspruchung ähnliche Veränderungen im Verbundverhalten beobachtet werden wie durch statische Dauerbeanspruchung. Nach einer Anfangsverschiebung tritt bei dynamischer Beanspruchung eine nahezu lineare Verschiebungszunahme auf. In [CEB203-91] wird daher analog zu statischen Dauerlasten eine Kriechzahl für dynamische Beanspruchungen nach Gl. (4.2) definiert, mit deren Hilfe sich über Gl. (4.3) die Verschiebung $s_s(N)$ nach N Lastwechseln berechnen lässt.

$$\varphi_v(N) = (1 + N)^{0,107} - 1 \quad (4.2)$$

$$s_s(N) = s_s(N=1) \cdot (1 + \varphi_v(N)) \quad (4.3)$$

Durch die gleichartige Formulierung der Verschiebungszunahme und der Kriechzahl wie für statische Dauerlasten lassen sich auch für dynamische Beanspruchungen isochrone Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen angeben, vgl. Bild 4-12.

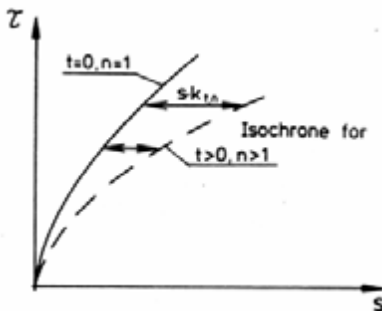


Bild 4-12: Auswirkung von Kriechen und Lastwechseln auf das Verbundspannungs-Schlupf-Verhalten aus [CEB203-91]

Neben der Verschiebungszunahme durch dynamische Beanspruchungen treten bei wiederholten Belastungen deutliche Verbundhysterese-Effekte auf. Das von [Tue-92] entwickelte Modell für die Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen beschreibt sowohl die Be- und Entlastung als auch eine anschließende Wiederbelastung, vgl. Bild 4-13.



Bild 4-13: Hysterese-Verhalten des Verbundes von Betonstählen nach [Tue-92] aus [Rudlof-97]

Bei beginnender Entlastung ist auch eine deutliche Verminderung der Verbundspannungen bereits bei einer geringfügigen Verschiebungsabnahme zu beobachten. Dieses starre Verhalten der Rückverformung ist auf die innere Rissbildung und die Ausbildung der Mörtelkonsolen im Bereich der Stahlrippen zurückzuführen. Für die vollständige Rückverformung bis zum Verschiebungswert Null ist sogar die Umkehr der Verbundkraft in den negativen Bereich erforderlich.

4.3 Zusammenfassung

Für den Verbund unter Ermüdungsbeanspruchung kann allgemein festgestellt werden, dass

- die Verbundfestigkeiten und zugehörigen Verschiebungen gut mit den Werten aus statischen Ausziehversuchen übereinstimmen,
- das Verbundverhalten unter dynamischer oder wechselseitiger Beanspruchung ähnlich wie unter statischen Dauerlasten ist,
- im Schwellbereich kein Einfluss zyklischer Beanspruchungen auf die Verbundfestigkeit vorhanden ist,
- Wechselbeanspruchung bei gleicher Oberlast ungünstiger als Schwellbeanspruchung ist,
- sich die maximale Verbundspannung vom belasteten Stabende hin zum verankerten Stabende verlagert und
- der Bewehrungsstab gleitet, wodurch sich die Verbundspannungen auf benachbarte Bauteilbereiche umlagern.

In der Berechnung können

- eine abgeminderte Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt werden,
- Verbundhysterese-Effekte numerisch erfasst werden,
- existierende Wöhlerlinien für Verbundspannungen genutzt werden und
- eine Kriechzahl für dynamische Beanspruchungen definiert werden.

Bei Spanngliedern ist zu berücksichtigen, dass

- das Verbundverhalten von Litzenspanngliedern ungünstiger als von Spanngliedern aus Rippenstahl ist.

5 Fahrbahnübergänge

Die Fahrbahnübergänge sind als direkt beanspruchte Bauteilkomponenten dem an Umfang und Intensität zunehmenden Schwerlastverkehr direkt ausgesetzt. Durch die als Impuls wirkende Beanspruchung der Achslasten sind große Verschleißerscheinungen vorhanden. Hierüber sind bspw. in [VSS-94] einige Angaben enthalten.

Nach [TL/TP-FÜ-92] sollten Fahrbahnübergänge eine Nutzungsdauer von mindestens 40 Jahren aufweisen. Diese Nutzungsdauer hängt von der Ermüdung metallischer Werkstoffe, dem Verschleiß der Materialien sowie den Alterungs- und Kriechprozessen der vorhandenen Kunststoffteile ab, vgl. [Zilch/Buba-02]. Der rechnerische Nachweis für Ermüdung metallischer Werkstoffe wird dabei unter Berücksichtigung von $2 \cdot 10^7$ Lastwechseln nach [DS804-97] geführt.

Ursprünglich sollten für derzeit gängige Fahrbahnübergangskonstruktionen die Bereiche mit erhöhten Beanspruchungen durch Finite-Elemente-Berechnungen lokalisiert und die unter derzeitigem Verkehrsaufkommen und für zukünftige Verkehrslasten auftretenden Schwingbreiten berechnet werden. Durch Vergleich von bereits geschädigten und auszuwechselnden Übergangskonstruktionen mit den Berechnungsergebnissen sollten die gewählten FE-Modelle und die daraus abzuleitenden Schädigungszustände kalibriert werden. Mit Bezug auf die rechnerischen Schädigungen sollte eine Abschätzung der Lebensdauer noch nicht auszuwechselnder Fahrbahnübergänge auch für höhere Verkehrsbeanspruchungen möglich werden.

Dieses Forschungsthema wurde jedoch vom Auftraggeber während der laufenden Bearbeitung zurückgestellt, vgl. [Ifma-06a].

6 Beurteilungskriterien

6.1 Einleitung

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden Beurteilungskriterien entwickelt, auf deren Grundlage Bauwerksschäden, die unter dynamischer Beanspruchung und der zu erwartenden Verkehrslasterhöhungen durch neue regelmäßig verkehrende Schwerverkehrfahrzeuge entstehen, frühzeitig festgestellt und behoben werden können.

Die rechnerische Ermüdungsfestigkeit wird u. a. durch unplanmäßige Einwirkungen sowie Schädigungen des Betons, des Betonstahls und des Spannstahls (z. B. durch höhere Spannkraftverluste) reduziert.

6.2 Kriterien

In der Literatur werden bereits Beurteilungskriterien für Brückenbauwerke genannt. So sind nach [Ladner-94]

für Beton:

- großflächige Abweichung von der planmäßigen Festigkeit des Betons;
- übermäßige Karbonatisierung (verringerte Zugfestigkeit in diesen Bereichen);
- örtliche Fehlstellen wie Kiesnester, Abplatzungen, Hohlstellen, Risse;
- geringe Betondeckung

und für Spannglieder:

- Abweichung der tatsächlichen von der planmäßigen Vorspannung durch fehlerhaften Einbau und erhöhte Spannkraftverluste sowie
- Querschnittsverringering infolge Korrosion

zu beachten.

In [LAP-00] wird ein Punktesystem erstellt, welches die Einflüsse unterschiedlicher Stützweitenverhältnisse von Fahrbahnplatten, des Überbualters und des Bewehrungsgehaltes, der Chloridbelastung und des vorhandenen Schädigungsgrades berücksichtigt.

Im vorliegenden Projekt wurden verschiedene repräsentative Querschnittstypen untersucht. Im Rahmen der Bearbeitung haben sich schwerpunktmäßig die nachstehenden Kriterien als maßgebend für die Beurteilung eines Brückenüberbaus auf Ermüdungsgefährdung herausgestellt:

- Bauwerkstyp und Querschnittsgeometrie,
- Herstellungsverfahren,

- Temperaturansatz (instationär, Positionierung des Bauwerks) und die
- Sensibilität gegenüber Zwangseinwirkungen (Stützweiten- und Steifigkeitsverhältnis).

Diese Kriterien werden im folgenden erläutert und zusammengefasst.

6.2.1 Bauwerkstyp und Querschnittsgeometrie

Als Bauwerkstypen werden

- eine Kastenträgerbrücke (11 Felder),
- zwei Plattenbalkenbrücken (7 und 4 Felder) und
- eine schiefwinklige Plattenbrücke (3 Felder)

behandelt. Einfeldrige Tragsysteme werden nur dann relevant, wenn keine zwängungsfreie Lagerung vorhanden ist.

Überschreitungen der Ausnutzungsgrade in der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung treten in Brückenlängsrichtung in erster Linie im Feldbereich der quervorgespannten Plattenbalkenbrücke auf. Auffällig sind zudem die Druckspannungskonzentrationen im Lagerbereich. In diesen Bereichen treten nichtlineare Spannungsverläufe auf. Dies kann dazu führen, dass die Ermüdungsnachweise bei Ansatz der einaxialen Betondruckfestigkeit nicht eingehalten werden. Aufgrund der Überschreitungen der Ausnutzungsgrade für den Stahl sollte bei Plattenbalkenquerschnitten noch zwischen breiten- und höhenbetonten Querschnitten unterschieden werden, da die Lage der Spannungsnulllinie einen entscheidenden Einfluss auf die Spannungsschwingbreiten im gerissenen Zustand hat.

Neben dem Bauwerkstyp ist es von entscheidender Bedeutung, wie das Tragsystem in Querrichtung beschaffen ist. Hierbei wird unterschieden zwischen den einseitig eingespannten Kragplatten und den beidseitig elastisch eingespannten Fahrbahnplatten.

Die Fahrbahnplatten reagieren empfindlich gegenüber Ermüdungsbeanspruchungen, wenn sie

- nicht vorgespannt und/oder
- dünner als 200 mm

sind. Bei den befahrenen Kragplatten wachsen die Spannungsschwingbreiten bei größerem Anteil des Fahrstreifens auf dem Kragarm. In dem vorliegenden Bericht werden zwar nur vorhandene Tragwerke betrachtet und daher keine Parametervariation der befahrenen Kragplattenbreite durchgeführt, aber die in [LAP-00] und [Zilch/Buba-02] durchgeführten Parameterstudien, bei denen die

Kragplatten- sowie Fahrbahnplattenspannweiten und damit auch die befahrene Fläche bei Ansatz einer Kappe nach Richtzeichnung parametrisiert wurden, bestätigen diesen Ansatz.

Dabei ist jedoch hervorzuheben, dass die im vorliegenden Bericht ermittelten Beanspruchungen am Gesamtsystem stark von denen an herausgeschnittenen und mit Randbedingungen (beidseitig voll eingespannt und unverschieblich) versehenen Teilsystemen abweichen. Dadurch lassen sich die in [Zilch/Buba-02] getroffenen Schlussfolgerungen für Fahrbahnplatten erklären und relativieren. Am Fahrbahnplattenanschnitt ist das Grundmoment M_0 aus ständigen Beanspruchungen und Zwangsschnittgrößen am Gesamtsystem aufgrund der elastischen Einspannung geringer als am parametrisierten Teilsystem.

6.2.2 Herstellungsverfahren

Die Beanspruchungen im Überbau werden durch das Bauverfahren bzw. die Herstellungsart beeinflusst. So treten beispielsweise Zwangsspannungen durch unterschiedliche Zeitpunkte der Betonerhärtung auf. Daher sind bei abschnittsweise hergestellten Überbauten, wie sie bei den meisten mehrfeldrigen Brückentragwerken vorkommen, besonders die Übergänge zwischen den Taktabschnitten zu beachten. In diesem Zusammenhang sind bei längeren Tragwerken die Kopplungsstellen der Spannglieder maßgebend für die Ermüdungsuntersuchungen.

In diesen Bereichen verringern die Spannungsspitzen in Abhängigkeit der Geometrie der eingebauten Kopplungen (Kerbwirkung) die Ermüdungsfestigkeit des Tragwerkes.

6.2.3 Temperaturansatz

Nach [Iványi/Buschmeyer-03] besteht eine deutliche Abhängigkeit des linearen Temperaturgradienten ΔT von der Intensität der Globalstrahlung in Verbindung mit geringen Windgeschwindigkeiten und der von der Sonne beschienenen Fläche sowie der Masse des Querschnitts. Daher ergeben sich für verschiedene Brückenquerschnitte unterschiedliche Temperaturdifferenzen, die mit ihren charakteristischen Werten z. T. erheblich über denen älterer Untersuchungen [Zichner-82], [König/Zichner-84] oder auch neuerer Berechnungen [Specht/Fouad-99] liegen. Diese Erkenntnisse sind teilweise in die normativen Festlegungen [FB101-03] eingegangen.

Bei zwangsensiblen Tragwerken sollte zudem die Positionierung des Bauwerks, d. h. der Standort und die Ausrichtung, nicht vernachlässigt werden, da z. B. durch einseitige Sonneneinstrahlung instationäre Temperatureinflüsse wirksam sind.

6.2.4 Sensibilität gegenüber Zwangseinwirkungen

Tragwerke mit kurzen Stützweiten oder stark ungleichmäßigen Stützweitenverhältnissen und massigen Baukörpern weisen i. d. R. nur geringe Tragwerksverformungen auf. Dementsprechend sensibel reagieren sie auf ungewollte Tragwerksverformungen infolge Stützensenkung oder Temperatur mit großen Zwangsschnittgrößen. Diese wiederum führen zu einem erhöhten Grundmoment M_0 , wodurch bereits bei geringen Momentendifferenzen infolge Verkehr große Spannungsschwingbreiten im gerissenen Zustand zu erwarten sind, vgl. Bild 1-7.

6.2.5 Vorspannung

In den Nachweisen werden die Auswirkungen unter Berücksichtigung des 0,9-fachen [FB102-03] bzw. 0,72-fachen [ARS/11-03] Anteils der statisch bestimmten Vorspannwirkung vergleichend gegenübergestellt. Dabei zeigte sich, dass der Ansatz der Vorspannung bedeutende Auswirkungen auf den Ermüdungsnachweis hat. Dieser Sachverhalt sollte in den Beurteilungskriterien erwähnt werden, vgl. [Ifma-06a].

6.2.6 Schlaglochversagen

Im Rahmen des Forschungsauftrages wurde auch auf „Schlaglochversagen“ als eine mögliche Form des Durchstanzens unter Radlast eingegangen. Die Relevanz dieses Bearbeitungspunktes soll entspr. [Ifma-06a] noch intern bei der BAST geklärt werden.

Ablaufschema zur Beurteilung

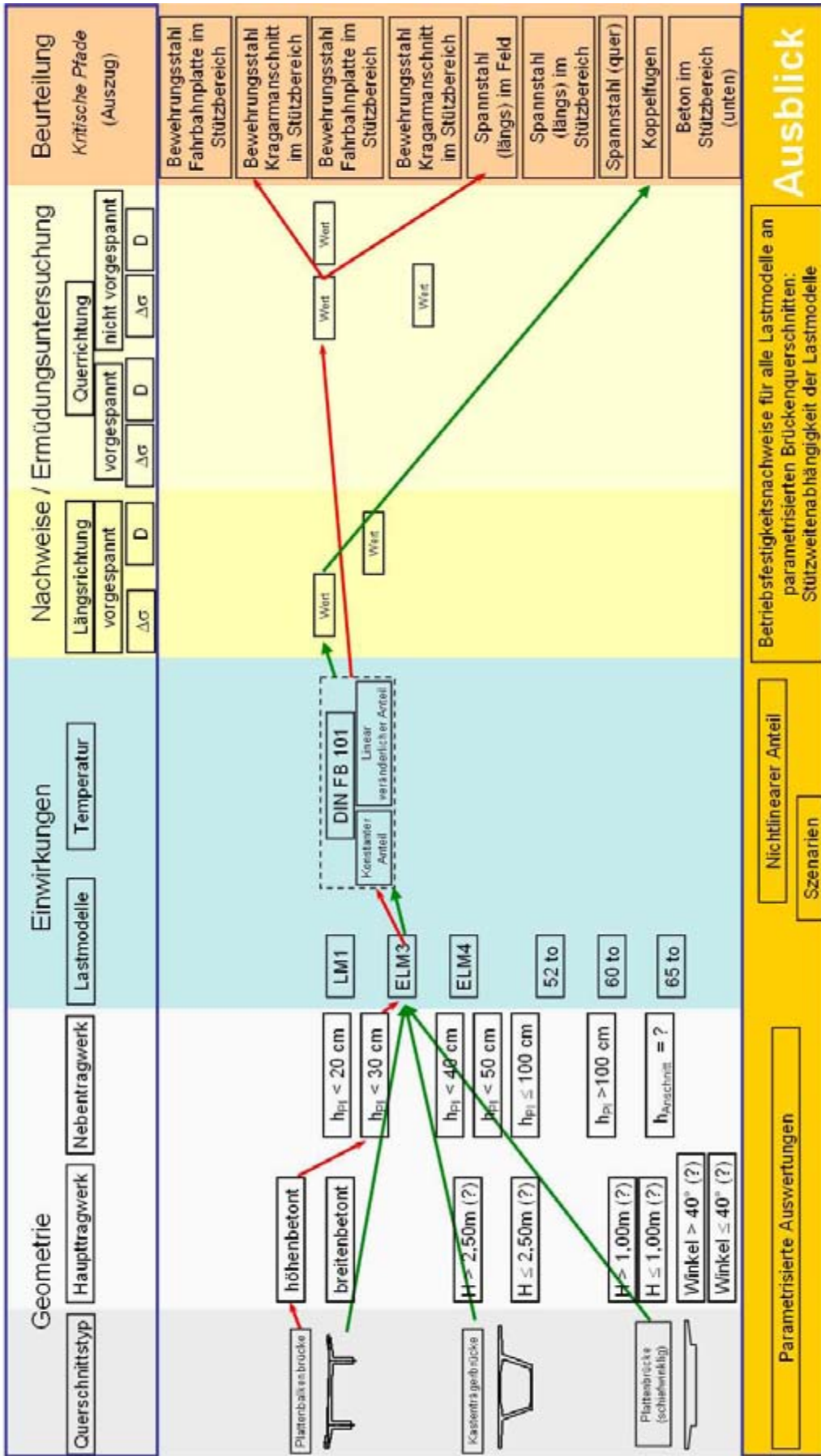


Bild 6-1: Konzeptionelle Entwicklung einer Beurteilungsschemas am Beispiel möglicher „kritischer Pfade“

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden die Krag- und Fahrbahnplatten von vier ausgeführten repräsentativen Brückenbauwerken mit unterschiedlicher Querschnittsgeometrie untersucht. Diese wurden durch die in [FB101-03] geregelten Einwirkungen beansprucht, d. h. dem Konstruktionseigengewicht, Ausbaulasten, Vorspannung, Temperatur, Stützensetzung, LM1 und ELM3. Ergänzend wurden das ELM4 nach [EC1/3-96] und weitere vom Auftraggeber zur Verfügung gestellte Fahrzeugmodelle untersucht. Durch die räumliche Modellierung der Brückenquerschnitte mit Schalen- oder Volumenelementen wurden mit linear-elastischen Finite-Elemente-Berechnungen die Spannungen in den maßgebenden Querschnittsbereichen für jede Einwirkung separat ermittelt. Die Bewehrungen wurden dabei zu Bewehrungsgruppen im Querschnitt zusammengefasst. Für die Ermüdungsnachweise der Bewehrung und des Betons wurden die maßgebenden Einwirkungskombinationen sowie die zugehörigen Schnittgrößen bestimmt. In einer Nebenrechnung wurde ermittelt, ob der Querschnitt unter dieser Einwirkungskombination im ungerissenen Zustand verbleibt. Anderenfalls wurden die Spannungen für den gerissenen Zustand neu berechnet. Mit diesen Spannungswerten wurden die Ermüdungsnachweise nach [FB102-03] geführt und durch einen zuvor definierten Ausnutzungsgrad graphisch veranschaulicht. Für die kritischen Bereiche in Längsrichtung der quervorgespannten Plattenbalkenbrücke wurde der Ermüdungsnachweis zudem für das ELM4 unter Berücksichtigung einer linearen Schädigungsakkumulation geführt.

Zusammenfassend wurde festgestellt, dass die Biegebewehrung in Brückenquerrichtung in den quervorgespannten Fahrbahnplatten einen Ausnutzungsgrad unter 10% aufweist und damit nicht ermüdungsgefährdet ist. Bei der nicht in Querrichtung vorgespannten Fahrbahnplatte des Plattenbalkenquerschnitts liegt der Ausnutzungsgrad sowohl am Kragarmanschnitt mit 80% im Feldbereich bzw. bis 100% im Stützbereich als auch im Feldbe-

reich in der Fahrbahnplattenmitte mit 90% nahe am Grenzwert. Aufgrund des gerissenen Querschnitts bei nicht vorgespannten Fahrbahnplatten treten demnach deutlich höhere Spannungsschwingbreiten auf. Zwang- und Biegespannungen infolge Temperatur können sich bei dem untersuchten Kastenträger- und zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt durch die Querschnittsverformungen abbauen, so dass diese bei den vorgespannten Fahrbahnplatten entgegen [Zilch/Buba-02] nicht zu einem erhöhten Gefährdungspotential im Grenzzustand der Ermüdung führen.

Bei diesen Untersuchungen wurde deutlich, dass insbesondere die Höhe des Bemessungswertes der statisch bestimmten Vorspannwirkung von entscheidender Bedeutung für das Gesamtergebnis ist.

Ergänzend zu den Ermüdungsuntersuchungen wurden die Auswirkungen unterschiedlicher Fahrzeugmodelle untersucht. Diese unterscheiden sich vor allem im Gesamtgewicht aber auch in der Modelllänge. Die Ergebnisse aus den Finite-Elemente-Berechnungen wurden gegenübergestellt. Dabei zeigte sich, dass die Auswirkungen der unterschiedlichen Fahrzeugmodelle von einer Vielzahl an Parametern abhängen. Besonders deutlich ist das Verhältnis von Modelllänge und Stützweite auf die Ergebnisse im Feldbereich. Im Stützbereich hingegen beeinflusst das Fahrzeuggesamtgewicht maßgebend die Höhe der Beanspruchungen.

Bei der Betrachtung von Einzelbauteilen, wie z.B. der Fahrbahnplatte bleibt die Frage offen, in wie weit die Spannungsschwingspiele zwischen den Achskollektiven in die Ermüdungswirksamkeit des einzelnen Fahrzeugs eingerechnet werden muss.

Die Darstellungen der Ergebnisse zeigen auf, dass eine Berücksichtigung der neuen Lastmodelle in Betracht gezogen werden muss. Lediglich beim LM65 ist zu klären, inwieweit dieses Lastmodell realistischen Verkehrslasten entspricht, oder als Sonderfahrzeug eingestuft werden sollte.

In den Berechnungen wurde auch auf die besonders gefährdeten Bereiche der Spanngliedkopplungen eingegangen. Dabei stellten sich unterschiedliche ermüdungsrelevante Bereiche bei den betrachteten Brückenquerschnitten heraus. Das tatsächliche Verhalten in den Koppelfugen, lässt sich auf Grundlage der Balkenbiegelehre nicht erfassen. Hierzu ist die vorhandene, nichtlineare Spannungsverteilung zu berücksichtigen. Für die gängigsten Spanngliedkopplungen und Spannver-

fahren wurden die wesentlichen Parameter tabellarisch zusammengestellt.

Im dritten Abschnitt wurde auf die Querkraftbeanspruchung von Fahrbahnplatten eingegangen. Für die nicht-querkraftbewehrte Fahrbahnplatte der Plattenbrücke wurden die Ermüdungsuntersuchungen deterministisch und probabilistisch durchgeführt. Die deterministische Behandlung nach [FB 102-03] verdeutlichte, dass die Fahrbahnplattenbeanspruchung i. d. R. gering ist und die Kragplattenbeanspruchung stark von der Fahrstreifenanordnung auf dem Kragarm abhängt.

In der probabilistischen Berechnung wurde ein Modellfaktor für das Widerstandsmodell „Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung unter Ermüdungsbeanspruchung“ ermittelt. Zudem wurden die Versagenswahrscheinlichkeiten für das nicht-querkraftbewehrte Bauteil in Abhängigkeit von unterschiedlichen Modellunsicherheiten bestimmt.

Im vierten Abschnitt wurde der derzeitige Kenntnisstand über den Verbund von Betonstahl und Spannstahl unter Ermüdungsbeanspruchungen zusammen getragen.

7.2 Ausblick

Im Rahmen der laufenden Bearbeitung wurden viele inhaltliche Fragen in den Gesprächen bei der BAST geklärt, einige wesentliche Punkte aber auch zurückgestellt. Diese bieten Ansätze für weitere Forschungsaktivitäten.

In erster Linie hat sich herausgestellt, dass über die diversen Brückenquerschnitte keine einheitlichen, verbindlichen Beurteilungskriterien in Form eines zu [LAP-00] analogen Punktesystems entwickelt werden können. Daher erscheint es zweckmäßig, für übliche Plattenbalkenquerschnitte, die einen Großteil der bundesdeutschen Brückenbestandes repräsentieren, parametrisierte Auswertungen am räumlichen Gesamtsystem durchzuführen. Hierbei sollte unbedingt zwischen höhenbetonten und breitenbetonten Querschnitten unterschieden werden. Der vorliegende Bericht zeigt, dass es mit räumlichen Modellen möglich ist, die Beanspruchungen und das tatsächliche Tragverhalten des Überbaus real zu erfassen. Dagegen führen Analysen an vereinfachten Strukturmodellen oder Teilsystemen zu abweichenden Ergebnissen.

Zudem sollte die Temperatur differenzierter behandelt werden. Im vorliegenden Bericht wurde der Temperaturansatz nach [FB102-03] berücksichtigt. Dieser besteht aus einem konstanten Anteil und einem linearen Temperaturgradienten und vernachlässigt die bestehenden Nichtlinearitäten.

In diesem Zusammenhang sind auch aus Spannungsgliedverankerungen und -kopplungen herrührende Eigenspannungen zu sehen, die sich insbesondere im Bereich der Bauabschnittsränder und Kopplungsstellen negativ auf die vorhandene Ermüdungsfestigkeit auswirken.

8 Literatur

- [0494ZB1-05]
Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen, Zwischenbericht 1 vom 15.2.2005, BAST-FE-Nr. 15.389/2003/HRB, 2005.
- [0494ZB2-05]
Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen, Zwischenbericht 2 vom 31.5.2005, BAST-FE-Nr. 15.389/2003/HRB, 2005.
- [0494ZB3-05]
Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen, Zwischenbericht 3 vom 16.12.2005, BAST-FE-Nr. 15.389/2003/HRB, 2005.
- [0494ZB4-06]
Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen, Zwischenbericht 4 vom 28.07.2006, BAST-FE-Nr. 15.389/2003/HRB, 2006.
- [1045/1-01]
DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Juli 2001.
- [1045/2-01]
DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Juli 2001.
- [1045/3-01]
DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 3: Bauausführung. Juli 2001.
- [1045/4-01]
DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen. Juli 2001.
- [1055/100-01]
DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. März 2001.
- [1055/3-71]
DIN 1055-3: Lastannahmen für Bauten; Verkehrslasten. Juni 1971.
- [1055/7-00]
DIN 1055-7: Temperatureinwirkungen. Entwurf 2000.
- [1072-85]
DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen, Dezember 1985
- [1337/3-05]
DIN EN 1337: Lager im Bauwesen, Teil 3: Elastomerlager, Juli 2005.
- [1990-02]
prEN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung, Entwurf Juni 2002.
- [1991/1-94]
ENV 1991 (Eurocode 1): Grundlagen von Entwurf, Berechnung und Bemessung sowie Einwirkungen auf Tragwerke.
Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung (engl. Originalfassung). CEN, Juni 1994.
- [1991/3-96]
ENV 1991 (Eurocode 1): Grundlagen von Entwurf, Berechnung und Bemessung sowie Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken, 08/1996.
- [4141/140-91]
DIN 4141: Lager im Bauwesen, Teil 140: Bewehrte Elastomerlager; Baustoffe, Anforderungen, Prüfungen und Überwachung, September 1985.
- [4141/140A1-03]
DIN 4141: Lager im Bauwesen, Teil 140: Bewehrte Elastomerlager; Baustoffe, Anforderungen, Prüfungen und Überwachung, Änderung A1, Mai 2003.
- [4141/14-85]
DIN 4141: Lager im Bauwesen, Teil 14: Bewehrte Elastomerlager; Bauliche Durchbildung und Bemessung, September 1985.
- [4141/14A1-03]
DIN 4141: Lager im Bauwesen, Teil 14: Bewehrte Elastomerlager; Bauliche Durchbildung und Bemessung, Änderung A1, Mai 2003.
- [4227/1-88]
DIN 4227: Spannbeton
Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Juli 1988.
- [50100-78]
DIN 50100: Dauerschwingversuch, Februar 1978.
- [ARS/11-03]
Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 11/2003; Sachgebiet 05.42: Brücken- und Ingenieurbau; Bauarten. Betreff: Technische Baubestimmungen – DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“, Ausgabe März 2003. Bonn, 2003.

- [ARS/13-04]
Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 13/2004; Sachgebiet 05.20: Brücken- und Ingenieurbau; Grundlagen. Betreff: Erlaubnisverfahren für Schwerlasttransporte –Nachrechnen von Brücken. Bonn, 2004.
- [BASt-98]
Bundesanstalt für Straßenwesen: Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten, 1998.
- [BASt-04]
Bundesanstalt für Straßenwesen: Leitfaden objektbezogene Schadensanalyse, 2004.
- [Bazant/Kazemi-91]
Bazant Z. P., Kazemi M. T.: Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups, ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 3, S. 268-276, 1991.
- [BK/2-56]
Betonkalender 1956 Teil 2 : Verlag Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin 1956.
- [BK/2-65]
Betonkalender 1965 Teil 2 : Verlag Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin 1965.
- [BK/1-70]
Betonkalender 1970 Teil 1 : Verlag Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin 1970.
- [BK/2-70]
Betonkalender 1970 Teil 2 : Verlag Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin 1970.
- [BK/2-77]
Betonkalender 1977 Teil 2 : Verlag Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin 1977.
- [BK/2-78]
Betonkalender 1978 Teil 2 : Verlag Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin 1978.
- [BK/2-79]
Betonkalender 1979 Teil 2 : Verlag Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin 1979.
- [BK/1-04]
Betonkalender 2004 Teil 1 : Brücken, Ernst&Sohn Verlag, Berlin 2004.
- [BMV-76]
Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Temperaturunterschied infolge Witterungseinfluss und Beheizung von massiven Brücken, und Vergleichende Untersuchung von Verkehrsregellasten für Straßenbrücken und Ableitung eines verbesserten Lastbildes, Heft 212, Bonn – Bad Godesberg 1976.
- [BMV-95]
Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Hintergrundbericht zum Eurocode 1 Teil 3.2: Verkehrslasten auf Straßenbrücken, Heft 711, Bonn – Bad Godesberg 1995.
- [BMV-96]
Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Bestimmung von Kombinationsbeiwerten und -regeln für Einwirkungen auf Brücken, Heft 715, Bonn – Bad Godesberg 1996.
- [BMV-01]
Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Kombinationsregeln für Ermüdung – Untersuchung der Grundlagen für Betriebsfestigkeitsnachweise bei Spannbetonbrücken. Heft 824, Bonn – Bad Godesberg 2001.
vgl. [Zilch et al.-99]
- [Brühwiler et al.-94]
Brühwiler E., Kunz P., Hajdin, R.: Fatigue safety of existing bridges in jeopardy? 4th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Halifax, Canada, S. 1209-1218, 1994.
- [Buba-02]
Buba, R.: Zur stochastischen Zuverlässigkeit bestehender Spannbetonbrücken gegen Ermüdung, TU München, Dissertation.
- [Buba-04]
Buba, R.: Zur stochastischen Zuverlässigkeit bestehender Spannbetonbrücken gegen Ermüdung.
Dissertation TU München, 2004.
- [Buchartowski-04a]
Buchartowski, F.: Untersuchung einer ermüdungsbeanspruchten Hohlkastenbrücke unter Anwendung eines FEM-Programms. Studienarbeit, Institut für Massivbau, Universität Hannover, 2004.
- [Buchartowski-04b]
Buchartowski, F.: Numerische Untersuchungen zur Ermittlung der Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer von Brückenbauwerken. Diplomarbeit, Institut für Massivbau, Universität Hannover, 2004.
- [CEB188-88]
Fatigue of concrete structures, Comité Euro-International du Béton, CEB-Bulletin d'information 188, 1988.
- [CEB203-91]
Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin d'information No. 203, 1991.

- [Chang/Kesler-58]
Chang T. S., Kesler C. E.: Fatigue behavior of reinforced concrete beams, ACI Journal, USA, S. 245-254, 1958.
- [Cordes-86]
Cordes, H. Dauerhaftigkeit von Spanngliedern unter zyklischen Beanspruchungen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 370
- [Cordes-87]
Cordes, H.: Das Grenzflächenverhalten von Spanngliedern und seine Auswirkungen für den Verbundbaustoff vorgespannter Stahlbeton – Reibung, Verbund und Ermüdung von Spanngliedern. Habilitation, RWTH Aachen, 1988.
- [Danielewicz-94]
Danielewicz, I.: Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Straßenbrücken, TH Darmstadt, Dissertation 1994.
- [Darmstadt-96]
Universität Darmstadt: Hintergrundbericht zu Ermüdungsnachweisen des Eurocodes 2 – Teil 2 für Stahlbeton- und Spannbetonstraßenbrücken, 1996.
- [DFG-00]
Eligehausen, R.; Kordina, K.; Schießl, P. (Hrsg.): Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen. Forschungsbericht, DFG, Sp 247/8-1, 2000.
- [DS804-97]
Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke – Bekanntgabe B5. Januar 1997.
- [DWB-74]
Dyckerhoff & Widmann - Bündelspannglied. Zulassung I/11-1.13.1-9 vom 25.09.1974, Institut für Bautechnik.
- [DWE-74]
Dyckerhoff & Widmann - Einzelspannglied. Zulassung I/11-1.13.1-19 vom 01.01.1974, Institut für Bautechnik.
- [DWE-75]
Dyckerhoff & Widmann - Einzelspannglied. 1.Ergänzung zur Zulassung I/11-1.13.1-19.3 vom 25.08.1975, Institut für Bautechnik.
- [DWE-76]
Dyckerhoff & Widmann - Einzelspannglied. 2.Ergänzung zur Zulassung I/11-1.13.1-19.4 vom 20.04.1976, Institut für Bautechnik.
- [DWE-78]
Dyckerhoff & Widmann - Einzelspannglied. Zulassung Z-13.1-19 vom 31.05.1978, Institut für Bautechnik.
- [Dyduch et al.-94]
Dyduch, K. ; Szerszen, M. ; Destrebecq, J.-F.: Experimental investigation of the fatigue of plain concrete under high compressive loading (Experimentelle Untersuchung zur Ermüdung von unbewehrtem Beton unter hoher Druckbeanspruchung). Materials and structures, Nr. 27, S 505-509, 1994.
- [EC2/1-92]
DIN V ENV 1992 (Eurocode 2): Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Juni 1992.
- [EC2/2-97]
DIN V ENV 1992 (Eurocode 2): Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 2: Betonbrücken. Oktober 1997.
- [Eggert et al.-74]
Eggert, H.; Grote, J.; Kauschke, W.: Lager im Bauwesen, Band 1: Entwurf, Berechnung, Vorschriften, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1974.
- [Eggert et al.-96]
Eggert, H.; Kauschke, W.: Lager im Bauwesen, 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1996.
- [Eligehausen et al.-00]
Eligehausen, R.; Kordina, K.; Schießl, P.: Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen. Forschungsbericht der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG), 2000.
- [Empelmann-95]
Empelmann, M.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen. Dissertation, RWTH Aachen, 1995.
- [ERRI-99]
Ermüdung von Eisenbahnbrücken aus Beton – Stand der Forschung. ERRI D 216/RP 1, September 1999.
- [ERRI-01]
Ermüdung von Eisenbahnbrücken aus Beton – Modellversuche. ERRI D 216/RP 2, Januar 2001.
- [ERRI-02]
Ermüdung von Eisenbahnbrücken aus Beton – Schlussbericht. ERRI D 216/RP 3, Januar 2002.
- [Eskola-96]
Eskola, L.: Zur Ermüdung teilweise vorgespannter Betontragwerke. IBK Bericht Nr. 223. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich. Birkhäuser Verlag Basel - Boston - Berlin. Ausgabe September 1996.

- [Falkner-69]
Falkner, H.: Zur Frage der Rissbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 208, Berlin 1969.
- [FB101-03]
DIN-Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“. 2003.
- [FB102-03]
DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“. 2003.
- [Fouad-97]
Fouad, N. A.: Rechnerische Simulation der klimatisch bedingten Temperaturbeanspruchungen von Bauwerken, TU Berlin, Dissertation, 1997.
- [Frenzel-91]
Frenzel, B.: Beitrag zur Kombination der Einwirkungen aus Verkehr und Temperatur an Spannbetonbrücken, Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, Dissertation 1991.
- [Frey/Thürlimann- 83]
Frey R., Thürlimann B.: Ermüdungsversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung, Birkhäuser Verlag, Institut für Baustatik und Konstruktion, Bericht 7801-1, Basel, Schweiz.
- [Gerhardt-84]
Gerhardt, H.-C.: Zur Betriebsfestigkeit im Stahlbeton- und Spannbetonbau, TH Darmstadt, Dissertation 1984.
- [Goebel-96]
Goebel, W.: Temperaturmessungen bei der Verbreiterung der Rodenkirchener Brücke, in: Berichte der BAST, Heft B12, Bergisch Gladbach 1996.
- [Graubner et al.-06]
Graubner, C.-A.; Duda, H.; Spengler, M.: Monitoring im Brückenau – Messverfahren und deren praktische Anwendung. S. 185-201, in: Sicherheitsgewinn durch Monitoring?, Tagungsband Darmstädter Massivbau Seminar 2006.
- [Großmann et al.-97]
Großmann, F.; Budnik, J.; Maaß, A.: Temperaturbeanspruchung in Beton und Betonersatz beim Einbau von Abdichtungen, in: Berichte der BAST, Heft B15, Bergisch Gladbach 1997.
- [Großmann-96]
Großmann, F.: Lastannahmen für den Brückenbau gemäß Eurocode 1, Der Prüflingenieur, Oktober 1996, S. 24 - 33.
- [Grünberg-04]
Grünberg, J.: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau. Erläuterungen zu DIN 1055-100. DIN Praxis-Bauwesen, Beuth, 2004.
- [Guckenberger et al.-85]
Guckenberger, K.; Kupfer, H.; Daschner, F.: Versuche zur Ermüdungsbeanspruchung der Schubbewehrung von Stahlbetonträgern. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 359, Berlin, 1985.
- [Günther-01]
Günther, H. P.: Ermüdungsverhalten von Stahlträgern mit schlanken Stegblechen im Brückenbau, Universität Stuttgart, Dissertation 2001.
- [Günther-89]
Günther, G.: Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton unter monotoner, steigender, schwellender und langandauernder Belastung. Dissertation, GH Kassel, 1989.
- [H-76]
Hochtief. Zulassung Z-13.1-29 vom 13.12.1976, Institut für Bautechnik.
- [Hansen-02]
Hansen, M.: Kapitel 11 „Ermüdung“ in Grünberg (Hrsg.): Stahlbeton- und Spannbetontragwerke nach DIN 1045 Teile 1 bis 3 (Juli 2001) – Erläuterungen und Anwendungen. Berlin, Springer, 2002.
- [Hansen-04]
Hansen, M.: Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauteilen. Dissertation 2003, Universität Hannover. Berichte des Instituts für Massivbau Nr. 2. Fraunhofer IRB-Verlag, 2004.
- [Hegger et al.-00a]
Hegger, J.; Will, N.; Cordes, H.: Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter Betriebsbedingungen. In [DFG-00], 2000.
- [Hegger et al.-00b]
Hegger, J.; Cordes, H.; Rudloff, M.: Spannungsumlagerungen in gemischt bewehrten Querschnitten. In [DFG-00], 2000.
- [Hegger/Will-02]
Hegger, J.; Will, N.: Spannbetonbauteile mit nachträglichem Verbund aus hochfestem Beton. Untersuchungen zu den Auswirkungen des unterschiedlichen Verbundverhaltens von gemischter Bewehrung aus Betonstahl und Spannglied. 2002.

- [Hjorth-76]
Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig, 1976.
- [Hohberg-04]
Hohberg, R.: Zum Ermüdungsverhalten von Beton, TU Berlin, Dissertation 2004.
- [Holst-00]
Holst, K. H.: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton, Eurocode-Ergänzungsband, 4. Auflage, Ernst&Sohn Verlag, Berlin 2000.
- [Homborg/Ropers-65]
Homborg, H.; Ropers, W.: Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke, Band 1: Kragplatten, beidseitig eingespannte Platten, dreifeldplatten verschiedener Stützweiten, Springer-Verlag, Berlin, 1965.
- [Ifma-04a]
Protokoll der Besprechung am 27.10.2004 bei der BASt in Bergisch-Gladbach. Institut für Massivbau der Universität Hannover, 2004.
- [Ifma-04b]
Sachstandsbericht zur Besprechung am 27.10.2004 bei der BASt in Bergisch-Gladbach. Institut für Massivbau der Universität Hannover, 2004.
- [Ifma-06a]
Protokoll der Besprechung am 21.02.2006 bei der BASt in Bergisch-Gladbach. Institut für Massivbau der Universität Hannover, 2006.
- [Ifma-06b]
Anlagenband zum Schlussbericht. Bericht Nr. 0494-A des Institut für Massivbau der Universität Hannover, 2006. Unveröffentlicht.
- [Imhof et al.-01]
Imhof, D.; Bailey, S.; Hirt, M. A.: Lastmodell (40t-Verkehr) zur Beurteilung zweispuriger Straßenbrücken mit Gegenverkehr, ICOM-Construction Métallique, EPF-Lausanne, 2001.
- [INCA-02]
INCA2 - Interactive Nonlinear Cross-Section Analysis Biaxial. Version 2.02.12, TU Hamburg-Harburg, 2002.
- [Iványi/Buschmeyer-01]
Iványi, G.; Buschmeyer, W.: Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen älterer Spannbetonbrücken, Teil 1: Beurteilung des Erhaltungszustandes, Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität Essen, 2001.
- [Iványi/Buschmeyer-03]
Iványi, G.; Buschmeyer, W.: Zur Temperaturbeanspruchung von bestehenden Betonbrücken-Überbauten, aus: Brandschutz und mehr, Schriftenreihe des IBMB, Heft 173, Braunschweig 2003.
- [Jacquemoud-81]
Jacquemoud, J.: Analyse du comportement a la fatigue des pontes-routes, Thèse No 389(1980), EPFL, Lausanne 1981.
- [Johansson-04]
Johansson, U.: Fatigue tests and analysis of reinforced concrete bridge deck models. Licentate thesis, Stockholm, 2004.
- [Kani-67]
Kani, G. N. J.: How safe are our large reinforced concrete beams?, ACI-Journal, März 1967.
- [Klaus-03]
Klaus, M.: Längskraftabtragung bei Eisenbahnbrücken unter Temperatureinwirkung, Universität Hannover, Dissertation, 2003.
- [Knabenschuh-93]
Knabenschuh, H.: Temperaturunterschiede an Betonbrücken, in Berichte der BASt, Heft B3, Bergisch Gladbach 1993.
- [Koch/Balász-00]
Koch, R.; Balázs, G. J.: Verbund unter nicht ruhender Beanspruchung. In [DFG-00], 2000.
- [König et al.-03]
König, G.; Maurer, R.; Tue, N. V.; Kliver, J.; Bornmann, M.: Leitfaden zum DIN Fachbericht 102 – Betonbrücken, Ausgabe März 2003. Ernst&Sohn 2003.
- [König et al.-00]
König, G.; Tue, N. V.; Kurz, W.: Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundverhaltens zwischen Stahl und B. In [DFG-00], 2000.
- [König et al.-86]
König, G.; Maurer, R.; Zichner, T.: Spannbeton – Bewährung im Brückenbau. Analyse von Bauwerksdaten, Schäden und Erhaltungskosten. Frankfurt, 1986.
- [König/Danielewicz.-95]
König, G.; Danielewicz, I.: Wöhlerlinien für einbetonierte Spanngliedkopplungen. Dauerschwingversuche an Spanngliedkopplungen des Bündelspanngliedes BBRV-Suspa II. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfSt) Heft 452, Berlin, 1995.

- [König/Danielewicz-94]
König, G.; Danielewicz, I.: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 1990. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 439, Berlin 1994.
- [König/Gerhardt-86]
König, G.; Gerhardt, H.-C.: Beurteilung der Betriebsfestigkeit von Spannbetonbrücken im Koppelfugenbereich unter besonderer Berücksichtigung einer möglichen Rissbildung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 370, Berlin 1986.
- [König/Griegold-84]
König, G.; Griegold, J.: Zur Bemessung von Koppelfugen bei Massivbrücken. Beton- und Stahlbetonbau, Vol.79, 1984.
- [König/Sturm-95]
König, G.; Sturm, R.: Wöhlerlinien für einbetonierte Spanngliedkopplungen. Dauer-schwingversuche an Spanngliedkopplungen des Litzenspannverfahren D & W. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfSt) Heft 452, Berlin, 1995.
- [König/Zichner-84]
König, G.; Zichner, T.: Temperaturunterschied infolge Witterungseinfluß bei Deckbrücken in Massivbauweise. Bautechnik 61 (1984), 145-152, 211-214.
- [Kordina et al.-81]
Kordina, K.; Iványi, G.; Günther, J.: Dauer-schwingversuche an Koppelankern unter praxisähnlichen Bedingungen (Koppelfuge Zustand II), Technische Universität Braunschweig. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 326, 1981.
- [Kordina/Weber-85]
Kordina, K.; Weber, V.: Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund in Abhängigkeit von Größe und Dauer der Schwellbeanspruchung. Abschlussbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1985.
- [LAB-74]
Leonhardt-Andrä-Baur: Zulassung I/11-1.13.1-16 vom 29.11.1974, Institut für Bautechnik.
- [Ladner-94]
Ladner, M.: Systematische Auswertung von Schäden an Brücken. Forschungsauftrag 21/87 vom Bundesamt für Straßenbau Schweiz an der EMPA Dübendorf, 1994.
- [LAP-98]
Leonhardt, Andrä und Partner GmbH: 44t-Fahrzeugkombinationen auf Brücken. Forschungsbericht FE-Nr. 15.287/1997/FR, Bericht zum Teil A. Bundesanstalt für Straßenwesen, 1998.
- [LAP-00]
Leonhardt, Andrä und Partner GmbH: 44t-Fahrzeugkombinationen auf Brücken. Forschungsbericht FE-Nr. 15.287/1997/FR, Bericht zum Teil B. Bundesanstalt für Straßenwesen, 2000.
- [Lindschulte-05a]
Lindschulte, N.: Untersuchung einer ermüdungsbeanspruchten Plattenbalkenbrücke unter Anwendung des FEM-Programms ANSYS, Studienarbeit, Institut für Massivbau, Universität Hannover, 2005.
- [Lindschulte-05b]
Lindschulte, N.: Numerische Untersuchung zur Ermittlung der Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Nutzungsdauer einer Plattenbalkenbrücke, Diplomarbeit, Institut für Massivbau, Universität Hannover, 2005.
- [Ma-01]
Ma, J.: Modellbildung zur Berechnung der Rissbreite und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Berücksichtigung der „Strain-Softening“-Wirkung. Dissertation, Universität Hannover, 2001.
- [Maeda et al.-80]
Maeda Y., Matsui S., Shimada I., Kato H.: Deterioration and Repairing of Reinforced Concrete Slabs of Highway Bridges in Japan. –Actual Circumstances and Causes of Cracking, Technology Reports of the Osaka University, Vol. 30, No. 1546, S. 279-290, Osaka University, Japan.
- [Mangering-86]
Mangering, I.: Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl- und Stahlverbundbrücken, Ruhr-Universität Bochum, Dissertation 1986.
- [Markworth et al.-84]
Markworth, E.; Mildner, K.; Streiber A.: Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unter dynamischer Belastung, Die Strasse, 24. Jahrgang, No. 6, S. 175-180, 1984.
- [Matsui et al.-86]
Matsui, S.; Okamura, H.; Sonoda, K., Okada K.: Concepts for deterioration of highway bridge decks and fatigue studies, International Symposium on Fundamental Theory of Reinforced and Prestressed Concrete, September 18-20, NIT, Nanjing, China, S. 831-838, 1986.

- [Mayer-03]
Mayer, U.: Zum Einfluss der Oberflächen-gestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbau-teilen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton-bau, Heft 537, Berlin, 2003.
- [Meinke-06]
Meinke, T.: Numerische Untersuchungen und Nachweise im Grenzzustand der Ermüdung an einer Plattenbrücke. Diplomarbeit, Institut für Massivbau, Universität Hannover, 2006.
- [Müller et al-83]
Müller, F. P.; Keitzel, E.; Charlier, H.: Dy-namische Probleme im Stahlbetonbau, Teil 1. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 342, Berlin, 1983.
- [Novak/Gabler-03]
Novak, B.; Gabler, M.: Leitfaden zum DIN Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken, Ausgabe März 2003. Ernst&Sohn 2003.
- [Penka-04]
Penka, E.: Beurteilung der Ermüdungssi-cherheit von Koppelfugenquerschnitten be-stehender Spannbetonbrücken durch Lang-zeitmessungen. Dissertation TU München, 2004.
- [Perdikaris/Beim-86]
Perdikaris, P.C.; Beim S.: RC bridge decks under pulsating and moving load, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, pp. 591-607, 1986.
- [Pöting-03]
Pöting, St.: Lebensdauerabschätzung im High Cycle Fatigue-Bereich. 2003.
- [Puche-85]
Puche, M.: Absicherung eines Verkehrs-lastmodells durch Messungen von Spann-stahldehnungen an der Brohltalbrücke, FE 15.137 R 84 G, TH Darmstadt 1985.
- [Rehm/Eligehausen-77]
Rehm, G.; Eligehausen, R.: Einfluss einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbund-verhalten von Rippenstählen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, S. 295-299, 1977.
- [Rehm-61]
Rehm, G.: Über die Grundlagen des Ver-bundes zwischen Stahl und Beton. Deut-scher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, Berlin, 1961.
- [RIB-05]
RIB Bausoftware AG: Programmmodul ZWAX, Schiefe Biegung mit Normalkraft all-gemeiner Stahlbetonquerschnitte. Version 4.6b. Stuttgart, 2005.
- [Roik-00]
Roik, M.: Beitrag zur prognostischen Ermitt-lung des langzeitigen Tragverhaltens von Stahlbetonbauten. SFB 398, Dissertation Ruhr-Universität Bochum, 2000.
- [Rombach/Velasco-05]
Rombach, G. A.; Valesco, R. R.: Schnitt-größen auskragender Fahrbahnplatten in-folge von Radlasten nach DIN-Fachbericht. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 5, 376-389.
- [Rudlof-97]
Rudlof, M.: Zur Spannungsumlagerung zwi-schen Spannstahl und Betonstahl bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund. Dissertation RWTH Aachen, 1997.
- [Rüsch-67]
Rüsch, H.: Berechnungstabeln für schief-winklige Fahrbahnplatten von Straßenbrü-cken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 166. Wilhelm Ernst&Sohn Berlin, 1967.
- [Schläfli/Brühwiler-99]
Schläfli M., Brühwiler E.: Ermüdungsver-suche an Plattenstreifen, MCS EPFL, Lausanne, Schweiz, 1999.
- [Schläfli-99]
Schläfli, M.: Ermüdung von Brücken-fahrbahnplatten aus Stahlbeton, Thèse No 1998(1999), Lausanne, EPFL 1999.
- [Schlaich/Scheef.-82]
Schlaich, J.; Scheef, H.: Betonhohlkastenbrü-cken. IABSE-AIPC-IVBH, Zürich 1982.
- [Schleich/Wegener-68]
Schleich, C.; Wegener, B.: Durchlaufende schiefe Platten. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1968.
- [SFB398]
SFB 398 (Sonderforschungsbereich): Lebensdauerorientierte Entwurfskonzepte unter Schädigungs- und Deteriorations-aspekten. Sprecher: Prof. Dr.-Ing. F. Stan-genberg, Ruhr Universität Bochum.
- [SFB477]
SFB 477 (Sonderforschungsbereich): (Si-cherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerks-überwachung, Teilprojekt B3: Lebensdauer-vorhersage von ermüdungsbeanspruchten Bauwerken durch Monitoring und begleiten-de Versuche. Leiter des Teilprojektes: Prof. Dr.-Ing. U. Peil, TU Braunschweig.
- [SIA Dokumentation D 0133-97]
Ermüdung von Betonbauten, Schweizeri-scher Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1997.

- [SIB-04]
 Programmsystem SIB-Bauwerke, DV-Programm zur Erfassung, Speicherung und Auswertung von Bauwerksdaten, Ausgabe 2004, Ingenieurbüro Wendebaum-Peter-Mosbach (WPM), 66540 Neunkirchen, im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen, Version 1.7, 2004.
- [Sippel/Eligehausen-00]
 Sippel, Th. M.; Eligehausen, R.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung. In [DFG-00], 2000.
- [Sonoda/Horikawa-82]
 Sonoda, K.; Horikawa, T.: Fatigue strength of reinforced concrete slabs under moving loads, IABSE Reports Vol. 37, IABSE Zürich, pp. 455-462, 1982.
- [Soretz/Hölzenbein-80]
 Soretz, St., Hölzenbein, H.: Einfluss der Rippenabmessungen von Bewehrungsstäben auf den Verbund und die Biegetragfähigkeit. TOR-ISTEG Steel Corporation – Luxemburg, Wien, 1980.
- Specht/Fouad-99]
 Specht, M.; Fouad, N. A.: Klimatisch bedingte Temperaturbeanspruchungen von Beton-Kastenträgerbrücken. In: Betonbau in Forschung und Praxis. 265-272, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf 1999.
- [Specht/Scholz-95]
 Specht, M.; Scholz, H.: Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklassen C12 bis C115. DAfStb, Heft 515, Berlin, Köln, Beuth, 2001.
- [Specht-95]
 Specht, M.: Der Einfluss von freien Schwingungen infolge dynamischer Belastung auf die Deterioration eines Bauwerks, Band 1: Bericht. DFG-Schwerpunktprogramm „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen“, Sp 247/8-1. 1995.
- [Speckmann-05]
 Speckmann, S.: Numerische Untersuchungen zur Ermittlung der Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer einer Plattenbrücke, Diplomarbeit, Institut für Massivbau, Universität Hannover, 2005.
- [SUSPA-72]
 SUSPA. Zulassung I/12-1.13.1-847 vom 07.04.1972, Institut für Bautechnik.
- [SUSPA-01]
 SUSPA. Zulassung Z-13.1-14 vom 17.05.2001, Institut für Bautechnik
- [TL/TP-FÜ-92]
 Technische Liefer- und Prüfvorschriften für wasserundurchlässige Fahrbahnübergänge von Straßen und Wegbrücken. Verkehrsblatt-Dokument Nr. B 5241, Verkehrsblatt-Verlag, 1992.
- [Topaloff-64]
 Topaloff, B.: Gummilager für Brücken – Berechnung und Anwendung, Der Bauingenieur 39, Heft 2, 1964.
- [Trost et a.-80]
 Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.: Teilweise Vorspannung – Verbundfestigkeiten von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 310, Berlin, 1980.
- [Tue-92]
 Tue, N.: Zur Spannungsumlagerung im Spanbeton bei der Rissbildung unter statischer und wiederholter Belastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 435, Berlin, 1992.
- [VaP2.0-02]
 Petschacher, M.: Variables Processor, Version 2.0. Petschacher Consulting, Version 1.0.1005.15254, www.petschacher.at, 2002.
- [von der Haar-06]
 von der Haar, S.: Untersuchung einer ermüdungsbeanspruchten Plattenbalkenbrücke. Studienarbeit, Institut für Massivbau, Universität Hannover, 2006.
- [VSS-94]
 Vereinigung schweizerischer Strassenfachleute: Stand der Technik von Fahrbahnübergängen aus Polymerbitumen, Forschungsbericht Nr. 509 (86/93), 1994.
- [Walraven/Lehwalter-90]
 Walraven, J.; Lehwalter, N.: Einfluß des Maßstabs in schubbeanspruchten Bauteilen ohne Schubbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 85, 1990.
- [Weigler/Rings-87]
 Weigler, H.; Rings, K.-H.: Unbewehrter und bewehrter Beton unter Wechselbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 383, Berlin, 1987
- [Wesche-73]
 Wesche, K.: Zum Ermüdungsverhalten von unbewehrtem Beton, Stand der Forschung. Abgedruckt in: Cement and Concrete Research, S. 433-443, 1973
- [Wöhler-1870]
 Wöhler, A.: Über Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl. Zeitschrift für Bauwesen, Vol. 20, S. 73–106, 1870.
- [Zichner-82]
 Zichner, T.: Ermittlung von Lastannahmen für Temperaturdifferenzen $\Delta\delta$ zur Berücksichtigung in DIN 1072 für Massivbrücken, Abschlußbericht F.A. 15.112 R 81 F, 1982.

[Zilch et al.-99]

Zilch, K. ; Hennecke, M.; Buba, R.:
Kombinationsregeln für Ermüdung –
Untersuchung der Grundlagen für
Betriebsfestigkeitsnachweise bei Spannbe-
tonbrücken, Schlussbericht FE
15.290/1997/FRB, TU München, 1999.

[Zilch et al.-01]

Zilch, K.; Hennecke, M.; Buba, R.: Kombina-
tionsregeln für Ermüdung – Untersuchung
der Grundlagen für Betriebsfestigkeitsnach-
weise bei Spannbetonbrücken. For-
schungsbericht, herausgegeben vom Bun-
desministerium für Verkehr, Bau- und Woh-
nungswesen, Abteilung Straßenbau, Stra-
ßenverkehr, Bonn, 2001.

[Zilch/Buba-02]

Zilch, K.; Buba, R.: Grundlagen zu Auswir-
kungen der Zunahme des Schwerverkehrs
auf die Nutzungsdauer von Betonbrücken,
Forschungsbericht FE-Nr. 89.102/2001, TU
München, 2002.

9 Anhang

9.1 Fahrbahnplatten

9.1.1 Kastenträgerbrücke

9.1.1.1 Normalspannungen in Längs- und Quer- richtung

Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge LM 3 (linksbündig) im Stützbereich $x = 96,7\text{m}$

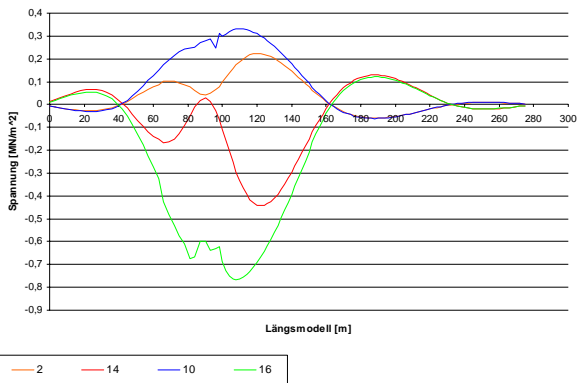


Bild 9-1: Einflusslinien der Normalspannungen σ_x infolge ELM 3 bei linksbündiger Fahrt im Stützbereich $x = 96,7\text{ m}$ für die Hauptträgerstege (Steg links: Linie 2 und 14, Steg rechts: Linie 10 und 16 nach Bild 1-15)

Vergleich der Längsspannungen σ_x der Lastmodelle 3 und 4 (linksbündig) Linie 9 im Stützbereich $x = 96,7\text{m}$

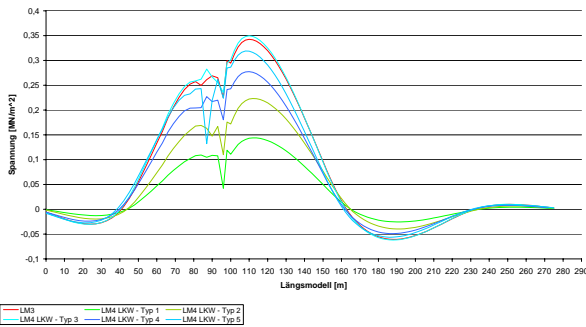


Bild 9-2: Einflusslinien der Normalspannungen σ_x infolge ELM 3 und ELM 4 bei linksbündiger Fahrt im Stützbereich $x = 96,7\text{ m}$ (Linie 9 nach Bild 1-15)

Vergleich der Querspannungen σ_y infolge Lastmodelle 3 (rechtsbündig) im Stützbereich $x = 166,7\text{m}$ (TOP)

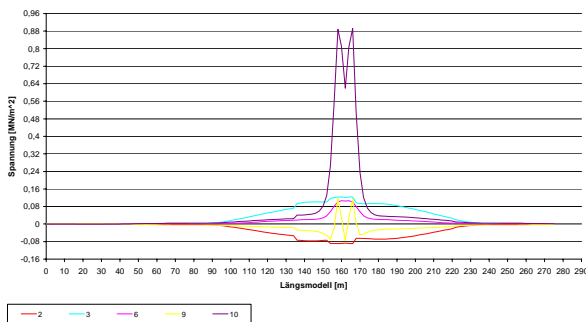


Bild 9-3: Normalspannungseinflusslinien σ_y infolge des ELM 3 bei rechtsbündiger Fahrt an Elementoberkante (TOP) der Fahrbahnplatte im Stützbereich bei $x = 166,7\text{ m}$

Beschreibung der auszuwertenden Querschnittsbereiche des Hohlkastenquerschnitts

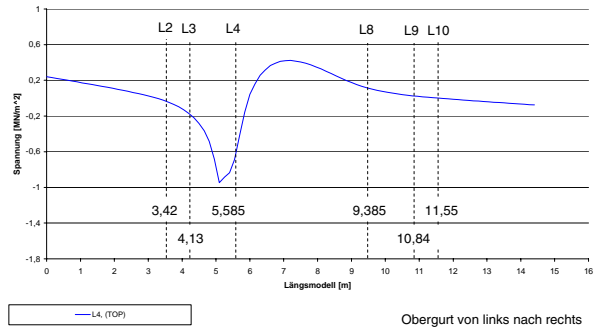


Bild 9-4: Normalspannungseinflusslinien σ_x infolge einer Radlast des ELM 3 bei Einzelradüberfahrt in Querrichtung an Elementoberkante (TOP) der Fahrbahnplatte (TOP) für Punkt 4 bei einem 15 m Einfeldersatzsystem

Vergleich der Querspannungen σ_y infolge der Einzelradquerüberfahrt LM3-Rad (15m Feld) Ersatzfeldmittenbereich bei $x = 7,5\text{m}$ (TOP), Linie 2,3,4,8,9 und 10

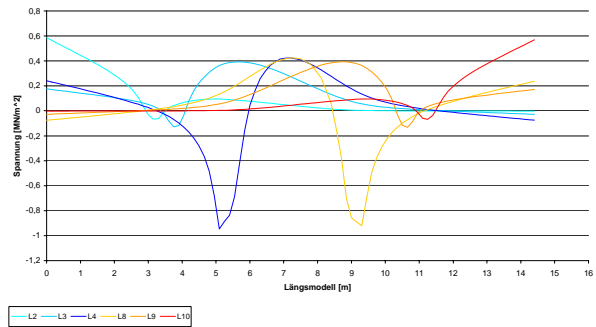


Bild 9-5: Normalspannungseinflusslinien σ_y infolge der Einzelradquerüberfahrt (Radtyp ELM3), am Ersatzfeld $L = 15\text{m}$ bei $x = 7,5\text{m}$ an Elementoberkante (TOP) der Fahrbahnplatte – Linien 2,3,4,8,9 und 10

Vergleich der Querspannungen σ_y infolge der Einzelradquerüberfahrt LM3-Rad (15m Feld) Ersatzfeldmittenbereich bei $x = 7,5\text{m}$ (BOT), Linie 2,3,4,8,9 und 10

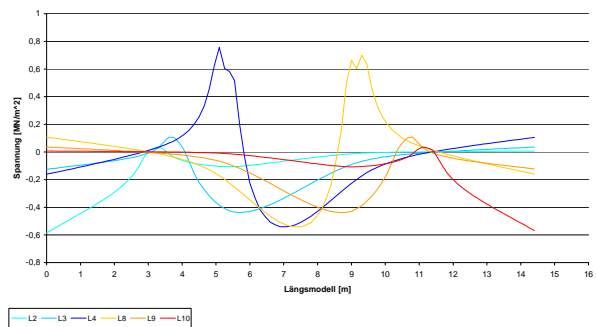


Bild 9-6: Normalspannungseinflusslinien σ_y infolge der Einzelradquerüberfahrt (Radtyp ELM3), am Ersatzfeld $L = 15\text{m}$ bei $x = 7,5\text{m}$ an Elementunterkante (BOT) der Fahrbahnplatte – Linien 2,3,4,8,9 und 10

9.1.1.2 Schubspannungen in Querrichtung (Plattenwirkung)

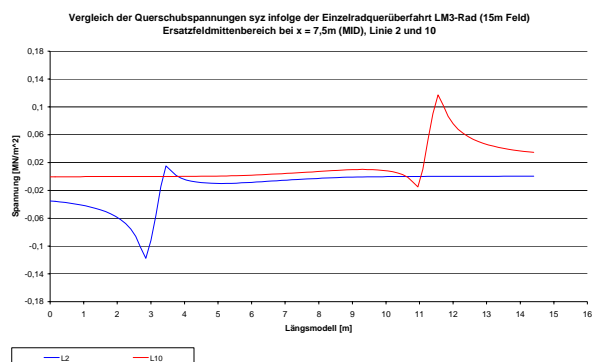


Bild 9-7: Schubspannungseinflusslinien infolge der Einzelradquerüberfahrt (Radtyp ELM3) am Ersatzfeld L=15m bei x = 7,5m – Linien 2 und 10 (MID)

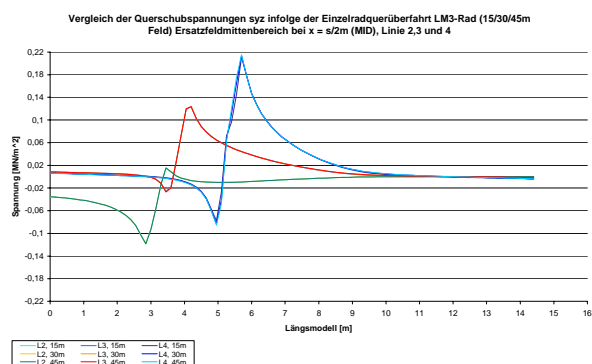


Bild 9-8: Schubspannungseinflusslinien infolge der Einzelradquerüberfahrt (Radtyp ELM3) an den Ersatzfeldern mit L=15 m, 30 m und 45 m bei x=L/2 – Linien 2,3 und 4 (MID)

9.1.1.3 Sensitivitätsanalyse

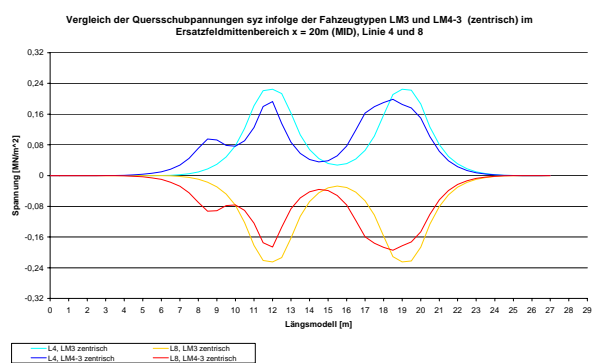


Bild 9-9: Schubspannungseinflusslinien für das ELM 3 und ELM 4 (Fahrzeugtyp 3) bei zentrischer Fahrt über ein Ersatzfeld – Linien 4 und 8 (MID)

Vergleich der Querschubspannungen syz infolge der Fahrzeugtypen LM3 und LM4-3 (zentrisch) im Ersatzfeldmittenbereich x = 20m (MID), Linie 9 und 10

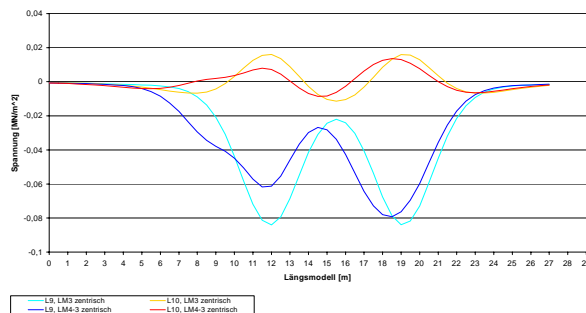


Bild 9-10: Schubspannungseinflusslinien für das ELM 3 und ELM 4 (Fahrzeugtyp 3) bei zentrischer Fahrt über ein Ersatzfeld – Linien 9 und 10 (MID)

9.1.1.4 Gegenüberstellung der Auswirkungen unterschiedlicher Lastmodelle

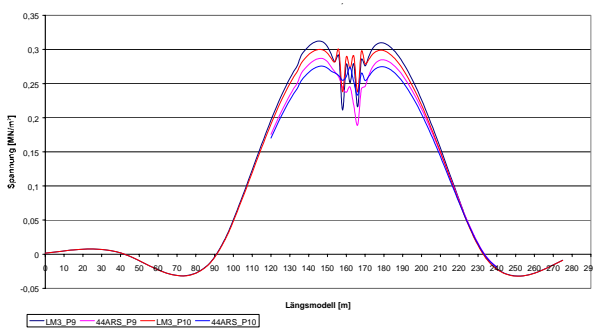


Bild 9-11: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und 44t-Fahrzeug des ARS im Obergurt des Stützberreichs bei x = 166 m

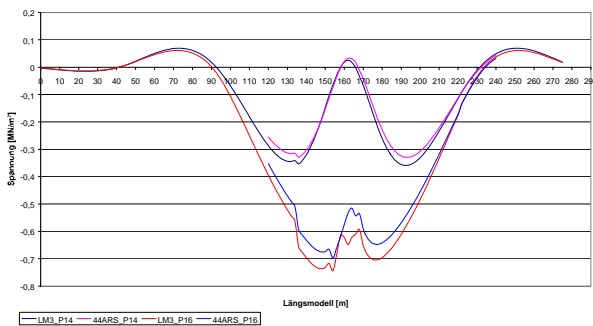


Bild 9-12: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und 44t-Fahrzeug des ARS im Untergurt des Stützberreichs bei x = 166 m

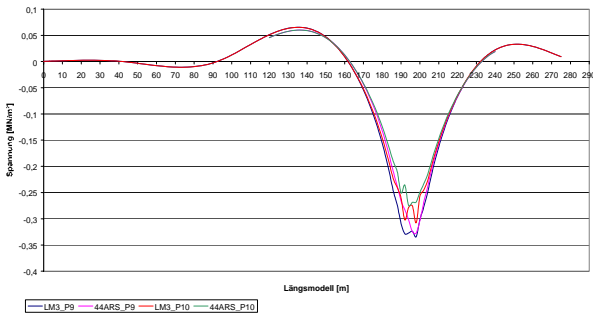


Bild 9-13: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und 44t-Fahrzeug des ARS im Obergurt des Feldbereichs bei $x = 200$ m

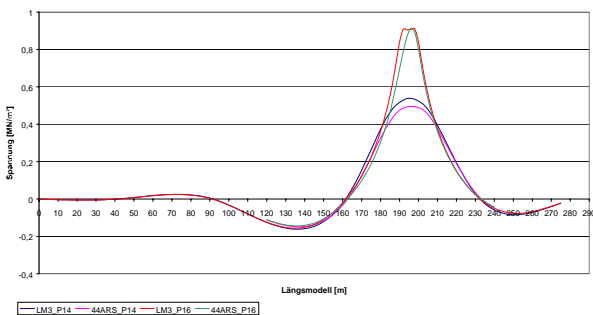


Bild 9-14: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und 44t-Fahrzeug des ARS im Untergurt des Feldbereichs bei $x = 200$ m

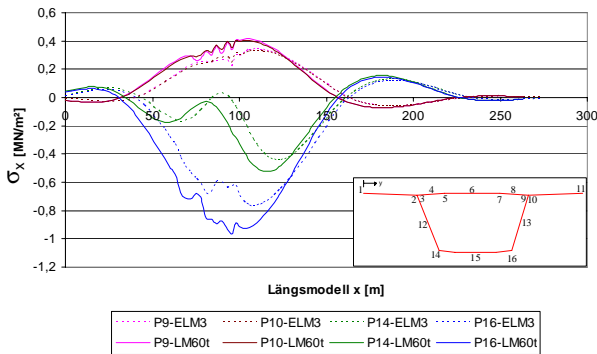


Bild 9-15: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und 60t-Fahrzeug (60t-Fahrzeugkombination) im Stützbereich bei $x = 96$ m

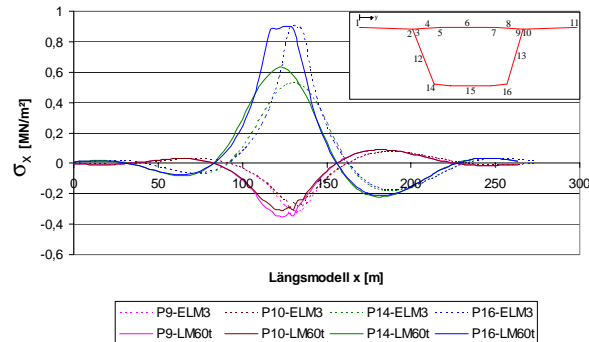


Bild 9-16: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und 60t-Fahrzeug (60t-Fahrzeugkombination) im Feldbereich bei $x = 130$ m

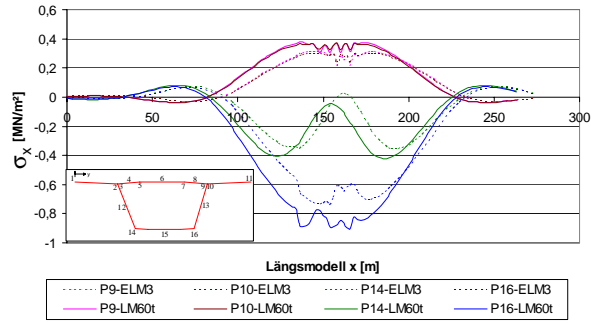


Bild 9-17: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und LM60 (60t-Fahrzeugkombination) im Stützbereich bei $x = 166$ m

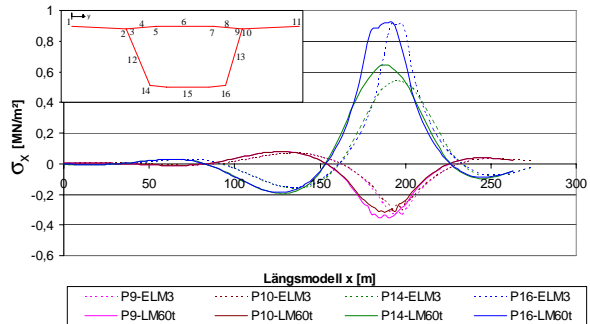


Bild 9-18: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und LM60 (60t-Fahrzeugkombination) im Feldbereich bei $x = 200$ m

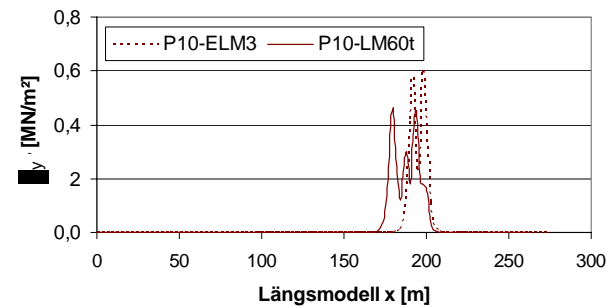


Bild 9-19: Vergleich der Querspannungen σ_y infolge ELM3 und LM60 (60t-Fahrzeugkombination) im Feldbereich bei $x = 200$ m

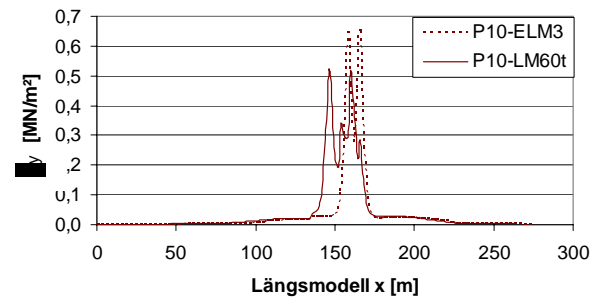


Bild 9-20: Vergleich der Querspannungen σ_y infolge ELM3 und LM60 (60t-Fahrzeugkombination) im Stützbereich bei $x = 166$ m

9.1.1.6 Ergebnisse der Ermüdungsuntersuchungen bei Ansatz eines Vorspanngrades von 0,55-βz

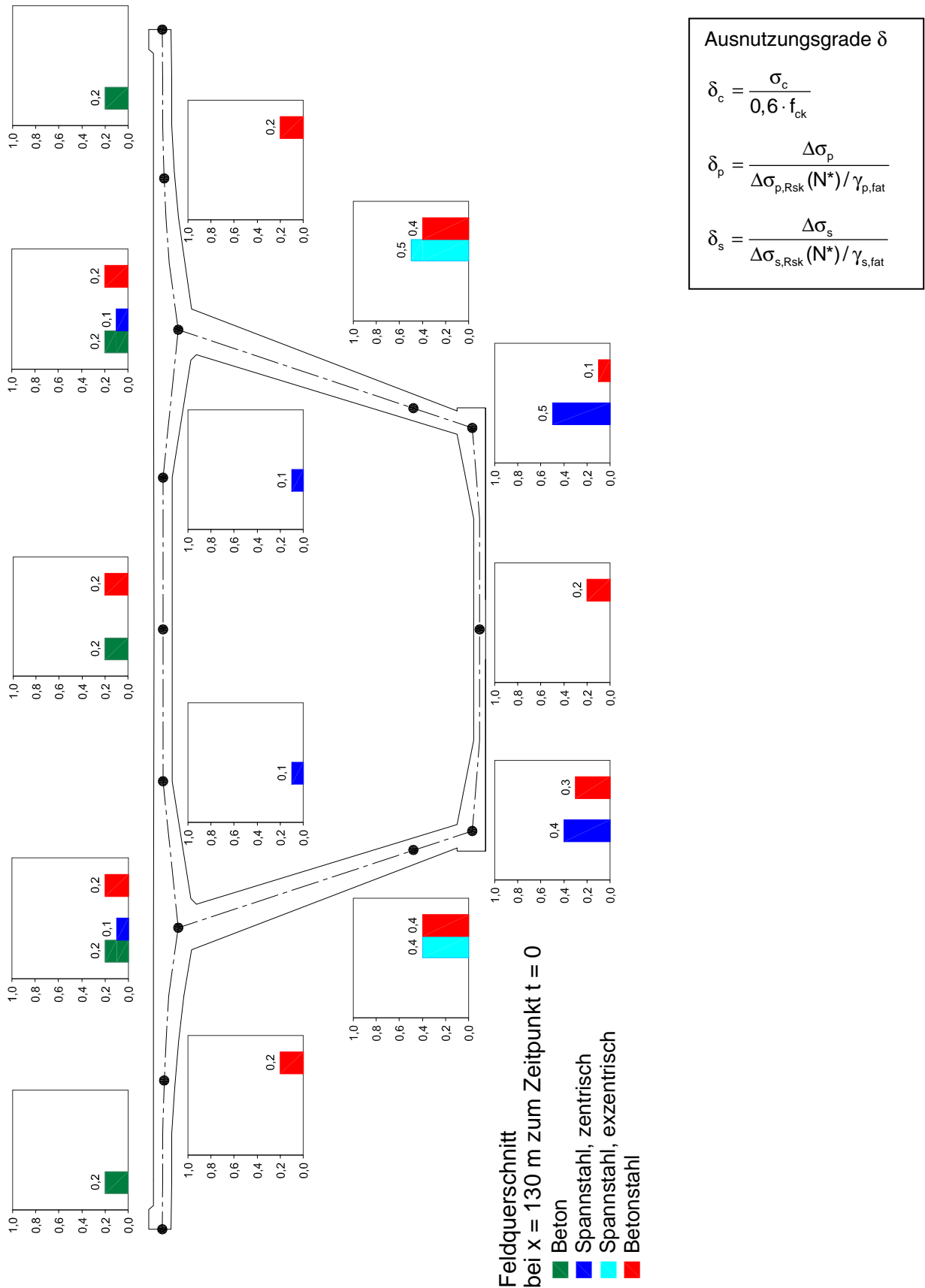
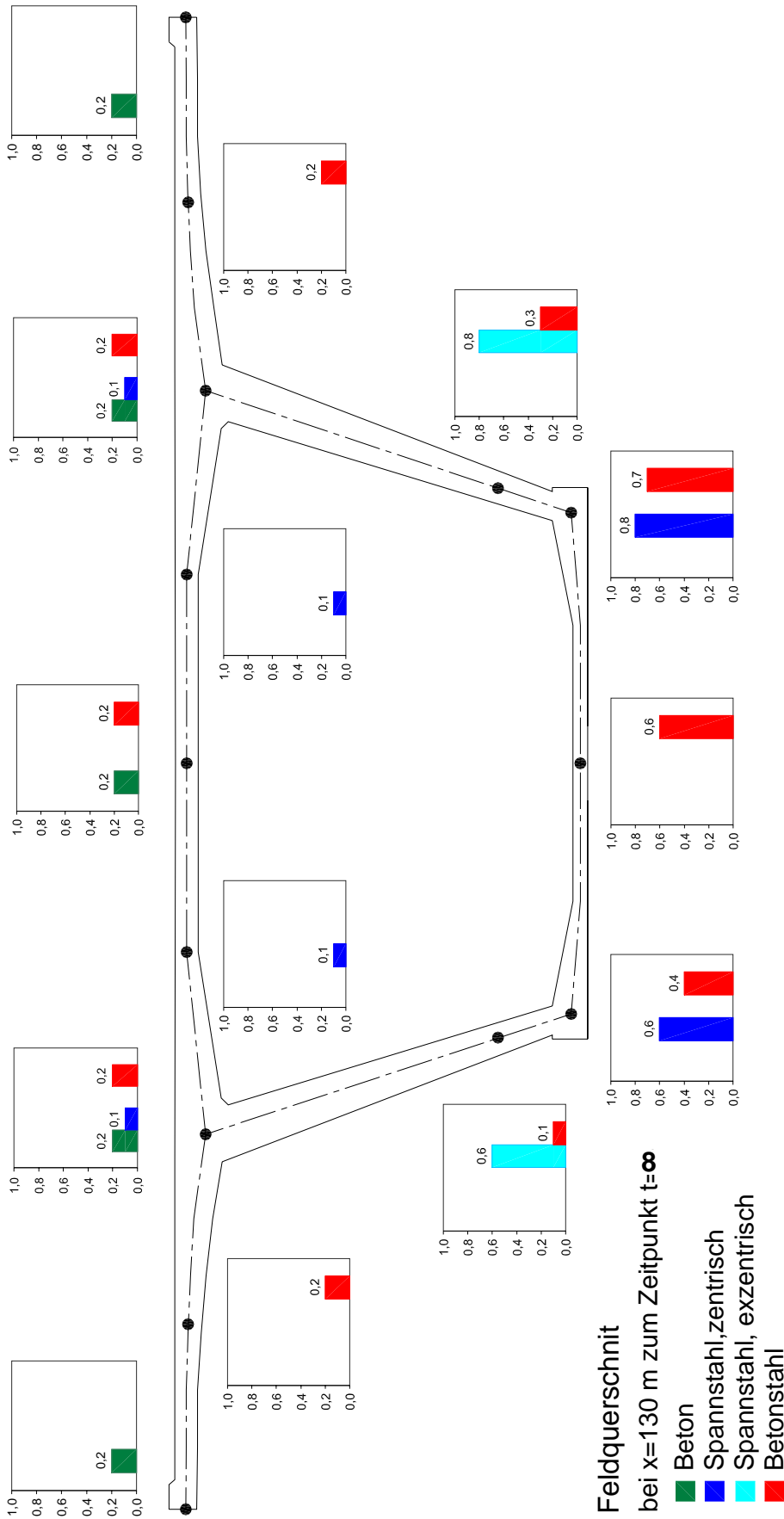


Bild 9-21: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c , Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s



Ausnutzungsgrade δ

$$\delta_c = \frac{\sigma_c}{0,6 \cdot f_{ck}}$$

$$\delta_p = \frac{\Delta\sigma_p}{\Delta\sigma_{p,Rsk}(N^*) / \gamma_{p,fat}}$$

$$\delta_s = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*) / \gamma_{s,fat}}$$

Feldquerschnitt
 bei $x=130$ m zum Zeitpunkt $t=\infty$

- Beton
- Spannstahl, zentrisch
- Spannstahl, exzentrisch
- Betonstahl

Bild 9-22: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c , Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s

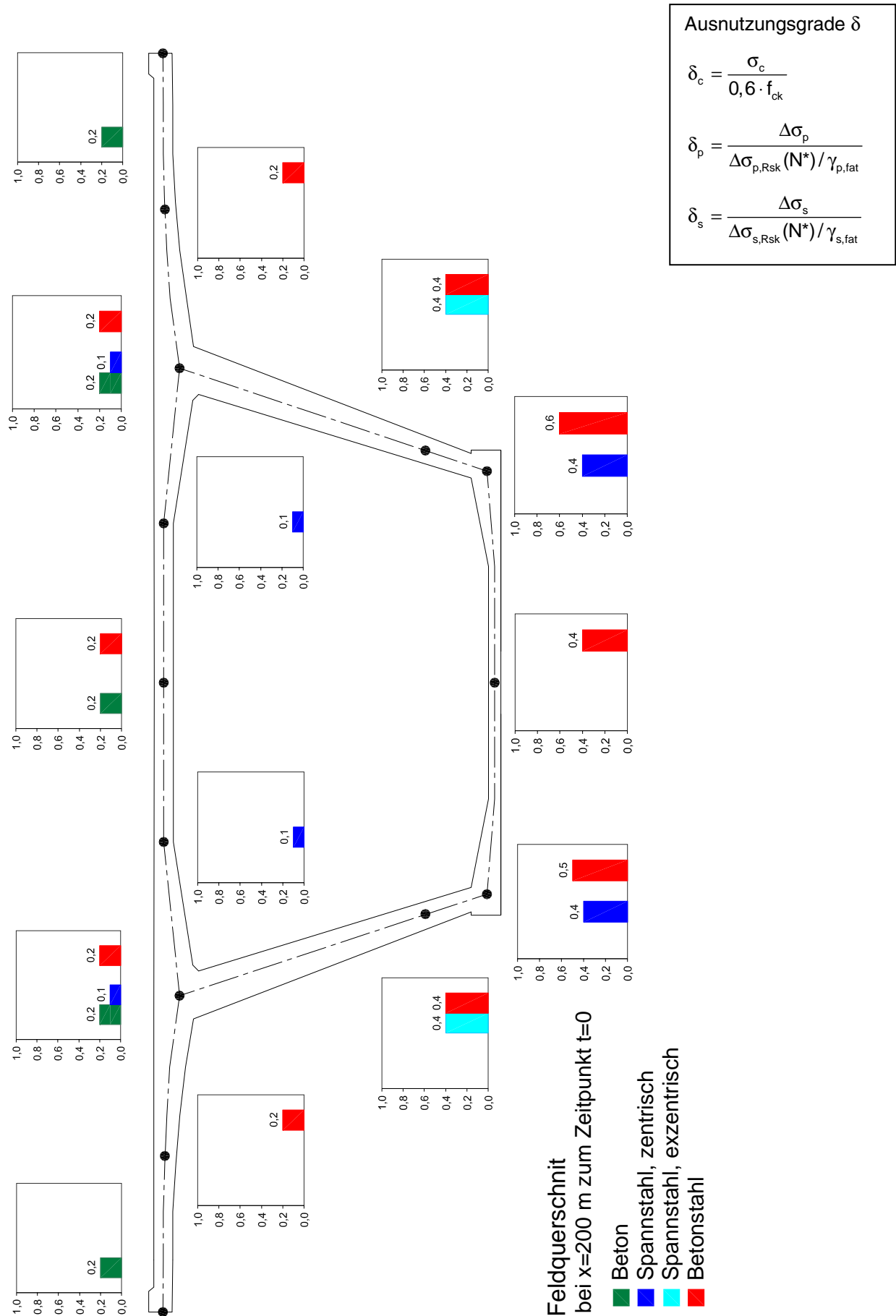


Bild 9-23: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c , Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s

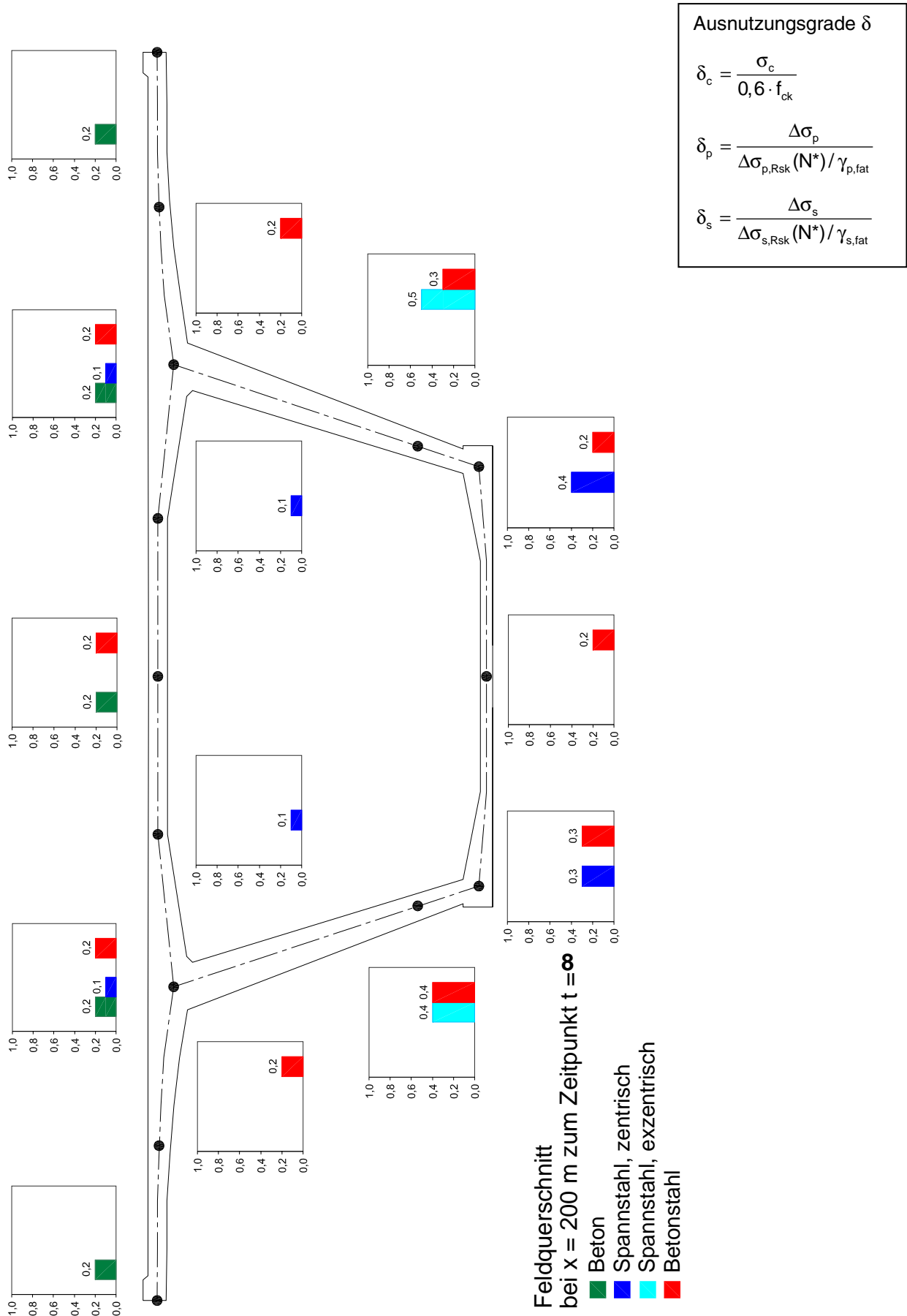


Bild 9-24: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c , Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s

