

# Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken

Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 88

**bast**

# **Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken**

**Anpassung der DIN-Fachberichte  
„Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“  
an endgültige Eurocodes und  
nationale Anhänge einschließlich  
Vergleichsrechnungen**

von

Ulrike Kuhlmann  
Antonio Zizza

Universität Stuttgart  
Institut für Konstruktion und Entwurf

Hans-Peter Günther

Ingenieurbüro für Stahlbau und Schweißtechnik  
Ostfildern

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 88**

**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 **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

## Impressum

### Bericht zum Forschungsprojekt FE 84.0108/2009:

Anpassung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen

### Projektbetreuung

Thomas Mayer

### 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](mailto:vertrieb@nw-verlag.de)  
Internet: [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de)

ISSN 0943-9293  
ISBN 978-3-86918-254-4

Bergisch Gladbach, August 2012

## Kurzfassung – Abstract

### Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken

Stahl- und Verbundbrücken werden in Deutschland derzeit mit Hilfe der DIN-Fachberichte bemessen. Die DIN-Fachberichte enthalten zusammengefasst Regelungen der Eurocodes unter Berücksichtigung der nationalen Regelungen in einem Dokument. Dabei gelten für Stahlbrücken DIN-FB 103:2009 und für Verbundbrücken DIN-FB 104:2009. Die Einwirkungen auf Brücken sind im DIN-FB 101:2009 geregelt, der den bis dato gültigen DIN-FB 101:2003 ersetzt. Die DIN-Fachberichte wurden mit dem Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau Nr. 6/2009 eingeführt. Im Zuge der Überarbeitung des DIN-FB 101 (Einwirkungen) und dessen Anpassung an die endgültigen Eurocodes haben sich im Bereich der Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen (Kapitel IV Absatz 4.7.3.3) gegenüber der Ausgabe DIN-FB 101:2003 wesentliche Änderungen ergeben, die nun in der aktuellen Ausgabe DIN-FB 101:2009 enthalten sind. Diese Änderungen ergeben sich aus den allgemein gestiegenen Sicherheitsanforderungen an Schutzeinrichtungen gemäß den aktuellen Normen und Richtlinien DIN EN 1317-2:2010 und RPS 2009 sowie aus den Ergebnissen durchgeführter Anprallprüfungen der BASt an unterschiedlichen Schutzsystemen.

Während die bisher angesetzten Lasten aus DIN 1072:1985 auf der Basis von Anprallversuchen aus den 60er Jahren beruhen und in der Regel auf deutschen Brücken die einfache Distanzschutzplanke (EDSP) eingesetzt wird, wird in Zukunft für jede Schutzeinrichtung eine positive Prüfung nach den Anforderungen der neuen europäischen Norm DIN EN 1317 gefordert.

Im Zusammenhang mit der Überarbeitung des DIN-Fachberichts 101 wurden von der BASt zahlreiche Anprallversuche durchgeführt und im Anschluss daran ein Verfahren entwickelt, das eine Einstufung der geprüften Fahrzeugrückhaltesysteme in die Lastklassen A-D nach DIN-FB 101:2009 ermöglicht. Dadurch existiert erstmalig ein standardisiertes und einheitliches Vorgehen für die Einstufung unterschiedlicher Fahrzeugrückhaltesysteme auf Grundlage von Anprallversuchen. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden die Anprallversuche und das Einstufungsverfahren zusammengefasst, stich-

probenhaft durch Vergleichsrechnungen geprüft und beurteilt. Auf Grundlage der Durchsicht der Unterlagen wird empfohlen, die bisher der Einstufung zugrunde gelegten statischen Gleichgewichtsansätze durch weitergehende dynamische Untersuchungen zu überprüfen. Weiterhin wird empfohlen, bei der Auswertung der Versuchsergebnisse und der Einstufung in die Lastklassen nach DIN-FB 101:2009 explizit ein definiertes Sicherheitselement anzuwenden.

Anhand eines auf typische Querschnitte für Autobahnbrücken mit Betonfahrbahn erarbeiteten Musterkragarms wurden unterschiedliche Wege der Schnittgrößenermittlung miteinander verglichen. Verschiedene Handrechenansätze wurden dabei einer Lösung mittels eines FEM-Modells gegenübergestellt. Die Schnittgrößen die sich dabei aus den Handrechnungen ergaben, waren im Großen und Ganzen mit der FEM-Lösung vergleichbar. Größere Unterschiede ergaben sich bei den Querkraften an der Einspannstelle. Hier liegt DAfStb 1991 sehr auf der sicheren Seite, während ein Lastausbreitungswinkel von  $45^\circ$ , wie in der Praxis häufig üblich, zu unsicheren Ergebnissen führt. Für den Musterkragarm wurde die erforderliche Bewehrung nach DIN-FB 104:2009 für die unterschiedlichen Lastansätze berechnet.

Durch die systematische Variation einzelner Parameter des Musterkragarms wurde deren Einfluss auf die resultierenden Schnittgrößen an der Einspannstelle untersucht. Es ergab sich, dass mit länger werdendem Kragarm der Einfluss der Anpralllast abnimmt, während der des Eigengewichts zunimmt. Sämtliche Prüfungen von Schutzeinrichtungen wurden bisher nach DIN EN 1317-2:2007 und aus Kostengründen an Betonkragarmen durchgeführt. Im Rahmen dieses Forschungsprojekts wurden Voraussetzungen hergeleitet, unter denen eine Übertragung des Systemverhaltens auf Stahlbrücken möglich ist. Am Beispiel des in (BASt H4b) mit „System E“ bezeichneten Systems wurden die auf ein FEM-Modell des Gehwegausschnitts für den lokalen Nachweis anzusetzenden Lasten ermittelt. Die Übertragung der an Betonkragarmen ermittelten Lasten auf Stahlkragarme sollte aufgrund des unterschiedlichen Tragmechanismus im Rahmen ergänzender Untersuchungen numerisch und gegebenenfalls experimentell untersucht werden. Schließlich wurden vier konkrete Anwendungsbeispiele betrachtet mit Ansatz des beispielhaft gewählten Schutzsystems. Es wurden zwei Brücken mit Betonkragarm und zwei Stahlbrücken gerech-

net, wobei jeweils eine bestehende und eine neue Brücke betrachtet wurden. Bei den beiden Betonkragarmen konnte der Nachweis am Kragarmschnitt erbracht werden, ebenso für die neue Stahlbrücke. Bei der bestehenden Stahlbrücke traten rechnerisch Plastizierungen unter den angenommenen Lasten auf, die ggf. durch entsprechende Verstärkungsmaßnahmen verhindert werden müssten. Es ergab sich für den Kappenanschluss bei den betrachteten Betonkragarmen eine erforderliche Zulage von Bewehrungsstäben.

### Impact loads on safety barriers on bridges

The design of steel and composite bridges in Germany follows the DIN-Fachberichte. They consist of a summary of Eurocode rules from the including also the national regulation within one document. DIN-FB 103:2009 is used for steel bridges, while DIN-FB 104:2009 is used for composite bridges. The loadings on bridges are considered by DIN-FB 101:2009, which replaces former DIN-FB 101:2003. DIN-Fachberichte were introduced in Germany by "Allgemeine Rundschreiben Straßenbau Nr.6/2009". In the course of revision of DIN-Fachbericht 101 (loadings) and the adaption to the final version of Eurocodes, some essential changes regarding impact loading to safety barriers (see chapter IV, 4.7.3.3) came out, which are now included in DIN-FB 101:2009. These changes result from a higher safety requirement for safety barriers nowadays according to current standards and guidelines DIN EN 1317-2:2010 and RPS 2009 as well as from the results of vehicle impact tests conducted on different safety barriers by BAST.

While the loadings of DIN 1072:1985 are based on impact tests from the sixties and in Germany usually a so called EDSP (single distance road barrier) is used, for the future it is necessary that each safety system has to fulfill the requirements of DIN EN 1317.

In the context of the revision of DIN-Fachbericht 101 BAST has carried out numerous vehicle impact tests. Subsequently a method has been developed to classify the tested crash barrier in one of the category A – D according to DIN-FB 101:2009. By this there is for the first time a standardized and uniform procedure for the classification of different systems based on impact tests. In the frame of this

project the tests and the classification method was summarized, checked and evaluated by example calculations. Based on the review of the documents it is recommended to check the classification based on only static equilibrium by further dynamic analyses. In addition to this it is recommended to use an explicitly defined safety element for the evaluation of tests in order to classify according to DIN-FB 101:2009.

Different ways for the determination of the internal forces have been compared using a typical concrete cantilevers bridges. For this, different methods of hand-calculations were compared with results from FE-calculations. The resulting internal forces were in general similar. Bigger differences were notable for shear forces, where DafStb 1991 is far on the safe side and a typically assumed angle of 45° for load distribution may lead to unsafe results. For the example cantilever the required reinforcement has been calculated according to DIN-FB 104:2009.

By the systematic variation of single parameters of the example cantilever their influence on the internal forces was investigated. It has been shown, that the longer the cantilever is, the smaller the influence from vehicle impact, while the influence from self load increases.

All vehicle impact tests until now have been conducted according to DIN EN 1317-2:2007 and on concrete cantilevers. In the frame of this project some requirements have been deduced for transferring the system behavior to steel bridges. Using the example of the safety "system E" from (BAST H4b) the loadings for the local design have been derived for the application in a FE-model of the curb. The transfer of the loads deduced from tests on concrete cantilevers to a steel cantilever should in future be analyzed numerically and if necessary experimentally because of the different load bearing behavior.

Four practical bridge examples have been examined using the chosen safety barrier. Two bridges with concrete cantilever and two steel bridges have been regarded, one of each was an existing one and the other a new one. The two concrete bridges could be proofed, as well as the new steel bridge. For the existing steel bridge plastification would occur under the assumed loadings, which might lead to strengthening. For the cap anchorage an extra reinforcement is needed for the concrete constructions.

## Danksagung

Das Forschungsprojekt „Anpassung der DIN-Fachberichte ‘Stahlbrücken’ und ‘Verbundbrücken’ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen“ (FE 84.0108/2009) wurde im Namen des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) erarbeitet. Herr Dipl.-Ing. Thomas Mayer hat im Namen der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) die Arbeiten fachlich und organisatorisch begleitet. Die Autoren danken der BASt und dem BMVBS für die Unterstützung.

Außerdem gilt ein Dank dem Ingenieurbüro Meyer & Schubart, der Bürogemeinschaft Kuhlmann-Gerold-Günther-Eisele und dem Regierungspräsidium Stuttgart für die zur Verfügung gestellten Unterlagen zu den Brückenbeispielen.



## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	9	<b>3</b>	<b>Überprüfung der neuen Lastansätze auf Basis der Fahrzeuganprallversuche</b>	14
1.1	Allgemeines	9	3.1	Allgemeines	14
1.2	Zielsetzung dieses Vorhabens	9	3.2	Vorgehensweise für die Festlegung von Einwirkungsgrößen für den Lastfall Fahrzeuganprall auf Schutzeinrichtungen	15
<b>2</b>	<b>Entwicklung und Vergleich der betreffenden Normen</b>	9	3.3	Versuche zum Fahrzeuganprall auf Schutzeinrichtungen	15
2.1	Entwicklung der Normensituation	9	3.3.1	Allgemeines	15
2.2	DIN 1072:1985	10	3.3.2	Versuchsaufbau	15
2.3	DIN-FB 101:2003	10	3.3.3	Messergebnisse	16
2.3.1	Fahrzeuge auf Geh- und Radwegen	11	3.3.4	Beurteilung	16
2.3.2	Anpralllasten auf Schrammborde	11	3.4	Auswertung der Anprallversuche und Ermittlung von maßgebenden Beanspruchungen	16
2.3.3	Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen	11	3.4.1	Vorgehensweise	16
2.4	DIN EN 1317-2:2010	11	3.4.2	Beispiel	16
2.4.1	Allgemein	11	3.4.3	Beurteilung	17
2.4.2	Aufhaltestufen	11	3.5	Festlegung von statischen 4-m-Ersatzlasten	18
2.4.3	Anprallheftigkeit	12	3.5.1	Vorgehensweise	18
2.4.4	Wirkungsbereich	12	3.5.2	Beispiel	18
2.5	DIN EN 1991-2:2003	12	3.5.3	Beurteilung	19
2.5.1	Allgemein	12	3.6	Einstufung der Rückhaltesysteme	19
2.5.2	Fahrzeuge auf Geh- und Radwegen	13	3.6.1	Vorgehensweise	19
2.5.3	Anpralllasten auf Schrammborde	13	3.6.2	Hintergrund	19
2.5.4	Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen	13	3.6.3	Einstufung in die Horizontalklasse	20
2.6	DIN-FB 101:2009	14	3.6.4	Anpassung der Vertikallast	21
2.6.1	Allgemein	14	3.7	Zusammenfassung und Empfehlung	22
2.6.2	Fahrzeuge auf Geh- und Radwegen	14	3.7.1	Zusammenfassung	22
2.6.3	Anpralllasten auf Schrammborde	14	3.7.2	Empfehlungen zum Einstufungsverfahren	23
2.6.4	Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen	14	3.7.3	Weitere Empfehlungen	24

<b>4</b>	<b>Kragarmuntersuchungen an Verbund- und Betonbrücken</b>	24	6.3	Ziegelgrabenbrücke, Strelalsund	45
4.1	Typische Querschnitte für Autobahnbrücken	24	6.3.1	Allgemeines	45
4.2	Beanspruchung des Kragarms	26	6.3.2	Geometrie	45
4.2.1	Allgemeines	26	6.3.3	Lokaler Nachweis	45
4.2.2	Abmessungen des Musterkragarms	26	6.3.4	Globaler Nachweis	47
4.2.3	System für „Handberechnungen“	26	6.4	Jagsttalbrücke, Widdern	49
4.2.4	FE-Modell	28	6.4.1	Allgemeines	49
4.2.5	Beurteilung der Lastausbreitungen	28	6.4.2	Geometrie	49
4.2.6	Vergleich der erforderlichen Bewehrungsmenge	29	6.4.3	Lokaler Nachweis	49
4.3	Variation einzelner Parameter	30	6.4.4	Globaler Nachweis	51
4.3.1	Allgemein	30	<b>7</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	53
4.3.2	Variation der Kragarmlänge	30	7.1	Zusammenfassung	53
4.3.3	Variation der Kragarmeinspannung	33	7.2	Ausblick	54
4.4	Kappenanschlussbewehrung	34	<b>8</b>	<b>Literatur</b>	54
<b>5</b>	<b>Kragarmuntersuchungen an Stahlbrücken</b>	35	8.1	Normen	54
5.1	Übertragung der Lasten auf Stahlbrücken	35	8.2	Bücher, Beiträge etc.	55
5.2	Verankerung des „Systems E“ aus (BASt H4b)	37	8.3	Sonstige Veröffentlichungen	55
5.3	FE-Modell des Kappenausschnitts für den lokalen Nachweis	39			
<b>6</b>	<b>Anwendungsbeispiele</b>	40			
6.1	Nuthetalbrücke	40			
6.1.1	Allgemeines	40			
6.1.2	Geometrie	41			
6.1.3	Lokaler Nachweis	41			
6.1.4	Globaler Nachweis	42			
6.2	Talbrücke Dambach	43			
6.2.1	Allgemeines	43			
6.2.2	Geometrie	43			
6.2.3	Lokaler Nachweis	43			
6.2.4	Globaler Nachweis	44			

# 1 Einleitung

## 1.1 Allgemeines

Stahl- und Verbundbrücken werden in Deutschland derzeit mit Hilfe der DIN-Fachberichte bemessen. Die DIN-Fachberichte wurden entwickelt, um dem Anwender die Bemessung zu erleichtern, indem die Regelungen der Eurocodes unter Berücksichtigung der nationalen Regelungen in einem Dokument zusammengefasst wurden. Dabei gelten für Stahlbrücken DIN-FB 103:2009 und für Verbundbrücken DIN-FB 104:2009. Die Einwirkungen auf Brücken sind im DIN-FB 101:2009 geregelt. Die DIN-Fachberichte wurden mit dem Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau Nr. 6/2009 eingeführt.

Im Zuge der Überarbeitung des DIN-FB 101 (Einwirkungen) haben sich im Bereich der Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen (Kapitel IV Absatz 4.7.3.3) gegenüber der Ausgabe DIN-FB 101:2003 wesentliche Änderungen ergeben, die nun in der aktuellen Ausgabe DIN-FB 101:2009 enthalten sind. Die Hintergründe dieser Änderungen sind Folge der allgemein gestiegenen Sicherheitsanforderungen an Schutzeinrichtungen gemäß den aktuellen Normen und Richtlinien DIN EN 1317-2:2010 und RPS 2009 sowie das Ergebnis jüngst durchgeführter Anprallprüfungen an unterschiedlichen Schutzsystemen, dokumentiert in BASt H2 und BASt H4b. Es stellt sich nun die Frage, ob sowohl bestehende als auch neue Brücken, deren Schutzeinrichtungen nach DIN EN 1317-2:2010 bzw. RPS 2009 ausgelegt sind, in der Lage sind, die in der aktuellen Ausgabe des DIN-FB 101:2009 aufgeführten Anpralllasten sicher aufzunehmen.

Eine weitere Betrachtung stellt die Frage der Übertragbarkeit der Anpralllasten auf Stahlbrücken dar. Die im DIN-FB 101:2009 enthaltenen Lasten ergeben sich aus einer Umrechnung der am Betonkrugarm gemessenen Einspannkkräfte auf eine vertikale und eine horizontale Ersatzlast.

## 1.2 Zielsetzung dieses Vorhabens

Ziel des Vorhabens ist es, durch vergleichende Untersuchungen die Auswirkungen der neuen Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen für die Bemessung der maßgebenden Brückenbauteile am Beispiel von Stahl- und Verbundbrücken aufzuzeigen, dabei auftretende Fragen bezüglich der Anwendung der neuen Regeln zu klären und auf Grundlage dieser Untersuchungen Empfehlungen auszuarbeiten.

Zur Beurteilung der Beanspruchung infolge eines Fahrzeuganpralls an die Schutzeinrichtung werden dabei verschiedene Ansätze miteinander verglichen und mit Hilfe einer einfachen FEM-Berechnung hinsichtlich ihrer Plausibilität beurteilt. Die einfachste Methode, die auch in der Praxis Anwendung findet, ist die der Lastausbreitung unter einem Winkel von  $45^\circ$  sowohl für das Moment wie auch für die Querkraft. Andere Lastausbreitungsansätze wie in DAfStB 1991 oder ROMBACH & VELASCO (2005) verwenden andere Ausbreitungswinkel. Insbesondere wird zwischen der Lastausbreitung des Moments und der Querkraft unterschieden.

In einem nächsten Schritt wird untersucht, inwieweit und unter welchen Bedingungen eine Übertragbarkeit der auf Betonkrugarmen geprüften Systeme auf Stahlbrücken gegeben ist. Als wesentliche Punkte haben sich dabei die Art der Verankerung und die Steifigkeit der Unterkonstruktion ergeben. Um eine Übertragbarkeit zu ermöglichen, muss sich das System auf der Stahlbrücke ähnlich dem System auf dem Betonkrugarm verhalten, d. h., es muss sich der gleiche Versagensmodus einstellen. Die Übertragung der an Betonkrugarmen ermittelten Lasten auf Stahlkrugarme ist grundsätzlich aufgrund des unterschiedlichen Tragmechanismus im Rahmen ergänzender Untersuchungen numerisch und gegebenenfalls experimentell zu untersuchen.

Es werden anhand eines beispielhaft gewählten Schutzsystems an verschiedenen konkreten Brücken Anwendungsuntersuchungen geführt. Dafür werden jeweils eine Stahl- und eine Verbundbrücke eines bestehenden und eines neuen Brückenbauwerks betrachtet. Mit Hilfe dieser Vergleichsrechnungen soll der Einfluss der erhöhten Anpralllasten an Fahrzeugrückhaltesysteme, die ggf. erforderliche Verstärkungsmaßnahmen erforderlich machen, aufgezeigt werden.

## 2 Entwicklung und Vergleich der betreffenden Normen

### 2.1 Entwicklung der Normensituation

Im Zuge der europäischen Harmonisierung wurden in der Ausgabe DIN-FB 101:2009 wesentliche Änderungen im Vergleich zur Ausgabe DIN-FB 101:2003 vorgesehen, speziell im Hinblick auf die Anpralllasten infolge Seitenstoßes auf seitliche

Schutzeinrichtungen. Die bisher in DIN-FB 101:2003 vorkommenden Lasten stammen aus DIN 1072:1985, die noch auf Anprallversuchen aus den 60er Jahren basierten. In Deutschland galten bis vor kurzem für Schutzeinrichtungen noch die „Richtlinien für passive Schutzeinrichtungen an Straßen“ (RPS) 1989. Mit Einführung der RPS 2009 Ende Dezember 2010 wurden die RPS 1989 zurückgezogen. Auf deutschen Brücken wurde gemäß RPS 1989 bisher in der Regel die einfache Distanzschutzplanke (EDSP) mit einem Pfostenabstand von 1,33 m mit Geländer und einem verzinktem Stahlseil im Handlauf eingesetzt.