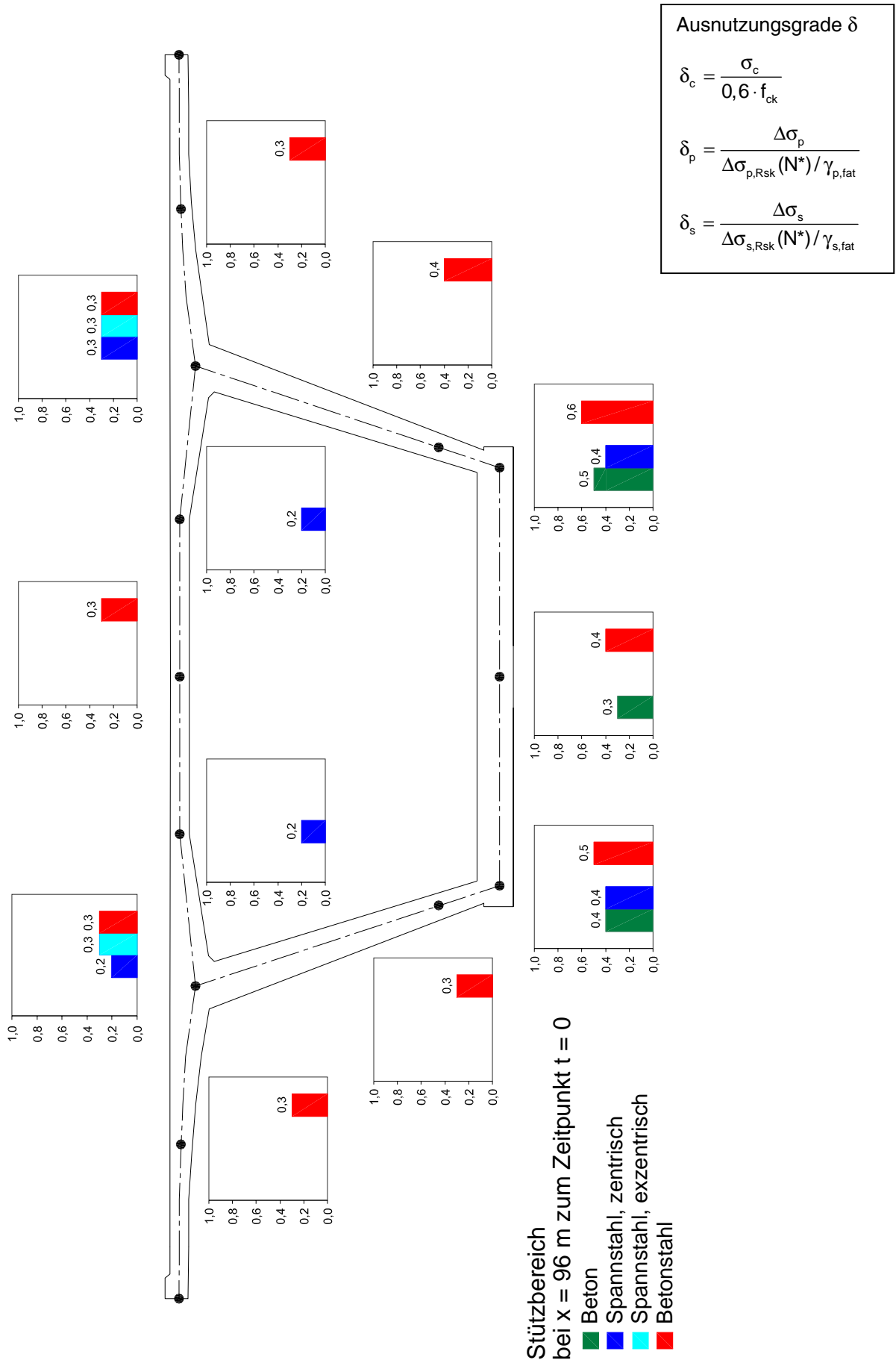


Bild 9-25: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c , Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s

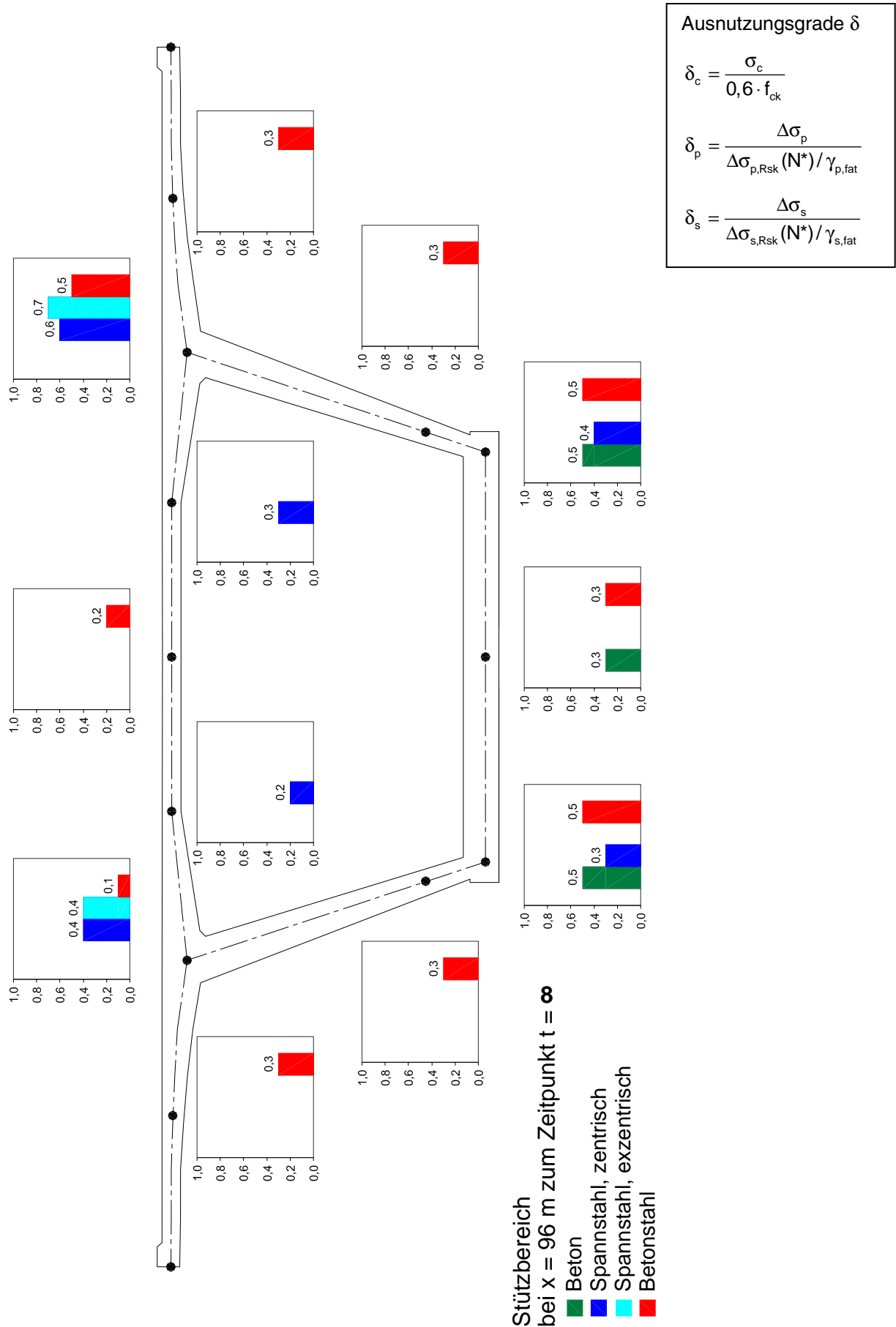


Bild 9-26: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c , Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_r

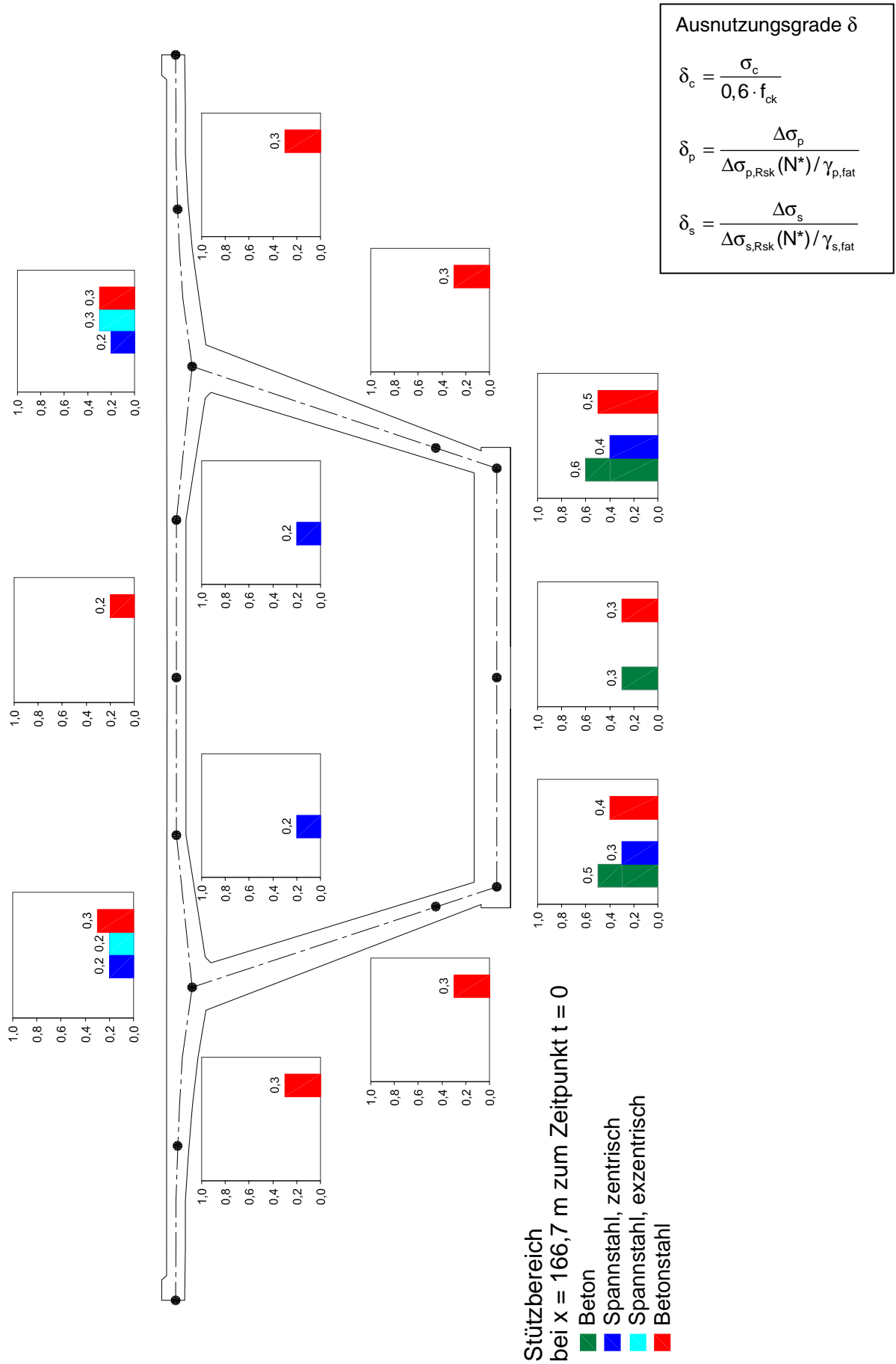
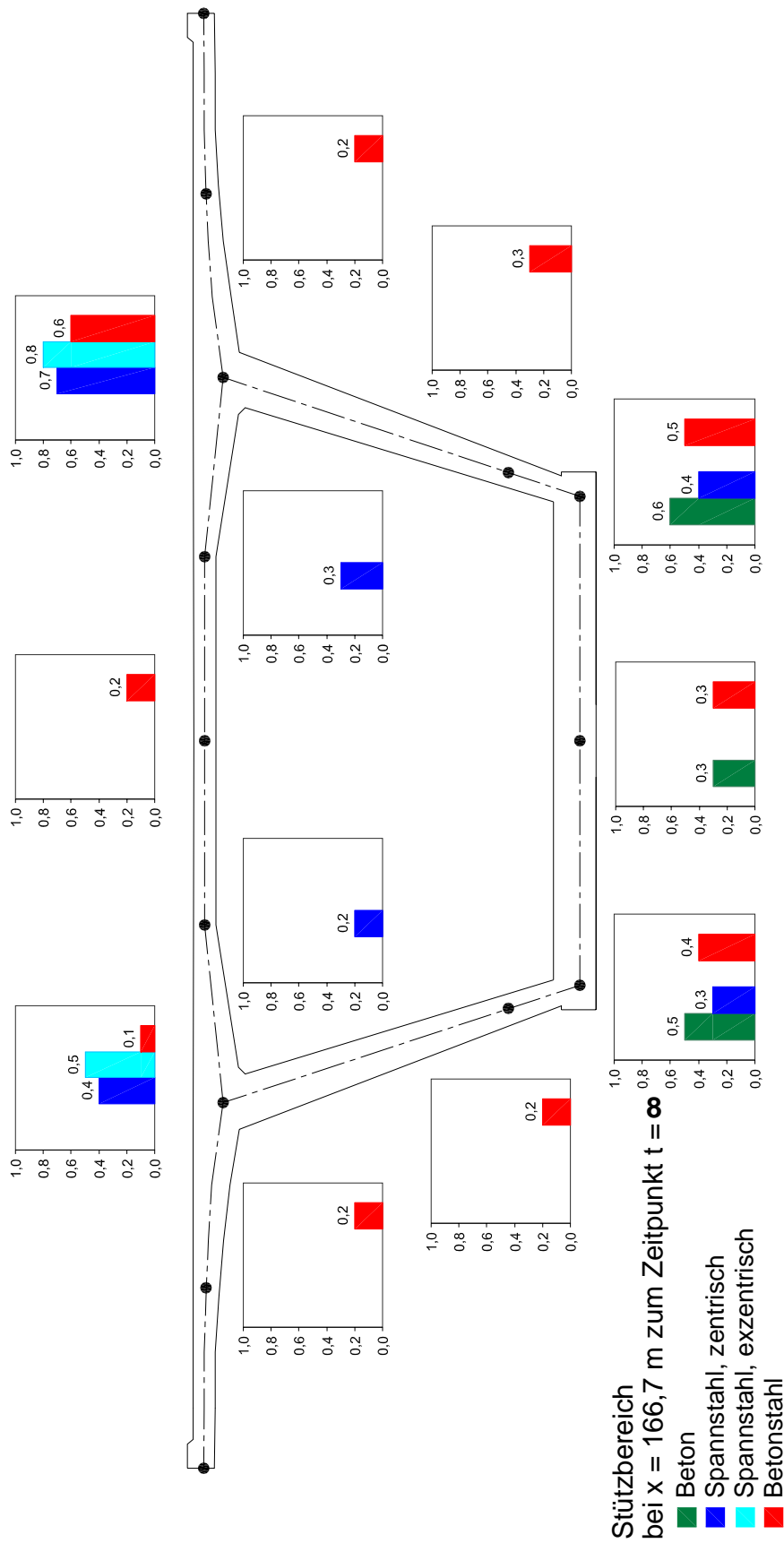


Bild 9-27: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c , Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s



Ausnutzungsgrade δ

$$\delta_c = \frac{\sigma_c}{0,6 \cdot f_{ck}}$$

$$\delta_p = \frac{\Delta\sigma_p}{\Delta\sigma_{p,Rsk}(N^*)/\gamma_{p,fat}}$$

$$\delta_s = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)/\gamma_{s,fat}}$$

Stützbereich
 bei $x = 166,7$ m zum Zeitpunkt $t = \infty$

- Beton
- Spannstahl, zentrisch
- Spannstahl, exzentrisch
- Betonstahl

Bild 9-28: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c , Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s

9.1.1.7 Ansatz einer 0,72-fach und 0,9-fach statisch bestimmten Vorspannwirkung

Gegenüberstellung der Ergebnisse des Nachweises über die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite nach [FB102-03], Anh. 106 unter Ansatz einer 0,72fach und 0,9fach statisch bestimmten Vorspannwirkung bei Ansatz eines Vorspanngrades von $0,55 \cdot \beta_z$

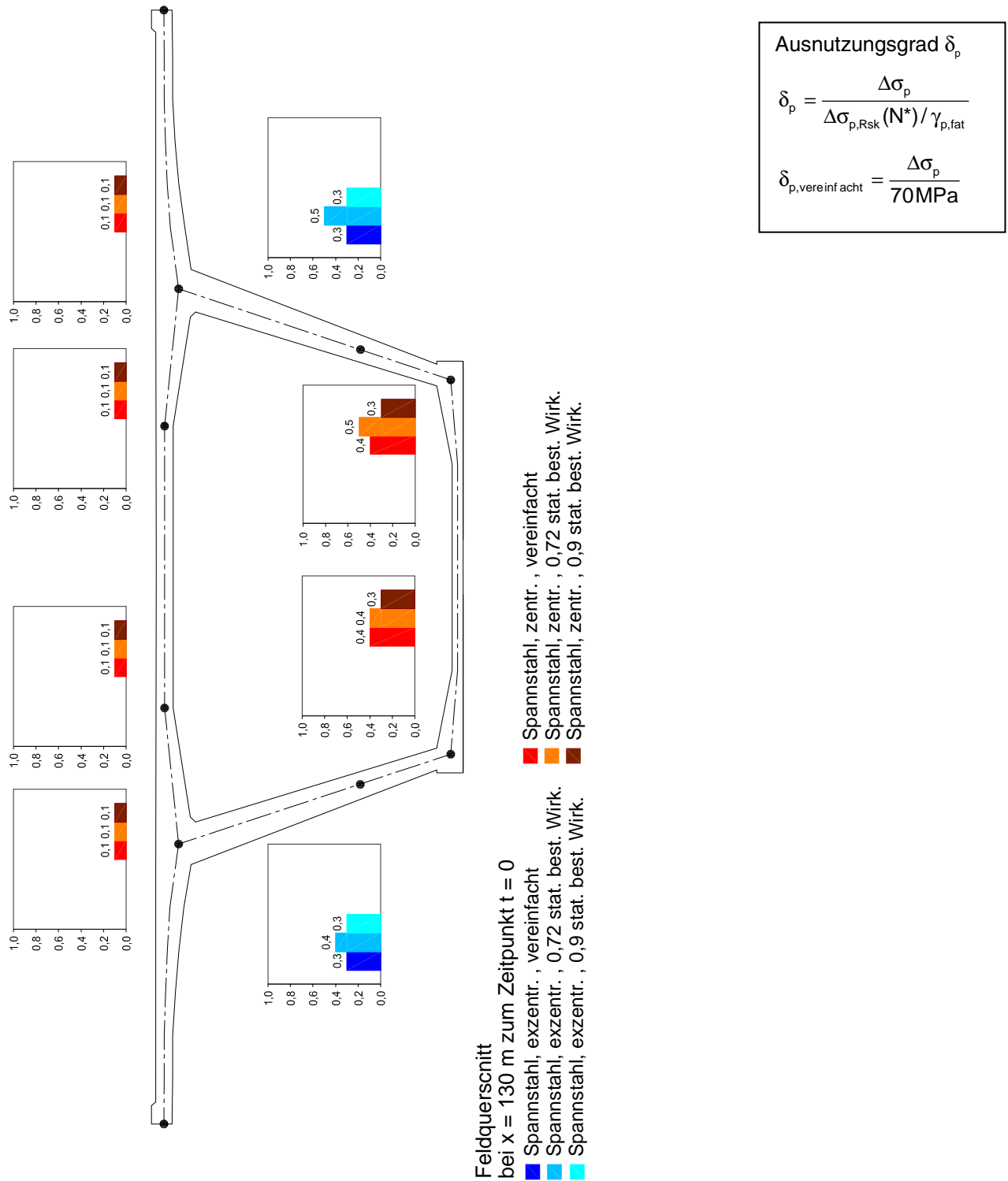


Bild 9-29: Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p beim Nachweis der Spannungsschwingbreite und beim Nachweis nach [FB102-03], Anh. 106 mit 0,72fache und 0,9fach stat. best. Vorspannwirkung

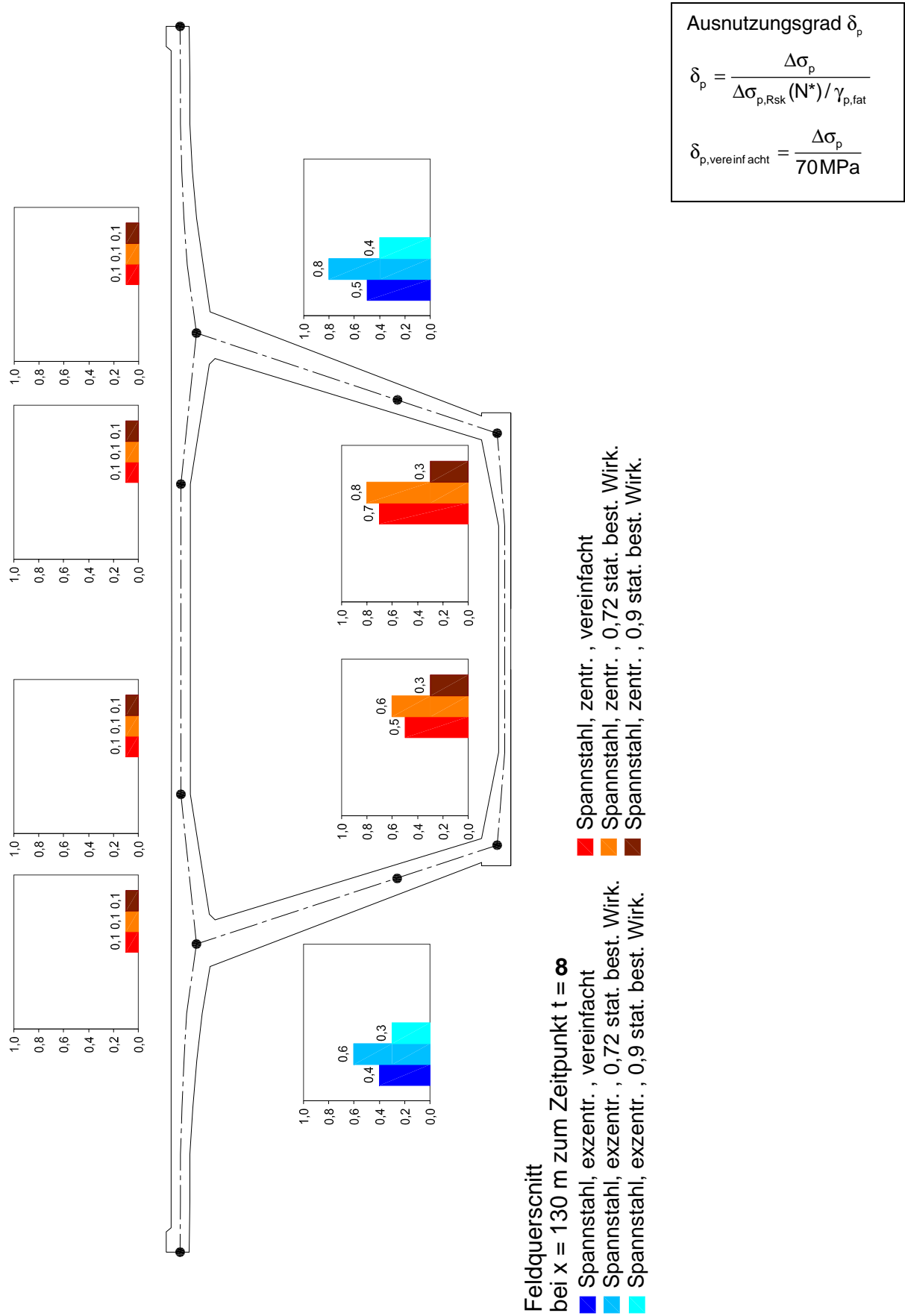
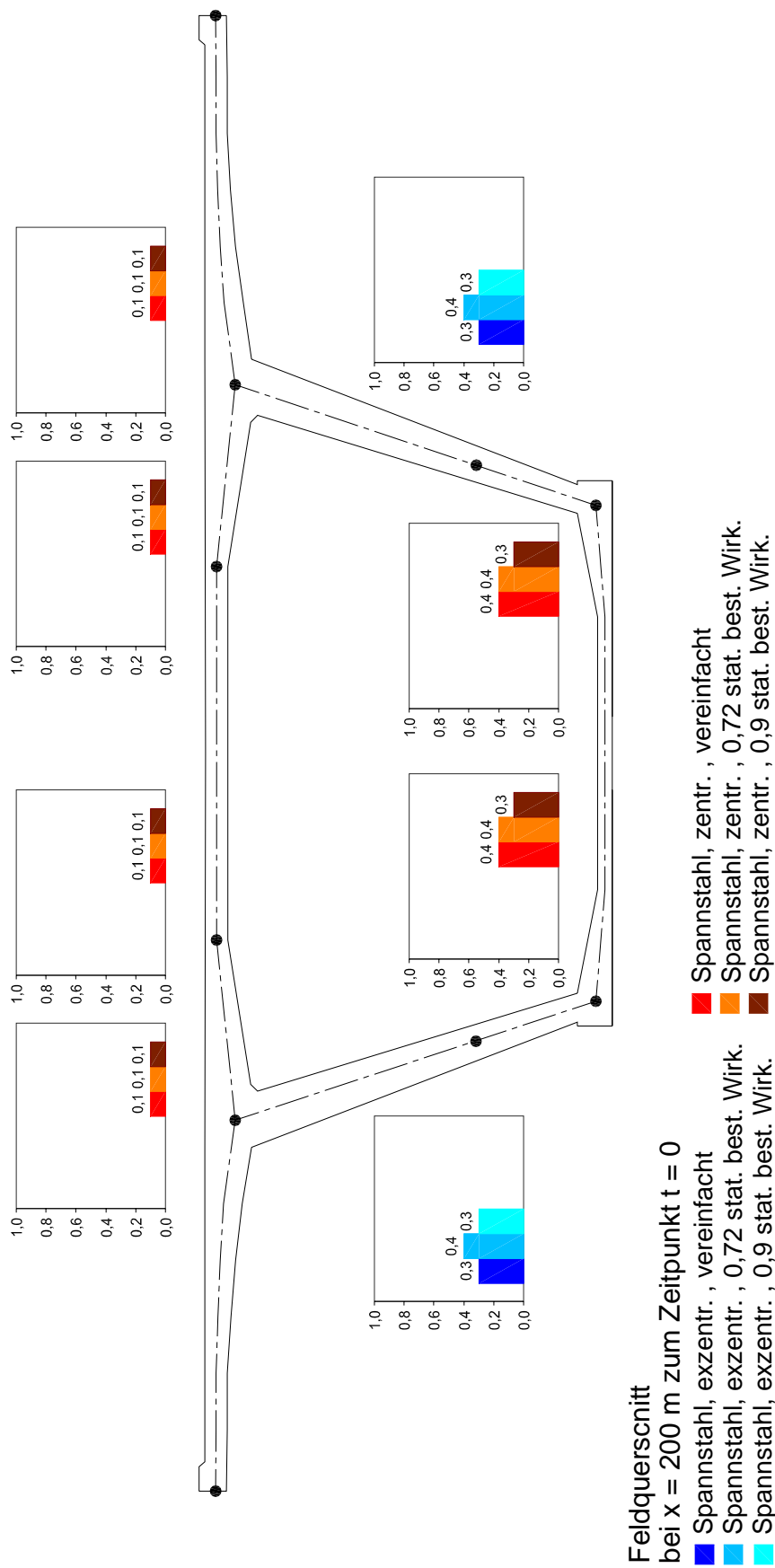


Bild 9-30: Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p beim Nachweis der Spannungsschwingbreite und beim Nachweis nach [FB102-03], Anh. 106 mit 0,72fache und 0,9fach stat. best. Vorspannung



Ausnutzungsgrad δ_p

$$\delta_p = \frac{\Delta\sigma_p}{\Delta\sigma_{p,Rsk}(N^*)/\gamma_{p,fat}}$$

$$\delta_{p,vereinfacht} = \frac{\Delta\sigma_p}{70MPa}$$

Bild 9-31: Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p beim Nachweis der Spannungsschwingbreite und beim Nachweis nach [FB102-03], Anh. 106 mit 0,72fache und 0,9fach stat. best. Vorspannwirkung

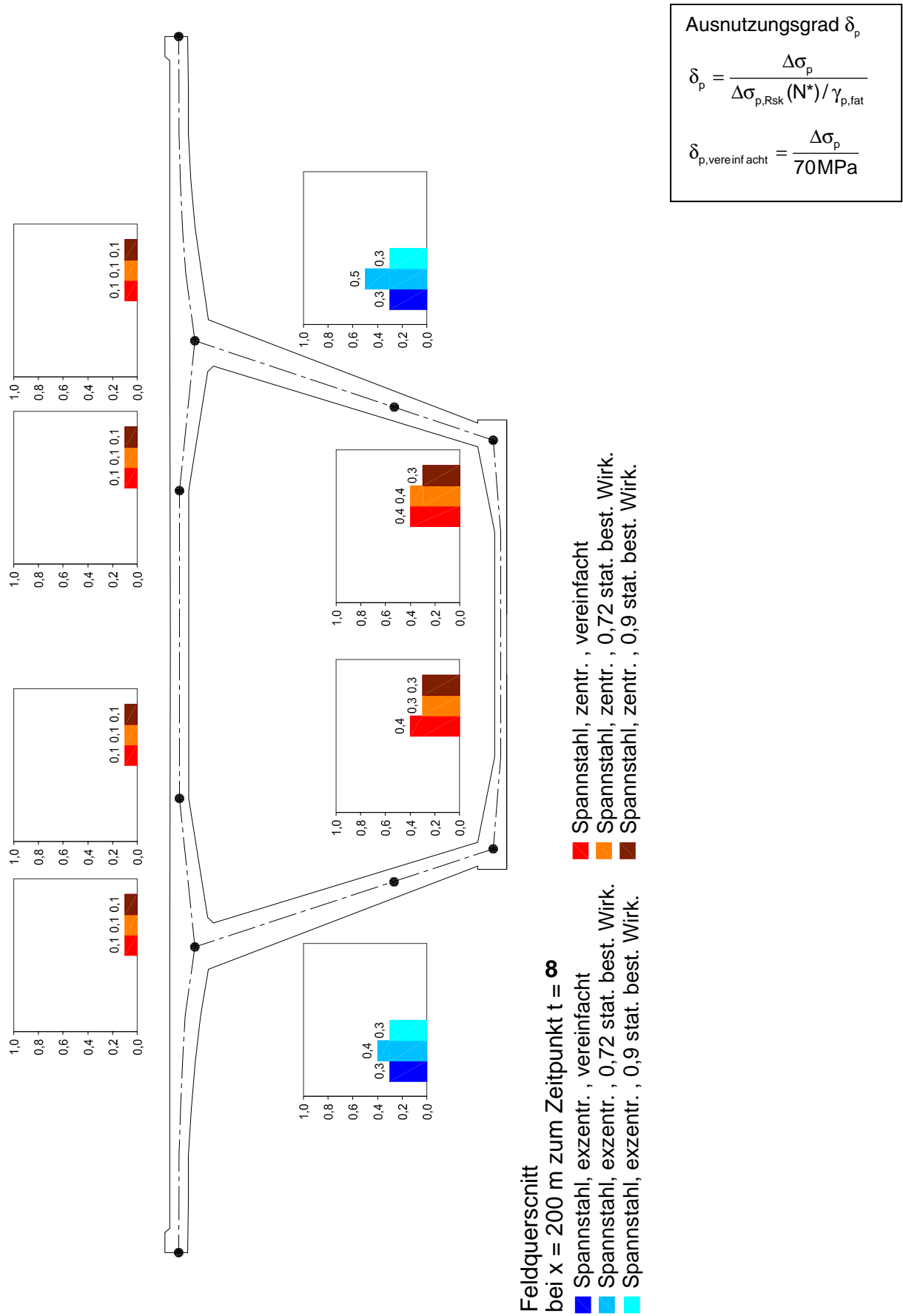


Bild 9-32: Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p beim Nachweis der Spannungsschwingbreite und beim Nachweis nach [FB102-03], Anh. 106 mit 0,72fache und 0,9fach stat. best. Vorspannung

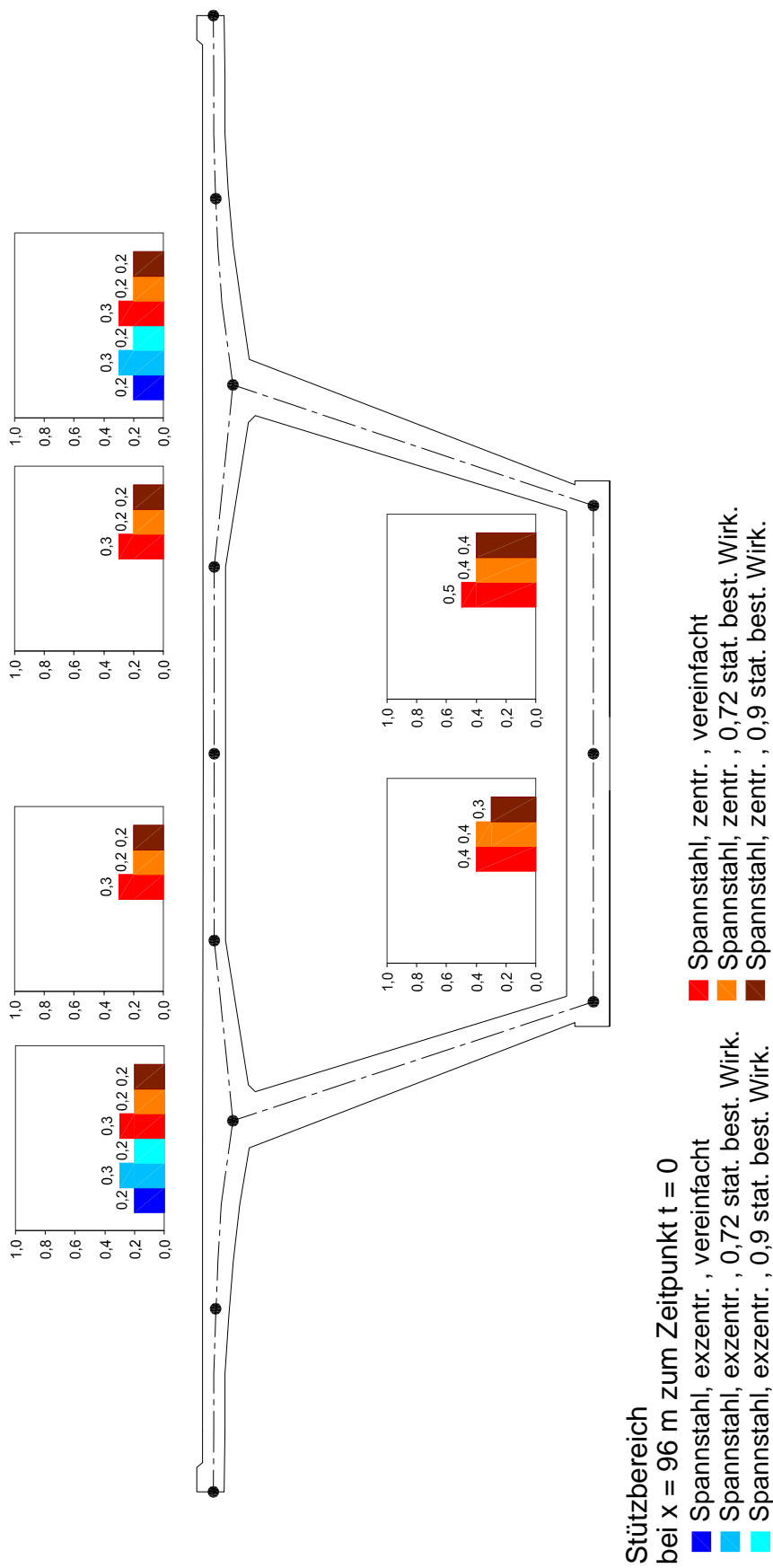


Bild 9-33: Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p beim Nachweis der Spannungsschwingbreite und beim Nachweis nach [FB102-03], Anh. 106 mit 0,72fache und 0,9fach stat. best. Vorspannung

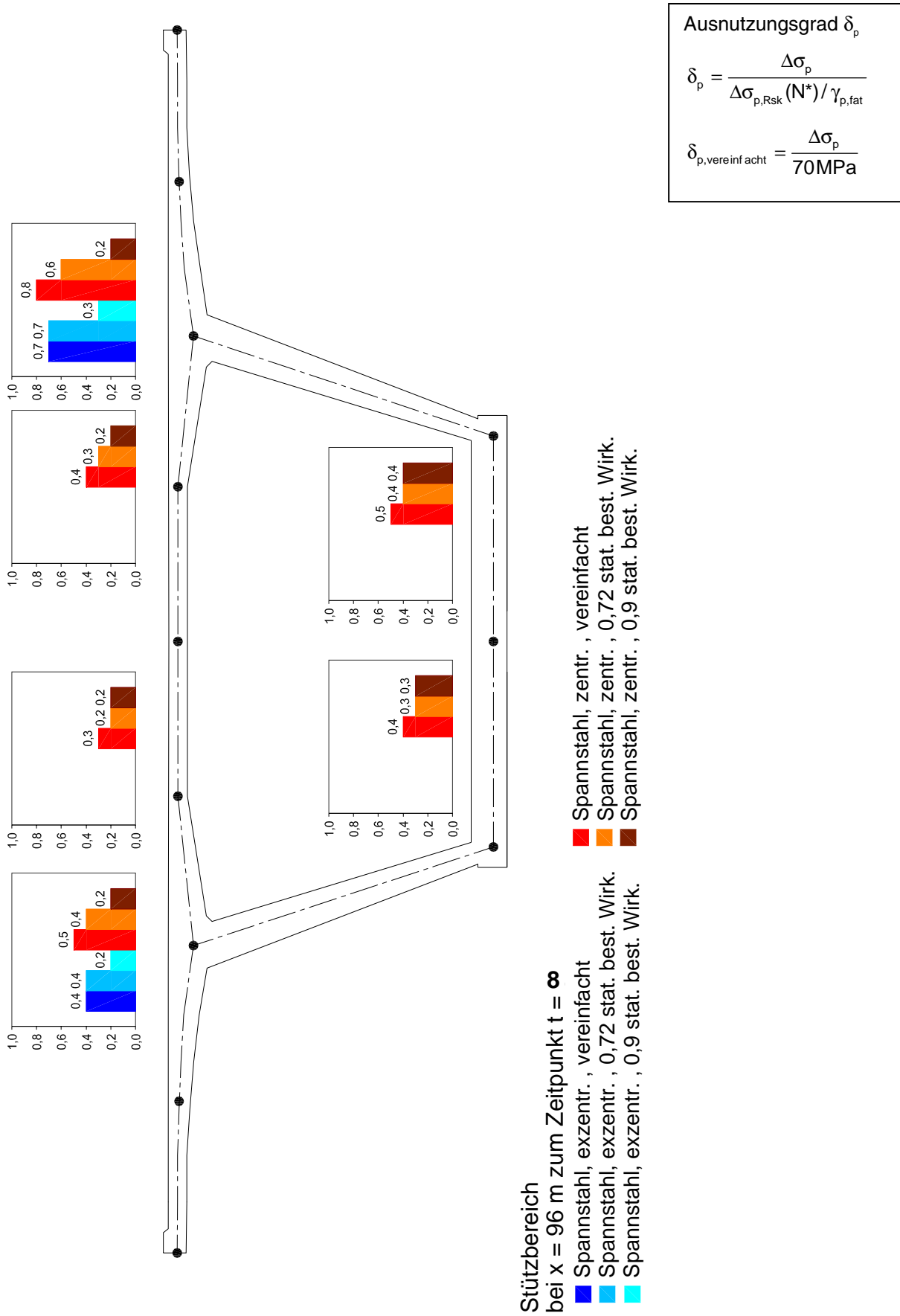
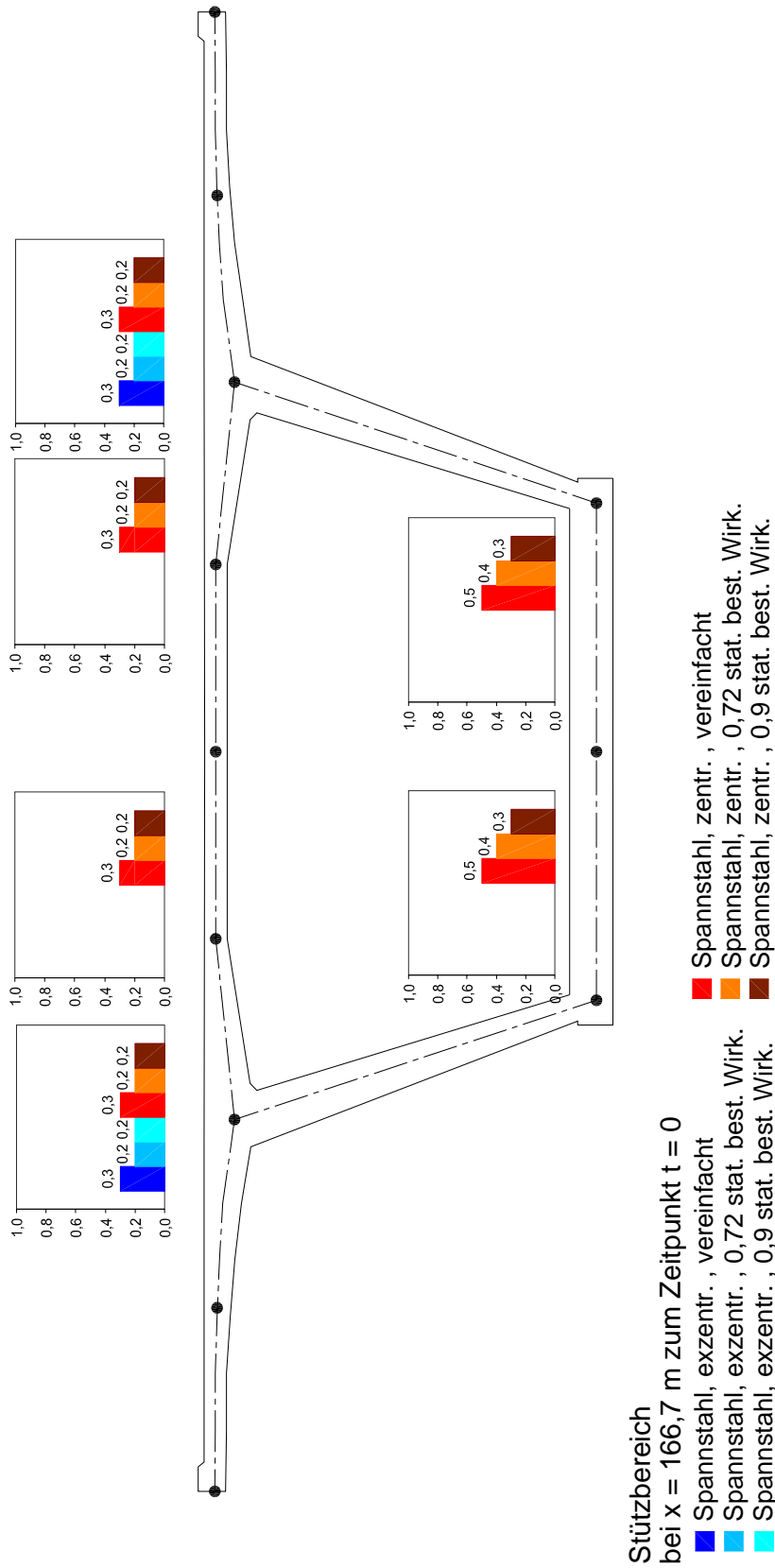


Bild 9-34: Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p beim Nachweis der Spannungsschwingbreite und beim Nachweis nach [FB102-03], Anh. 106 mit 0,72fache und 0,9fach stat. best. Vorspannung

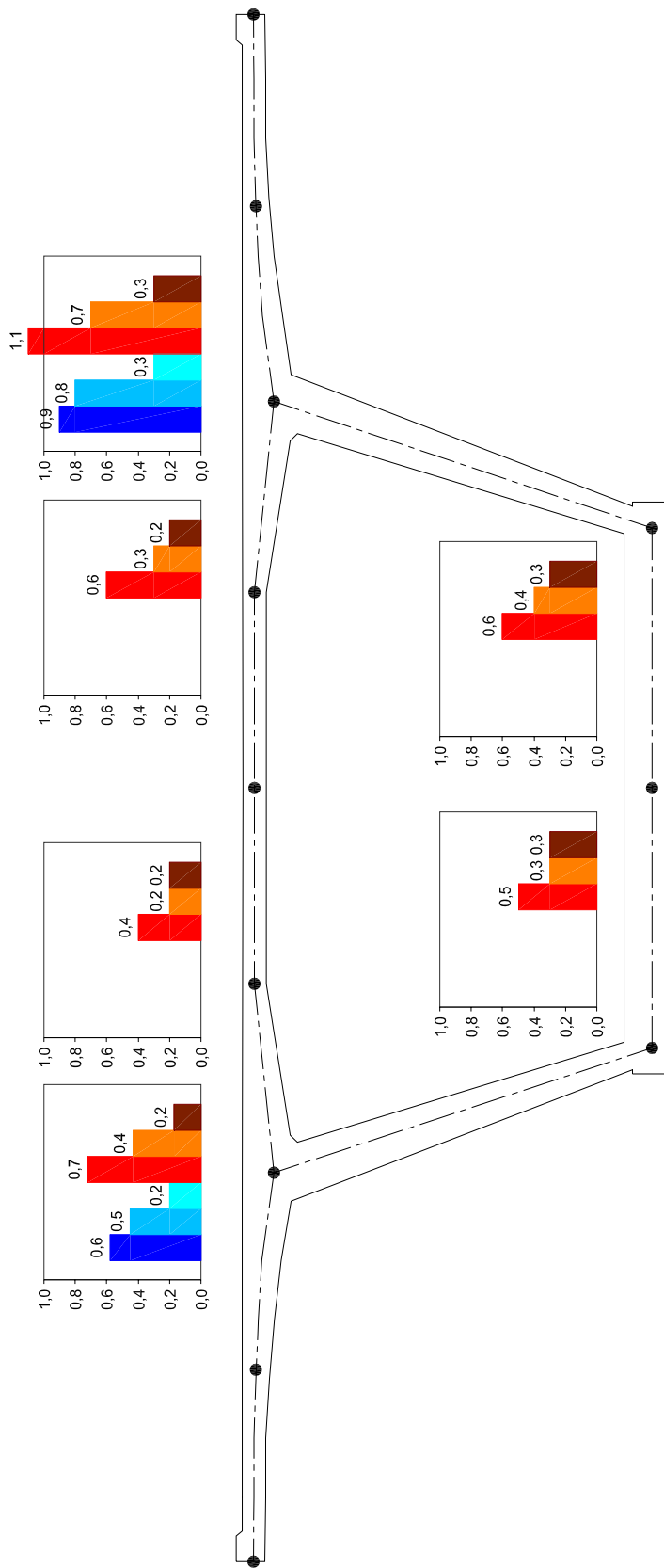


Ausnutzungsgrad δ_p

$$\delta_p = \frac{\Delta\sigma_p}{\Delta\sigma_{p,Rsk}(N^*)/\gamma_{p,fat}}$$

$$\delta_{p,vereinfacht} = \frac{\Delta\sigma_p}{70\text{MPa}}$$

Bild 9-35: Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p beim Nachweis der Spannungsschwingbreite und beim Nachweis nach [FB102-03], Anh. 106 mit 0,72fache und 0,9fach stat. best. Vorspannwirkung



Stützbereich
bei $x = 166,7$ m zum Zeitpunkt $t = \infty$

- Spannstahl, exzent., vereinfacht
- Spannstahl, exzent., 0,72 stat. best. Wirk.
- Spannstahl, zentr., vereinfacht
- Spannstahl, zentr., 0,72 stat. best. Wirk.
- Spannstahl, zentr., 0,9 stat. best. Wirk.

Ausnutzungsgrad δ_p

$$\delta_p = \frac{\Delta\sigma_p}{\Delta\sigma_{p,Rsk}(N^*)/\gamma_{p,fat}}$$

$$\delta_{p,vereinfacht} = \frac{\Delta\sigma_p}{70\text{MPa}}$$

Bild 9-36: Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p beim Nachweis der Spannungsschwingbreite und beim Nachweis nach [FB102-03], Anh. 106 mit 0,72fache und 0,9fach stat. best. Vorspannung

9.1.2 Schiefwinklige Plattenbrücke

9.1.2.1 Nachweis in Längsrichtung

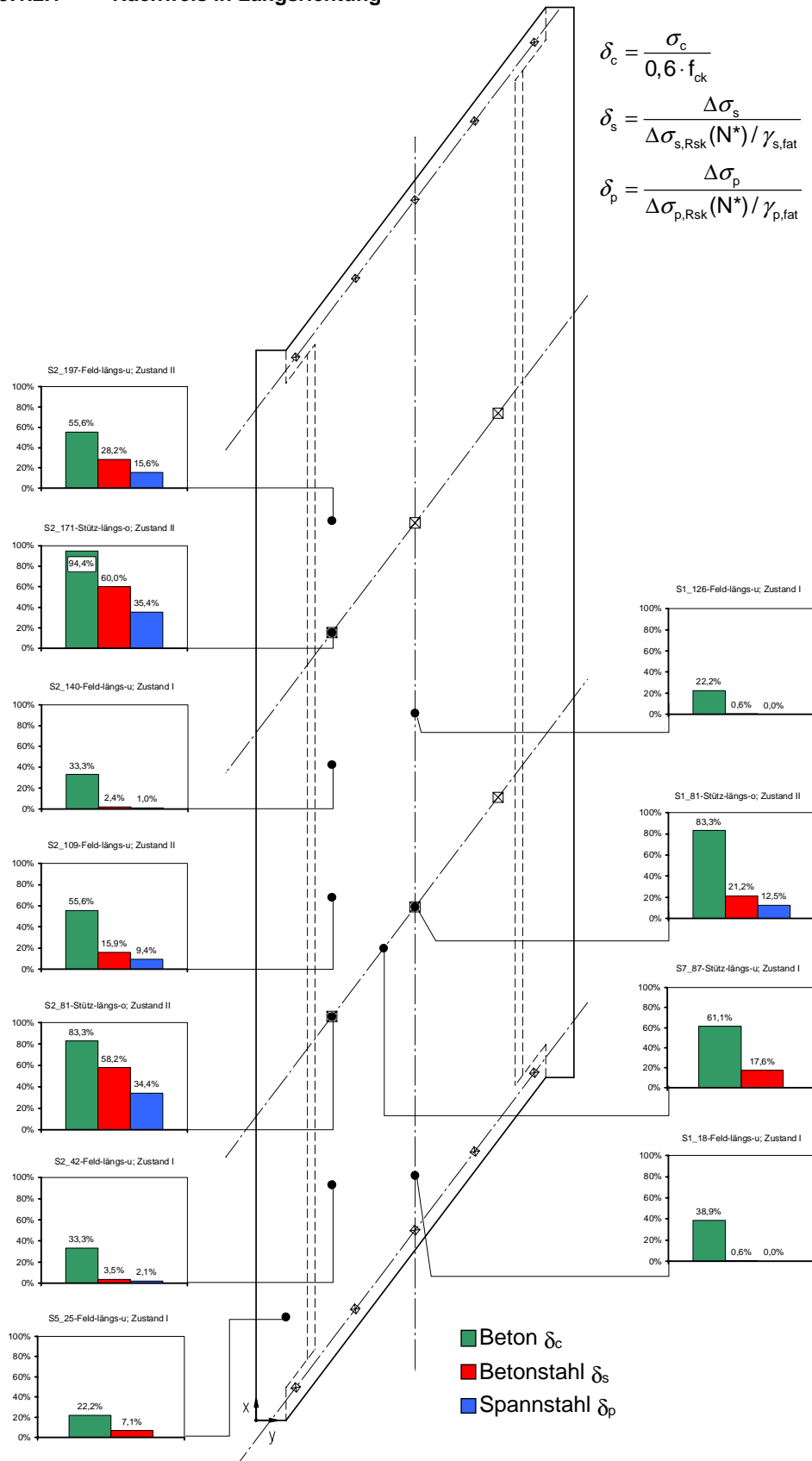


Bild 9-37: Ausnutzungsgrade in Längsrichtung

Exemplarisch wird die tabellarische Auswertung am Auswertungspunkt S2_81-Stütz-längs-o angegeben.

Tabelle 9-3: Eingabemaske

Punkt S2_81 Stütz-längs-o	BOT			MID			TOP			
	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	
Lastfall	[MN/m²]			[MN/m²]			[MN/m²]			
Eigengewicht	g1	-8,341	-4,952	-0,417	-0,457	-0,263	-0,044	7,426	4,425	0,330
Ausbaulast	g2	-2,451	-1,677	-0,157	-0,135	-0,078	-0,009	2,180	1,522	0,140
Vorspannung	n_{pm0}	-4,590	0,169	0,302	-4,703	0,085	0,247	-4,815	0,000	0,193
	u_{pm0}	8,108	3,195	0,152	0,685	0,283	0,141	-6,738	-2,628	0,130
Setzung	WL A	-0,601	-0,123	0,243	-0,056	-0,005	-0,021	0,490	0,113	-0,284
	WL B	0,012	-0,003	-0,005	0,001	-0,001	0,003	-0,011	0,002	0,010
	Achse 1	1,052	0,202	-0,437	0,101	0,007	0,040	-0,849	-0,187	0,517
	Achse 2	-0,479	-0,080	0,205	-0,048	-0,003	-0,022	0,383	0,075	-0,249
Temperatur	M pos	1,376	-0,124	0,213	-0,017	-0,027	0,023	-1,409	0,069	-0,168
	M neg	-0,881	0,071	-0,139	0,027	0,013	-0,015	0,936	-0,046	0,109
UDL 1	sx max	-1,240	-0,732	-0,028	-0,065	-0,044	-0,005	1,109	0,645	0,019
	sx min	0,004	0,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	-0,003	0,000	0,002
UDL 2	sx max	-1,295	-0,789	-0,005	-0,069	-0,043	-0,005	1,157	0,703	-0,005
	sx min	0,110	0,032	-0,041	0,006	0,005	-0,001	-0,097	-0,022	0,040
LM 1	sx max	-2,320	-1,200	-0,644	-0,125	-0,083	-0,031	2,071	1,034	0,582
	sx min	0,043	0,010	-0,018	0,004	0,001	0,001	-0,035	-0,008	0,020
ELM 3	sx max	-1,390	-0,810	-0,450	-0,071	-0,046	-0,017	1,249	0,717	0,415
	sx min	0,021	0,004	-0,009	0,002	0,000	0,001	-0,018	-0,003	0,010

Eingabe

Ermittelte Werte

Vorspannkraft pro Spannglied	$P_m = 1,635$ MN	Spannkraft pro Meter	$P_m = 5,60$ MN/m
Reibungsverlust	$r = 1,023$	Statische Höhe Spann Stahl	$d_p = 0,741$ m
Abstand Spannglieder	$e = 0,292$ m	Querschnitt Spann Stahl	$A_p = 57,53$ cm²/m
Spannstahlquerschnitt (SUSPA 6-12)	$A_p = 16,80$ cm²	Querschnitt Beton	$A_c = 0,900$ m²/m
Betonstahlquerschnitt	$A_s = 13,40$ cm²/m	Widerstandsmoment	$W_c = 0,135$ m³/m
Stich Spann Stahl	$z_{cp} = -0,291$ m	Trägheitsmoment	$I_c = 0,0608$ m⁴/m
Statische Höhe Betonstahl	$d_s = 0,830$ m		$\alpha_p = 6,500$
Querschnittshöhe	$h = 0,900$ m		$\alpha_s = 6,667$
Kriechbeiwert	$\varphi(\infty, t_0) = 2,14$		
Schwindbeiwert	$\varepsilon_{cs, \infty} = -0,292$ ‰		
E-Modul Beton	$E_{cm} = 30000$ MN/m²		
E-Modul Spann Stahl	$E_p = 195000$ MN/m²		
E-Modul Betonstahl	$E_s = 200000$ MN/m²		
	$f_{ctm} = 2,9$ MN/m²		
	$0,6 f_{ck} = -18$ MN/m²		

Ermüdungsnachweis	ϕ_{fat}	$\Delta\phi_{fat}$	$\lambda_{s,1}$	$\lambda_{s,2}$	$\lambda_{s,3}$	$\lambda_{s,4}$	$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$	$\gamma_{s,fat}$
Beton- und Spann Stahl	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MN/m²]	[-]
Korrektur- Betonstahl	1,20	1,00	0,91	1,00	1,00	1,08	195	1,15
beiwert λ_s Spann Stahl	1,20	1,00	1,03	1,00	1,00	1,10	120	1,25

λ_s
[-]
1,18
1,36

Tabelle 9-4: Ermittlung der Spannkraftverluste über die quasi-ständige EWK

Punkt S2_81	quasi-ständige EWK zur Ermittlung Stütz-längs-o der Spannkraftverluste aus K+S+R			BOT			MID			TOP				
				sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy		
Lastfall		Faktor 1	Faktor 2	[MN/m ²]			[MN/m ²]			[MN/m ²]				
1	Eigengewicht	g1	1,00	1,00	-8,341	-4,952	-0,417	-0,457	-0,263	-0,044	7,426	4,425	0,330	
2	Ausbaulast	g2	1,00	1,00	-2,451	-1,677	-0,157	-0,135	-0,078	-0,009	2,180	1,522	0,140	
3	Vorspannung	n_{pm0}	1,023	1,00	-4,590	0,169	0,302	-4,703	0,085	0,247	-4,815	0,000	0,193	
4		u_{pm0}	1,00	1,00	8,108	3,195	0,152	0,685	0,283	0,141	-6,738	-2,628	0,130	
5	Setzung	WL A	0,00	1,00	-0,601	-0,123	0,243	-0,056	-0,005	-0,021	0,490	0,113	-0,284	
6		WL B	0,00	1,00	0,012	-0,003	-0,005	0,001	-0,001	0,003	-0,011	0,002	0,010	
7		Achse 1	0,00	1,00	1,052	0,202	-0,437	0,101	0,007	0,040	-0,849	-0,187	0,517	
8	Achse 2	0,00	1,00	-0,479	-0,080	0,205	-0,048	-0,003	-0,022	0,383	0,075	-0,249		
9	Temperatur	M pos	0,00	0,50	1,376	-0,124	0,213	-0,017	-0,027	0,023	-1,409	0,069	-0,168	
10		M neg	0,00	0,50	-0,881	0,071	-0,139	0,027	0,013	-0,015	0,936	-0,046	0,109	
11	UDL 1	Real	sx max	0,00	0,20	-1,240	-0,732	-0,028	-0,065	-0,044	-0,005	1,109	0,645	0,019
12			sx min	0,00	0,20	0,004	0,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	-0,003	0,000	0,002
13	UDL 2		sx max	0,00	0,20	-1,295	-0,789	-0,005	-0,069	-0,043	-0,005	1,157	0,703	-0,005
14			sx min	0,00	0,20	0,110	0,032	-0,041	0,006	0,005	-0,001	-0,097	-0,022	0,040
15	TS - LM 1	Real zentr.	sx max	0,00	0,20	-2,320	-1,200	-0,644	-0,125	-0,083	-0,031	2,071	1,034	0,582
16			sx min	0,00	0,20	0,043	0,010	-0,018	0,004	0,001	0,001	-0,035	-0,008	0,020
17	Summe aus Kombination													
18	Summe ohne Vorsp.													
19	Summe nur Vorsp.													
Spannungsanteile infolge quasi-ständiger EWK (ohne Vorspannung)							sl	sll	γ					
				sx	sy	sxy	[MN/m ²]			[°]				
20	Membranspannungsanteil	σ_n	MID	-0,593	-0,341	-0,052	-0,331	-0,603	11,26	zug. sll				
21	Biegespannungsanteile	σ_m	BOT	-10,199	-6,288	-0,522	-6,219	-10,267	7,48	zug. sll				
22			TOP	10,198	6,288	0,522	10,267	6,220	7,48	zug. sl				
Spannungsanteile infolge Vorspannung							sl	sll	γ					
				sx	sy	sxy	[MN/m ²]			[°]				
23	Membranspannungsanteil	σ_n	MID	-4,125	0,370	0,394	0,404	-4,160	-4,97	zug. sll				
24	Biegespannungsanteile	σ_m	BOT	7,538	2,998	0,066	7,539	2,997	0,83	zug. sl				
25			TOP	-7,538	-2,998	-0,066	-2,997	-7,539	0,84	zug. sll				
Betonspannungen in Höhe Spannstahl ξ : Richtung Spannstahl				$\sigma_{\xi,n}$	$\sigma_{\xi,m}$	Summe	Spannkraftverluste aus K+S+R							
				[MN/m ²]										
26	z_{cp} [m] = -0,291	infolge q-s EWK	σ_{cg}	-0,541	6,933	6,392	$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = -77,4$ MN/m ²							
27	h [m] = 0,900	infolge Vorsp.	σ_{cp0}	-3,731	-4,832	-8,563	Verlust = 7,78 %							

Tabelle 9-7: Häufige EWK zur Abschätzung, ob Nachweis erforderlich

Punkt S2_81 Stütz-längs-o	häufige EWK zur Abschätzung, ob Nachweis erforderlich			BOT			MID			TOP			
				sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	
Lastfall	Faktor 1	Faktor 2	[MN/m ²]			[MN/m ²]			[MN/m ²]				
1 Eigengewicht	g1	1,00	1,00	-8,341	-4,952	-0,417	-0,457	-0,263	-0,044	7,426	4,425	0,330	
2 Ausbaulast	g2	1,00	1,00	-2,451	-1,677	-0,157	-0,135	-0,078	-0,009	2,180	1,522	0,140	
3 Vorspannung	n_{pm0}	0,943	0,75	-4,590	0,169	0,302	-4,703	0,085	0,247	-4,815	0,000	0,193	
4 z_{cp} [m] = -0,291	u_{pm0}			8,108	3,195	0,152	0,685	0,283	0,141	-6,738	-2,628	0,130	
5 W_c [m ³ /m] = 0,135	$u_{pm0,dir}$	0,922	0,75	12,347	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-12,347	0,000	0,000	
6 P_{m0} [MN/m] = 5,73	$u_{pm0,indir}$	0,922	0,75	-4,239	3,195	0,152	0,685	0,283	0,141	5,610	-2,628	0,130	
7 Setzung	WL A	1,00	1,00	-0,601	-0,123	0,243	-0,056	-0,005	-0,021	0,490	0,113	-0,284	
8	WL B	0,00	1,00	0,012	-0,003	-0,005	0,001	-0,001	0,003	-0,011	0,002	0,010	
9	Achse 1	0,00	1,00	1,052	0,202	-0,437	0,101	0,007	0,040	-0,849	-0,187	0,517	
10	Achse 2	1,00	1,00	-0,479	-0,080	0,205	-0,048	-0,003	-0,022	0,383	0,075	-0,249	
11 Temperatur	M pos	0,00	0,50	1,376	-0,124	0,213	-0,017	-0,027	0,023	-1,409	0,069	-0,168	
12	M neg	1,00	0,50	-0,881	0,071	-0,139	0,027	0,013	-0,015	0,936	-0,046	0,109	
13 UDL 1	Real	sx max	1,00	0,40	-1,240	-0,732	-0,028	-0,065	-0,044	-0,005	1,109	0,645	0,019
14		sx min	0,00	0,40	0,004	0,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	-0,003	0,000	0,002
15 UDL 2		sx max	1,00	0,40	-1,295	-0,789	-0,005	-0,069	-0,043	-0,005	1,157	0,703	-0,005
16		sx min	0,00	0,40	0,110	0,032	-0,041	0,006	0,005	-0,001	-0,097	-0,022	0,040
17 TS - LM 1	Real zentr.	sx max	1,00	0,75	-2,320	-1,200	-0,644	-0,125	-0,083	-0,031	2,071	1,034	0,582
18		sx min	0,00	0,75	0,043	0,010	-0,018	0,004	0,001	0,001	-0,035	-0,008	0,020
19	Summe aus Kombination			-12,705	-5,975	-0,374	-3,683	-0,183	0,143	5,339	5,609	0,660	
Hauptspannungen aus Kombination				sl	sll	γ	sl	sll	γ	sl	sll	γ	
				[MN/m ²]			[°]			[MN/m ²]			[°]
20	$\sigma_{co} < 0$ MN/m ²			-5,954	-12,726	3,17	-0,177	-3,689	-2,34	6,148	4,800	-39,23	
21	Nachweise für Spann- u. Betonstahl erforderlich			< 0	< 0	zug. sll	< 0	< 0	zug. sll	> 0	> 0	zug. sll	

Tabelle 9-8: Häufige EWK für den vereinfachten Nachweis des Betonstahls

Punkt S2_81 Stütz-längs-o	häufige EWK, LM 1 vereinf. Nachw. Betonstahl im Zust. 2		BOT			MID			TOP					
			sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy			
Lastfall		Faktor 1	Faktor 2	[MN/m ²]			[MN/m ²]			[MN/m ²]				
1	Eigengewicht	g1	1,00	1,00	-8,341	-4,952	-0,417	-0,457	-0,263	-0,044	7,426	4,425	0,330	
2	Ausbaulast	g2	1,00	1,00	-2,451	-1,677	-0,157	-0,135	-0,078	-0,009	2,180	1,522	0,140	
3	Vorspannung	n _{pm0}	0,943	0,90	-4,590	0,169	0,302	-4,703	0,085	0,247	-4,815	0,000	0,193	
4	z _{cp} [m] = -0,291	u _{pm0}			8,108	3,195	0,152	0,685	0,283	0,141	-6,738	-2,628	0,130	
5	W _c [m ³ /m] = 0,135	u _{pm0,dir}	0,922	0,90	12,347	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-12,347	0,000	0,000	
6	P _{m0} [MN/m] = 5,73	u _{pm0,indir}	0,922	1,10	-4,239	3,195	0,152	0,685	0,283	0,141	5,610	-2,628	0,130	
7	Setzung	WL A	1,00	1,00	-0,601	-0,123	0,243	-0,056	-0,005	-0,021	0,490	0,113	-0,284	
8		WL B	0,00	1,00	0,012	-0,003	-0,005	0,001	-0,001	0,003	-0,011	0,002	0,010	
9		Achse 1	0,00	1,00	1,052	0,202	-0,437	0,101	0,007	0,040	-0,849	-0,187	0,517	
10		Achse 2	1,00	1,00	-0,479	-0,080	0,205	-0,048	-0,003	-0,022	0,383	0,075	-0,249	
11	Temperatur	M pos	0,00	0,50	1,376	-0,124	0,213	-0,017	-0,027	0,023	-1,409	0,069	-0,168	
12		M neg	1,00	0,50	-0,881	0,071	-0,139	0,027	0,013	-0,015	0,936	-0,046	0,109	
13	UDL 1	Real	sx max	1,00	0,40	-1,240	-0,732	-0,028	-0,065	-0,044	-0,005	1,109	0,645	0,019
14			sx min	1,00	0,40	0,004	0,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	-0,003	0,000	0,002
15	UDL 2		sx max	1,00	0,40	-1,295	-0,789	-0,005	-0,069	-0,043	-0,005	1,157	0,703	-0,005
16			sx min	1,00	0,40	0,110	0,032	-0,041	0,006	0,005	-0,001	-0,097	-0,022	0,040
17	TS - LM 1	Real zentr.	sx max	1,00	0,75	-2,320	-1,200	-0,644	-0,125	-0,083	-0,031	2,071	1,034	0,582
18			sx min	1,00	0,75	0,043	0,010	-0,018	0,004	0,001	0,001	-0,035	-0,008	0,020
19	Kombination max Verkehr				-13,015	-4,920	-0,282	-4,127	-0,080	0,224	4,760	4,761	0,730	
20	Kombination min Verkehr				-10,184	-3,392	0,184	-3,975	0,020	0,252	2,234	3,431	0,319	
Spannungsanteile aus Kombinationen							sl	sll	γ					
							[MN/m ²]		[°]					
21	Membranspannungsanteil	Zeile 19	σ _n	MID	-4,127	-0,080	0,224	-0,068	-4,140	-3,16	zug. sll			
22	Biegespannungsanteile		σ _m	TOP	8,887	4,840	0,506	8,950	4,778	7,02	zug. sl			
23	Membranspannungsanteil	Zeile 20	σ _n	MID	-3,975	0,020	0,252	0,035	-3,990	-3,59	zug. sll			
24	Biegespannungsanteile		σ _m	TOP	6,209	3,412	0,067	6,211	3,410	1,38	zug. sl			
Schwingbreiten aus Zustand 2							aus Zeile	max Verkehr	aus Zeile	min Verkehr				
ξ : Richtung Spann- und Betonstahl														
25	h [m] = 0,900	Bem.-Normalkraft in ξ		21	n _{ξ,Ed} =	-3,51 [MN/m]	23	n _{ξ,Ed} =	-3,35 [MN/m]					
26	W _c [m ³ /m] = 0,135	Betonrandspannung in ξ		22	σ _{ξ,m,c} =	9,39 [MN/m ²]	24	σ _{ξ,m,c} =	6,28 [MN/m ²]					
27	d _p [m] = 0,741	Bemessungsmoment			m _{ξ1,Ed} =	2,44 [MNm/m]		m _{ξ1,Ed} =	1,98 [MNm/m]					
28	d _s [m] = 0,830	Vorwerte für Berechnung			χ =	0,775		η =	-0,8862					
29	A _p [cm ² /m] = 57,53	nach Zustand 2			d _r [m] =	0,782		ρ _{eff} =	0,0042					
30	A _s [cm ² /m] = 13,40	Ergebnisse Zustand 2			x =	0,435 m		x =	0,623 m					
31	ξ ₁ = 0,348				σ _{s1} =	107 MN/m ²		σ _{s1} =	24 MN/m ²					
32	A _{p,eff} [cm ² /m] = 20,03													
33	α _s = 6,667	Schwingbreite			Δσ _s =	82 MN/m ²								
34					>	70 MN/m ²							Nachweis erforderlich	

Tabelle 9-9: Ermüdungsnachweis mit dem ELM 3 im gerissenen Zustand (Zustand II)

Punkt S2_81	ELM 3	Schwingbreitenermittlung im Zust. 2			BOT			MID			TOP			
		Stütz-längs-o	Faktor 1	Faktor 2	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	
Lastfall				[MN/m²]			[MN/m²]			[MN/m²]				
1	Eigengewicht	g1	1,00	1,00	-8,341	-4,952	-0,417	-0,457	-0,263	-0,044	7,426	4,425	0,330	
2	Ausbaulast	g2	1,00	1,00	-2,451	-1,677	-0,157	-0,135	-0,078	-0,009	2,180	1,522	0,140	
3	Vorspannung	n_{pm0}	0,943	0,90	-4,590	0,169	0,302	-4,703	0,085	0,247	-4,815	0,000	0,193	
4	z_{cp} [m] = -0,291	u_{pm0}			8,108	3,195	0,152	0,685	0,283	0,141	-6,738	-2,628	0,130	
5	W_c [m³/m] = 0,135	$u_{pm0,dir}$	0,922	0,90	12,347	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-12,347	0,000	0,000	
6	P_{m0} [MN/m] = 5,73	$u_{pm0,indir}$	0,922	1,10	-4,239	3,195	0,152	0,685	0,283	0,141	5,610	-2,628	0,130	
7	Setzung	WL A	1,00	1,00	-0,601	-0,123	0,243	-0,056	-0,005	-0,021	0,490	0,113	-0,284	
8		WL B	0,00	1,00	0,012	-0,003	-0,005	0,001	-0,001	0,003	-0,011	0,002	0,010	
9		Achse 1	0,00	1,00	1,052	0,202	-0,437	0,101	0,007	0,040	-0,849	-0,187	0,517	
10		Achse 2	1,00	1,00	-0,479	-0,080	0,205	-0,048	-0,003	-0,022	0,383	0,075	-0,249	
11	Temperatur	M pos	0,00	0,60	1,376	-0,124	0,213	-0,017	-0,027	0,023	-1,409	0,069	-0,168	
12		M neg	1,00	0,60	-0,881	0,071	-0,139	0,027	0,013	-0,015	0,936	-0,046	0,109	
13	ELM 3	Real	sx max	1,00	1,75	-1,390	-0,810	-0,450	-0,071	-0,046	-0,017	1,249	0,717	0,415
14			sx min	1,00	1,75	0,021	0,004	-0,009	0,002	0,000	0,001	-0,018	-0,003	0,010
15	Kombination max Verkehr				-12,782	-4,822	-0,587	-4,101	-0,063	0,219	4,580	4,695	1,025	
16	Kombination min Verkehr				-10,312	-3,398	0,185	-3,974	0,019	0,251	2,364	3,435	0,316	
Spannungsanteile aus Kombinationen					sx	sy	sxy	sl	slI	γ				
					[MN/m²]			[MN/m²]		[°]				
17	Membranspannungsanteil	Zeile 15	σ_n	MID	-4,101	-0,063	0,219	-0,051	-4,113	-3,10	zug. slI			
18	Biegespannungsanteile		σ_m	TOP	8,681	4,758	0,806	8,840	4,599	11,17	zug. sl			
19	Membranspannungsanteil	Zeile 16	σ_n	MID	-3,974	0,019	0,251	0,034	-3,990	-3,58	zug. slI			
20	Biegespannungsanteile		σ_m	TOP	6,338	3,417	0,066	6,339	3,415	1,29	zug. sl			
Schwingbreiten aus Zustand 2					aus Zeile	max Verkehr		aus Zeile	min Verkehr					
21	h [m] = 0,900	Bem.-Normalkraft in ξ		17	$n_{\xi,Ed}$	-3,49 [MN/m]		19	$n_{\xi,Ed}$	-3,35 [MN/m]				
22	W_c [m³/m] = 0,135	Betonrandspannung in ξ		18	$\sigma_{\xi,m,c}$	9,49 [MN/m²]		20	$\sigma_{\xi,m,c}$	6,40 [MN/m²]				
23	d_p [m] = 0,741	Bemessungsmoment			$m_{\xi1,Ed}$	2,44 [MNm/m]			$m_{\xi1,Ed}$	2,00 [MNm/m]				
24	d_s [m] = 0,830	Vorwerte für Berechnung			χ =	0,779	η = -0,8934		χ =	0,593	η = -0,7563			
25	A_p [cm²/m] = 57,53	nach Zustand 2			d_r [m] =	0,782	ρ_{eff} = 0,0042		d_r [m] =	0,788	ρ_{eff} = 0,0040			
26	A_s [cm²/m] = 13,40	Ergebnisse Zustand 2			x =	0,428 m			x =	0,611 m				
27	ξ_1 = 0,348				σ_{s1} =	112 MN/m²			σ_{s1} =	27 MN/m²				
28	$A_{p,eff}$ [cm²/m] = 20,03				$\Delta\sigma_{p1}$ =	30 MN/m²			$\Delta\sigma_{p1}$ =	6 MN/m²				
29	α_s = 6,667	Schwingbreiten					$\Delta\sigma_s$ = 85 MN/m²							
30							$\Delta\sigma_p$ = 25 MN/m²							
Ermüdungsnachweis														
Beton- und Spannstahl		ϕ_{fat}	$\Delta\phi_{fat}$	$\lambda_{s,1}$	$\lambda_{s,2}$	$\lambda_{s,3}$	$\lambda_{s,4}$	λ_s	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma_{s,eq}$	$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$	$\gamma_{s,fat}$		
		[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MN/m²]	[MN/m²]	[MN/m²]	[-]		
31	Korrektur-Betonstahl	1,20	1,00	0,91	1,00	1,00	1,08	1,18	85	100	195	1,15		
32	beiwert λ_s Spannstahl	1,20	1,00	1,03	1,00	1,00	1,10	1,36	25	34	120	1,25		
Nachweis														
33	$\gamma_{F,fat} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,eq} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}$ mit $\gamma_{F,fat} = \gamma_{Ed,fat} = 1,0$													
34	Betonstahl:		100 < 170											
	Spannstahl:		34 < 96											

9.1.2.2 Nachweis in Querrichtung

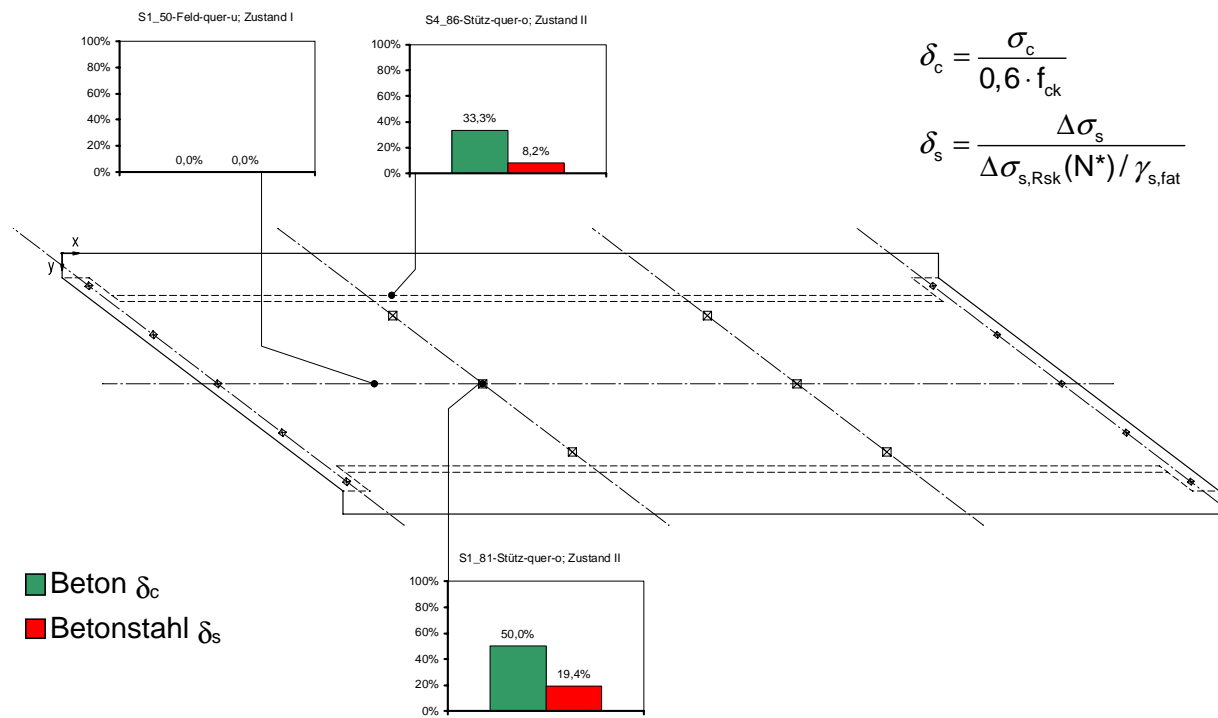


Bild 9-38: Ausnutzungsgrade δ in Querrichtung

Exemplarisch wird die tabellarische Auswertung am Auswertungspunkt *S1_81-Stütz-quer-o* angegeben.