In Zukunft wird eine positive Prüfung nach den Anforderungen der neuen europäischen Norm DIN EN 1317 „Rückhaltesysteme an Straßen“ DIN EN 1317-2:2010 für jede zum Einsatz kommende Schutzeinrichtung gefordert. DIN EN 1317-2:2010 teilt dabei die Rückhaltesysteme nach ihren jeweiligen Leistungsmerkmalen auf und nicht mehr wie bisher in RPS 1989 geschehen in ihre Bauart. Die drei Leistungsstufen, mit denen ein Fahrzeugrückhaltesystem beschrieben wird, sind die Aufhaltstufe, die Anprallheftigkeit und der Wirkungsbereich. Diese Werte ergeben sich durch die Messwerte aus den Anprallprüfungen nach DIN EN 1317-2:2010. Aus diesem Grund sind für alle Systeme Anprallversuche notwendig. Die neuen „Richtlinien für passiven Schutz an Straßen durch Fahrzeug-Rückhaltesysteme“ RPS 2009 führen zu einer Vielzahl an neu entwickelten Schutzeinrichtungen, die nach DIN EN 1317-2:2010 geprüft werden müssen. Diese neuen Systeme werden dann vermutlich immer öfter als das oben erwähnte Standardsystem der einfachen Distanzschutzplanke verwendet werden. Auch haben viele dieser neuen Systeme höhere Aufhaltstufen und verursachen somit höhere Anpralllasten auf die Brückenbauwerke. Diese höheren Lasten infolge eines Fahrzeuganpralls auf Schutzeinrichtungen müssen bei der Brückenbemessung für den außergewöhnlichen Lastfall mit berücksichtigt werden.

Die in letzter Zeit systematisch durchgeführten Anprallversuche an Schutzeinrichtungen, vgl. (BAST H2) und (BAST H4b), welche nach DIN EN 1317-1:2007 erfolgten, ergaben zum Teil Anpralllasten, die um einen Faktor von mehr als 6 höher lagen als die bisher nach DIN-FB 101:2003 angesetzten Anpralllasten. Diese höheren Lasten lassen sich mit einer Zunahme der Sicherheitsanforderung und den damit verbundenen höheren Aufhaltstufen erklären. Die aus neuesten Versuchen ermittel-

ten Anpralllasten sind in die neue europäische Verkehrslastnorm DIN EN 1991-2:2003 eingeflossen. Sie wurden auch im neuen DIN-FB 101:2009 übernommen.

Für die Bemessung des Kragarms unter außergewöhnlichen Lasten sind die maßgebenden Schnittgrößen aus den Lastfällen infolge

- Fahrzeugen auf Geh- und Radwegen oder
- Anpralles auf Schrammbord oder
- Fahrzeuganprall auf Schutzeinrichtung anzusetzen.

Im Folgenden werden in kurzer Form die Ansätze der unterschiedlichen Normen aufgezeigt.

## 2.2 DIN 1072:1985

Die Ersatzlasten für den Seitenstoß auf Schrammborde und seitliche Schutzeinrichtungen sind in Kapitel 5.4 geregelt. Demnach ist neben den ungünstig wirkenden Hauptlasten jeweils eine Ersatzlast nach Tabelle 1 (Ersatzlasten für den Seitenstoß) anzusetzen. Diese sind nicht miteinander zu überlagern, ohne Schwingbeiwert anzusetzen und hängen von der Brückenklasse ab. Die Ersatzlast wirkt 0,05 m unter Oberkante Bauteil, höchstens jedoch in 1,20 m Höhe über dem Fahrbahnrand als 0,5 m lange Linienlast. Es darf bei steifen Bauteilen mit einer Lastausstrahlung von 45° gerechnet werden. Der Seitenstoß muss sowohl vom gestoßenen Bauteil selbst wie auch vom unmittelbar unterstützenden Bauteil aufgenommen werden. Für die Bemessung der Schutzplanken ist an jedem Pfosten eine Ersatzlast von 25 kN in der Mitte der Schutzplanken anzusetzen (Beiblatt 1 zu DIN 1072:1985).

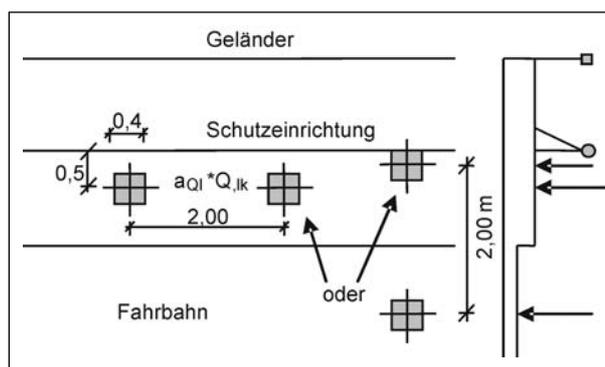
	1	2	3
	<b>Brückenklasse</b>	<b>Schrammborde und Schutzeinrichtungen, die direkt angefahren werden können</b>	<b>Brüstungen und dergleichen, die mehr als 1 m hinter Vorderkante Distanzschutzplanke liegen</b>
1	60/30	100 kN	50 kN
2	30/30	50 kN	25 kN
3	16/16, 12/12, 9/9, 6/6, 3/3	Radlast eines Hinterrades	Halbe Radlast eines Hinterrades

Tab. 1: Ersatzlasten für den Seitenstoß nach DIN 1072:1985

## 2.3 DIN-FB 101:2003

### 2.3.1 Fahrzeuge auf Geh- und Radwegen

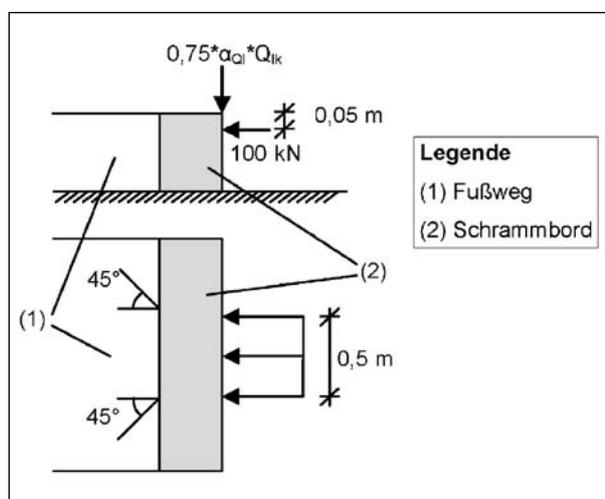
Die Einwirkungen aus Fahrzeugen auf der Brücke sind in Kapitel IV Abs. 4.7.3 von DIN-FB 101:2003 geregelt. Die außergewöhnlich vertikal wirkende Achslast infolge von Fahrzeugen auf Geh- und Radwegen von Straßenbrücken (abirrende Achse) ist mit  $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k}$  zu berücksichtigen. Diese wirkt nicht gleichzeitig mit anderen Verkehrslasten auf der Fahrbahn. Es ist die ungünstigere Stellung gemäß Bild 1 anzusetzen. Für deformierbare Schutzeinrichtungen wirken die Lasten bis 1 m dahinter oder bis zum Überbaurand bei ganz fehlender Schutzeinrichtung.



**Bild 1:** Beispiel zur Lastanordnung von Fahrzeugen auf Fußwegen und Radwegen auf Straßenbrücken nach DIN-FB 101:2003

### 2.3.2 Anpralllasten auf Schrammborde

Nach Kapitel IV Abs. 4.7.3.2 (Anpralllasten auf Schrammborde) ist die horizontale Einwirkung aus Fahrzeuganprall an Schrammborde mit 100 kN im Abstand von 0,05 m unter der Oberkante des Schrammbords als in Querrichtung wirkende Last anzusetzen (vgl. Bild 2). Sie wirkt über eine Länge von 0,5 m und breitet sich bei starren Bauteilen im Winkel von 45° aus. Zusätzlich wirkt eine vertikale Verkehrslast von  $0,75 \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$ .



**Bild 2:** Fahrzeuganprall an Schrammborde (DIN-FB 101:2003)

### 2.3.3 Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen

Für den Fall des Fahrzeuganpralls auf die Schutzeinrichtung ist für die Tragwerksbemessung des Brückenbauwerks eine Ersatzlast von 100 kN horizontal über eine Länge von 0,5 m anzusetzen. Diese wirkt 100 mm unter Oberkante Schutzeinrichtung oder 1,0 m über der Fahrbahn bzw. dem Gehweg. Der kleinere Wert ist maßgebend.

Gleichzeitig wirkt ggf. eine vertikale Verkehrslast von  $0,5 \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$ . Allerdings ist die Lage dieser Kraft nicht angegeben. Für die Berechnungen im Rahmen dieses Forschungsprojektes wird die Vertikallast an der Schutzeinrichtung wirkend angesetzt. Es ist außerdem die Richtlinie für passive Schutzeinrichtungen (RPS) zu beachten.

## 2.4 DIN EN 1317-2:2010

### 2.4.1 Allgemein

Bei der DIN EN 1317-2:2010 handelt es sich um keine Bemessungsnorm, sondern um eine Prüf-

norm für Fahrzeugrückhaltesysteme, nach der alle Systeme geprüft werden müssen. Sie beschreibt die Schutzsysteme mit drei wesentlichen Kriterien, auch Leistungsstufen genannt. Diese Leistungsstufen sind:

- die Aufhaltestufe (T1 ... H4b),
- die Stufen der Anprallheftigkeit (A, B, C),
- die Verformung, ausgedrückt als Wirkungsbereich (W1 ... W8).

Die Einteilung wird durch experimentelle Anprallversuche festgelegt. Für diese Prüfungen gelten für Fahrzeuge die Kriterien nach Tabelle 2.

### 2.4.2 Aufhaltestufen

Die Aufhaltestufen müssen die Anforderungen nach Tabelle 3 erfüllen. Diese unterscheiden sich etwas von den Anforderungen aus DIN EN 1317-2:2007

Prüfung	Anprallgeschwindigkeit [km/h]	Anprallwinkel [Grad]	Gesamtmasse des Fahrzeugs [kg]	Fahrzeugart
TB 11	100	20	900	Pkw
TB 21	80	8	1.300	Pkw
TB 22	80	15	1.300	Pkw
TB 31	80	20	1.500	Pkw
TB 32	110	20	1.500	Pkw
TB 41	70	8	10.000	Lkw
TB 42	70	15	10.000	Lkw
TB 51	70	20	13.000	Bus
TB 61	80	20	16.000	Lkw
TB 71	65	20	30.000	Lkw
TB 81	65	20	38.000	SZ*

\* Sattelzug

Tab. 2: Kriterien für Anprallprüfungen (DIN EN 1317-2:2010)

Aufhaltestufen	Abnahmeprüfung
Rückhaltevermögen bei vorübergehenden Schutzeinrichtungen T1 T2 T3	TB 21 TB 22 TB 41 und TB 21
normales Rückhaltevermögen N1 N2	TB 31 TB 32 und TB 11
höheres Rückhaltevermögen H1 L1 H2 L2 H3 L3	TB 42 und TB 11 TB 42 und TB32 und TB 11 TB 51 und TB 11 TB 51 und TB32 und TB 11 TB 61 und TB 11 TB 61 und TB32 und TB 11
sehr hohes Rückhaltevermögen H4a H4b L4a L4b	TB 71 und TB 11 TB 81 und TB 11 TB 71 und TB32 und TB 11 TB 81 und TB32 und TB 11

**Anmerkung 1:** Aufhaltestufen mit geringem Anprallwinkel sind nur für vorübergehende Schutzeinrichtungen vorgesehen. Vorübergehende Schutzeinrichtungen können auch für höheres Rückhaltevermögen geprüft werden.

**Anmerkung 2:** Eine bei einer gegebenen Aufhaltestufe erfolgreich geprüfte Schutzeinrichtung ist als Einrichtung anzusehen, die auch die Prüfbedingung der niedrigeren Gruppe erfüllt hat, wobei N1 und N2 jedoch nicht T3 umfassen, die H-Stufen nicht die L-Stufen und H1, ..., H4b nicht N2 umfassen.

**Anmerkung 3:** Da die Prüfung und Entwicklung von Schutzeinrichtungen mit sehr hohem Rückhaltevermögen in verschiedenen Ländern unter Verwendung sehr unterschiedlicher Typen von schweren Fahrzeugen stattgefunden hat, sind in dieser Norm gegenwärtig die beiden Prüfungen TB 71 und TB 81 angegeben. Die beiden Stufen des Rückhaltevermögens H4a und H4b sollten nicht als äquivalent angesehen werden, und zwischen ihnen besteht keine hierarchische Ordnung. Das Gleiche gilt für die beiden Aufhaltestufen L4a und L4b.

**Anmerkung 4:** Die Leistung der Aufhalteklassen L wird im Vergleich zu den entsprechenden Klassen H durch die Ergänzung von Prüfung TB 32 erhöht.

Tab. 3: Aufhaltestufen nach Abnahmeprüfung (DIN EN 1317-2:2010)

Anprallheftigkeitsstufe	Indexwerte		
A	ASI ≤ 1,0	und	THIV ≤ 33 km/h
B	ASI ≤ 1,4		
C	ASI ≤ 1,9		

Tab. 4: Anprallheftigkeit nach DIN EN 1317-2:2010

Es werden prinzipiell zwei Versuche durchgeführt. Die erste Prüfung erfolgt mit einem Leichtfahrzeug (900 kg) zur Überprüfung, ob für ein leichtes Fahrzeug das Erreichen dieser Stufe zu vereinbaren ist und um die Auswirkungen auf die Fahrzeuginsassen zu untersuchen. Die zweite erfolgt entsprechend der höchsten Rückhaltestufe für das einzelne System mit einem schweren Fahrzeug.

### 2.4.3 Anprallheftigkeit

Die relevanten Kennwerte für die Bestimmung der Anprallheftigkeit (ASI und THIV) sind in DIN EN 1317-2:2010 definiert (siehe Tabelle 4). Der Wert ASI ist ein Index für die Schwere der Beschleunigung (Acceleration Severity Index), THIV ist die theoretische Anprallgeschwindigkeit des Kopfes (Theoretical Head Impact Velocity). Mit diesen aus den Versuchsdaten ermittelten Werten lässt sich direkt die jeweilige Anprallheftigkeit angeben. Die Anprallheftigkeitsstufe A entspricht der höchsten Stufe der Sicherheit für die Fahrzeuginsassen.

### 2.4.4 Wirkungsbereich

Die Verformung des Rückhaltesystems ist durch die dynamische Durchbiegung, den Wirkungsbereich und die Fahrzeugeindringung beschrieben. Ausgedrückt wird die Verformung des Schutzsystems für die Klassifizierung mit dem Wirkungsbereich. Die Stufen des Wirkungsbereichs sind in Tabelle 5 angegeben. Die Verformung des Schutzsystems muss dabei mit dem zur Verfügung stehenden Raum vereinbar sein.

## 2.5 DIN EN 1991-2:2003

### 2.5.1 Allgemein

Die für die außergewöhnliche Bemessungssituation anzusetzenden Lasten resultieren nach DIN EN 1991-2:2003 aus folgenden Lastfällen:

- Fahrzeuganprall an Überbauten oder Pfeilern,

- schweren Radlasten auf Fußwegen (Einwirkungen schwerer Radlasten sind bei allen Straßenbrücken zu berücksichtigen, bei denen Fußwege nicht durch starre Schutzeinrichtungen gesichert sind),
- Fahrzeuganprall an Schrammborden, Schutzeinrichtungen und Stützen (Anprall an Schutzeinrichtungen ist bei allen Straßenbrücken zu berücksichtigen, bei denen solche Schutzeinrichtungen vorgesehen sind; Anprall an Schrammborden ist immer zu berücksichtigen).

Für die Bemessung des Brückenkragarms sind die Lastfälle der schweren Radlasten auf Fußwegen, der Fahrzeuganprall an Schrammborde und der Anprall an Schutzeinrichtungen von Bedeutung.

## 2.5.2 Fahrzeuge auf Geh- und Radwegen

Wird keine starre Schutzeinrichtung vorgesehen, so ist die außergewöhnliche Achslast aus Fahrzeugen auf Fuß- und Radwegen auf Straßenbrücken von  $a_{Q2} \cdot Q_{12}$  gemäß Bild 1 bis zum Rand des Überbaus anzuwenden, wo die Brüstung für Fahrzeuge angeordnet ist.

## 2.5.3 Anpralllasten auf Schrammborde

Als Anpralllast auf Schrammbord wird wieder eine Horizontallast von 100 kN angesetzt. Diese wirkt 0,05 m unter der Oberkante des Schrammbords.

Klassen der normalisierten Stufen des Wirkungsbereichs	Stufen des normalisierten Wirkungsbereichs (m)
W1	$W_N \leq 0,6$
W2	$W_N \leq 0,8$
W3	$W_N \leq 1,0$
W4	$W_N \leq 1,3$
W5	$W_N \leq 1,7$
W6	$W_N \leq 2,1$
W7	$W_N \leq 2,5$
W8	$W_N \leq 3,5$

**Anmerkung 1:** In Einzelfällen darf eine Klasse der Stufen des Wirkungsbereichs unter W1 festgelegt werden.

**Anmerkung 2:** Die dynamische Durchbiegung, der Wirkungsbereich und die Fahrzeugeindringung ermöglichen die Festlegung der Aufbaubedingungen für jede Schutzeinrichtung sowie die Bestimmung der Abstände, die vor Hindernissen zu berücksichtigen sind, damit das System zufriedenstellend funktioniert.

**Anmerkung 3:** Die Verformung hängt sowohl von der Art des Systems, als auch von den Kenngrößen der Anprallprüfung ab.

Tab. 5: Stufen des normalisierten Wirkungsbereichs nach DIN EN 1317-2:2010

Sie kann wie auch in den Vorgängernormen auf einer Länge von 0,5 m angesetzt werden und bei starren Bauteilen mit einer Lastausbreitung unter 45° gerechnet werden (vgl. Bild 2). Gleichzeitig wirkt eine vertikale Verkehrslast von  $0,75 \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$ .

## 2.5.4 Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen

Als Anpralllasten auf Fahrzeugrückhaltesysteme werden für die Bauwerksbemessung vertikale und horizontale Lasten angesetzt. Die empfohlenen Werte für durch Fahrzeugrückhaltesysteme übertragene Horizontalkräfte sind in Tabelle 6 angegeben. Es werden dabei die vier Klassen A – D unterschieden. Klasse A erhält 100 kN als Horizontallast und entspricht somit der bisher angenommenen Anpralllast aus DIN-FB 101:2003. Aus Anprallversuchen (BASt H2) hat sich ergeben, dass viele der im Brückenbau anzuwendenden Systeme der Klasse C zuzuordnen sind und somit viermal höhere Horizontallasten aufweisen als bisher angenommen. Zwischen den Lastwerten und den Anforderungsklassen der Fahrzeugrückhaltesysteme gemäß DIN EN 1317-2:2010 gibt es allerdings keinen direkten Zusammenhang. Sie hängen vorwiegend von der Steifigkeit der Verbindung zum Brückenbauwerk und vom Fahrzeugverhalten während des Anpralls ab.

Die Horizontallast wirkt 0,1 m unter der Oberkante der Schutzeinrichtung oder 1,0 m über der Fahrbahn bzw. dem Fußweg. Der kleinere Wert ist maßgebend.

Als Vertikallast wird  $0,75 \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$  empfohlen. Lokal muss eine außergewöhnliche Einwirkung bemessen werden, die dem 1,25fachen Wert des lokalen charakteristischen Widerstandes der Schutzeinrichtung entspricht. Es brauchen jedoch keine weiteren Lasten angesetzt zu werden.

Klasse	Horizontalkraft (kN)
A	100
B	200
C	400
D	600

Tab. 6: Horizontalkräfte auf Fahrzeugrückhaltesysteme nach DIN EN 1317-2:2010

## 2.6 DIN-FB 101:2009

### 2.6.1 Allgemein

Für die außergewöhnliche Bemessungssituation des Brückenkragarms sind auch hier die drei Lastfälle Fahrzeuge auf Geh- und Radwegen von Straßenbrücken, Anpralllasten auf Schrammborde und Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen zu berücksichtigen. Die Einteilung in die entsprechenden Klassen erfolgt gemäß den Einsatzempfehlungen der BAST, die sich auf DIN-FB 101:2009 beziehen. Die Vorgehensweise wird in Kapitel 3 näher erläutert.