Tabelle 9-10: Eingabemaske

Punkt S1_81 Stütz-quer-o		BOT			MID			TOP		
		sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy
Lastfall		[MN/m ²]			[MN/m ²]			[MN/m ²]		
Eigengewicht	g1	-4,919	-4,750	0,848	-0,023	-0,025	-0,085	4,872	4,701	-1,018
Ausbaulast	g2	-0,670	-0,996	0,184	-0,006	0,001	-0,020	0,657	0,998	-0,225
Vorspannung	σ_{pm0}	-4,789	0,344	-0,032	-4,945	0,105	0,011	-5,100	-0,133	0,054
	u_{pm0}	3,106	1,395	-2,973	0,054	0,164	0,182	-2,998	-1,067	3,337
Setzung	WL A	-1,001	-0,491	0,391	-0,044	-0,023	-0,006	0,913	0,446	-0,402
	WL B	0,017	-0,084	-0,012	0,006	0,006	0,004	-0,004	0,095	0,020
	Achse 1	1,848	0,779	-0,731	0,087	0,046	0,014	-1,674	-0,688	0,758
	Achse 2	-0,890	-0,242	0,354	-0,049	-0,030	-0,013	0,792	0,183	-0,379
Temperatur	M pos	3,779	1,901	0,052	-0,005	0,044	0,000	-3,789	-1,813	-0,052
	M neg	-2,474	-1,227	-0,027	-0,008	-0,022	0,006	2,458	1,184	0,039
UDL 1	sy max	-0,407	-0,355	0,066	0,001	-0,003	-0,004	0,409	0,348	-0,074
	sy min	0,016	0,039	-0,004	-0,002	0,000	-0,001	-0,019	-0,040	0,002
UDL 2	sy max	-0,698	-0,855	0,132	0,005	0,002	-0,007	0,708	0,858	-0,147
	sy min	0,078	0,176	-0,014	-0,008	-0,004	-0,004	-0,094	-0,183	0,005
LM 1	sy max	-0,875	-0,919	0,181	0,005	0,007	-0,007	0,885	0,934	-0,195
	sy min	0,003	0,169	-0,005	-0,008	-0,005	-0,005	-0,020	-0,179	-0,005
ELM 3	sy max	-0,497	-0,499	0,143	0,003	-0,003	-0,006	0,503	0,493	-0,155
	sy min	-0,004	0,092	-0,004	-0,005	-0,003	-0,003	-0,005	-0,099	-0,003

Eingabe

Ermittelte Werte

Vorspannkraft pro Spannlied	$P_m =$	1,635 MN	Spannkraft pro Meter	$P_m =$	5,60 MN/m
Reibungsverlust	$r =$	1,023	Querschnitt Beton	$A_c =$	0,900 m ² /m
Abstand Spannlieder	$e =$	0,292 m	Widerstandsmoment	$W_c =$	0,135 m ³ /m
Betonstahlquerschnitt	$A_s =$	61,99 cm ² /m		$\alpha_s =$	6,667
Stich Spannstahl	$z_{cp} =$	-0,291 m			
Statische Höhe Betonstahl	$d_s =$	0,830 m			
Querschnittshöhe	$h =$	0,900 m			
E-Modul Beton	$E_{cm} =$	30000 MN/m ²			
E-Modul Betonstahl	$E_s =$	200000 MN/m ²			
	$f_{ctm} =$	2,9 MN/m ²			
	$0,6 f_{ck} =$	-18 MN/m ²			
Verlust durch K+S+R		6,0%			

Ermüdungsnachweis		ϕ_{fat}	$\Delta\phi_{fat}$	$\lambda_{s,1}$	$\lambda_{s,2}$	$\lambda_{s,3}$	$\lambda_{s,4}$	$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$	$\gamma_{s,fat}$	λ_s
Betonstahl		[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MN/m ²]	[-]	
Korrekturbeiwert λ_s	Betonstahl	1,20	1,00	1,16	1,00	1,00	1,08	195	1,15	1,50

Tabelle 9-11: Seltene EWK zur Bestimmung des Querschnittszustandes

Punkt S1_81	seltene EWK zur Ermittlung			BOT			MID			TOP				
	Stütz-quer-o	ob Zustand 1 oder 2 maßgebend		sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy		
Lastfall		Faktor 1	Faktor 2	[MN/m ²]			[MN/m ²]			[MN/m ²]				
1	Eigengewicht	g1	1,00	1,00	-4,919	-4,750	0,848	-0,023	-0,025	-0,085	4,872	4,701	-1,018	
2	Ausbaulast	g2	1,00	1,00	-0,670	-0,996	0,184	-0,006	0,001	-0,020	0,657	0,998	-0,225	
3	Vorspannung	n_{pm0}	0,962	0,90	-4,789	0,344	-0,032	-4,945	0,105	0,011	-5,100	-0,133	0,054	
4	z_{cp} [m] = -0,291	u_{pm0}			3,106	1,395	-2,973	0,054	0,164	0,182	-2,998	-1,067	3,337	
5	W_c [m ³ /m] = 0,135	$u_{pm0,dir}$	0,940	0,90	12,347	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-12,347	0,000	0,000	
6	P_{m0} [MN/m] = 5,73	$u_{pm0,indir}$	0,940	1,10	-9,241	1,395	-2,973	0,054	0,164	0,182	9,350	-1,067	3,337	
7	Setzung	WL A	1,00	1,00	-1,001	-0,491	0,391	-0,044	-0,023	-0,006	0,913	0,446	-0,402	
8		WL B	1,00	1,00	0,017	-0,084	-0,012	0,006	0,006	0,004	-0,004	0,095	0,020	
9		Achse 1	0,00	1,00	1,848	0,779	-0,731	0,087	0,046	0,014	-1,674	-0,688	0,758	
10		Achse 2	1,00	1,00	-0,890	-0,242	0,354	-0,049	-0,030	-0,013	0,792	0,183	-0,379	
11	Temperatur	M pos	0,00	0,80	3,779	1,901	0,052	-0,005	0,044	0,000	-3,789	-1,813	-0,052	
12		M neg	1,00	0,80	-2,474	-1,227	-0,027	-0,008	-0,022	0,006	2,458	1,184	0,039	
13	UDL 1	Real	sy max	1,00	1,00	-0,407	-0,355	0,066	0,001	-0,003	-0,004	0,409	0,348	-0,074
14			sy min	0,00	1,00	0,016	0,039	-0,004	-0,002	0,000	-0,001	-0,019	-0,040	0,002
15	UDL 2		sy max	1,00	1,00	-0,698	-0,855	0,132	0,005	0,002	-0,007	0,708	0,858	-0,147
16			sy min	0,00	1,00	0,078	0,176	-0,014	-0,008	-0,004	-0,004	-0,094	-0,183	0,005
17	TS - LM 1	Real zentr.	sy max	1,00	1,00	-0,875	-0,919	0,181	0,005	0,007	-0,007	0,885	0,934	-0,195
18			sy min	0,00	1,00	0,003	0,169	-0,005	-0,008	-0,005	-0,005	-0,020	-0,179	-0,005
19	Summe aus Kombination				-14,677	-7,934	-0,980	-4,335	0,179	0,066	6,006	8,291	1,110	
Hauptspannungen aus Kombination				sl	sll	γ	sl	sll	γ	sl	sll	γ		
				[MN/m ²]		[°]	[MN/m ²]		[°]	[MN/m ²]		[°]		
20	$f_{ctm} = 2,9$ MN/m ²				-7,794	-14,816	8,10	0,180	-4,336	-0,83	8,742	5,555	-22,09	
21	Spannungsermittlung nach Zustand 2				< 2,9	< 2,9	zug. sll	< 2,9	< 2,9	zug. sll	> 2,9	> 2,9	zug. sll	

Tabelle 9-12: Nicht-häufige EWK zur Ermittlung der Betondruckspannungen

Punkt S1_81 Stütz-quer-o	nicht-häufige EWK zur Ermittlung der Betondruckspannungen Zust. 2			BOT			MID			TOP				
				sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy		
Lastfall	Faktor 1	Faktor 2	[MN/m ²]			[MN/m ²]			[MN/m ²]					
1	Eigengewicht	g1	1,00	1,00	-4,919	-4,750	0,848	-0,023	-0,025	-0,085	4,872	4,701	-1,018	
2	Ausbaulast	g2	1,00	1,00	-0,670	-0,996	0,184	-0,006	0,001	-0,020	0,657	0,998	-0,225	
3	Vorspannung	n_{pm0}	0,962	1,00	-4,789	0,344	-0,032	-4,945	0,105	0,011	-5,100	-0,133	0,054	
4	z_{cp} [m] = -0,291	u_{pm0}			3,106	1,395	-2,973	0,054	0,164	0,182	-2,998	-1,067	3,337	
5	W_c [m ³ /m] = 0,135	$u_{pm0,dir}$	0,940	1,00	12,347	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-12,347	0,000	0,000	
6	P_{m0} [MN/m] = 5,73	$u_{pm0,indir}$	0,940	1,00	-9,241	1,395	-2,973	0,054	0,164	0,182	9,350	-1,067	3,337	
7	Setzung	WL A	1,00	1,00	-1,001	-0,491	0,391	-0,044	-0,023	-0,006	0,913	0,446	-0,402	
8		WL B	1,00	1,00	0,017	-0,084	-0,012	0,006	0,006	0,004	-0,004	0,095	0,020	
9		Achse 1	0,00	1,00	1,848	0,779	-0,731	0,087	0,046	0,014	-1,674	-0,688	0,758	
10		Achse 2	1,00	1,00	-0,890	-0,242	0,354	-0,049	-0,030	-0,013	0,792	0,183	-0,379	
11	Temperatur	M pos	1,00	0,60	3,779	1,901	0,052	-0,005	0,044	0,000	-3,789	-1,813	-0,052	
12		M neg	0,00	0,60	-2,474	-1,227	-0,027	-0,008	-0,022	0,006	2,458	1,184	0,039	
13	UDL 1	Real	sx max	1,00	0,80	-0,407	-0,355	0,066	0,001	-0,003	-0,004	0,409	0,348	-0,074
14			sx min	0,00	0,80	0,016	0,039	-0,004	-0,002	0,000	-0,001	-0,019	-0,040	0,002
15	UDL 2		sx max	1,00	0,80	-0,698	-0,855	0,132	0,005	0,002	-0,007	0,708	0,858	-0,147
16			sx min	0,00	0,80	0,078	0,176	-0,014	-0,008	-0,004	-0,004	-0,094	-0,183	0,005
17	TS - LM 1	Real zentr.	sx max	1,00	0,80	-0,875	-0,919	0,181	0,005	0,007	-0,007	0,885	0,934	-0,195
18			sx min	0,00	0,80	0,003	0,169	-0,005	-0,008	-0,005	-0,005	-0,020	-0,179	-0,005
19	Summe aus Kombination					-8,465	-5,484	-0,726	-4,814	0,216	0,048	-1,164	5,916	0,823
Spannungsanteile aus Kombinationen						sx	sy	sxy	sl	slI	γ			
						[MN/m ²]			[MN/m ²]		[°]			
20	Membranspannungsanteil	Zeile 19	σ_n	MID	-4,814	0,216	0,048	0,216	-4,815	-0,55	zug. slI			
21	Biegespannungsanteile		σ_m	TOP	3,651	5,700	0,774	5,960	3,391	-18,54	zug. slI			
Spannungsermittlung im Zustand 2				aus										
				Zeile										
22	h [m] = 0,900	Bem.-Normalkraft		20	$n_{Ed} = 0,19$ [MN/m]									
23	W_c [m ³ /m] = 0,135	Betonrandspannung		21	$\sigma_{m,c} = 5,96$ [MN/m ²]									
24	A_s [cm ² /m] = 61,99	Bemessungsmoment			$m_{1,Ed} = 0,73$ [MNm/m]									
25	$\alpha_s = 6,667$	Vorwerte für Berechnung				$\eta = 4,5225$								
26		nach Zustand 2		d_r [m] =	0,830	$\rho_{eff} = 0,0075$								
27		Ergebnisse Zustand 2		$x = 0,207$ m										
28		Betondruckspannung		$\sigma_{c2} = -9$ MN/m ²										
29				< -18		MN/m ² kein Nachweis erforderlich								

Tabelle 9-13: Häufige EWK zur Abschätzung, ob Nachweis erforderlich

Punkt S1_81 Stütz-quer-o	häufige EWK zur Abschätzung, ob Nachweis erforderlich			BOT			MID			TOP				
				sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy		
Lastfall		Faktor 1	Faktor 2	[MN/m²]			[MN/m²]			[MN/m²]				
1	Eigengewicht	g1	1,00	1,00	-4,919	-4,750	0,848	-0,023	-0,025	-0,085	4,872	4,701	-1,018	
2	Ausbaulast	g2	1,00	1,00	-0,670	-0,996	0,184	-0,006	0,001	-0,020	0,657	0,998	-0,225	
3	Vorspannung	n_{pm0}	0,962	0,75	-4,789	0,344	-0,032	-4,945	0,105	0,011	-5,100	-0,133	0,054	
4	z_{cp} [m] = -0,291	u_{pm0}			3,106	1,395	-2,973	0,054	0,164	0,182	-2,998	-1,067	3,337	
5	W_c [m³/m] = 0,135	$u_{pm0,dir}$	0,940	0,75	12,347	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-12,347	0,000	0,000	
6	P_{m0} [MN/m] = 5,73	$u_{pm0,indir}$	0,940	0,75	-9,241	1,395	-2,973	0,054	0,164	0,182	9,350	-1,067	3,337	
7	Setzung	WL A	1,00	1,00	-1,001	-0,491	0,391	-0,044	-0,023	-0,006	0,913	0,446	-0,402	
8		WL B	1,00	1,00	0,017	-0,084	-0,012	0,006	0,006	0,004	-0,004	0,095	0,020	
9		Achse 1	0,00	1,00	1,848	0,779	-0,731	0,087	0,046	0,014	-1,674	-0,688	0,758	
10		Achse 2	1,00	1,00	-0,890	-0,242	0,354	-0,049	-0,030	-0,013	0,792	0,183	-0,379	
11	Temperatur	M pos	1,00	0,50	3,779	1,901	0,052	-0,005	0,044	0,000	-3,789	-1,813	-0,052	
12		M neg	0,00	0,50	-2,474	-1,227	-0,027	-0,008	-0,022	0,006	2,458	1,184	0,039	
13	UDL 1	Real	sy max	1,00	0,40	-0,407	-0,355	0,066	0,001	-0,003	-0,004	0,409	0,348	-0,074
14			sy min	0,00	0,40	0,016	0,039	-0,004	-0,002	0,000	-0,001	-0,019	-0,040	0,002
15	UDL 2		sy max	1,00	0,40	-0,698	-0,855	0,132	0,005	0,002	-0,007	0,708	0,858	-0,147
16			sy min	0,00	0,40	0,078	0,176	-0,014	-0,008	-0,004	-0,004	-0,094	-0,183	0,005
17	TS - LM 1	Real zentr.	sy max	1,00	0,75	-0,875	-0,919	0,181	0,005	0,007	-0,007	0,885	0,934	-0,195
18			sy min	0,00	0,75	0,003	0,169	-0,005	-0,008	-0,005	-0,005	-0,020	-0,179	-0,005
19	Summe aus Kombination				-7,936	-5,555	-0,113	-3,641	0,148	0,008	0,654	5,851	0,129	
Hauptspannungen aus Kombination				sl	sll	γ	sl	sll	γ	sl	sll	γ		
				[MN/m²]			[°]			[MN/m²]			[°]	
20	$\sigma_{co} < 0$ MN/m²				-5,550	-7,941	2,72	0,148	-3,641	-0,12	5,854	0,651	-1,42	
21	Nachweise Betonstahl erforderlich				< 0	< 0	zug. sll	> 0	< 0	zug. sll	> 0	> 0	zug. sll	

Tabelle 9-14: Häufige EWK für den vereinfachten Nachweis des Betonstahls

Punkt S1_81	Stütz-quer-o	häufige EWK, LM 1		BOT			MID			TOP				
		vereinf. Nachw. Betonstahl im Zust. 2		sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy		
		Lastfall	Faktor 1	Faktor 2	[MN/m ²]			[MN/m ²]			[MN/m ²]			
1	Eigengewicht	g1	1,00	1,00	-4,919	-4,750	0,848	-0,023	-0,025	-0,085	4,872	4,701	-1,018	
2	Ausbaulast	g2	1,00	1,00	-0,670	-0,996	0,184	-0,006	0,001	-0,020	0,657	0,998	-0,225	
3	Vorspannung	n_{pm0}	0,962	0,90	-4,789	0,344	-0,032	-4,945	0,105	0,011	-5,100	-0,133	0,054	
4	z_{cp} [m] = -0,291	u_{pm0}			3,106	1,395	-2,973	0,054	0,164	0,182	-2,998	-1,067	3,337	
5	W_c [m ³ /m] = 0,135	$u_{pm0,dir}$	0,940	0,20	12,347	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-12,347	0,000	0,000	
6	P_{m0} [MN/m] = 5,73	$u_{pm0,indir}$	0,940	0,20	-9,241	1,395	-2,973	0,054	0,164	0,182	9,350	-1,067	3,337	
7	Setzung	WL A	1,00	1,00	-1,001	-0,491	0,391	-0,044	-0,023	-0,006	0,913	0,446	-0,402	
8		WL B	1,00	1,00	0,017	-0,084	-0,012	0,006	0,006	0,004	-0,004	0,095	0,020	
9		Achse 1	0,00	1,00	1,848	0,779	-0,731	0,087	0,046	0,014	-1,674	-0,688	0,758	
10		Achse 2	1,00	1,00	-0,890	-0,242	0,354	-0,049	-0,030	-0,013	0,792	0,183	-0,379	
11	Temperatur	M pos	1,00	0,50	3,779	1,901	0,052	-0,005	0,044	0,000	-3,789	-1,813	-0,052	
12		M neg	0,00	0,50	-2,474	-1,227	-0,027	-0,008	-0,022	0,006	2,458	1,184	0,039	
13	UDL 1	Real	sy max	1,00	0,40	-0,407	-0,355	0,066	0,001	-0,003	-0,004	0,409	0,348	-0,074
14			sy min	1,00	0,40	0,016	0,039	-0,004	-0,002	0,000	-0,001	-0,019	-0,040	0,002
15	UDL 2		sy max	1,00	0,40	-0,698	-0,855	0,132	0,005	0,002	-0,007	0,708	0,858	-0,147
16			sy min	1,00	0,40	0,078	0,176	-0,014	-0,008	-0,004	-0,004	-0,094	-0,183	0,005
17	TS - LM 1	Real zentr.	sy max	1,00	0,75	-0,875	-0,919	0,181	0,005	0,007	-0,007	0,885	0,934	-0,195
18			sy min	1,00	0,75	0,003	0,169	-0,005	-0,008	-0,005	-0,005	-0,020	-0,179	-0,005
19	Kombination max Verkehr				-10,232	-6,227	1,419	-4,382	0,078	-0,085	1,469	6,383	-1,589	
20	Kombination min Verkehr				-9,094	-4,842	1,194	-4,398	0,068	-0,081	0,298	4,977	-1,355	
Spannungsanteile aus Kombinationen				sx	sy	sxy	sl	slI	γ					
				[MN/m ²]			[MN/m ²]		[°]					
21	Membranspannungsanteil	Zeile 19	σ_n	MID	-4,382	0,078	-0,085	0,080	-4,383	1,09 zug. slI				
22	Biegespannungsanteile		σ_m	TOP	5,850	6,305	-1,504	7,599	4,557	40,70 zug. slI				
23	Membranspannungsanteil	Zeile 20	σ_n	MID	-4,398	0,068	-0,081	0,069	-4,399	1,03 zug. slI				
24	Biegespannungsanteile		σ_m	TOP	4,696	4,910	-1,274	6,081	3,524	42,60 zug. slI				
Schwingbreiten aus Zustand 2				aus Zeile	max Verkehr			aus Zeile	min Verkehr					
25	h [m] = 0,900	Bem.-Normalkraft in η		21	$n_{\eta,Ed}$ =	0,15 [MN/m]		23	$n_{\eta,Ed}$ =	0,13 [MN/m]				
26	W_c [m ³ /m] = 0,135	Betonrandspannung in η		22	$\sigma_{\eta,m,c}$ =	7,81 [MN/m ²]		24	$\sigma_{\eta,m,c}$ =	6,18 [MN/m ²]				
27	A_s [cm ² /m] = 61,99	Bemessungsmoment			$m_{\eta1,Ed}$ =	1,00 [MNm/m]			$m_{\eta1,Ed}$ =	0,78 [MNm/m]				
28	α_s = 6,667	Vorwerte für Berechnung nach Zustand 2			η =	8,2111			η =	7,0775				
29				d_s [m] =	0,830	ρ_{eff} =	0,0075	d_s [m] =	0,830	ρ_{eff} =	0,0075			
30		Ergebnisse Zustand 2			x =	0,214 m			x =	0,213 m				
31					σ_{s1} =	236 MN/m ²			σ_{s1} =	188 MN/m ²				
32		Schwingbreite			$\Delta\sigma_s$ =	48 MN/m ²								
33					<	70 MN/m ²			kein Nachweis erforderlich					

Tabelle 9-15: Ermüdungsnachweis mit dem ELM 3 im gerissenen Zustand (Zustand II)

Punkt S1_81	ELM 3		BOT			MID			TOP					
	Stütz-quer-o	Ermüdungsnachweis	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy	sx	sy	sxy			
Lastfall		Faktor 1	Faktor 2	[MN/m²]			[MN/m²]			[MN/m²]				
1	Eigengewicht	g1	1,00	1,00	-4,919	-4,750	0,848	-0,023	-0,025	-0,085	4,872	4,701	-1,018	
2	Ausbaulast	g2	1,00	1,00	-0,670	-0,996	0,184	-0,006	0,001	-0,020	0,657	0,998	-0,225	
3	Vorspannung	n _{pm0}	0,962	0,90	-4,789	0,344	-0,032	-4,945	0,105	0,011	-5,100	-0,133	0,054	
4	z _{cp} [m] = -0,291	u _{pm0}			3,106	1,395	-2,973	0,054	0,164	0,182	-2,998	-1,067	3,337	
5	W _c [m³/m] = 0,135	u _{pm0,dir}	0,940	0,90	12,347	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-12,347	0,000	0,000	
6	P _{m0} [MN/m] = 5,73	u _{pm0,indir}	0,940	1,10	-9,241	1,395	-2,973	0,054	0,164	0,182	9,350	-1,067	3,337	
7	Setzung	WL A	1,00	1,00	-1,001	-0,491	0,391	-0,044	-0,023	-0,006	0,913	0,446	-0,402	
8		WL B	1,00	1,00	0,017	-0,084	-0,012	0,006	0,006	0,004	-0,004	0,095	0,020	
9		Achse 1	0,00	1,00	1,848	0,779	-0,731	0,087	0,046	0,014	-1,674	-0,688	0,758	
10		Achse 2	1,00	1,00	-0,890	-0,242	0,354	-0,049	-0,030	-0,013	0,792	0,183	-0,379	
11	Temperatur	M pos	0,00	0,60	3,779	1,901	0,052	-0,005	0,044	0,000	-3,789	-1,813	-0,052	
12		M neg	1,00	0,60	-2,474	-1,227	-0,027	-0,008	-0,022	0,006	2,458	1,184	0,039	
13	ELM 3	Real	sy max	1,00	1,75	-0,497	-0,499	0,143	0,003	-0,003	-0,006	0,503	0,493	-0,155
14			sy min	1,00	1,75	-0,004	0,092	-0,004	-0,005	-0,003	-0,003	-0,005	-0,099	-0,003
15	Kombination max Verkehr				-13,070	-6,434	-1,102	-4,339	0,172	0,073	4,391	6,778	1,247	
16	Kombination min Verkehr				-12,208	-5,399	-1,359	-4,352	0,172	0,077	3,503	5,742	1,514	
Spannungsanteile aus Kombinationen					sx	sy	sxy	sl	sll	γ				
					[MN/m²]			[MN/m²]		[°]				
17	Membranspannungsanteil	Zeile 15	σ _m	MID	-4,339	0,172	0,073	0,173	-4,341	-0,92	zug. sll			
18	Biegespannungsanteile		σ _m	TOP	8,731	6,606	1,175	9,252	6,085	23,94	zug. sl			
19	Membranspannungsanteil	Zeile 16	σ _m	MID	-4,352	0,172	0,077	0,173	-4,354	-0,98	zug. sll			
20	Biegespannungsanteile		σ _m	TOP	7,856	5,570	1,436	8,549	4,878	25,75	zug. sl			
Schwingbreiten aus Zustand 2					aus Zeile	max Verkehr		aus Zeile	min Verkehr					
η : Richtung Betonstahl														
21	h [m] = 0,900	Bem.-Normalkraft in η		17	n _{η,Ed} = 0,22 [MN/m]		19	n _{η,Ed} = 0,22 [MN/m]						
22	W _c [m³/m] = 0,135	Betonrandspannung in η		18	σ _{η,m,c} = 7,78 [MN/m²]		20	σ _{η,m,c} = 7,01 [MN/m²]						
23	A _s [cm²/m] = 61,99	Bemessungsmoment			m _{η1,Ed} = 0,97 [MNm/m]			m _{η1,Ed} = 0,86 [MNm/m]						
24	α _s = 6,667	Vorwerte für Berechnung			η = 5,2904			η = 4,6311						
25		nach Zustand 2		d _s [m] = 0,830	ρ _{eff} = 0,0075		d _s [m] = 0,830	ρ _{eff} = 0,0075						
26		Ergebnisse Zustand 2		x = 0,209 m		x = 0,207 m								
27				σ _{s1} = 241 MN/m²		σ _{s1} = 219 MN/m²								
29		Schwingbreite		Δσ _s = 22 MN/m²										
30														
Ermüdungsnachweis		φ _{fat}	Δφ _{fat}	λ _{s,1}	λ _{s,2}	λ _{s,3}	λ _{s,4}	λ _s	Δσ	Δσ _{s,equ}	Δσ _{Rsk} (N*)	γ _{s,fat}		
Betonstahl		[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MN/m²]	[MN/m²]	[MN/m²]	[-]		
31	Korrekturbeiwert λ _s	1,20	1,00	1,16	1,00	1,00	1,08	1,50	22	33	195	1,15		
32	Nachweis: γ _{F,fat} · γ _{Ed,fat} · Δσ _{s,equ} ≤ $\frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}$ mit γ _{F,fat} = γ _{Ed,fat} = 1,0 Betonstahl: 33 < 170													

9.1.2.3 Nachweis für Querkraft

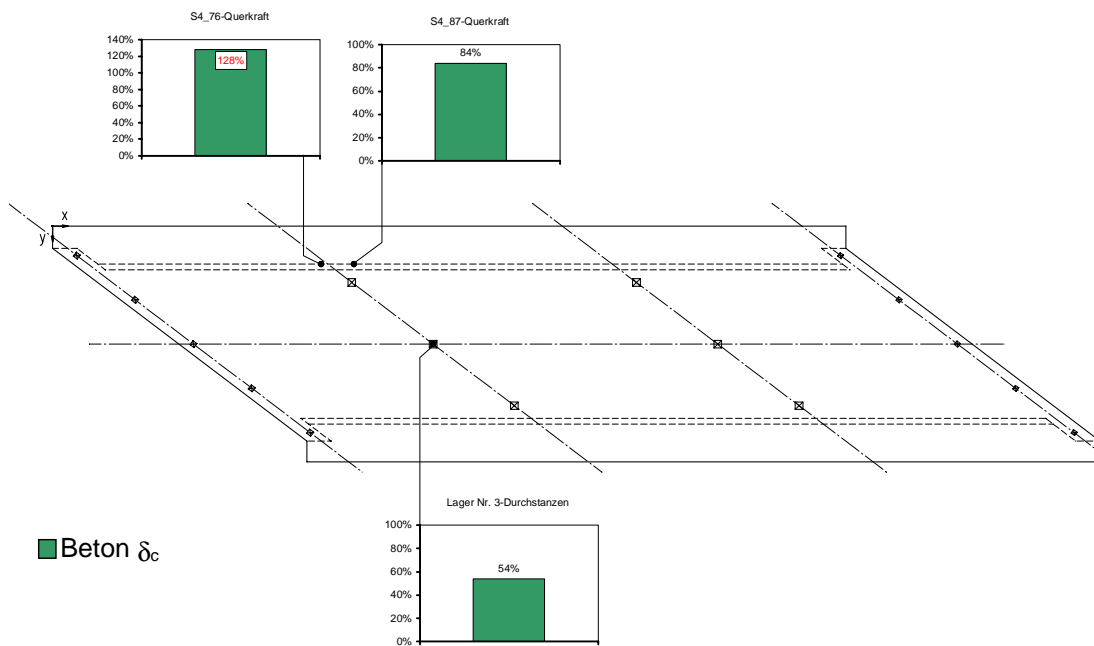


Bild 9-39: Ausnutzungsgrade für Querkraft und Durchstanzen
(Definition des Ausnutzungsgrades vgl. Tabelle 9-17 und Abs. 9.1.2.4)

Exemplarisch wird die tabellarische Auswertung am Auswertungspunkt S4_76-Querkraft angegeben.

Tabelle 9-16: Eingabemaske S4_76-Querkraft

Punkt S4_76 Querkraft		Normalkräfte			Querkräfte	
		n11	n22	n12	q13	q23
Lastfall		[MN/m]			[MN/m]	
Eigengewicht	g1	-0,016	0,183	-0,247	0,019	0,151
Ausbaulast	g2	-0,010	0,063	-0,067	0,015	0,043
Vorspannung	n_{pm0}	0,029	-2,159	0,173	0,006	-0,004
	u_{pm0}	-0,005	-0,249	0,447	-0,010	-0,231
Setzung	WL A	0,001	0,049	-0,024	0,001	-0,009
	WL B	0,000	-0,002	0,002	0,000	0,001
	Achse 1	-0,002	-0,089	0,045	-0,001	0,018
	Achse 2	0,002	0,043	-0,023	0,001	-0,009
Temperatur	M pos	-0,010	0,039	0,010	-0,003	-0,017
	M neg	0,005	-0,015	-0,009	0,002	0,011
UDL 1	q23 max	-0,007	0,005	-0,031	0,001	0,023
	q23 min	-0,004	0,024	-0,007	0,004	-0,008
UDL 2	q23 max	-0,002	-0,001	-0,027	0,000	0,024
	q23 min	-0,004	0,024	-0,010	0,004	-0,006
LM 1	q23 max	0,004	-0,026	-0,113	0,014	0,090
	q23 min	0,006	-0,010	-0,005	0,011	-0,014

Eingabe

Reibungsverlust	$r =$	1,023	Vorwerte für $V_{Rd,cl}$
Betonstahlquerschnitt	$A_s =$	61,99 cm ² /m	$\kappa =$ 1,73
Querschnittshöhe	$h =$	0,45 m	$\rho_l =$ 0,0163
Statische Höhe Betonstahl	$d_s =$	0,380 m	
Charak. Betonfestigkeit	$f_{ck} =$	30 MN/m ²	
Verlust durch K+S+R	geschätzt	7,0%	

Tabelle 9-17: Nachweis (S4_76-Querkraft)

Punkt S4_76	häufige EWK zur Ermittlung der Bemessungsquerkräfte			Normalkräfte			Querkräfte			
	Querkraft			n11	n22	n12	q13	q23		
Lastfall		Faktor 1	Faktor 2	[MN/m]			[MN/m]			
1	Eigengewicht	g1	1,00	1,00	-0,016	0,183	-0,247	0,019	0,151	
2	Ausbaulast	g2	1,00	1,00	-0,010	0,063	-0,067	0,015	0,043	
3	Vorspannung	n _{pm0}	0,951	0,90	0,029	-2,159	0,173	0,006	-0,004	
5		u _{pm0}	0,930	1,10	-0,005	-0,249	0,447	-0,010	-0,231	
7	Setzung	WL A	1,00	1,00	0,001	0,049	-0,024	0,001	-0,009	
8		WL B	1,00	1,00	0,000	-0,002	0,002	0,000	0,001	
9		Achse 1	0,00	1,00	-0,002	-0,089	0,045	-0,001	0,018	
10		Achse 2	1,00	1,00	0,002	0,043	-0,023	0,001	-0,009	
11	Temperatur	M pos	1,00	0,50	-0,010	0,039	0,010	-0,003	-0,017	
12		M neg	0,00	0,50	0,005	-0,015	-0,009	0,002	0,011	
13	UDL 1	Real	q23 max	1,00	0,40	-0,007	0,005	-0,031	0,001	0,023
14			q23 min	1,00	0,40	-0,004	0,024	-0,007	0,004	-0,008
15	UDL 2		q23 max	1,00	0,40	-0,002	-0,001	-0,027	0,000	0,024
16			q23 min	1,00	0,40	-0,004	0,024	-0,010	0,004	-0,006
17	TS - LM 1	Real exzentr.	q23 max	1,00	0,75	0,004	-0,026	-0,113	0,014	0,090
18			q23 min	1,00	0,75	0,006	-0,010	-0,005	0,011	-0,014
19	Kombination max Verkehr				-0,009	-1,765	0,142	0,040	0,014	
20	Kombination min Verkehr				-0,007	-1,735	0,239	0,040	-0,088	
21					$\Delta q_{i3} =$			0,000	0,102	
22					$V_{Ed,min} / V_{Ed,max}$			> 0	< 0	
23					maßgeb. => Fall 2					
Hauptschnittgrößen aus Kombination				nl	nll	γ	q _{res} , Betrag			
				[MN/m]		[°]	[MN/m]			
24	Kombination max Verkehr				0,002	-1,776	4,58	0,043		
25							zug. nl			
26	Kombination min Verkehr				0,026	-1,768	7,74	0,097		
27							zug. nl			
Nachweis										
28					σ_{cd} [MN/m ²] = 0,057 wird berücksichtigt					
29					$V_{Rd,ct}$ [MN/m] = 0,237					
30	Fall 1:				$\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0: \frac{ V_{Ed,max} }{ V_{Rd,ct} } \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{ V_{Ed,min} }{ V_{Rd,ct} } \leq 0,9$ nicht maßgebend					
31	Fall 2:				$\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0: \frac{ V_{Ed,max} }{ V_{Rd,ct} } \leq 0,5 - \frac{ V_{Ed,min} }{ V_{Rd,ct} }$ maßgebend					
				0,409 > 0,320		Nachweis nicht erfüllt!				
				$\delta = 1,28 > 1,0$						

Ausnutzungsgrad: $\delta_c = 0,409/0,320 = 1,28 > 1,0$.

9.1.2.4 Nachweis auf Durchstanzen

Exemplarisch wird die tabellarische Auswertung am Lager 3 angegeben.

Tabelle 9-18: Lagerkräfte unter der häufigen EWK für Lager Nr. 3

Nr.	Lastfall	Faktor	Lager WL A					Lager Achse 1			Lager Achse 2			Lager WL B						
			68 [MN]	67 [MN]	2 [MN]	69 [MN]	70 [MN]	75 [MN]	3 [MN]	77 [MN]	78 [MN]	4 [MN]	80 [MN]	72 [MN]	71 [MN]	5 [MN]	73 [MN]	74 [MN]		
1	Eigengewicht	g1	1,00	0,277	0,766	0,743	0,566	0,533	2,900	2,377	2,406	2,408	2,377	2,904	0,528	0,567	0,741	0,761	0,292	
2	Ausbauast	g2	1,00	0,144	0,170	0,073	-0,014	0,080	0,784	0,298	0,449	0,581	0,276	0,649	0,138	0,002	0,073	0,149	0,118	
3	Vorspannung	np	1,00	0,044	0,027	0,011	0,118	-0,017	-0,069	-0,094	-0,022	-0,022	-0,094	-0,067	-0,015	0,115	0,014	0,025	0,045	
4		up	1,00	0,163	0,270	-0,146	-0,174	-0,282	-0,731	1,049	-0,166	-0,167	1,050	-0,735	-0,293	-0,175	-0,131	0,257	0,182	
5	Setzung s	WL A	1,00	-0,002	0,000	0,007	-0,023	-0,162	0,053	0,182	0,095	-0,198	0,034	0,000	0,017	-0,002	-0,001	0,000	0,000	
6		WL B	1,00	0,000	0,000	-0,001	-0,002	0,017	0,000	0,034	-0,198	0,095	0,182	0,050	-0,160	-0,023	0,007	0,000	-0,002	
7		Achse 1	1,00	-0,001	0,000	0,000	0,015	0,310	-0,086	-0,304	-0,365	0,455	0,092	0,034	-0,162	-0,006	0,002	0,001	0,000	
8		Achse 2	1,00	0,000	0,001	0,002	-0,004	-0,165	0,034	0,093	0,454	-0,365	-0,302	-0,086	0,304	0,019	-0,001	-0,001	0,000	
		min		-0,002	-0,001	-0,001	-0,028	-0,327	-0,086	-0,304	-0,563	-0,302	-0,086	-0,322	-0,031	-0,002	-0,001	-0,002		
		max		0,000	0,001	0,009	0,015	0,327	0,087	0,309	0,550	0,550	0,308	0,085	0,321	0,019	0,010	0,001	0,000	
9	Temperatur t	M pos	0,50	0,093	-0,011	-0,039	-0,078	0,163	0,073	-0,364	0,164	0,165	-0,362	0,072	0,159	-0,074	-0,039	-0,011	0,095	
		M neg	0,50	-0,060	0,006	0,025	0,047	-0,102	-0,046	0,237	-0,109	-0,109	0,236	-0,045	-0,100	0,045	0,025	0,006	-0,061	
		min		-0,060	-0,011	-0,039	-0,078	-0,102	-0,046	-0,364	-0,109	-0,109	-0,362	-0,045	-0,100	-0,074	-0,039	-0,011	-0,061	
		max		0,093	0,006	0,025	0,047	0,163	0,073	0,237	0,164	0,165	0,236	0,072	0,159	0,045	0,025	0,006	0,095	
10	UDL 1	Spur 1	min	0,40	0,000	0,000	-0,002	-0,007	-0,028	0,000	-0,019	-0,026	-0,003	-0,019	-0,011	-0,003	0,000	-0,003	-0,001	0,000
			max	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11		Spur 2	min	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
			max	0,40	0,000	0,028	0,037	0,016	0,004	0,093	0,083	0,020	0,093	0,068	0,017	0,033	0,033	0,013	0,000	0,000
12		Spur 3	min	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
			max	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
13	UDL 2		min	0,40	-0,001	-0,001	-0,004	-0,008	-0,032	-0,009	-0,032	-0,031	-0,031	-0,009	-0,032	-0,008	-0,004	-0,001	-0,001	
			max	0,40	0,024	0,046	0,041	-0,008	0,063	0,175	0,151	0,171	0,171	0,151	0,174	0,063	0,032	0,041	0,046	0,025
14	TS - LM 1	Spur 1 zent.	min	0,75	0,000	-0,006	-0,014	-0,036	-0,088	-0,004	-0,114	-0,074	-0,022	-0,101	-0,060	-0,023	-0,015	-0,016	-0,008	-0,002
			max	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15		Spur 1 exz.	min	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
			max	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
16		Spur 2	min	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
			max	0,75	0,006	0,147	0,249	0,174	0,076	0,347	0,465	0,198	0,337	0,439	0,207	0,163	0,254	0,178	0,042	0,000
17		Spur 3	min	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
			max	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
18	TS - ELM 3	Spur 1 zent.	min	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
			max	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
19		Spur 1 exz.	min	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
			max	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
20		Spur 2	min	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
			max	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
21		Spur 3	min	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
			max	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Lastfallkombinatione Durchstanzen																				
max Lager 3				0,751	1,461	1,042	0,740	0,947	3,661	4,874	3,769	4,116	4,812	3,305	1,096	0,892	0,964	1,287	0,757	
min Lager 3				0,564	1,214	0,621	0,338	-0,264	2,740	2,798	1,864	2,073	2,793	2,539	-0,121	0,382	0,632	1,170	0,570	

Mittlere statische Höhe

$$d_x = 90 - 4,5 - 2,8 - 1,6/2 \approx 82 \text{ cm,}$$

$$d_y = 90 - 4,5 - 2,8/2 \approx 84 \text{ cm}$$

$$d_m = (d_x + d_y)/2 = (82 + 84)/2 = 83 \text{ cm.}$$

Kritischer Rundschnitt

$$u_{\text{crit}} = \pi (d_{\text{st}} + 2 \cdot 1,5 \cdot d_m) = \pi (68 + 2 \cdot 1,5 \cdot 83) = 996 \text{ cm} \quad \text{mit} \quad d_{\text{st}} = \sqrt{\frac{60 \cdot 60}{\pi}} \cdot 4 = 68 \text{ cm};$$

$$d_{\text{Ø}} = 68 + 2 \cdot 1,5 \cdot 83 = 317 \text{ cm.}$$

Bemessungsquerkräfte:

$$V_{\text{Ed,max}} = 4,874 \text{ MN,} \quad V_{\text{Ed,min}} = 2,798 \text{ MN}$$

Anteile aus Vorspannung

$$V_{\text{pd}} = u_3 \cdot (1,0 - \text{„Verlust“}) \cdot d_{\text{Ø}}^2 \cdot \pi/4 = 0,361 \cdot (1,0 - 0,06) \cdot 3,17^2 \cdot \pi/4 = 2,678 \text{ MN}$$

(Verlust aus S1_81-Stütz-längs-o)

Bemessungswerte der Querkraftbeanspruchung

$$V_{Ed,max} = \frac{\beta \cdot (V_{Ed,max} - V_{pd})}{u_{crit}} = \frac{1,05 \cdot (4,874 - 2,678)}{9,96} = 0,231 \text{ MN/m}$$

$$V_{Ed,min} = \frac{\beta \cdot (V_{Ed,min} - V_{pd})}{u_{crit}} = \frac{1,05 \cdot (2,798 - 2,678)}{9,96} = 0,013 \text{ MN/m}$$

Bauteilwiderstand ohne Querkraftbewehrung

$$V_{Rd,ct} = \left[0,14 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot d_m$$

$$\eta_1 = 1,0$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_m}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{830}} = 1,49$$

$$\rho_{lx} = 61,99 / (84 \cdot 100) = 0,0074$$

$$\rho_{ly} = 13,40 / (82 \cdot 100) = 0,0016$$

$$\rho_l = \sqrt{0,0074 \cdot 0,0016} = 0,0034$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} \approx 1,023 \cdot (1,0 - 0,06) \cdot (-4,945) = -4,755 \text{ MN/m}^2 \text{ (aus S1_81-Stütz-längs-o)}$$

$$V_{Rd,ct} = \left[0,14 \cdot 1,0 \cdot 1,49 \cdot (100 \cdot 0,0034 \cdot 30)^{1/3} + 0,12 \cdot 4,755 \right] \cdot 830 \cdot 10^{-3} = 0,849 \text{ MN/m}$$

Nachweis nach Gleichung (4.189)

$$\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0 : \quad \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,9$$

$$\frac{0,231}{0,849} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{0,013}{0,849} \leq 0,9$$

$$0,272 \leq 0,5 + 0,45 \cdot 0,015 = 0,507 \leq 0,9$$

Ausnutzungsgrad: $\delta_c = 0,272 / 0,507 = 0,54 < 1,0$.

9.1.3 Plattenbalkenbrücke mit Quervorspannung

9.1.3.1 Einzellastfälle

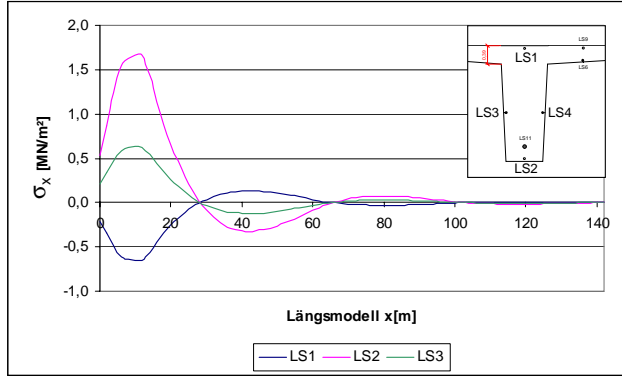


Bild 9-40: Einflusslinie für den Feldbereich 1 – Schnitt I

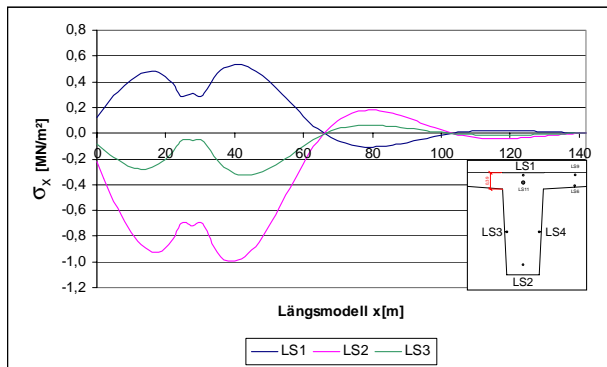


Bild 9-41: Einflusslinie für den Stützbereich 1 – Schnitt III

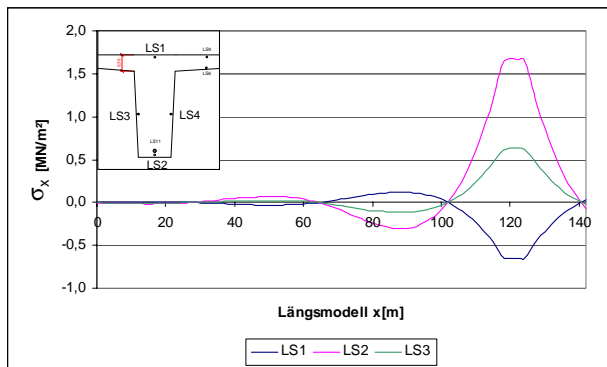


Bild 9-42: Einflusslinie für den Feldbereich 4 - Schnitt VII

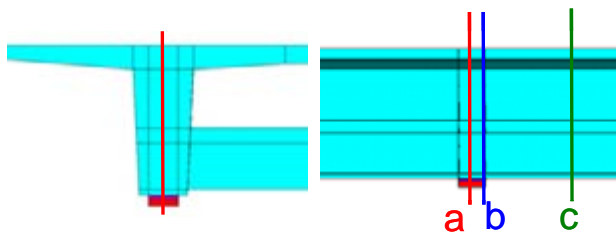


Bild 9-43: Schnittführung für die Auswertung der Spannungen über die Hauptträgerhöhe

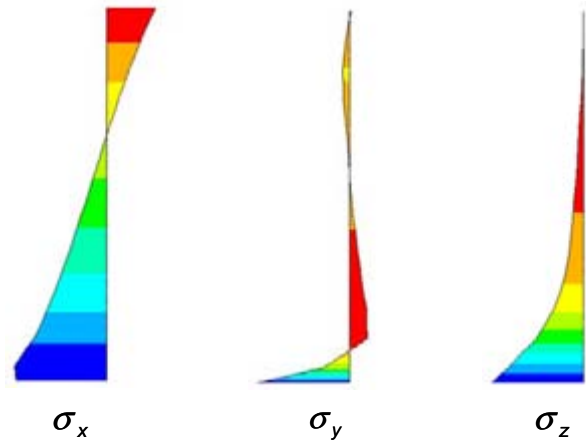


Bild 9-44: Spannungsverläufe in der Lagerachse a)

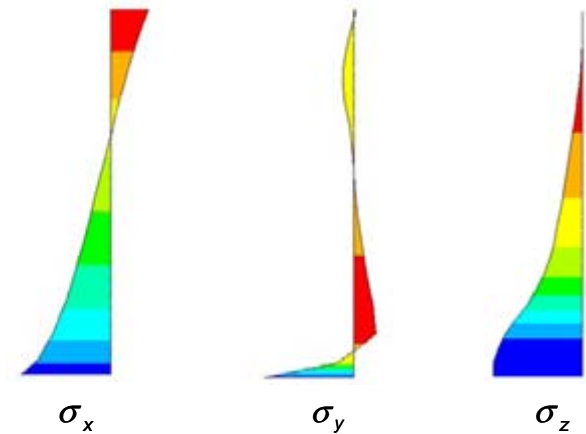


Bild 9-45: Spannungsverläufe am Auflagerrand b)

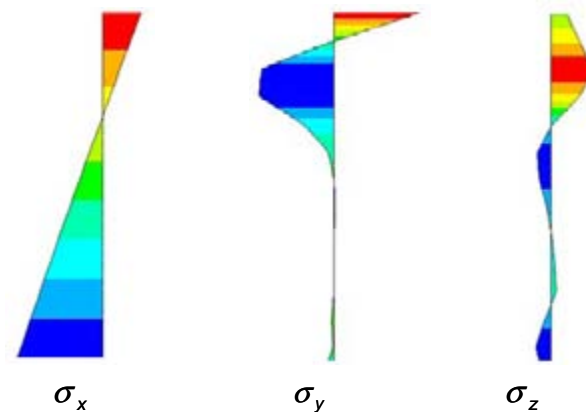


Bild 9-46: Spannungsverläufe im Abstand $d = 2,4$ m vom Auflagerrand c)

Aus programmtechnischen Gründen sind die Maßstäbe in den Darstellungen von Bild 9-44, Bild 9-45 und Bild 9-46 nicht identisch, so dass die Verläufe quantitativ nicht vergleichbar sind.

9.1.3.2 Gegenüberstellung verschiedener Lastmodelle

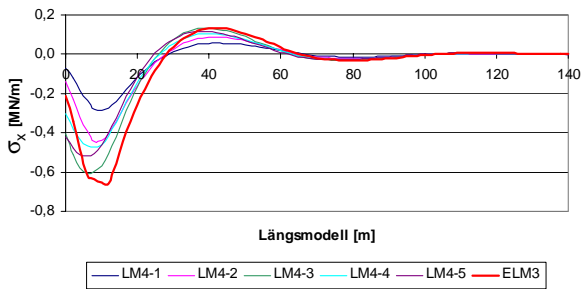


Bild 9-47: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und ELM4 im Schnitt I, Punkt LS1

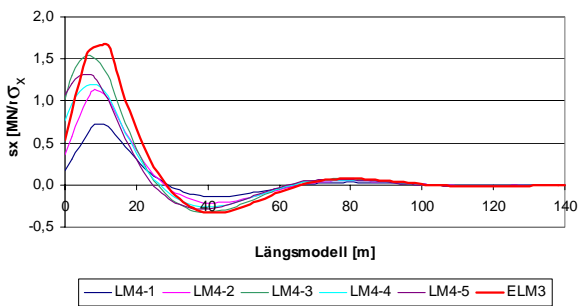


Bild 9-48: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und ELM4 im Schnitt I, Punkt LS2

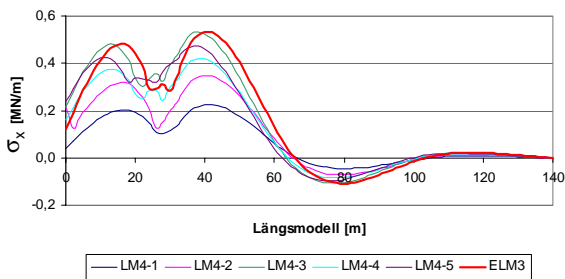


Bild 9-49: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und ELM4 im Schnitt III, Punkt LS1

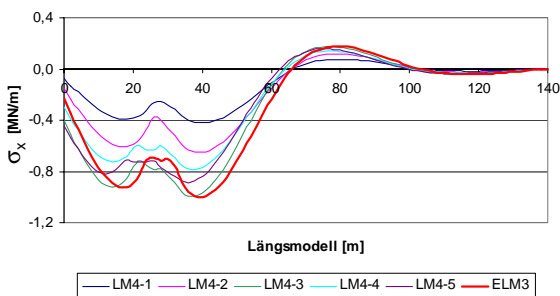


Bild 9-50: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und ELM4 im Schnitt III, Punkt LS2

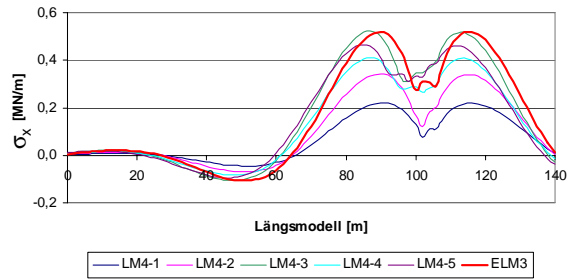


Bild 9-51: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und ELM4 im Schnitt V, Punkt LS1

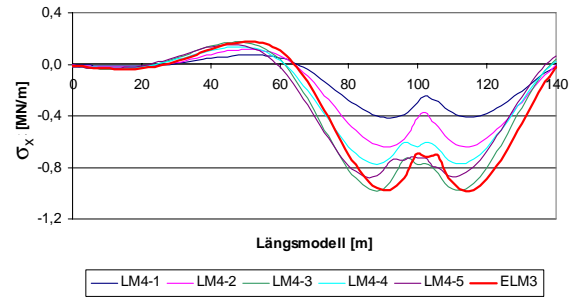


Bild 9-52: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und ELM4 im Schnitt V, Punkt LS2

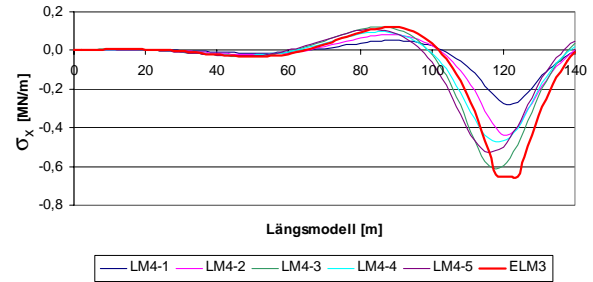


Bild 9-53: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und ELM4 im Schnitt VII, Punkt LS1

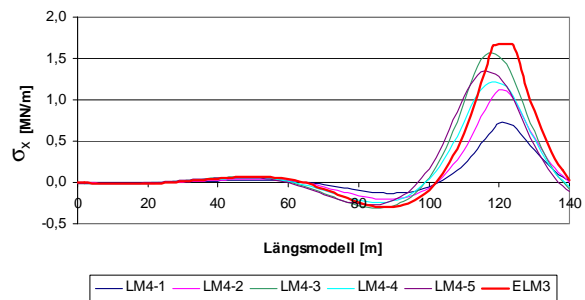


Bild 9-54: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und ELM4 im Schnitt VII, Punkt LS2

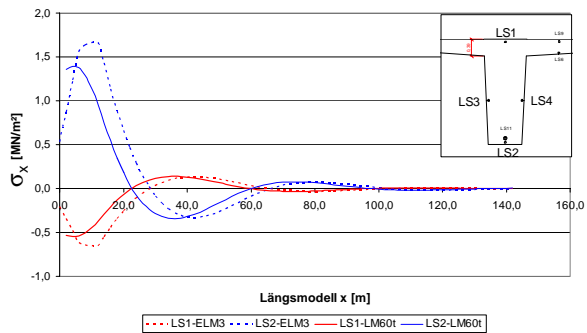


Bild 9-55: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und dem LM60 (60t-Fahrzeugkombination) im Schnitt I

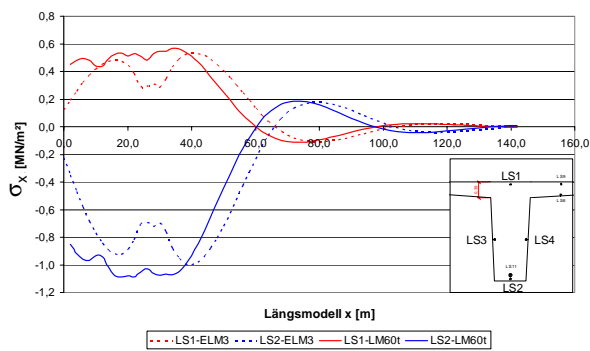


Bild 9-56: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und dem LM60 (60t-Fahrzeugkombination) im Schnitt III

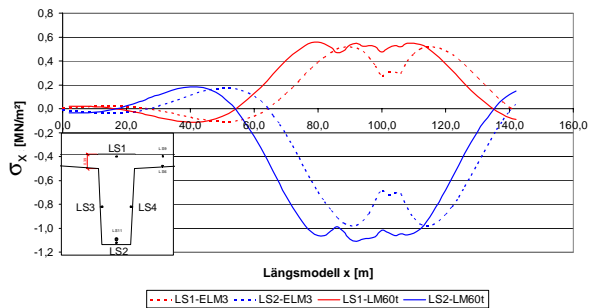


Bild 9-57: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und dem LM60 (60t-Fahrzeugkombination) im Schnitt V

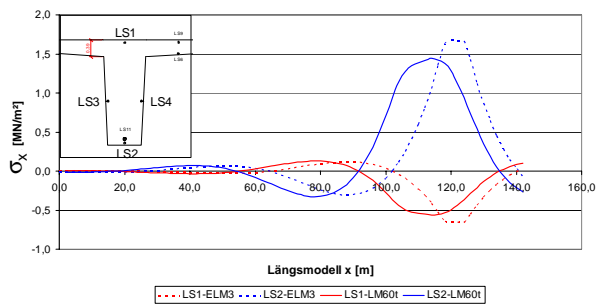


Bild 9-58: Vergleich der Längsspannungen σ_x infolge ELM3 und dem LM60 (60t-Fahrzeugkombination) im Schnitt VII

9.1.3.3 Ergebnisse der Ermüdungsuntersuchungen in Längsrichtung

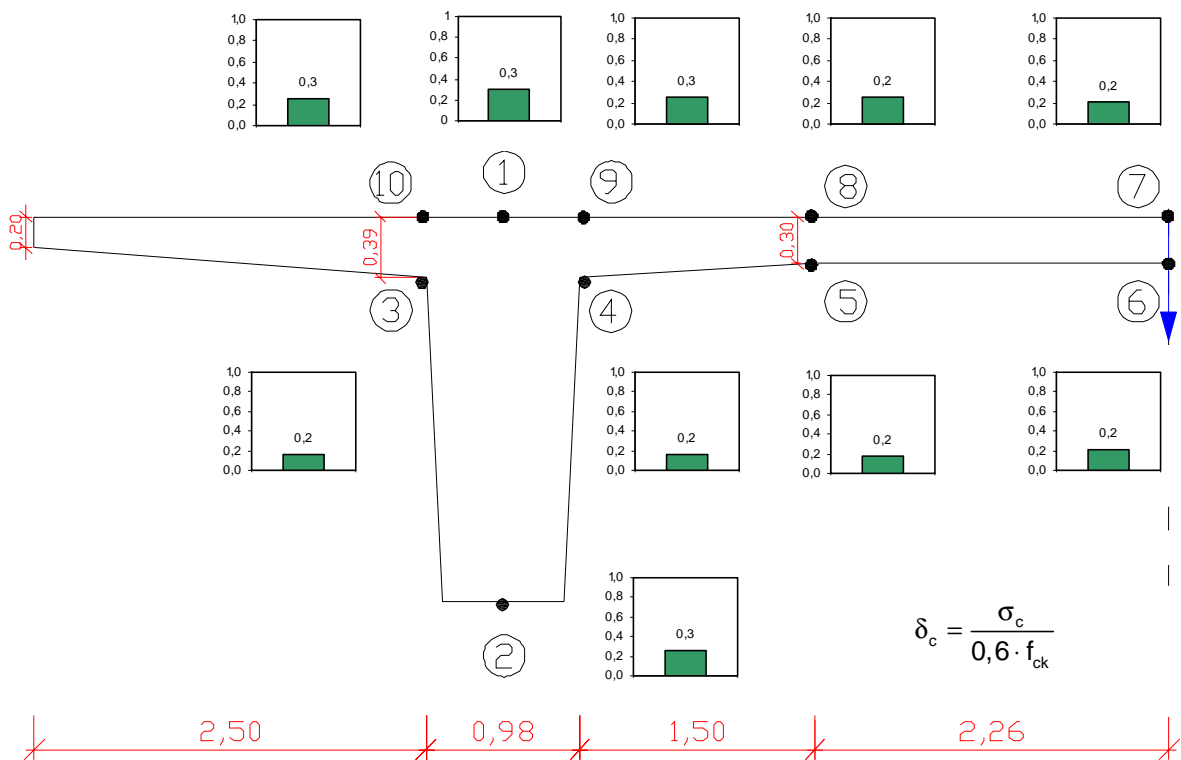


Bild 9-59: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c im Schnitt I-I

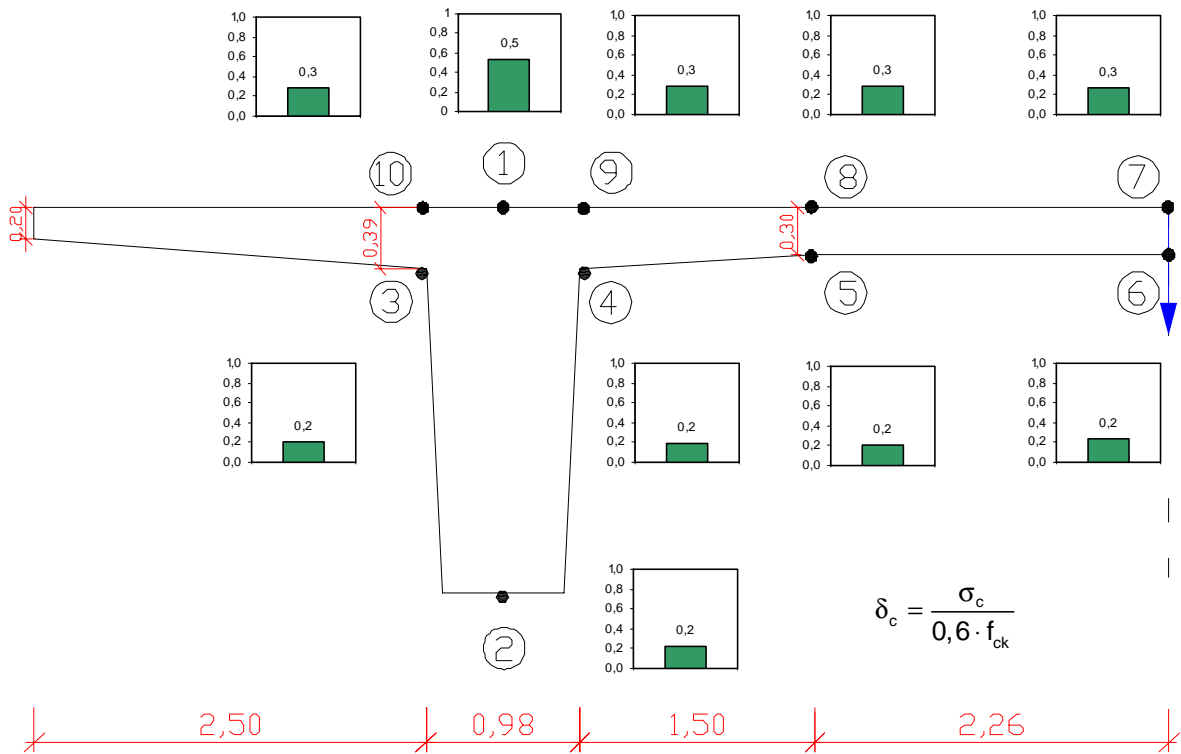


Bild 9-60: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c im Schnitt II-II

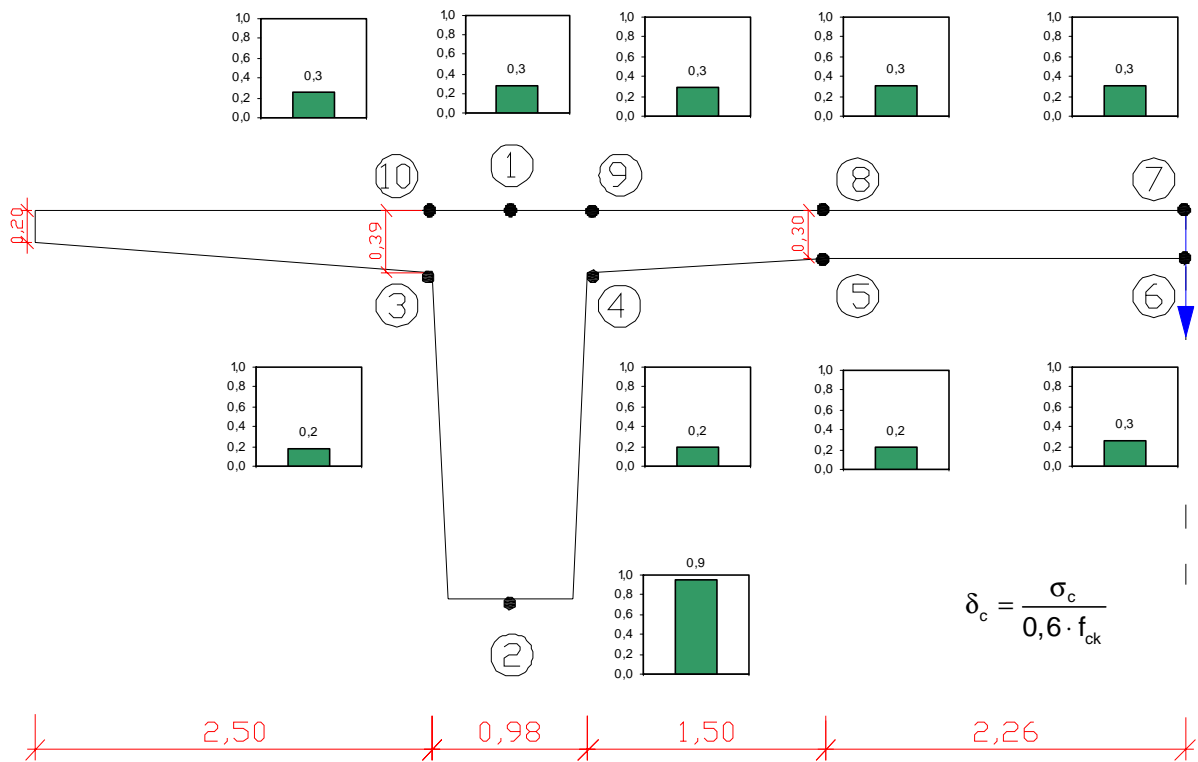


Bild 9-61: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c im Schnitt III-III

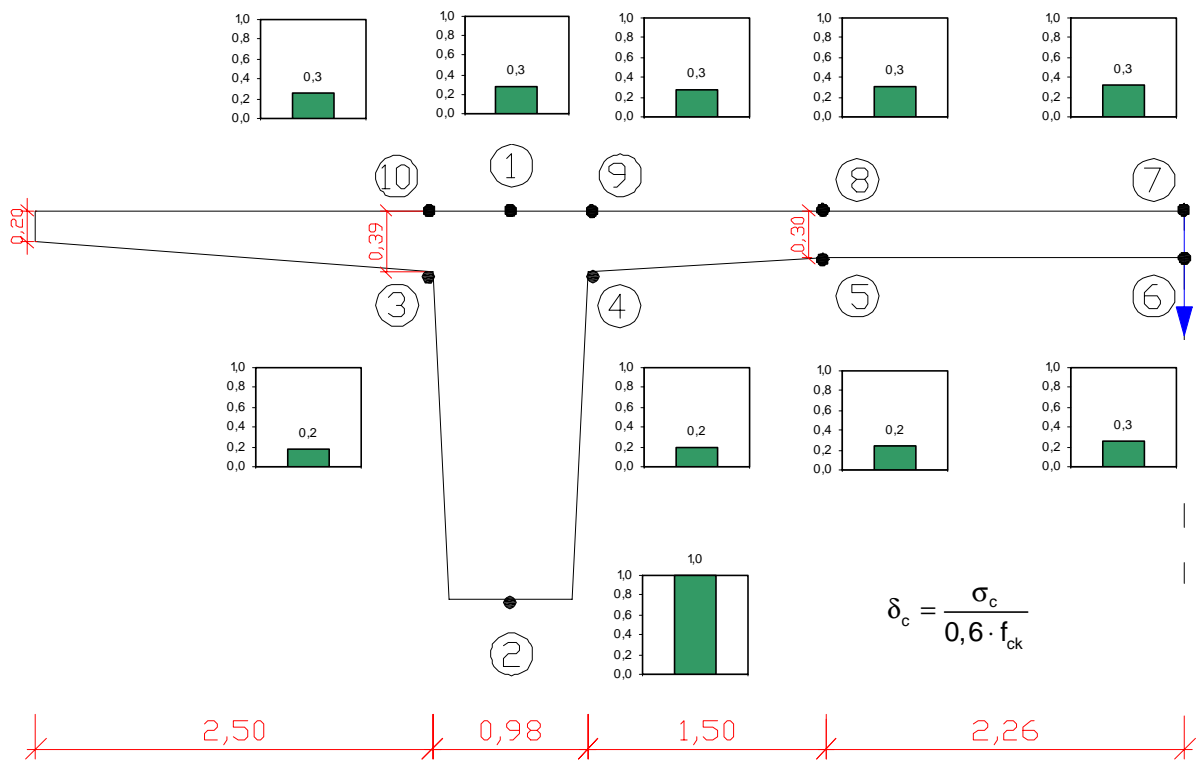


Bild 9-62: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c im Schnitt V-V

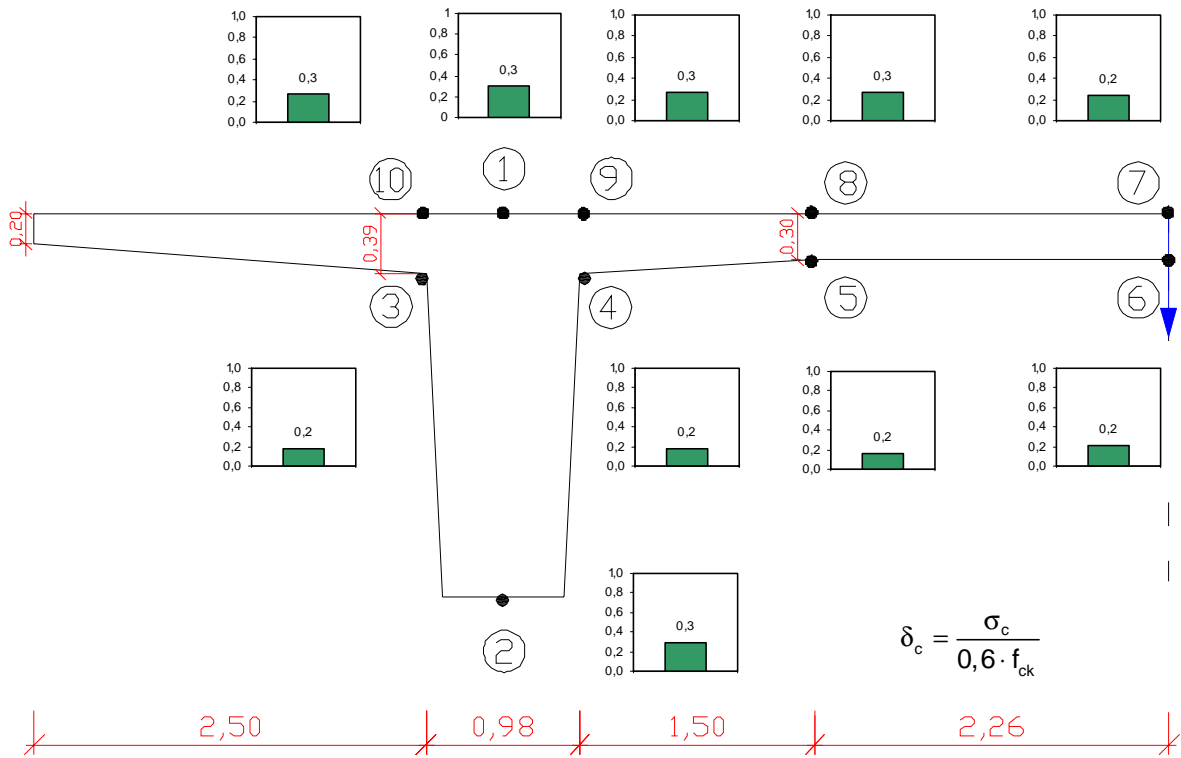


Bild 9-63: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c im Schnitt VII-VII

Tabelle 9-19: Ermüdungsnachweise nach [FB102-03], Anh. 106 für die Plattenbalkenbrücke mit 0,72-fach statisch bestimmter Vorspannkraft

Äquivalente Spannungsschwingbreiten ($\lambda s \cdot \Delta\sigma$) (0,72-fache Abminderung)								
Schnitte		I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V	VI-VI	VII-VII
zul $\Delta\sigma$	p	96,00	96,00	96,00	64,00	96,00	64,00	96,00
	s	169,60	169,60	169,60	169,60	169,60	169,60	169,60
Punkte								
LS1	t = 0	35,02	44,80	28,59	34,16	30,28	37,41	33,88
	t = ∞	36,15	44,96	56,47	35,90	57,71	38,91	35,35
LS2	t = 0	227,05	276,60	119,63	165,11	123,24	174,67	159,64
	t = ∞	259,75	285,04	122,29	193,81	124,80	204,47	191,35
LS3	t = 0	104,51	129,80	24,46	75,65	48,97	84,85	71,70
	t = ∞	122,23	133,74	24,44	89,25	45,92	97,37	88,98
LS4	t = 0	115,08	140,15	13,16	84,14	16,70	94,69	80,67
	t = ∞	135,61	144,15	13,22	98,32	16,77	103,26	98,30
LS5	t = 0	16,46	22,39	7,15	20,33	10,63	21,94	20,99
	t = ∞	14,42	21,71	7,10	19,49	10,56	20,78	19,79
LS6	t = 0	4,43	8,28	5,04	10,90	8,07	11,00	12,03
	t = ∞	2,15	7,39	5,00	9,15	8,01	9,06	7,97
LS7	t = 0	12,82	14,10	3,91	11,10	6,47	12,51	11,74
	t = ∞	8,93	13,92	3,89	10,92	6,43	12,26	11,74
LS8	t = 0	32,73	39,93	10,67	29,09	15,80	32,08	30,68
	t = ∞	32,56	39,77	10,68	29,93	15,96	32,69	31,89
LS9	t = 0	33,91	41,52	10,31	29,02	16,06	34,03	30,85
	t = ∞	34,77	41,55	12,79	30,31	20,59	35,13	32,38
LS10	t = 0	26,71	36,77	32,41	26,52	12,14	29,34	25,88
	t = ∞	26,28	36,57	7,43	27,21	12,08	29,78	27,24
LS11	t = 0	230,21	62,83	14,96	30,52	13,99	34,52	205,00
	t = ∞	262,50	66,73	23,21	36,82	16,85	42,49	245,03

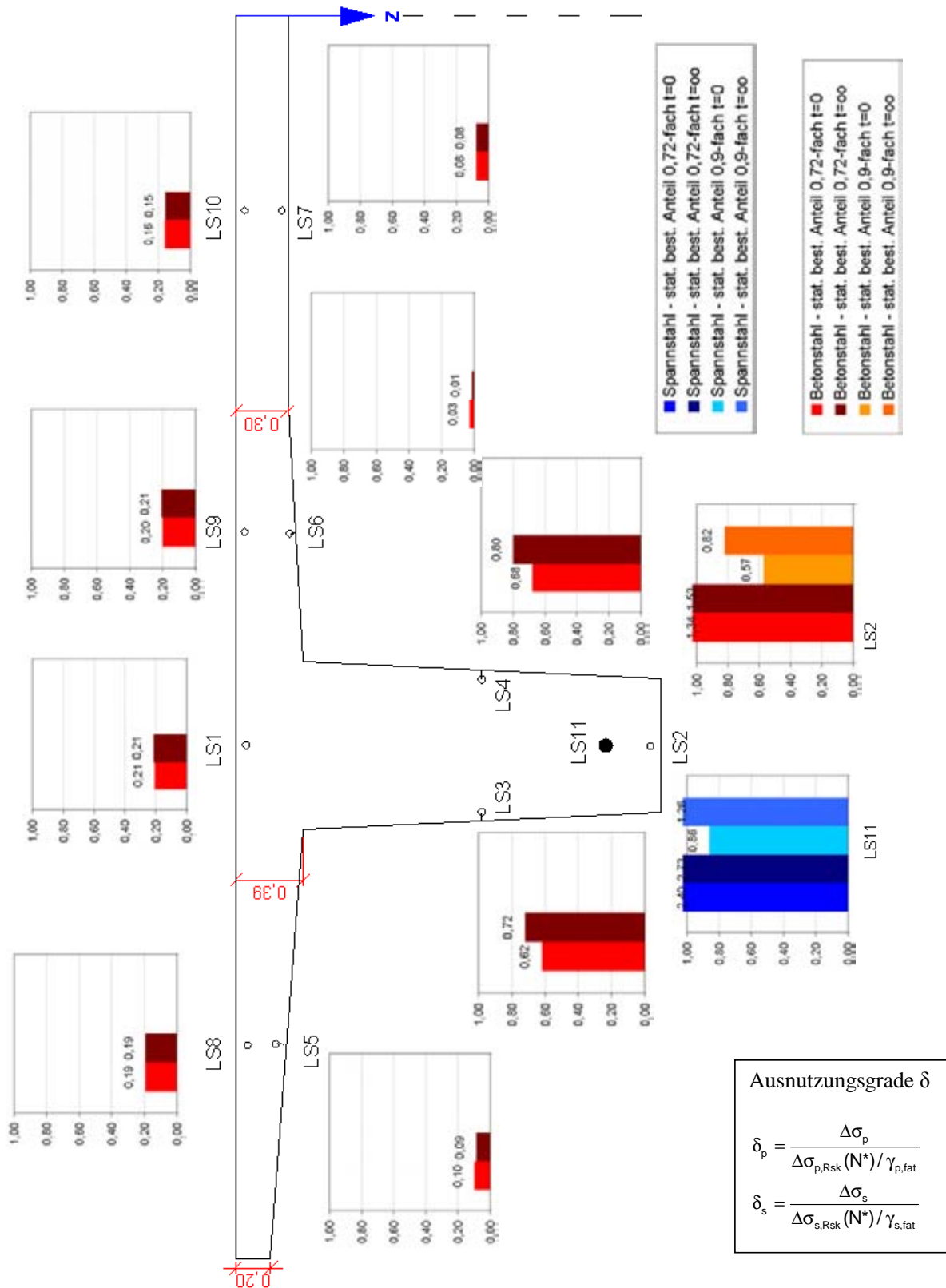


Bild 9-64: Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s für den Schnitt I, Endfeld 1

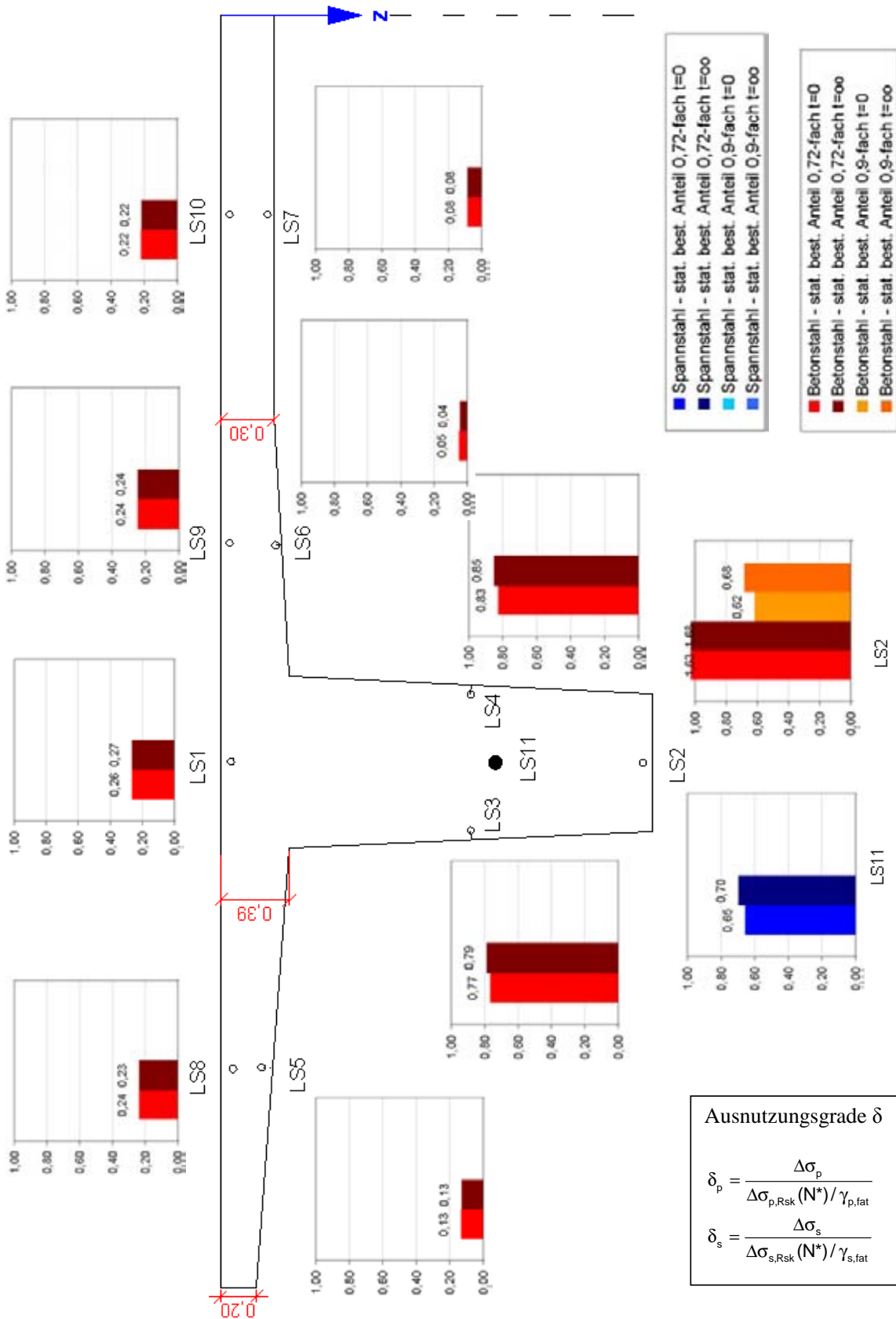


Bild 9-65: Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s für die Zwischenverankerung eines Spannglieds im Feld 1, Schnitt II

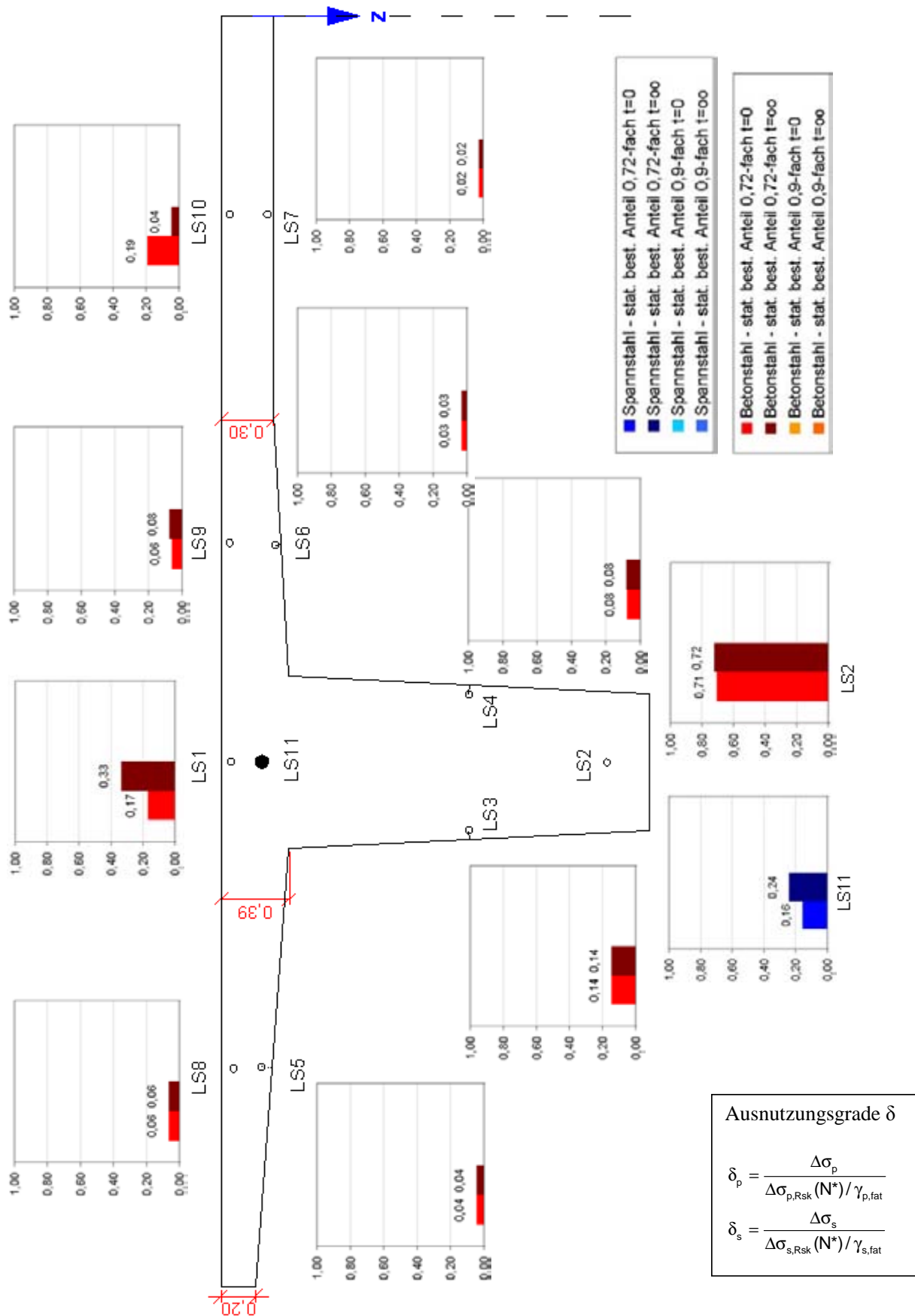


Bild 9-66: Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s für die erste Innenstütze, Schnitt III

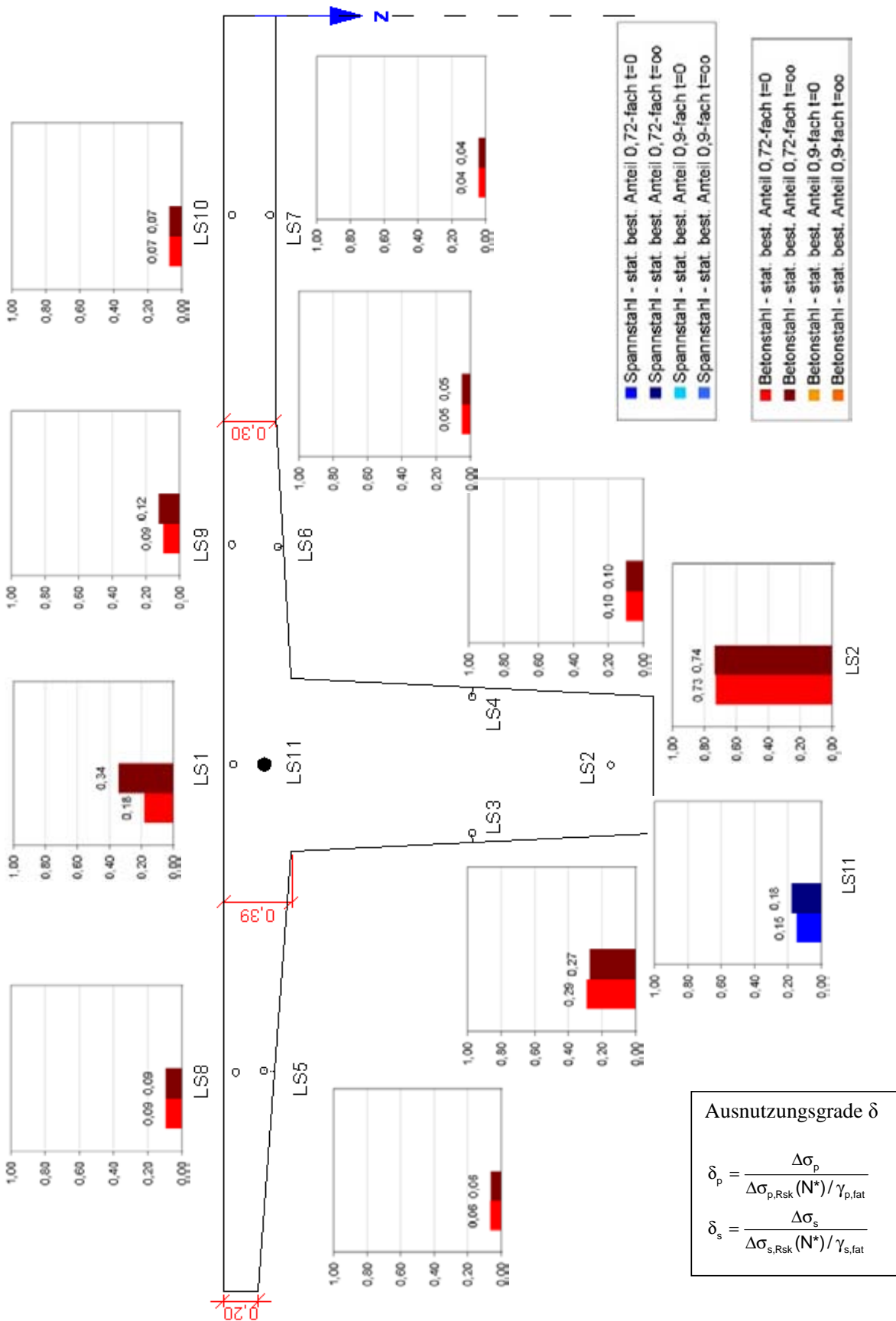


Bild 9-67: Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s für den Stützschnitt 3, Schnitt V

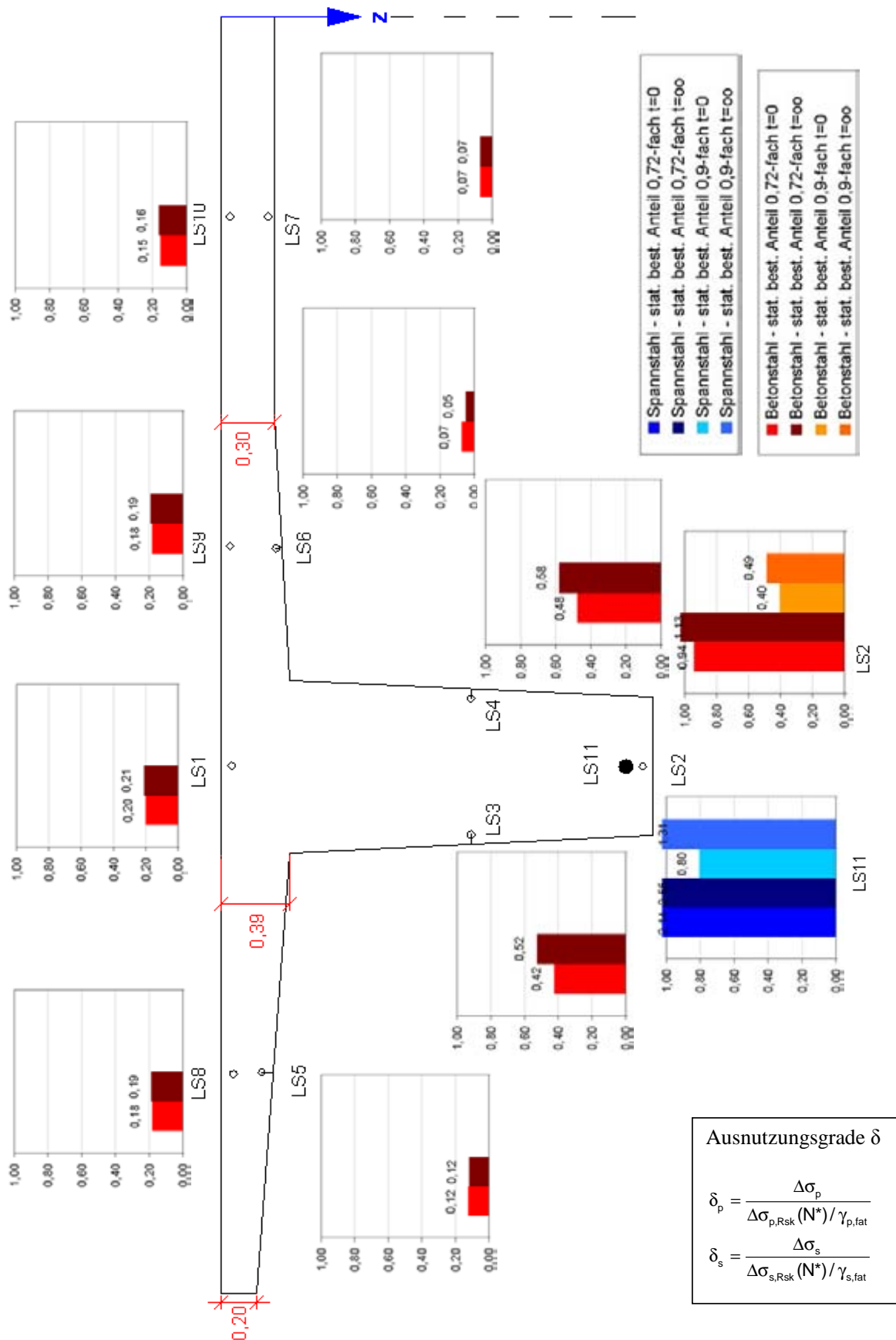


Bild 9-68: Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s für das Feld 4, Schnitt VII

9.1.3.4 Ergebnisse der Ermüdungsuntersuchungen in Querrichtung

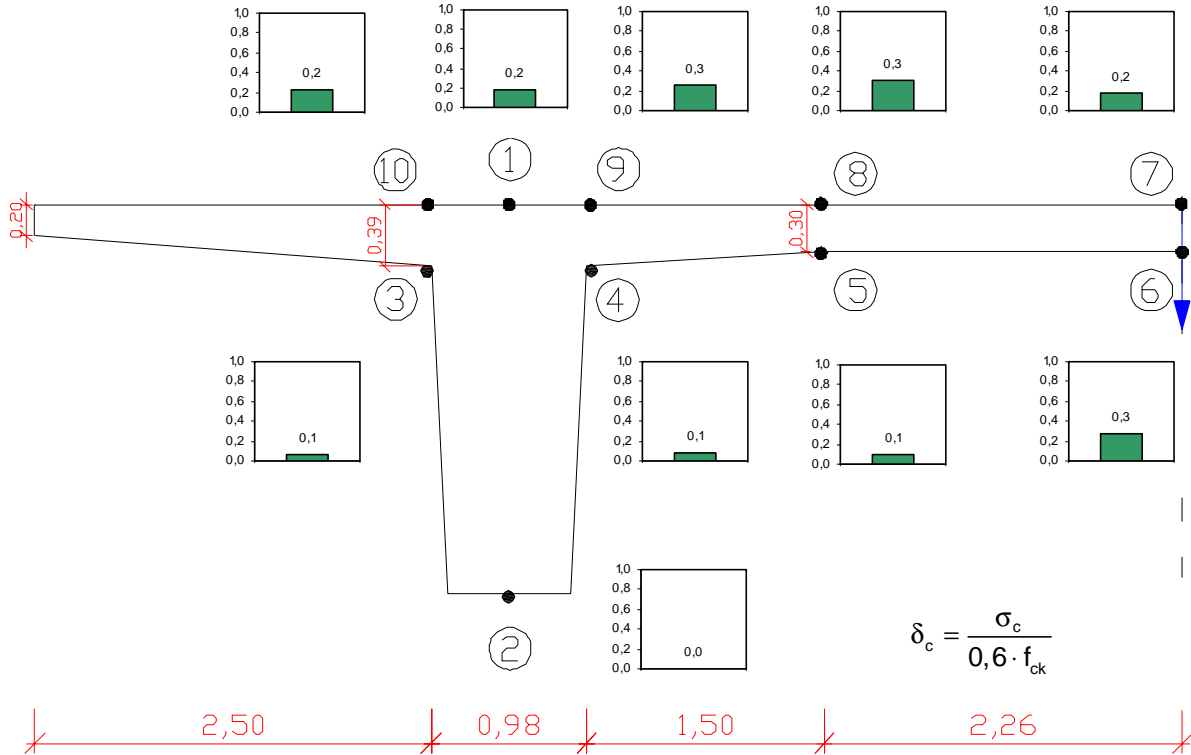


Bild 9-69: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c für das Feld 4, Schnitt VII

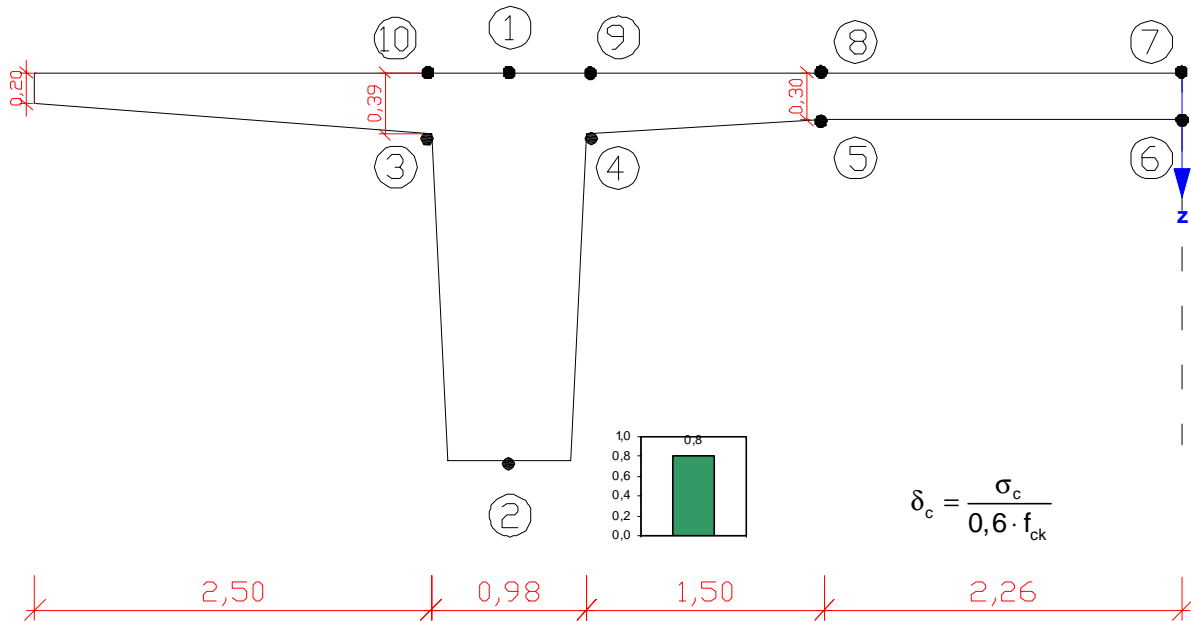
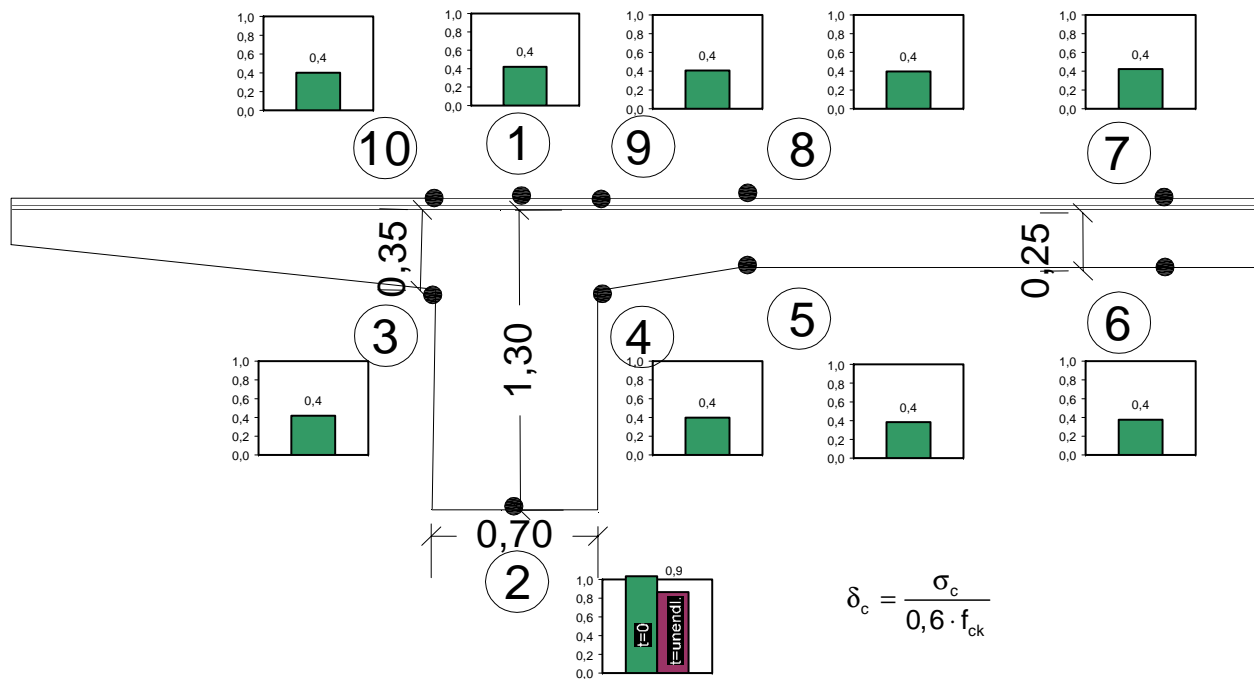
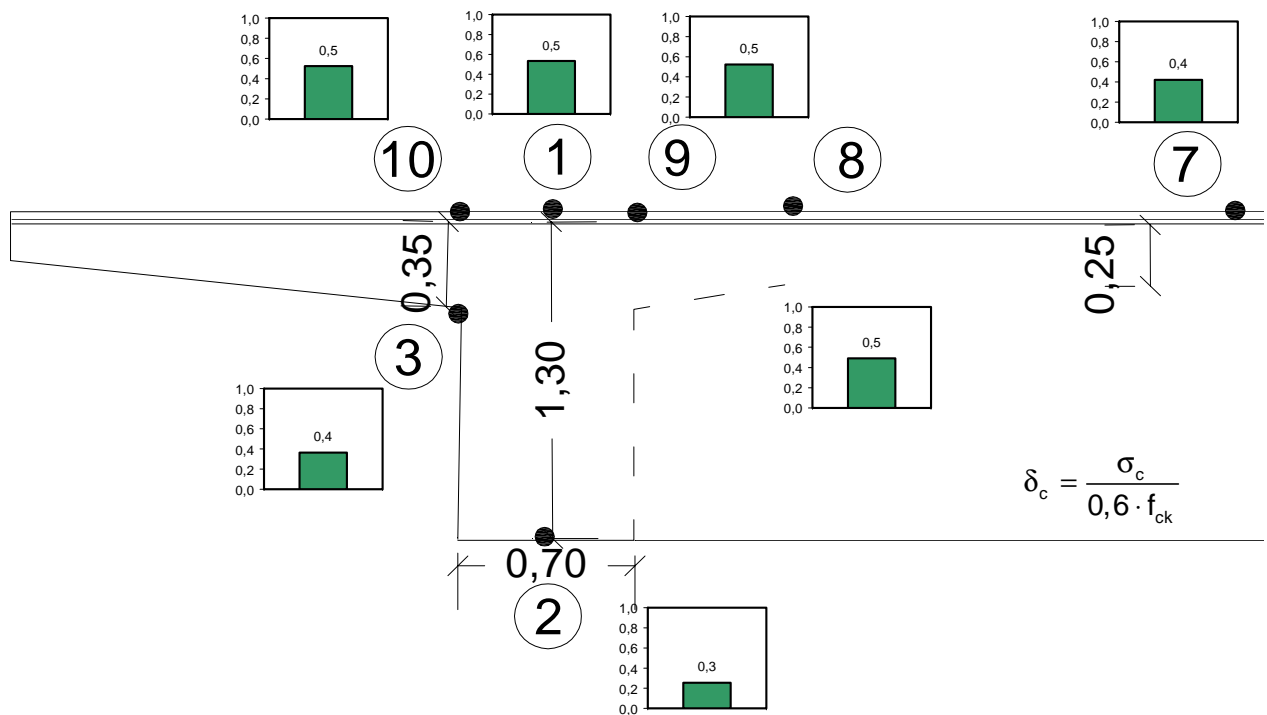


Bild 9-70: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c für den Stützquerschnitt 3, Schnitt V (nur Punkt 2)

9.1.4 Plattenbalkenbrücke ohne Quervorspannung

Bild 9-71: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c für den Feldquerschnitt 1 in HaupttragrichtungBild 9-72: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c für den Stützquerschnitt 1 in Haupttragrichtung