### 2.6.2 Fahrzeuge auf Geh- und Radwegen

Für den Lastfall Fahrzeuge auf Geh- und Radwegen von Straßenbrücken ist in Kapitel 4.7.3.1 (3)P geregelt, dass, wenn keine starre Schutzeinrichtung vorgesehen ist, die in Bild 1 dargestellten Achslasten bis 1 m hinter deformierbaren Schutzeinrichtungen oder bis zum Überbaurand bei ganz fehlender Schutzeinrichtung anzuwenden sind. Die Achslast ist dabei mit  $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k}$  (160 kN) angegeben.

### 2.6.3 Anpralllasten auf Schrammborde

Die Anpralllast auf Schrammborde entspricht der in DIN EN 1991-2:2003 beschriebenen. Das heißt, es sind 100 kN auf 0,05 m unter der Schrammbordoberkante als 0,5 m lange horizontale Streckenlast anzusetzen. Eine Vertikallast ist mit  $0,75 \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$  (180 kN) wenn ungünstig wirkend anzusetzen. Die Lastausbreitung in starren Bauteilen wird mit 45° angenommen.

### 2.6.4 Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen

Für die Ersatzlasten auf Schutzeinrichtungen gelten für die Werte der Horizontallasten dieselben Ansätze wie in DIN EN 1991-2:2003 angegeben. Die Lasten wirken über eine Länge von 0,5 m und sind in vier Klassen (A – D) eingeteilt (vgl. Tabelle 6). Jedoch wirkt in DIN-FB 101:2009 die Horizontallast 0,1 m unter der Oberkante der Schutzeinrichtung, mindestens jedoch 1,0 m über der Fahrbahn. Das bedeutet, der Hebelarm ist für die meisten Fälle größer als bisher angenommen und für Schutzsysteme, die kleiner als 1,10 m sind, greift die Last „in der Luft“ an. Die Vertikallast entspricht mit  $0,75 \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$  (180 kN) ebenfalls dem Wert im DIN EN 1991-2:2003. Die Position der Vertikallast wird

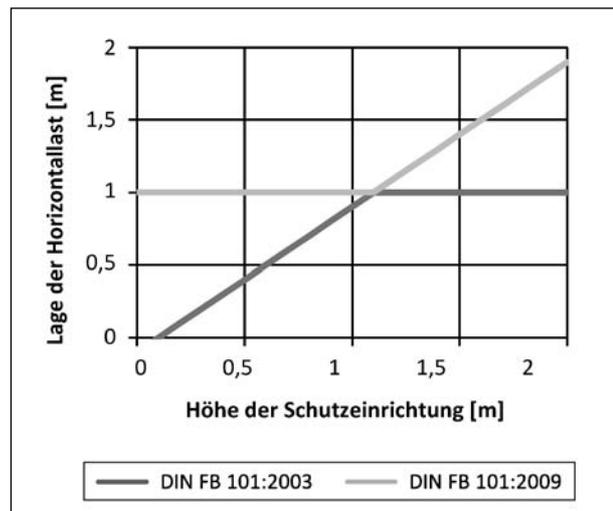


Bild 3: Vergleich der Lastangriffspunkte der Horizontalkraft

angegeben. Sie ist analog zur Laststellung für Schrammborde anzusetzen (vgl. Bild 2).

Außerdem ist ein lokaler Nachweis für das Bauteil, an dem die Schutzeinrichtung angeordnet ist, zu führen mit dem 1,25fachen Wert des lokalen Widerstands der Schutzeinrichtung als charakteristische einwirkende Last. Andere veränderliche Lasten müssen hierbei nicht gleichzeitig berücksichtigt werden.

In Bild 3 sind die Verläufe der Lagen der Horizontallast in Abhängigkeit der Höhe der Schutzeinrichtung nach DIN-FB 101:2009 im Vergleich zu DIN-FB 101:2003 dargestellt. Für eine Höhe der Schutzeinrichtung von 1,1 m ergibt sich für die Lage der Horizontallast das Gleiche, für kleinere Systeme würde nach DIN-FB 101:2009 die Last über der Schutzeinrichtung angreifen.

## 3 Überprüfung der neuen Lastansätze auf Basis der Fahrzeuganprallversuche

### 3.1 Allgemeines

Im Bereich der Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen haben sich in der Überarbeitung des DIN-FB 101:2003 zum DIN-FB 101:2009 wesentliche Änderungen ergeben.

Die in DIN-FB 101:2009 aufgeführten Anpralllasten orientieren sich mittlerweile an den Anforderungen der europäisch harmonisierten Norm DIN EN 1991-

2:2003 (Eurocode 1, Teil 2 „Einwirkungen auf Brücken“), in der im Unterschied zum DIN-FB 101:2003 die beim Anprall wirkenden Horizontalkräfte in Abhängigkeit der Einstufung des Fahrzeugrückhaltesystems in die Klassen A – D angegeben werden (vgl. Tabelle 6). Die Bemessung von Brücken für den Lastfall „Anprall auf Schutzeinrichtungen“ macht daher eine Einstufung von Fahrzeugrückhaltesystemen in die angegebenen Klassen A – D erforderlich.

In den vergangenen Jahren wurden mehrere Anprallversuche an unterschiedlichen Rückhaltesystemen durchgeführt, mit dem Ziel, die Wirkungsweise der einzelnen Systeme zu überprüfen sowie die Einwirkungen auf Brücken bei einem Fahrzeuganprall im Bereich des Brückenkragarms und an den Brückenkappen zu klären, um dadurch zu einer Einstufung der Fahrzeugrückhaltesysteme gemäß der in DIN-FB 101:2009 und DIN EN 1991-2:2003 aufgeführten Klassen A – D zu gelangen.

Bis zum Zeitpunkt der Einführung des DIN-FB 101:2009 im Juni 2009 waren 10 Anprallversuche an H2- und H4b-Systemen gemäß dem in den nachfolgenden Kapiteln beschriebenen Vorgehen ausgewertet worden. Die im Detail in (BASt H2) und (BASt H4b) dokumentierten abgeleiteten Lastmodelle und Auswertungen und die anschließende Einstufung (BASt-Einstufungsliste) der untersuchten Systeme in Klassen nach DIN-FB 101:2009 werden dargestellt und beurteilt.

### 3.2 Vorgehensweise für die Festlegung von Einwirkungsgrößen für den Lastfall Fahrzeuganprall auf Schutzeinrichtungen

Die von der BASt vorgenommene Einstufung von Fahrzeugrückhaltesystemen in die einzelnen Klassen A – D nach DIN-FB 101:2009 basiert auf folgender Vorgehensweise, die u. a. auch in (BASt 2011) detailliert dargestellt ist:

1. Durchführung von Fahrzeuganprallversuchen nach DIN EN 1317-2:2010 an einem einheitlichen und standardisierten Versuchsaufbau.
2. Auswertung der Versuche und Ermittlung von maximalen Beanspruchungsgrößen beim Fahrzeuganprall.
3. Ableitung von einfachen 4-m-Ersatzlasten an der Schrammbordkante.

4. Einstufung der geprüften Rückhaltesysteme in die in DIN-FB 101:2009 bzw. DIN EN 1991-2:2003 aufgeführten Klassen A – D unter Verwendung von Hilfsschnittgrößen am Kragarmanschnitt.

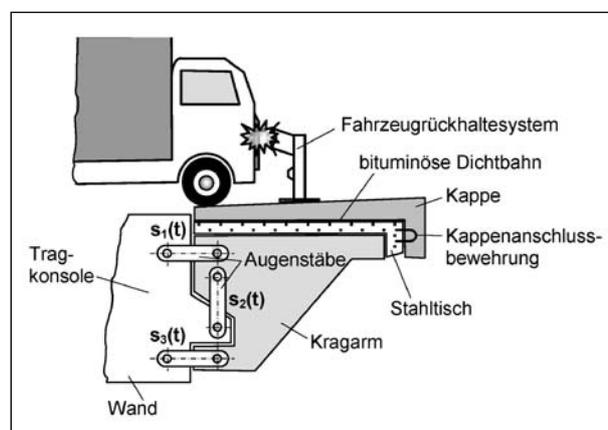
### 3.3 Versuche zum Fahrzeuganprall auf Schutzeinrichtungen

#### 3.3.1 Allgemeines

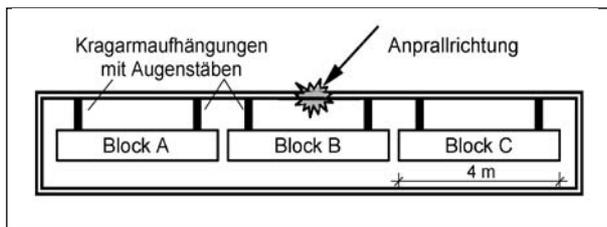
Das Erfordernis der Durchführung von Anprallversuchen begründet sich aus den in Deutschland eingeführten „Richtlinien für passiven Schutz an Straßen durch Fahrzeug-Rückhaltesysteme“ (RPS 2009). Hiernach ist eine Überprüfung der Leistungsfähigkeit bzw. des Aufhaltevermögens sowie der Anprallheftigkeit eines Rückhaltesystems nach DIN EN 1317-2:2010 erforderlich.

#### 3.3.2 Versuchsaufbau

Bild 4 zeigt eine Systemskizze des standardisierten Versuchsaufbaus. Innerhalb einer Messgrube wird ein Brückenkragarm nachgebildet und mittels Augenstäben als Kraftmesser an der Seitenwand (Tragkonsole) befestigt. Die Augenstäbe sind dabei so angeordnet, dass die am Kragarm wirkenden Schnittgrößen ( $M$ ,  $V$ ,  $N$ ) mittels Dehnmessstreifens gemessen werden können. Auf dem Kragarm wird eine Brückenkappe gemäß RiZ-ING Kap. 1 (Ausgabe Dez. 2004) angebracht, das heißt, diese ist nur stirnseitig durch die Kappenanschlussbewehrung mit dem Überbau durch Bewehrungsstäbe BSt 500 mit  $2 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm}$  im Abstand von 40 cm verbunden. An der Verankerungsstelle der



**Bild 4:** Anprallversuch nach DIN EN 1317-2:2007 mit Prüfeinrichtung, Systemskizze für die Messung von Beanspruchungen während des Anpralls



**Bild 5:** Draufsicht auf die Prüfeinrichtung mit drei hintereinanderliegenden 4 m langen Kragarmkonsolen (Block A – C)

Kappenanschlussbewehrung sind Kraftmessdosen angebracht, die es ermöglichen, die Zugkraft in den Bewehrungsstäben während des Anprallvorgangs direkt zu messen.

Die gesamte Prüfeinrichtung besteht aus 3 in Fahrtrichtung hintereinanderliegenden 4 m langen Stahlbetonkonsolen (Block A – C), auf denen sich die insgesamt 12 m lange Kappe befindet (vgl. Bild 5).

### 3.3.3 Messergebnisse

Während der Anprallversuche wird der zeitliche Verlauf der Beanspruchungen im Kragarm, d. h. an der Aufhängung des Kragarms an der Konsole, durch die drei Augenstäbe  $s_i(t)$  gemessen (vgl. Bild 4).

Parallel zur Messung der Beanspruchungen an der Konsolaufhängung finden auch die Messungen in den Kraftmessdosen der Kappenanschlussbewehrung statt.

### 3.3.4 Beurteilung

Ein Versuchsaufbau sollte grundsätzlich so realitätsnah als möglich, aber auch wirtschaftlich und technisch vertretbar sein, um das Ereignis zutreffend zu beschreiben. Der in Bild 4 dargestellte und bisher zur Anwendung kommende Versuchsaufbau ist selbstverständlich nicht vollumfänglich in der Lage, die reale Situation am Brückenbauwerk abzubilden, da noch viele andere Faktoren eine Rolle spielen, die im Experiment nicht erfasst werden können. Im vorliegenden Fall betrifft dies z. B. die Lagerung der Betonkappe auf dem Stahl Tisch, die so in Realität nicht auftritt, oder den gemäß DIN EN 1317:2009 geforderten Anprallwinkel von  $20^\circ$ , der in der Praxis sowohl unter- als auch überschritten werden kann. Mit dem gewählten standardisierten Versuchsaufbau besteht jedoch erstmalig die Möglichkeit, die auf eine Brücke wirkenden Lasten bei einem Fahrzeuganprall auf unterschiedliche Fahr-

zeugrückhaltesysteme vergleichend und systematisch zu erfassen.

## 3.4 Auswertung der Anprallversuche und Ermittlung von maßgebenden Beanspruchungen

### 3.4.1 Vorgehensweise

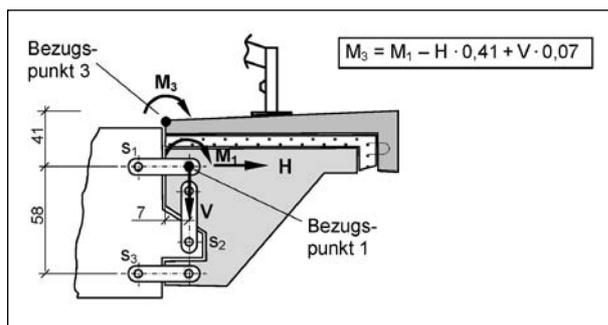
Maßgebend für die Tragfähigkeit einer Brücke beim Fahrzeuganprall ist im Allgemeinen die Momentenbeanspruchung im Kragarmbereich. Die Ermittlung der Kragarmbeanspruchung erfolgt daher durch Auswertung der Messergebnisse in den Augenstäben der Konsolaufhängung. Hierbei werden für die einzelnen Blöcke A – C (vgl. Bild 5) getrennt die Kräfte in den insgesamt 6 Augenstäben je Block aufsummiert, um daraus für den Bezugspunkt 1 (vgl. Bild 6) in einfacher Weise die beim Anprallversuch je Block wirkenden Schnittgrößen  $M_1$ ,  $H$  und  $V$  bestimmen zu können. Die Wahl des Bezugspunkts 1 im Schnitt der Wirkungslinien der Augenstäbe  $s_1$  und  $s_2$  hat den Vorteil, dass unter Kenntnis des Abstandes (Hebelarms) zwischen  $s_1$  und  $s_3$  direkt das Moment  $M_1$  auf Grundlage der Kraft im Stab  $s_3$  bestimmt werden kann. Im Anschluss daran wird – zur besseren Praxisverwendbarkeit – das Moment auf den Bezugspunkt 3, der der in der Praxis bekannten Schrammbordkante entspricht, unter Einhaltung der statischen Gleichgewichtsbedingungen umgerechnet (vgl. Formel in Bild 6). Die Horizontal- und Vertikalbeanspruchungen am Bezugspunkt 1 und 3 sind entsprechend identisch.

Infolge der Zeitvarianz der gemessenen Kräfte treten die Summen der maximalen Beanspruchungen ( $\max M$ ,  $\max H$ ,  $\max V$ ) im Allgemeinen jeweils zu unterschiedlichen Zeitpunkten auf, was in der Auswertung entsprechend berücksichtigt wird.

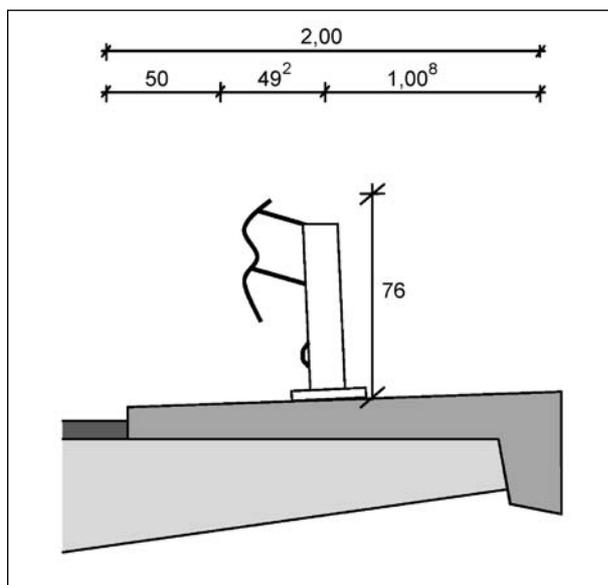
### 3.4.2 Beispiel

Im Folgenden wird anhand von dem „System B“ aus (BASt H2) die Auswertung der Messergebnisse erläutert und dargestellt.

Bei dem geprüften Fahrzeugrückhaltesystem handelt es sich um ein einseitiges Pfosten-Holm-System mit einer Höhe von 76 cm und einer Baubreite von 49,2 cm (vgl. Bild 7). Der Abstand zur Schrammbordkante beträgt 50 cm. Die Pfosten haben einen Abstand von 1,33 m zueinander. Davor ist ein Dämpfungsbügel mit angeschraubtem



**Bild 6:** Ermittlung der Beanspruchungen in den einzelnen Blöcken



**Bild 7:** System B, Schnittdarstellung

Schutzplankenholm angebracht. Zusätzlich befindet sich darunter noch ein Unterfahrerschutz. Die Fußplatten (280 x 360 mm) der Pfosten sind über zwei Betonschrauben (M 16) mit der Brückenkappe verbunden. Es wurde im Anprallversuch am Gesimsrand kein Geländer installiert.

Nach der Anprallprüfung wurden an der Brückenkappe keine Schäden durch lokale Lasteinleitungen festgestellt. Die Zugkräfte in der Kappenanschlussbewehrung blieben stets unter 15 kN und lagen somit nach (BASt H2) unter der Beanspruchbarkeitsgrenze des Betonstahls.

In Tabelle 7 sind die maximalen Schnittgrößen beim Anprallversuch als Summe in den beiden Blöcken A und B dargestellt. Die Blöcke A und B sind dabei die beiden 4 m langen Konsolen der Prüfeinrichtung in Fahrtrichtung vorne liegend (vgl. Bild 5).

Das Moment ist jeweils für den Bezugspunkt 1 und 3 angegeben. Wie Tabelle 7 zu entnehmen ist, tre-

	Bezugspunkt 1				Bezugspunkt 3
	T [s]	V [kN]	H [kN]	M [kNm]	$M_{max}$ [kNm]
$max M$	0,7180	223,52	167,22	239,61	187
$max H$	0,7212	228,91	178,46	236,49	179
$max V$	0,8055	309,99	87,15	207,94	194

**Tab. 7:** Ermittlung der maximalen Beanspruchungen am Bezugspunkt 3 für die Blöcke A und B (BASt H2)

	Bezugspunkt 1				Bezugspunkt 3
	T [s]	V [kN]	H [kN]	M [kNm]	$M_{max}$ [kNm]
$max M$	0,7242	178,91	246,25	315,13	227
$max H$	0,7199	172,06	277,49	305,22	203
$max V$	0,8055	271,69	114,39	248,63	221

**Tab. 8:** Ermittlung der maximalen Beanspruchungen am Bezugspunkt 3 für die Blöcke A, B und C (BASt H2)

ten die maximalen Schnittgrößen an der Kragarm-einspannung in etwa zum gleichen Zeitpunkt  $t \approx 0,72$  bis  $0,81$  Sekunden auf.

In Tabelle 8 sind ergänzend die Summenwerte der Schnittgrößen für die gesamte Prüfeinrichtung (Blöcke A, B und C) aufgeführt. Für die gesamte Brücke ergibt sich ein maximales Biegemoment von 227 kNm, bezogen auf die Schrammbordkante (Bezugspunkt 3). Die auf den Bezugspunkt 3 bezogenen Momente sind auf Grund der Umrechnung kleiner als die auf den Bezugspunkt 1 bezogenen Momente. Die Querkräfte am Gesamtsystem fallen kleiner aus als für die Blöcke A und B zusammen, da sich Block C hinter der Anprallstelle befindet und sich dort abhebende Lasten ergeben.

### 3.4.3 Beurteilung

In GÜLICH (2009) wird u. a. die Form der statischen Ermittlung und Umrechnung der an den Augenstäben auftretenden Beanspruchungen und daraus resultierenden Kräfte kritisch gesehen, da die Auflagerung der drei Blöcke mit jeweils 6 Augenstäben statisch überbestimmt ist und mögliche Kräfte aus komplexen geometrischen Beziehungen sowie Steifigkeitseinflüsse außer Acht gelassen werden.

Hierzu ist zu erwähnen, dass die in den Augenstäben während des Anprallversuchs gemessenen Be-

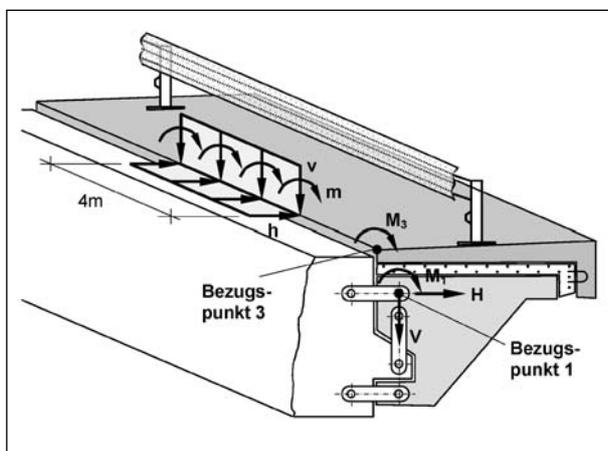
anspruchungen als Reaktionskräfte des statisch überbestimmt gelagerten Systems verstanden werden können und somit implizit zusätzliche Beanspruchungen infolge der statischen Überbestimmtheit und der dadurch generierten Abhängigkeit von der Geometrie und Steifigkeit des Systems enthalten.