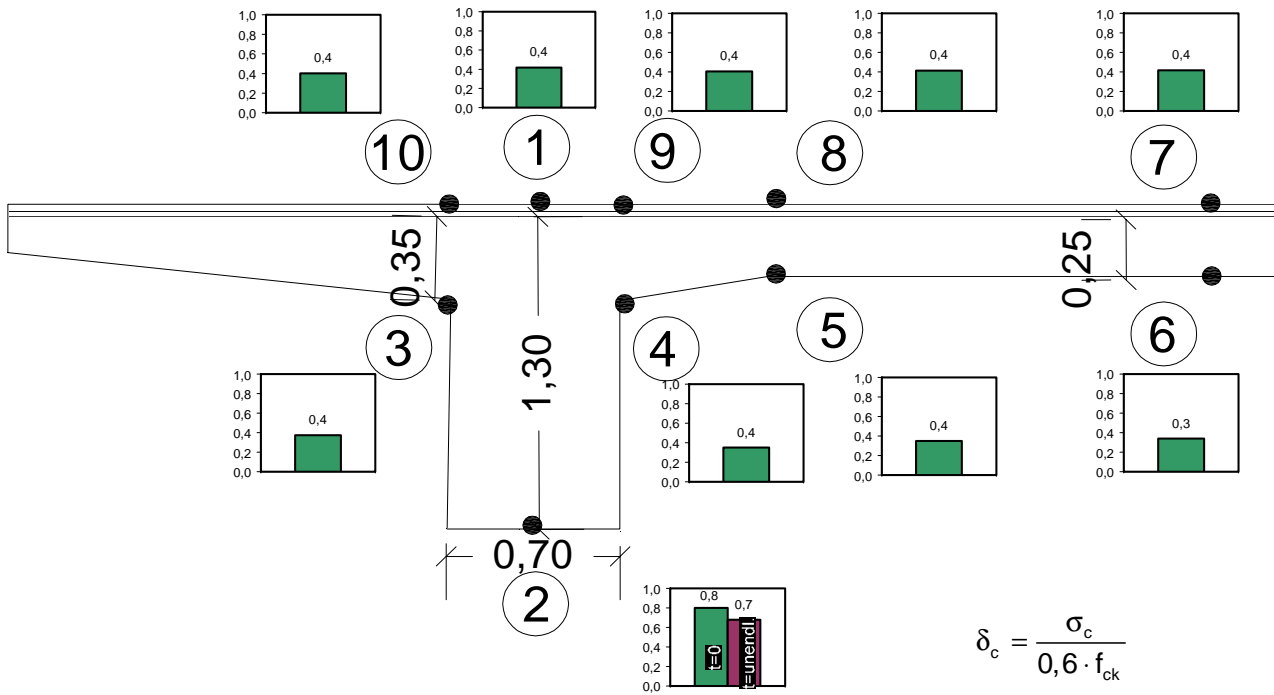


Bild 9-73: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c für den Feldquerschnitt 2 in Haupttragrichtung

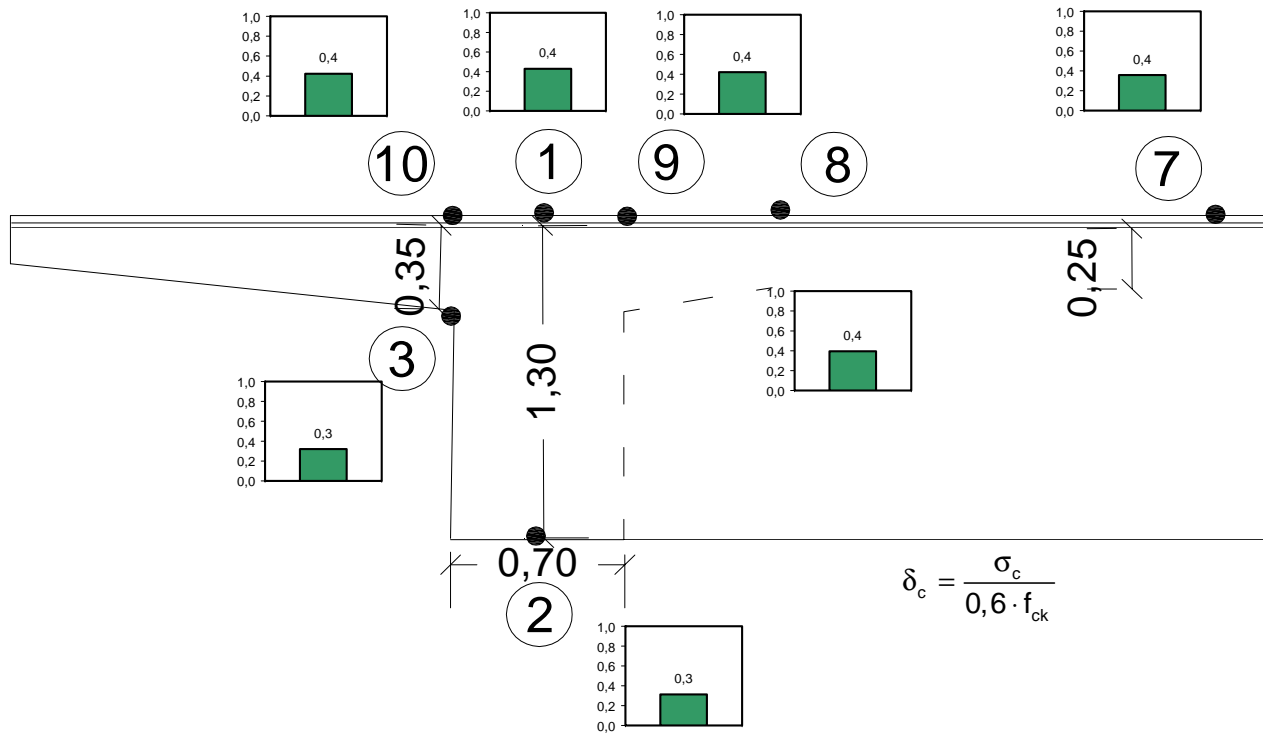


Bild 9-74: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c für den Stützquerschnitt 2 in Haupttragrichtung

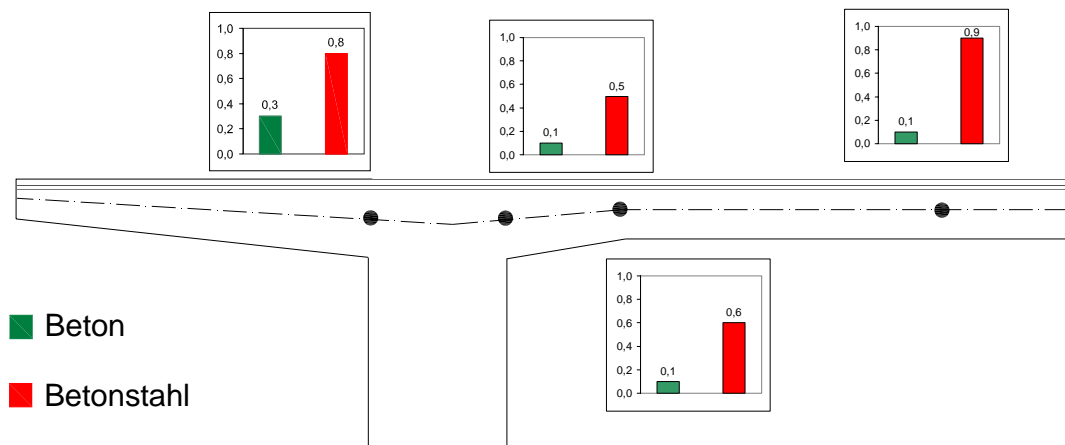


Bild 9-75: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c und des Betonstahls δ_s für den Feldquerschnitt 2 in Querrichtung

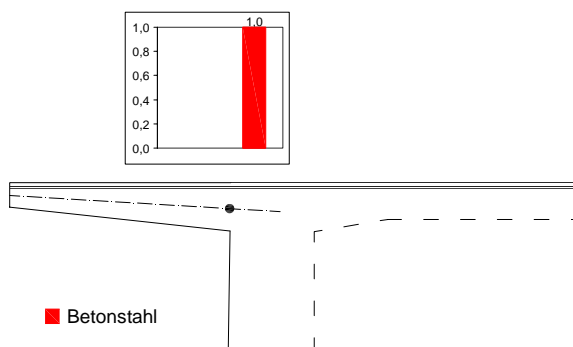


Bild 9-76: Ausnutzungsgrad des Betonstahls δ_s für den Stützquerschnitt 1 in Querrichtung (Kragarmanschnitt)

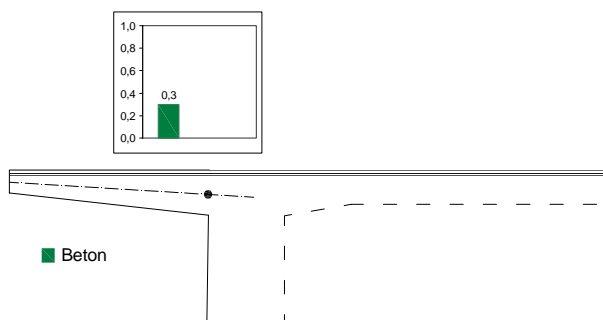


Bild 9-77: Ausnutzungsgrad des Betons δ_c für den Stützquerschnitt 2 in Querrichtung (Kragarmanschnitt)

9.1.5 Vergleich unterschiedlicher Lastmodelle und deren Auswirkung auf die Brückentragwerke

9.1.5.1 Kastenträgerbrücke

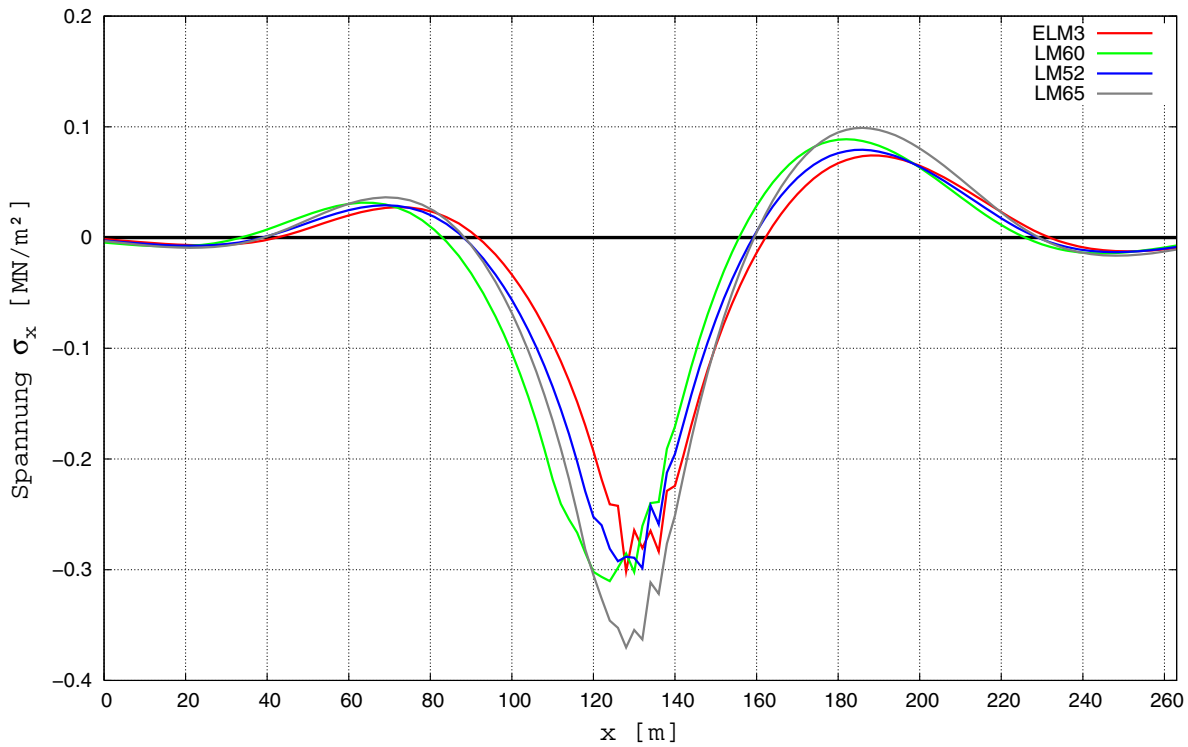


Bild 9-78: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich bei $x=136\text{m}$ am Kragarmanschnitt (P10), Einflusslinie

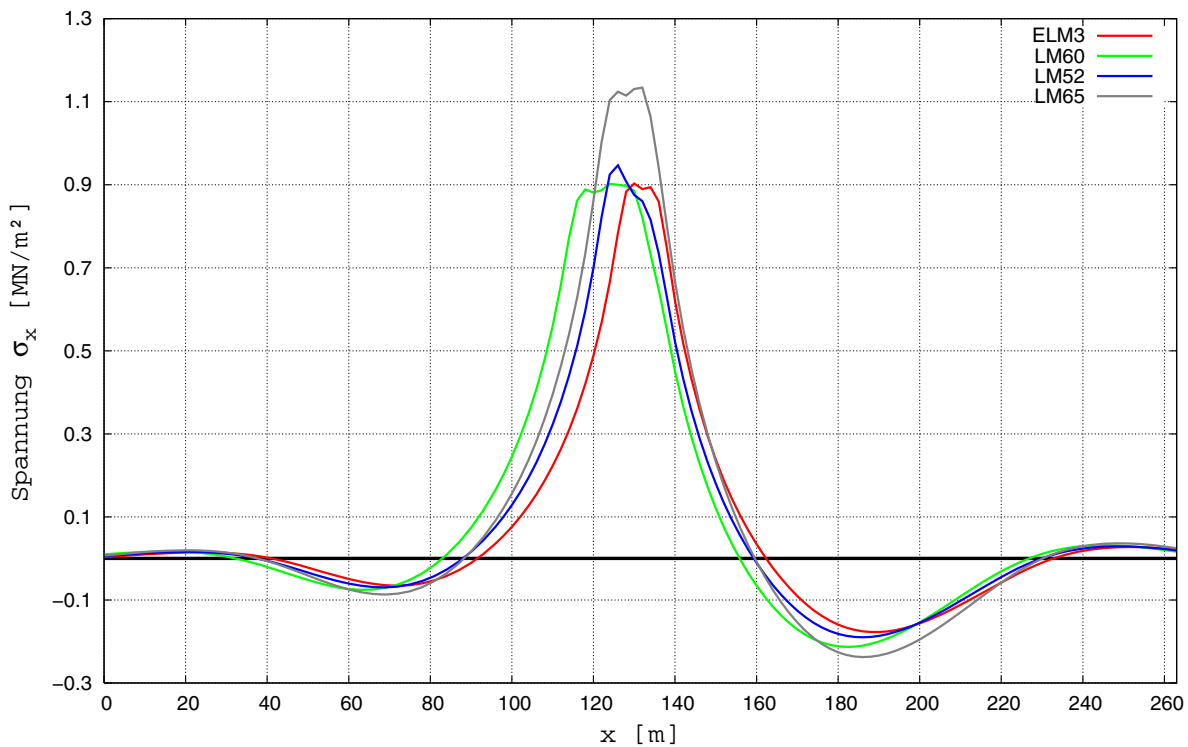


Bild 9-79: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich bei $x=136\text{m}$ an der Stegunterseite (P16), Einflusslinie

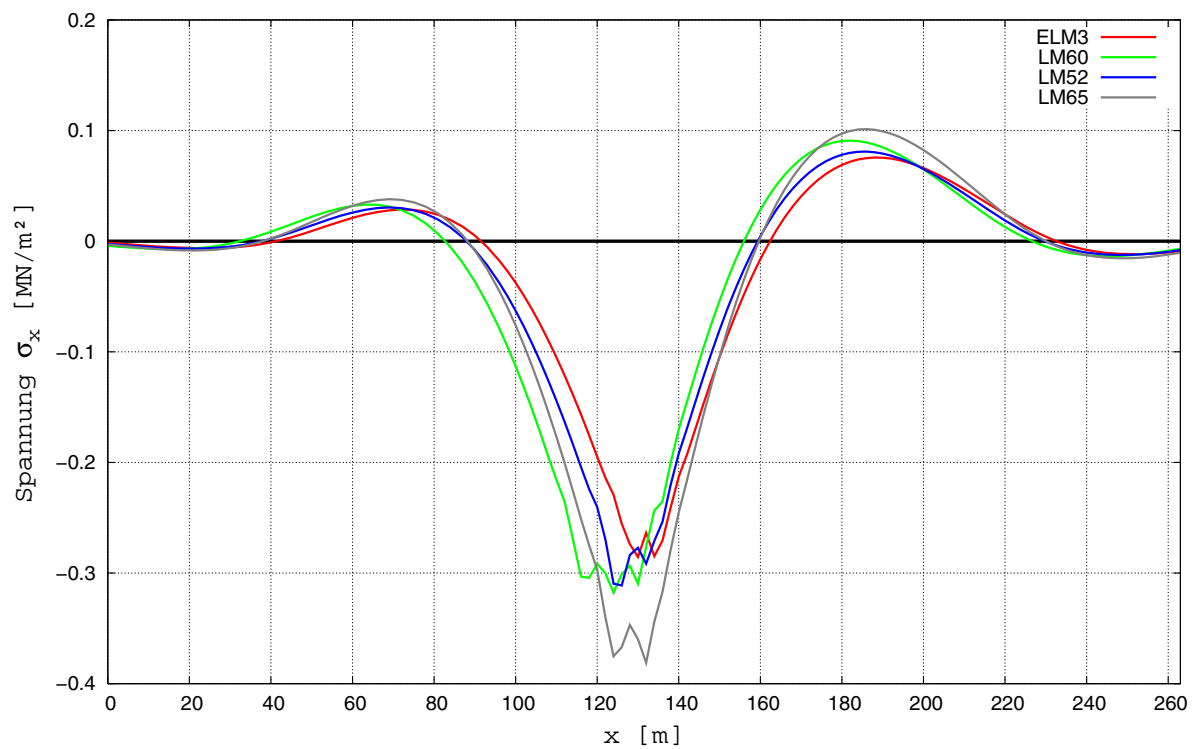


Bild 9-80: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich bei $x=136\text{m}$ in Fahrbahnplattenmitte (P6), Einflusslinie

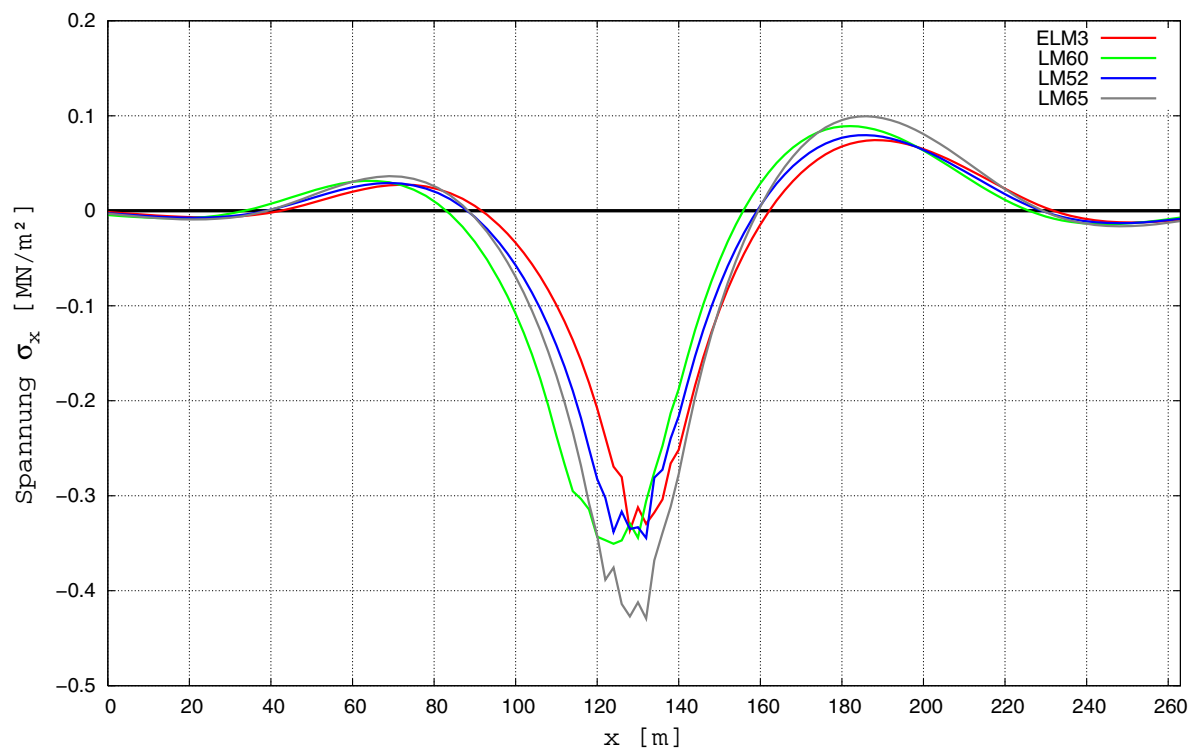
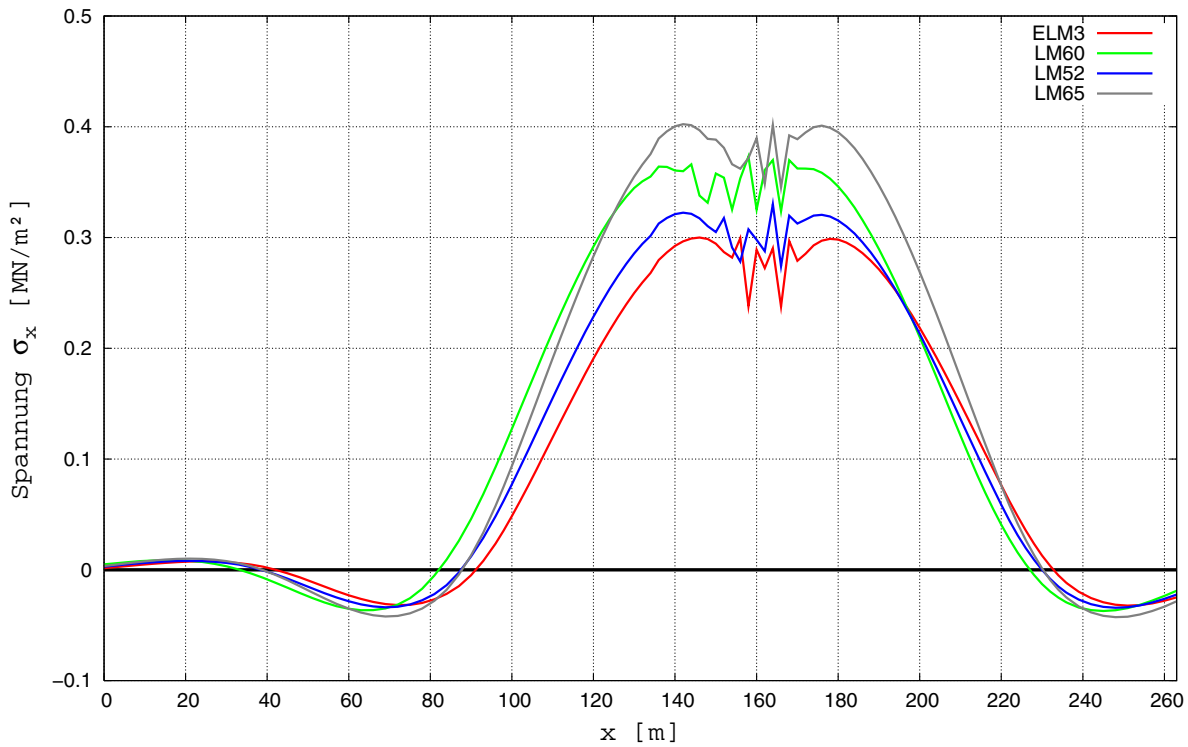
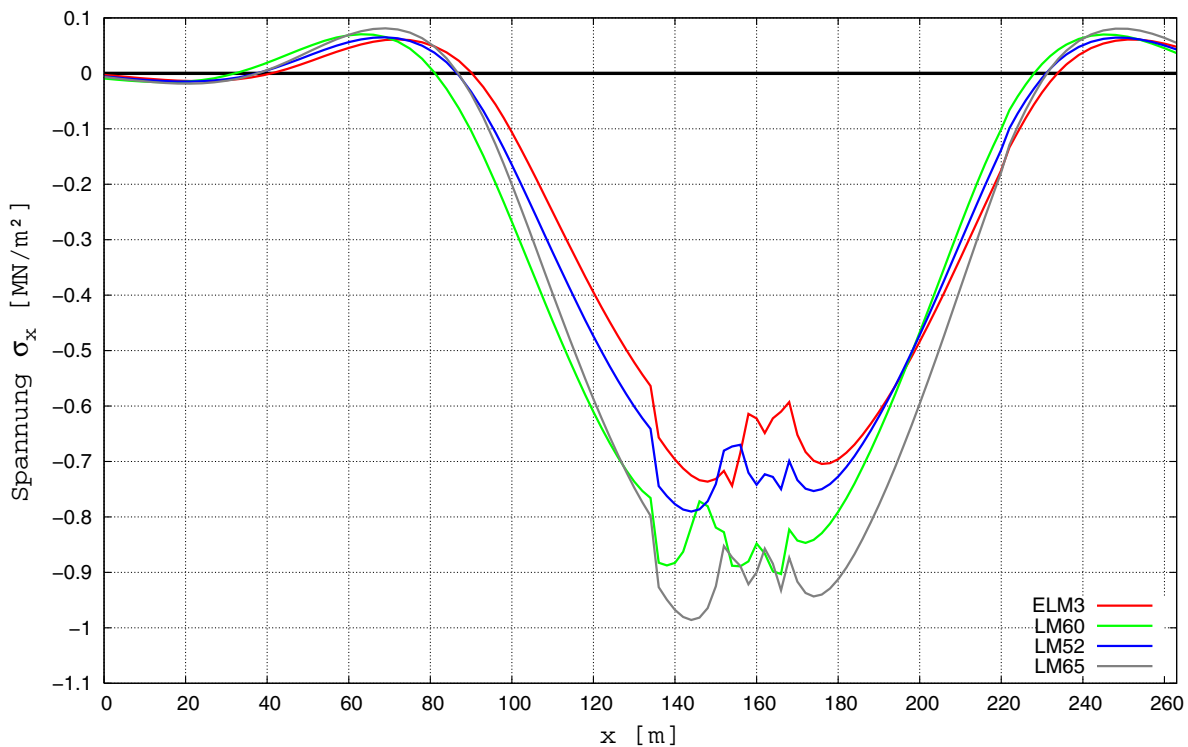


Bild 9-81: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich bei $x=136\text{m}$ am Fahrbahnplattenanschnitt (P9), Einflusslinie

Bild 9-82: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich bei $x=166\text{m}$ am Kragarmanschnitt (P10), EinflusslinieBild 9-83: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich bei $x=166\text{m}$ an der Stegunterseite (P16), Einflusslinie

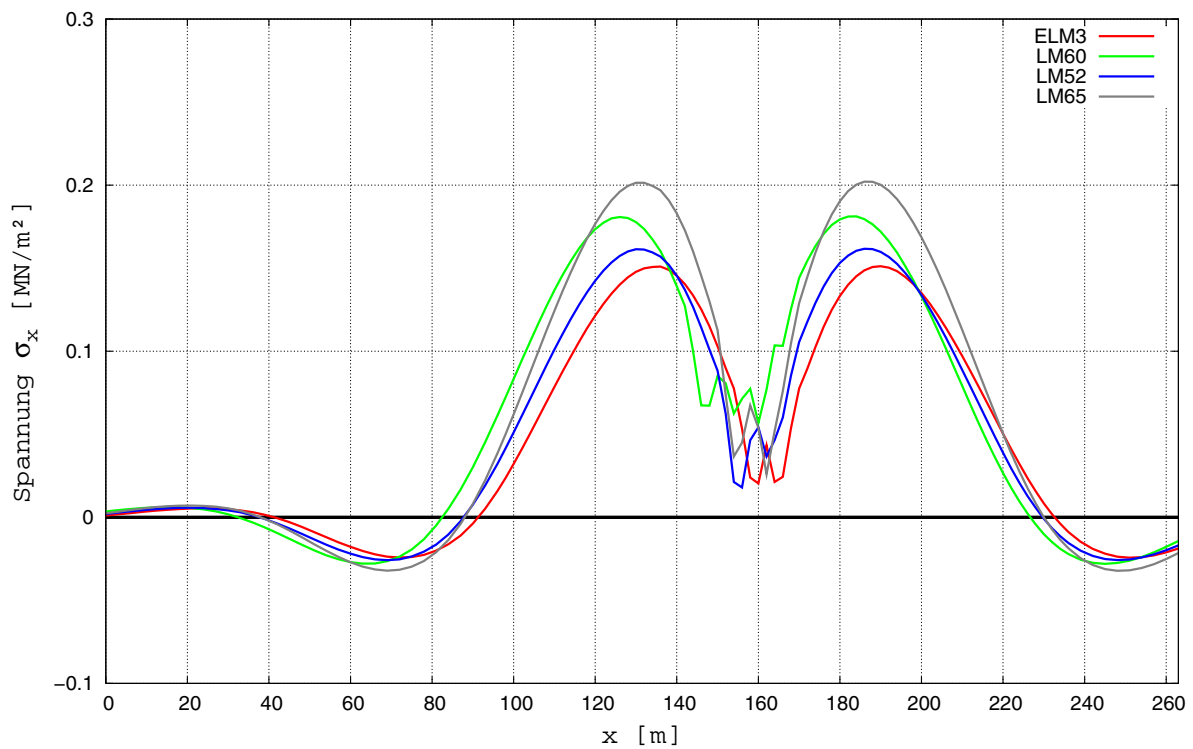


Bild 9-84: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich bei $x=166\text{m}$ in Fahrbahnplattenmitte (P6), Einflusslinie

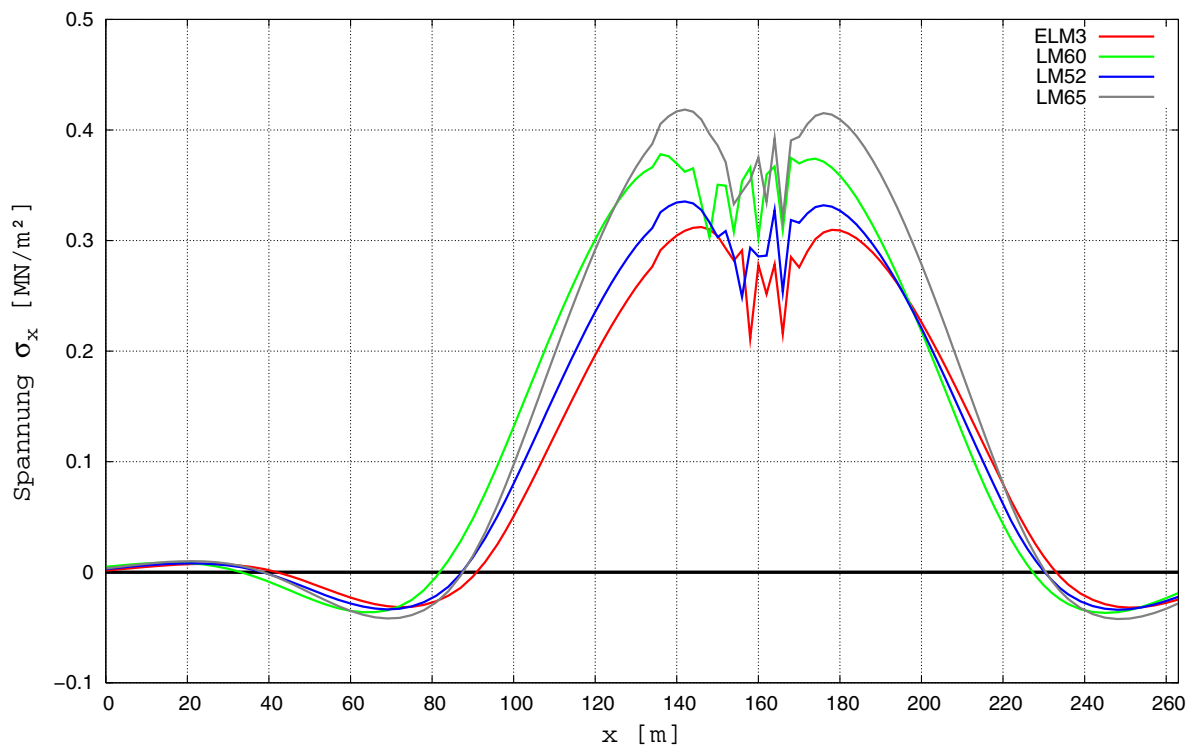


Bild 9-85: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich bei $x=166\text{m}$ am Fahrbahnplattenanschnitt (P9), Einflusslinie

9.1.5.2 Plattenbrücke

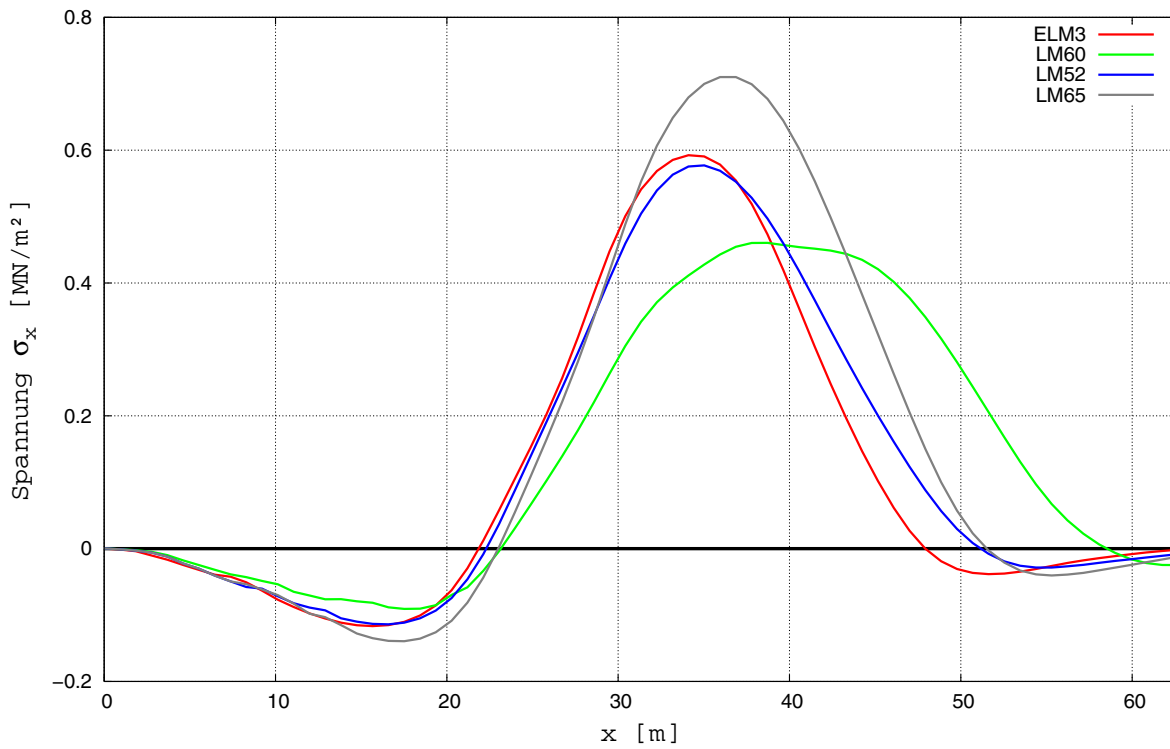


Bild 9-86: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich bei Pfadpunkt 81 (Schnitt 1), Einflusslinie TOP

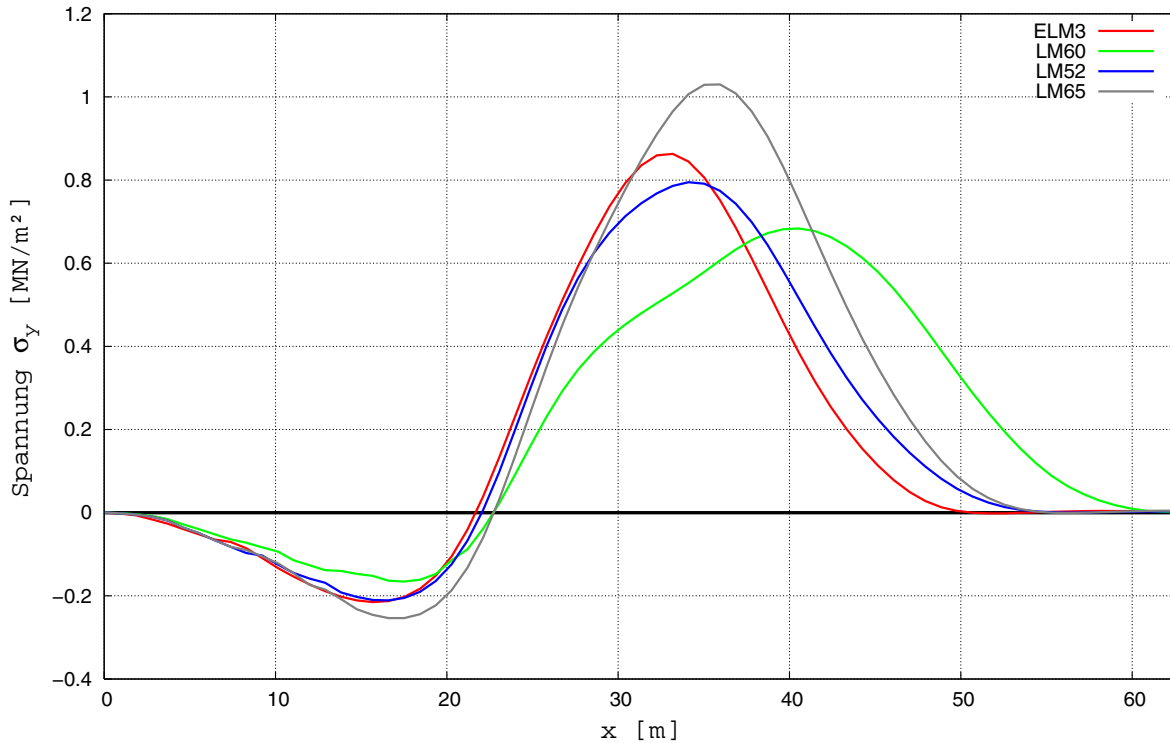


Bild 9-87: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich bei Pfadpunkt 81 (Schnitt 1), Einflusslinie TOP

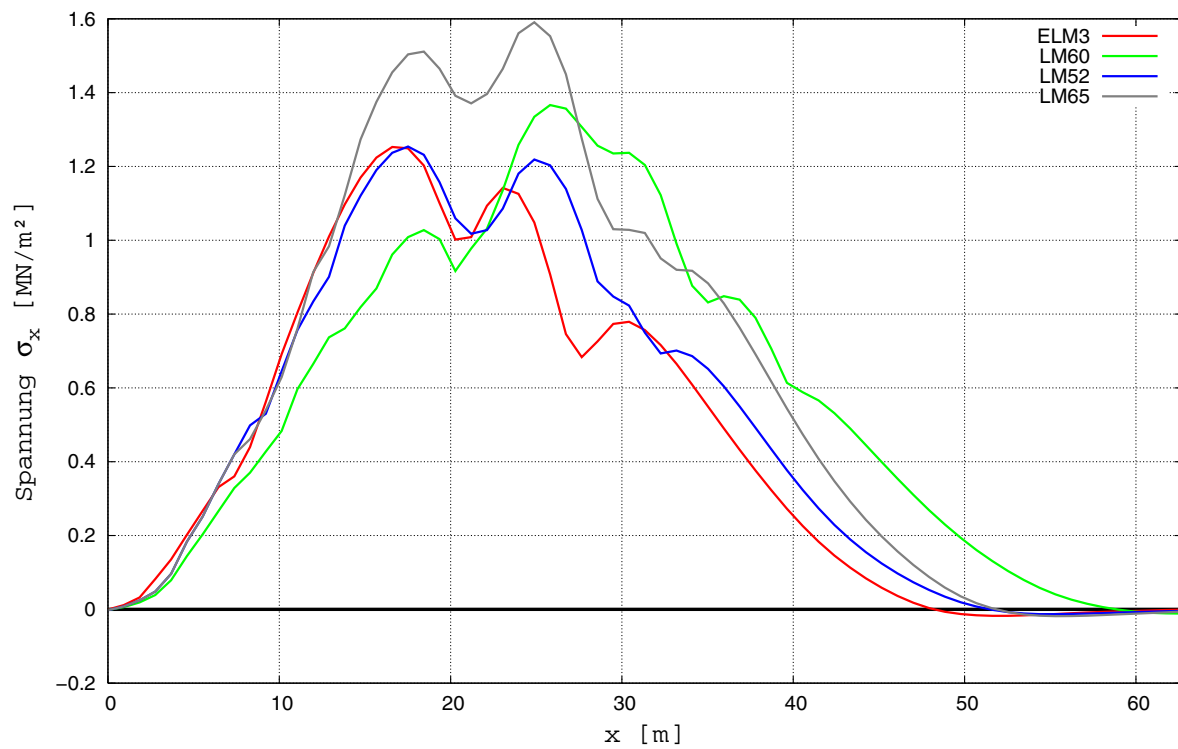


Bild 9-88: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich bei Pfadpunkt 81 (Schnitt 2), Einflusslinie TOP

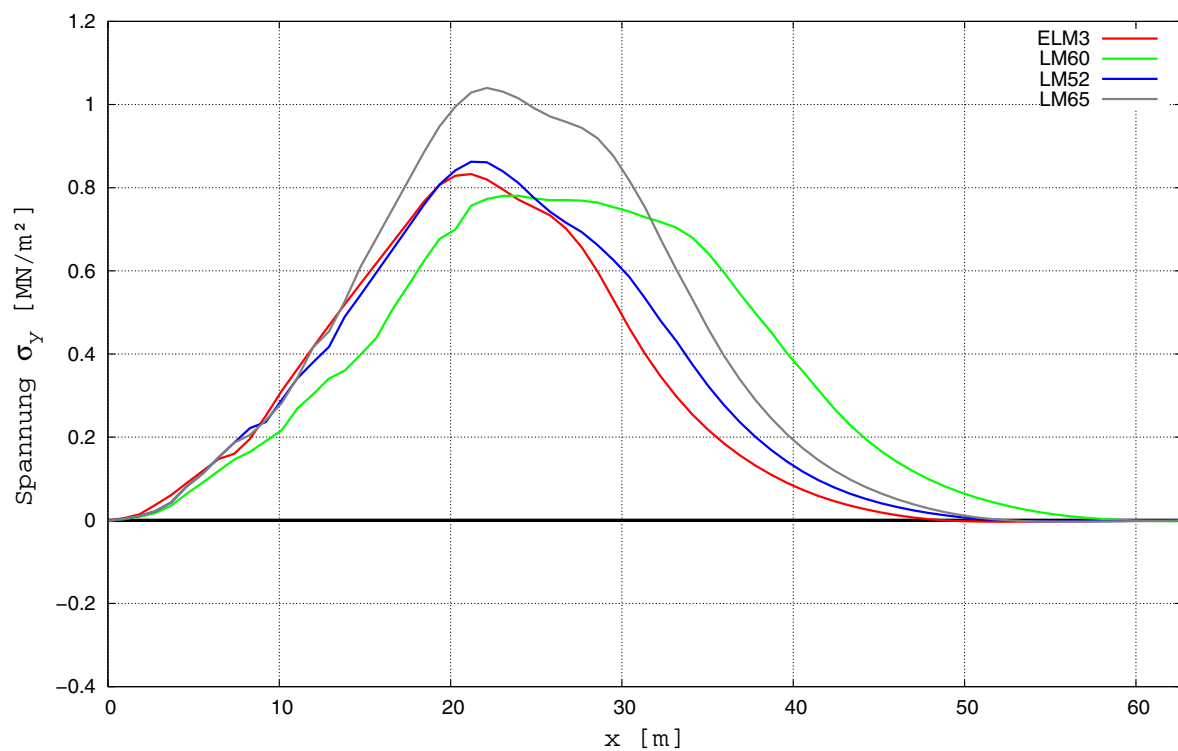


Bild 9-89: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich bei Pfadpunkt 81 (Schnitt 2), Einflusslinie TOP

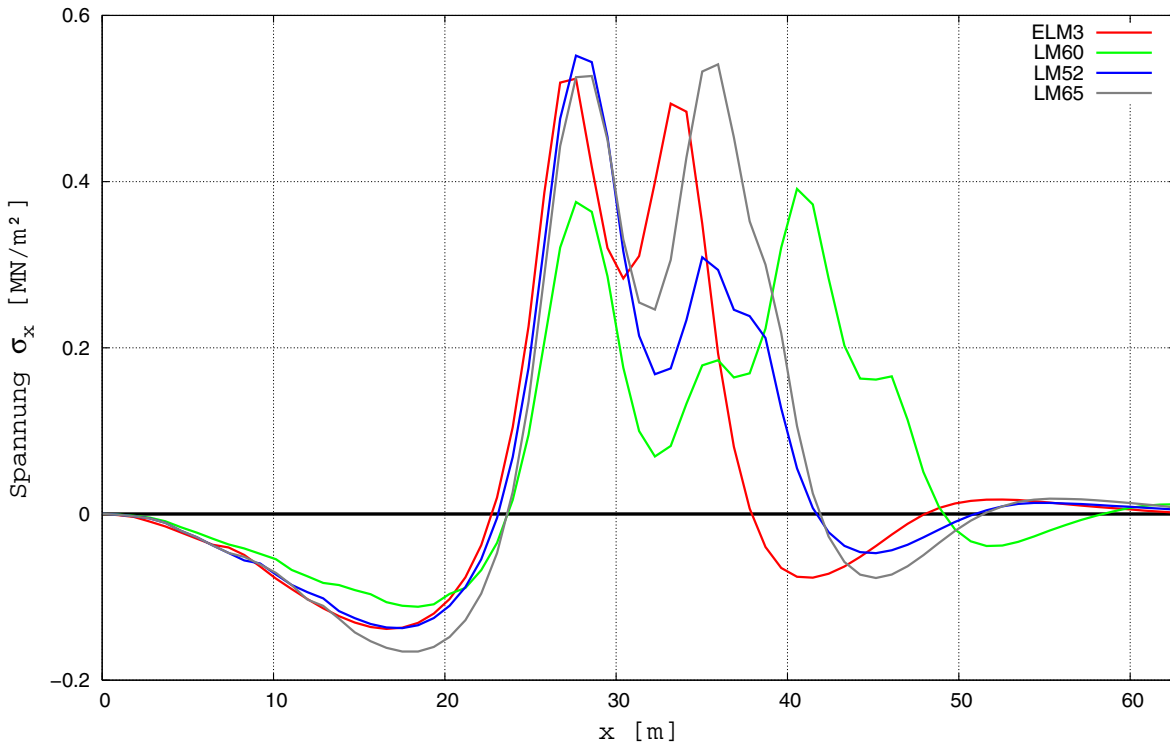


Bild 9-90: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich bei Pfadpunkt 109 (Schnitt 2), Einflusslinie BOT

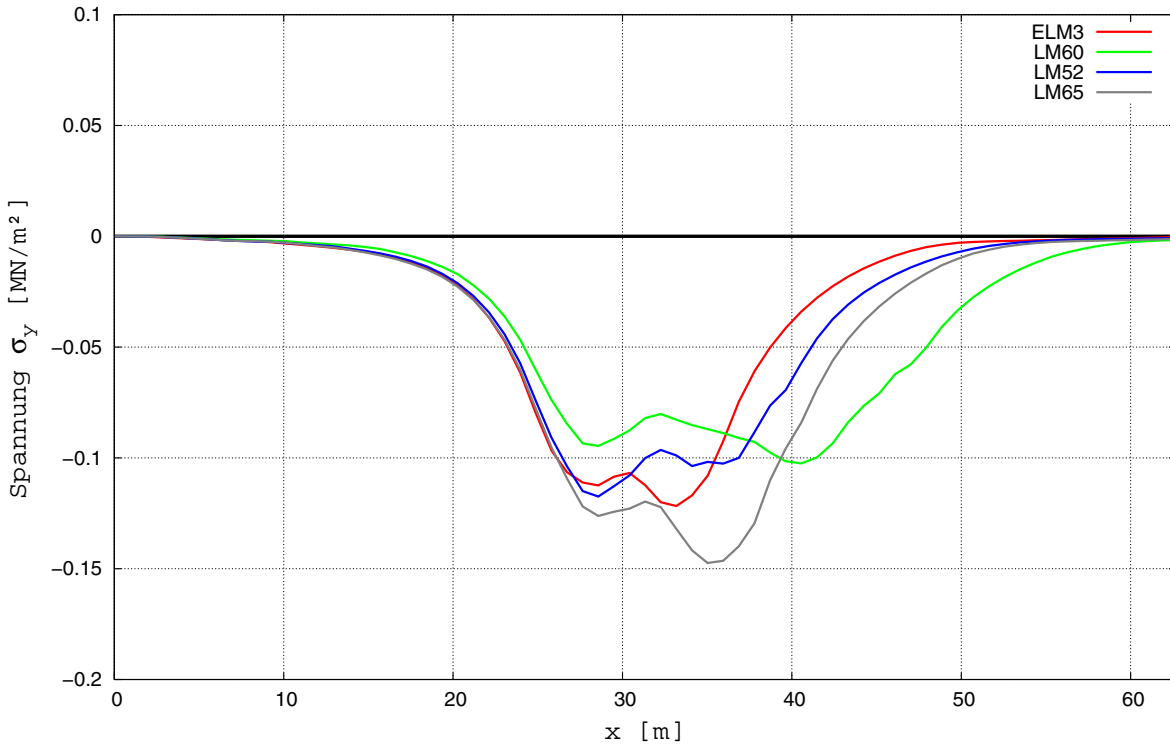


Bild 9-91: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich bei Pfadpunkt 109 (Schnitt 2), Einflusslinie BOT

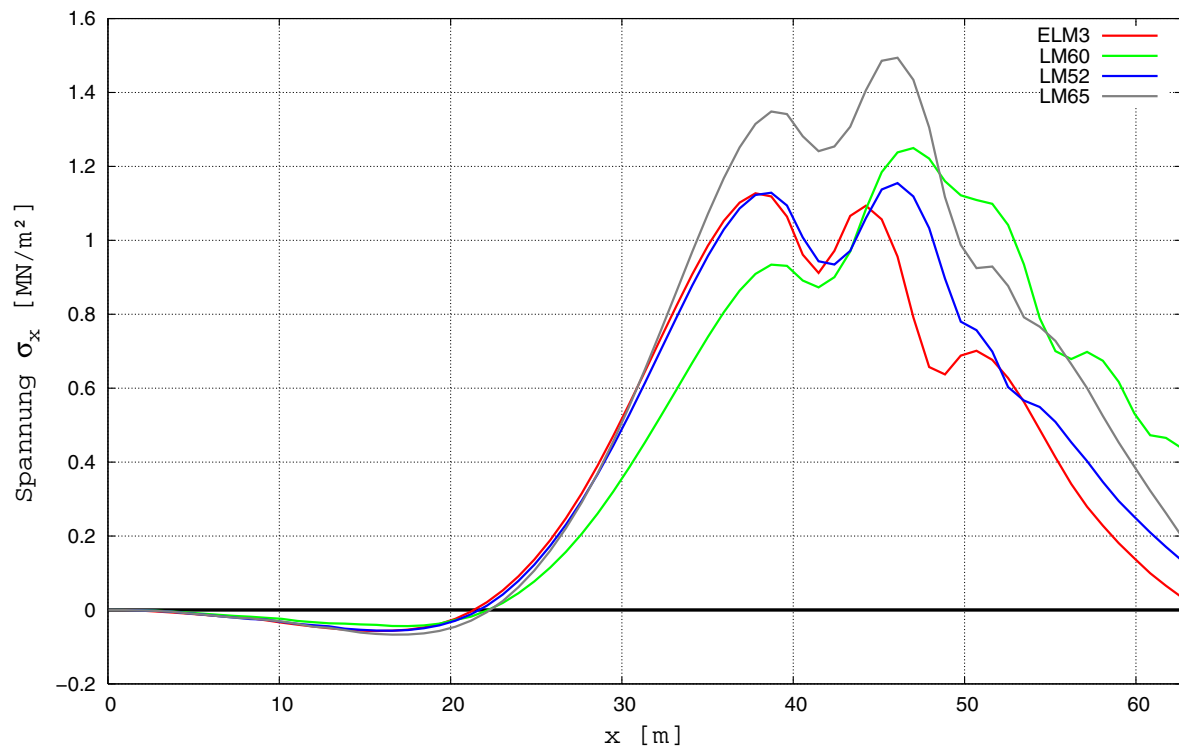


Bild 9-92: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich bei Pfadpunkt 171 (Schnitt 2), Einflusslinie TOP

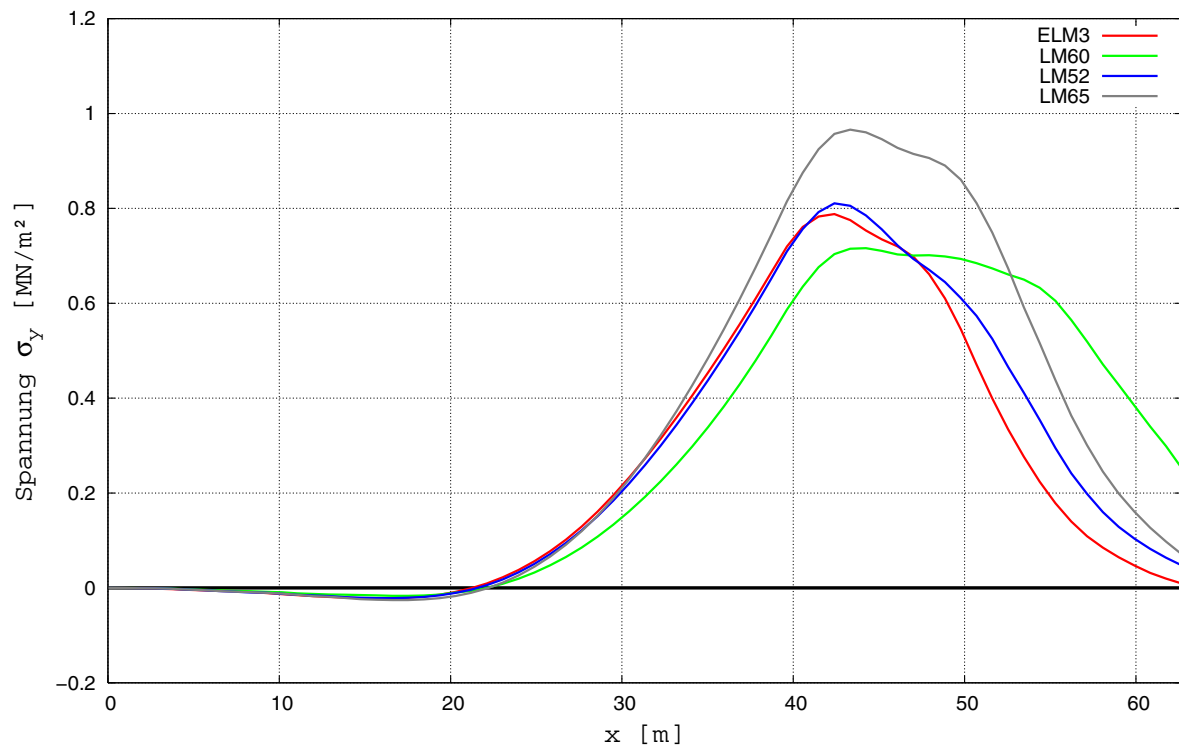


Bild 9-93: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich bei Pfadpunkt 171 (Schnitt 2), Einflusslinie TOP

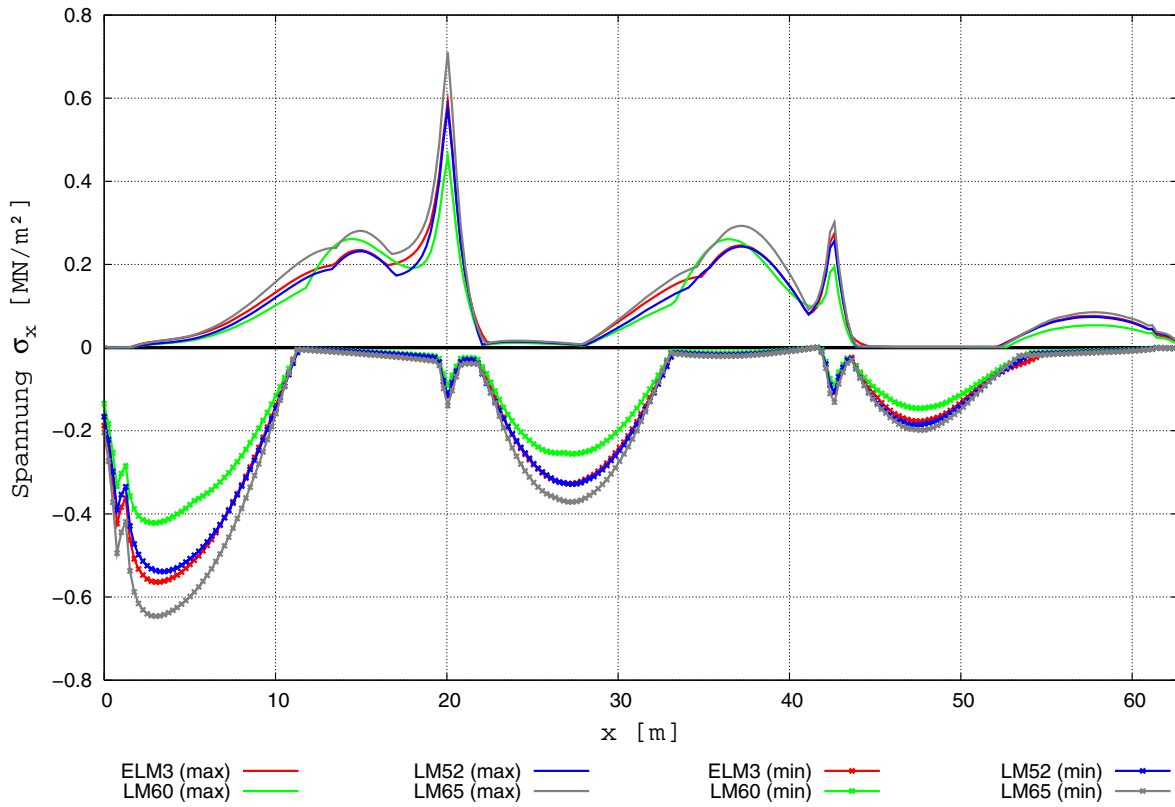


Bild 9-94: Spannungsumhüllende der Verkehrslastmodelle im Schnitt 1, TOP

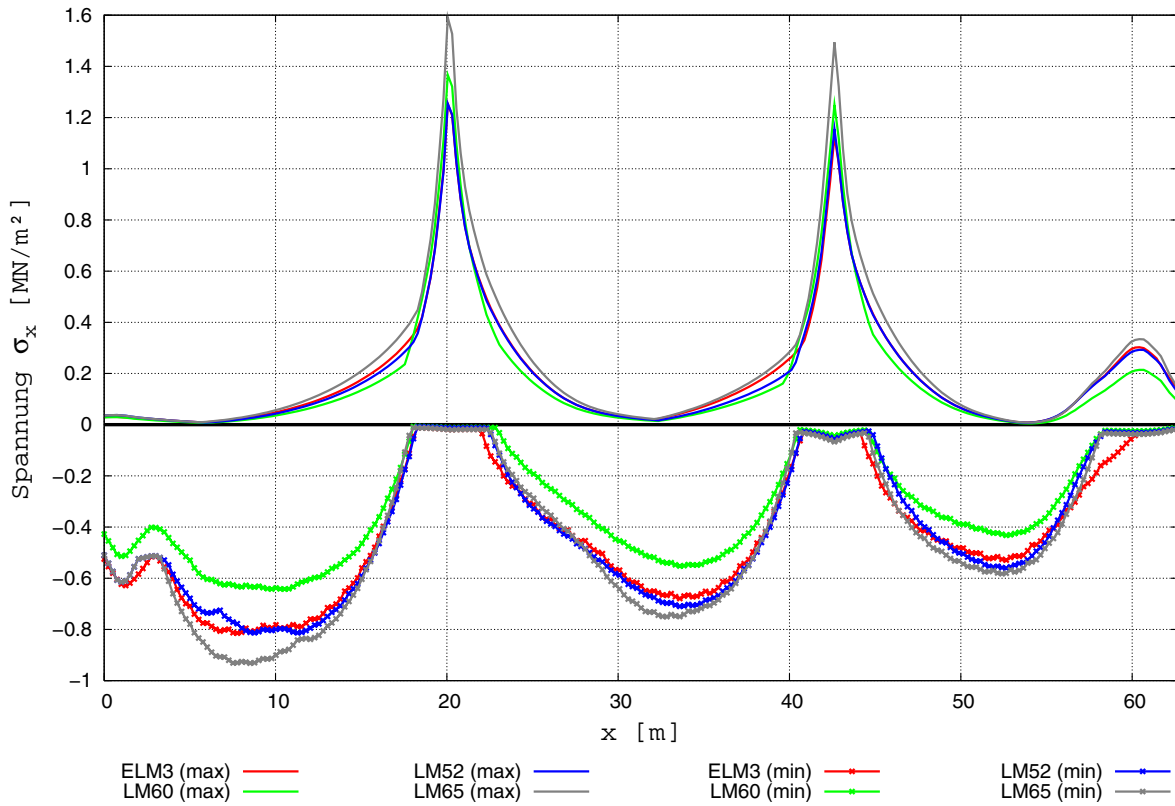


Bild 9-95: Spannungsumhüllende der Verkehrslastmodelle im Schnitt 2, TOP

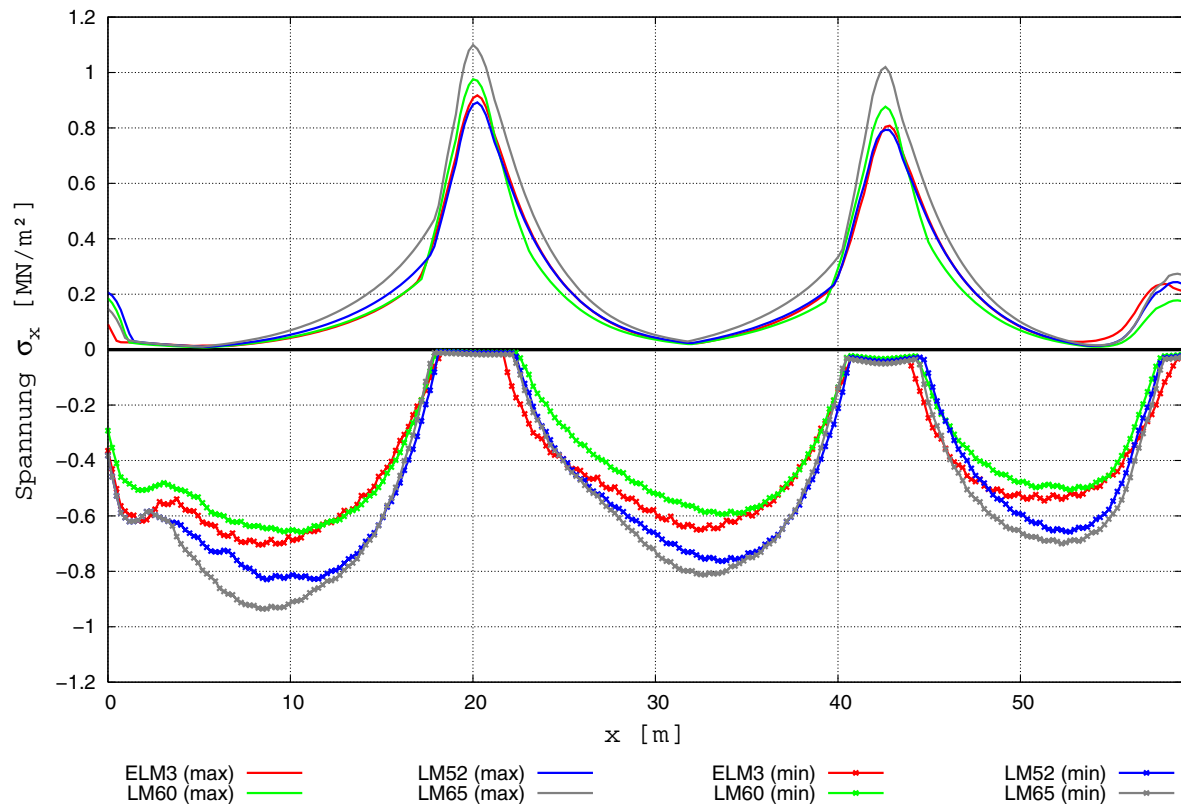


Bild 9-96: Spannungsumhüllende der Verkehrslastmodelle im Schnitt 4, TOP

9.1.5.3 Plattenbalkenbrücke mit Quervorspannung

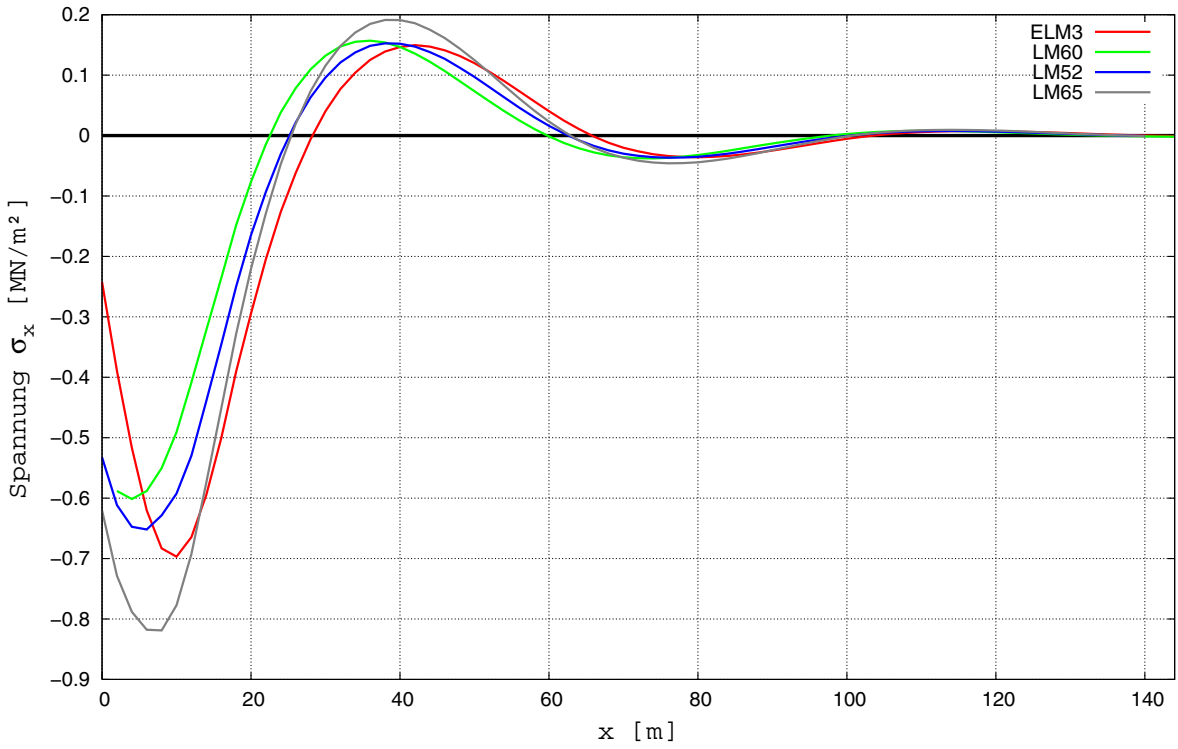


Bild 9-97: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 1 bei Punkt 10 (Schnitt I-I), Einflusslinie

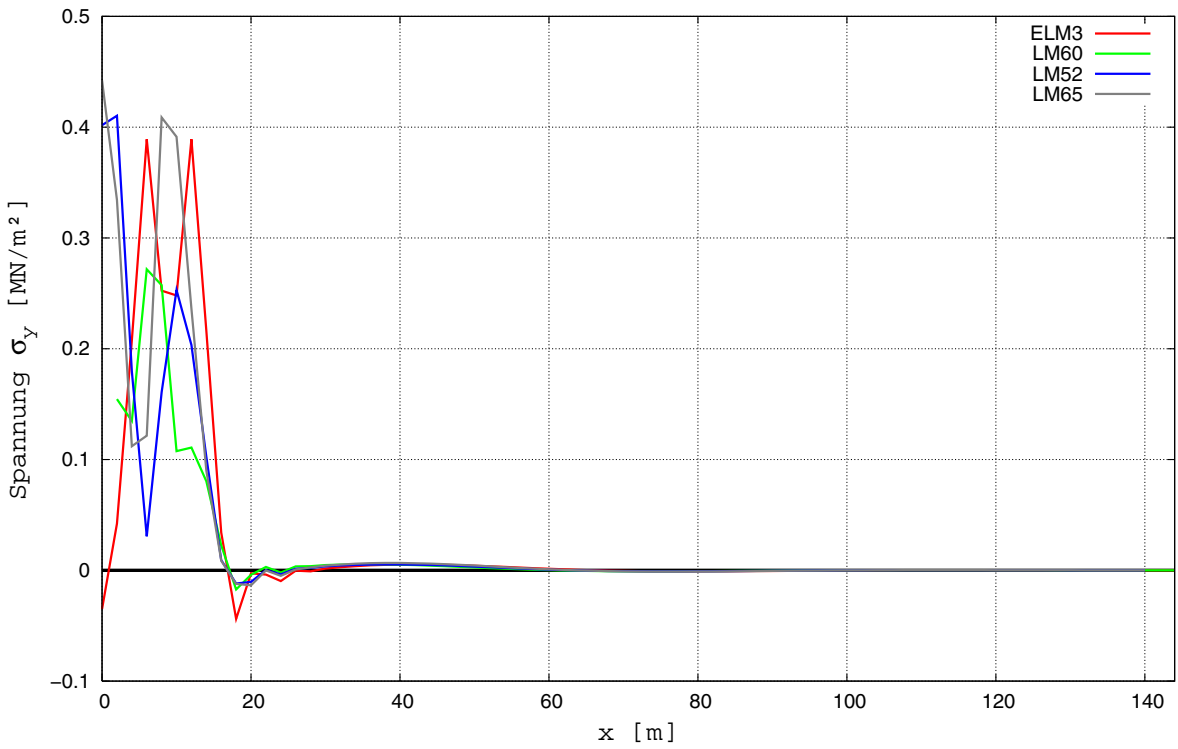


Bild 9-98: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 1 bei Punkt 10 (Schnitt I-I), Einflusslinie

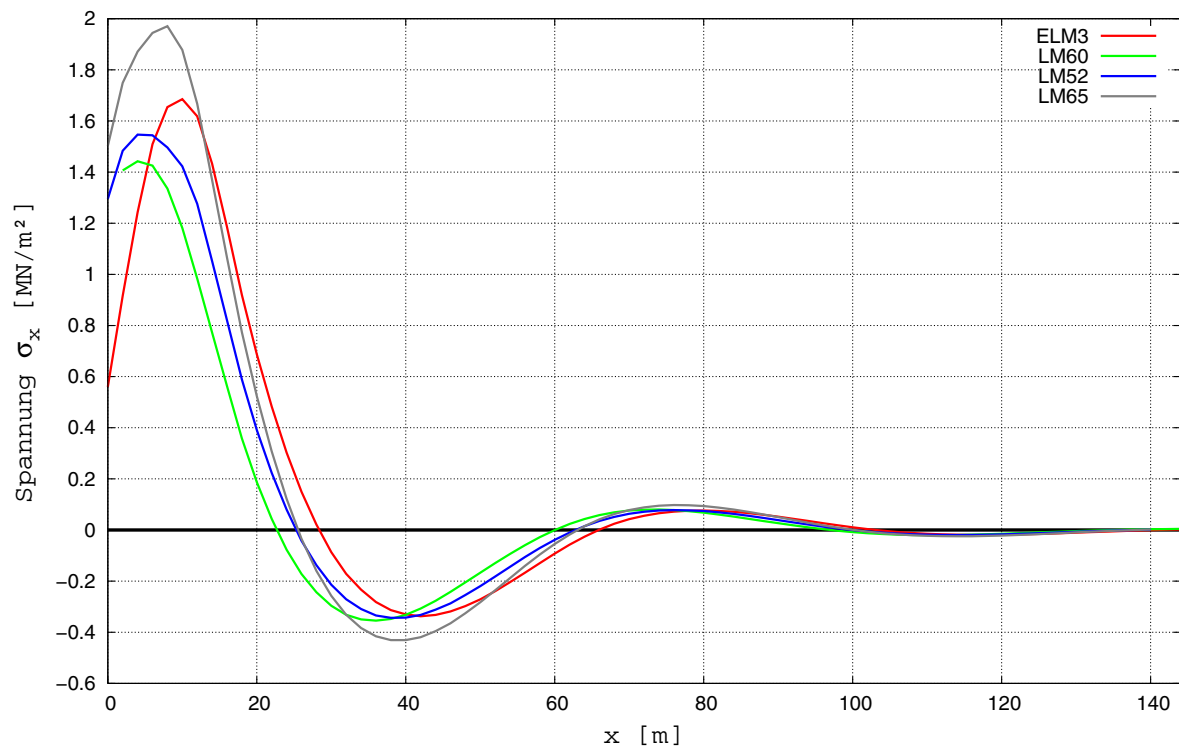


Bild 9-99: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 1 bei Punkt 2 (Schnitt I-I), Einflusslinie

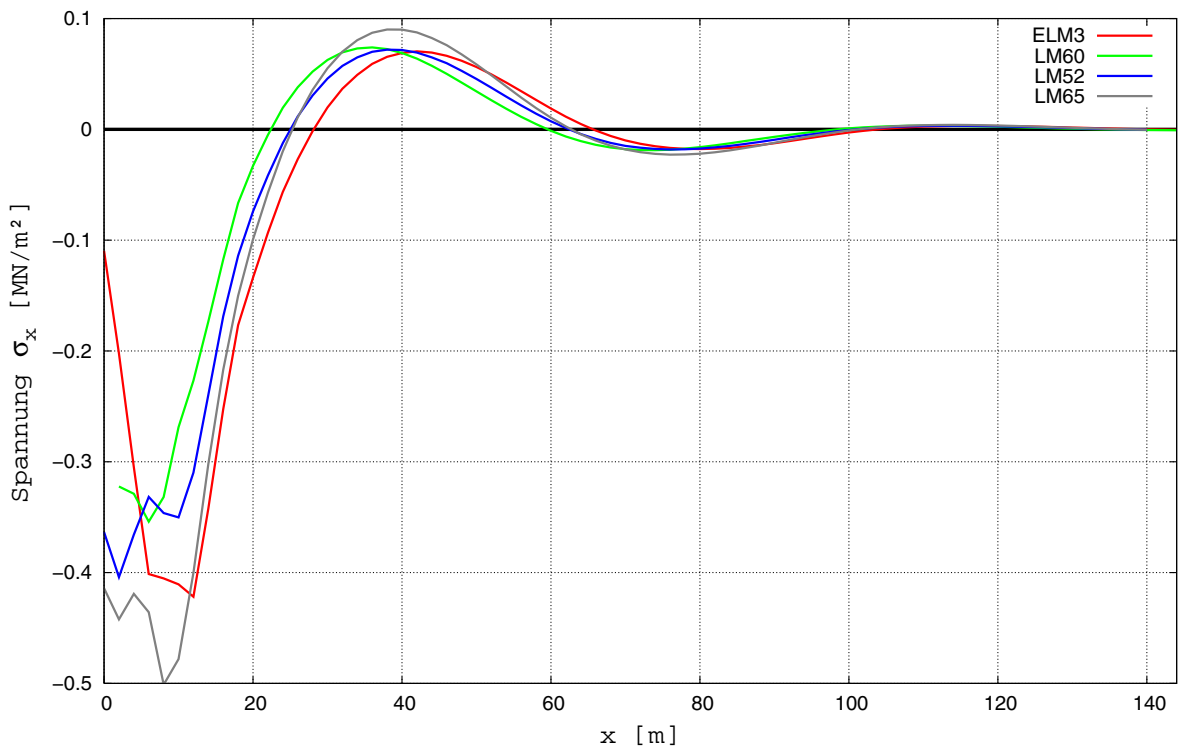


Bild 9-100: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 1 bei Punkt 3 (Schnitt I-I), Einflusslinie

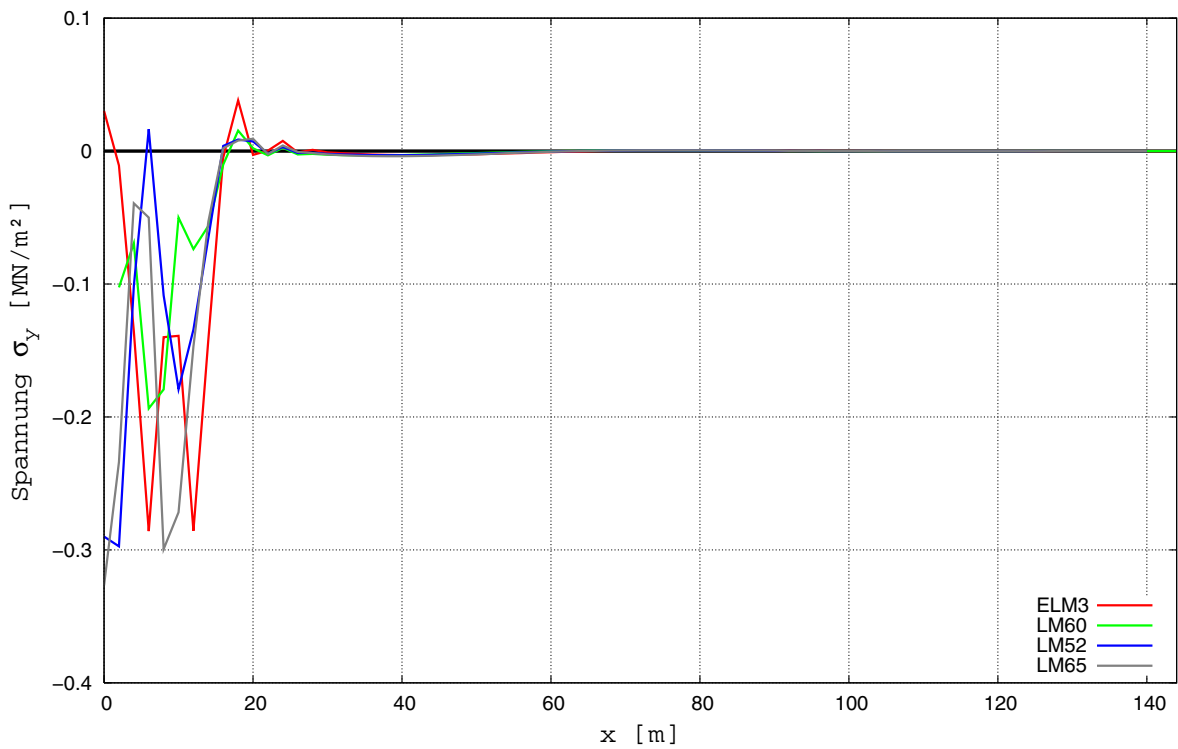


Bild 9-101: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 1 bei Punkt 3 (Schnitt I-I), Einflusslinie

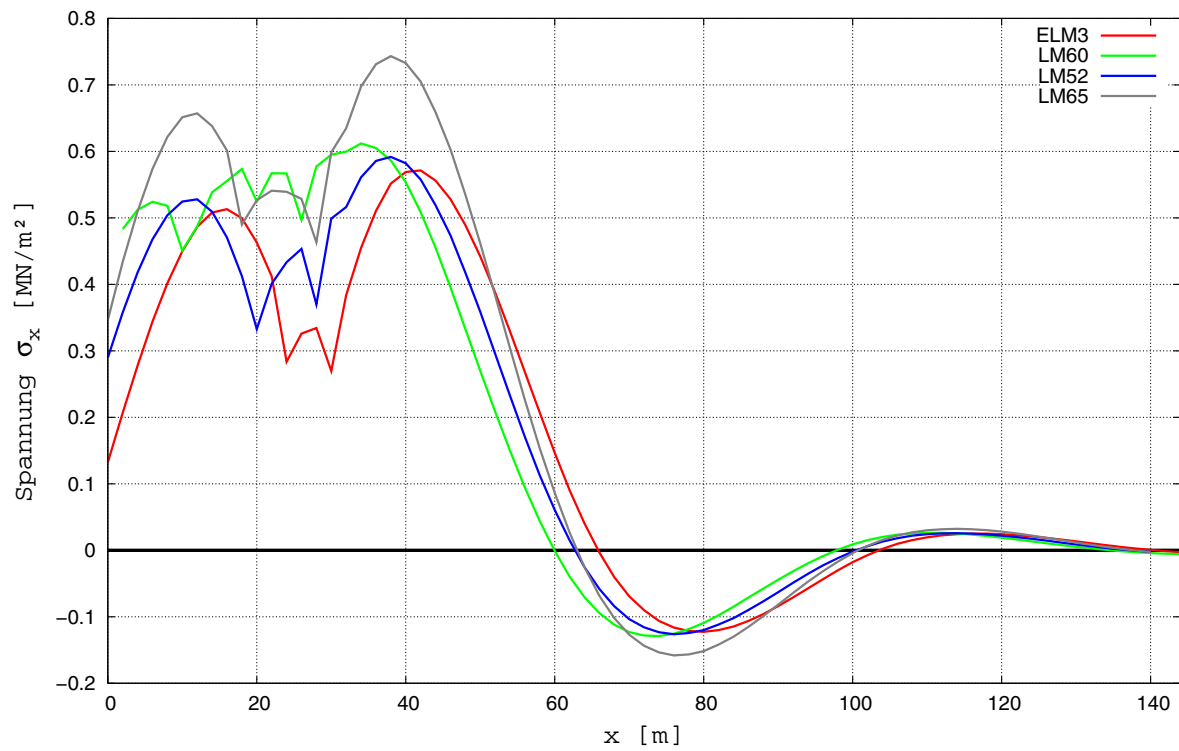


Bild 9-102: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 1 bei Punkt 10 (Schnitt III-III), Einflusslinie

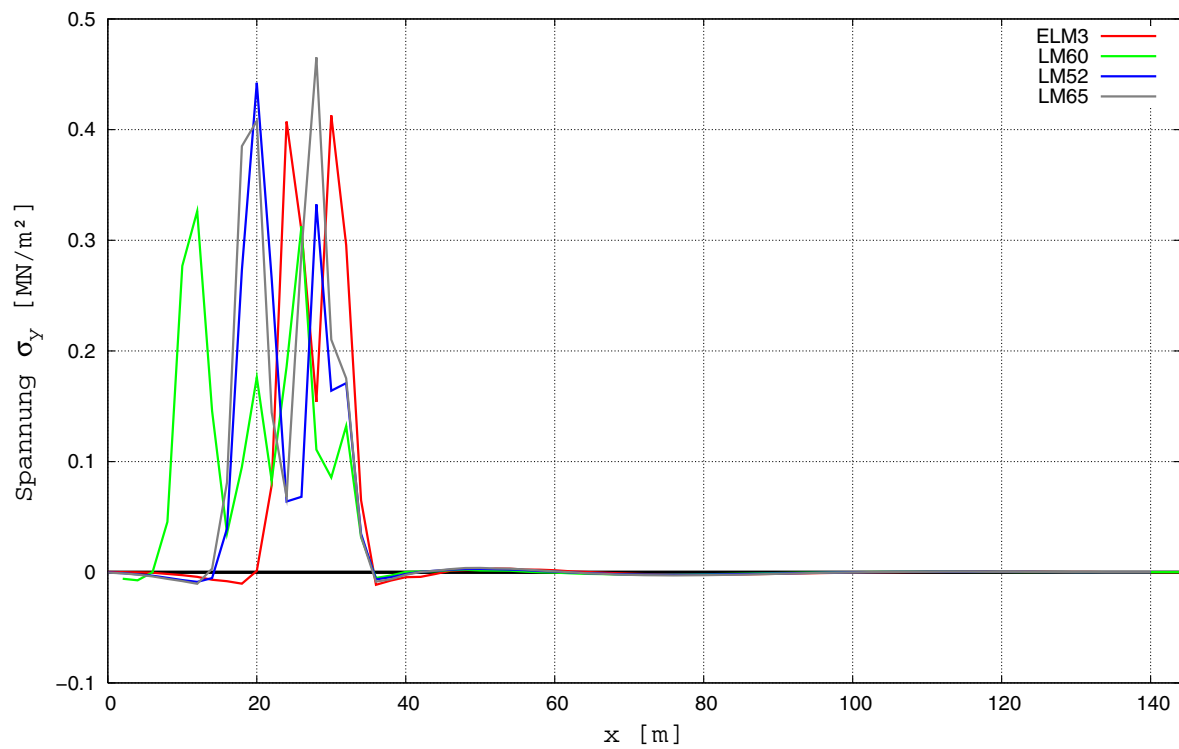


Bild 9-103: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 1 bei Punkt 10 (Schnitt III-III), Einflusslinie

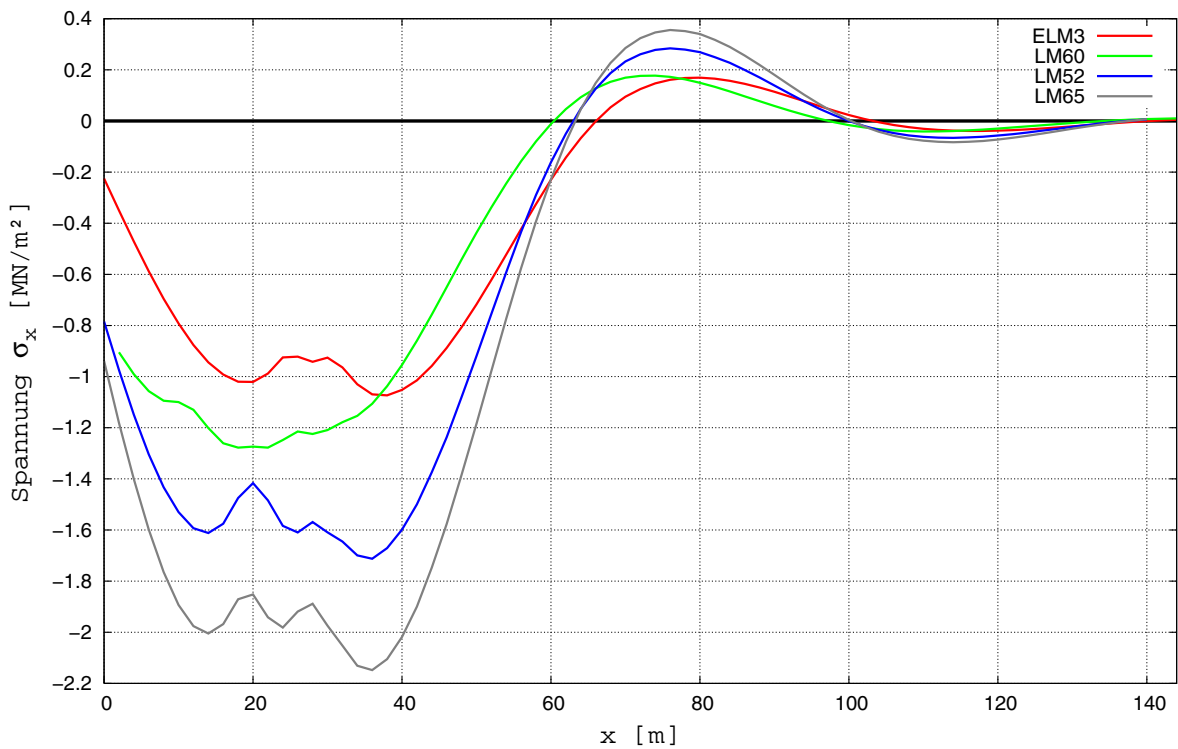


Bild 9-104: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 1 bei Punkt 2 (Schnitt III-III), Einflusslinie

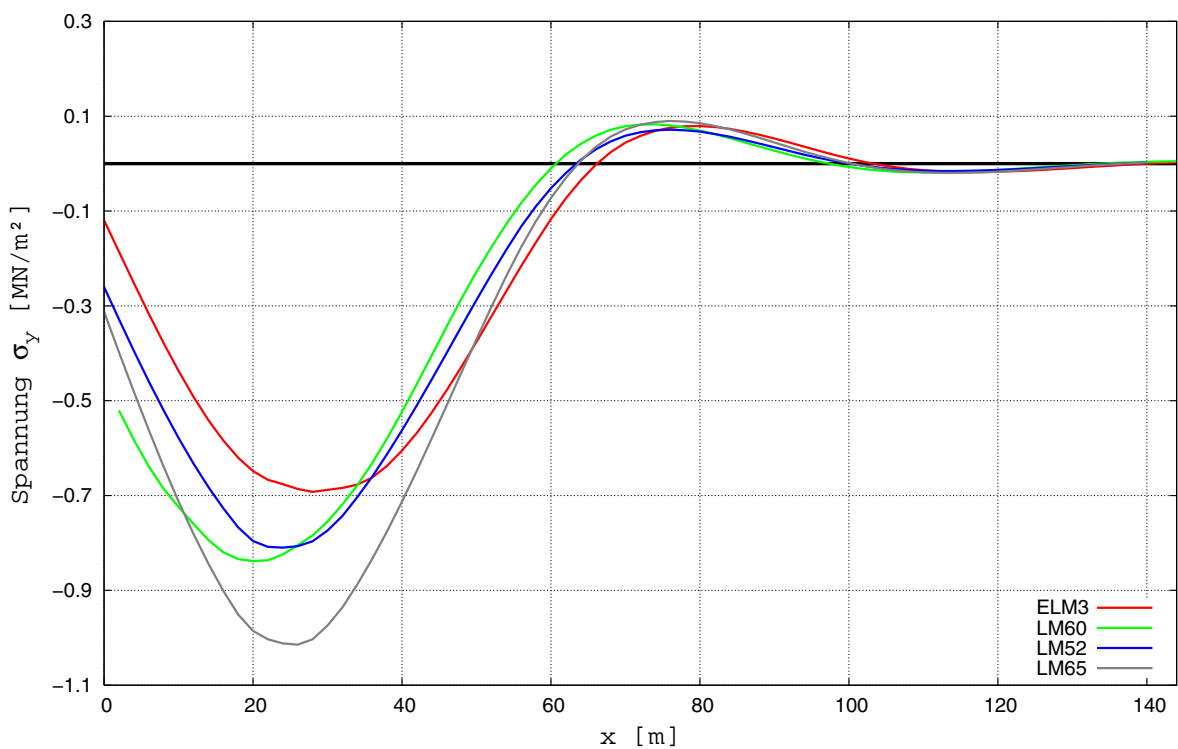


Bild 9-105: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 1 bei Punkt 2 (Schnitt III-III), Einflusslinie

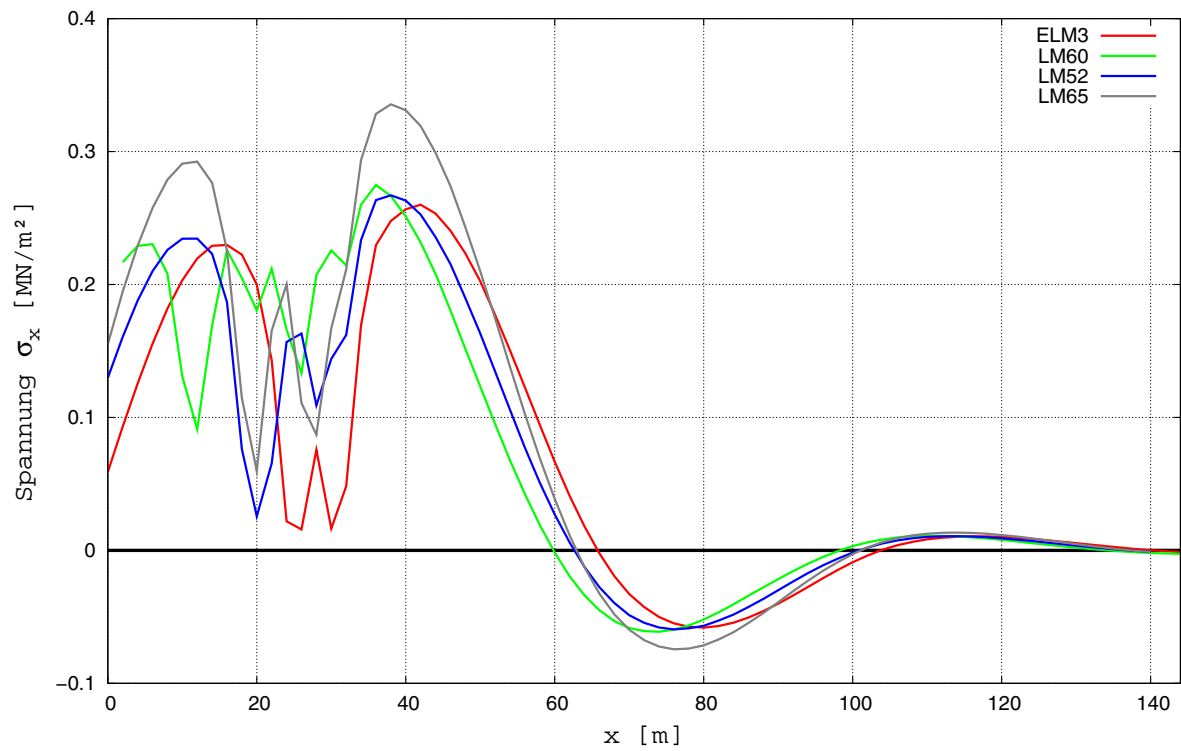


Bild 9-106: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 1 bei Punkt 3 (Schnitt III-III), Einflusslinie

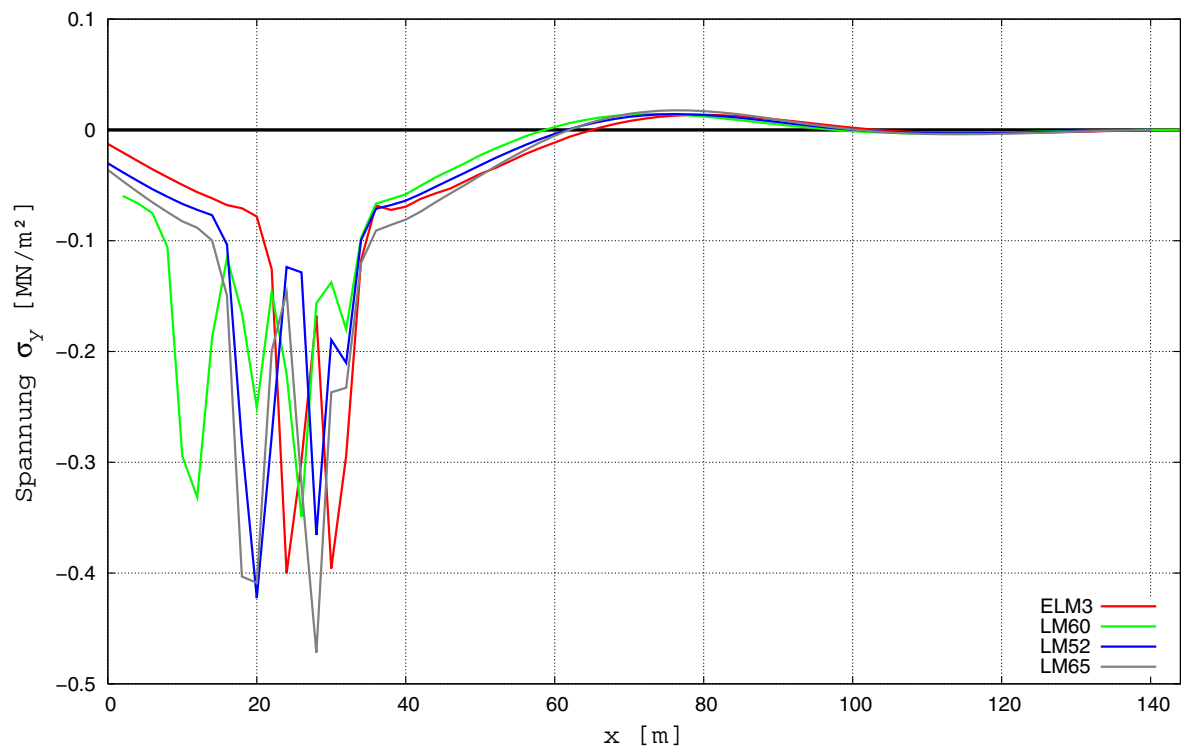


Bild 9-107: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 1 bei Punkt 3 (Schnitt III-III), Einflusslinie

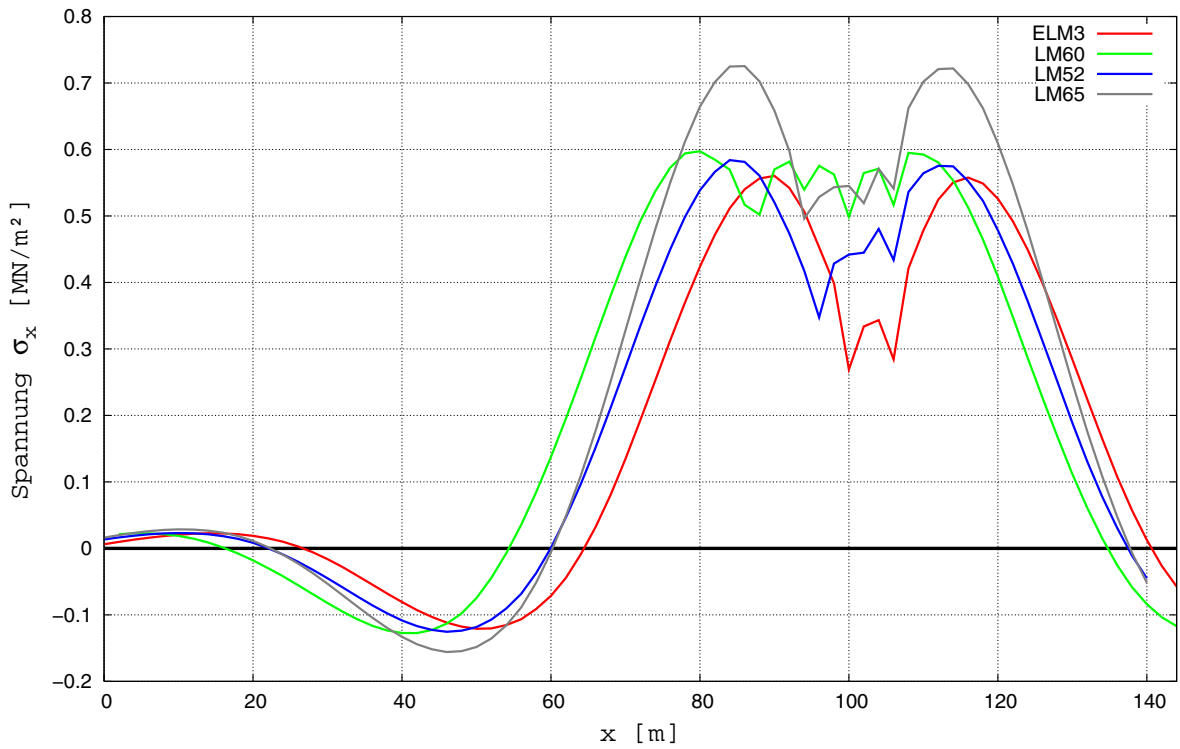


Bild 9-108: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 3 bei Punkt 10 (Schnitt V-V), Einflusslinie

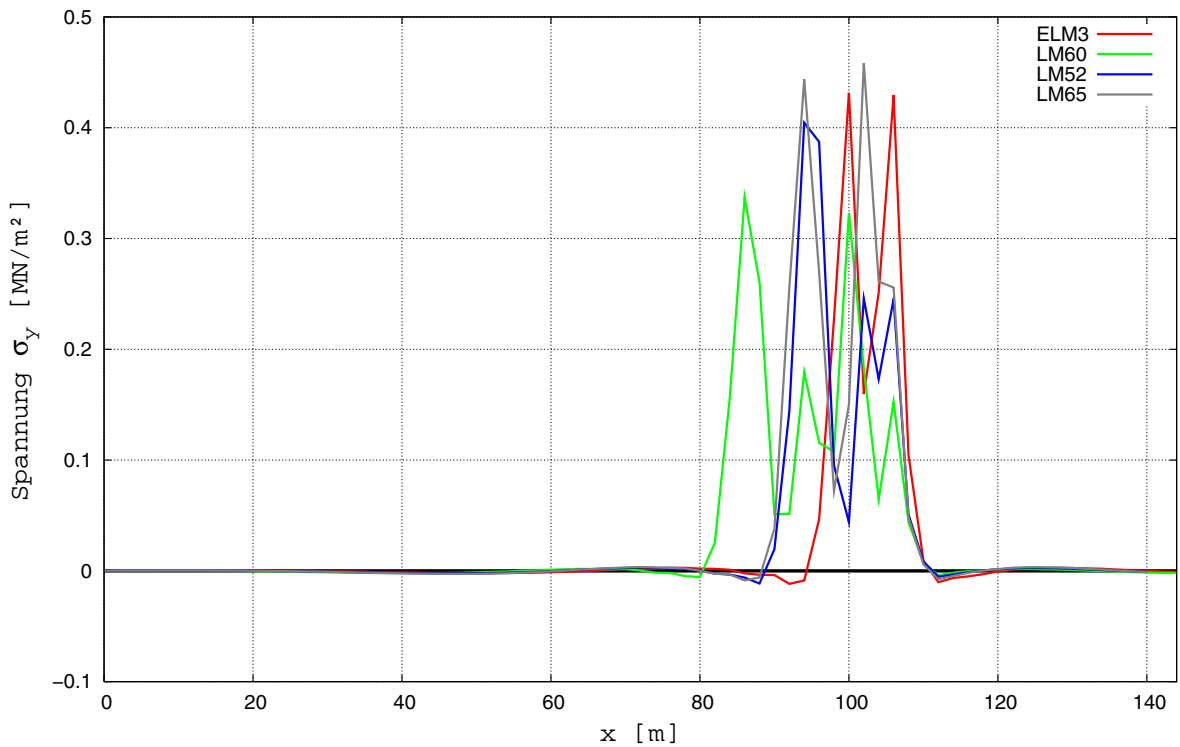


Bild 9-109: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 3 bei Punkt 10 (Schnitt V-V), Einflusslinie

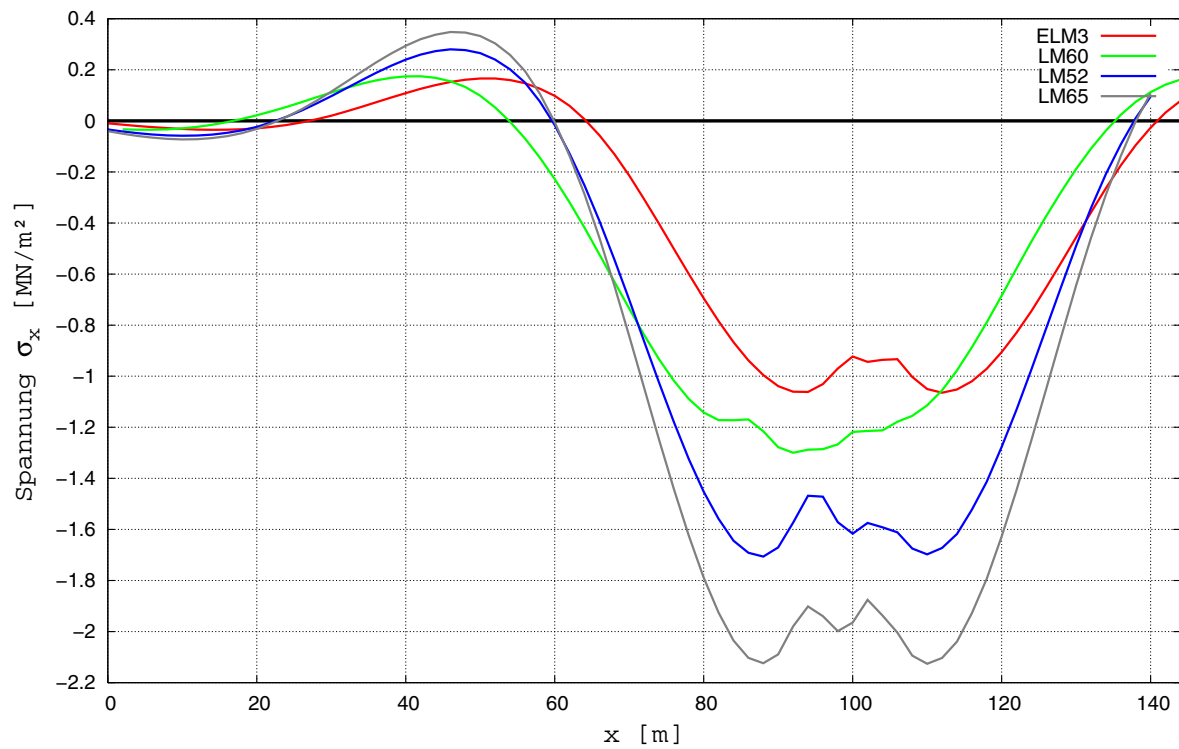


Bild 9-110: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 3 bei Punkt 2 (Schnitt V-V), Einflusslinie

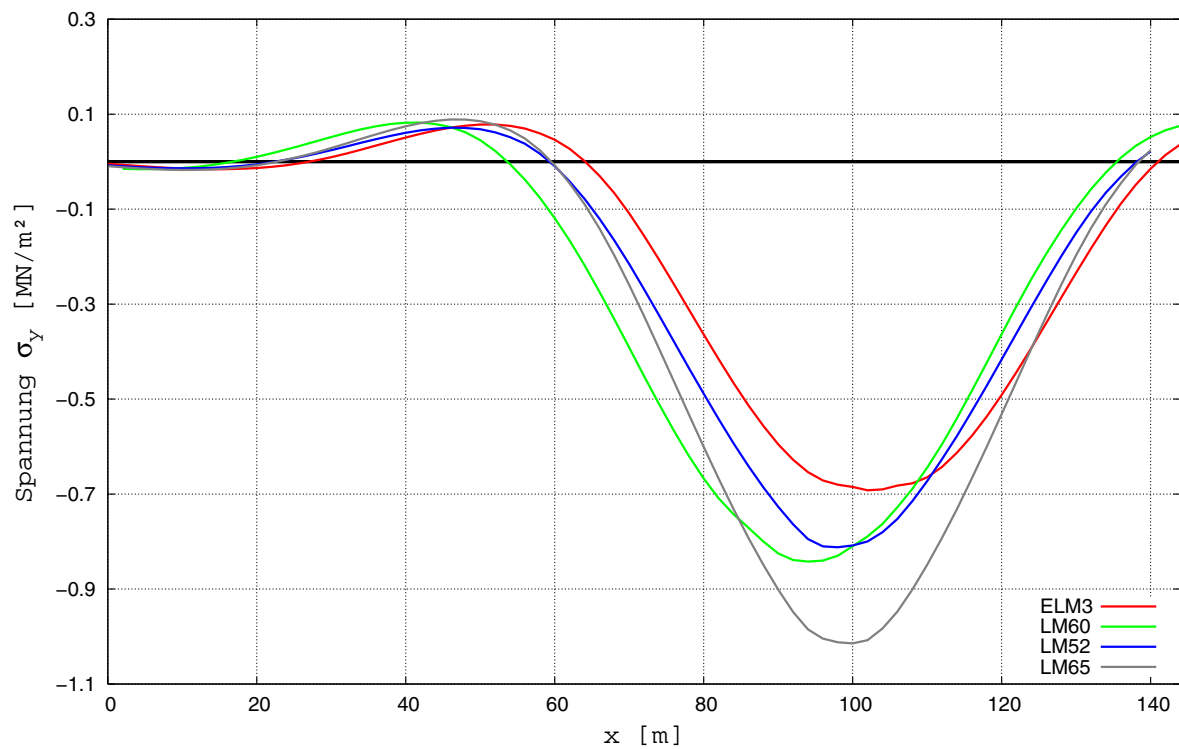


Bild 9-111: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 3 bei Punkt 2 (Schnitt V-V), Einflusslinie

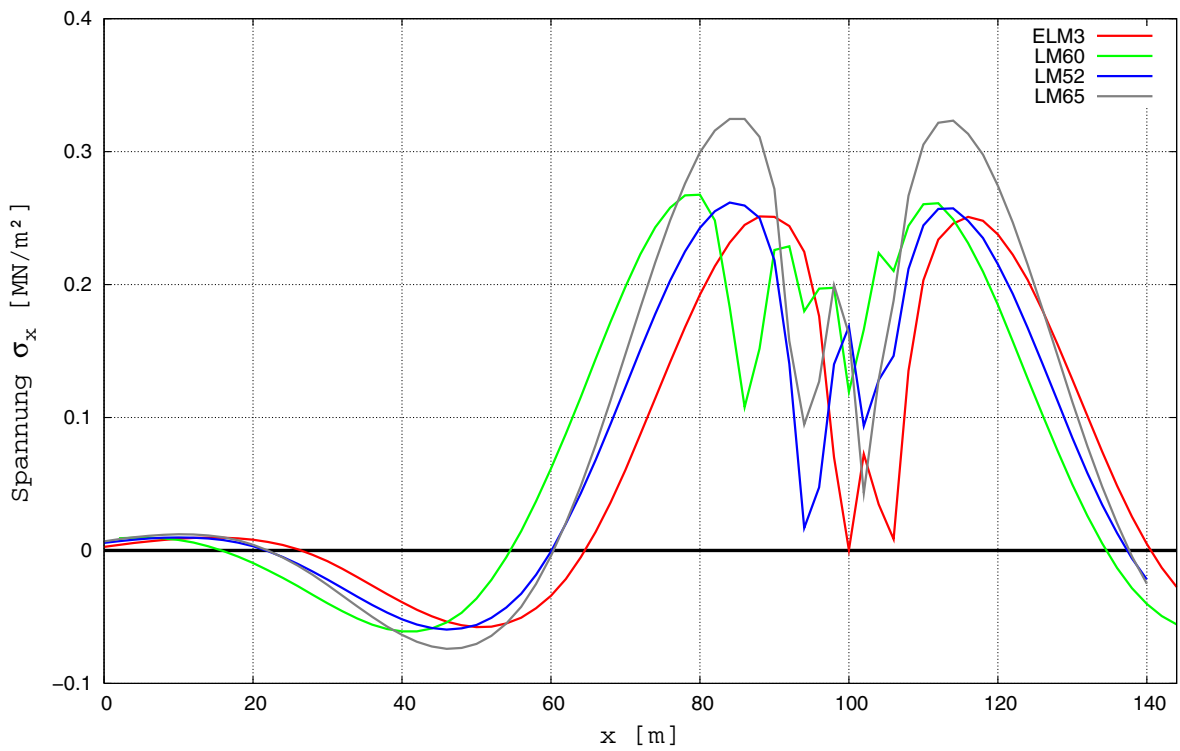


Bild 9-112: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 3 bei Punkt 3 (Schnitt V-V), Einflusslinie

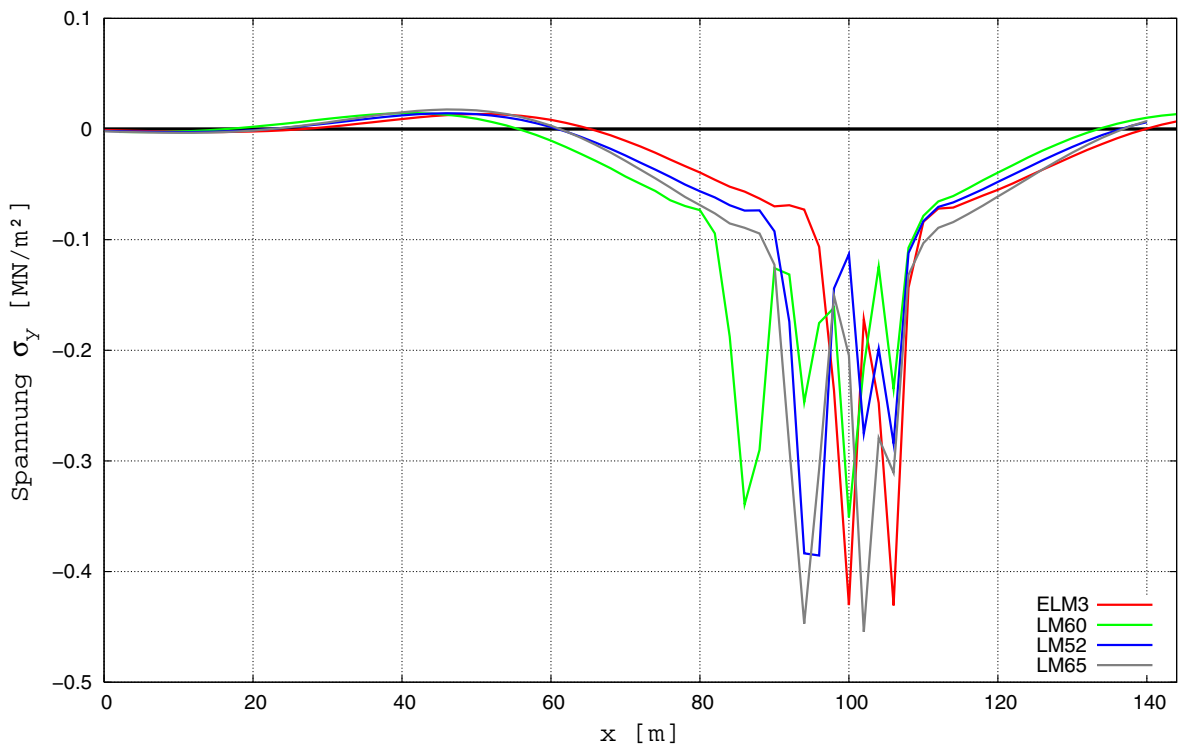


Bild 9-113: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 3 bei Punkt 3 (Schnitt V-V), Einflusslinie

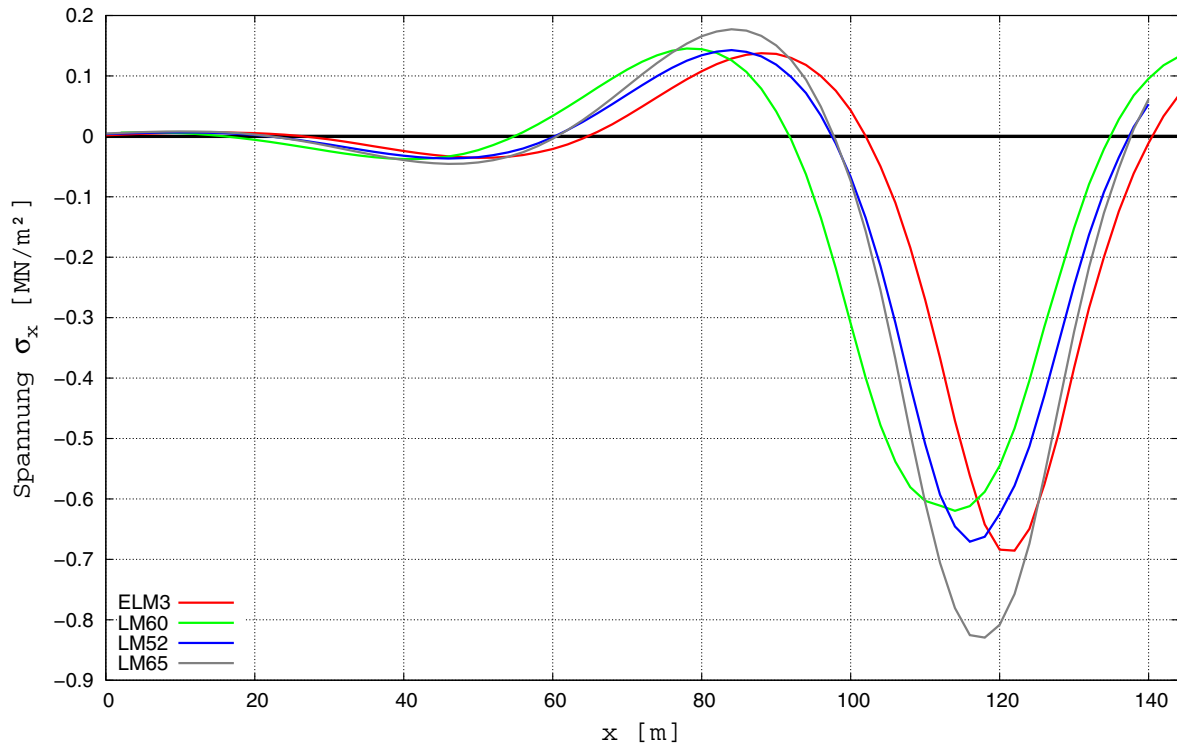


Bild 9-114: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 4 bei Punkt 10 (Schnitt VII-VII), Einflusslinie

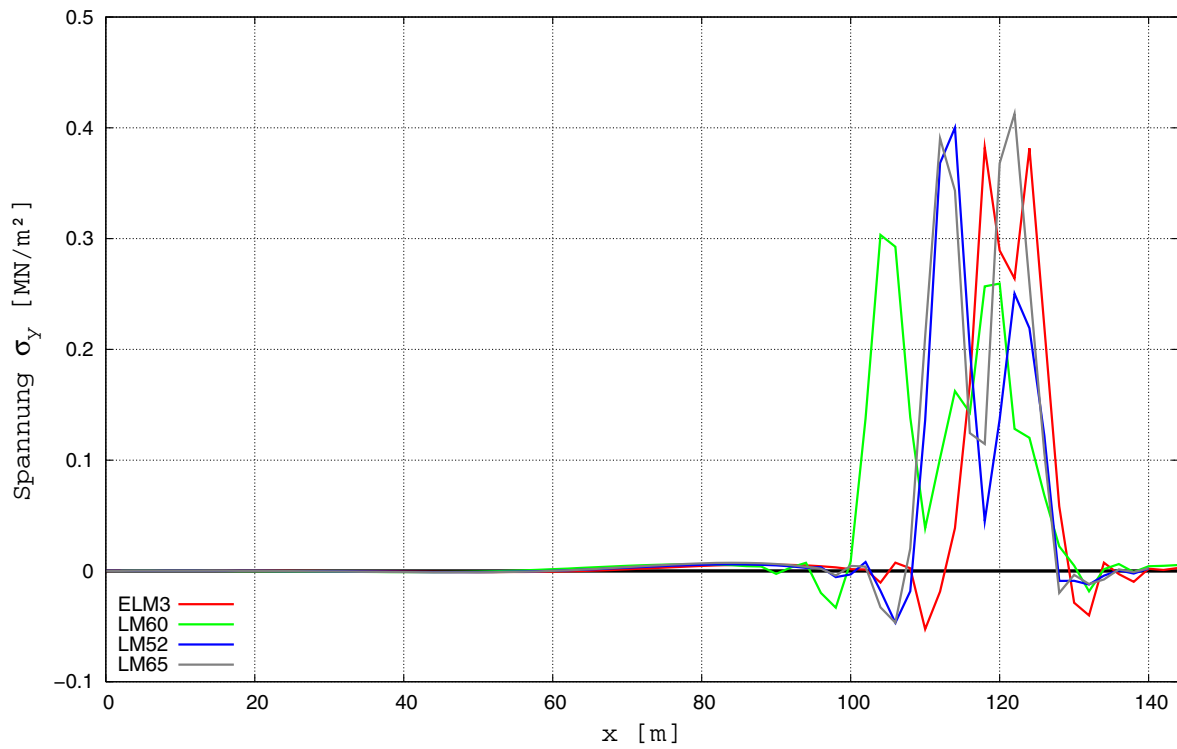


Bild 9-115: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 4 bei Punkt 10 (Schnitt VII-VII), Einflusslinie

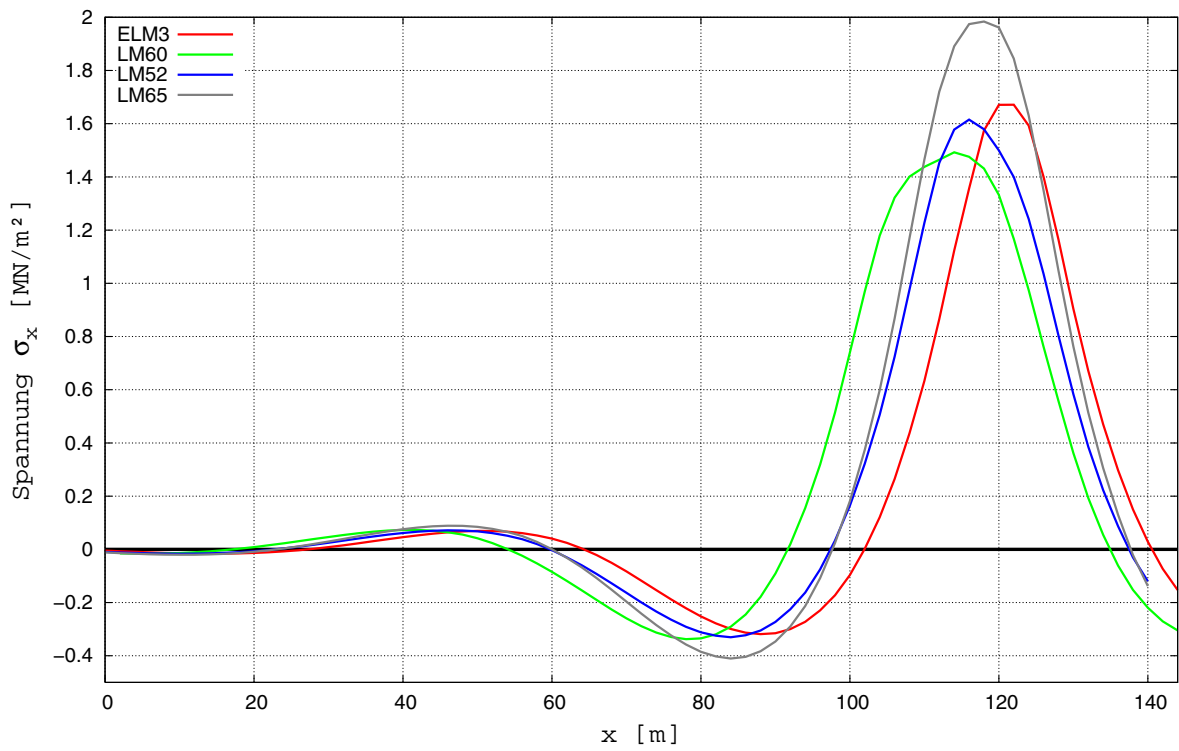


Bild 9-116: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 4 bei Punkt 2 (Schnitt VII-VII), Einflusslinie

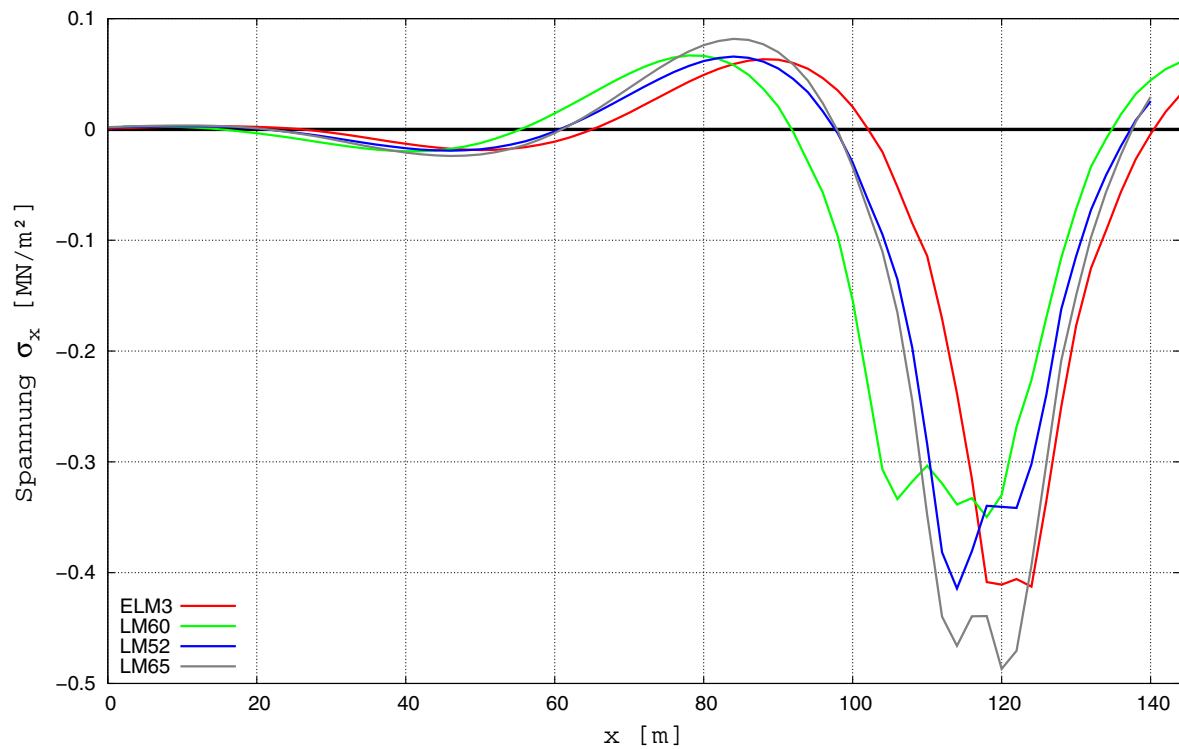


Bild 9-117: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 4 bei Punkt 3 (Schnitt VII-VII), Einflusslinie

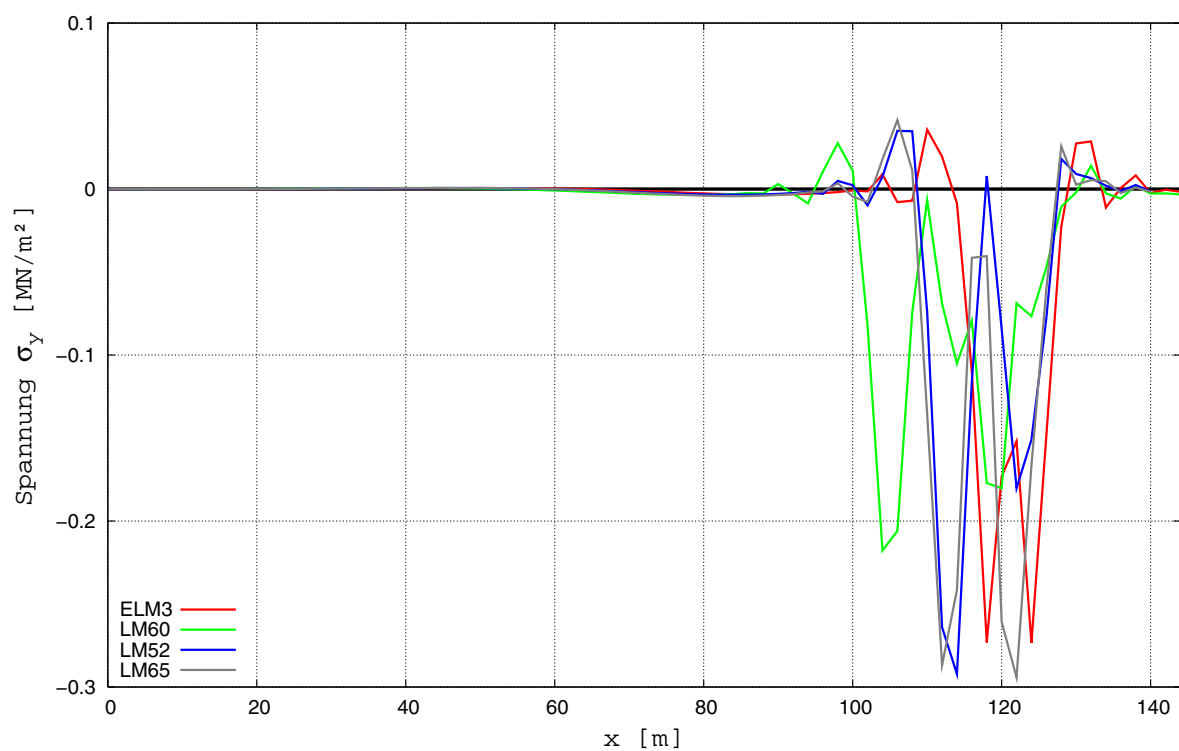


Bild 9-118: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 4 bei Punkt 3 (Schnitt VII-VII), Einflusslinie

9.1.5.4 Nicht in Querrichtung vorgespannte Plattenbalkenbrücke

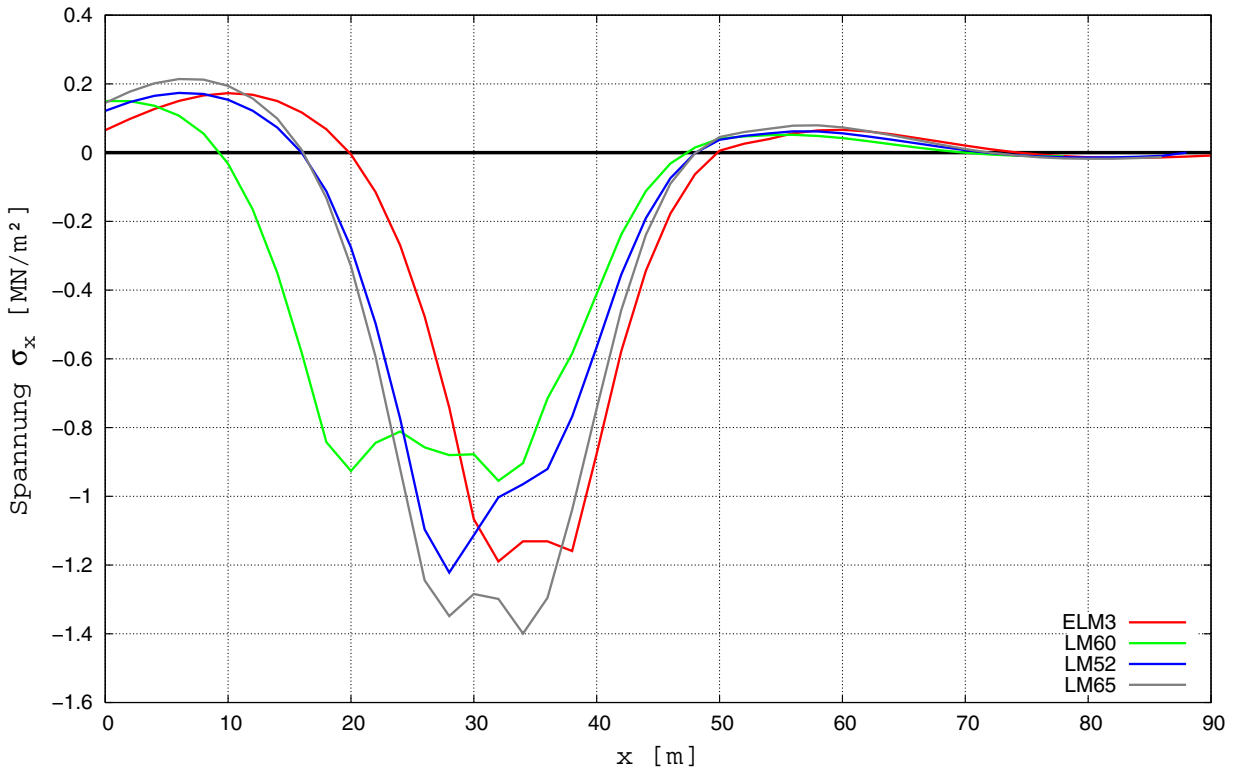


Bild 9-119: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 2 bei Punkt 10, Einflusslinie

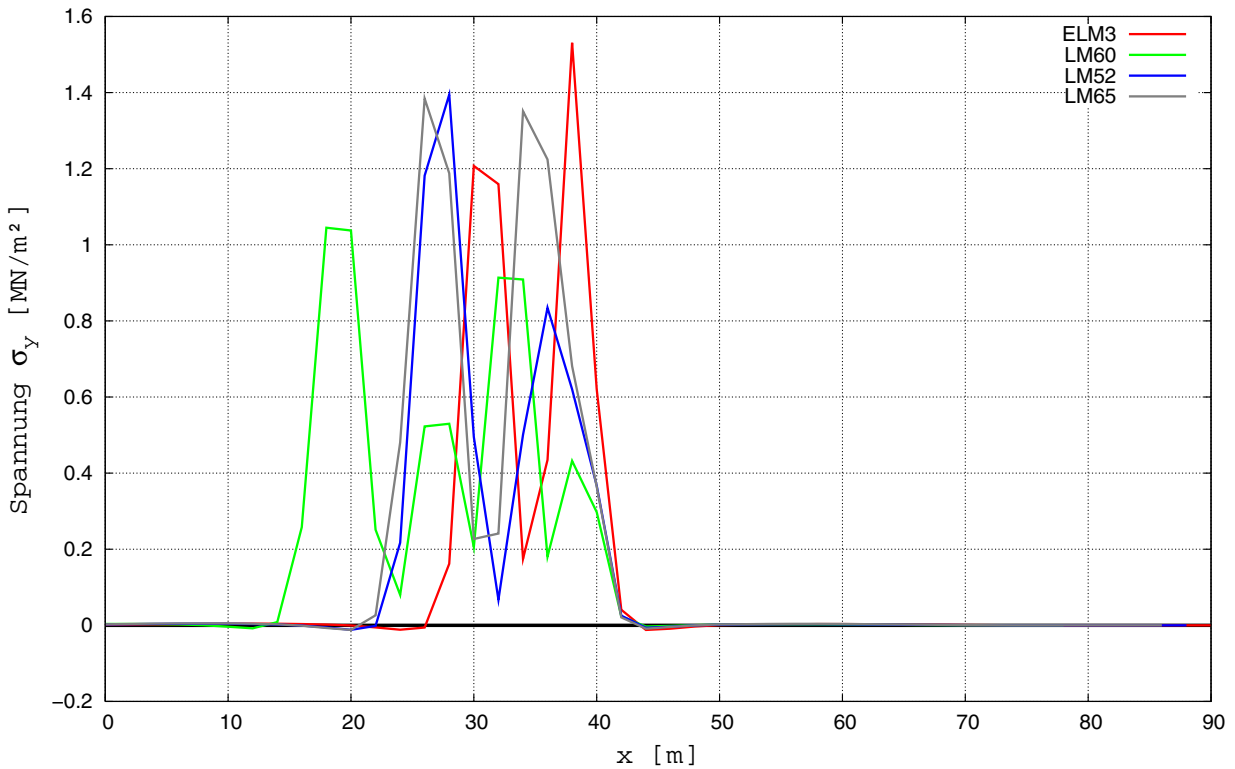


Bild 9-120: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 2 bei Punkt 10, Einflusslinie

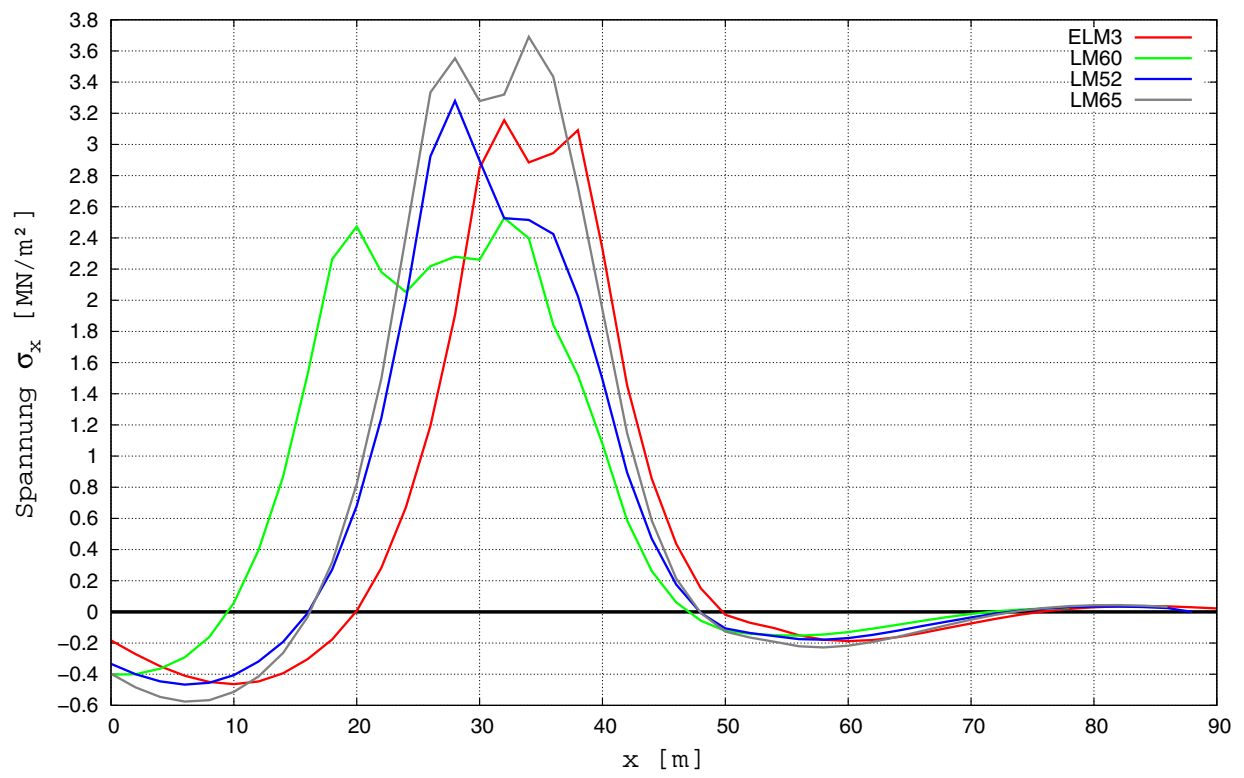


Bild 9-121: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 2 bei Punkt 2, Einflusslinie

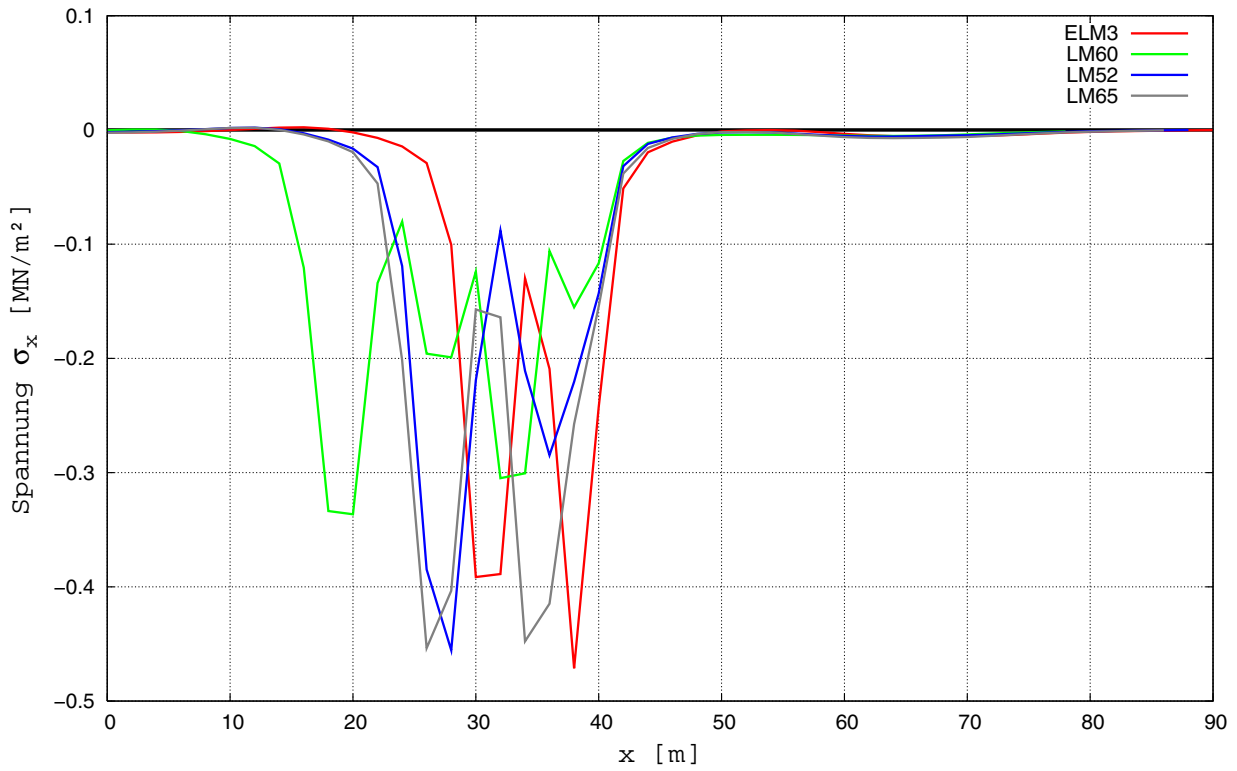


Bild 9-122: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 2 bei Punkt 3, Einflusslinie

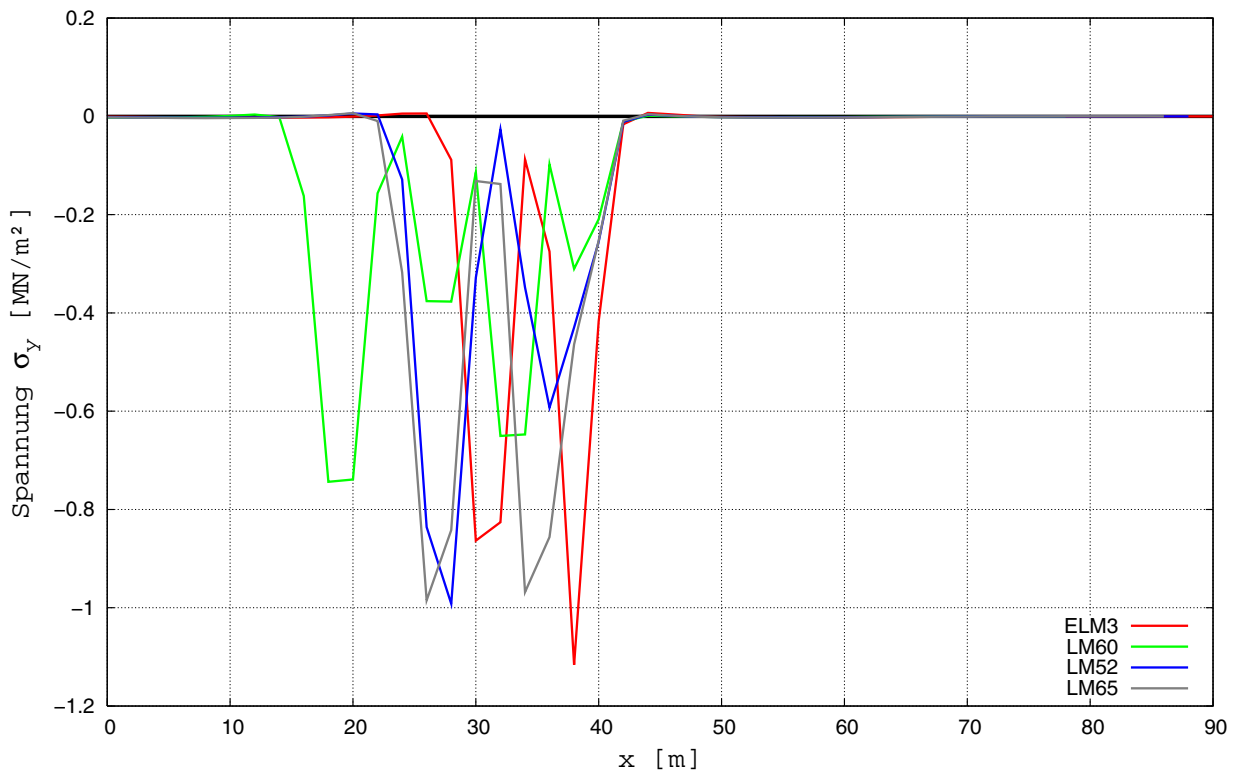


Bild 9-123: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Feldbereich 2 bei Punkt 3, Einflusslinie

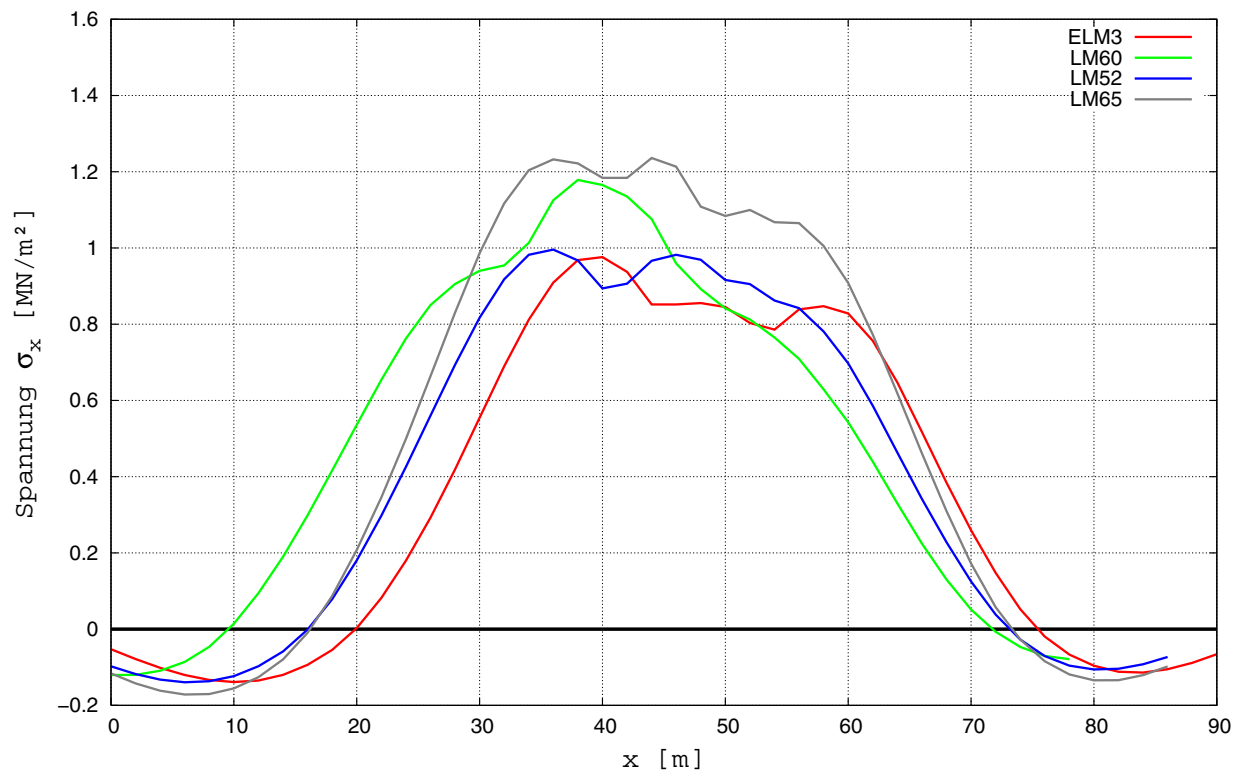


Bild 9-124: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 2 bei Punkt 10, Einflusslinie

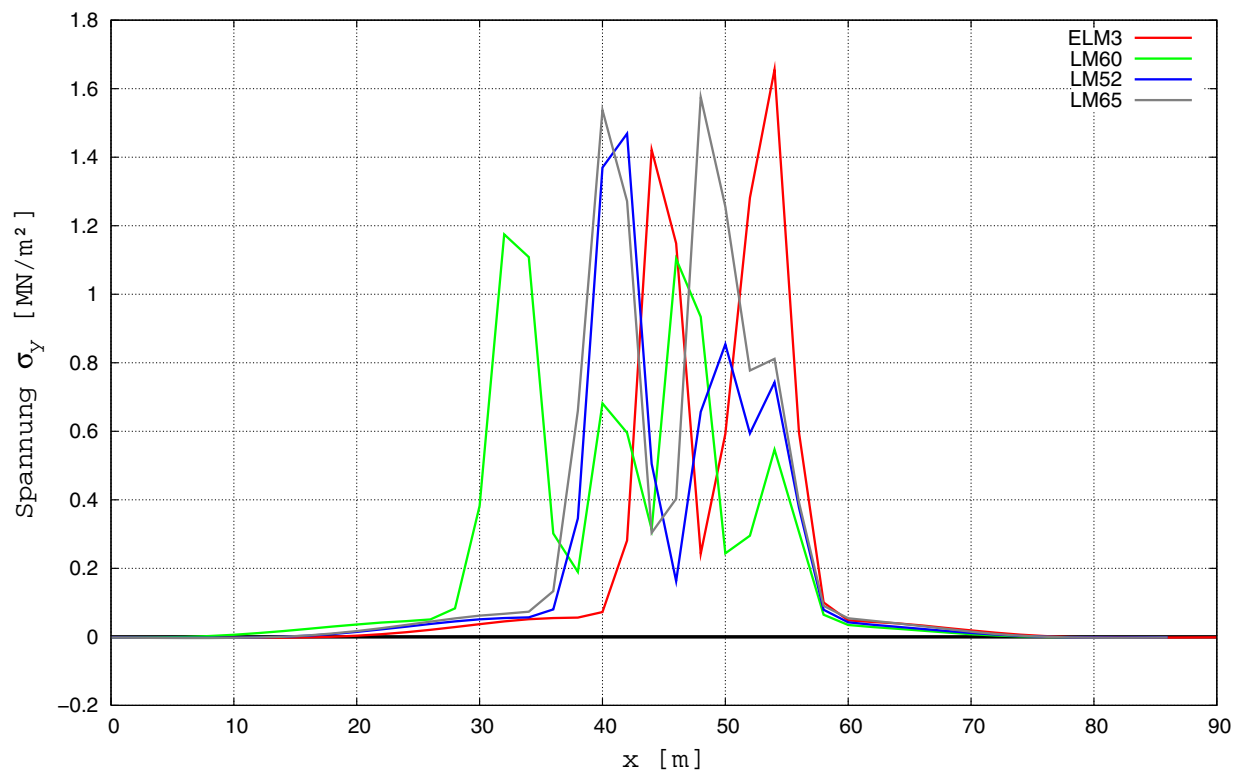


Bild 9-125: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 2 bei Punkt 10, Einflusslinie

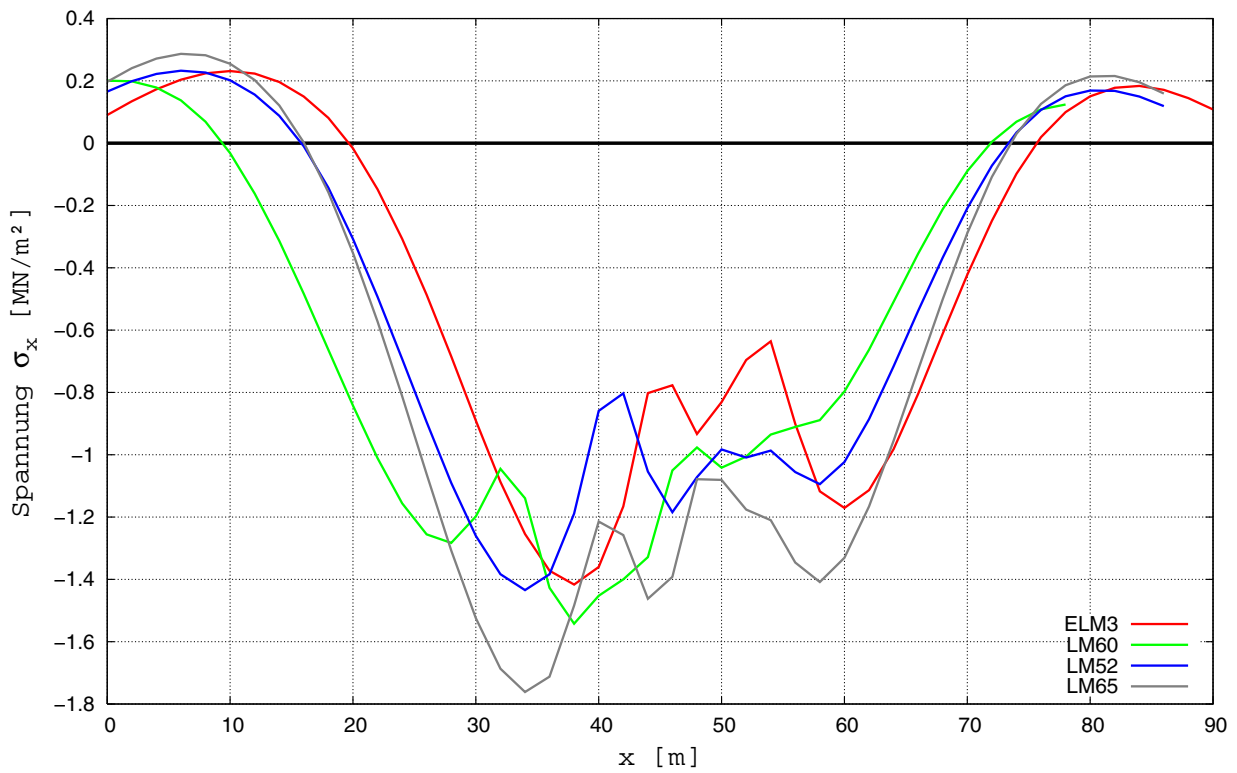


Bild 9-126: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 2 bei Punkt 2, Einflusslinie

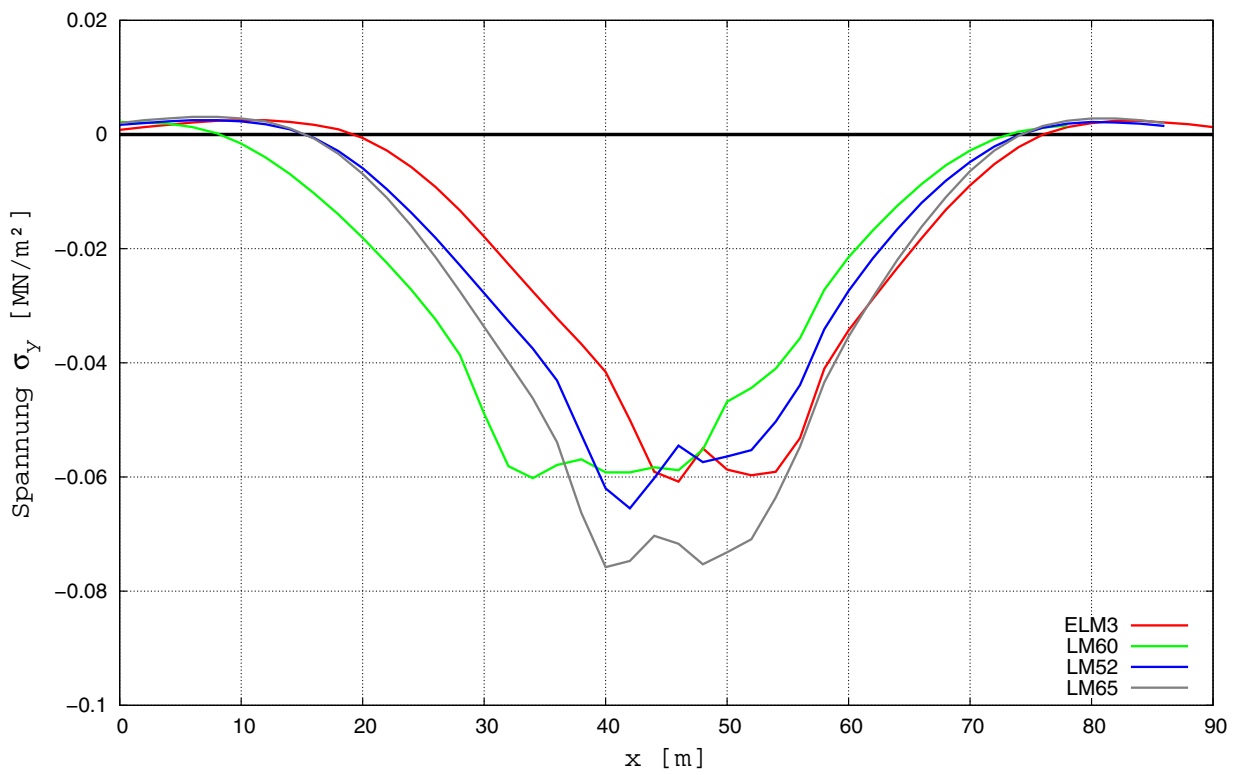


Bild 9-127: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 2 bei Punkt 2, Einflusslinie

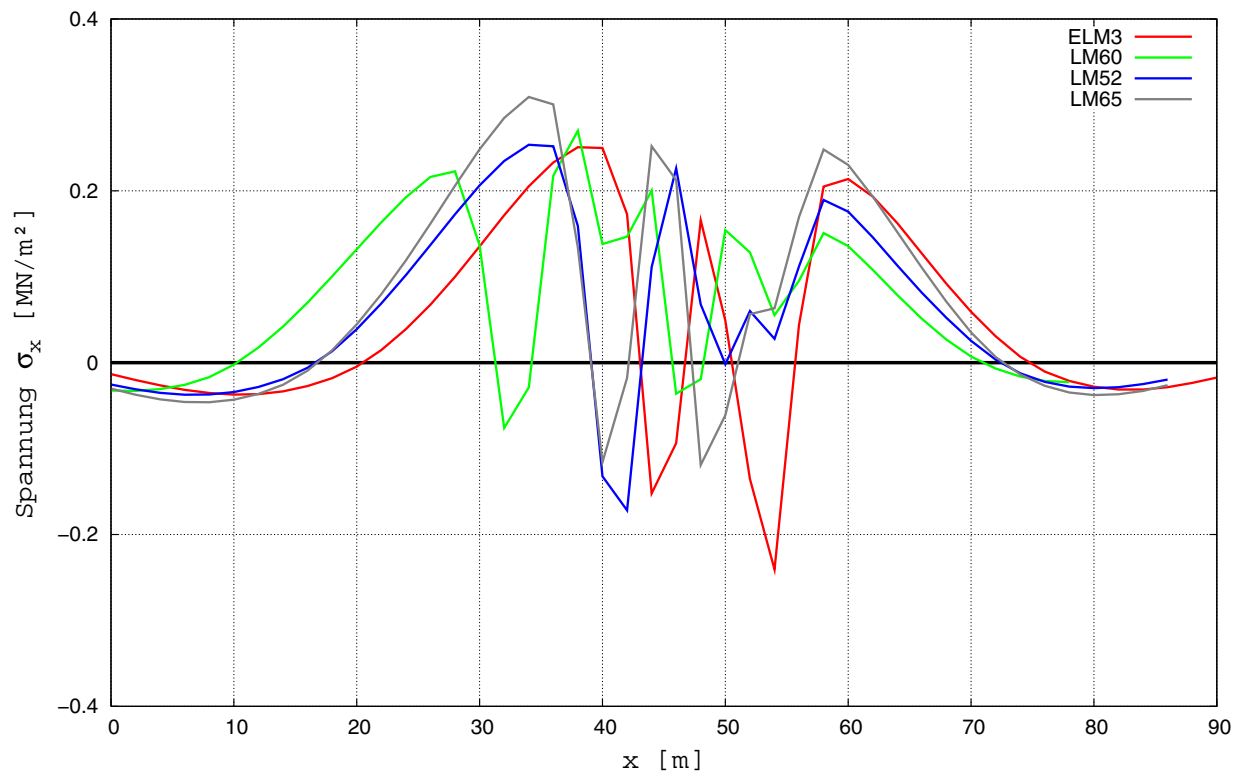


Bild 9-128: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 2 bei Punkt 3, Einflusslinie

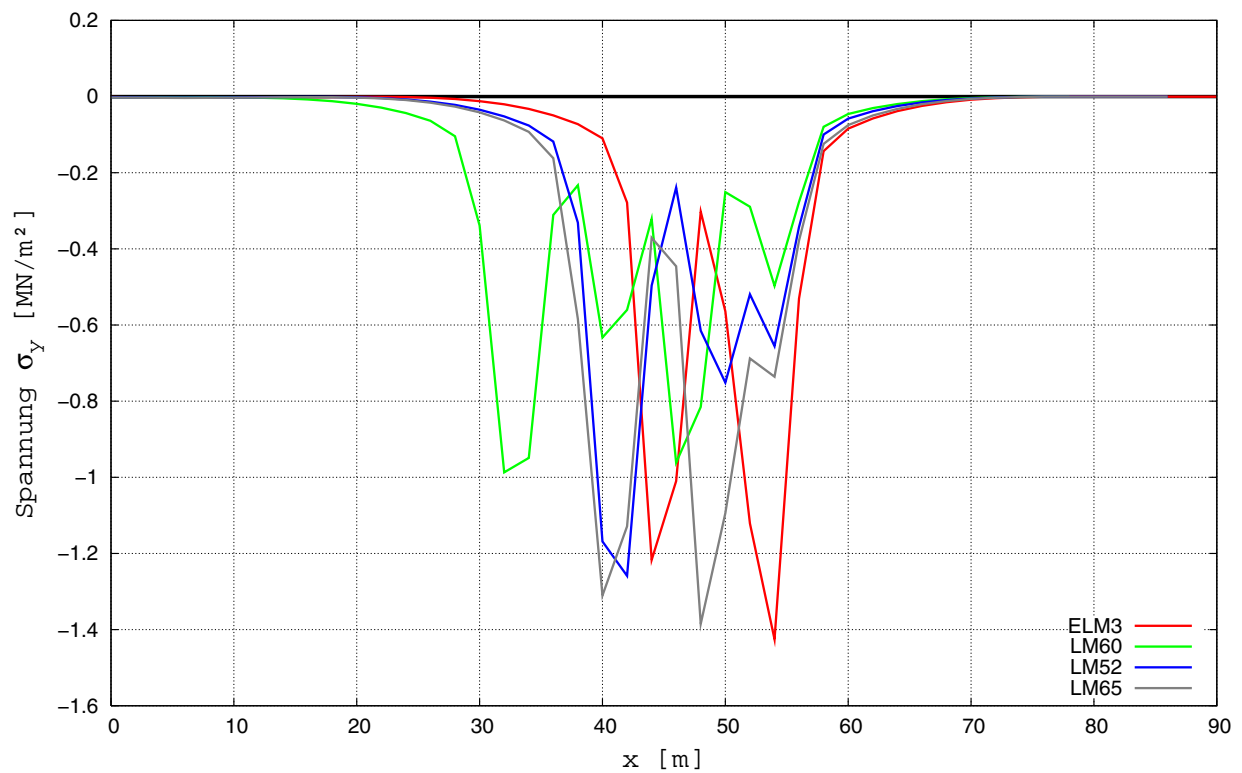


Bild 9-129: Vergleich der Verkehrslastmodelle im Stützbereich 2 bei Punkt 3, Einflusslinie

9.2 Koppelfugen

9.2.1 Wahrscheinliche Ermüdungsversagensformen als Schadenspotentiale

Spannverfahren	Art	Spannstahl	Verankerung am Spannende	Prinzip	Stoßverbindung, Kopplungstyp	Ermüdungsfestigkeit	Schadenspotential
Bauwens, (Zulassung bereits 1978 abgelauten)	Draht	Festigkeit 125/140 vergütet 135/150 vergütet	Kelverankerung: Innenkeil verteilt	Verankerung durch Innenkeil, der Spanndrähte gegen Ringkonus drückt	keine Muffen		Reibermüdung
Bilfinger & Berger Bilfinger + Berger (früher: Grün & Bilfinger)/Tensa		140/160 oder 145/160	Kelverankerung	Sektorkleinen: Spannlieder liegen kreisförmig, dazwischen Keile	Muffen		Kerbwirkung, Reibermüdung
Bilfinger + Berger, Lizenzspannverfahren B+BL Boswau & Knauer, (Zulassung bereits 1978 abgelauten)	gerippt, Ovaldraht	St160	Fachverankerung		keine		
CONA Multi Dyckerhoff & Widmann		St105 St 160 und 140	Muffenverankerung: Aufgerolltes Gewinde mit Muffe oder Mutter und Ankerplatte bzw. Ankerhölcke vorwiegend verteilt	Gewindeverankerung in Spannstahl aufgerollt auf das Mutter geschraubt wird	Muffenstoß	78 N/mm ² - 98 N/mm ²	Kerbwirkung
DYWIDAG-Spannverfahren mit Einzelspanngliedern	glatter Stahl	ST 85/105 St 110/135 St 145/160				1974: 90 N/mm ² 1975: 100 N/mm ²	
DYWIDAG Bündelspannglied aus Litzen	Gewindeverankerung in Spannstahl aufgerollt, auf die eine Mutter geschraubt wird	ST 85/105 St 90/110 St 135/150		Gewindeverankerung in Spannstahl aufgerollt, auf das Mutter geschraubt wird		1974: 90 N/mm ² 1975: 80 N/mm ²	
DYWIDAG	Litzen	St 135/150				90 N/mm ²	
Bündelspannglied aus Litzen							
Lizenzspannverfahren DYWIDAG AS							
Spannverfahren DYWIDAG AS-150							
Heilit & Woerner							

Tabelle 9-21: Überblick über Spannverfahren und Kopplungen

Spannverfahren	Spannstahl		Verankerung am Spannende	Prinzip	Stoßverbindung, Kopplungstyp	Ermüdungs- festigkeit	Schadenspotential
	Art	Festigkeit					
Heilmann & Littmann	Drahte	St 160, 170	Freibetonpömbel Gewerke Spannstähle in Betonpömbel voneinander verteilt	Außenkeil (pro Spann- stahl ein Rundkeil) Spreizung der Spann- stäbe	Muffen		Kerbwirkung, Fließen an Spreizstellen
Heilmann & Littmann, HEILIT, (zugelassen bis 1961)							
Held & Francke		St 90 und 105	Keilverankerung, Außenkeile voneinander verteilt	Außenkeil (ein gekrümmter Keil für zwei Spannungsglieder) keine Spreizung, Spannungsglieder liegen um Drahtspirale	Halbschalen		Reibermüdung
Held & Francke HF Litzen	Drahte	S0105 gestreckt und angelassen 150/170 gezoogen 135/150 vergütet 140/160 gezoogen	Keilverankerung				Reibermüdung
"Hochtief"		140/160 gez. 125/140 vergütet	Keilverankerung, Außenkeile voneinander verteilt	Außenkeil (ein gekrümmter Keil für ein Spannungsglied) Spannungsglieder liegen um Kernstück	Muffen	gez.: 110 N/mm ² vergütet: 100 N/mm ²	Reibermüdung
Hochtief mit Spanndrahtlitzen HT-L und HT LS							
Hochtief AG vorm. Gebr. Heilmann							
Holzmann (und Interspann) / KA	Oval 40 oder N 40	145/160 vergütet	Klemmplatten, Injektionsverankerung		Klemmplatten		Reibermüdung
Holzmann SH, (Zulassung bereits 1978 abgelaufen)							
Holzmann, HG (Zulassung bereits 1978 abgelaufen)	gerippt, Ovaldrahte oder Neptun N40	St 160	Injektionsverankerung	Zementmörtel- verguss			Reibermüdung durch Reibung gegen Vergussmasse
Holzmann Litzen							
Holzmann / Interspann flach 114							
HWR, (Zulassung bereits 1978 abgelaufen)							

Forts. Tabelle 9-21

Spannverfahren	Spannstahl		Verankerung am Spannende	Prinzip	Stoßverbindung, Kopplungstyp	Ermüdungs- festigkeit	Schadenspotential
	Art	Festigkeit					
IMS, (Zulassung bereits 1978 abgelaufen) "Leoba AK" Zellner, Göhler, André - Leoba AK		kaltgezogen. Spannstahl: 1100N/mm ² vergüteter Spannstahl: 1000N/mm ²	Schlaufenverankerung, Fächerverankerung, Keilverankerung		AK 124: feste oder bewegliche Kopplung mit Keilverankerung über Scheibe und Schrauben	100 N/mm ²	Reißermüdung
Leoba S, K		145/160 oder 150/170 140/160 145/160					
Leoba	Oval	St 160		Verankerung von Schlaufen durch Führung um Stahlblock im geringen Radius (Krümmung des Spanndrahtes)			Fließen an Krümmungsstellen
Leoba LZS - Litzen	Drähle	125/140 vergütet 140/160 gezogen 145/160 vergütet 150/170 gezogen 135/150 vergütet			HV-Schrauben Bolzen		
Baur-Leonhardt	Drähle	150/170 gezogen 145/160 vergütet 135/150 vergütet 160/180 gezogen	Spannblock	Verankerung von Schlaufen durch Führung um Betonblock (Krümmung des Spanndrahtes)	Keile		
MACALLOY-Spannverfahren mit Einzelspanngliedern		St 100 bis 110	Muffenverankerung; Gewinde vorwiegend verteilt	Gewindeverankerung in Spannstahl aufgerollt auf das Mutter geschraubt wird			Kerbwirkung
Magnei, (Zulassung bereits 1978 abgelaufen)	Litze aus 7 Drählen	160/180	Keilverankerung	Sandwichplatten zwischen Spanngliedern enthalten Aussparungen für Keile (bedseitig) direkter Kontakt zwischen Keil und Spannglied			Reißermüdung

Forts. Tabelle 9-21

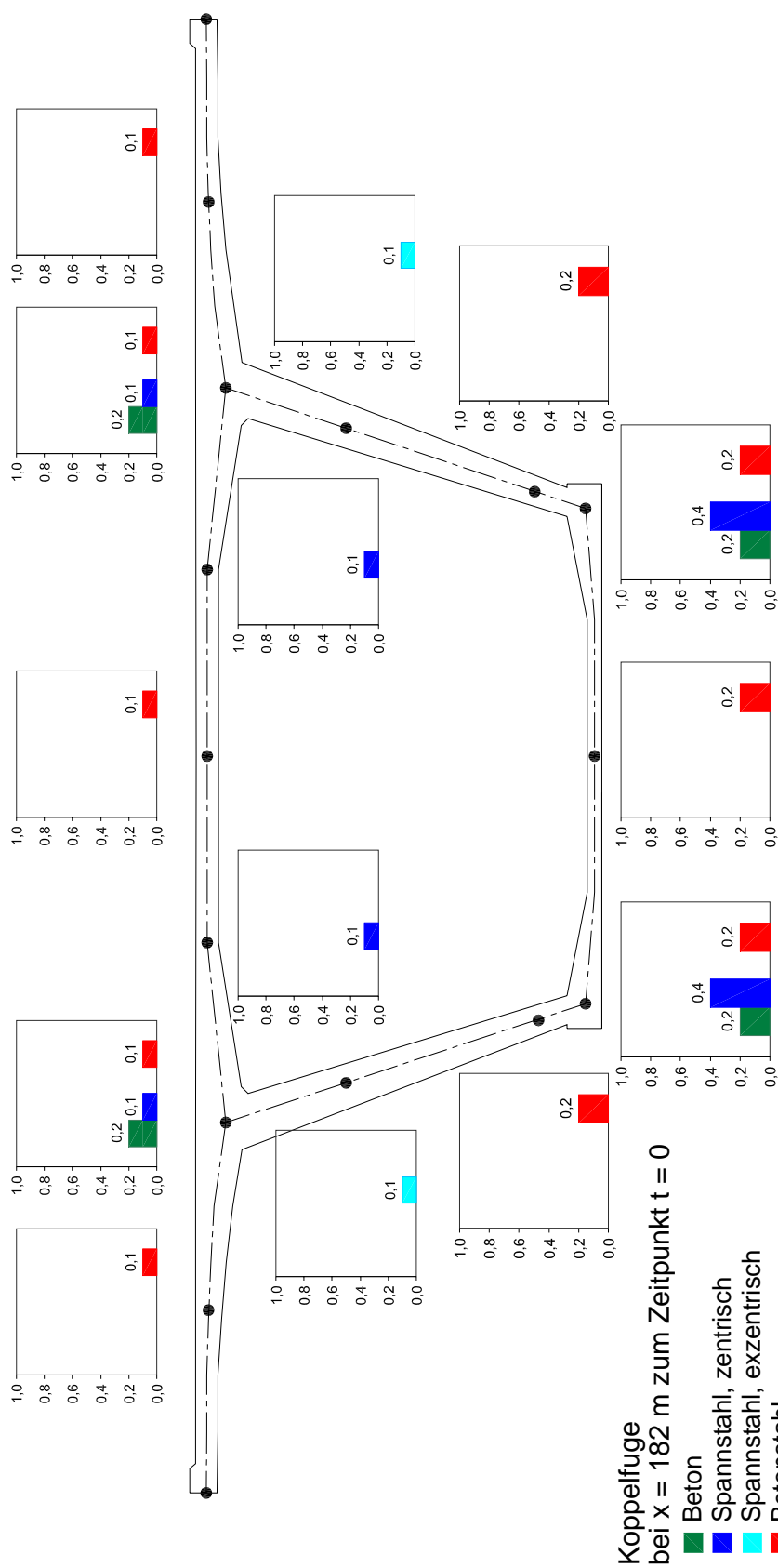
Spannverfahren	Spannstahl		Verankerung am Spannende	Prinzip	Stoßverbindung, Kopplungstyp	Ermüdungs-festigkeit	Schadenspotential
	Art	Festigkeit					
Mölders u. Cie. (Zulassung bereits 1978 abgelaufen)	Drahte	125/140 vergütet			Keine		
Monierbau Litzen							
Monierbau	Litze aus 7 Drahten	160/180	Keilverankerung				Reibermüdung
Monierbau B (Ovalstahl), (Zulassung bereits 1978 abgelaufen)	Drahte	125/140 vergütet	Muffenverankerung, Mutter mit Ankerplatte	Verkeilung gegen Einpressmörtel. Spreizung gegeben	Muffen Flanschbolzen		Kerbwirkung, Fließen an Spreizstellen
Monierbau S (Rundstahl), (Zulassung bereits 1978 abgelaufen)	geripp. Ovaldraht	St 160					
Polensky & Zöllner							
	Drahte	145/160 vergütet 150/170 gezogen	Muffenverankerung: Aufgerolltes Sondergewinde mit Mutter und Ankerplatte vorwiegend verteilt				Kerbwirkung
			Keilverankerung, Flächenverankerung, konischer Bolzen mit Hülse	Zugspindel mit keilförmig verdicktem Ende und Keilring. Drahte verkeilen sich hier, da über Zugspindel Spannkraft eingetragene wird. Im Endzustand: Verkeilung gegen Einpressmörtel. Spreizung gegeben	Muffen		Kerbwirkung, Fließen an Spreizstellen
Sager & Woerner							
	Drahte	140/160 gezogen 125/160 vergütet	Keilverankerung		Nippel		Bruch an Nippeln
BBRV - SUSPA							
BBRV-SUSPA (6 bis 42 DU.7)	Drahte	150/170 gezogen	Aufgestauchte Kopflchen	Spannstähle erhalten kalt aufgestauchte Nietköpfe, die sich gegen Kreisringplatte verankern	Zugspindel		Bruch an Nietköpfen
SUSPA		150/170					
LitzenSUSPA 0.6		100-120			Zugspindel Koppelspindel	110 N/mm ²	
SUSPA - Lizenzspannverfahren 150 mm ²							

Forts. Tabelle 9-21

Spannverfahren	Spannstahl		Verankerung am Spannende	Prinzip	Stoßverbindung, Kopplungstyp	Ermüdungs- festigkeit	Schadenspotential
	Art	Festigkeit					
Litzenspannverfahren VBF- CMMD			Keilverankerung		HV-Schrauben		
Vorspann-Technik GmbH, Rätigen			Keilverankerung				
Litzen Vorspann-Technik VT 100	Litzen	160/160	Keilverankerung				
Litzenspannverfahren Vorspann-Technik VT 140/150	Litze aus 7 Drähten	160/160	Keilverankerung	Drähte werden gegen runden Stahlankerkörper gedrückt sowie gegen innen liegenden Zentralkeil, um dem die Spanndrähte liegen. Zwischen Spanndrähten liegen darüber hinaus Einzelkeile. Spreizung der Spanndrahte ist gegeben.			Reibermüdung, Fließen an Spreizstellen
VT, (nicht Verfahren Freysinet, nicht Litzen)							
VTL - Litzen							
Vorspann-Technik Ges.m.b.H., Salzburg							
VSL							
VSL Litzen (Losinger)	Litze aus 7 Drähten	160/160	Keilverankerung				Reibermüdung
Litzen VSL 0,6"							
Wayss & Freytag (nicht Freysinet), (Zulassung bereits 1978 abgelaufen)	Drähte	125/140 vergütet	Klemmfutter	Durch (Stahl)Stiftkeil der im inneren Zylinder getrieben wird, werden Spanndrahte zwischen inneren und äußeren Zylinder geklemmt.	Muffen		Kerbwirkung
Züblin							
Züblin, Nicht Litzen	Drähte	125/140 vergütet	Keilverankerung		Muffen		Kerbwirkung
Züblin Litzen							

Forts. Tabelle 9-21

9.2.2 Ergebnisse der Kastenträgerbrücke bei Ansatz eines Vorspanngrades von 0,55-βz



Ausnutzungsgrade

$$\delta_c = \frac{\sigma_c}{0,6 \cdot f_{ck}}$$

$$\delta_p = \frac{\Delta\sigma_p}{\Delta\sigma_{p,Rsk}(N^*)/\gamma_{p,fat}}$$

$$\delta_s = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)/\gamma_{s,fat}}$$

Koppelfuge
bei x = 182 m zum Zeitpunkt t = 0

Bild 9-130: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c , Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s

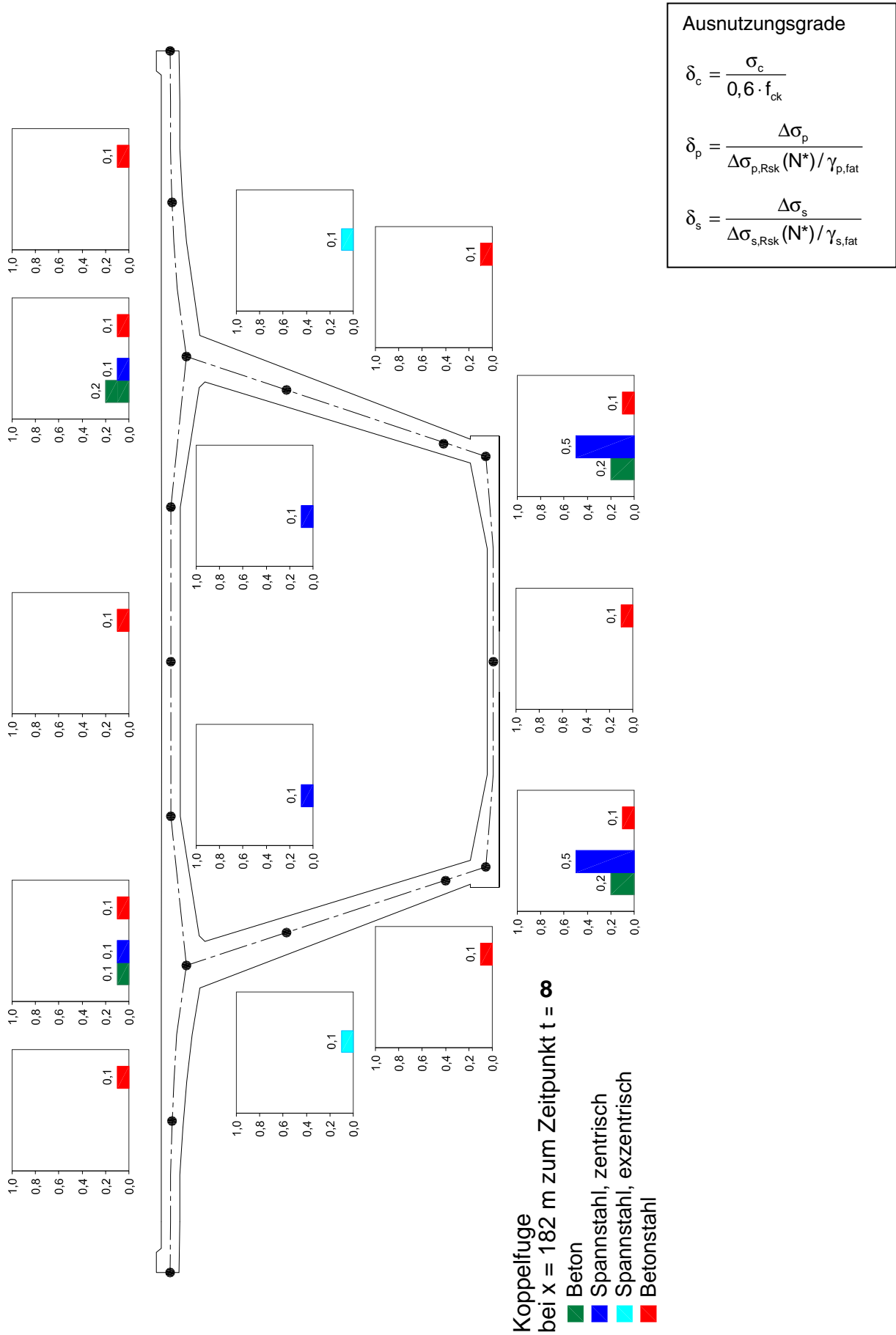


Bild 9-131: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c , Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s .