Inwieweit die hier gewählten einfachen statischen Umrechnungen der Beanspruchungen durch das hochgradig dynamische Verhalten des Anpralls beeinflusst werden, kann nicht ausreichend beurteilt werden. Mit den Versuchsergebnissen stehen jedoch erstmals einheitliche Beanspruchungen, die an einem standardisierten Versuchsaufbau ermittelt wurden, zur Verfügung, anhand derer ein Vergleich möglich ist.

### 3.5 Festlegung von statischen 4-m-Ersatzlasten

#### 3.5.1 Vorgehensweise

Die Dokumentation der bisher geprüften Fahrzeugrückhaltesysteme in (BASt H2) und (BASt H4b) beinhaltet nicht nur die Darstellung und Auswertung der Messergebnisse, sondern auch eine Ableitung von statischen so genannten 4-m-Ersatzlasten. Die Ableitung dieser 4-m-Ersatzlasten ist teilweise historisch bedingt und basiert im Wesentlichen auf einem österreichischen Vorschlag (vgl. ÖNORM ENV 1991-12), bei dem die im vorherigen Kapitel 3.4 am Bezugspunkt 3 (Schrammbordkante) ermittelten Schnittgrößen  $M_3$ ,  $H$  und  $V$  in gleichmäßig verteilte Ersatzstreckenlasten  $m$ ,  $h$  und  $v$  auf eine Einwirkungslänge von 4 m auf die Schrammbord-



**Bild 8:** Statische 4-m-Ersatzlasten  $m$ ,  $h$  und  $v$  an der Schrammbordkante (Bezugspunkt 3) bezogen auf eine Einwirkungslänge von 4 m

kante umgerechnet werden (vgl. Bild 8). Auf Basis dieser 4-m-Ersatzlasten wurde bisher, als noch keine Einstufung der Systeme entsprechend den Klassen im DIN-FB 101 bzw. EN 1991-2 erforderlich war, der Nachweis am Kragarm geführt.

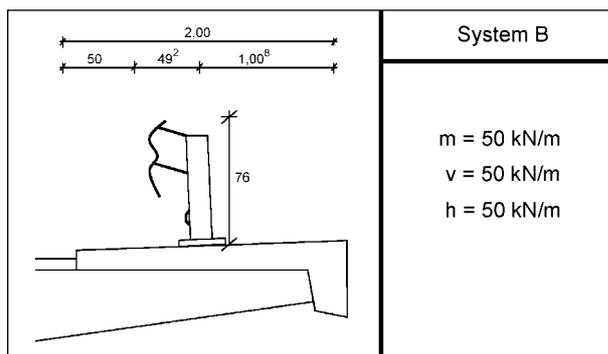
Für die bislang geprüften Fahrzeugrückhaltesysteme erfolgte die Ermittlung der gleichmäßig verteilten 4-m-Ersatzlasten in der Regel unter Verwendung der in den Blöcken A und B aufsummierten Kräfte und deren Umrechnung auf eine Einwirkungslänge von 4 m. Die Verwendung der Summe der Beanspruchungen in den Blöcken A und B resultiert aufgrund der beim Anprallversuch in diesen Blöcken beobachteten deutlich größeren Beanspruchungen im Vergleich zum Block C, der sich hinter der Anprallstelle befindet (vgl. Bild 5).

Im Zuge der Festlegung der 4-m-Ersatzlasten wurden – vor allem bei den in (BASt H2) aufgeführten Versuchen an H2-Rückhaltesystemen – teilweise noch subjektive systemabhängige Anpassungen in Form von Sicherheitszuschlägen bzw. Sicherheitsabschlägen von bis zu 20 % auf einzelne Einwirkungsgrößen vorgenommen. Diese Festlegungen fanden auf Basis von Beobachtungen des Schädigungsbildes beim Anprallversuch statt und sollten auch eine mögliche Streuung der Messwerte berücksichtigen sowie in geringem Umfang auch ungünstigere Anprallsituationen oder schwerere Fahrzeuge.

#### 3.5.2 Beispiel

Wie in Tabelle 7 und Tabelle 8 dargestellt, sind die Beanspruchungen in den Blöcken A und B deutlich größer als im Block C. Für die Festlegung der 4-m-Ersatzlasten wurde daher in (BASt H2) die Summe der Beanspruchungen im Bezugspunkt 3 im Block A und B verwendet. Hierfür wurden die in Tabelle 7 aufgeführten Werte mit einem Sicherheitszuschlag auf praxistaugliche Werte gerundet und dann als gleichmäßig verteilt wirkende Beanspruchungen auf eine Länge von 4 m, als gleichmäßig verteilt wirkende 4-m-Ersatzstreckenlasten, umgerechnet:

- $M_{3,exp} = 187 \text{ kNm} \rightarrow M_3 = 200 \text{ kNm}$   
 $\rightarrow M_3$  verteilt auf 4 m:  $m = 50 \text{ kNm/m}$ ,
- $H_{exp} = 179 \text{ kN} \rightarrow H = 200 \text{ kN}$   
 $\rightarrow H$  verteilt auf 4 m:  $h = 50 \text{ kN/m}$ ,
- $V_{exp} = 194 \text{ kN} \rightarrow V = 200 \text{ kN}$   
 $\rightarrow V$  verteilt auf 4 m:  $v = 50 \text{ kN/m}$ .



**Tab. 9:** Beispiel für gleichmäßig verteilte 4-m-Ersatzlasten an der Schrammbordkante für das „System B“ (BASt H2)

Im vorliegenden Fall liegt der gewählte Sicherheitszuschlag in Abhängigkeit der Beanspruchung bei 3 % (Vertikallast), 7 % (Biegemoment) und 12 % (Horizontallast).

Für das im Anprallversuch überprüfte „System B“ gemäß (BASt H2) sind, basierend auf den Messergebnissen, die 4-m-Ersatzlasten an der Schrammbordkante bei einer Lasteinwirkungslänge von 4 m in Tabelle 9 aufgelistet.

### 3.5.3 Beurteilung

Die Festlegung der 4-m-Ersatzlasten orientiert sich an der österreichischen Vorgehensweise in ÖNORM ENV 1991-2 und entspricht damit der Länge eines Messblocks. Es erscheint daher sinnvoll, die in einem Messblock beim Anprallversuch gemessenen größten (Biegemomenten-)Beanspruchungen als Größe für die Ermittlung der gleichmäßig verteilten Ersatzstreckenlasten heranzuziehen. Die Ermittlung der gleichmäßig verteilten Ersatzstreckenlasten erfolgte jedoch i. d. R. unter Verwendung der in Blöcken A und B aufsummierten Kräfte und deren Umrechnung auf eine Einwirkungslänge von 4 m. Infolge der im Anprallversuch bei den Blöcken A und B vorliegenden Einwirkungslänge von 8 m führt die vorgenommene Umrechnung dieser Summenkräfte auf eine Einwirkungslänge von nur 4 m daher zu einer nicht unerheblichen Konzentration der Beanspruchung. Im Vergleich zu den Messergebnissen je Block erhöhen sich dadurch die Beanspruchungen um den Faktor 1,5 bis 2,0.

Neben der Konzentration der Einwirkungen wurden im Zuge der Ableitung der 4-m-Ersatzlasten – vor allem bei den in (BASt H2) aufgeführten Versuchen an H2-Rückhaltesystemen – teilweise noch subjektive systemabhängige Anpassungen in Form von

Sicherheitszuschlägen bzw. -abschlägen von bis zu 20 % auf einzelne Einwirkungsgrößen vorgenommen.

Diese Festlegung basiert auf Beobachtungen des Schädigungsbildes beim Anprallversuch und soll auch eine mögliche Streuung der Messwerte berücksichtigen. Da es sich bei allen bisher durchgeführten Anprallversuchen um Einzelversuche handelt, sollte die erwähnte Sicherheitsanpassung für die Streuung der Messergebnisse bei allen Systemen möglichst in gleicher Weise berücksichtigt werden. Gleiches gilt für die möglichen Anpassungen der Einwirkungen aufgrund der Beurteilung der Resttragfähigkeit des Systems. Im Sinne einer standardisierten Vorgehensweise zur Einstufung von Fahrzeurückhaltesystemen basierend auf Versuchsergebnissen sollte eine weitestgehend einheitliche Auswertung mit nur geringem Spielraum an subjektiven Anpassungen angestrebt werden.

## 3.6 Einstufung der Rückhaltesysteme

### 3.6.1 Vorgehensweise

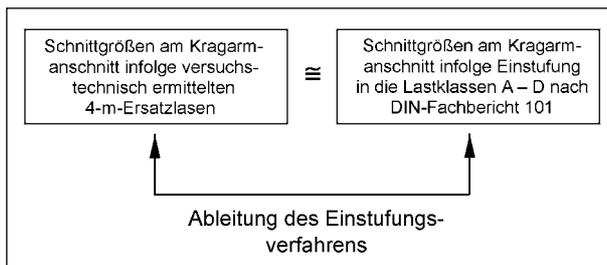
Um den Anforderungen des DIN-FB 101:2009 gerecht zu werden, ist eine Einstufung der nach DIN EN 1317 geprüften Schutzeinrichtungen in die entsprechenden Horizontalklassen A – D nach DIN-FB 101:2009 bzw. DIN EN 1991-2:2003 erforderlich. Um dies zu erreichen, wurde von der BASt ein möglichst einfaches und standardisiertes Verfahren angestrebt, das eine Gleichbehandlung aller geprüften Fahrzeurückhaltesysteme unterschiedlicher Hersteller erlaubt. Parallel dazu sollten die Einstufung und damit die Festlegung der Beanspruchungen für den Lastfall Fahrzeuganprall auch ausreichend sicher sein, damit kein Versagen der Kragarmkonstruktion auftritt.

Das in (BASt 2011) dokumentierte standardisierte Auswerteverfahren zur Einstufung der Fahrzeurückhaltesysteme in die Klassen A – D untergliedert sich in folgende Schritte:

- 1.) Einstufung in die Horizontallastklasse A – D und
- 2.) Überprüfung und ggf. Anpassung der Vertikallast.