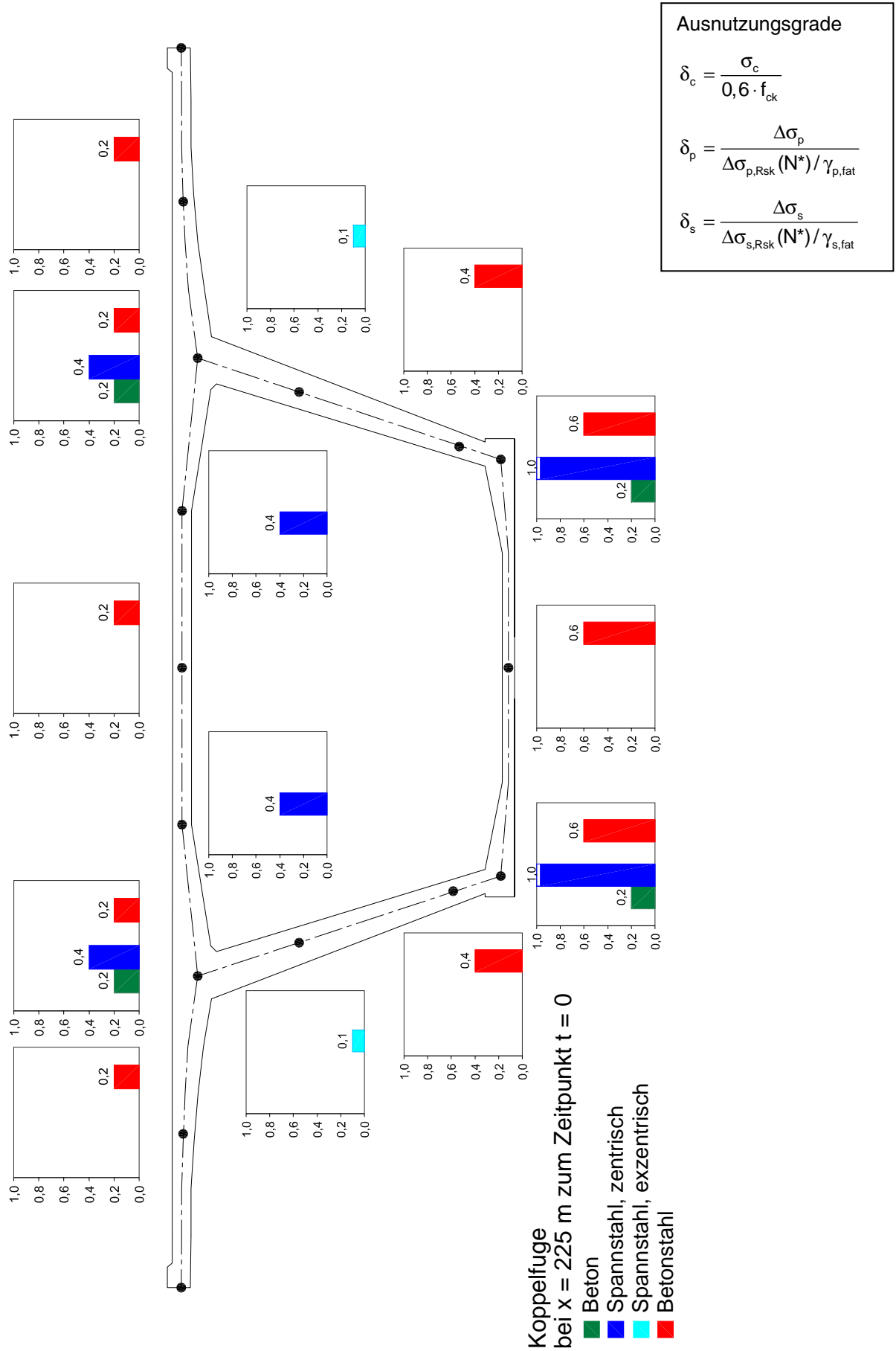
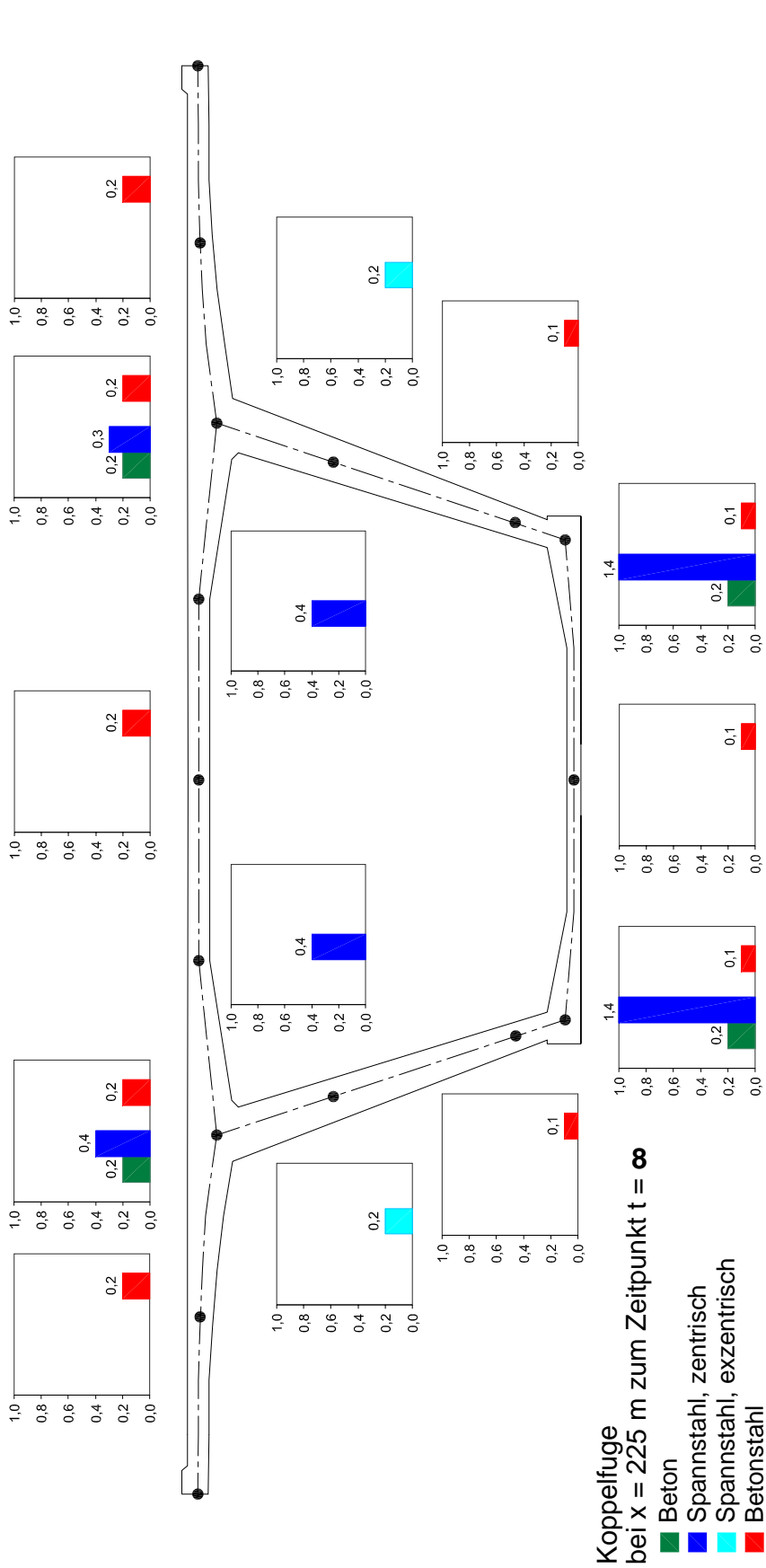


Bild 9-132: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c , Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s



Ausnutzungsgrade

$$\delta_c = \frac{\sigma_c}{0,6 \cdot f_{ck}}$$

$$\delta_p = \frac{\Delta\sigma_p}{\Delta\sigma_{p,Rsk}(N^*)/\gamma_{p,fat}}$$

$$\delta_s = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)/\gamma_{s,fat}}$$

Bild 9-133: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c , Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s

9.2.3 Ergebnisse der quer vorgespannten Plattenbalkenbrücke

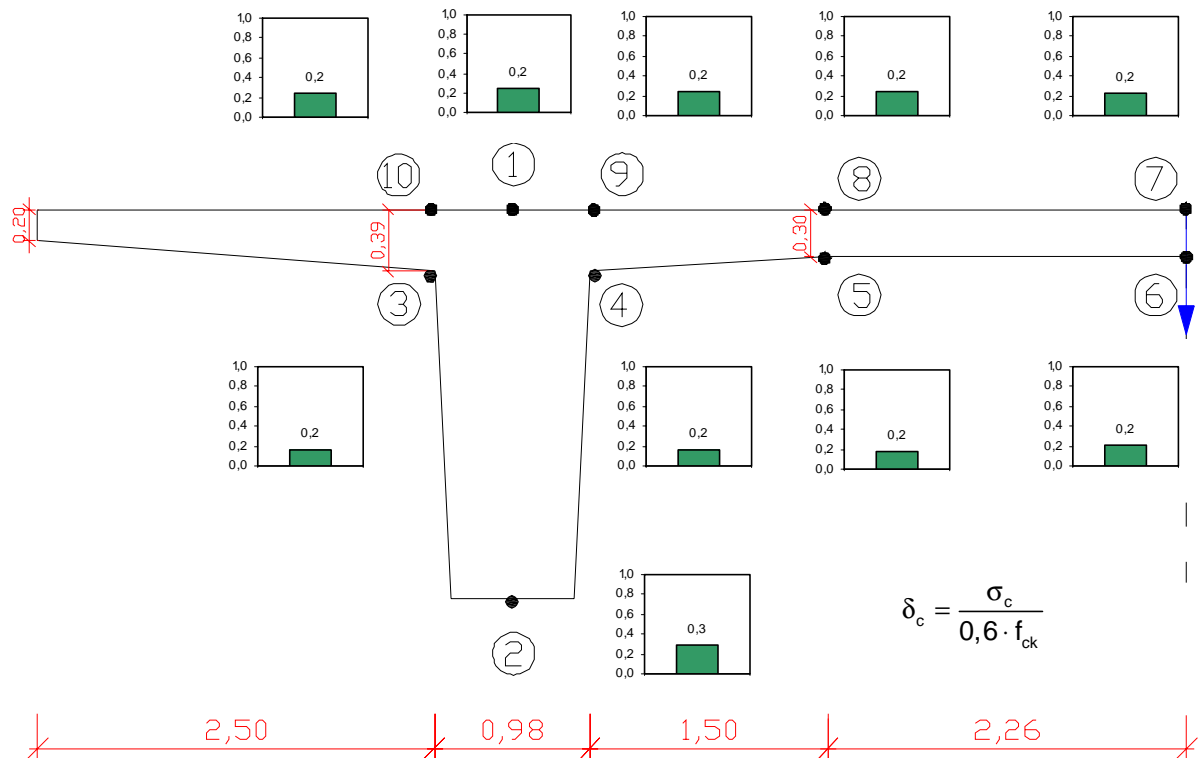


Bild 9-134: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c für die Koppelfuge, Schnitt IV

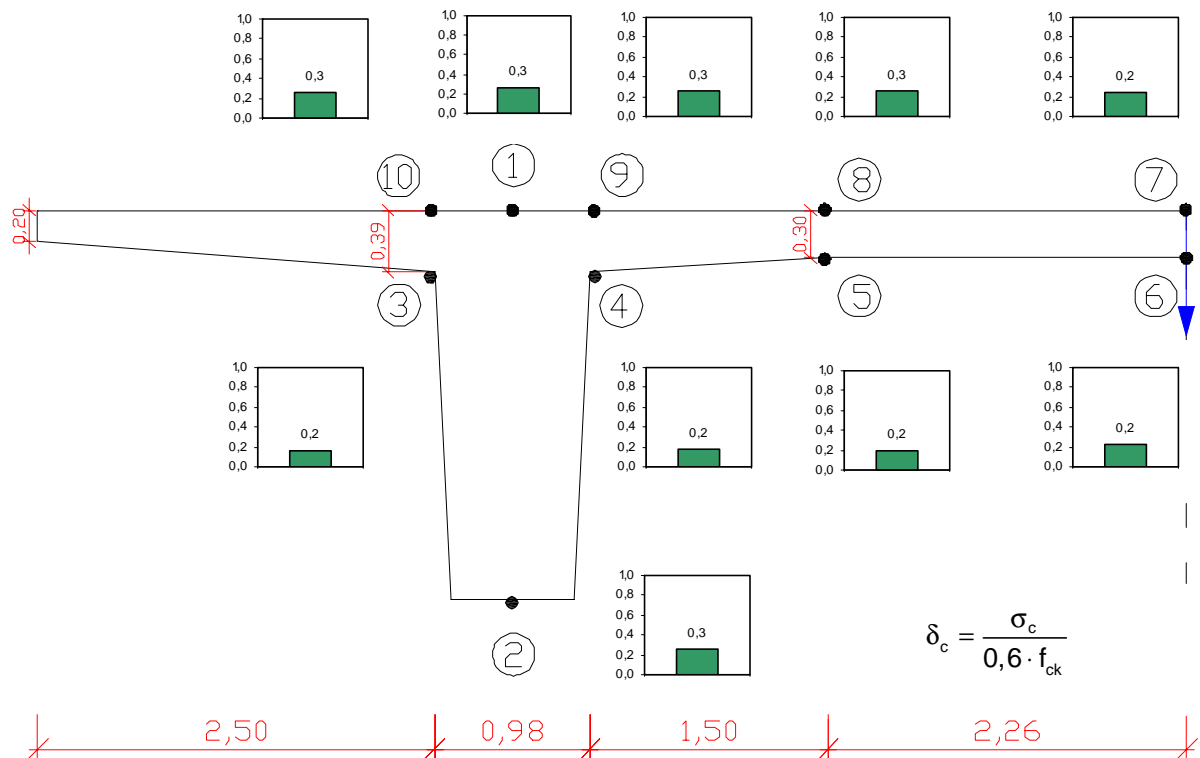


Bild 9-135: Ausnutzungsgrade des Betons δ_c für die Koppelfuge, Schnitt VI

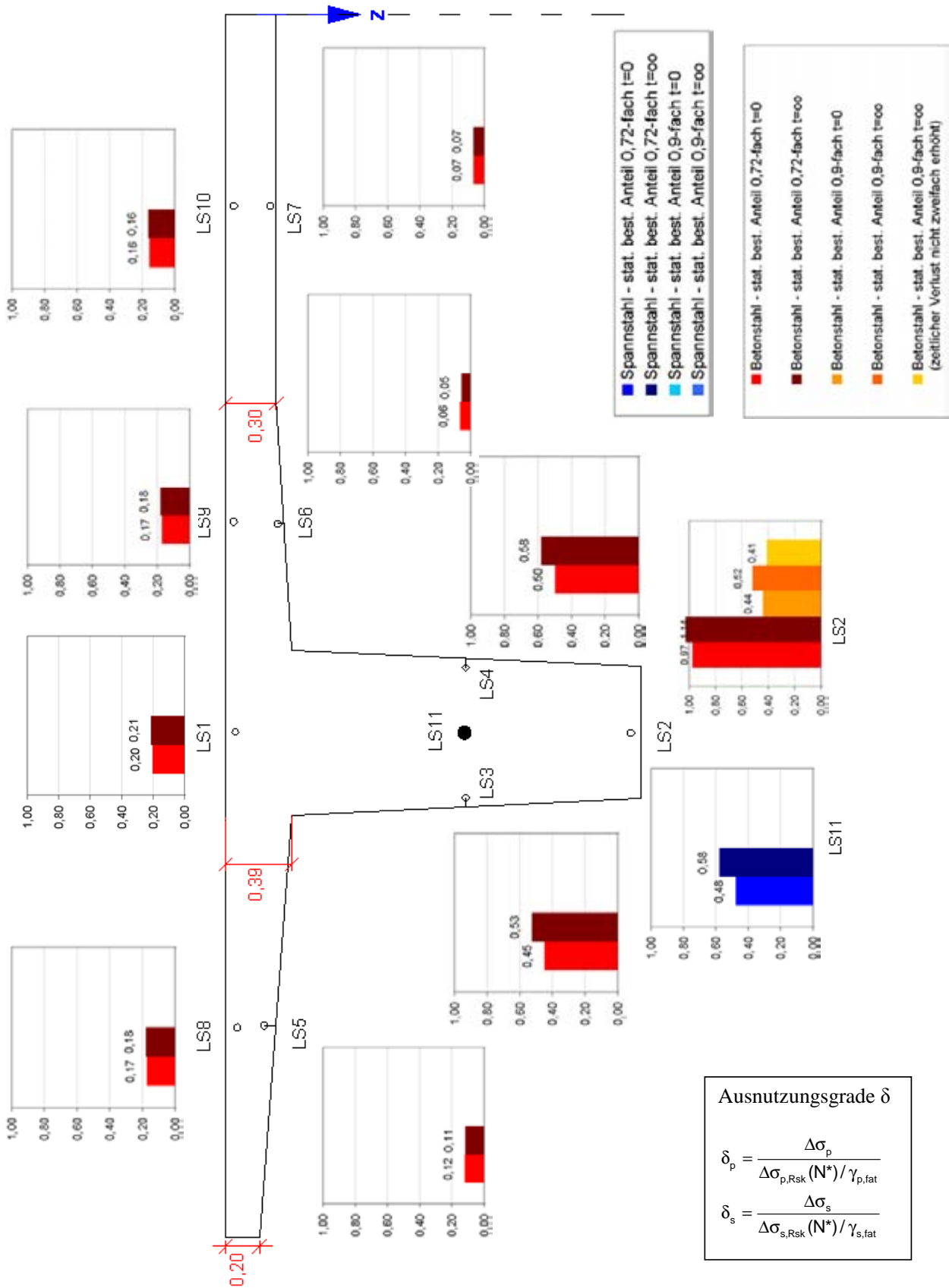


Bild 9-136: Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s für die Koppelfuge, Schnitt IV

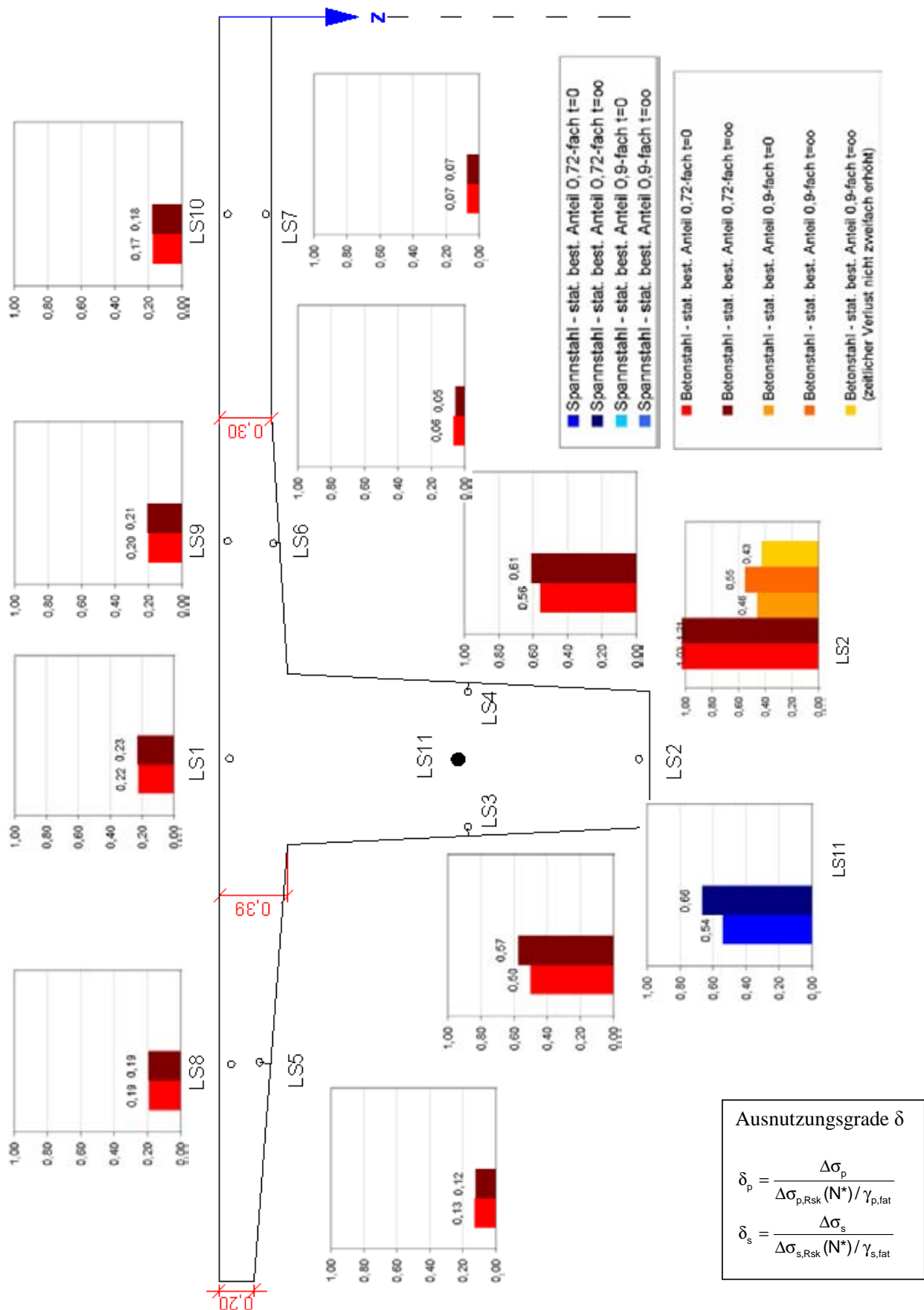


Bild 9-137: Ausnutzungsgrade des Spannstahls δ_p und Betonstahls δ_s für die Koppelfuge, Schnitt VI

Teil 4:

Auswirkung der Zulassung von 60t-Lkw auf Brückenbauwerke im Zuge der Bundesfernstraßen

Karsten Geißler

Technische Universität Berlin
Institut für Bauingenieurwesen

Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.409/2004/SRB

1. Zielstellung der Untersuchungen

Eine zukunftsstaugliche und leistungsfähige Transportinfrastruktur trägt wesentlich zur Wettbewerbsfähigkeit eines Wirtschaftsraumes bei. Dementsprechend wird seit einiger Zeit die Zulassung von LKW mit einem Gesamtgewicht von 60 Tonnen geprüft, was deutlich über dem bisherigen maximalen Fahrzeug- Gesamtgewicht liegt.

Die Auswirkungen der Zulassung dieser 60t-LKW, auch bezeichnet als „road-train“, sind vielschichtig und nicht nur auf den Verkehr selbst beschränkt. Es würde sicherlich auch eine deutliche Erhöhung der über die Strassen transportierten Gesamttonnage bei Zulassung dieser Fahrzeuge zu verzeichnen sein.

Die vorhandenen Brücken wurden im Regelfall nach den Grundlagen der DIN 1072 „Straßen- und Wegebrücken; Lastannahmen“[1], berechnet bzw. nachträglich überprüft. Den entsprechenden Lastannahmen liegt aber kein Verkehr mit 60t-Fahrzeugen zugrunde. Deswegen sind bei einer regulären Zulassung insbesondere die Auswirkungen auf die vorhandene bauliche Substanz des Brückennetzes zu beachten.

Im Rahmen dieses Projektes wird deshalb untersucht, welche Auswirkungen die Zulassung von 60t-LKW auf die Tragfähigkeit verschiedener Brückensysteme hat. Die Auswertung soll im Hinblick auf die extremalen Beanspruchungen unter Verwendung statistischer Verkehrsdaten des Straßenverkehrs erfolgen. Dabei werden mit Hilfe von Simulationsberechnungen Angaben zur Beanspruchung der Brückenbauwerke in ausgewählten Schnitten erarbeitet. Die Berechnungen wurden für verschiedene typische Brückensysteme und mit unterschiedlichem Anteil von Schwerfahrzeugen im Verkehrsstrom durchgeführt. Anhand der Ergebnisse sollen Rückschlüsse auf die wichtige Frage gezogen werden, ob und wie viel Spielraum zum bisherigen Bemessungsniveau besteht. Die (stützweitenabhängigen) Ergebnisse werden dann in Relation zum Brückenbestand gleichfalls in Abhängigkeit der Stützweite gesetzt.

2. Vorgehensweise

Nachstehend wird kurz die Vorgehensweise dargestellt, mit der die Auswirkungen der Zulassung von 60t-LKW ermittelt wurden.

In einem ersten Schritt wurde für verschiedene typische Brückensysteme die Simulation der Belastung mit Hilfe des für das Vorhaben modifizierten Computersimulationsprogramms REB [2] (Programm zur Simulation von Verkehrsströmen, einschl. Rainflow-Auswertung der Beanspruchungs-Zeit-Verläufe) durchgeführt. Dabei wurde ein Verkehrsstrom erzeugt, der anteilig 60t-Schwerfahrzeuge enthält. Da zum jetzigen Zeitpunkt noch keine genauen Aussagen über dessen Anteil am zukünftigen Verkehrsaufkommen getroffen werden können, wurden jeweils Simulationen mit verschiedenen Anteilen der 60t-LKW am Gesamtverkehrsaufkommen durchgeführt.

Es wurden für die Simulationsberechnungen zwei Verkehrszustände „Fließender Verkehr“ und „Verkehr mit höherem Stauanteil“ eingeführt. Diese unterscheiden sich in dem Abstand zwischen den einzelnen Fahrzeugen und in der Berücksichtigung des Schwingbeiwertes. Grundlage der Simulationen waren dabei unter anderem Daten aus Verkehrszählungen der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) aus den Monaten August bis Dezember 2004 [3]. Die Messstelle befand sich auf der Bundesautobahn BAB A61 bei Bliesheim. Durch den hohen Rechenaufwand wurde die Simulation des Verkehrsstromes für die Vielzahl der Berechnungen jeweils auf den Zeitraum eines Tages beschränkt, d.h. es wurden jeweils 10.000 Fahrzeuge simuliert.

Als Ergebnis der Simulationen wurden die Häufigkeiten des Auftretens von extremen Beanspruchungen, die auch die Auswirkungen der 60t-LKW beinhalten, an den betrachteten Schnittstellen ermittelt. Diese wurden mittels Extremwertverteilungsfunktionen ausgewertet. Danach erfolgte eine mathematische Extrapolation der extremalen Schnittgrößen auf einen Zeitraum von einem Jahr. Diese Jahresextremwerte wurden für 250 Verkehrstage pro Jahr ermittelt. Es wurden bei dieser Auswertung zwei verschiedene Fälle betrachtet: Schwerverkehr nur in der Hauptspur und Schwerverkehr gleichzeitig in der Haupt- und Nebenspur. Anschließend wurden aus diesen Jahresextremwertverteilungen die charakteristischen Schnittgrößen als 98%-Fraktilewerte ermittelt.

Parallel dazu wurden für die gewählten statischen Systeme die Biegemomente infolge der normierten Verkehrslasten nach DIN 1072 (Brückenklassen 60/30, 30/30, 60, 45 und 30) sowie auch nach DIN-Fachbericht 101 ermittelt. Die Biegemomente infolge der normierten Verkehrslastbilder wurden mit den 98%-Fraktilewerten der Jahresextrema der Biegemomente infolge des simulierten Verkehrs, welche auch die Auswirkungen der 60t-LKW beinhalten, verglichen, um die notwendigen Rückschlüsse auf die Auswirkungen auf den Brückenbestand bzw. die Neubemessung zu erhalten.

3. Simulationen

Mit dem Computersimulationsprogramm [3] wurden durch Überfahrt von quasi unendlichen Fahrzeugströmen Beanspruchungs-Zeit-Verläufe erzeugt und die Extremwerte statistisch ausgewertet. Dabei wurden die Fahrzeuggewichte und die Fahrzeugabstände anhand der Messdaten mit probabilistischen Gesetzmäßigkeiten beschrieben. Pro Tag wurden 10.000 LKW berücksichtigt, wobei die Simulationen nur für den Verkehr in der Hauptspur durchgeführt wurden. Für die Berechnung der Beanspruchungen eines Hauptträgers wurde zunächst ein Querverteilungsfaktor von 1,0 angesetzt. Später erfolgte eine Korrektur der Simulationsmomente mittels der in den Vorbemessungen der Brücken ermittelten Querverteilungsfaktoren. Die Beanspruchungen aus dem gleichzeitigen Verkehr in der Neben- und Hauptspur wurde analytisch auf der Basis der Simulationen für die Hauptspur ermittelt (siehe 4.4).

3.1 Untersuchte statische Systeme

Die Auswirkungen der 60t-LKW waren sowohl hinsichtlich der Feldmomente als auch der Stützmomente zu analysieren. Die Untersuchungen zum extremalen Biegemoment wurden entsprechend bei den Einfeldträgern in Feldmitte und bei den Zweifeldträgern an der Innenstütze durchgeführt.

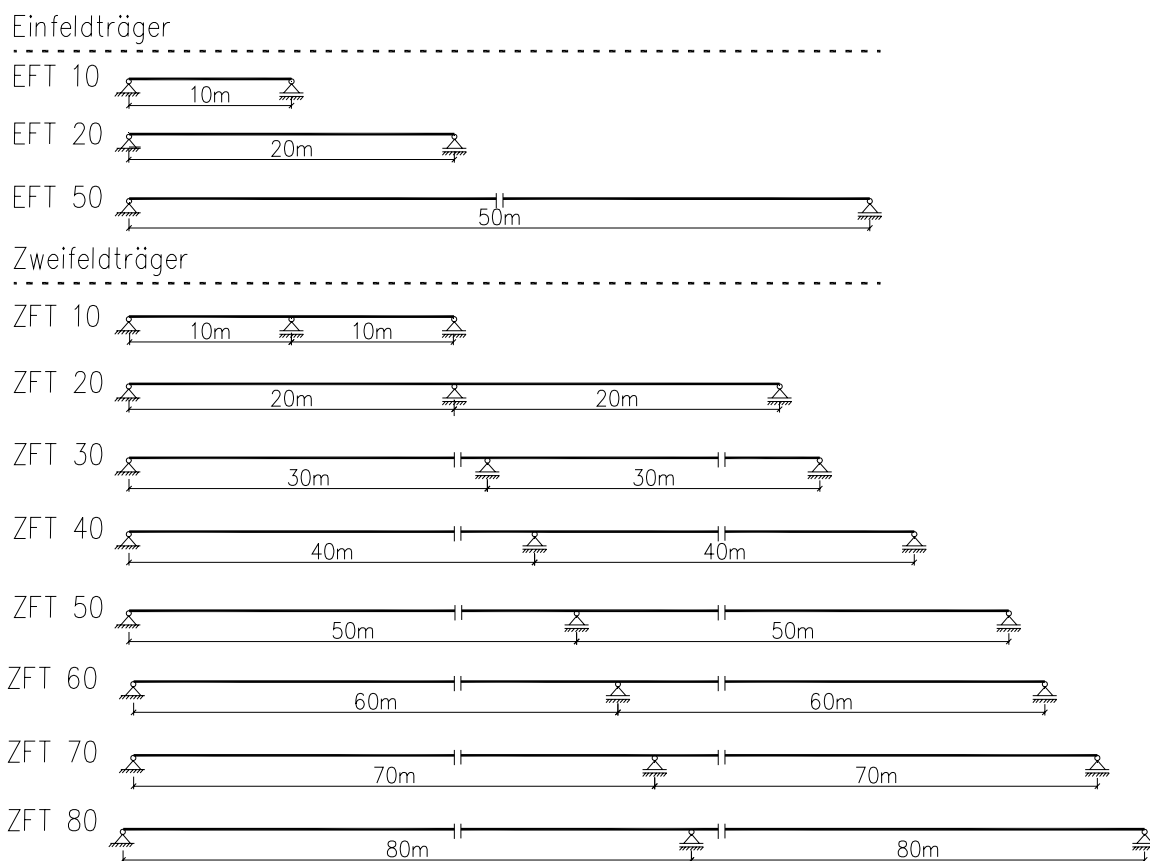


Abbildung 1: Untersuchte statische Systeme

Für den Brückenquerschnitt wurde ein typischer 2-stegiger Plattenbalken mit einem zweispurigen Überbau gewählt. Dieser Querschnitt hat das ungünstigere Querverteilungsverhalten im Vergleich zum Hohlkasten bzw. der Vollplatte, die bei kurzen Stützweiten möglicherweise angewendet werden würde, und wird dadurch maßgebend. Die Stege wurden dabei in den Achsen der Fahrspuren angeordnet, so dass die Verkehrslasten der Hauptspur zu einem möglichst hohen Anteil in den betrachteten Steg eingeleitet wurden.

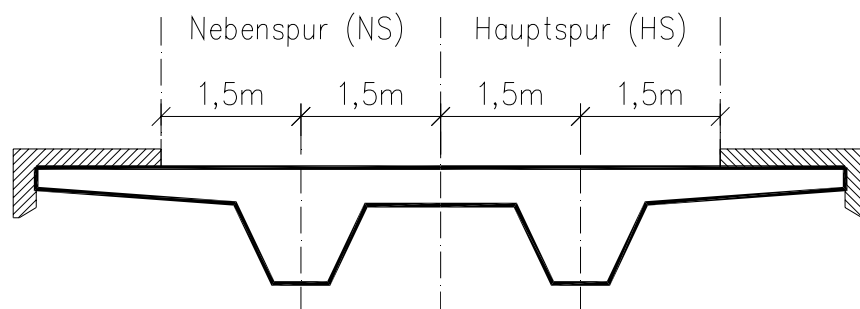


Abbildung 2: Brückenquerschnitt

Auf der Basis der Vorbemessungen wurden für die betrachteten Brückensysteme die Querverteilungsfaktoren und Widerstandsmomente, die in Tabelle 1 aufgeführt sind, ermittelt.

Brückensystem	Querverteilungswerte	Widerstandsmoment
EFT 10m	$\eta_1=0,85, \eta_2=0,15$	10 000 cm ³
EFT 20m	$\eta_1=0,75, \eta_2=0,25$	30 000 cm ³
EFT 50m	$\eta_1=0,65, \eta_2=0,35$	60 000 cm ³
ZFT 10m	$\eta_1=0,85, \eta_2=0,15$	4 000 cm ³
ZFT 20m	$\eta_1=0,75, \eta_2=0,25$	10 000 cm ³
ZFT 30m	$\eta_1=0,70, \eta_2=0,30$	18 000 cm ³
ZFT 40m	$\eta_1=0,70, \eta_2=0,30$	27 000 cm ³
ZFT 50m	$\eta_1=0,65, \eta_2=0,35$	35 000 cm ³
ZFT 60m	$\eta_1=0,60, \eta_2=0,40$	45 000 cm ³
ZFT 70m	$\eta_1=0,60, \eta_2=0,40$	60 000 cm ³
ZFT 80m	$\eta_1=0,55, \eta_2=0,45$	80 000 cm ³

Tabelle 1: Ermittelte bzw. definierte Querverteilungsfaktoren und Widerstandsmomente

Die unterschiedlichen Widerstandsmomente benötigt man nur zur Spannungsberechnung. Dabei ist die absolute Größe der gewählten Werte für diese Untersuchungen quasi unbedeutend, da lediglich ein Vergleich von Schnittgrößen stattfindet. Dennoch war für die weitere Auswertung der Simulationsergebnisse zu

beachten, dass die Widerstandsmomente eine realistische Auslastung des Brückensystems zur Folge haben.

3.2 Zusammensetzung des Fahrzeugstromes

Die Auswertung der Daten aus den Verkehrszählungen der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) diente als Grundlage für die Simulationen und wurde in das vorhandene Computersimulationsprogramm eingearbeitet. Dabei fand eine Reduzierung der auftretenden Fahrzeuge auf die am häufigsten vorkommenden Lkw-Typen statt. Die Simulation wurde mit den LKW-Typen 8, 33, 41, 97 und 98 durchgeführt.

3.2.1 Parameter der einzelnen Fahrzeugtypen

Die Gesamtgewichte und die Wahrscheinlichkeit des Auftretens einzelner Fahrzeugtypen wurden in die Zusammensetzung des Fahrzeugstromes integriert (Tabelle 2). Die statistische Verteilung der Gesamtgewichte einzelner Fahrzeuge wurde dabei durch eine Normalverteilung mit einem Erwartungswert μ_i , einer Standardabweichung σ_i abgebildet.







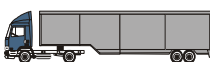
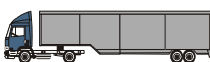
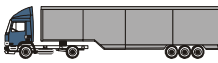
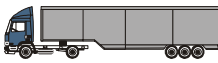
FZ_TYP		Größen	Gesamtgewicht [t]	F(x)
8a leicht		μ_1	5.96	5%
		σ_1	1.46	
8b schwer		μ_2	9.17	6%
		σ_2	4.40	
33a leicht		μ_1	19.03	1%
		σ_1	2.32	
33b schwer		μ_2	20.84	4%
		σ_2	7.39	
41a leicht		μ_1	27.68	12%
		σ_1	5.95	
41b schwer		μ_2	41.45	5%
		σ_2	3.25	
97a leicht		μ_1	15.67	3%
		σ_1	1.88	
97b schwer		μ_2	21.14	5%
		σ_2	5.28	
98a leicht		μ_1	25.96	37%
		σ_1	9.20	
98b schwer		μ_2	40.53	22%
		σ_2	2.48	

Tabelle 2: In das Computersimulationsprogramm integrierte Parameter (Gesamtgewicht und Häufigkeitsverteilung der einzelnen Fahrzeugtypen)

Weiterhin konnten aus den zur Verfügung gestellten Daten die Abstände der Achsen innerhalb der einzelnen Fahrzeuge sowie die Verteilung des Gesamtgewichtes auf die einzelnen Achsen entnommen und berücksichtigt werden (Tabellen 3 und 4).

Mittlere Achsabstände [m]					
Achse	Fahrzeugtyp				
	8	33	41	97	98
1-2	4.46	4.93	4.65	3.72	3.73
2-3		6.47	1.34	6.59	5.61
3-4		5.00	5.17	1.32	1.30
4-5			4.64		1.30

Tabelle 3: Mittlere Achsabstände der Fz-Typen

Mittlere Achslastverhältnisse					
Achse	Fahrzeugtyp				
	8	33	41	97	98
1	44.9%	25.8%	20.9%	30.6%	20.8%
2	55.1%	37.2%	25.8%	30.9%	28.1%
3		18.9%	16.1%	19.1%	17.0%
4		18.1%	19.5%	19.4%	17.0%
5			17.7%		17.1%

Tabelle 4: Mittlere Achslastverhältnisse der Fz-Typen

3.2.2 Fahrzeugabstände

Die Fahrzeugabstände im fließenden Verkehr wurden im Rahmen der Auswertung der Messungen 2004 ermittelt. Die Häufigkeit des Auftretens bestimmter Fahrzeugabstände lässt sich durch eine Wahrscheinlichkeitsverteilung mathematisch ausdrücken. Im Gegensatz zu den Gesamtgewichten wurde hier eine logarithmische Normalverteilung verwendet:

$$LNV(x, \mu, \sigma, c) = \frac{5}{\sqrt{2\pi} * \sigma} * \frac{1}{(x-c)} * \exp - \left(\frac{(\ln(x-c) - \mu)^2}{2\sigma^2} \right)$$

Im Computersimulationsprogramm wurden folgende Parameter verwendet:

Erwartungswert: $m_x=133$

Standardabweichung: $\sigma_x=193$.

Abbildung 3 stellt die im November 2004 gemessenen Fahrzeugabstände sowie die entsprechend ermittelte Log-Normalverteilung dar.

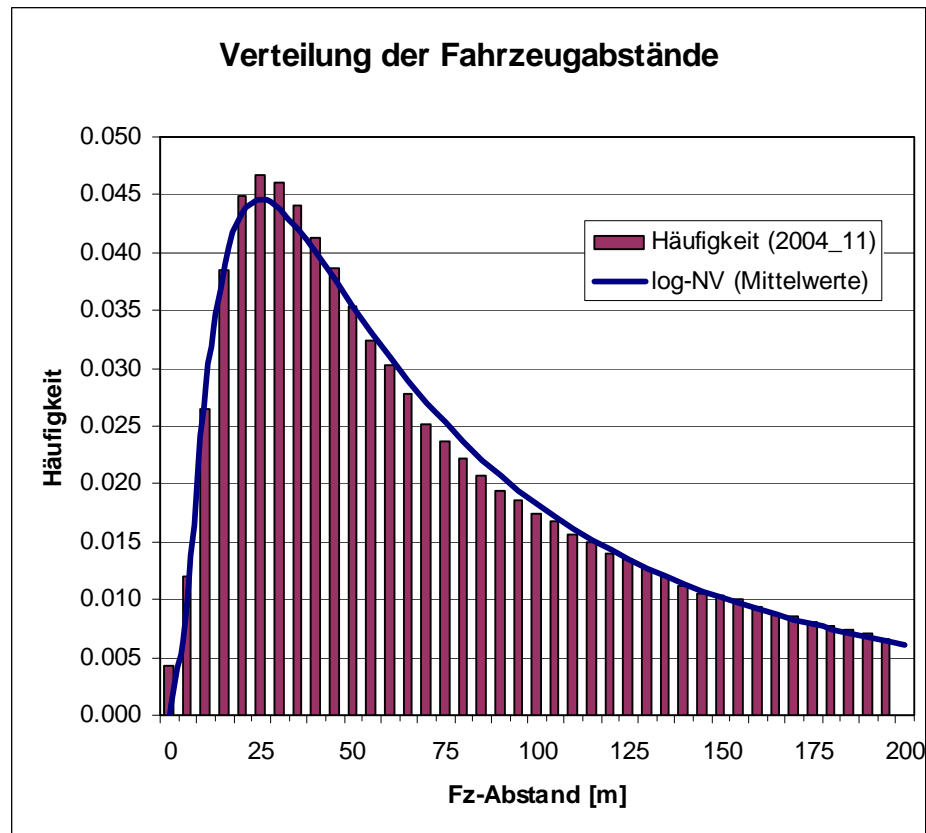


Abbildung 3: Verteilung der Fahrzeugabstände im fließenden Verkehr

3.2.3 Stauwahrscheinlichkeit

Die Art des Verkehrsflusses hat einen bedeutenden Einfluss auf die extremalen Schnittgrößen der Straßenbrücken. So ergeben sich bei kleineren Stützweiten i.d.R. größere Extremwerte im Verkehrszustand „fließender Verkehr“ (FV) als im Verkehrszustand „Stau“, was mit dem zu berücksichtigenden Schwingbeiwert zu begründen ist. Deswegen wurden alle Brückensysteme für den Verkehrszustand „fließender Verkehr“ untersucht. Bei größeren Stützweiten ist dagegen die Stauwahrscheinlichkeit von großer Bedeutung, da dann auch mehrere Fahrzeuge auf der Einflusslinie eines Hauptträgers stehen können. Dementsprechend erfolgten für Zweifeldträger zusätzlich Simulationen für den Verkehrszustand „Verkehr mit höherem Stauanteil“.

Zur Beschreibung der Stauwahrscheinlichkeit in dem Computersimulationsprogramm wurden als Eingangsgrößen zwei Parameter definiert:

- $P_{\text{Stau}} [0;1]$ - Wahrscheinlichkeit, dass einem Stauabstand wieder ein Stauabstand folgt
- $P_{\text{Fiv}} [0;1]$ - Wahrscheinlichkeit, dass einem logarithmisch normalverteilten Abstand wieder ein logarithmisch normalverteilter Abstand folgt

Durch diese Parameter wird über die Erzeugung gleichverteilter Zufallszahlen zwischen 0 und 1 beim jedem neuen Fahrzeug vergleichsweise einfach geprüft, ob die Bedingungen für das „Umschalten“ in den jeweiligen anderen Verkehrszustand erfüllt sind.

Es wurde bzgl. des Schwingbeiwertes wie folgt unterschieden:

$$\Phi_{\text{fließender Verkehr}} = 1.1$$

$$\Phi_{\text{Stau}} = 1.0 \text{ (d.h. kein Schwingbeiwert)}$$

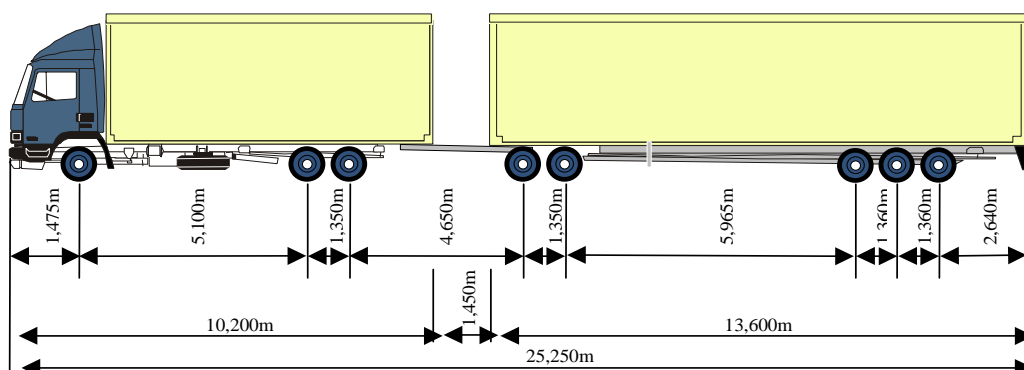
Der Stauabstand (vordere Achse des hinteren LKW zur hinteren Achse des vorderen LKW) wurde auf **5m** festgelegt.

3.2.4. Schwerfahrzeuge

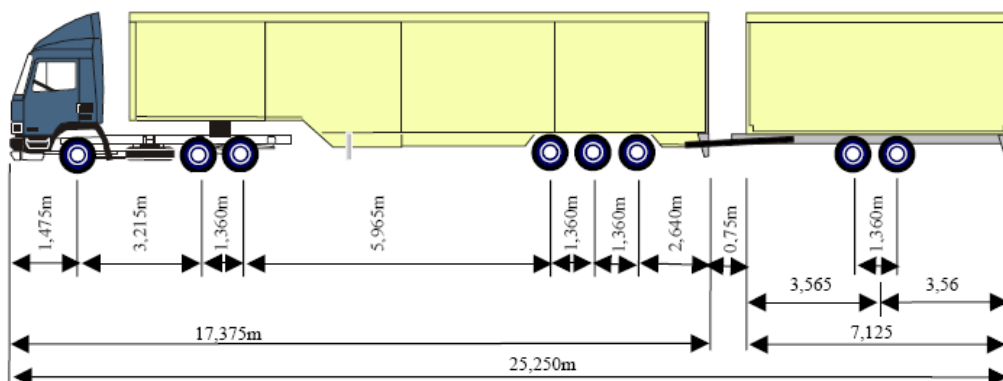
Die gemessenen Daten auf der BAB 61 sowie die darauf aufbauende mathematische Aufbereitung enthalten zunächst keine 60t-LKW. Deswegen wurden mögliche Schwerfahrzeugtypen mit deren Abmessungen und Achslasten zusätzlich in das Computersimulationsprogramm eingearbeitet.

Schwerfahrzeugtypen:

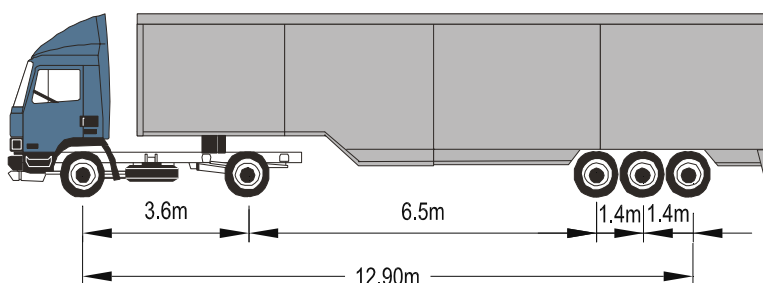
Im Rahmen dieses Projekts wurde die Auswirkung von drei repräsentativen Schwerfahrzeugtypen untersucht. Diese wurden auf der Basis von schon in anderen Ländern zugelassenen sowie auch technisch realisierbaren Schwerfahrzeugtypen ausgewählt. Abbildung 4 stellt diese drei Typen dar.



Typ 1- 60t



Typ 2- 58t



Typ 3- 52t -Standard-Fahrzeug bei Erhöhung des zulässigen Gesamtgewichtes von 40t/44t auf 52t

Abbildung 4: Untersuchte Typen des Schwerfahrzeuges und deren zulässige Gesamtgewichte

Mittlere Achslastverhältnisse			
Achse	Schwerfahrzeugtyp		
	Typ 1	Typ 2	Typ3
1	12.3%	9.8%	17.3%
2	15.4%	12.8%	25.0%
3	15.4%	12.8%	19.2%
4	9.1%	11.2%	19.2%
5	9.1%	11.2%	19.2%
6	12.9%	11.2%	
7	12.9%	15.5%	
8	12.9%	15.5%	

Tabelle 5: Mittlere Achslastverhältnisse der Schwerfahrzeugtypen

Da auch bei diesen Fahrzeugen das tatsächliche Gesamtgewicht kein fester Wert sein kann, wurde das Gewicht, analog zu den bisherigen LKW-Typen, mittels einer

Normalverteilungsfunktion (allerdings mit relativ geringer Streuung) beschrieben. Die Parameter dieser Funktionen sind aus der Tabelle 6 zu entnehmen.

FZ_TYP	Verteilung des Gesamtgewichts [t]	
	Typ 1	μ_1
σ_1		3.62
Typ 2	μ_2	58.00
	σ_2	3.48
Typ 3	μ_3	52.53
	σ_3	2.48

Tabelle 6: Normalverteilung des Gesamtgewichts für die 3 Schwerfahrzeugtypen

Schwerfahrzeuganteil:

Zur Zeit liegen keine Angaben seitens der Transportindustrie über den erwarteten Anteil von 60t-LKW im gesamten Verkehrsaufkommen vor. Die Voruntersuchungen haben gezeigt, dass die Auswirkungen der Schwerfahrzeuge für eine Abstufung des Gesamtanteiles von **0%**, **20%** und **40%** sinnvoll eingeschätzt werden können, wobei der 0% Anteil der „road-train“ eine Vergleichbarkeit mit der aktuellen Verkehrsbelastung ermöglicht.

Simulierte Überfahrten in Abhängigkeit von dem Schwerfahrzeuganteil:

Grundlegender Gedanke bei der Berücksichtigung der Auswirkungen auf den Fahrzeugstrom war, dass eine Zulassung des Schwerfahrzeuges zunächst keine Erhöhung des Gesamtaufkommens verursacht (um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten). Es wurde dabei angenommen, dass eine reine Verlagerung der Transportmasse vom 40t-LKW, Typ 98 (als dem mit Abstand häufigsten Fahrzeug), auf den neuen Schwerfahrzeugtyp stattfindet.

Unter dieser Voraussetzung der Verlagerung ersetzt ein 60t-LKW **Typ 1** (bzw. **Typ 2**) 1,5 LKW des Typs 98, da das Gesamtgewicht des neuen LKW sich um den Faktor 1,5 bezogen auf den LKW Typ 98 erhöht. Das bedeutet, dass sich bei gleich bleibendem Transportgewicht die Anzahl der LKW pro Tag verringert. Deswegen war eine Korrektur der Anzahl der Überfahrten innerhalb der Simulation von 10.000 Fahrzeugen auf die neue LKW-Anzahl notwendig. Die Auswirkung der 60t-Fahrzeuge wurde somit berücksichtigt, ohne dass die Transportmenge erhöht wurde. Pro 60t-LKW entfallen somit 1,5 LKW, Typ 98.

Beim **Typ 3** wurde, wegen des wesentlich geringeren Gesamtgewichts, näherungsweise angenommen, dass ein Schwerfahrzeug genau einen LKW Typ 98b ersetzt. Die Anzahl der Überfahrten blieb somit unverändert (bzw. der Schwerfahrzeuganteil hatte keinen Einfluss auf die Anzahl der simulierten Überfahrten).

4. Auswertung der Simulationen und charakteristische Lasten auf Grundlage der Simulation

Nach der Ermittlung der maximalen Spannungen durch die Simulationen wurde folgendes Verfahren zur Auswertung eingesetzt.

4.1. Unterteilung in Intervalle

Da die aus dem Computersimulationsprogramm erhaltenen Ergebnisse mehrere Maxima aufweisen (Abbildung 5), war keine einfache Anpassung an eine Standardverteilung möglich. Es liegen Multi-Modale-Verteilungen $f_M(x)$ vor. Dabei stellte sich heraus, dass für die Simulationen mit 0%-Schwerfahrzeuganteil in der Regel eine 3-Modale-Verteilung erhalten wird. Deswegen wurde hier in 3 Intervalle unterteilt, welche jeweils durch eine Verteilung $f_i(x)$ beschrieben werden. Weiterhin wurden die Parameter der Verteilungsfunktionen (z.B. Erwartungswert μ_{X_i} und Standardabweichung σ_{X_i}) für jeden Bereich ermittelt. Bei den Simulationen mit 20% oder 40% Schwerfahrzeuganteil war zusätzlich im oberen Bereich des Spannungsverlaufs ein weiteres Maxima ausgeprägt. In diesen Fällen wurde die Auswertung in 4 Intervallen durchgeführt.

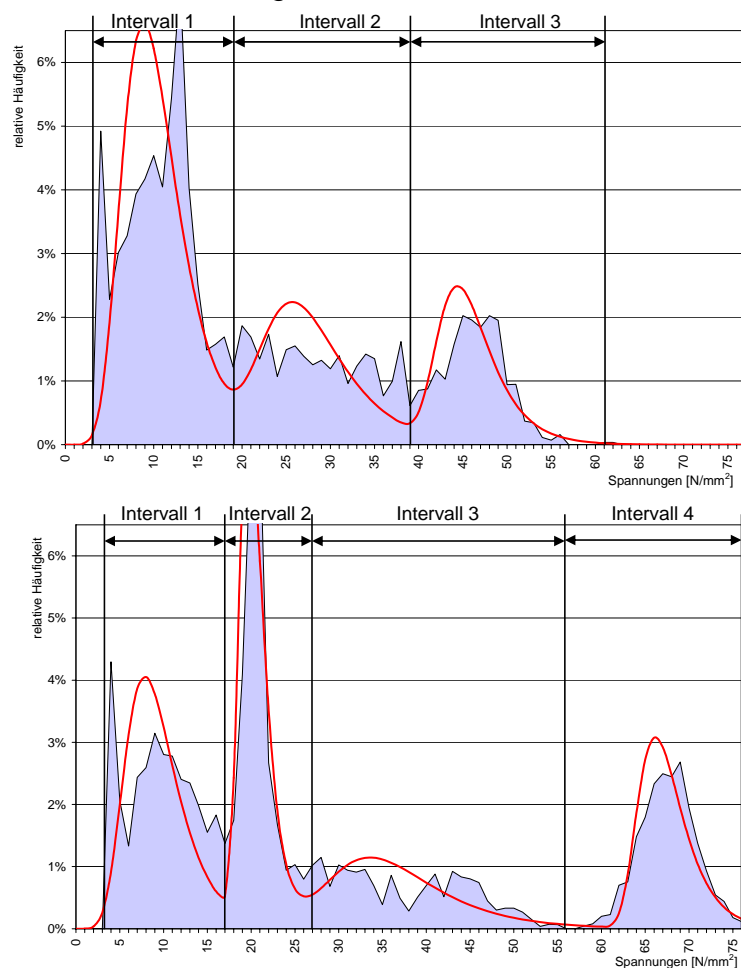


Abbildung 5: Unterteilung in Intervalle am Beispiel des 10m-EFT bei jeweils 0% und 40% Anteil des LKW Typ3

4.2. Typ der Verteilungsfunktion

Es wurde untersucht, welche Art der Wahrscheinlichkeitsverteilung $f_i(x)$ die Form des Verlaufs der Simulationsergebnisse am besten abbildet. Es hat sich erwiesen, dass mit der Extremwertverteilung Typ I (der Größtwerte) eine gute Anpassung an die Ergebnisse möglich war. Diese Verteilungsfunktion besitzt zwei freie Parameter a und u und hat folgende Definition:

Extremwertverteilung Typ I (Gumbel-Verteilung):

$$F(x) = \exp(-\exp(-a \cdot (x-u))) \quad a, u: \text{Parameter der Verteilungsfunktion}$$

Im Rahmen dieses Projekts wurde diese Verteilungsfunktion auch aufgrund der Tatsache eingesetzt, dass die Extremwertverteilung Typ I keinen oberen Grenzwert aufweist und dadurch die mögliche Belastung des Brückensystems gut repräsentiert. Dieser Verteilungstyp wird in der Zuverlässigkeitstheorie der tragenden Konstruktionen häufig zur Abbildung der größten Belastungen in längeren Zeitintervallen verwendet.

Anschließend wurde überprüft, ob die so gewählten Intervalle eine optimale mathematische Darstellung der Simulationsergebnisse liefern. Dadurch wurde eine bessere Anpassung der Extremwertverteilungsfunktion an den Spannungsverlauf angestrebt. Als Kontrollwert wurde die Summe der Fehlerquadrate f_i über das gewählte Intervall angenommen:

$$f_i = \sum_{i^*k}^l (p_{EXT_i} - p_{sim_i})^2$$

Da dieser Wert abhängig von der Größe des Intervalls ist, wurde die Entscheidung über ein Intervall anhand der korrigierten Fehler \tilde{f}_i getroffen:

$$\tilde{f}_i = \frac{\sum_{i^*k}^l (p_{EXT_i} - p_{sim_i})^2}{l - k + 1}$$

Die ermittelten Fehler der erstellten Wahrscheinlichkeitsverteilungen sind im Anhang A, aufgezeigt.

4.3. Extrapolation auf einen anderen Zeitraum

Da die durchgeführten Simulationen nur auf den Tagesverkehr begrenzt waren (aufgrund des Rechenaufwands), war eine Extrapolation der Ergebnisse auf einen Zeitraum von einem Jahr erforderlich. Bei dieser Ermittlung der „Größtwerte aus Größtwertverteilung“ ist bekannt, dass man eine Extremwertverteilung des gleichen Typs wie die Ausgangsfunktion erhält. Die Extrapolation auf einen Zeitraum von 250 Verkehrstagen erfolgte anhand einer Umrechnung der Parameter der Verteilungsfunktion [5].

Größtwerte aus Größtwertverteilung:

ersetze u durch $u + \frac{\ln(n)}{a}$, $n=250$ Verkehrstage

Abbildung 6 zeigt am Beispiel des 20m EFT (fließender Verkehr) die Umrechnung des Tagesextremwerts auf den Jahresextremwert:

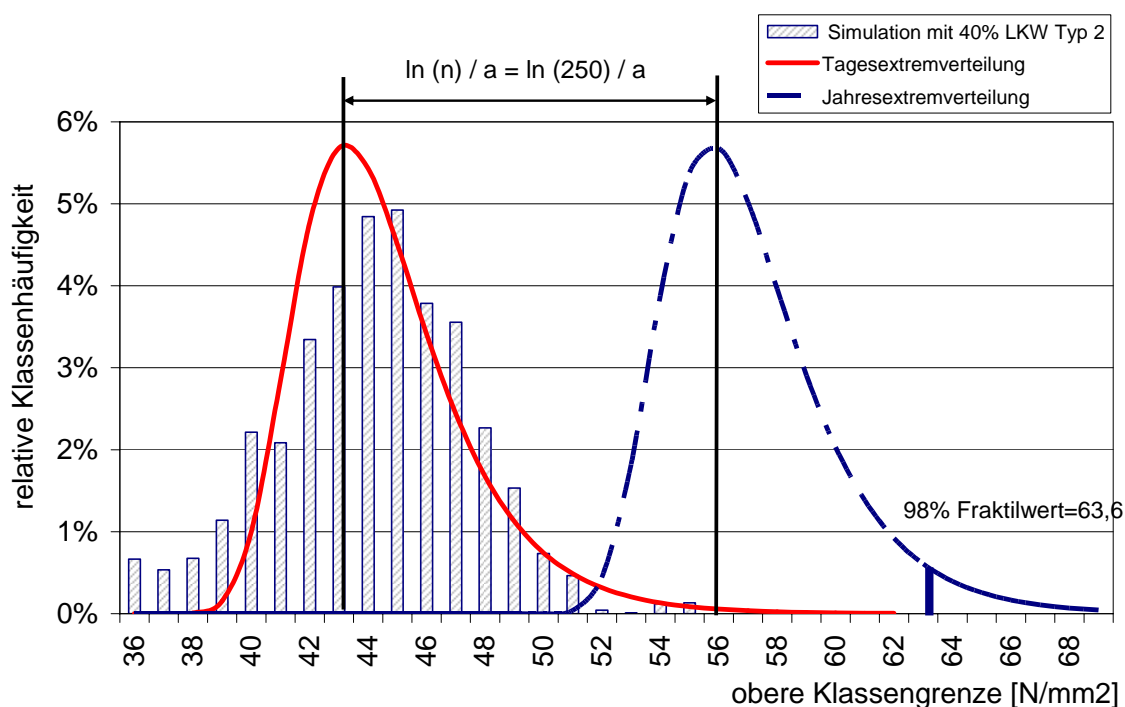


Abbildung 6: Extrapolation der Dichtefunktion $f(x)$ am Beispiel des 20m-EFT bei 40% Anteil des LKW Typ 2

Darauf aufbauend wurde der 98%-Fraktilwert der Verteilung der Jahresextrema berechnet, um die dadurch ermittelten Momente mit jenen unter normierten charakteristischen Belastungen, z. B. nach DIN 1072, vergleichen zu können.

4.4. Betrachtung von Verkehr in der Nebenspur

Die nach 4.3 ermittelten Momente sind die charakteristischen Momente unter der Annahme, dass der Verkehr nur in der Hauptspur fließt. Davon abweichend war aus den Messdaten zu entnehmen, dass der LKW-Anteil in der Überholspur ca.15% (1500 LKW/ Tag) beträgt. Dabei war die Spurverteilung vom LKW-Typ unabhängig. Deswegen wurde ein separater Fall mit Verkehr gleichzeitig in den beiden Spuren wie folgt untersucht.

Nach den vorliegenden Messdaten befand sich in der Nebenspur lediglich der 6,6te Teil an LKW von den simulierten 10.000 Lkw pro Tag. Deshalb wurde analog zu 4.3

eine Extrapolation der Simulationsergebnisse der 10.000 Überfahrten vorgenommen. Da bei der Überfahrt von 85% weniger LKW wesentlich kleinere Extremwerte zu erwarten sind, wurde die Umrechnung der Tagesextremwertverteilung infolge Simulation in jene des Nebenspurverkehrs folgendermaßen durchgeführt.

Extremwertverteilung Typ I:- ersetze u durch $u - \frac{\ln(n)}{a}$, $n=6,6$

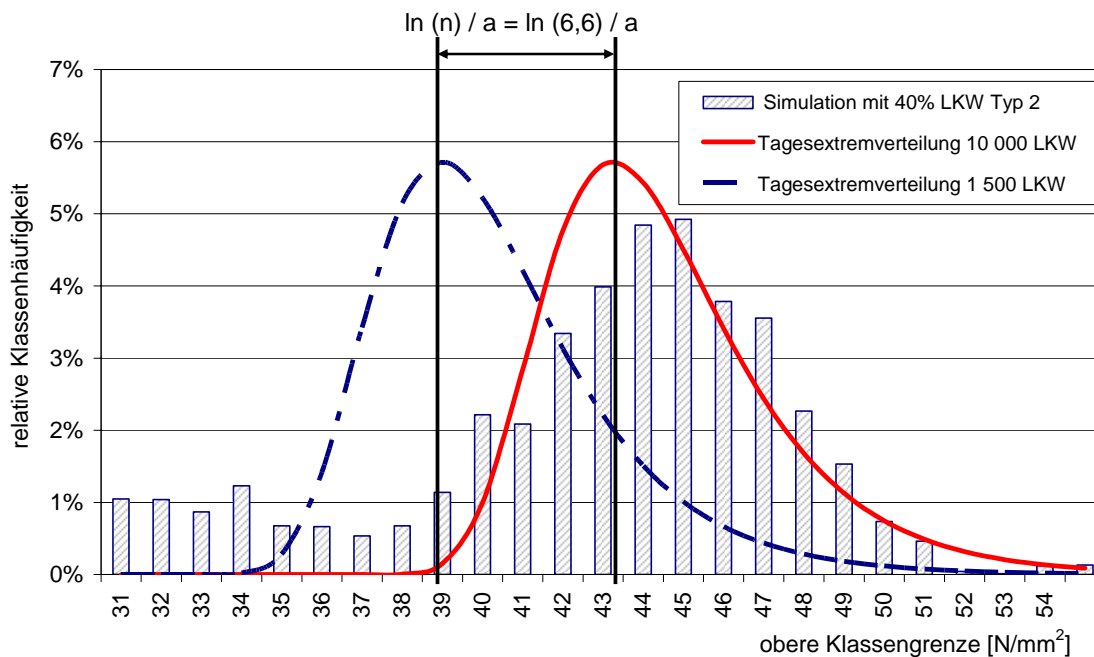


Abbildung 7: Extrapolation der Dichtefunktion $f(x)$ für die Nebenspur am Beispiel des 20m-EFT bei 40% Anteil des LKW Typ 2

Aus dem Hauptspurverkehr erhält man für den betrachteten Hauptträger aufgrund der Querverteilungsfaktoren wesentlich größere Beanspruchungen. Der Verkehr in der Hauptspur ist folglich stets maßgebend. Weiterhin würde eine Überlagerung der 98%- Fraktilwerte der Jahresextremverteilungen aus Haupt- und Nebenspur zu ungünstige Ergebnisse liefern, da es äußerst unwahrscheinlich ist, dass beide Jahresextremwerte zeitgleich auftreten.

Eine sinnvolle (und bereits auf der sicheren Seite liegende) Annahme ist, dass ein extremes Ereignis in der Hauptspur möglicherweise zeitgleich mit einem durchschnittlichen (häufig vorkommenden) Ereignis in der Nebenspur stattfinden wird. Auf der Basis dieser Überlegungen wurden zur Ermittlung des charakteristischen Moments des betrachteten Trägers der 98% Fraktilwert der Jahresextremverteilung aus der Hauptspur und der Erwartungswert der Tagesbelastung in der Nebenspur addiert. Geringfügig auf der sicheren Seite liegend wurde dabei die Zahl der Überfahrten in der Hauptspur nicht von 10.000 auf 8.500 LKW/ Tag reduziert, sondern die Ergebnisse der Simulationen für 10.000 LKW pro Tag verwendet.

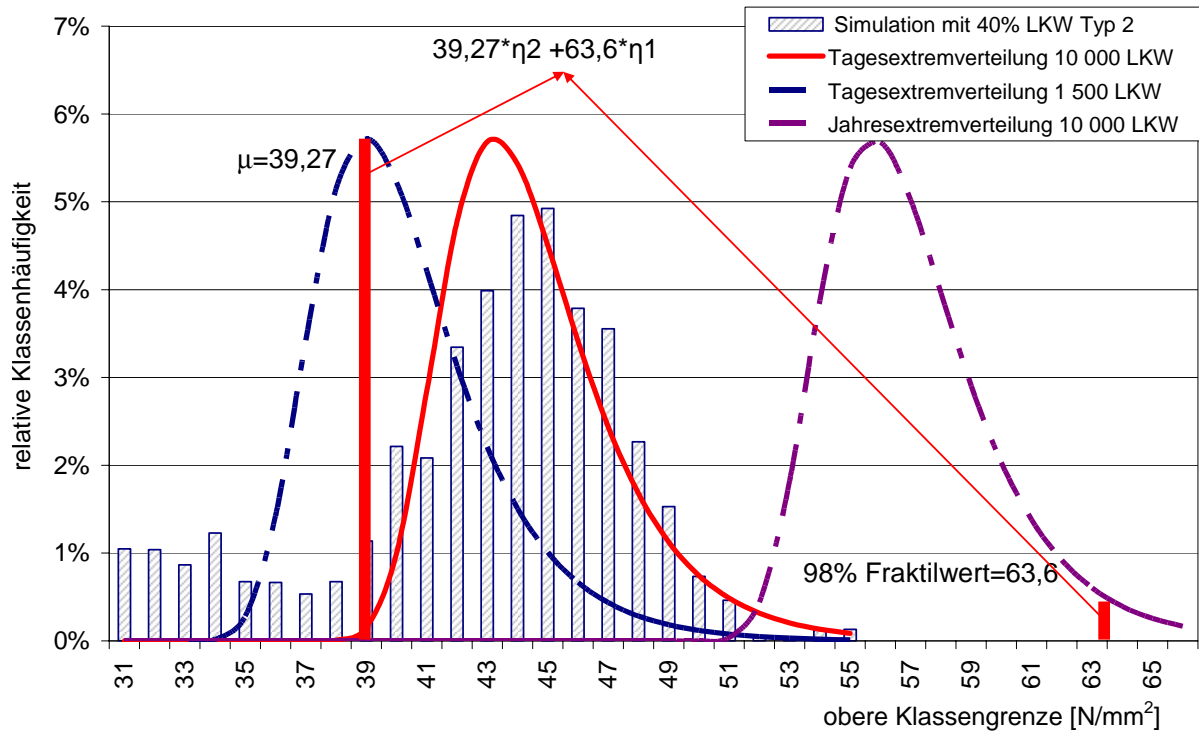


Abbildung 8: Ermittlung der charakteristischen Beanspruchung anhand der Simulationen für gleichzeitigen Verkehr in beiden Spuren (20m-EFT bei 40% Anteil des LKW Typ 2)

4.5. Ermittlung der extremalen Momente

Im Folgenden werden ausgewählte Ergebnisse der Simulationen und deren ermittelte Verteilungsfunktionen dargestellt:

Die Parameter der einzelnen Verteilungsfunktionen und die Summen der Fehlerquadrate sind dem Anhang "Auswertung der Simulationsergebnisse" zu entnehmen.

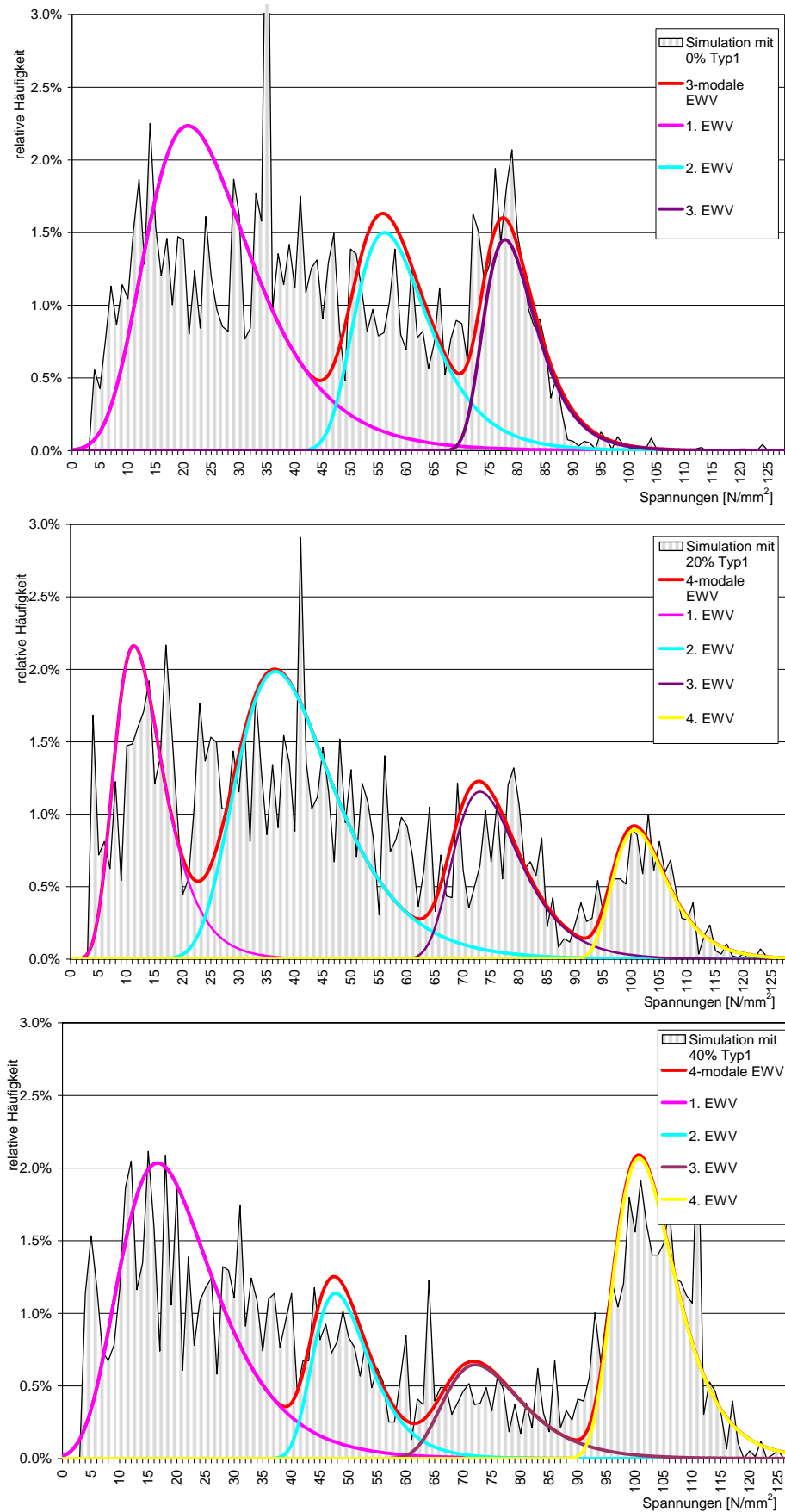


Abbildung 9: Simulationsergebnisse und zugehörige Verteilungsdichtefunktionen am Beispiel des 50m Einfeldträgers –Typ 1

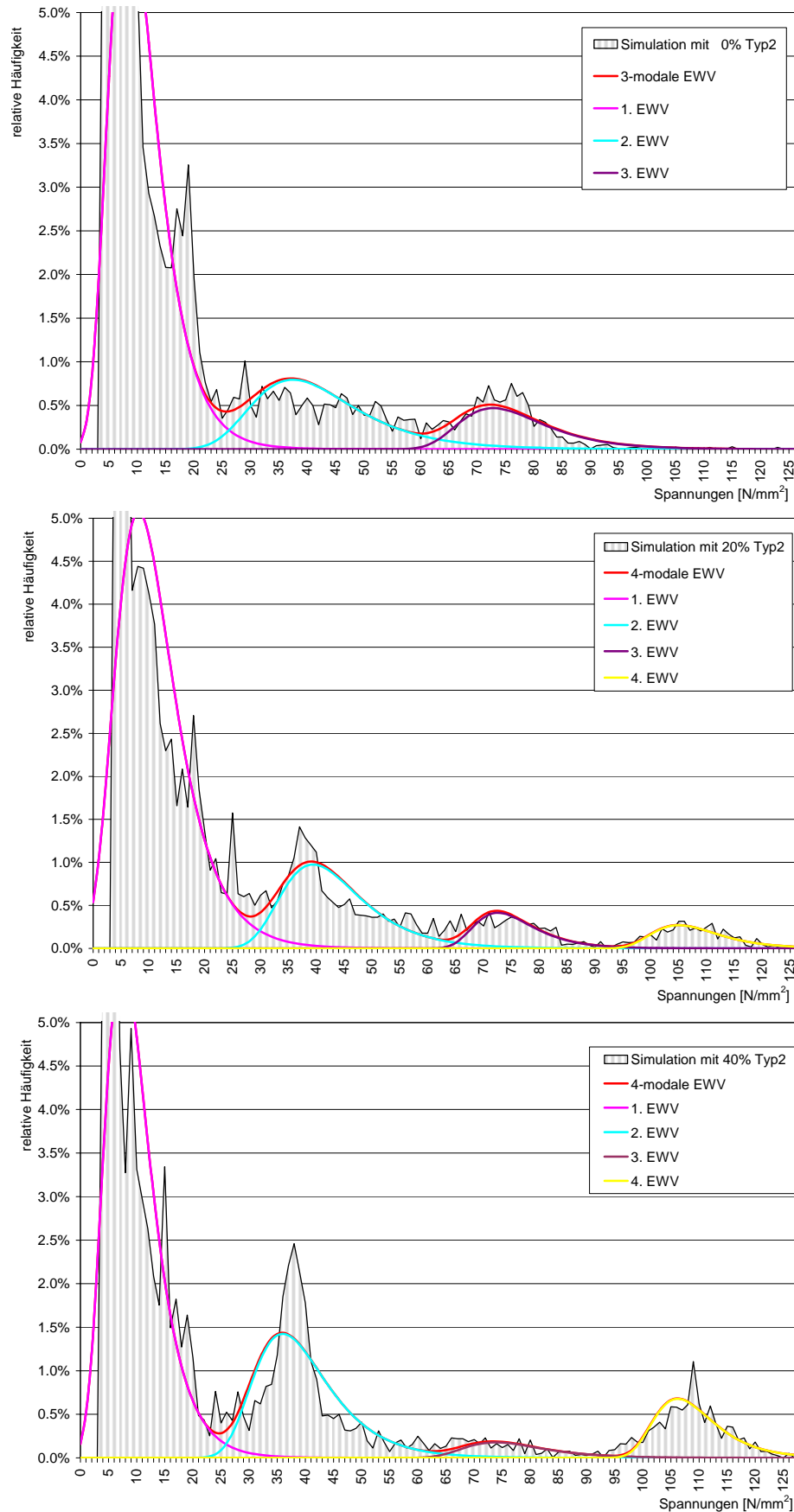


Abbildung 10: Simulationsergebnisse und zugehörige Verteilungsdichtefunktionen am Beispiel des 20m Zweifeldträgers „Fließender Verkehr“- Typ 2

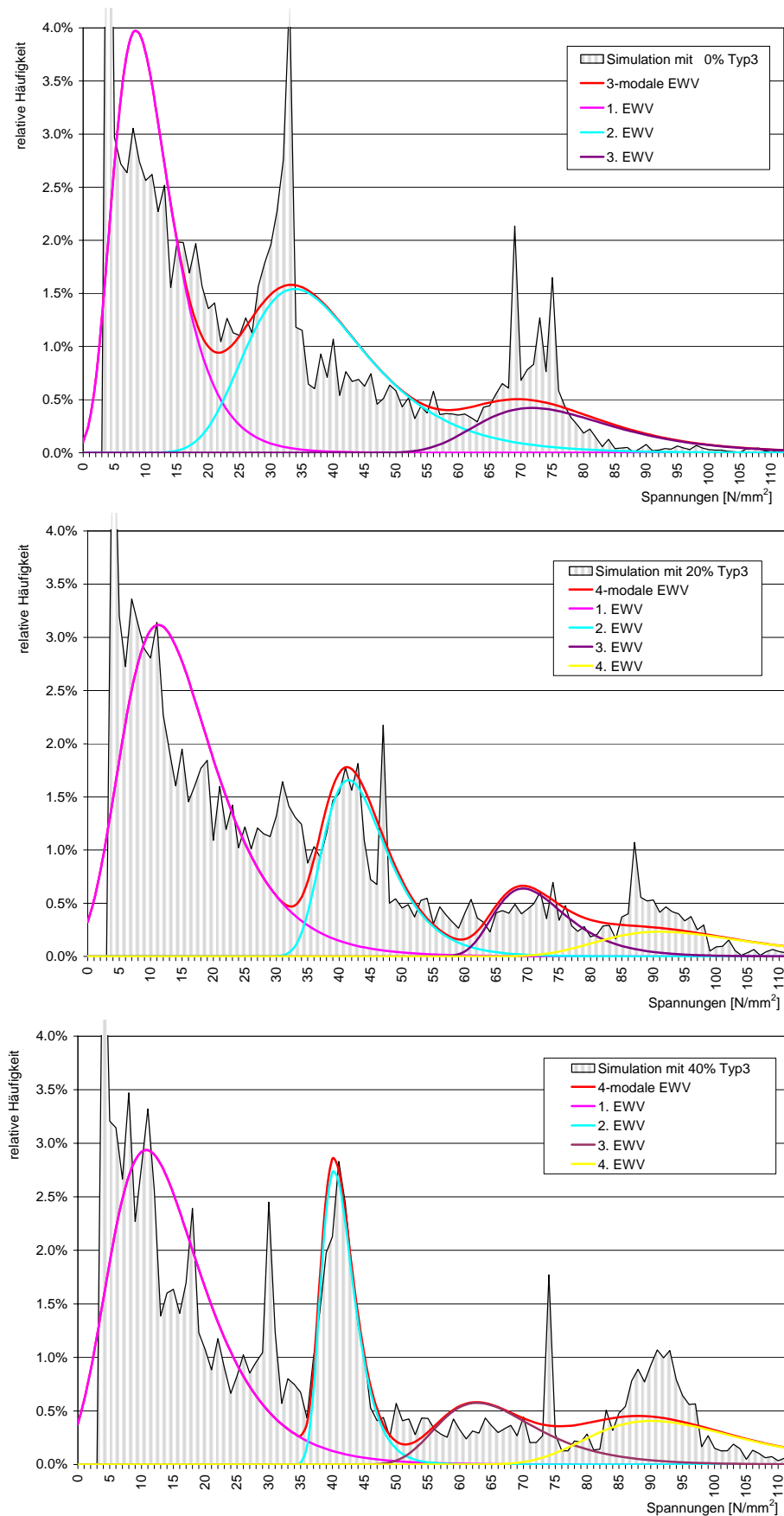


Abbildung 11: Simulationsergebnisse und zugehörige Verteilungsdichtefunktionen am Beispiel des 30m Zweifeldträgers, „Fließender Verkehr“ –Typ 3

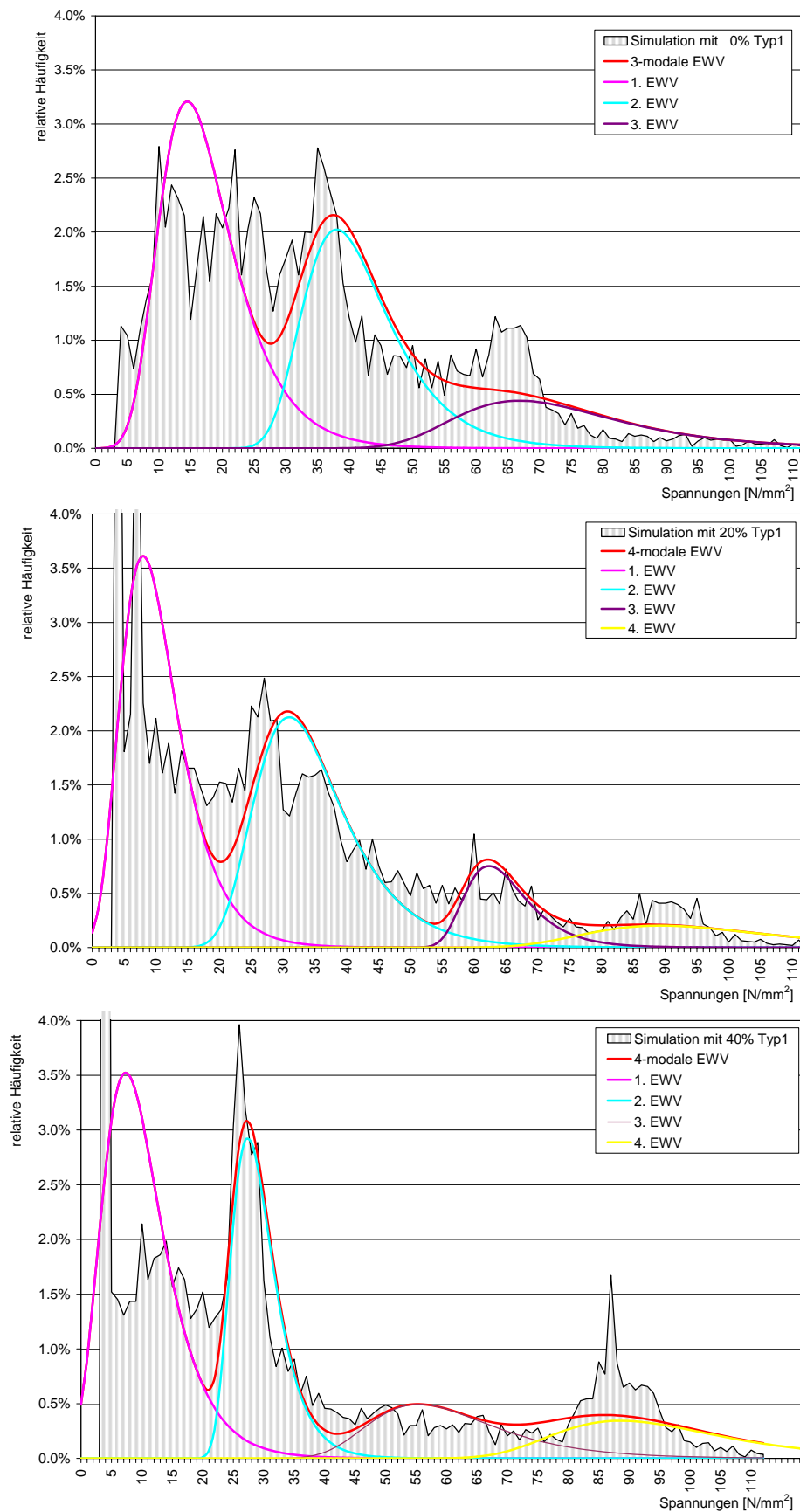


Abbildung 12: Simulationsergebnisse und zugehörige Verteilungsdichtefunktionen am Beispiel des 40m Zweifeldträgers „Fließender Verkehr“ –Typ 1

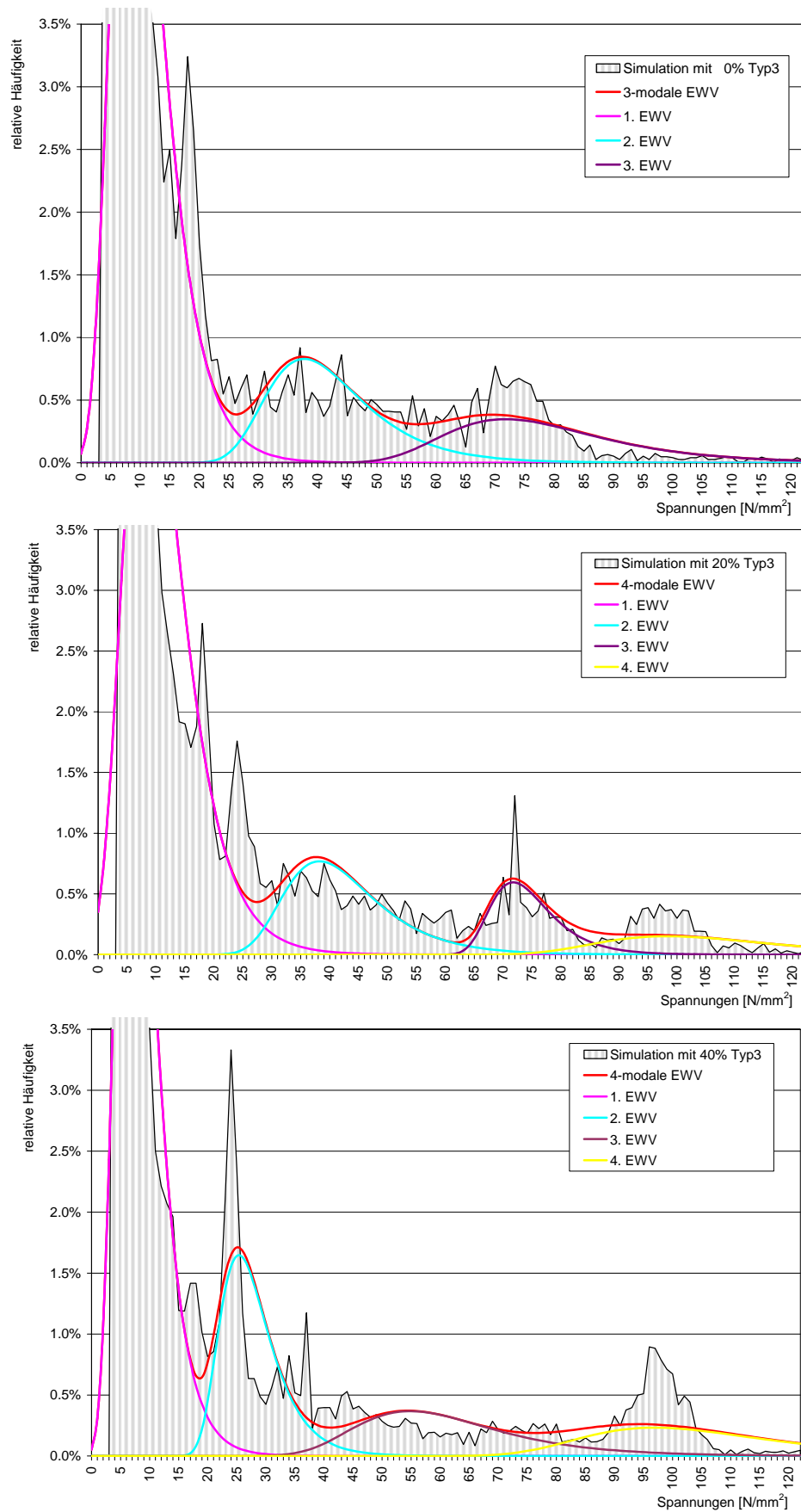


Abbildung 13: Simulationsergebnisse und zugehörige Verteilungsdichtefunktionen am Beispiel des 20m Zweifeldträgers „Höherer Stauanteil“ –Typ 3

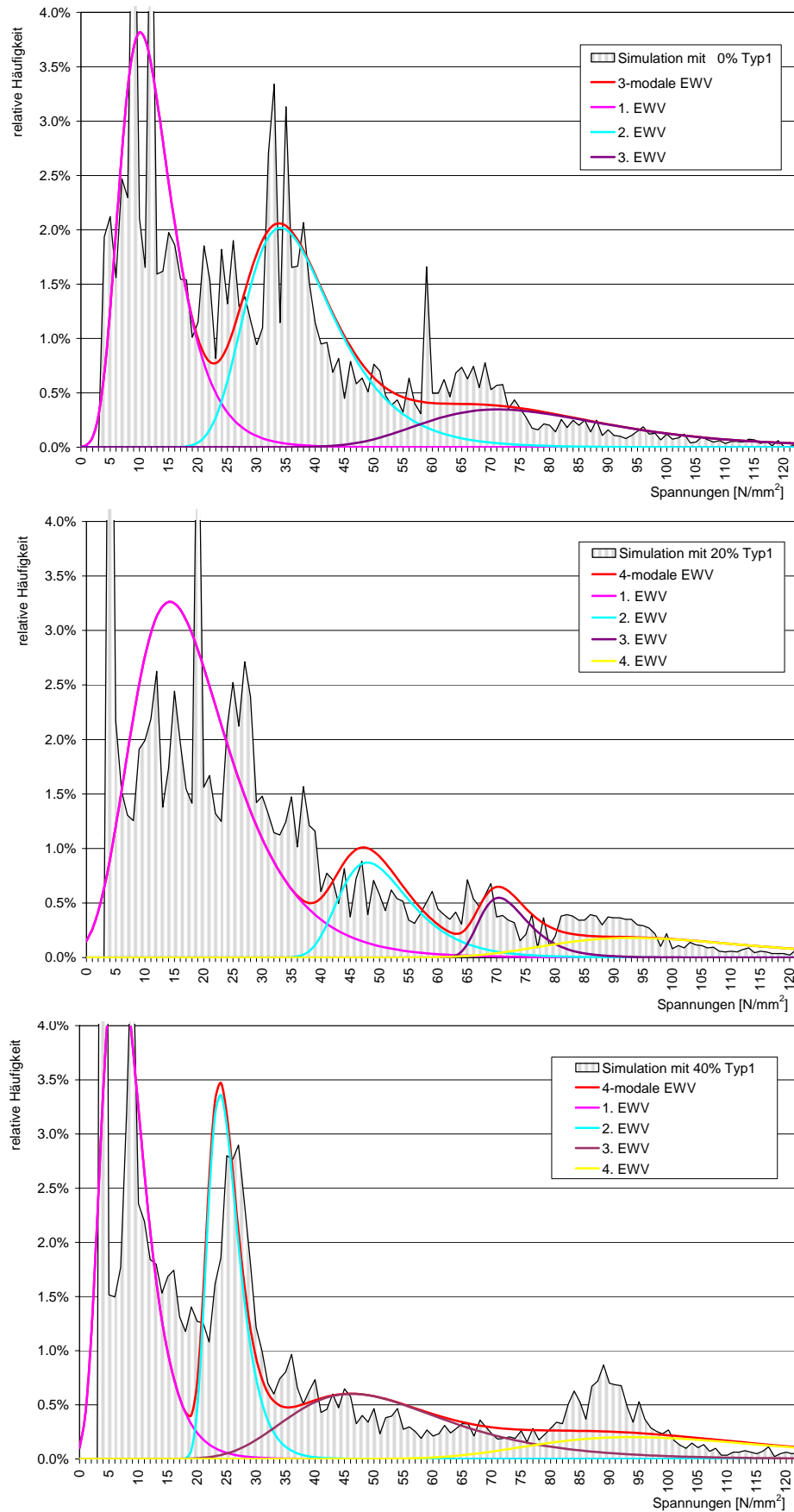


Abbildung 14: Simulationsergebnisse und zugehörige Verteilungsdichtefunktionen am Beispiel des 40m Zweifeldträgers „Höherer Stauanteil“ –Typ 1

5. Vergleich der Beanspruchungen

Die weitere Auswertung der Ergebnisse erfolgte durch den Vergleich der Biegemomente. Dazu wurden die ermittelten 98% Fraktilewerte der Jahresextremwerte der Spannungen mit Hilfe der angenommenen Widerstandsmomente in Biegemomente umgerechnet. Danach erfolgte eine Korrektur dieser Momente mit den entsprechenden Querverteilungsfaktoren, da die Simulationen zunächst für $\eta=1,0$ durchgeführt wurden. Zum anderen wurden mit den normierten Lastmodellen (charakteristische Lasten mit einer 50-jährigen Wiederkehrperiode) für verschiedene Brückenklassen an der betrachteten Trägerstelle die entsprechenden Biegemomente ermittelt.

5.1. Ermittlung der normierten Beanspruchungen

Es wurden die maximalen Momente für die Brückenklassen BK 30/30, BK 60/30, BK 30, BK 45 und BK 60 berechnet. Die entsprechenden Schwingbeiwerte der unterschiedlichen Stützweiten wurden nach DIN 1072 bestimmt:

$$\varphi_i = 1,4 - 0.008 * l_\varphi$$

Zusätzlich wurde das Moment nach den Lastannahmen des DIN-Fachberichts 101 ermittelt. In diesem Fall ist der dynamische Erhöhungsfaktor in den Lasten enthalten, es ist kein gesonderter (stützweitenabhängiger) Schwingbeiwert wie in DIN 1072 zu berücksichtigen. Dabei wurden die Regellasten für die Doppelachsen mit dem Anpassungsfaktor 0,8 gemäß DIN- FB 101 multipliziert.

Für die Ermittlung der normierten Momente wurden die Querverteilungsfaktoren aus Tabelle 1 eingesetzt. Die berechneten Schnittgrößen sind Tabelle 7 zu entnehmen.

normierte Momente		BK 30/30	BK 60/30	BK 30	BK 45	BK 60	DIN-FB 101
		kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm
EFT	10 m	800	1473	724	1060	1397	1308
	20 m	1990	3245	1710	2338	2965	3176
	50 m	6722	9062	5684	6854	8024	11479
ZFT	10 m	479	781	445	596	748	733
	20 m	1299	1827	1182	1446	1710	1950
	30 m	2376	3074	2065	2363	2663	3624
	40 m	3700	4570	3294	3666	4039	5891
	50 m	5100	6036	4687	5155	5623	8344
	60 m	6964	8001	6366	6884	7403	11040
	70 m	9227	10438	8529	9134	9740	14561
	80 m	11580	12849	10728	11363	11997	17724

Tabelle 7: Maximale Biegemomente für die Norm- Lastmodel

5.2. Vergleich für Verkehr nur in der Hauptspur

Simulationenmomente korrigiert	Simulation Typ 1 60t			Simulation Typ 2 58t			Simulation Typ 3 52t			BK 30/30			BK 60/30			BK 30			BK 45			BK 60			DIN-FB 101							
	0%	20%	40%	0%	20%	40%	0%	20%	40%	kNm	kNm	kNm	0%	max Typ1,2	kNm	0%	max Typ1,2	kNm	0%	max Typ1,2	0%	kNm	0%	max Typ1,2	0%	kNm	0%	max Typ1,2	0%	kNm	0%	max Typ1,2
	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm
EFT	10 m	604	633	637						610	767	762			800	76%	80%	1473	41%	43%	724	84%	88%	1060	58%	60%	1397	44%	46%	1308	47%	49%
	20 m	1410	1440	1444	1419	1452	1430	1422	1650	1639	1639	1639	1639	1639	1990	71%	73%	3245	44%	45%	1710	83%	85%	2338	61%	62%	2965	48%	49%	3176	45%	48%
	50 m	4705	5636	5836	4703	5443	5614	4682	5275	5458	5458	5458	5458	5458	6722	70%	87%	9062	52%	64%	5684	83%	103%	6854	69%	86%	8024	59%	73%	11479	41%	51%
	10 m	528	560	551				545	630	629					479	114%	117%	781	70%	72%		122%	126%		91%	94%		73%	75%		74%	76%
	Höherer Stauanteil	530	553	554				529	640	631					479	111%	116%	781	68%	71%		119%	124%	596	89%	93%	748	71%	74%	733	72%	76%
ZFT	10 m	1064	1225	1224	1063	1199	1167	1055	1312	1211						82%	94%	58	58%	67%		90%	104%		74%	85%		62%	72%		55%	63%
	20 m	1433	1509	1498	1464	1436	1415	1433	1757	1812	1299	113%	116%	1827	80%	83%	1182	124%	128%	1446	101%	104%	1446	101%	104%	1710	86%	88%	1950	75%	77%	
	30 m	2209	2275	2494				2171	2765	2789						72%	81%	72	72%	81%		107%	121%		93%	106%		83%	94%		61%	69%
	40 m	2638	3410	3419				2611	3237	3136	2376	111%	144%	3074	86%	111%	2066	128%	166%	2363	112%	145%	2663	99%	128%	2663	99%	128%	3624	73%	94%	
	50 m	3477	4469	4638				3514	4464	4484						77%	101%	77	77%	101%		107%	141%		96%	127%		87%	115%		60%	79%
	60 m	4392	5457	5622				4274	4937	4785	3700	119%	152%	4570	96%	123%	3294	133%	171%	3666	120%	153%	4039	109%	139%	4039	109%	139%	5891	75%	95%	
	70 m	5341	7206	7544	5330	6045	6133	5222	6078	6209						88%	125%		88%	125%		114%	161%		104%	146%		95%	134%		64%	90%
	80 m	6662	7840	8398	6792	7200	7290	6655	7212	7591	5100	133%	165%	6036	113%	139%	4687	145%	179%	5155	132%	163%	5623	121%	149%	5623	121%	149%	8344	81%	101%	
	10 m	6043	7447	8281												87%	119%		76%	104%		96%	130%		88%	120%		82%	112%		55%	75%
	20 m	8038	8330	9933							6964	115%	143%	8001	100%	124%	6366	126%	156%	6884	117%	144%	7403	109%	134%	7403	109%	134%	11040	73%	90%	
30 m	6807	8563	9379												74%	102%		65%	90%		80%	110%		75%	103%		70%	96%		47%	64%	
40 m	9953	10178	11324							9227	108%	123%	10438	95%	108%	8529	117%	133%	9134	109%	124%	9740	102%	116%	9740	102%	116%	14561	68%	78%		
50 m	8136	9638	10637												70%	92%		63%	83%		76%	99%		72%	94%		68%	89%		46%	60%	
60 m	11650	12581	13935							11580	101%	120%	12849	91%	108%	10729	109%	130%	11363	103%	123%	11998	97%	116%	11998	97%	116%	17724	66%	79%		

Tabelle 8a: Vergleich der Momente für Verkehr nur in der Hauptspur - max Auslastungen infolge Verkehr mit „road-train“ Typ1 oder Typ2

Auswirkung der Zulassung von 60t-LKW auf Brückenbauwerke

Simulation korrigiert	Simulation Typ 1			Simulation Typ 2			Simulation Typ 3			BK 30/30			BK 60/30			BK 30			BK 45			BK 60			DIN-FB 101			
	60t		58t	40%		20%	40%		20%	52t		0%	40%		20%	0%		max Typ 3	0%		max Typ 3		0%	max Typ 3		0%	max Typ 3	
	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm
EFT	10 m	604	633	637			610	767	762	800	76%	96%	1473	41%	52%	724	84%	106%	1060	58%	72%	1397	44%	55%	1308	47%	59%	
	20 m	1410	1440	1444	1419	1452	1430	1422	1650	1990	71%	83%	3245	44%	51%	1710	83%	96%	2338	61%	71%	2965	48%	56%	3176	45%	52%	
	50 m	4705	5636	5836	4703	5443	5614	4682	5275	5458	6722	70%	81%	9062	52%	60%	5684	83%	96%	6854	69%	80%	8024	59%	68%	11479	41%	48%
ZFT	10 m	528	560	551			545	630	629		114%	131%		70%	81%		122%	141%		91%	106%		73%	84%		74%	86%	
	20 m	1064	1225	1224	1063	1199	1167	1055	1312	1211	82%	101%		58%	72%		90%	111%		74%	91%		62%	77%		55%	67%	
	30 m	2209	2275	2494				2171	2765	2789	93%	117%		72%	91%		107%	135%		93%	118%		83%	105%		61%	77%	
40 m	2638	3410	3419				2611	3237	3136	2376	111%	136%	3074	86%	105%	2065	128%	157%	2363	112%	137%	2663	99%	122%	3624	73%	89%	
	3477	4469	4638				3514	4464	4484		95%	121%		77%	98%		107%	136%		96%	122%		87%	111%		60%	76%	
	4392	5457	5622				4274	4937	4785	3700	119%	133%	4570	96%	108%	3294	133%	150%	3666	120%	135%	4039	109%	122%	5891	75%	84%	
50 m	5341	7206	7544	5330	6045	6133	5222	6078	6209		105%	122%		88%	103%		114%	132%		104%	120%		95%	110%		64%	74%	
	6862	7840	8398	6792	7200	7290	6655	7212	7591	5100	133%	149%	6036	113%	126%	4687	145%	162%	5155	132%	147%	5623	121%	135%	8344	81%	91%	

Tabelle 8b: Vergleich der Momente für Verkehr nur in der Hauptspur - max Auslastungen infolge Verkehr mit Schwerverfahrzeug Typ3

5.3. Vergleich für Verkehr in der Haupt- und Überholspur (ÜV)

Simulationenmomente korrigiert+ÜV	Simulation Typ 1 60t			Simulation Typ 2 58t			Simulation Typ 3 52t			BK 30/30			BK 60/30			BK 30			BK 45			BK 60			DIN-FB 101							
	0%	20%	40%	0%	20%	40%	0%	20%	40%	kNm	kNm	kNm	0%	max Typ1,2	kNm	0%	max Typ1,2	kNm	0%	max Typ1,2	0%	max Typ1,2	kNm	0%	max Typ1,2	0%	max Typ1,2	kNm	0%	max Typ1,2		
	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	
EFT	10 m	665	703	708						671	861	856	800	84%	89%	1473	46%	48%	1060	63%	67%	1397	48%	51%	1308	51%	54%					
	20 m	1706	1755	1761	1710	1745	1725	1722	2048	2041	1990	87%	88%	3245	53%	54%	1710	101%	103%	2338	74%	75%	2965	58%	59%	3176	54%	55%				
	50 m	6212	7621	7808	6205	7433	7541	6125	7230	7415	6722	92%	116%	9062	69%	86%	5684	109%	137%	6854	91%	114%	8024	77%	97%	11479	54%	68%				
	Fließender Verkehr	586	615	608				601	707	706		126%	128%		77%	79%		135%	138%		101%	103%		80%	82%							
	Höherer Stauanteil	587	607	610				586	716	707		122%	127%	781	75%	78%	445	132%	137%	596	98%	102%	748	78%	82%	733	80%	83%				
ZFT	10 m	1223	1500	1491	1221	1443	1416	1228	1523	1433		95%	115%		67%	82%		104%	127%		85%	104%		72%	88%							
	20 m	1576	1757	1744	1637	1713	1686	1571	1955	2004	1299	126%	135%	1827	90%	96%	1182	138%	149%	1446	113%	121%	1710	96%	103%	1950	84%	90%				
	Fließender Verkehr	2529	2609	2890				2483	3161	3176		106%	122%		82%	94%		122%	140%		107%	122%		95%	109%							
	Höherer Stauanteil	2912	3786	3755				2883	3618	3516	2376	123%	159%	3074	95%	123%	2065	141%	183%	2363	123%	160%	2663	109%	142%	3624	80%	104%				
	Fließender Verkehr	3886	5026	5177				3934	5016	5029		106%	140%		86%	113%		119%	157%		107%	141%		97%	128%							
	Höherer Stauanteil	4787	5996	6155				4658	5495	5311	3700	129%	166%	4570	105%	135%	3294	145%	187%	3666	131%	168%	4039	119%	152%	5891	81%	104%				
	Fließender Verkehr	6186	8343	8936	5330	6914	6944	6027	6825	7431		121%	175%		102%	148%		132%	191%		120%	173%		110%	159%							
	Höherer Stauanteil	7447	8844	9695	7621	8011	8020	7367	8339	8736	5100	149%	190%	6036	126%	161%	4687	163%	207%	5155	148%	188%	5623	136%	172%	8344	91%	116%				
Fließender Verkehr	7224	8783	10086								104%	145%		90%	126%		113%	158%		105%	147%		98%	136%								
Höherer Stauanteil	9263	10196	11661							6964	133%	167%	8001	116%	146%	6366	146%	183%	6884	135%	169%	7403	125%	158%	11040	84%	106%					
Fließender Verkehr	8310	10021	11521								90%	125%		80%	110%		97%	135%		91%	126%		85%	118%								
Höherer Stauanteil	11247	12099	13907							9227	122%	151%	10438	108%	133%	8529	132%	163%	9134	123%	152%	9740	115%	143%	14561	77%	96%					
Fließender Verkehr	9988	12300	13727								86%	119%		78%	107%		93%	128%		88%	121%		83%	114%								
Höherer Stauanteil	13261	14766	16274							11580	115%	141%	12849	103%	127%	10728	124%	152%	11363	117%	143%	11997	111%	136%	17724	75%	92%					

Tabelle 9a: Vergleich der Momente für Verkehr in der Haupt- und Überholspur - max Auslastungen infolge Verkehr mit „road-train“
Typ1 oder Typ2

Auswirkung der Zulassung von 60t-LKW auf Brückenbauwerke

Simulationenmomente korrigiert+ÜV	Simulation Typ 1			Simulation Typ 2			Simulation Typ 3			BK 30/30			BK 60/30			BK 30			BK 45			BK 60			DIN-FB 101						
	60t		40%	58t		0%	20%	40%	52t		0%	20%	40%	0%		max Typ 3		0%		max Typ 3		0%		max Typ 3		0%		max Typ 3			
	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm		
EFT	10 m	665	703	708					671	861	856			800	84%	108%	1473	46%	58%	724	93%	119%	1060	63%	81%	1397	48%	62%	1308	51%	66%
	20 m	1706	1755	1761	1710	1745	1725	1722	2048	2041	1990	1990	87%	103%	3245	53%	63%	1710	101%	120%	2338	74%	88%	2965	58%	69%	3176	54%	64%		
	50 m	6212	7621	7808	6205	7433	7541	6125	7230	7415	6722	6722	92%	110%	9062	69%	82%	5684	109%	130%	6854	91%	108%	8024	77%	92%	11479	54%	65%		
ZFT	Fließender Verkehr	586	615	608					601	707	706				126%	148%		77%	91%		135%	159%		101%	119%		80%	95%		82%	96%
	Höherer Stauanteil	587	607	610					586	716	707			479	122%	149%	781	75%	92%	445	132%	161%	596	98%	120%	748	78%	96%	733	80%	98%
	Fließender Verkehr	1223	1500	1491	1221	1443	1416	1228	1523	1433					95%	117%			83%		104%	129%		85%	105%		72%	89%		63%	78%
	Höherer Stauanteil	1576	1757	1744	1637	1713	1686	1571	1955	2004	1299	126%	154%	1827	90%	110%	1182	138%	170%	1446	113%	139%	1710	96%	117%	1950	84%	103%			
	Fließender Verkehr	2529	2609	2890				2483	3161	3176					106%	134%			103%		122%	154%		107%	134%		95%	119%		70%	88%
	Höherer Stauanteil	2912	3786	3755				2883	3618	3516	2376	123%	152%	3074	95%	118%	2065	141%	175%	2363	123%	153%	2663	109%	136%	3624	80%	100%			
	Fließender Verkehr	3886	5026	5177				3934	5016	5029					106%	136%			110%		119%	153%		107%	137%		97%	124%		67%	85%
	Höherer Stauanteil	4787	5996	6155				4658	5495	5311	3700	129%	149%	4570	105%	120%	3294	145%	167%	3666	131%	150%	4039	119%	136%	5891	81%	93%			
	Fließender Verkehr	6186	8343	8936	5330	6914	6944	6027	6825	7431					121%	146%			123%		132%	159%		120%	144%		110%	132%		74%	89%
	Höherer Stauanteil	7447	8844	9695	7621	8011	8020	7367	8339	8736	5100	149%	171%	6036	126%	145%	4887	163%	186%	5155	148%	169%	5623	136%	155%	8344	91%	105%			

Tabelle 9b: Vergleich der Momente für Verkehr in der Haupt- und Überholspur - max Auslastungen infolge Verkehr mit Schwerfahrzeug Typ3

6. Auswertung

6.1. Simulationsergebnisse

Die Zulassung von 60t- LKW „road- train“ der Typen 1 und 2 hat erst Auswirkung auf Hauptträger von Brücken mit einer Einflusslinienlänge von ca. $l \geq 25$ m, da auf kürzeren Brücken das gesamte Fahrzeug mit $l_{ges}=25,25$ m keinen Platz findet (siehe Abbildung 15). Es ist deutlich zu erkennen, dass beim 20m Einfeldträger trotz steigendem 60t- LKW- Anteil die extremalen Momente fast unverändert bleiben. Bei dem 20m Zweifeldträger ist dagegen ein wesentlicher Anstieg der extremalen Schnittgröße bei steigendem Anteil dieser LKW zu beobachten. Besonders bei den Brückensystemen mit Einflusslinienlängen größer als 50m ist die Auswirkung der Schwerfahrzeuge ausgeprägt.

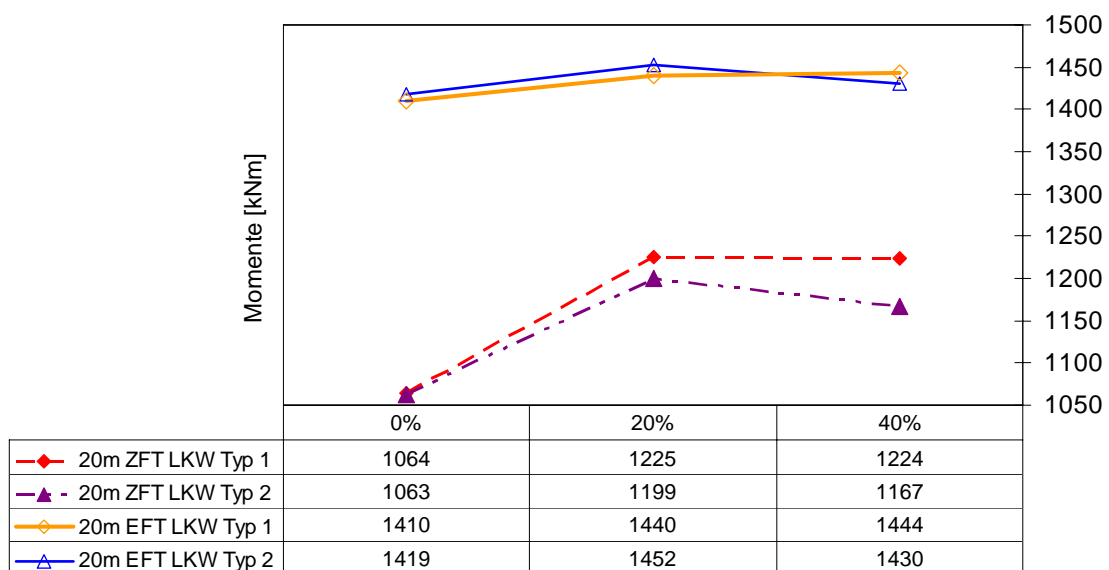


Abbildung 15: Vergleich der Auswirkung von Typ1 u. Typ2 beim 20m EFT u. 20m ZFT

Aufgrund der Fahrzeuggeometrie erhält man bei kleineren Stützweiten bzw. Einflusslängen vergleichsweise größere Momente aus der Simulationen mit dem LKW Typ 3.

Andererseits ist bei größeren Einflusslängen der LKW Typ 1 maßgebend (Abbildungen 16 und 17).

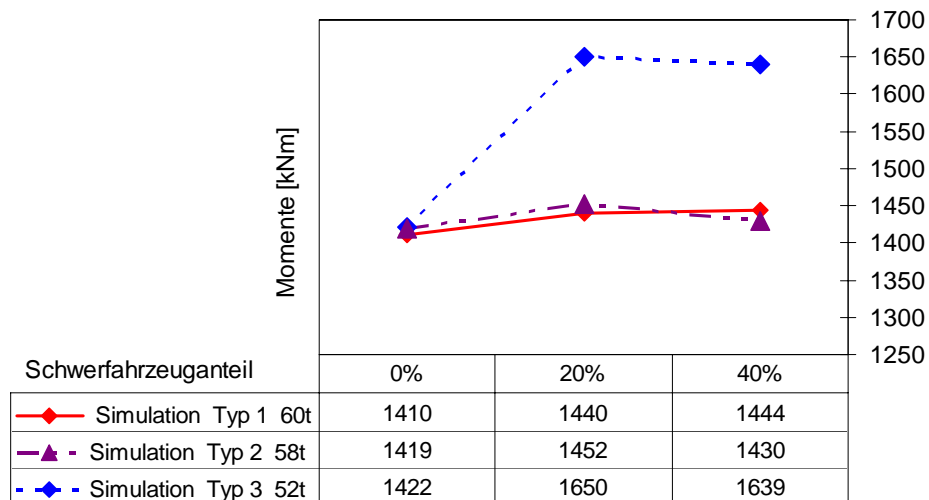


Abbildung 16: Beispiel 20m-EFT

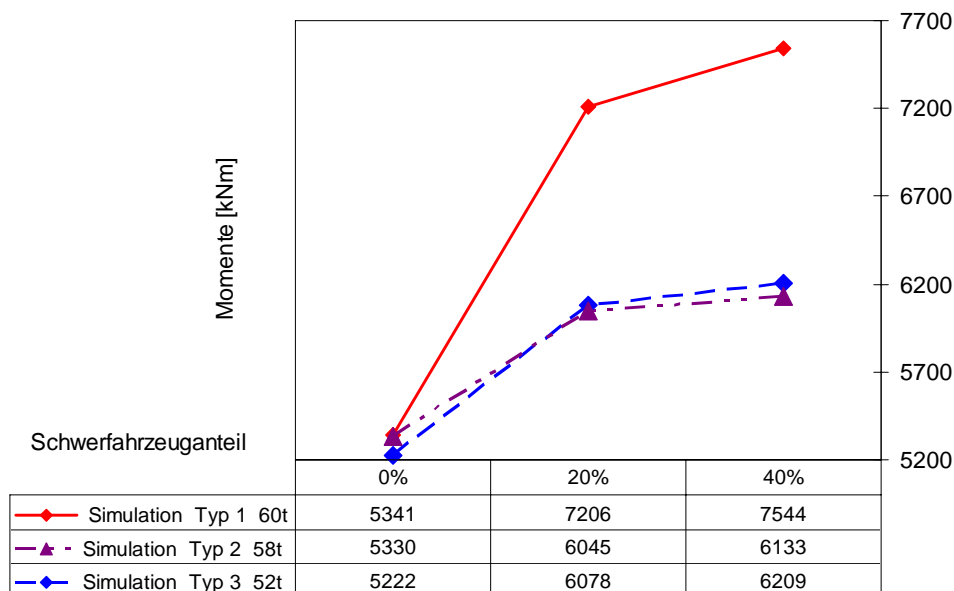


Abbildung 17: Beispiel 50m-ZFT

Die Auswirkung der 60t-LKW ist jedoch nicht allein von der Brücken- bzw. Einflusslinienlänge, sondern auch von der Art des Verkehrs abhängig. Dabei ist der Vergleich der Schnittgrößen mit und ohne Überholverkehr wichtig. Sowohl beim Einfeldträger mit $l = 50\text{m}$ als auch bei Zweifeldträger mit $l = 50\text{m}$ erzeugt das Auftreten von 60t-LKW bei Verkehr in beiden Spuren höhere Momente (Abbildung 18). Die Schnittgrößenerhöhung ist kaum von der Brückenlänge und vom betrachteten System abhängig.

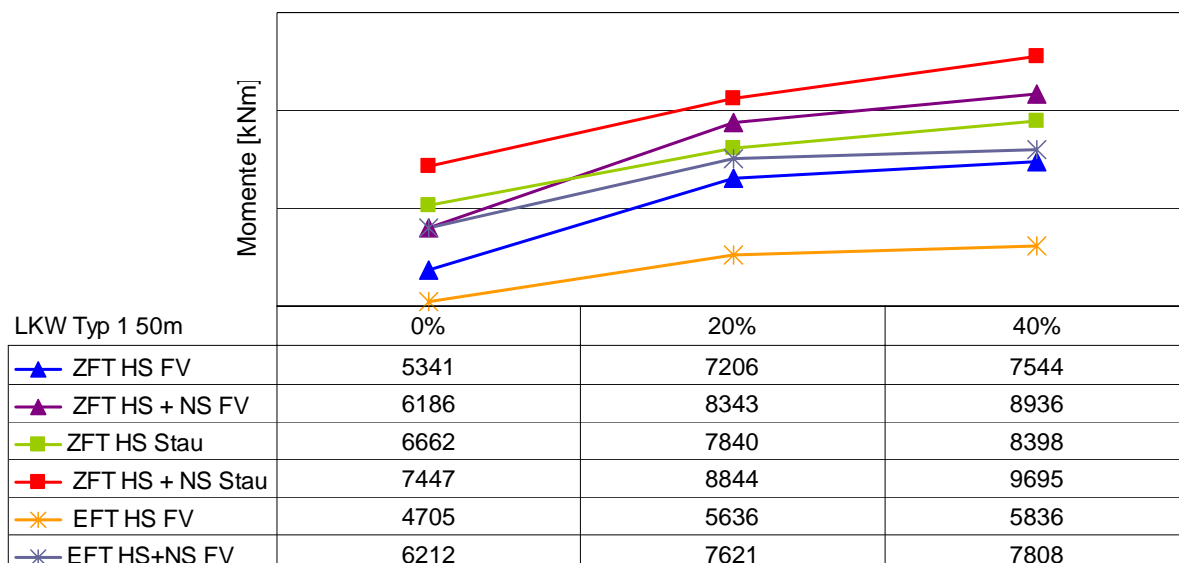


Abbildung 18: Vergleich der Verkehrssituationen „Verkehr nur in der Hauptspur“ und „gleichzeitig Haupt- und Nebenspur“ am Beispiel des 50m EFT und des 50m ZFT

Aus den Simulationsergebnissen ist zu entnehmen, dass die Art des Verkehrsflusses eine ausschlaggebende Rolle hat. So ist der Unterschied zwischen den extremalen Momenten der Verkehrszustände „fließender Verkehr“ und „Verkehr mit höherem Stauanteil“ deutlich zu erkennen. Dabei ist die Auswirkung der Stauwahrscheinlichkeit bei größeren Einflusslängen besonders ausgeprägt (Abbildungen 19 und 20). Das kann mit der Tatsache begründet, dass sich bei „Verkehr mit höherem Stauanteil“ die Wahrscheinlichkeit erhöht, dass mehrere Schwerfahrzeuge gleichzeitig auf der Brücke stehen.

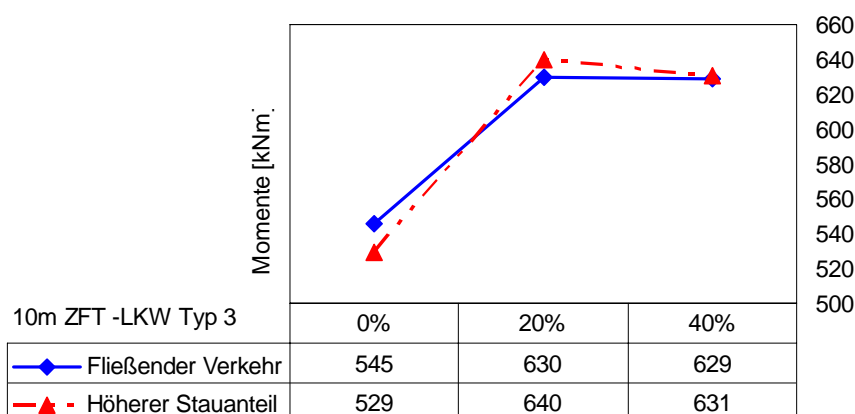


Abbildung 19: Beispiel 10m-ZFT

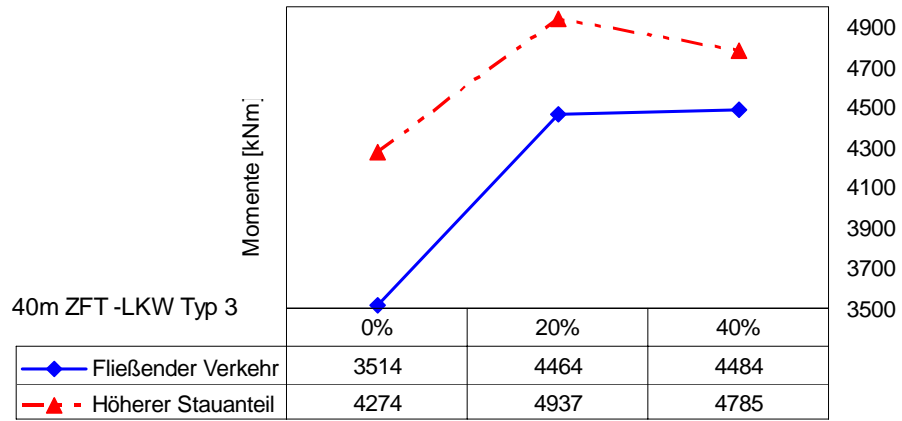


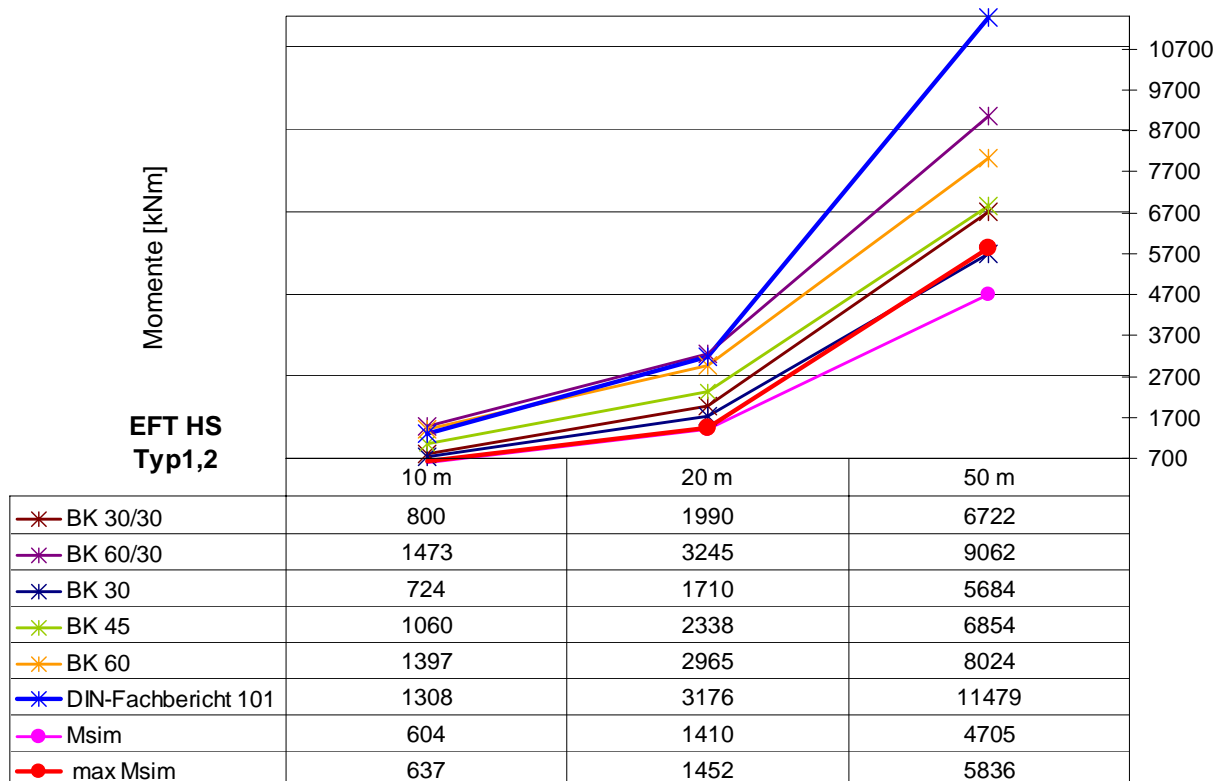
Abbildung 20: Beispiel 40m-ZFT

6.2. Vergleich mit den nach Norm ermittelten Beanspruchungen

6.2.1. Einfeldträger (EFT)

Die folgenden Auswertungen beziehen sich auf die Simulationsergebnisse mit Wirkung von Schwerfahrzeugen „road- train“, wobei der ungünstigste Anteil dieser (20% oder 40%, s. vorheriger Abschnitt) berücksichtigt wurde.

Aus dem Vergleich der Momente kann festgestellt werden, dass bei kleineren Brückenlängen und „fließendem Verkehr“ nur in der Hauptspur das Auftreten von 60t-LKW kaum eine Auswirkung für die Tragsicherheit der Konstruktion hat. Dies ist damit zu begründen, dass die maximalen Simulationsergebnisse fast immer unter den Schnittgrößen nach Norm liegen (Abbildung 21). Allerdings werden Tragreserven der Bauwerke entsprechend Abschnitt 6.1 aufgebraucht.



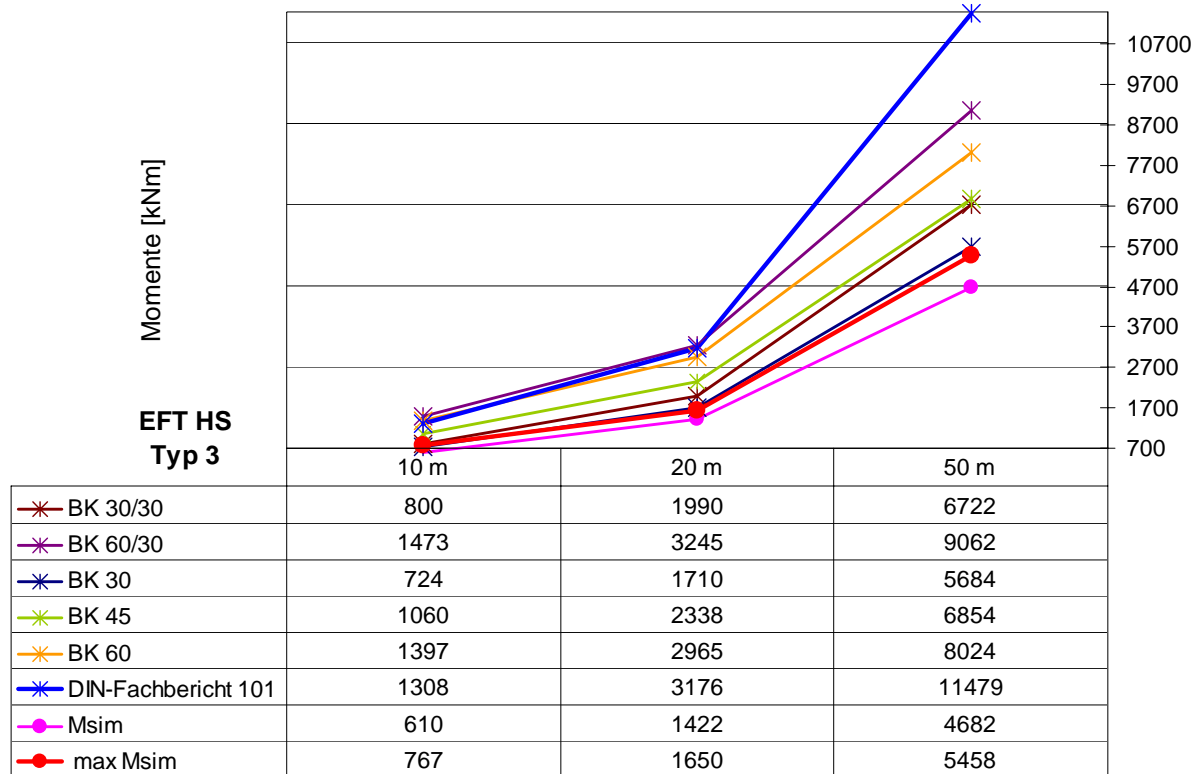


Abbildung 21: Einfeldträger, Verkehr nur in der Hauptspur

($\max M_{sim}$ = Verkehr mit „road-train“; M_{sim} = Verkehr ohne „road-train“)

Bei der Betrachtung des Falls „Verkehr in Haupt- und Nebenspur“ können folgende Aussagen getroffen werden:

Bei Stützweiten kleiner 20m zeigt das Auftreten von 60t-LKW kaum Einfluss. Bei größeren Einflusslinienlängen dagegen liegen die Simulationsmomente zwar noch unter den charakteristischen Werten der BK 60 und BK 60/30, jedoch sind sie bereits deutlich größer als diejenigen, die für die BK 30/30, BK 30 und BK 45 ermittelt wurden. (Abbildung 22)

Es ist weiterhin zu erkennen, dass in den beiden Verkehrssituationen (Verkehr in der Hauptspur und Verkehr in der Haupt- und Nebenspur) die Regelmomente nach Eurocode, aufgrund der wesentlich höheren Norm- Flächenlast in der Hauptspur, nicht überschritten werden.

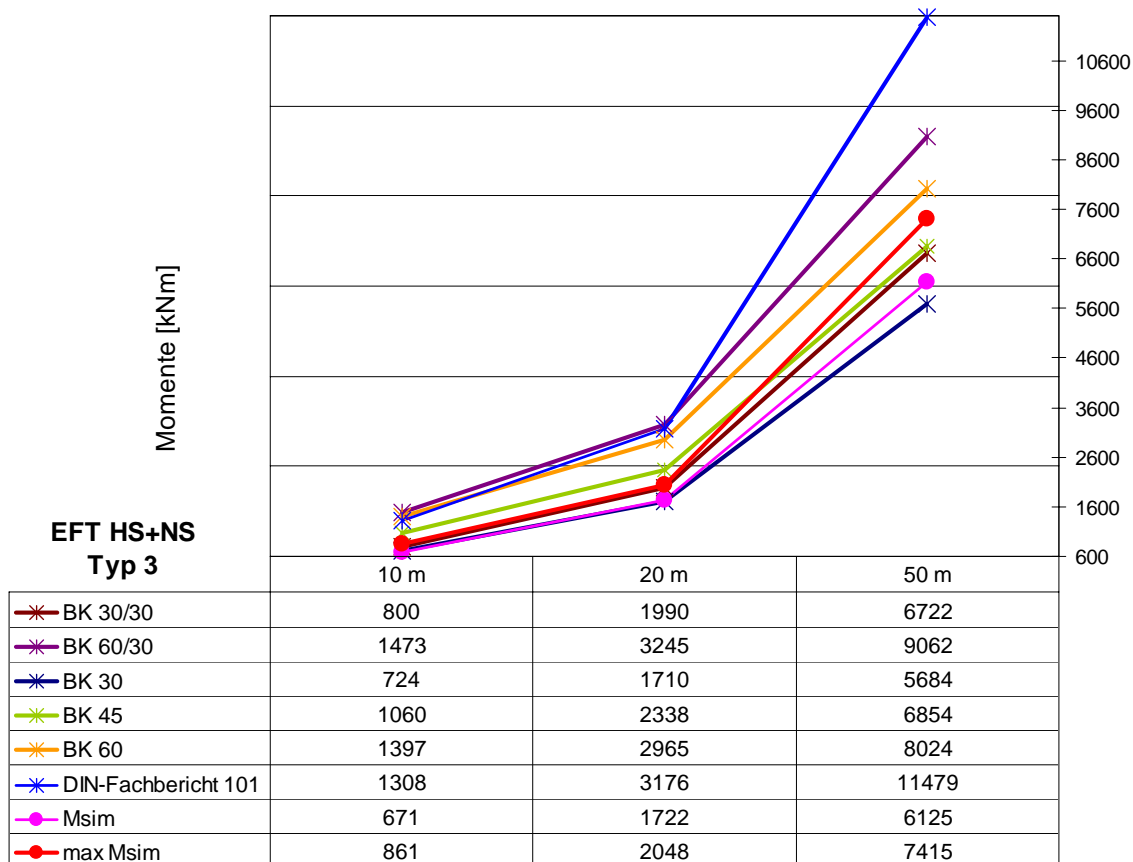
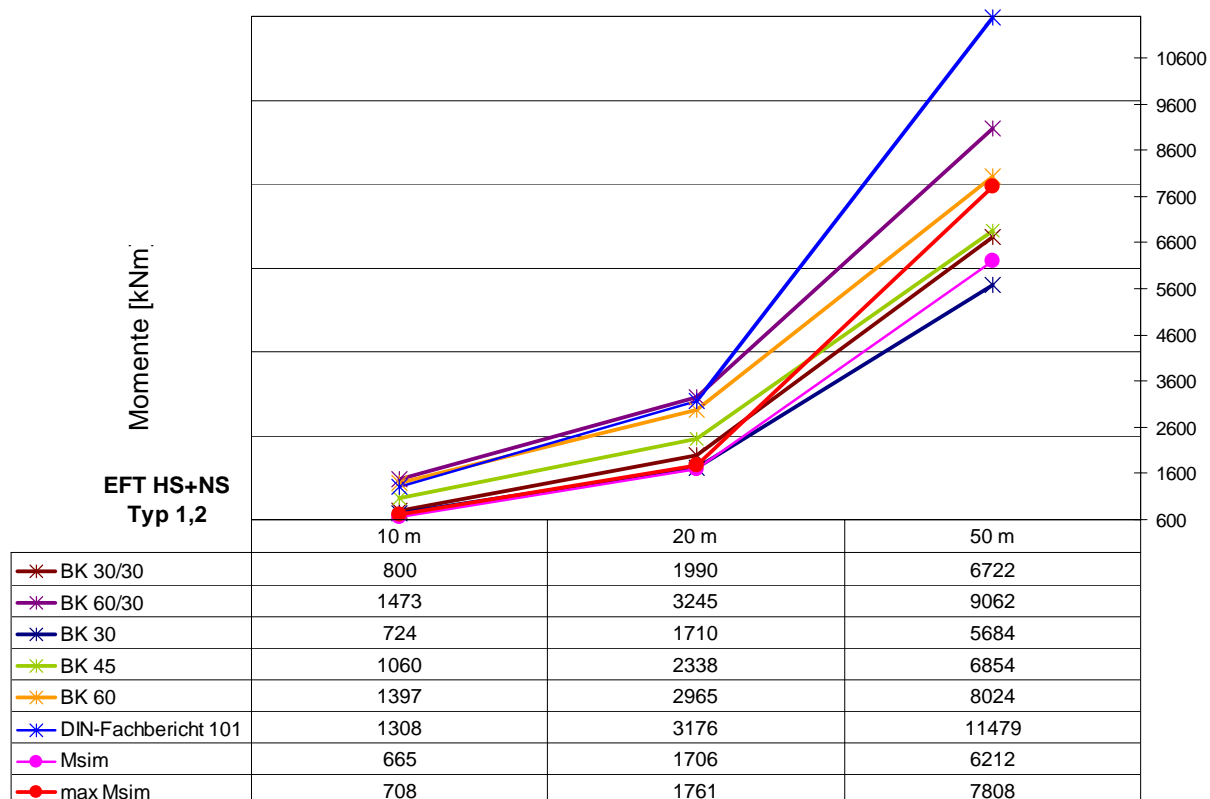


Abbildung 22: Einfeldträger, Verkehr in der Haupt- und Nebenspur

(max M_{sim} = Verkehr mit „road-train“; M_{sim} = Verkehr ohne „road-train“)

Damit kann die Aussage getroffen werden, dass für die einfeldrige Brückenkonstruktionen unter 50m, die nach DIN 1072 für BK 60/30, BK 60 oder nach DIN-Fachbericht 101 bemessen wurden, die Tragfähigkeit auch bei Einsatz von 60-t LKW ausreichend wäre.

6.2.2. Zweifeldträger (ZFT) – „Fließender Verkehr“

Aus den Abbildungen 23 und 24 ist zu entnehmen, dass bei den Zweifeldträgern mit Stützweiten kleiner 20m sowohl bei Verkehr nur in der Hauptspur als auch für Verkehr in beiden Spuren für den Verkehrszustand „Fließender Verkehr“ bei den meisten Brückenklassen keine Überschreitung der Schnittgrößen nach Norm zu verzeichnen ist. Für Brücken mit Stützweiten kleiner 30m, die nach DIN 1072 für BK 60/30 bemessen wurden, wären die Beanspruchungen des Verkehrs auch mit 60t-LKW durch die Normenlasten ungefähr noch abgedeckt (beachte aber Stau – 6.2.3, dann nur noch bis ca. 20m).

Dagegen sind bei größeren Stützweiten die maximalen simulierten Beanspruchungen deutlich höher als die Schnittgrößen infolge Berechnung mit Normlasten nach DIN 1072. Bei 50m Stützweite ist die Differenz extremal, dort sind auch die nach DIN Fachbericht 101 ermittelten Normwerte geringfügig überschritten. Es ist zu sehen, dass die Überschreitungen der Normmomente für Stützweiten größer 2 x 60 m geringer als bei 2 x 50 m sind.

6.2.3. Zweifeldträger (ZFT) - „Höherer Stauanteil“

Für den Verkehrszustand „Höherer Stauanteil“ ist die Zunahme der Momente mit steigenden Stützweiten deutlich zu erkennen. Diese Tendenz ist bis zu Stützweiten von 50 m (analog des „fließenden Verkehrs“) besonders ausgeprägt. Diese erhöhte Differenz zwischen Simulations- und Normmomenten kann mit der Art der Normlasten begründet werden. Die Normbelastung der gesamten Brückenfläche erfolgt durch ein Schwerfahrzeug in der Hauptspur und eines in der Nebenspur, welche an der ungünstigsten Stelle zu positionieren sind. Bei Stau können aber auch beide Felder des Zweifeldträgers gleichzeitig mit LKW belastet sein. Hierdurch entsteht ein deutlich höheres Stützmoment als bei einseitiger Fahrzeuganordnung.

Bei Berücksichtigung des Verkehrs in beiden Spuren werden Momente in ähnlicher Größe wie die Normwerte nach DIN-Fachbericht 101 ermittelt. Für Stützweiten 2 x 50 m ist (vgl. „Verkehr in Haupt- und Nebenspur“) eine deutliche Überschreitung der Normwerte um ca. 20% festzustellen. Wenn die Stützweiten des Zweifeldträgers einen Wert von etwa 60 m überschreiten, werden die Simulationsmomente dagegen wieder etwas günstiger.

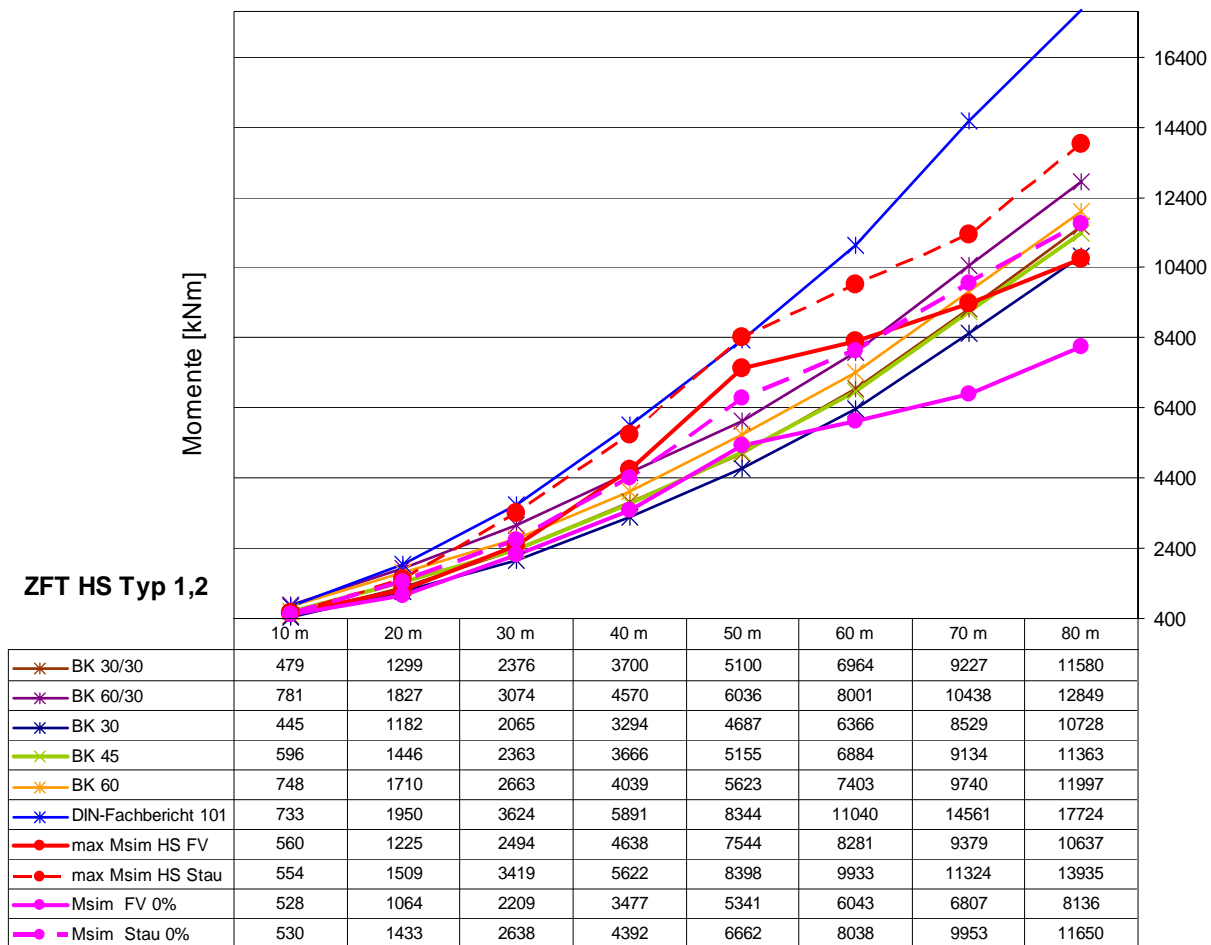


Abbildung 23: Zweifeldträger: Verkehr nur in der Hauptspur

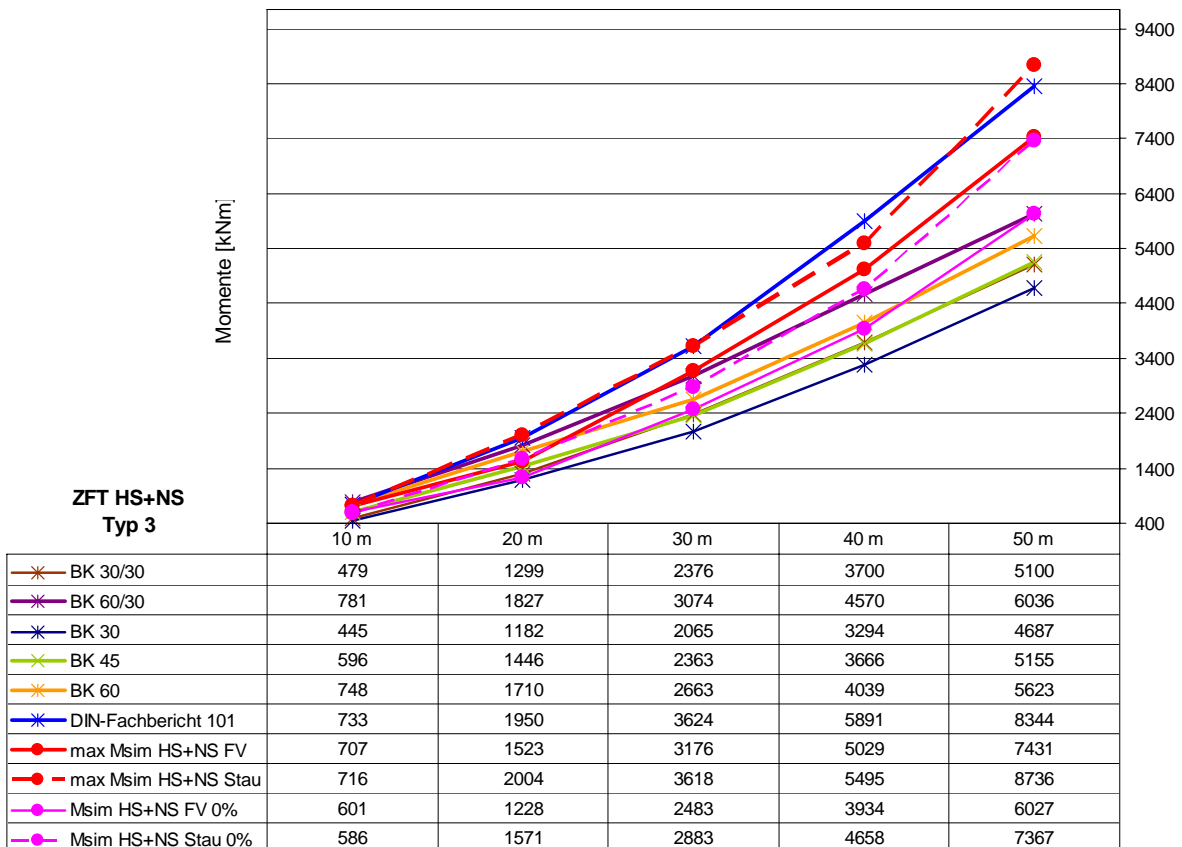
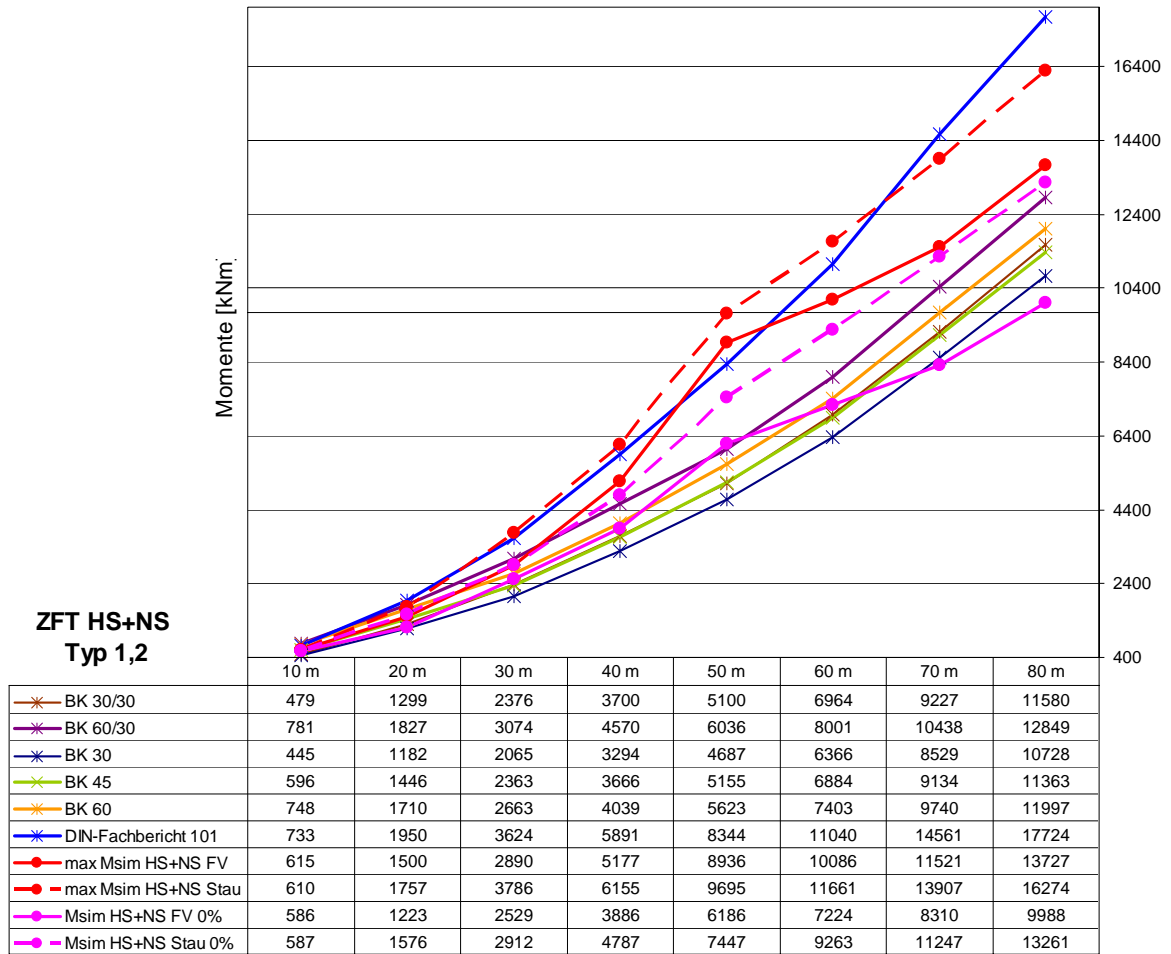


Abbildung 24: Zweifeldträger: Verkehr in der Haupt- und Nebenspur

7. Zusammenfassung

Zum allgemeinen Einfluss des Einsatzes von 60t- LKW:

Die Zulassung von 60t- LKW „road-train“ der Typen 1 und 2 (60t bzw. 58t) hätte erst spürbare Auswirkungen auf Hauptträger von Brücken mit einer Einflusslinienlänge von ca. $l \geq 25$ m. Für den Zweifeldträger 50m – 50m beträgt der Schnittkraftzuwachs des Stützmomentes fast 50%. Es ist im Allgemeinen nicht so entscheidend, wie hoch der Anteil der Schwerfahrzeuge ist, sondern vor allem, ob die Fahrzeuge auftreten.

Aufgrund der wesentlich kürzeren Fahrzeuge erhält man bei kleineren Stützweiten bzw. Einflusslängen vergleichsweise größere Momente infolge des Einsatzes des Schwerfahrzeuges Typ 3 (52t).

Zum Vergleich mit den Bemessungswerten nach bisheriger Norm (DIN 1072) bzw. nach neuer Norm (DIN Fachbericht 101):

Die Ausgangsfrage, ob und wie viel Spielraum bei der Zulassung von 60t- LKW „road-train“ zum bisherigen Bemessungsniveau besteht, kann auf der Basis der erläuterten Ergebnisse nicht für alle statischen Systeme gleich beantwortet werden. Da man davon ausgehen muss, dass sowohl Stausituationen als auch Überholsituationen (zumindest für Autobahnen und Bundesstrassen) auftreten können, müssen zunächst die jeweils ungünstigsten Ergebnisse herangezogen werden. Das bedeutet:

Für Einfeldträger:

Für einfeldrige Brückenkonstruktionen bis 50 m (evtl. auch noch darüber), die nach DIN 1072 für BK 60/30, BK 60 oder nach DIN-Fachbericht 101 bemessen wurden, wäre die Tragfähigkeit auch bei Einsatz von 60-t LKW noch ausreichend.

Für Zweifeldträger:

Für Brücken mit Stützweiten kleiner 20 m, die nach DIN 1072 für BK 60/30, BK60 oder nach DIN-Fachbericht 101 bemessen wurden, wären die Beanspruchungen des Verkehrs auch mit 60t- LKW durch die Normenlasten ungefähr noch abgedeckt.

Dagegen sind bei größeren Stützweiten die maximalen simulierten Beanspruchungen deutlich höher als die Schnittgrößen infolge Berechnung mit Normlasten nach DIN 1072 (z.B. für den Zweifeldträger mit Stützweiten 50 m bereits um ca. 50%). Zu erwähnen ist dabei, dass im Stützweitenbereich von 50 m, wo die größte Diskrepanz festzustellen ist, durch den realen Verkehr auch ohne „road-train“ bereits Überschreitungen von ca. 20% gegenüber der Normlast BK 60/30 zu verzeichnen sind. Für nach DIN-Fachbericht 101 bemessene Brücken würden für Zweifeldträger mit Einzelstützweiten zwischen ca. 30 m und ca. 60m die Stützmomente gleichfalls bereits überschritten.

8. Annahmen zur Grobkostenschätzung

8.1 Brückenbestand

Als Grundlage der Kostenschätzung dienten die Daten des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen (Bundesautobahnen und Bundesstraßen), die die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) zur Verfügung stellte. Es wurde bei der Kostenschätzung prinzipiell zwischen Bauwerken im Zuge der Autobahnen und Brücken im Zuge von Bundesstraßen unterschieden (Abbildung 25).

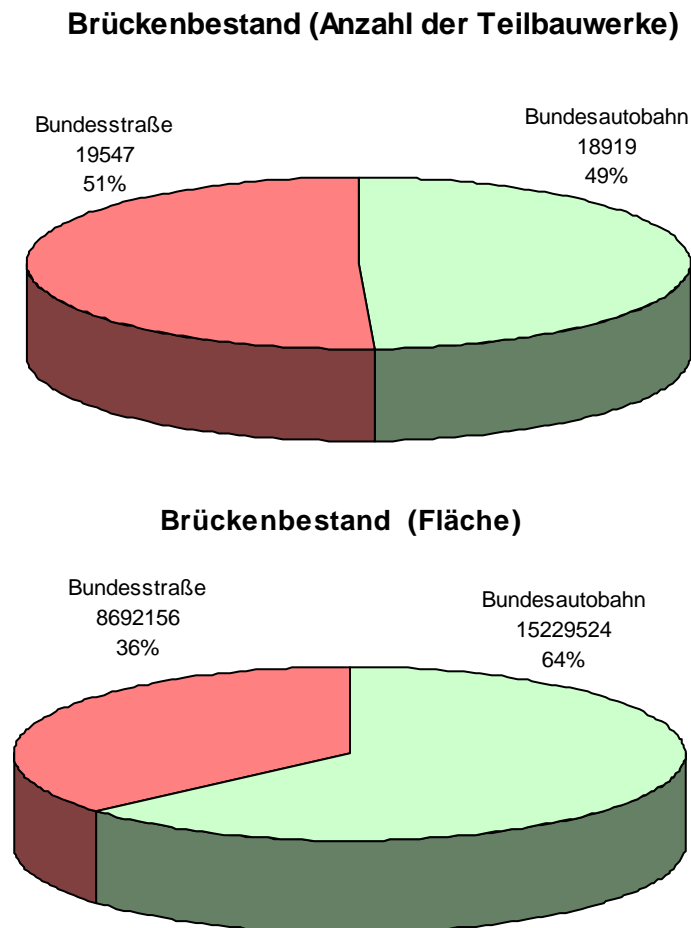


Abbildung 25: Brückenbestand nach Sachverhalt (Stand: 31.12.2005)

Die auf der Basis der Bestandsdaten getroffenen Annahmen werden im Folgenden erläutert. Wie aus Abbildung 26 zu entnehmen ist, wurde die Mehrheit der Brückenbauwerke im Netz der Bundesautobahnen (Bundesstraßen) nach DIN 1072 für die BK 60 und BK 60/30 bemessen. Daneben existieren ca. 2% der Gesamtfläche aller Autobahnbauwerke (5% der Gesamtfläche aller Bundesstraßenbauwerke), die für die BK30, BK 45 und BK 30/30 berechnet wurden und dementsprechend die heutigen Verkehrsansprüche nicht mehr ausreichend erfüllen können. Aufgrund der auch ohne „road-train“ bereits notwendigen Brückenertüchtigungen für diese Bauwerke wurden im Rahmen der Kostenschätzung die Kosten zur Sanierung oder zum Ersatz der entsprechenden Bauwerke (BK 30, BK 45 und BK 30/30) separat ausgewiesen. Außerdem wurden die nach DIN-Fachbericht 101 bemessenen Brücken nicht betrachtet.

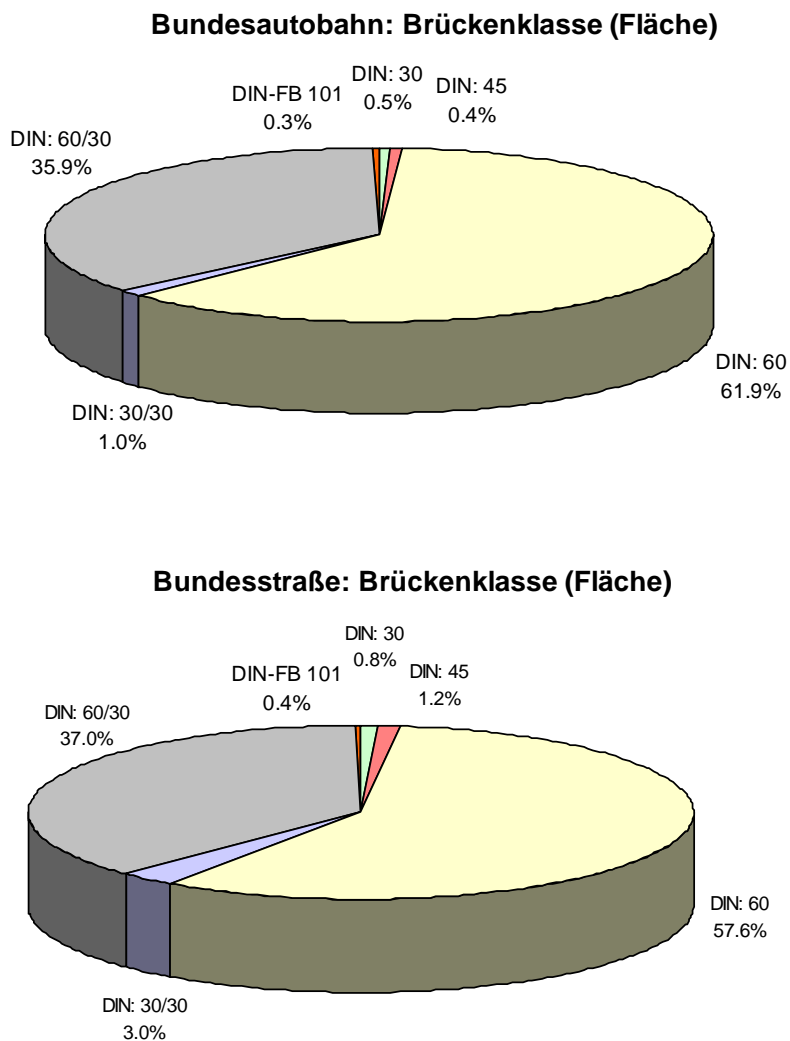
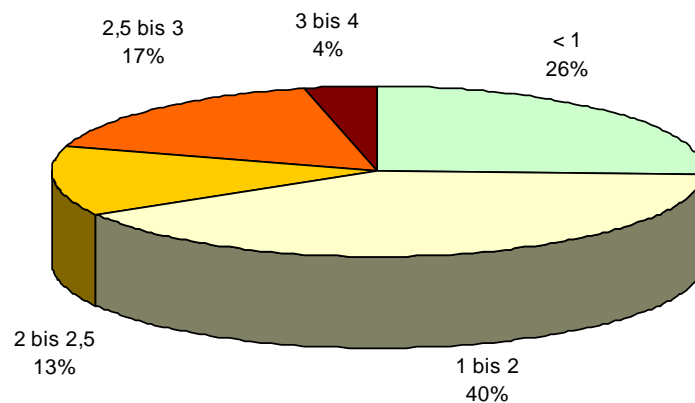


Abbildung 26: Brückenbestand nach Brückenklassen

Bei der Ermittlung der erforderlichen Kosten bei einer Zulassung der „road-train“ wurden die Brücken mit Schäden am Überbau, die die Standsicherheit beeinträchtigen, also auch ohne 60t-LKW instandgesetzt werden müssen, gleichfalls separat betrachtet (Abbildung 27).

Bundesautobahn: Überbau-Zustandsnote (Fläche)



Bundesstraße: Überbau-Zustandsnote (Fläche)

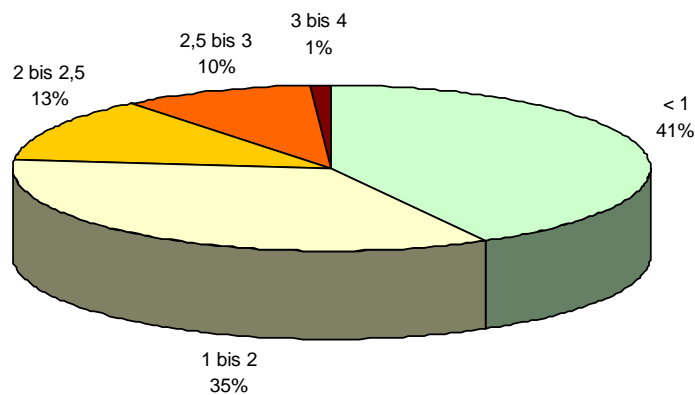


Abbildung 27: Brückenbestand nach Überbauzustandsnote

8.2. Grobkostenschätzung

Da die Beanspruchung einer Brücke nicht nur durch Verkehrslasten sondern maßgeblich auch durch das Eigengewicht bestimmt wird, wurde dieses bei der Kostenschätzung mit berücksichtigt. Dabei wurden die 3 wichtigsten Bauweisen mit folgenden Schnittgrößenverhältnissen Eigengewicht-Verkehr betrachtet (s. Abbildung 28):

Massivbrücken	→ $M_{\text{Eigengewicht}} : M_{\text{Verkehr}} = 65:35$
Stahlbrücken	→ $M_{\text{Eigengewicht}} : M_{\text{Verkehr}} = 35:65$
Verbundbrücken	→ $M_{\text{Eigengewicht}} : M_{\text{Verkehr}} = 50:50$

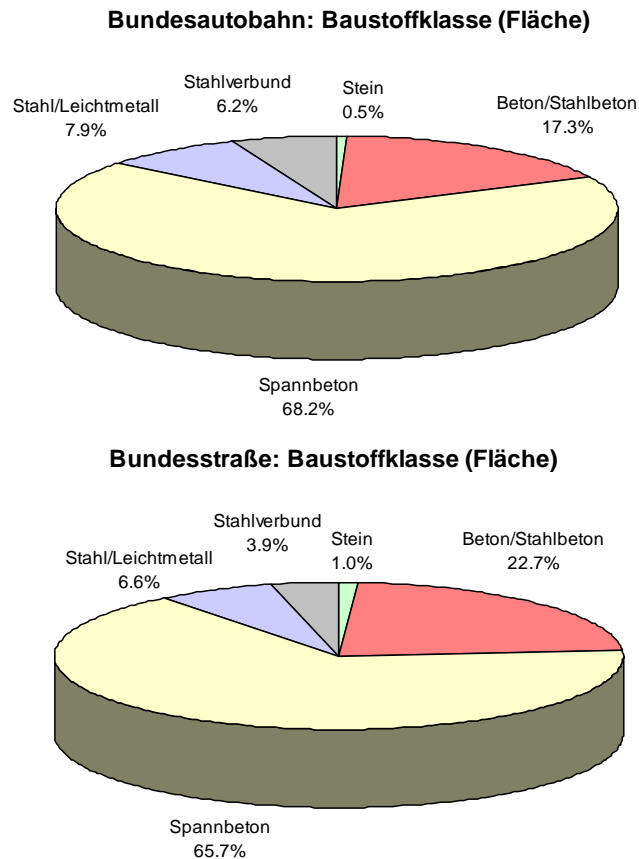


Abbildung 28: Brückenbestand nach Überbautypen (Baustoffklassen)

Der grundlegende Gedanke bei den Kostenberechnungen für die BK 60 und 60/30 bestand darin, dass die Kosten pro m^2 Brückenfläche nicht konstant sind. Sie sind abhängig vom Grad der erforderlichen Sanierungsmaßnahmen. Entsprechend wurden die Kosten für Tragwerke mit Auslastungen größer 110% zu 500 € pro Quadratmeter Brückenfläche angenommen. Da der Aufwand und die benötigten Verstärkungsmaßnahmen mit wachsender Auslastung in Umfang und Größe steigen, wurde eine lineare Erhöhung der Kosten in Abhängigkeit der Auslastung bei der Kostenberechnung angesetzt. Dieser lineare Funktionsanstieg wurde durch einen Maximalwert von 1800 €/m^2 , welcher sich bei einer Auslastung von 130% ergibt, begrenzt. Da bei einer Auslastung größer 130% normalerweise keine Verstärkungsmaßnahmen mehr sinnvoll sind, wurde dann mit einer pauschalen Summe von 2200 €/m^2 für den Abbruch und Ersatz des Überbaus gerechnet (Abbildung 29-Kostenschätzung 1).

Um den Einfluss der so gewählten Kostenfunktion auf die Endkosten zu untersuchen, wurden zwei zusätzliche Variantenrechnungen durchgeführt:

- Die Sensibilität der Berechnungen gegenüber der „Veränderung des Eingreifpunktes“ wurde anhand der Kostenschätzung 2 bewertet. Dabei wurde mit Verstärkungsmaßnahmen im Auslastungsbereich von 105% (statt 110%) bis 125% (statt 130%) gerechnet, die Kosten pro Quadratmeter werden wie bei der Kostenschätzung 1 beibehalten.
- Bei der Kostenschätzung 3 handelt es sich um eine Variantenrechnung zur Analyse der „Sensibilität der Kostenannahme“. Verstärkungsmaßnahmen werden im Auslastungsbereich von 110% bis 130% mit Kosten von 1200 €/m^2 berücksichtigt. Bei höheren Auslastungen wurde mit Abbruch und Ersatz der Konstruktion gerechnet, wobei Kosten von 2200 €/m^2 anfallen (Abbildung 29).

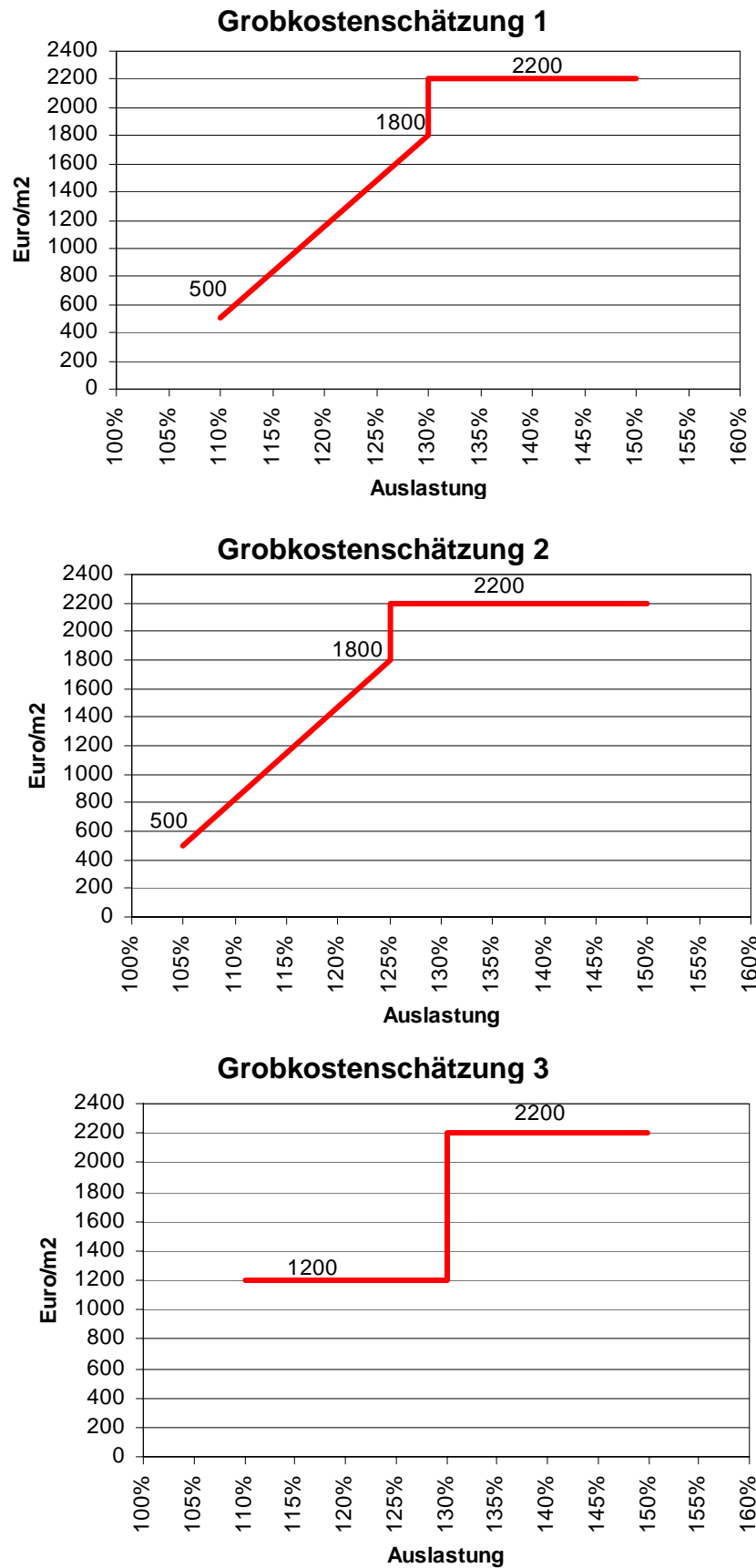


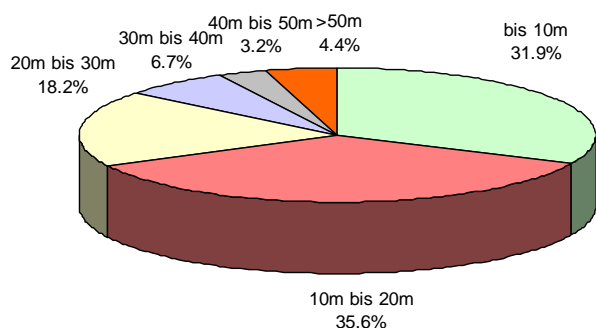
Abbildung 29: Kosten pro m^2 Brückenfläche in Abhängigkeit von der Brückenauslastung infolge Verkehrslasten und Eigengewicht

Die Gesamtkosten werden jeweils als Differenz zwischen den bei einem Verkehr mit 60t- LKW „road-train“ entstehenden Kosten und denen infolge des gemessenen Verkehrs (Ist-Zustand) berechnet.

Einfeldträger:

Für einfeldrige Brückenkonstruktionen, deren Spannweite 50 m nicht übersteigt und die nach DIN 1072 für BK 60/30 oder BK 60 bemessen wurden, wäre die Tragfähigkeit auch bei Einsatz von 60-t LKW noch ausreichend. Deswegen entstehen bei der Zulassung des 60t- LKW „road-train“ keine zusätzlichen Kosten für die Verstärkung der Überbauten (Abbildungen 30, 31).

Bundesautobahn: EFT BK60 (Fläche)



Bundesstraße: EFT BK60 (Fläche)

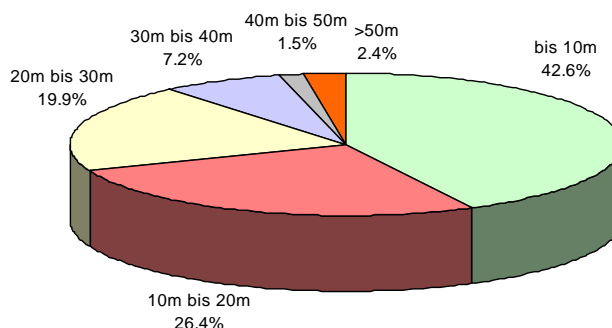
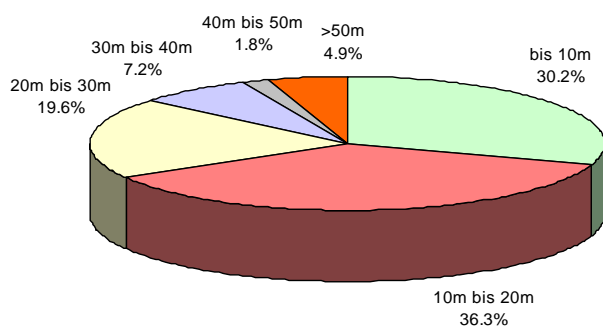


Abbildung 30: Einfeldträger BK 60 nach Stützweite

Bundesautobahn: EFT BK60/30 (Fläche)



Bundesstraße: EFT BK60/30 (Fläche)

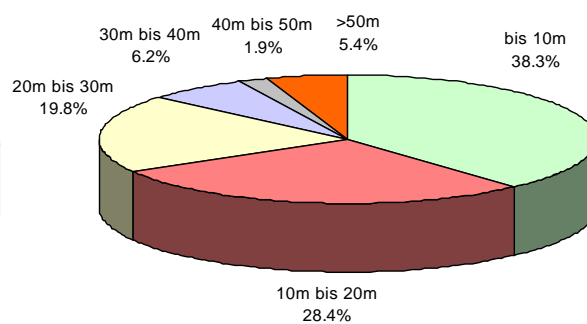


Abbildung 31: Einfeldträger BK 60/30 nach Stützweite

Durchlaufträger:

Anhand der durch die Simulationen ermittelten Auslastungen (Abbildung 32) ergaben sich für BK60 und BK 60/30 in Abhängigkeit von der maximalen Stützweite und der Überbautypen (nach Bauweise) verschiedene Funktionen zur Kostenberechnung. Die Parameter dieser Funktionen sind im Anhang B nachzulesen. Die Kostenschätzung erfolgte danach unter Beachtung des Brückenbestandes (Abbildung 33,34).

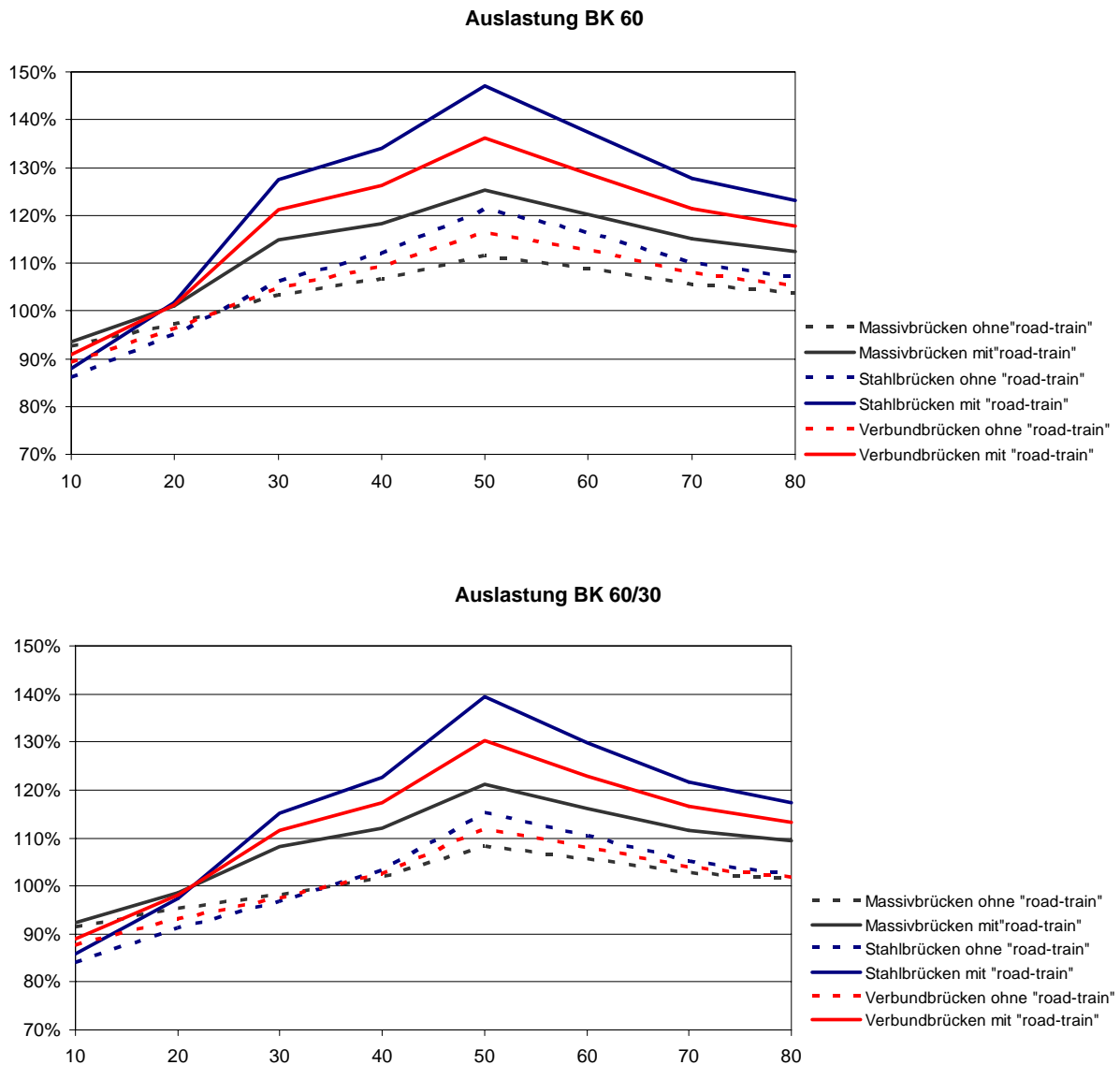


Abbildung 32: Ermittelte Auslastungen für unterschiedliche Stützweiten und Überbautypen (Durchlaufträger BK 60 und BK 60/30)

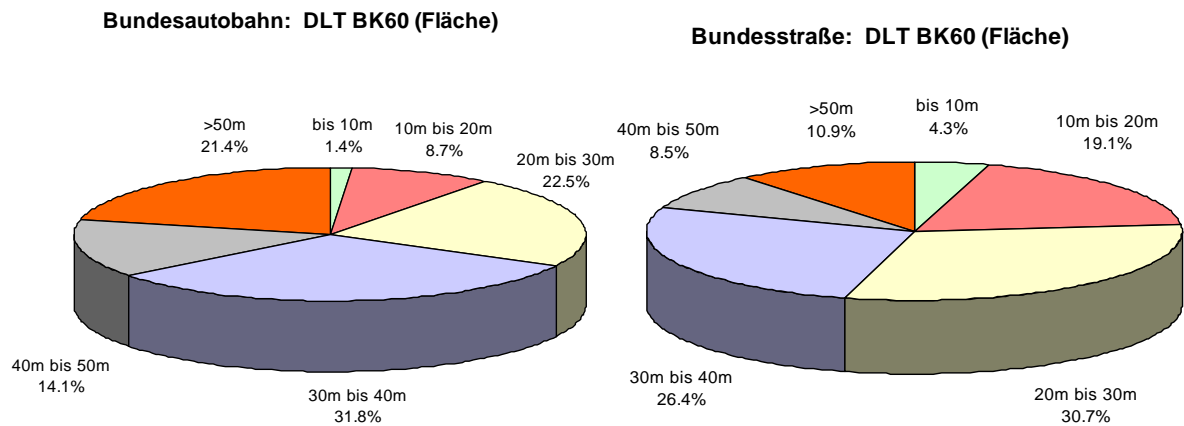


Abbildung 33: Durchlaufträger BK 60 nach Stützweite

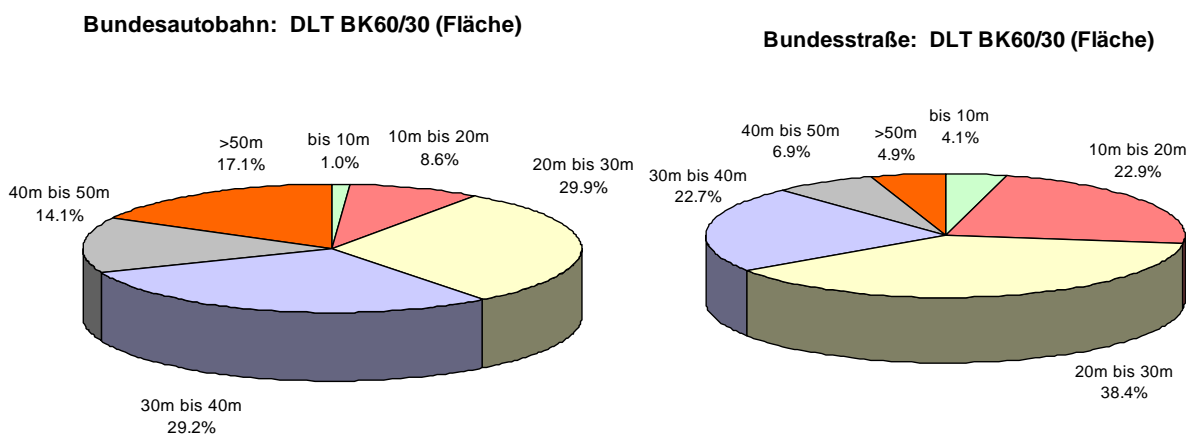


Abbildung 34: Durchlaufträger BK 60/30 nach Stützweite

Bei einer Zulassung von 60t-LKW liefern alle drei gewählten Kostenansätze für den Ertüchtigungsaufwand sehr ähnliche Ergebnisse, d. h. der Finanzbedarf ist nahezu unabhängig von den drei denkbaren zugrunde gelegten Kosten.

Zusammenfassend kann aufgrund der Grobkostenschätzungen die folgende Aussage getroffen werden:

Bei einer Zulassung von 60t-LKW „road-train“ Typ1 oder Typ2 sollte mit ca. 8 Milliarden € (bezogen auf die Bundesautobahnen) zur Ertüchtigung der Brückennetzes gerechnet werden. Dabei sind einerseits Einflüsse aus dem nicht berücksichtigten Temperaturzwang (für die Bauwerke bis 1981) sowie einer wahrscheinlichen weiteren Verkehrslastzunahme nicht enthalten. Auch genehmigungspflichtiger Schwerverkehr wurde nicht berücksichtigt. Andererseits wurde bei den Simulationen von einer stark befahrenen Strecke mit überwiegendem Fernverkehr ausgegangen und zusätzlich ein sehr hoher Stauanteil zugrunde gelegt, was eine ungünstige Annahme darstellt.

Weiterhin würde sich bei zusätzlicher Berücksichtigung der Bundesstraßen, unter der Annahme des gleichen Schwerverkehrs wie auf der BAB, ein Finanzbedarf von ca. 3 Milliarden € ergeben. Für eine detailliertere Betrachtung dieser Bauwerke wären ergänzende – evtl. objektbezogene - Untersuchungen mit den entsprechenden Lastkollektiven notwendig.

Für den Ersatz von Überbauten, die für BK30, BK45, BK30/30 bemessen worden sind, von Tragwerken mit Standsicherheitsbeeinträchtigungen sowie für die Ertüchtigung von Brücken der BK60 und BK60/30, die eine hohe Auslastung infolge der vorhandenen Schwerverkehrsbelastung aufweisen, sind für die BAB zwischen 3 und 5 Milliarden € und für Bundesstraßen ca. 2 Milliarden € anzusetzen. Dabei ergibt sich für den vorhandenen Verkehr eine größere Streuung der notwendigen Kosten für die Ertüchtigung des bestehenden Brückennetzes. Der Grund dafür sind die unterschiedlichen „Eingreifzeitpunkte“ der in den Berechnungen verwendeten Kostenansätze.

Literatur

- [1] DIN 1072: Straßen- u. Wegbrücken; Lastannahmen; Beuth Verlag Berlin 1985
- [2] Geißler, K.: REB: Rechenprogramm zur Restnutzungsdaueranalyse von Bahn- und Straßenbrücken, modifizierte Version mit Berücksichtigung der Extremwert-Auswertung
- [3] Kaschner, R.: Aufbereitete Daten über die Verkehrszusammensetzung der BAB 61 bei Bliesheim, unveröffentlichter Bericht der BAST
- [4] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke; Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln; Beuth Verlag; Berlin; 2001
- [5] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen; 2. Auflage, Springer Verlag; Wien; 1992

Teil 4:

Auswirkung der Zulassung von 60t-Lkw auf Brückenbauwerke im Zuge der Bundesfernstraßen

Nachtrag

Untersuchung von „worst-case“-Szenarien

Karsten Geißler

Technische Universität Berlin
Institut für Bauingenieurwesen

Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.409/2004/SRB

1. Zielstellung der Untersuchungen

Im Rahmen dieses Nachtrags wird weiterführend untersucht, welche Auswirkungen die Zulassung von 60t-LKW auf die Tragfähigkeit verschiedener Brückensysteme unter Ansatz von Grenzwerten für die wesentlichen Parameter hat.

Hierzu wurden 5 sogenannte „worst- case“ - Szenarien definiert. Die Auswertung soll unter Verwendung statistischer Verkehrsdaten des Straßenverkehrs im Hinblick auf die extremalen Beanspruchungen erfolgen. Dabei werden mit Hilfe von Simulationsberechnungen Angaben zur Beanspruchung der Brückenbauwerke in ausgewählten Schnitten erarbeitet. Die Berechnungen wurden wiederum für verschiedene typische Brückensysteme unter Berücksichtigung von Schwerfahrzeugen im Verkehrsstrom durchgeführt. Um die Auswirkung der „worst- case“- Szenarien zu beurteilen, werden die gewonnenen Ergebnisse denen gemäß Bericht vom 20.03.2007 vergleichend gegenübergestellt.

2. Vorgehensweise

Nachstehend wird nochmals kurz die Vorgehensweise dargestellt, mit der die Auswirkungen der Zulassung von 60t-LKW unter Beachtung der „worst- case“- Szenarien ermittelt wurden.

In einem ersten Schritt wurde für verschiedene typische Brückensysteme die Simulation der Belastung mit Hilfe des für das Vorhaben modifizierten Computersimulationsprogramms REB [1] (Programm zur Simulation von Verkehrsströmen einschl. Rainflow-Auswertung der Beanspruchungs-Zeit-Verläufe) durchgeführt. Dabei wurde ein Verkehrsstrom erzeugt, der anteilig 60t-Schwerfahrzeuge enthält.

Grundlage der Simulationen waren dabei unter anderem Daten aus Verkehrszählungen der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) aus den Monaten August bis Dezember 2004 [2]. Die Messstelle befand sich auf der Bundesautobahn BAB A61 bei Bliesheim. Durch den hohen Rechenaufwand wurde die Simulation des Verkehrsstromes für die Vielzahl der Berechnungen jeweils auf den Zeitraum eines Tages beschränkt, d.h. es wurden jeweils 10.000 Fahrzeuge simuliert. Simulationsberechnungen mit größeren Fahrzeuganzahlen wurden nur punktuell durchgeführt.

Als Ergebnis der Simulationen wurden die Häufigkeiten des Auftretens von extremen Beanspruchungen, die auch die Auswirkungen der 60t-LKW beinhalten, an den betrachteten Schnittstellen ermittelt. Diese wurden mittels Extremwertverteilungsfunktionen ausgewertet. Danach erfolgte eine mathematische Extrapolation der extremalen Schnittgrößen auf einen Zeitraum von einem Jahr. Diese Jahresextremwerte wurden für 250 Verkehrstage pro Jahr ermittelt. Es wurden bei dieser Auswertung immer zwei verschiedene Fälle betrachtet: Schwerverkehr nur in der Hauptspur und Schwerverkehr gleichzeitig in der Haupt- und Nebenspur. Anschließend wurden aus diesen Jahresextremwertverteilungen die charakteristischen Schnittgrößen als 98%-Fraktilewerte ermittelt.

Im Rahmen dieser Untersuchung wurden möglicherweise maßgebende Eingabeparameter variiert, wodurch sich 5 verschiedene „worst- case“- Szenarien ergaben. Um einen Vergleich mit den bisherigen Untersuchungen zu ermöglichen, wurde immer nur ein Parameter geändert und die anderen wie bisher festgelegt belassen. Auf die unterschiedlichen Szenarien und deren Parameter wird in Kapitel 4 näher eingegangen.

3. Eingabeparameter für die Simulationen

Mit dem Computersimulationsprogramm [1] wurden durch Überfahrt von quasi unendlichen Fahrzeugströmen Beanspruchungs-Zeit-Verläufe erzeugt und die Extremwerte statistisch ausgewertet. Dabei wurden die Fahrzeuggewichte und die Fahrzeugabstände anhand der Messdaten mit probabilistischen Gesetzmäßigkeiten beschrieben. Pro Tag wurden 10.000 LKW berücksichtigt, wobei die Simulationen nur für den Verkehr in der Hauptspur durchgeführt wurden. Für die Berechnung der Beanspruchungen eines Hauptträgers wurde zunächst ein Querverteilungsfaktor von 1,0 angesetzt. Später erfolgte eine Korrektur der Simulationsmomente mittels der in den Vorbemessungen der Brücken ermittelten Querverteilungsfaktoren. Die Beanspruchungen aus dem gleichzeitigen Verkehr in der Neben- und Hauptspur wurde analytisch auf der Basis der Simulationen für die Hauptspur ermittelt.

3.1. Untersuchte statische Systeme

Als Ergebnis der vorangegangenen Untersuchungen waren die Zweifeldträger ab Stützweiten von 20 m im Bereich der Stützmomente maßgeblich zu betrachten.

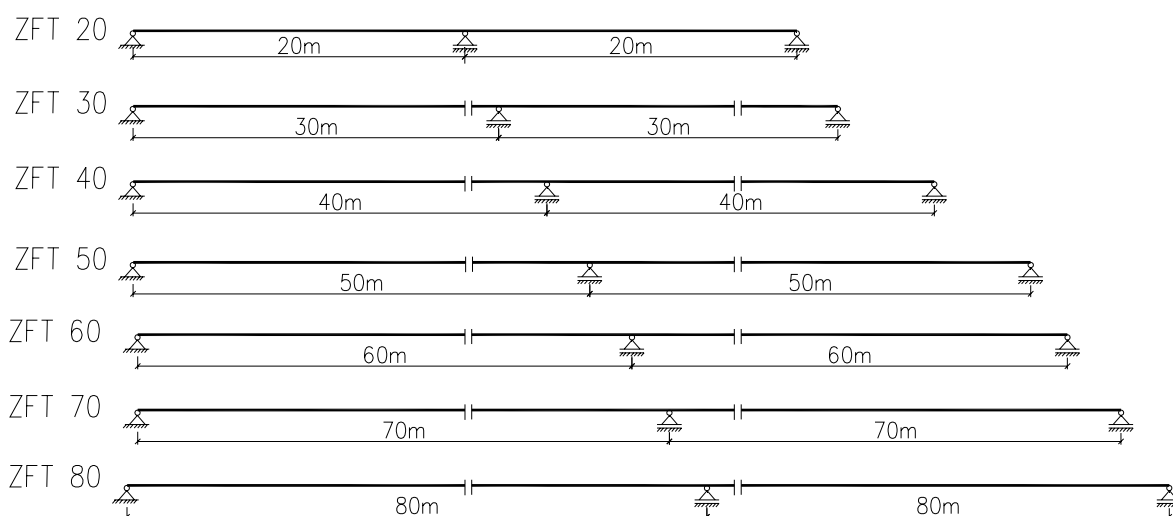


Abbildung 1: Untersuchte statische Systeme

Für den Brückenquerschnitt wurde ein 2-stegiger Plattenbalken mit einem zweispurigen Überbau und den in Tabelle 1 aufgelisteten Querverteilungsfaktoren und Widerstandsmomenten betrachtet.

Die unterschiedlichen Widerstandsmomente benötigt man nur zur Spannungsrechnung. Dabei ist die absolute Größe der gewählten Werte für diese Untersuchungen quasi unbedeutend, da lediglich ein Vergleich von Schnittgrößen stattfindet. Dennoch sollen die definierten Widerstandsmomente eine sinnvolle Auslastung des Systems bedingen.

Brückensystem	Querverteilungswerte	Widerstandsmoment
ZFT 20m	$\eta_1=0,75, \eta_2=0,25$	10 000 cm ³
ZFT 30m	$\eta_1=0,70, \eta_2=0,30$	18 000 cm ³
ZFT 40m	$\eta_1=0,70, \eta_2=0,30$	27 000 cm ³
ZFT 50m	$\eta_1=0,65, \eta_2=0,35$	35 000 cm ³
ZFT 60m	$\eta_1=0,60, \eta_2=0,40$	45 000 cm ³
ZFT 70m	$\eta_1=0,60, \eta_2=0,40$	60 000 cm ³
ZFT 80m	$\eta_1=0,55, \eta_2=0,45$	80 000 cm ³

Tabelle 1: definierte Querverteilungsfaktoren und Widerstandsmomente

3.2. Zusammensetzung des Fahrzeugstromes

Die Auswertung der Daten aus den Verkehrszählungen der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) diente als Grundlage für die Simulationen und wurde in das vorhandene Computersimulationsprogramm eingearbeitet. Dabei fand eine Reduzierung der auftretenden Fahrzeuge auf die am häufigsten vorkommenden Lkw- Typen statt. Die Simulation wurde mit den LKW-Typen 8, 33, 41, 97 und 98 durchgeführt.

3.2.1. Parameter der einzelnen Fahrzeugtypen

Die Gesamtgewichte und die Wahrscheinlichkeit des Auftretens einzelner Fahrzeugtypen wurden in die Zusammensetzung des Fahrzeugstromes integriert (Tabelle 2). Die statistische Verteilung der Gesamtgewichte einzelner Fahrzeuge wurde dabei durch eine Normalverteilung mit einem Erwartungswert μ_i , einer Standardabweichung σ_i abgebildet.

Es wurde bzgl. des Schwingbeiwertes zunächst wie folgt unterschieden:

$$\Phi_{\text{fließender Verkehr}} = 1.1$$

$$\Phi_{\text{Stau}} = 1.0 \text{ (d.h. kein Schwingbeiwert)}$$




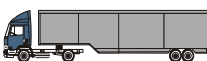
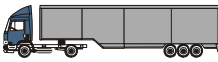
FZ_TYP		Größen	Gesamtgewicht [t]	F(x)
8a leicht		μ_1	5.96	5%
		σ_1	1.46	
8b schwer		μ_2	9.17	6%
		σ_2	4.40	
33a leicht		μ_1	19.03	1%
		σ_1	2.32	
33b schwer		μ_2	20.84	4%
		σ_2	7.39	
41a leicht		μ_1	27.68	12%
		σ_1	5.95	
41b schwer		μ_2	41.45	5%
		σ_2	3.25	
97a leicht		μ_1	15.67	3%
		σ_1	1.88	
97b schwer		μ_2	21.14	5%
		σ_2	5.28	
98a leicht		μ_1	25.96	37%
		σ_1	9.20	
98b schwer		μ_2	40.53	22%
		σ_2	2.48	

Tabelle 2: In das Computersimulationsprogramm integrierte Parameter (Gesamtgewicht und Häufigkeitsverteilung der einzelnen Fahrzeugtypen)

Weiterhin wurden die zur Verfügung gestellten Daten für die Abstände der Achsen innerhalb der einzelnen Fahrzeuge (für fließenden Verkehr) sowie die Verteilung des Gesamtgewichtes auf die einzelnen Achsen verwendet. Dies gilt auch für den Fahrzeugabstand bei Stau, der mit 5 m festgelegt wurde (vordere Achse des hinteren LKW zur hinteren Achse des vorderen LKW).

3.2.2. Stauwahrscheinlichkeit

Die Art des Verkehrsflusses hat einen bedeutenden Einfluss auf die extremalen Schnittgrößen der Straßenbrücken. Dementsprechend erfolgten vergleichende Simulationen für die Verkehrszustände „Verkehr mit höherem Stauanteil“ und „reiner fließender Verkehr“.

Zur Beschreibung der Stauwahrscheinlichkeit in dem Computersimulationsprogramm wurden als Eingangsgrößen zwei Parameter definiert:

- $P_{\text{Stau}} [0;1]$ - Wahrscheinlichkeit, dass einem Stauabstand wieder ein Stauabstand folgt
 $P_{\text{Flv}} [0;1]$ - Wahrscheinlichkeit, dass einem logarithmisch normalverteilten Abstand wieder ein logarithmisch normalverteilter Abstand folgt

Durch diese Parameter wird über die Erzeugung gleichverteilter Zufallszahlen zwischen 0 und 1 beim jedem neuen Fahrzeug vergleichsweise einfach geprüft, ob die Bedingungen für das „Umschalten“ in den jeweiligen anderen Verkehrszustand erfüllt sind.

3.2.3. Schwerfahrzeuge

Die gemessenen Daten auf der BAB 61 sowie die darauf aufbauende mathematische Aufbereitung enthalten zunächst keine 60t-LKW. Deswegen wurden mögliche Schwerfahrzeugtypen mit deren Abmessungen und Achslasten zusätzlich in das Computersimulationsprogramm eingearbeitet.

Im Rahmen dieser nachträglichen Untersuchung sollte nur noch die Auswirkung durch den Schwerfahrzeugtyp 1 (s. Abb. 2) untersucht werden.

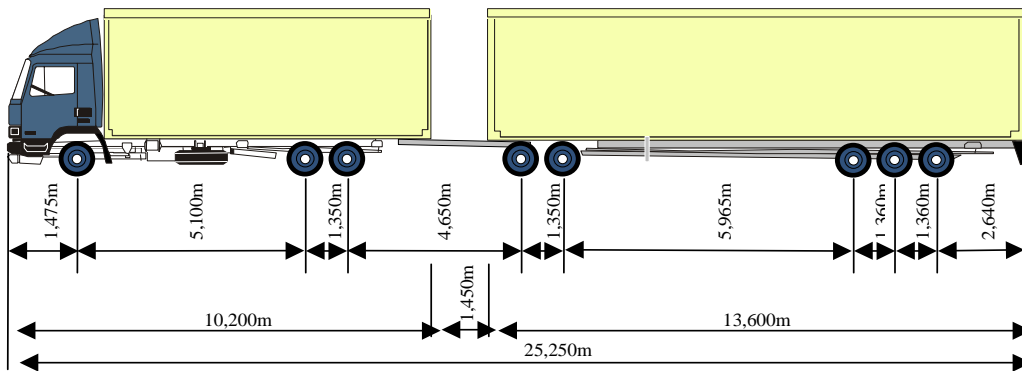


Abbildung 2: Schwerfahrzeug „road-train“ 60t - Typ 1

Da auch bei diesem Fahrzeug das tatsächliche Gesamtgewicht kein fester Wert sein kann, wurde das Gewicht, analog zu den bisherigen LKW-Typen, mittels einer Normalverteilungsfunktion (allerdings mit relativ geringer Streuung) beschrieben. Die Parameter dieser Funktionen sind Tabelle 3 zu entnehmen.

FZ_TYP	Verteilung des Gesamtgewichts [t]	
	Typ 1	μ
	σ	3.62

Tabelle 3: Normalverteilung des Gesamtgewichts für den Schwerfahrzeugtyp 1

Die bisherigen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Auswirkungen der Schwerfahrzeuge für einen Gesamtanteil von 40% als maßgebend betrachtet werden können.

Grundlegender Gedanke bei der Berücksichtigung der Auswirkungen auf den Fahrzeugstrom war, dass eine Zulassung des Schwerfahrzeuges zunächst keine Erhöhung des Gesamtaufkommens verursacht (um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten). Es wurde dabei angenommen, dass eine reine Verlagerung der Transportmasse vom 40t-LKW, Typ 98 (als dem häufigsten Fahrzeug), auf den neuen Schwerfahrzeugtyp stattfindet.

Unter dieser Voraussetzung der Verlagerung ersetzt ein 60t-LKW Typ 1 näherungsweise 1,5 LKW des Typs 98, da das Gesamtgewicht des neuen LKW sich um den Faktor 1,5 bezogen auf den LKW Typ 98 erhöht. Das bedeutet, dass sich bei gleich bleibender Transportmasse die Anzahl der LKW pro Tag entsprechend verringert. Deswegen war eine Korrektur der Anzahl der Überfahrten innerhalb der Simulation von 10.000 Fahrzeugen auf eine neue LKW-Anzahl bei gleicher Transportmasse notwendig. Pro 60t-LKW entfallen somit 1,5 LKW vom Typ 98.

3.2.4. Berücksichtigung von Verkehr in der Nebenspur

Die bisherige Vorgehensweise zur rechnerischen Berücksichtigung des Verkehrs in der Nebenspur wurde beibehalten.

4. Szenarien 1 – 5 (Variation der Parameter)

Für die 5 unterschiedlichen untersuchten Szenarien wurde immer nur jeweils 1 Parameter geändert. Dadurch konnte eine Vergleichbarkeit mit den vorangegangenen Simulationen erreicht werden. Im Folgenden werden die einzelnen Szenarien und deren Parametervariation näher erläutert.

4.1. Szenarium 1 „Höheres Transportvolumen“

Ursprünglich wurde ein Transportvolumen von 10.000 LKW/Tag berücksichtigt. In „worst- case“- Szenarium 1 soll eine Steigerung des Volumens auf 15.000 LKW/Tag untersucht werden. Da alle anderen Parameter unverändert blieben, konnten die bereits existierenden Simulationsergebnisse genutzt werden. Die Extrapolation der Werte erfolgte nur durch Umrechnung der Verteilungsfunktion mit dem Faktor 1,5, s. beispielhaft Abbildung 3.

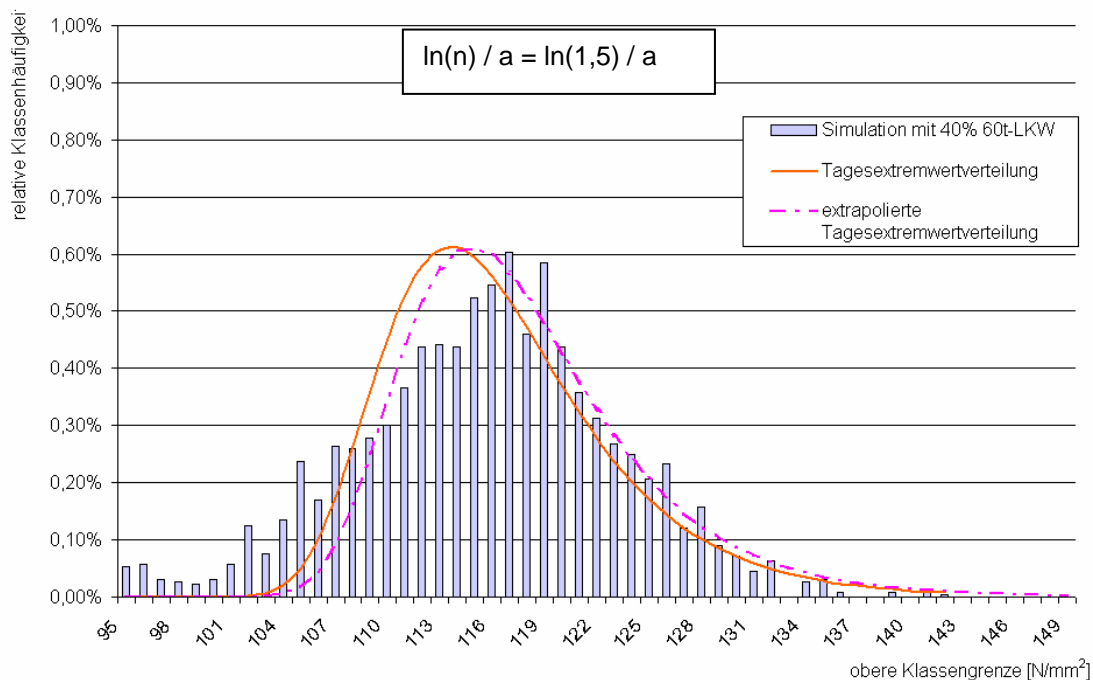


Abbildung 3: Extrapolation der Dichtefunktion $f(x)$ von 10.000 LKW/Tag auf 15.000 LKW/Tag

4.2. Szenarium 2 „Höhere Schwingbeiwerte“

Der im Abschnitt 3.2. erwähnte Schwingbeiwert für fließenden Verkehr wurde hier für die Stützweiten 20/ 20 m , 30/ 30 m und 40/ 40 m auf folgende Werte erhöht:

$\Phi = 1,3$ für die Stützweiten 20/ 20 m, 30/ 30 m,

$\Phi = 1,2$ für die Stützweiten 40/ 40 m.

Damit wurden für diese Stützweiten neue Simulationsberechnungen notwendig.

4.3. Szenarium 3 „Variation der Stauwahrscheinlichkeit“

Es wurden ergänzend 3 neue Grenzfälle für die Stauanteile festgelegt. Während bisher die Kombination $p_{\text{Stau}} = 0,20$ und $p_{\text{FlV}} = 0,80$ (als typischer „Lkw- Pulk- bzw. Clusterverkehr“) betrachtet wurde, werden nun folgende Wahrscheinlichkeiten untersucht:

$p_{\text{Stau}} = 0,9$ (d.h. im Mittel löst sich der Stau nach jedem 10. Fahrzeug auf)
 $p_{\text{Stau}} = 0,99$ (nach jedem 100. Fahrzeug löst sich der Stau im Mittel auf)
 $p_{\text{Stau}} = 0,999$ (nach jedem 1000. Fahrzeug löst sich der Stau im Mittel auf)

Dabei wird für die 3 Varianten die Wahrscheinlichkeit für das „Eintreten von Stau“ mit $p_{\text{FlV}} = 0,9995$ konstant gehalten, d.h. es treten bei 10.000 Fahrzeugen immer 5 Staus pro Tag auf.

Damit wurden neue Simulationsberechnungen notwendig, wobei alle anderen Parameter unverändert bleiben.

Da die diese Auswertung über den maximalen Tageswert durchgeführt wurde, war es notwendig die Widerstandsmomente zu erhöhen (um ein „Einsortieren der wenigen großen Werte in die oberste Klasse von 200 N/mm^2 zu vermeiden). In Tabelle 4 sind die den Berechnungen zugrunde gelegten Widerstandsmomente aufgelistet.

Brückensystem	Widerstandsmoment
ZFT 20 m	10.000 cm ³
ZFT 30 m	18.000 cm ³
ZFT 40 m	35.000 cm ³
ZFT 50 m	50.000 cm ³
ZFT 60 m	70.000 cm ³
ZFT 70 m	100.000 cm ³
ZFT 80 m	120.000 cm ³

Tabelle 4: Widerstandsmomente für Berechnungen nach Szenarium 3

4.4. Szenarium 4 „Höherer Lkw- Anteil in der Nebenspur“

Ursprünglich wurden 1.500 LKW/ Tag in der Nebenspur berücksichtigt. Die Auswirkungen einer Erhöhung sollen hier berücksichtigt werden. Die Lkw- Anzahl wurde mit 3.000 LKW/Tag festgelegt. Alle anderen Parameter blieben unverändert, daher konnten die bereits existierenden Simulationsergebnisse genutzt werden. Zur Ermittlung

der Beanspruchung der Nebenspur wurden die Werte der Hauptspur verwendet und die Umrechnung der Tagesextremwertverteilung folgendermaßen durchgeführt:

$$\text{ersetze } u \text{ durch } u - \frac{\ln(n)}{a}, \quad n = 3,3$$

(In der Nebenspur befindet sich der 3,3-te Teil des Verkehrs aus der Hauptspur. Die Extrapolation der Werte erfolgte durch Umrechnung der Verteilungsfunktion mit dem Faktor 3,3, siehe Abbildung 4).

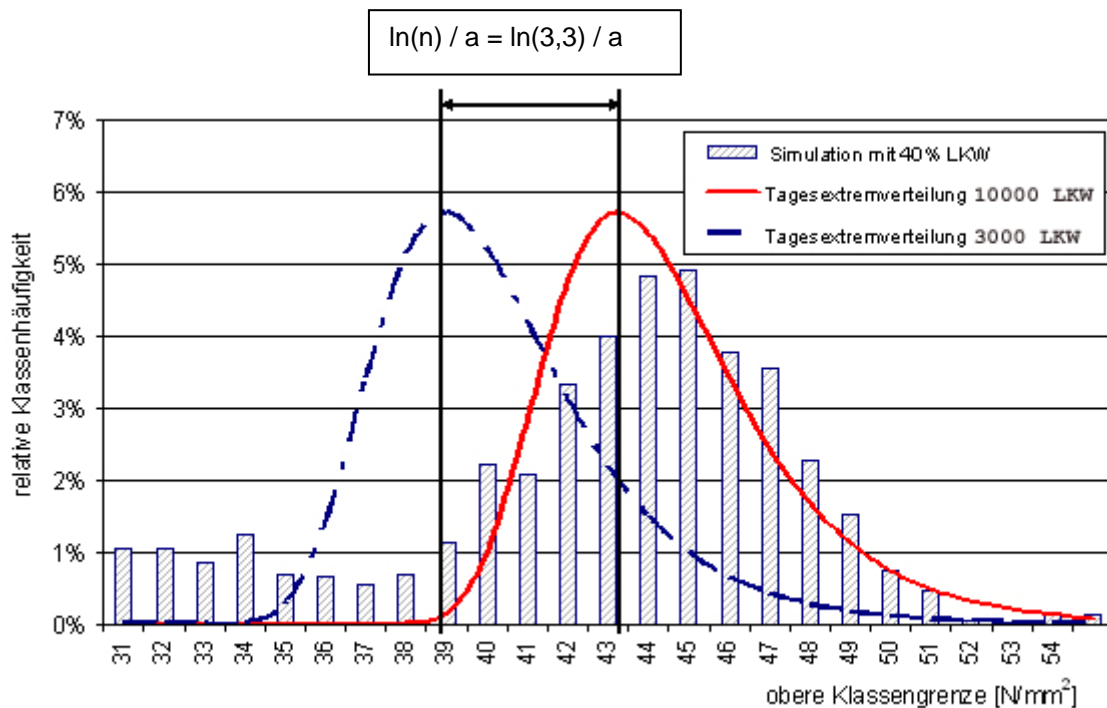


Abbildung 4: Extrapolation der Dichtefunktion $f(x)$ von 10.000 LKW/Tag auf 3.000 LKW/Tag

4.5. Szenarium 5 „Einfluss von Sonderfahrzeugen (genehmigungspflichtiger Schwerverkehr)“

Damit wurde der Einfluss der bisher noch nicht untersuchten Belastung durch den genehmigungspflichtigen Schwerverkehr im normalen Verkehrsstrom berücksichtigt. Anlass dazu gab der Aspekt, dass bereits jetzt schon in einigen Bundesländern Autokrane mit einem Gesamtgewicht von 72 t eine flächendeckende Dauergenehmigung besitzen. Des Weiteren haben Messungen gezeigt, dass diese Autokrane ihren Grundballast von 12,5 t nicht separat sondern teilweise auf dem Fahrzeug transportieren.

Die für die – jeweils separaten - Simulationsberechnungen gewählten Autokrane mit 72 t und 85 t- Gesamtgewicht sollen den genehmigungspflichtigen Schwerverkehr mit Gesamtgewichten zwischen 60t und 90t repräsentieren. Darauf bezieht sich auch die Anzahl der gemessenen Fahrzeuge, die zur Festlegung des oberen Grenzwertes für die Anzahl der Autokrane von 100 Fahrzeugen pro Tag dienen [3].

5. Ergebnisse der Simulation

Im Folgenden werden zunächst ausgewählte Ergebnisse der „worst-case“- Szenarien 2, 3 und 5 im Vergleich zu den bisherigen Ergebnissen grafisch dargestellt. Auf eine Ergebnisdarstellung der Szenarien 1 und 4 wird an dieser Stelle verzichtet, da es sich hier lediglich um die erläuterten Hochrechnungen auf der Basis der gleichen Tagesextremwertverteilungen handelt.

Weiterhin werden in Tab. 7 die Ergebnisse für „Langzeitsimulationen“ mit 2,5 Mio Lkw vergleichend dargestellt.

5.1. Ergebnisse Szenarium 2 „Höherer Schwingbeiwert“

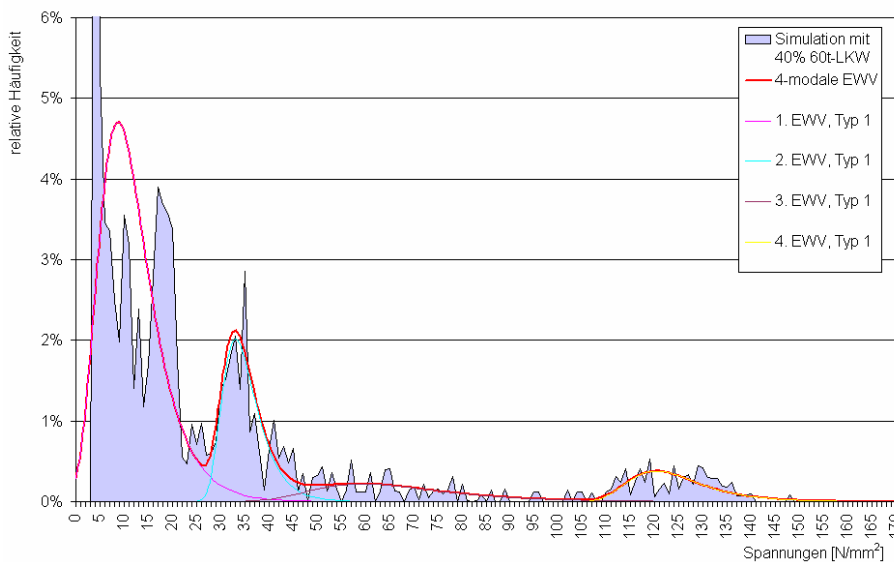


Abbildung 6: ZFT 20m, Verkehrszustand Fließender Verkehr, $\varphi_{FIV} = 1,3$

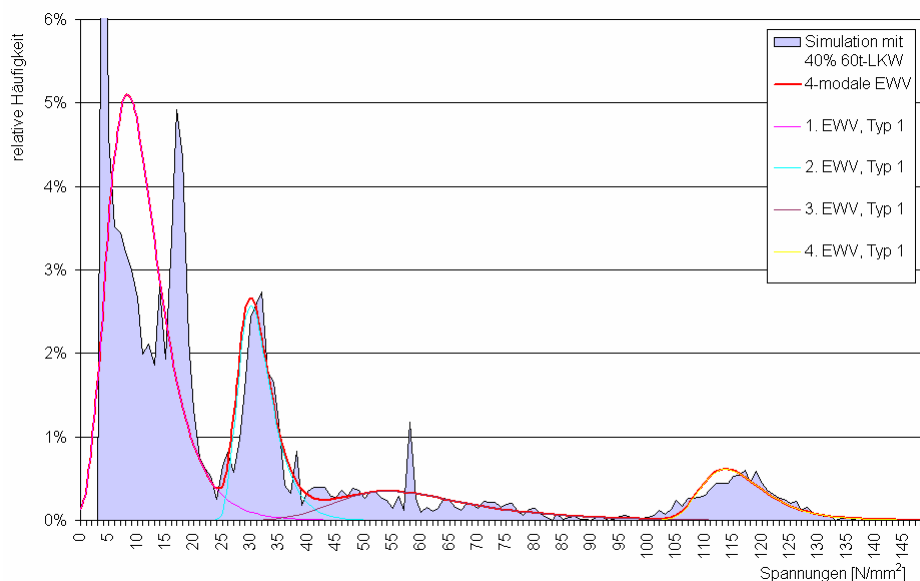


Abbildung 7: ZFT 20m, Verkehrszustand Fließender Verkehr, ursprünglicher Schwingbeiwert $\varphi_{FIV} = 1,1$

5.2. Ergebnisse Szenarium 3 „Variation der Stauwahrscheinlichkeit“ $p_s=0,9$

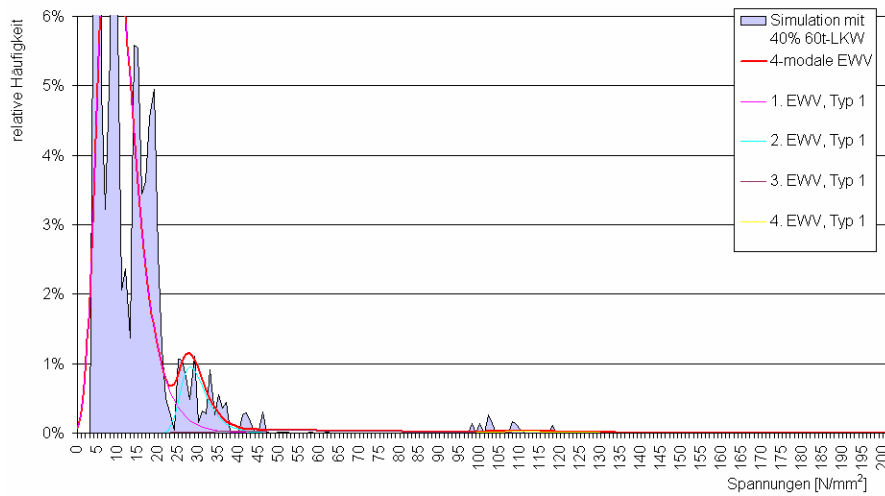


Abbildung 8: ZFT 20m, $p_s=0,90$

$p_s=0,99$

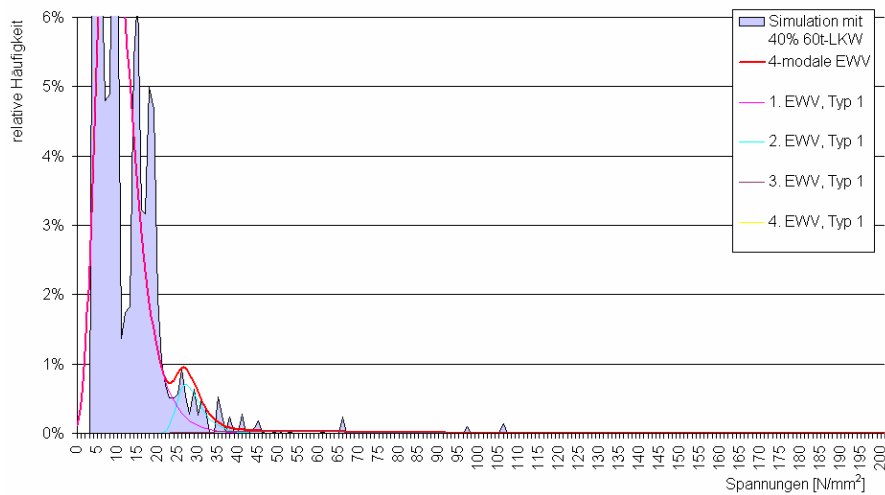


Abbildung 9: ZFT 20m, $p_s=0,990$

$p_s=0,999$

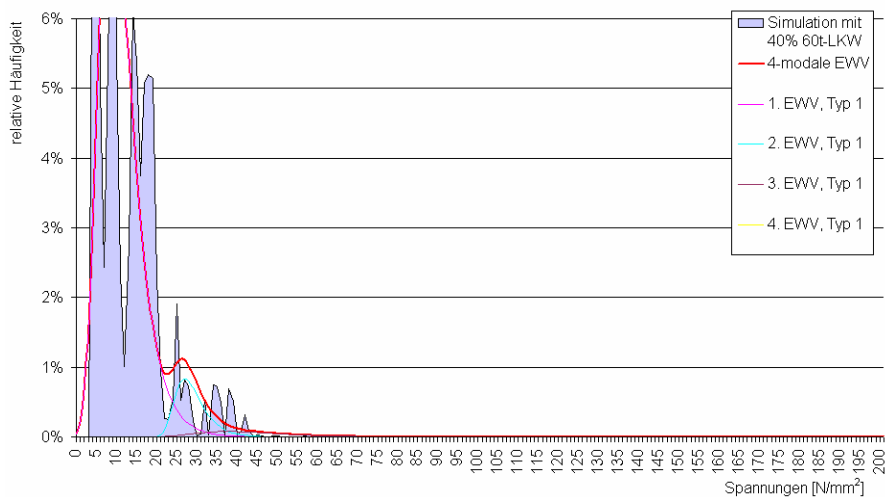


Abbildung 10: ZFT 20m, $p_s=0,9990$

20m Langzeitsimulation

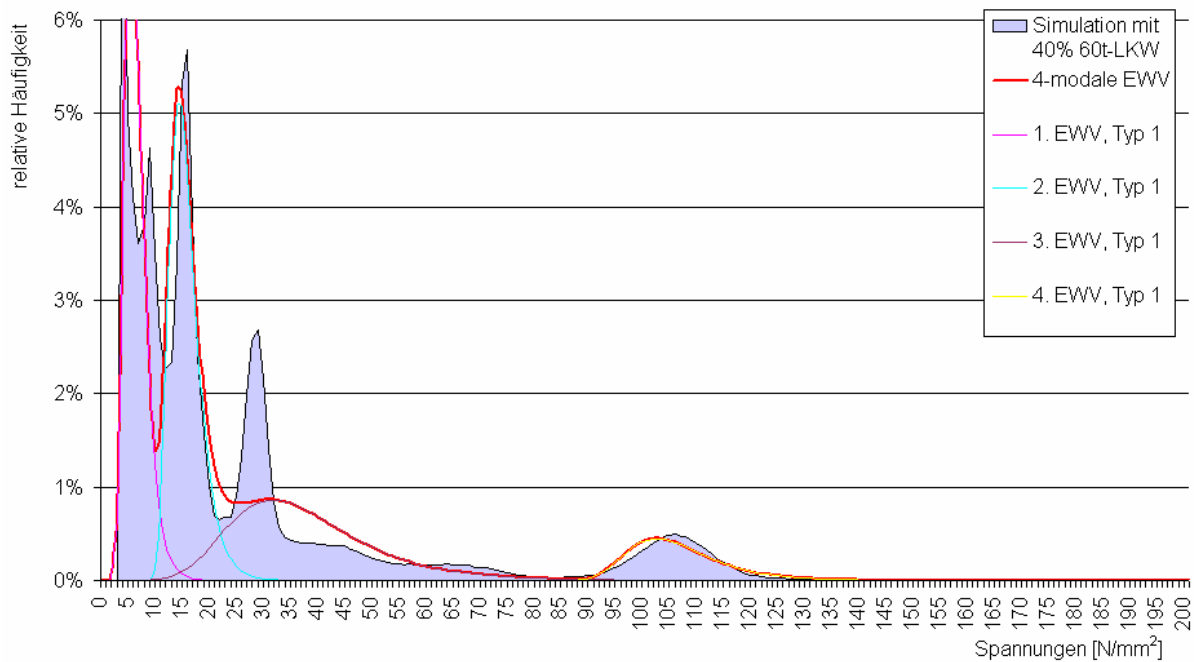


Abbildung 11: ZFT 20m, Langzeitsimulation 250 Tage, Stau: ursprüngliche Stauwahrscheinlichkeit $p_s=0,20 / p_{FLV}=0,80$

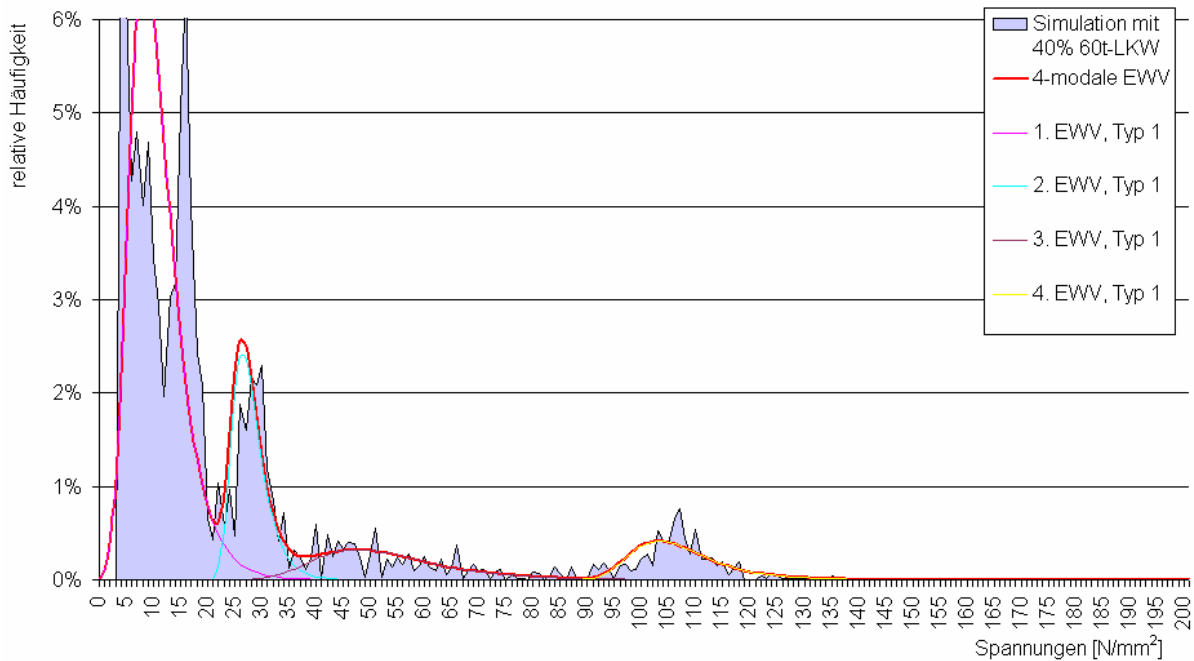
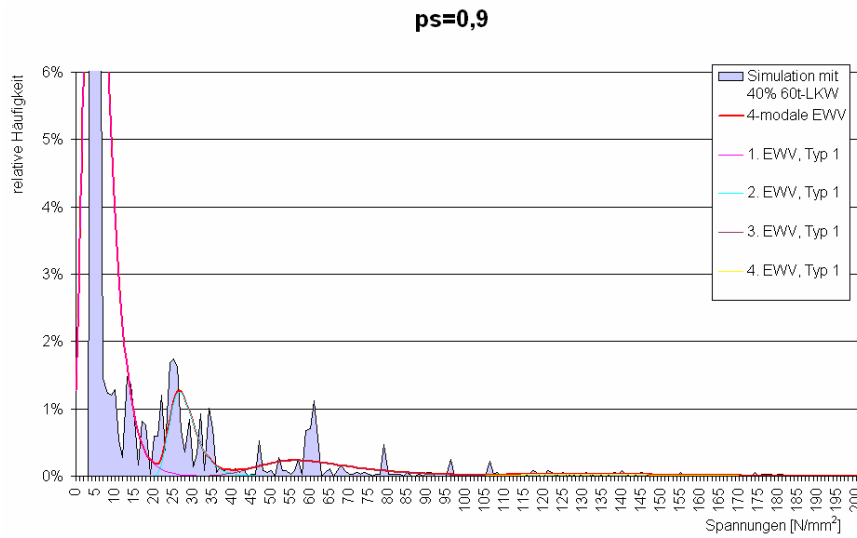
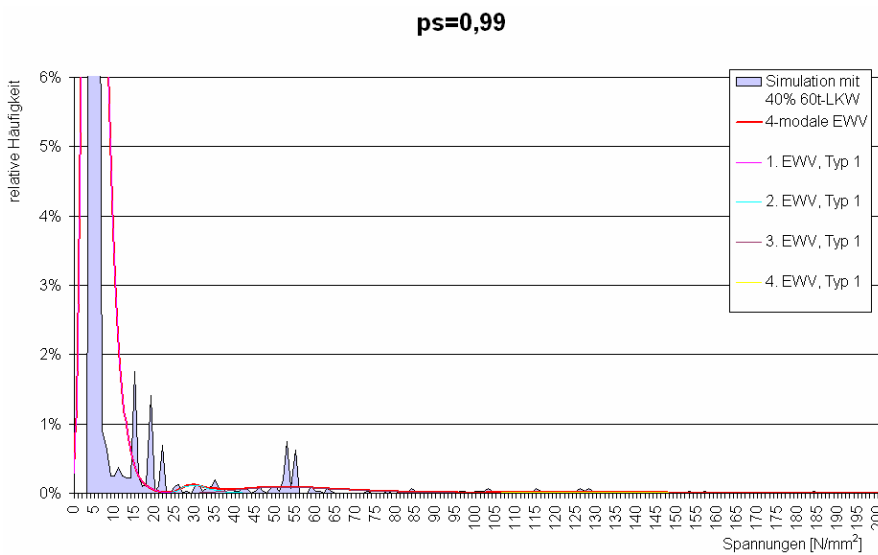
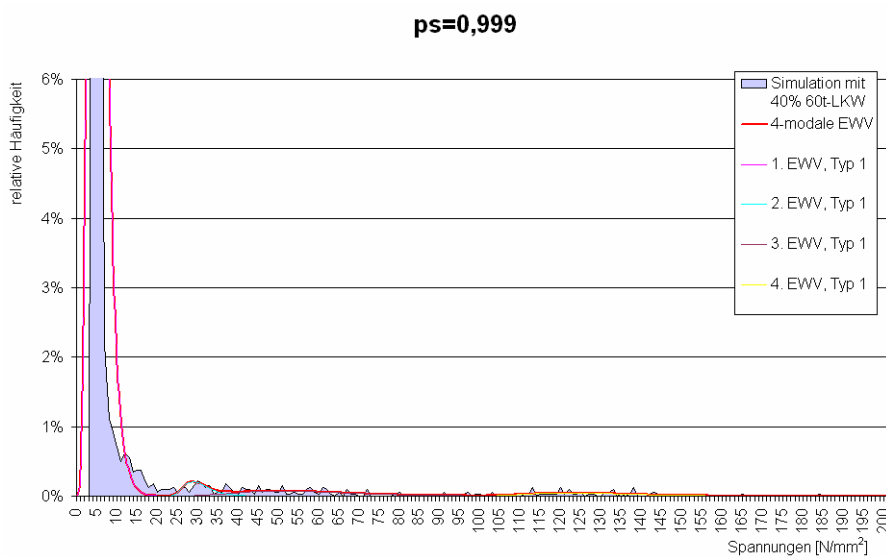


Abbildung 12: ZFT 20m, Stau: ursprüngliche Stauwahrscheinlichkeit $p_s=0,20 / p_{FLV}=0,80$

Abbildung 13: ZFT 50m, $p_s=0,90$ Abbildung 14: ZFT 50m, $p_s=0,990$ Abbildung 15: ZFT 50m, $p_s=0,9990$

50m Langzeitsimulation

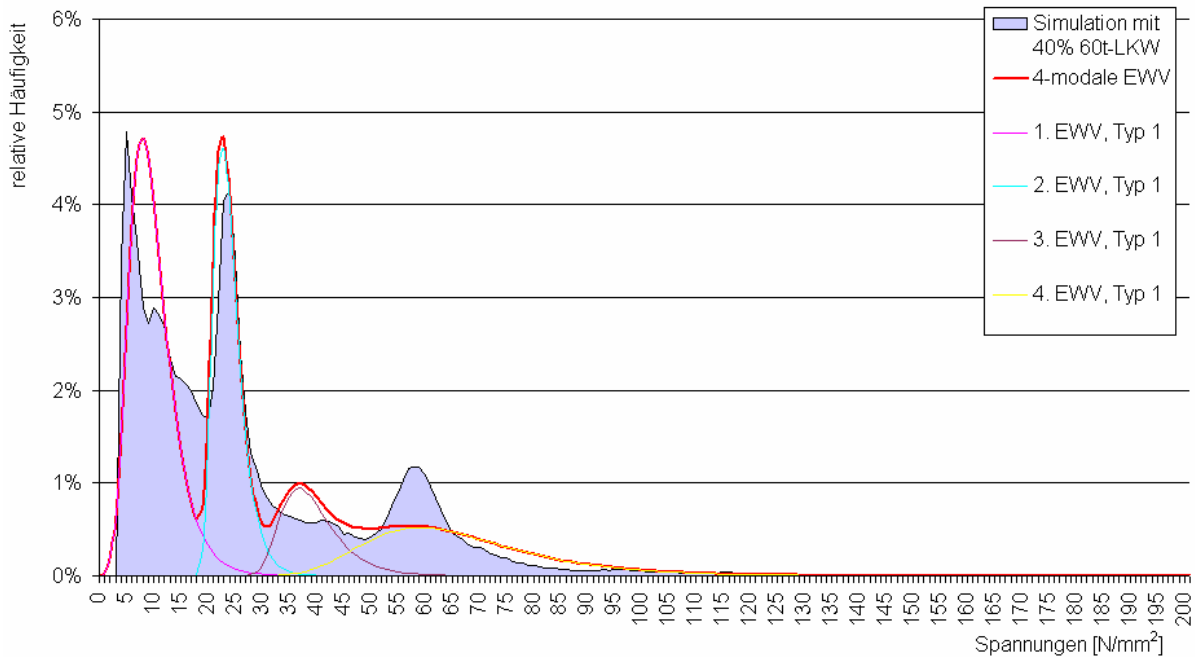


Abbildung 16: ZFT 50m, Langzeitsimulation 250 Tage, Stau: ursprüngliche Stauwahrscheinlichkeit $p_s=0,20 / p_{FLV}=0,80$

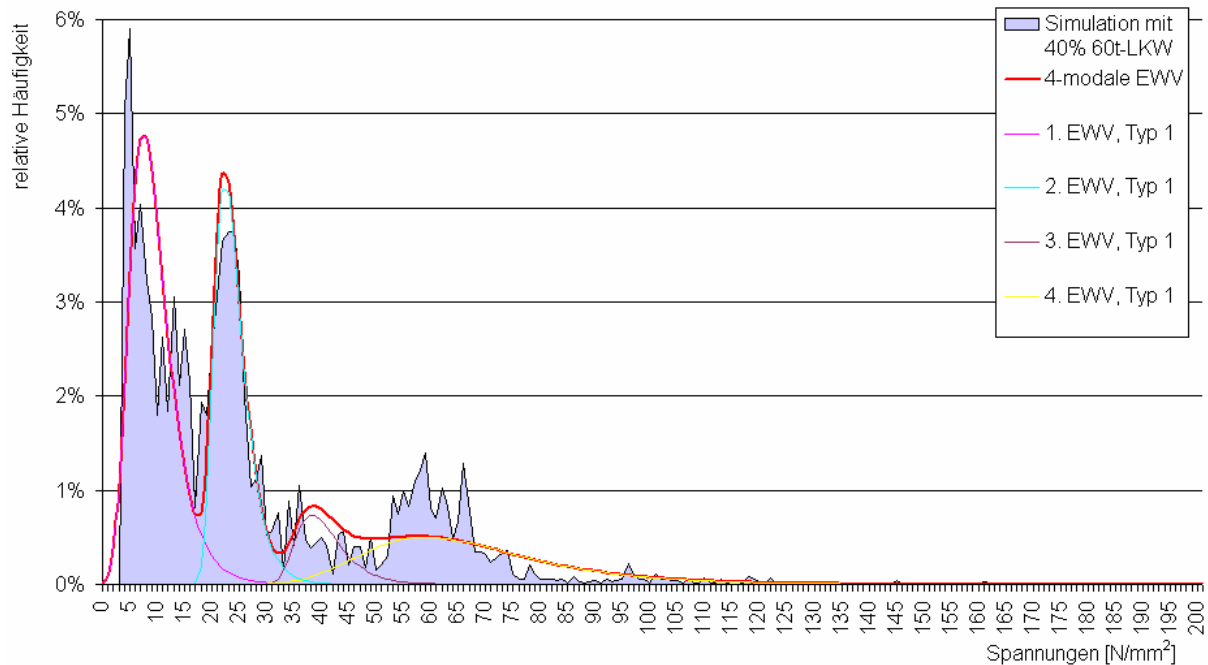
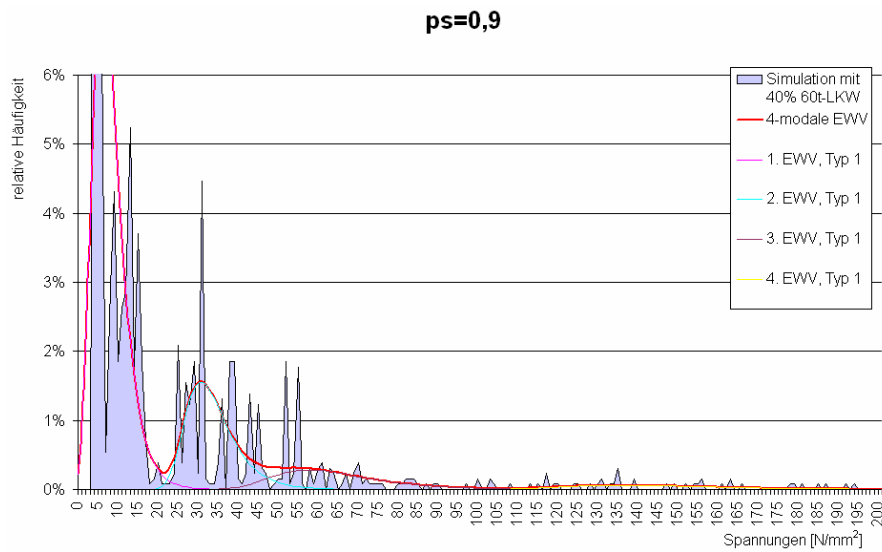
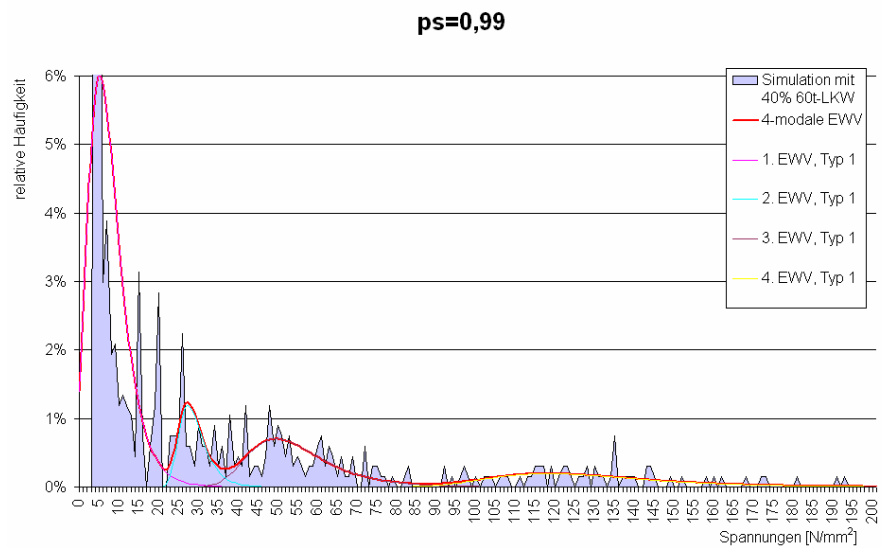
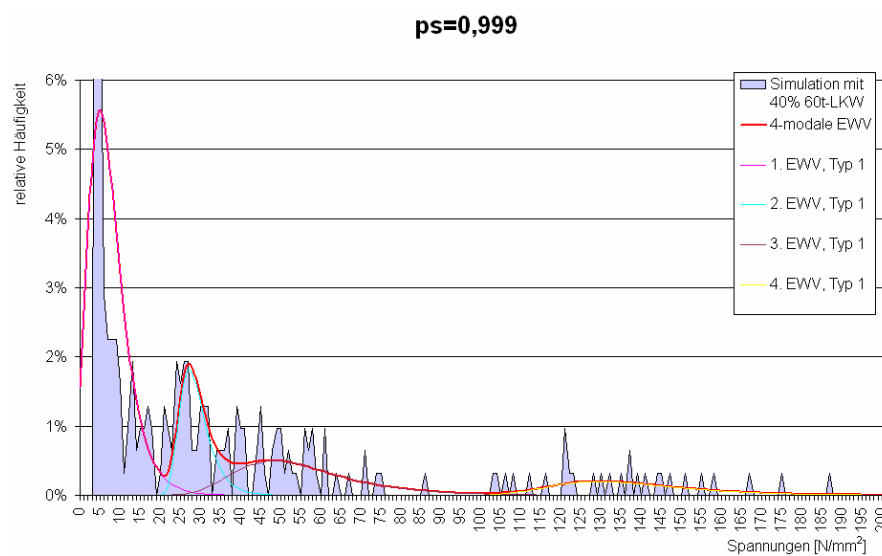


Abbildung 17: ZFT 50m, Stau: ursprüngliche Stauwahrscheinlichkeit $p_s=0,20 / p_{FLV}=0,80$

Abbildung 18: ZFT 80m, $p_s=0,90$ Abbildung 19: ZFT 80m, $p_s=0,990$ Abbildung 20: ZFT 80m, $p_s=0,9990$

80m Langzeitsimulation

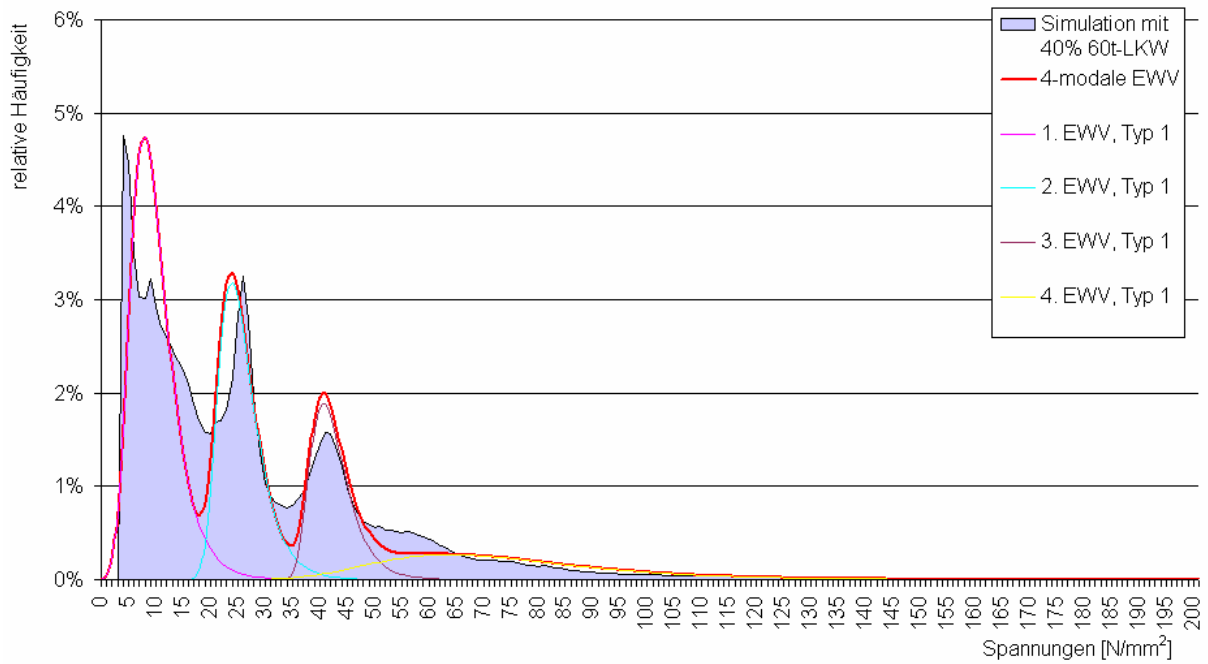


Abbildung 21: ZFT 80m, Langzeitsimulation 250 Tage, Stau: ursprüngliche Stauwahrscheinlichkeit $p_s=0,20 / p_{FLV}=0,80$

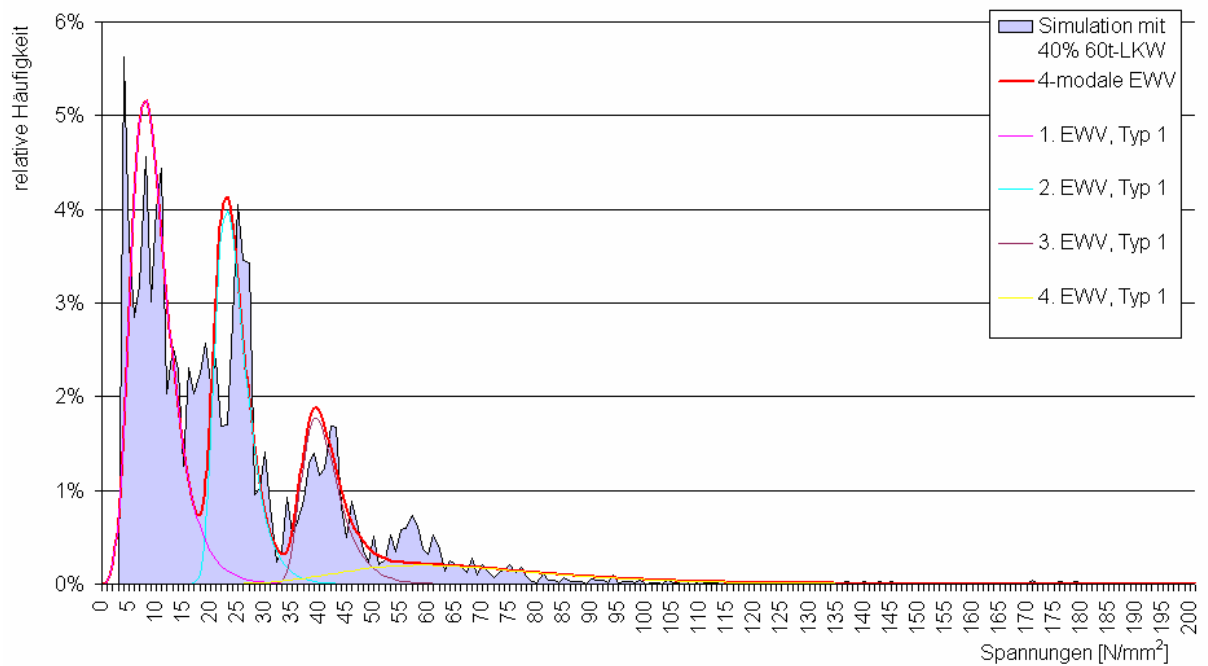


Abbildung 22: ZFT 80m, Stau: ursprüngliche Stauwahrscheinlichkeit $p_s=0,20 / p_{FLV}=0,80$

Spannweite	ursprünglicher Stauansatz: max. Tageswert	Szenarium 3 (altern. Stau): max. Tageswert	
20/20	1.245	1.133	ps = 0.9
		1.140	ps = 0.99
		1.050	ps = 0.999
30/30	2.356	2.281	ps = 0.9
		2.356	ps = 0.99
		2.029	ps = 0.999
40/40	4.067	3.994	ps = 0.9
		4.043	ps = 0.99
		4.043	ps = 0.999
50/50	5.785	5.883	ps = 0.9
		5.980	ps = 0.99
		5.980	ps = 0.999
60/60	7.644	8.064	ps = 0.9
		7.854	ps = 0.99
		7.350	ps = 0.999
70/70	10.200	10.620	ps = 0.9
		10.620	ps = 0.99
		9.840	ps = 0.999
80/80	12.474	12.804	ps = 0.9
		12.738	ps = 0.99
		12.342	ps = 0.999

Tabella 6: Vergleich der Momente (kNm) für verschiedene Stauansätze, Verkehr nur in der Hauptspur

Spannweite	Hochrechnung (mit ursprünglichem Stauansatz)		Langzeitsimulation (mit ursprünglichem Stauansatz)
	Mittelwert Jahresextrem- wert-verteilung	50-Jahreswert	max. Jahreswert
20/20	1.263	1.498	1.290
30/30	2.603	3.419	2.432
40/40	4.266	5.621	4.410
50/50	6.543	8.398	6.338
60/60	7.668	9.933	8.316
70/70	9.036	11.324	11.040
80/80	10.516	13.935	13.266

Tabella 7: Vergleich der Momente (kNm) bei verschiedenen Simulationszeiträumen, Verkehr nur in der Hauptspur

5.3. Ergebnisse Szenarium 5 „Einfluss von Sonderfahrzeugen (genehmigungspflichtiger Schwerverkehr)“

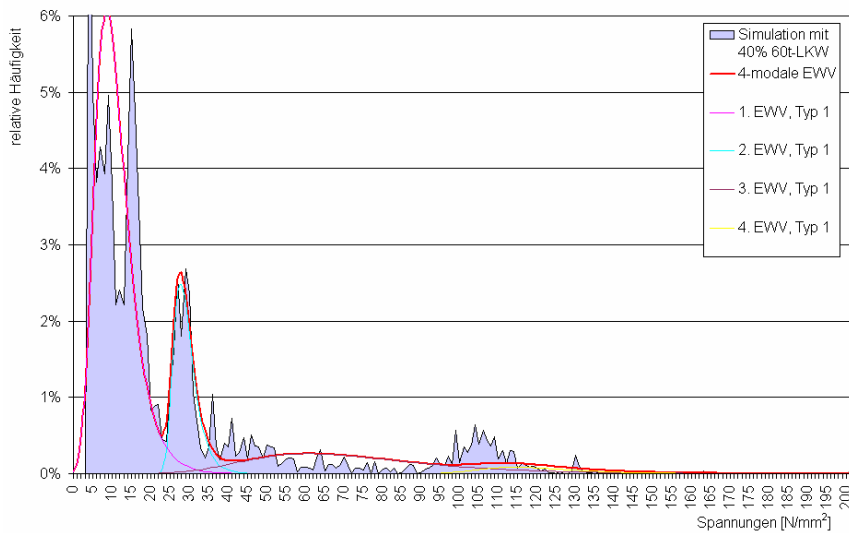


Abbildung 23: ZFT 20m, Stau, mit Autokran 72 t

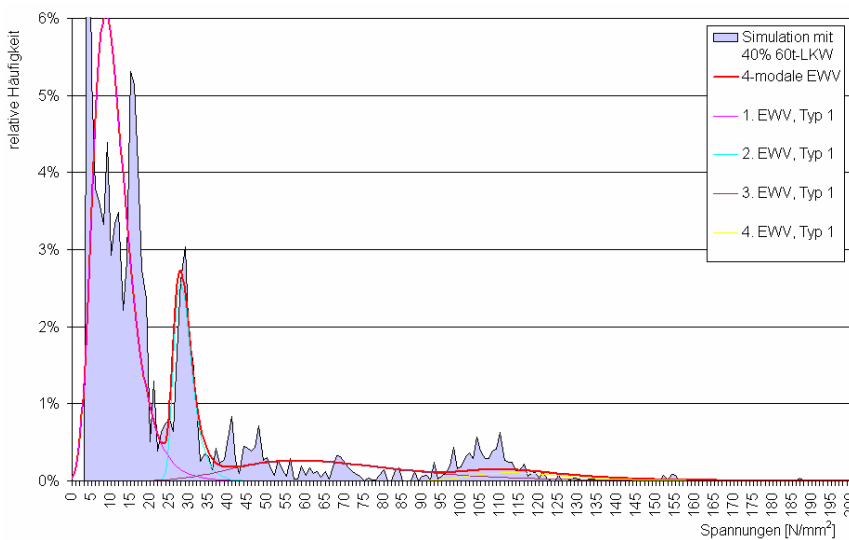


Abbildung 24: ZFT 20m, Stau, mit Autokran 85 t

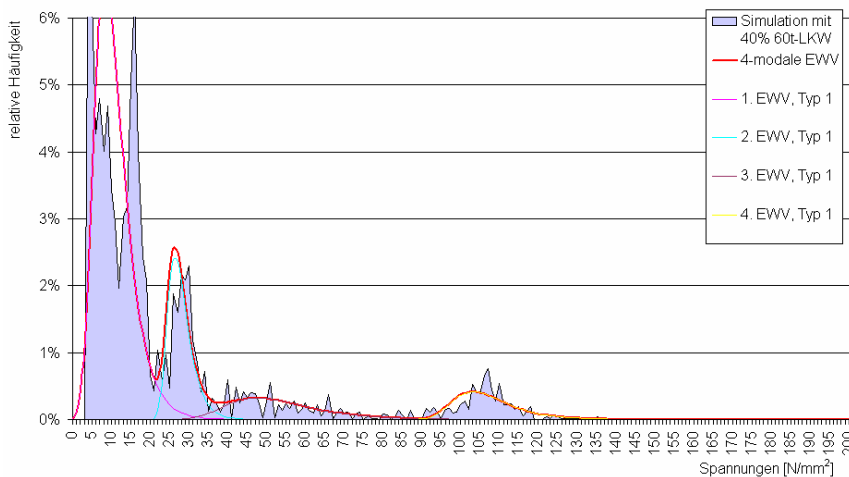


Abbildung 25: ZFT 20m, Stau, ohne Kranfahrzeuge

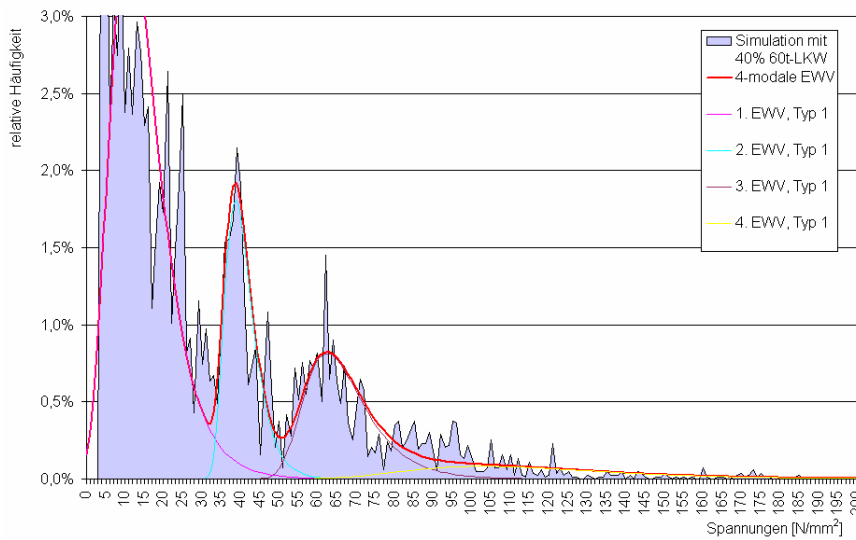


Abbildung 26: ZFT 80m, Stau, mit Autokran 72 t

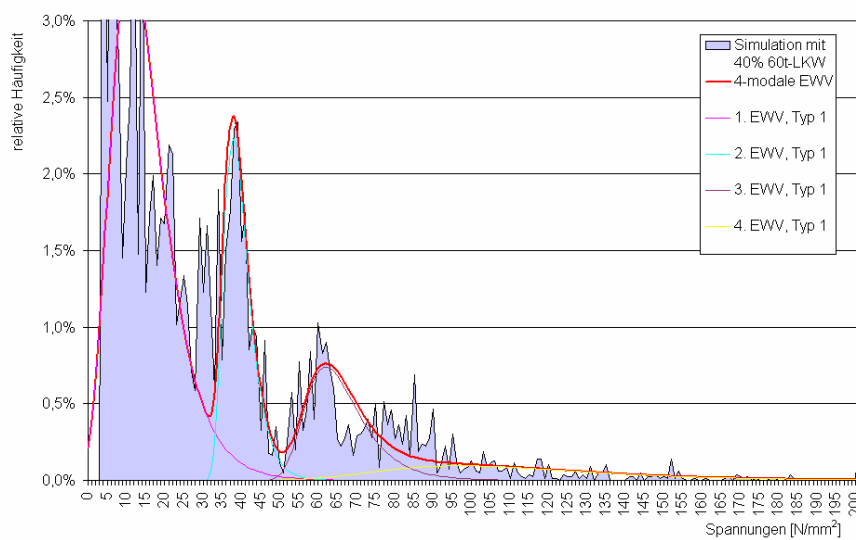


Abbildung 27: ZFT 80m, Stau, mit Autokran 85 t

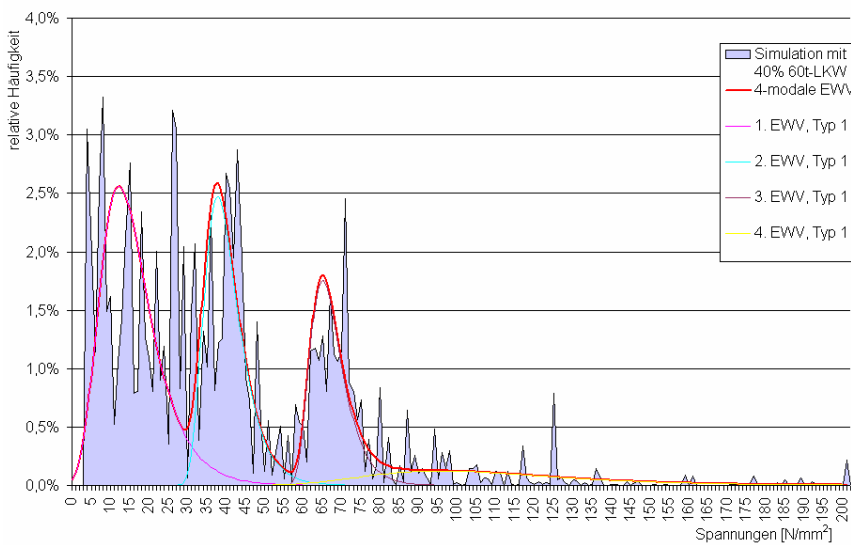


Abbildung 28: ZFT 80m, Stau, ohne Kranfahrzeuge

6. Auswertung

Die Auswertung der Ergebnisse erfolgte durch den jeweiligen Vergleich der Biegemomente infolge der „worst- case“- Berechnungen mit den Ergebnissen der ursprünglichen Berechnungen.

Zur Ermittlung der Biegemomente erfolgte dabei in den Szenarien 1, 2, 4 und 5 eine Umrechnung der ermittelten 98%- Fraktilewerte der Jahresextremwerte der Spannungen mit Hilfe der angenommenen Widerstandsmomente. Für die Auswertung der verschiedenen Stauszenarien hingegen wurden direkt die Maximalwerte verwendet und miteinander verglichen. Im Anschluss erfolgte jeweils eine Korrektur dieser Momente mit den entsprechenden Querverteilungsfaktoren, da die Simulationen zunächst für $\eta=1,0$ durchgeführt wurden.

In den folgenden 4 Diagrammen werden die Ergebnisse der „worst- case“- Szenarien 1, 2, 4 und 5 mit den ursprünglichen Ergebnissen verglichen. Es wird die prozentuale Abweichung in Bezug auf die bisherigen Ergebnisse dargestellt.

Die Vergleiche mit dem Szenarium 3 sind in diesen Abbildungen nicht enthalten, da eine Abbildung der maximalen Beanspruchungen durch eine Extremwertverteilung für bestimmte Stauparameter hier nicht sinnvoll war (was bereits visuell zu erkennen ist). Eine Beurteilung der Ergebnisse erfolgte hier durch die Gegenüberstellung der maximalen Werte nach Tab. 6.

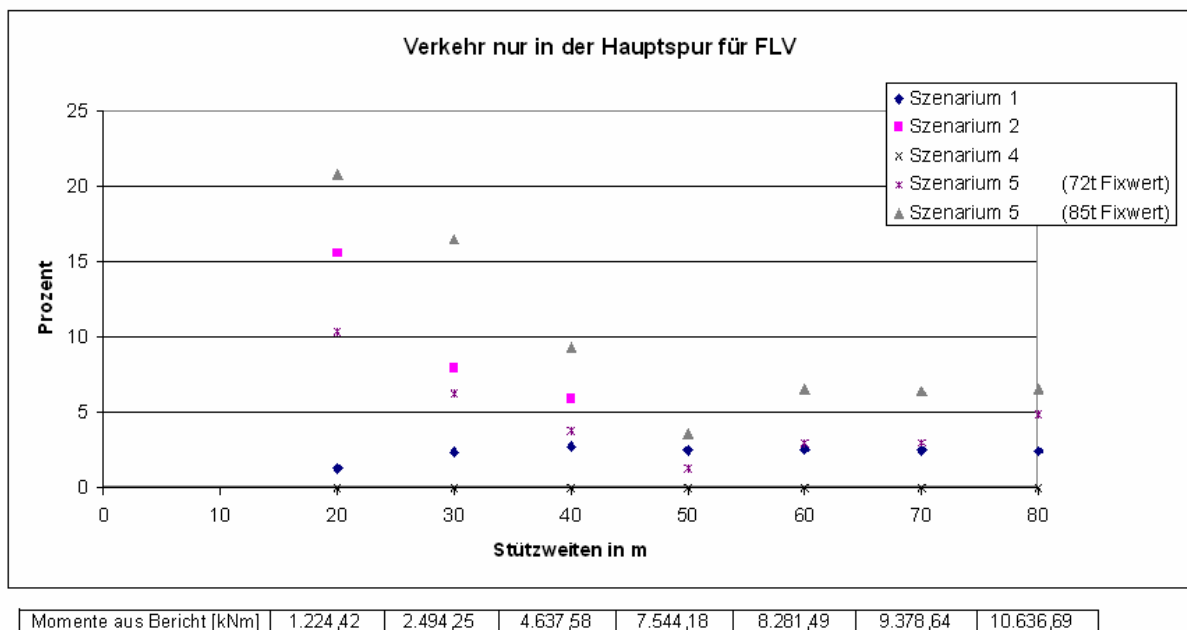


Abbildung 29: prozentuale Abweichung zu den bisherigen Ergebnissen, HS, „fließender Verkehr“

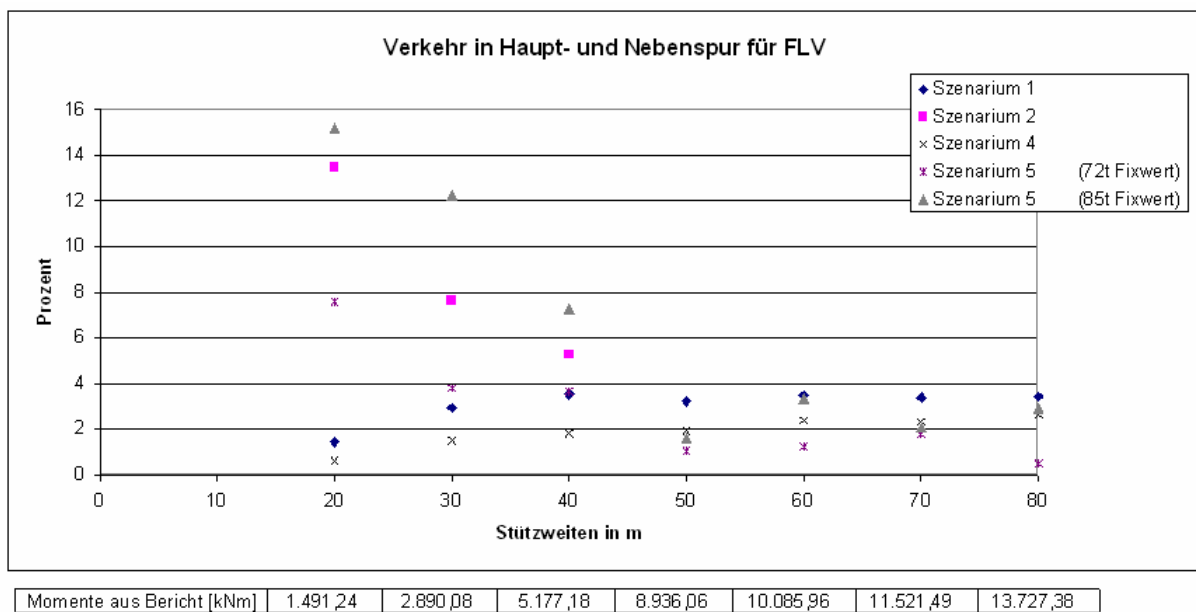


Abbildung 30: prozentuale Abweichung zu den bisherigen Ergebnissen, HS + NS, „fließender Verkehr“

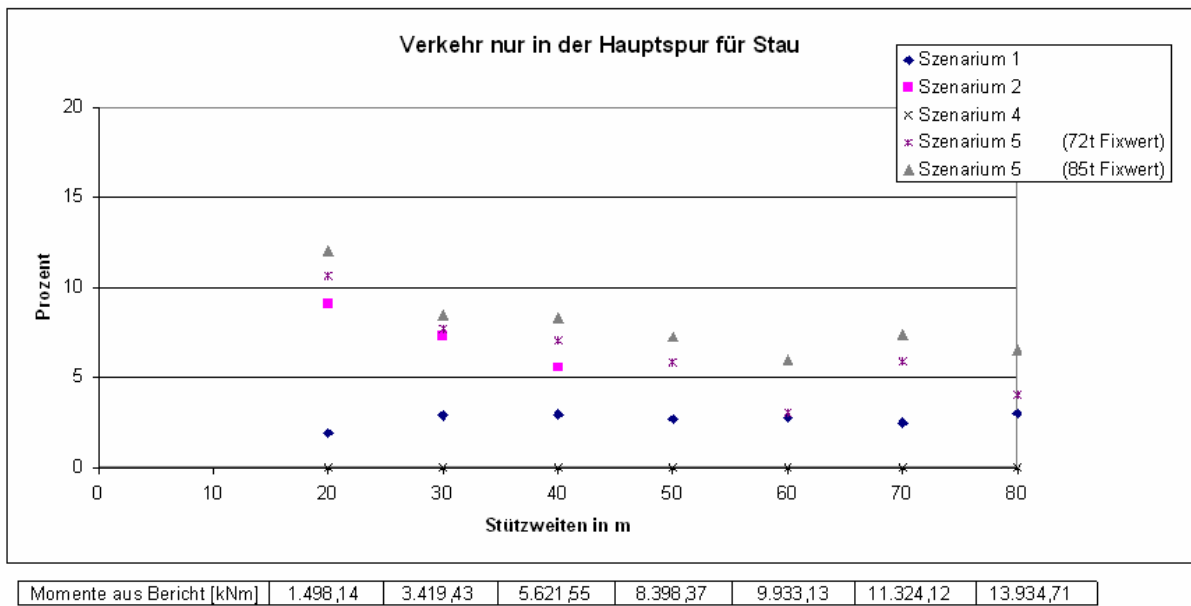


Abbildung 31: prozentuale Abweichung zu den bisherigen Ergebnissen, HS, „Verkehr mit hohen Stauanteilen“

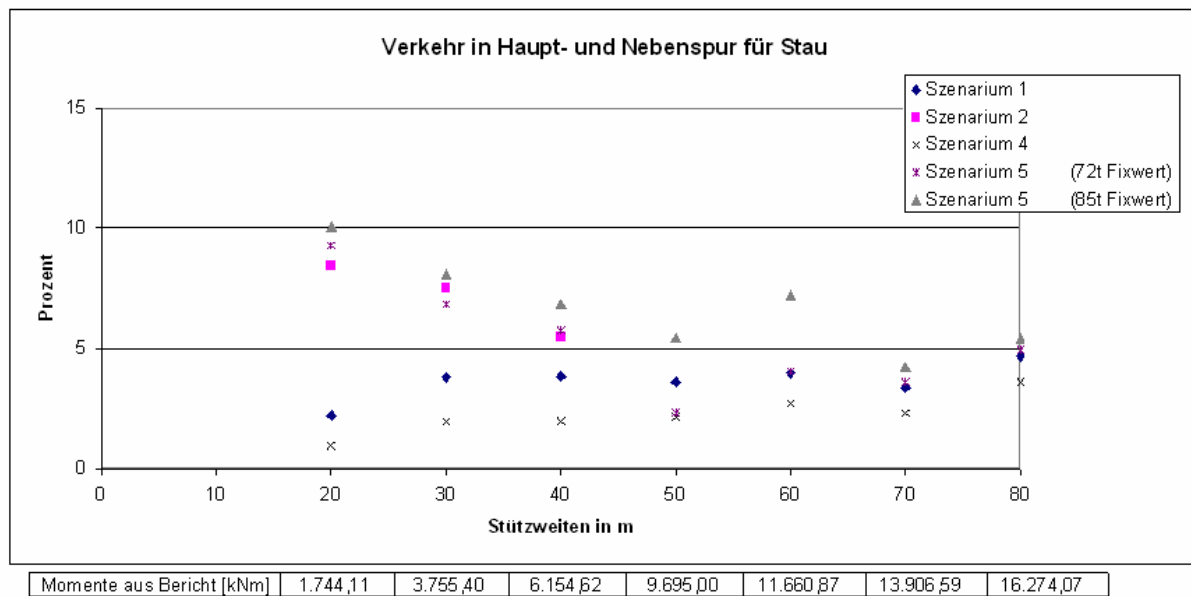


Abbildung 32: prozentuale Abweichung zu den bisherigen Ergebnissen, HS + NS, „Verkehr mit hohen Stauanteilen“

7. Zusammenfassung

- Die Parametervariationen in den Szenarien 1 und 4 zeigen nur geringen Einfluss. Die Zunahme der Momente beträgt sowohl bei der Erhöhung der DTSV-Zahl von 10.000 auf 15.000 LKW/Tag (Szenarium 1) als auch bei der Erhöhung des Schwerverkehranteils in der 2. Spur (Szenarium 4) nur maximal 3%.
- Die Erhöhung des Schwingbeiwertes für die kleineren Stützweiten (Szenarium 2) lässt hingegen eine deutliche Zunahme der Momente erkennen. Für die Verkehrssituation „fließender Verkehr“ ist ein Zuwachs von 15 % und für „erhöhten Stauanteil“ immer noch eine Steigerung von 10 % zu verzeichnen. Allerdings beträgt die Erhöhung für die Stützweiten 40/ 40 m nur noch ca. 5%, bei noch größeren Stützweiten (und damit den größten Anteil am Netz) muss kein höherer Schwingbeiwert als bisher berücksichtigt werden.
- Das Einstreuen des „genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs“ hat hingegen einen wesentlichen Einfluss auf die maximalen Beanspruchungen. Der Autokran mit 72 t bedingt einen Momentenzuwachs von bis zu 10 %, der Autokran mit 85 t sogar bis 20 %, allerdings insbesondere für die kleineren Stützweiten. Die durch diese zusätzliche Belastung bedingten Beanspruchungserhöhungen betragen für die häufigen Stützweiten um 50/ 50 m bis ca. 8 %.
- Für das Szenarium 3 mit Untersuchung verschiedener Stauanteile erscheint es nicht sinnvoll, die stark streuenden maximalen Beanspruchungen mit ihren jeweiligen geringen Häufigkeiten durch eine Verteilung abzubilden. Bei Auswertung der maximalen Werte lässt sich hingegen die Aussage treffen, dass es beim Vergleich der maximalen Tageswerte kaum Unterschiede zwischen den Ergebnissen infolge der verschiedenen p_s -Werte gibt. Zu sehen ist dies durch Vergleich der Ergebnisse in Tab. 6. Es kann gefolgert werden, dass die bisherige Berücksichtigung des Staueinflusses durch die Parameter $p_s = 0,2$ und $p_f = 0,8$ verwendet werden kann und nicht auf der unsicheren Seite liegt.
- Vergleicht man die punktuell durch direkte Simulation ermittelten maximalen Jahreswerte mit den Mittelwerten (bzw. zur besseren Einordnung auch den 50-Jahreswerten) infolge der Hochrechnung der Extremwertverteilung (Tab. 7), so ist das - im Rahmen der Wahrscheinlichkeitstheorie mögliche - Zutreffen der Hochrechnung ersichtlich.

Literatur

- [1] Geißler, K.: REB: Rechenprogramm zur Restnutzungsdaueranalyse von Bahn- und Straßenbrücken, modifizierte Version mit Berücksichtigung der Extremwert-Auswertung
- [2] Kaschner, R.: Aufbereitete Daten über die Verkehrszusammensetzung der BAB 61 bei Bliesheim, unveröffentlichter Bericht der BAST
- [3] Kaschner, R.: Definition des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs, Autokran (Mail 18.Juli 2007)
- [4] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen; 2. Auflage, Springer Verlag; Wien; 1992

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

1993

- B 1: Realkalisierung karbonatisierter Betonrandzonen
Budnik, Laakkonen, Maaß, Großmann vergriffen
- B 2: Untersuchungen an Fertigteilbrücken BT 70/BT 700
Haser kostenlos
- B 3: Temperaturunterschiede an Betonbrücken
Knabenschuh vergriffen
- B 4: Merkblatt zur Entnahme repräsentativer Strahlschuttproben
MES-93 € 9,00

1994

- B 5: Spezielle Probleme bei Brückenbauwerken in den neuen Bundesländern
von H. Haser, R. Kaschner
Teil 1: Nachrechnung von Gewölbebrücken
Teil 2: Schubsicherung bei Fertigteilträgern BT 70 und BT 50
Haser, Kaschner € 11,50

1995

- B 6: Zur Berechnung von Platten mit schwacher Querbewehrung
Kaschner € 11,50
- B 7: Erprobung von dichten lärmindernden Fahrbahnbelägen für Brücken
Sczyslo € 12,50
- B 8: Untersuchungen am Brückenbelag einer orthotropen Fahrbahnplatte
Krieger, Rath € 17,50
- B 9: Anwendung von zerstörungsfreien Prüfmethode n bei Betonbrücken
Krieger € 13,00
- B 10: Langzeituntersuchungen von Hydrophobierungsmitteln
Maaß, Krieger € 12,50

1996

- B 11: Fahrbahnbeläge auf Sohlen von Trogbauwerken
Wruck € 12,00
- B 12: Temperaturmessungen bei der Verbreiterung der Rodenkirchener Brücke
Goebel € 15,50
- B 13: Strukturanalyse von Beton
Gatz, Gusia € 11,00

1997

- B 14: Verhalten von Fahrbahnübergängen aus Asphalt infolge Horizontallasten
Krieger, Rath € 16,00
- B 15: Temperaturbeanspruchung im Beton und Betonersatz beim Einbau von Abdichtungen
Großmann, Budnik, Maaß € 14,50
- B 16: Seilverfüllmittel – Mechanische Randbedingungen für Brückenseile
Eilers, Hemmert-Halswick € 27,50
- B 17: Bohrverfahren zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe und des Chloridgehaltes von Beton
Gatz, Gusia, Kuhl € 14,00

1998

- B 18: Erprobung und Bewertung zerstörungsfreier Prüfmethode n für Betonbrücken
Krieger, Krause, Wiggenhauser € 16,50
- B 19: Untersuchung von unbelasteten und künstlich belasteten Beschichtungen
Schröder € 11,00
- B 20: Reaktionsharzgebundene Dünnbeläge auf Stahl
Eilers, Ritter € 12,50
- B 21: Windlasten für Brücken nach ENV 1991-3
Krieger € 10,50

1999

- B 22: Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken
Haardt € 11,50
- B 23: Bewertung und Oberflächenvorbereitung schwieriger Untergründe
Schröder, Sczyslo € 11,00
- B 24: Erarbeitung einer ZTV für reaktionsharzgebundene Dünnbeläge auf Stahl
Eilers, Stoll € 11,00
- B 25: Konzeption eines Managementsystems zur Erhaltung von Brücken- und Ingenieurbauwerken
Haardt € 12,50
- B 26: Einsatzmöglichkeiten von Kletterrobotern bei der Bauwerksprüfung
Krieger, Rath, Berthold € 10,50
- B 27: Dynamische Untersuchungen an reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen
Eilers, Ritter, Stoll € 11,00

2000

- B 28: Erfassung und Bewertung von reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen auf Stahl
Eilers € 11,00
- B 29: Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe und des Chloridgehaltes von Beton
Gatz, Quaas € 12,00
- B 30: Materialkonzepte, Herstellungs- und Prüfverfahren für elutionsarme Spritzbetone
Heimbecher € 11,00
- B 31: Verträglichkeit von reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen mit Abdichtungssystemen nach den ZTV-BEL-ST
Eilers, Stoll € 10,50
- B 32: Das Programm ISOCORRAG: Ermittlung von Korrosivitätskategorien aus Massenverlustaten
Schröder € 11,50
- B 33: Bewährung von Belägen auf Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten
Eilers, Sczyslo € 17,00
- B 34: Neue reaktionsharzgebundene Dünnbeläge als Fahrbahnbeläge auf einem D-Brücken-Gerät
Eilers, Ritter € 13,00

2002

- B 35: Bewährung von Brückenbelägen auf Betonbauwerken
Wruck € 11,50
- B 36: Fahrbahnübergänge aus Asphalt
Wruck € 11,00
- B 37: Messung der Hydrophobierungsqualität
Hörner, von Witzhausen, Gatz € 11,00
- B 38: Materialtechnische Untersuchungen beim Abbruch der Talbrücke Haiger
Krause, Wiggenhauser, Krieger € 17,00

B 39: Bewegungen von Randfugen auf Brücken
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

2003

B 40: Schutzmaßnahmen gegen Graffiti
von Weschpfennig € 11,50

B 41: Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper
Fahrbahntafeln beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht
Eilers, Küchler, Quaas € 12,50

B 42: Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau
Städling, Krocker € 12,00

B 43: Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für das
deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2
Haardt € 13,50

B 44: Untersuchungen an Fahrbahnübergängen zur Lärminderung
Hemmer-Halswick, Ullrich € 12,50

B 45: Erfahrungssammlungen:
Stahlbrücken – Schäden – wetterfeste Stähle Seile
Teil 1: Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken

Teil 2: Dokumentation und Erfahrungssammlung mit Brücken aus
wetterfesten Stählen

Teil 3: Erfahrungssammlung über die Dauerhaftigkeit von Brücken-
seilen und -kabeln
Hemmer-Halswick € 13,00

2004

B 46: Einsatzbereiche endgültiger Spritzbetonkonstruktionen
im Tunnelbau
Heimbecher, Decker, Faust € 12,50

2005

B 47: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken
Steinauer, Scharnigg € 13,50

2006

B 48: Scannende Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung von
Brückenbauwerken
Holst, Streicher, Gardei, Kohl, Wöstmann,
Wiggenhauser € 15,00

B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haf-
tung von Epoxidharz
Raupach, Rößler € 13,50

B 50: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für
das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3
Holst € 13,50

B 51: Hydrophobierungsqualität von flüssigen und pastösen
Hydrophobierungsmitteln
Panzer, Hörner, Kropf € 12,50

B 52: Brückenseile mit Galfan-Überzug – Untersuchung der
Haftfestigkeit von Grundbeschichtungen
Friedrich, Staack € 14,50

B 53: Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im
Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen
Tauscher € 14,50

B 54: Nachweis des Erfolges von Injektionsmaßnahmen zur
Mängelbeseitigung bei Minderdicken von Tunnelinnenschalen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kosten-
pflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Rath, Berthold, Lähner € 12,50

2007

B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination
mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von
Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kosten-
pflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50

B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expo-
sitionsklasse XF2

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig
unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes € 19,50

B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung
der Durchführung und Auswertung

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig
unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Steinauer, Mayer, Kündig € 26,50

B 58: Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel
Sistenich € 14,50

2008

B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme
Schröder € 12,50

B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teiler-
neuerung - Bewehrung
Schröder € 13,50

B 61: Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutz-
plankenpfosten
Schröder, Staack € 13,00

B 62: Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unter-
füllstoff
Eilers € 12,00

B 63: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig
unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint € 17,50

B 64: Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an
einer Brückenkappe der Expositionsklasse XF4
Bramshuber, Spörel, Warkus € 12,50

2009

B 65: Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1
Hagen/Schwerte

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig
unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Friese, Taffe, Wöstmann, Zoega € 14,50

B 66: Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln
Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann,
Baltzer, Riepe, Kündig € 14,00

B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straß-
entunneln
Blosfeld € 17,50

B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der
Bundesfernstraßen – Teile 1-4

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig
unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg,
Hansen, Liebig, Geißler (in Vorbereitung)

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10
D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.