### 3.6.2 Hintergrund

Grundsätzlich soll durch die Einstufung der Fahrzeurückhaltesysteme in die vorgegebenen Last-



**Bild 9:** Grundlage der Ableitung des Einstufungsverfahrens von Rückhaltesystemen in die Klassen A – D nach DIN-FB 101

klassen A – D sichergestellt werden, dass durch den infolge der Einstufung gewählten Lastansatz die Schnittgrößen für die Bemessung des Kragarmanschnittes die im Anprallversuch gemessenen Einwirkungen sicher abdecken. Um dies zu erzielen, wurden von der BAST intern umfangreiche Vergleichsberechnungen durchgeführt mit dem Ziel, ein einfaches Einstufungsverfahren zu entwickeln, das eine Äquivalenz der Schnittgrößen am Kragarmanschnitt ermöglicht (vgl. Bild 9). Die Äquivalenz der Schnittgrößen am Kragarmanschnitt wird dabei zwischen den versuchstechnisch ermittelten Beanspruchungen aus den 4-m-Ersatzlasten (vgl. Kapitel 3.5) und den aus der Einstufung resultierenden Schnittgrößen gefordert. Sind beide Schnittgrößen weitestgehend identisch, so bedeutet dies, dass durch die gewählte Einstufung das Lastmodell eine zuverlässige Vorhersage der beim Fahrzeuganprall auftretenden und gemessenen Beanspruchungen am Kragarmanschnitt ermöglicht.

Auf Grundlage der in Bild 9 dargestellten Anforderungen wurde schließlich das nachfolgende Verfahren für die Einstufung in die Horizontalklasse A – D sowie die Anpassung der Vertikallasten gewählt. Hierbei ist anzumerken, dass die Ableitung dieser Vorgehensweise formal keinen Bezug mehr zu den in Kapitel 3.5 ausgewerteten 4-m-Ersatzlasten hat, da das Verfahren lediglich BAST-intern auf Grundlage von Vergleichsrechnungen entwickelt bzw. kalibriert wurde und damit implizit die in Bild 9 aufgeführten Anforderungen der Schnittgrößenäquivalenz beinhaltet. Das heißt, zukünftig ist durch das gewählte Einstufungsverfahren keine Ermittlung von 4-m-Ersatzlasten mehr erforderlich.

### 3.6.3 Einstufung in die Horizontalklasse

#### 3.6.3.1 Vorgehensweise

Für die Einstufung in die Horizontalklasse wird ein Vergleichswert in Form einer Hilfsschnittgröße  $H_H$

am Kragarmanschnitt ermittelt, die sich aus den gemessenen horizontalen Beanspruchungen aus dem Anprallversuch ergibt. Diese Hilfsschnittgröße basiert auf der Annahme, dass die Schutteinrichtung biegesteif mit der Kappe und die Kappe wiederum biegesteif mit dem Kragarm verbunden ist, und geht von einer Lastausbreitung von  $45^\circ$  aus (Normalkraft- und Biegemoment). Die gemäß nachfolgender Gleichung zu ermittelnde Hilfsschnittgröße  $H_H$  spiegelt damit die maximale Horizontallast aus dem maßgebenden Block A, B oder C zuzüglich einem Horizontallastanteil über die Restlänge ( $e - 4$  m) aus der Horizontallast des 12-m-Gesamtsystems (alle 3 Blöcke A – C) wider.

$$H_H = H_{\max, \text{Block}} + \frac{H_{\max, \text{GS}}}{12 \text{ m}} \cdot (e - 4 \text{ m})$$

mit

$H_H$  gemittelte Horizontallast am Kragarmanschnitt als Hilfsschnittgröße zur Einstufung in die Horizontalklasse A – D für den Lastfall Fahrzeuganprall in [kN]

$H_{\max, \text{Block}}$  der im Anprallversuch gemessene Maximalwert der Horizontalkraft im 4-m-Block A, B oder C in [kN]

$H_{\max, \text{GS}}$  der im Anprallversuch gemessene Maximalwert der Summe der Horizontalkraft in den allen Blöcken A – C bzw. am 12-m-Gesamtsystem in [kN]

$e$  Länge der Lastausbreitung der Horizontallast beim Anprallversuch in Abhängigkeit der Geometrie und der Anordnung der Schutteinrichtung in [m] (vgl. Bild 10)

Unter Kenntnis der gemittelten Hilfsschnittgröße  $H_H$  erfolgt schließlich die Einstufung durch den Vergleich mit der Horizontallast der Klassen A – D gemäß DIN-FB 101:2009.

$$H_H \leq 100 \text{ kN} \rightarrow \text{Einstufung in Klasse A,}$$

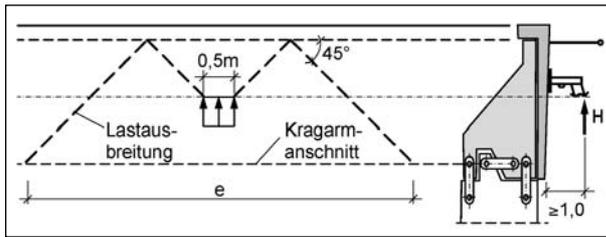
$$100 \text{ kN} < H_H \leq 200 \text{ kN} \rightarrow \text{Einstufung in Klasse B,}$$

$$200 \text{ kN} < H_H \leq 400 \text{ kN} \rightarrow \text{Einstufung in Klasse C,}$$

$$400 \text{ kN} < H_H \leq 600 \text{ kN} \rightarrow \text{Einstufung in Klasse D.}$$

#### 3.6.3.2 Beispiel der Horizontallasteinstufung

Als Beispiel für die Horizontallasteinstufung wird die in Bild 7 dargestellte Schutteinrichtung gewählt.



**Bild 10:** Lastausbreitung  $e$  am Versuchsaufbau und Ermittlung der Beanspruchungen am Kragarmanschnitt ausgehend von der Horizontallast  $H$

Die in (BAST H2) dokumentierte Auswertung der Messergebnisse des Anprallversuchs liefert folgende Horizontallasten:

$$H_{\max, \text{Block}} = 126 \text{ kN} \quad \text{am 4-m-Block A}$$

$$H_{\max, \text{GS}} = 277 \text{ kN} \quad \text{am 12-m-Gesamtsystem}$$

Unter Kenntnis der Anordnung der Schutzeinrichtung beim Anprallversuch ergibt sich bei Ansatz eines Lastausbreitungswinkels von  $45^\circ$  folgende Länge  $e$  an der Schrammbordkante:

$$e = 0,5 \text{ m} + 2 \cdot 1,15 \text{ m} + 2 \cdot 1,58 \text{ m} = 5,96 \text{ m}$$

Damit ergibt sich die horizontale Hilfsschnittgröße  $H_H$  für die Einstufung zu

$$H_H = 126 \text{ kN} + \frac{277 \text{ kN}}{12 \text{ m}} \cdot (5,96 \text{ m} - 4 \text{ m}) = 171,2 \text{ kN}$$

Die so ermittelte Hilfsschnittgröße führt letztendlich zur Einstufung des Systems in die Klasse B mit einer anzusetzenden Horizontallast von 200 kN.

### 3.6.3.3 Beurteilung der Vorgehensweise

Die Einstufung der Horizontallast erfolgt formal auf Basis einer aus gemessenen Blocklasten abgeleiteten Hilfsschnittgröße. Diese Hilfsschnittgröße orientiert sich sinnvollerweise an der Anordnung der Rückhaltesystems auf der Schrammbordkante und erfasst dadurch geometrie- und systemabhängige Einflussfaktoren. Der rechnerische Ansatz für die Ermittlung der Hilfsschnittgröße basiert auf den Messwerten an den Blöcken sowie der Annahme einer Lastausbreitung von  $45^\circ$ .

## 3.6.4 Anpassung der Vertikallast

### 3.6.4.1 Vorgehensweise

DIN EN 1991-2:2003 sieht für den Lastfall Anprall auf Schutzeinrichtungen einen konstanten Wert für die Vertikalkraft von  $V = 180 \text{ kN}$  ( $0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} =$

$0,75 \cdot 0,8 \cdot 300 \text{ kN} = 180 \text{ kN}$ ) vor. Wenngleich DIN EN 1991-2:2003 keine Möglichkeit zur Anpassung der Vertikalkraft beim Lastfall Anprall vorsieht, wurde von der BAST auf Grundlage der Messergebnisse aus den Anprallversuchen im DIN-Fachbericht 101:2009 eine zusätzliche Anpassung der Vertikallast vorgesehen:

$$V = f_v \cdot 0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = f_v \cdot 180 \text{ kN}$$

mit

$V$  gemäß DIN-Fachbericht 101:2009 bzw. DIN EN 1991-2:2003 anzusetzende Vertikalkraft für den Lastfall Anprall auf Schutzeinrichtungen in [kN]

$f_v$  Faktor zur Anpassung der Vertikalkraft für den Lastfall Anprall auf Schutzeinrichtungen basierend auf Anprallversuchen und deren Auswertungen in [-]

Für die Anpassung der Vertikalkraft wird analog dem Vorgehen der Horizontallasteinstufung wiederum eine Hilfsschnittgröße  $V_H$  festgelegt, die mit den Messergebnissen der Anprallversuche verglichen wird, um damit eine ggf. erforderliche Anpassung der Vertikallast vornehmen zu können.

Aufgrund der bei den Anprallversuchen nicht vorhandenen Querkraftkopplung der einzelnen Konsolen (Blöcke) wird als maßgebende Hilfsschnittgröße für die Vertikallastanpassung eine Mittelung der gemessenen Kräfte vorgenommen. Hierbei wird der Maximalwert der Querkraft im 4-m-Block und die anteilig über die verbleibende Restlänge von 8 m sich ergebende maximale Querkraft gemäß nachfolgender Gleichung gemittelt.

$$V_H = \frac{1}{2} \cdot \left[ \frac{V_{\max, \text{Block}}}{4 \text{ m}} + \left( \frac{V_{\max, \text{GS}} - V_{\max, \text{Block}}}{8 \text{ m}} \right) \right] \cdot 4 \text{ m}$$

für  $V_{\max, \text{GS}} > V_{\max, \text{Block}}$  und

$$V_H = \frac{1}{2} \cdot V_{\max, \text{Block}}$$

für  $V_{\max, \text{GS}} \leq V_{\max, \text{Block}}$

mit

$V_H$  Hilfsschnittgröße zur ggf. erforderlichen Anpassung der Vertikallast für den Lastfall Anprall auf Schutzeinrichtungen in [kN]

$V_{\max, \text{Block}}$  der im Anprallversuch gemessene Maximalwert der Querkraft im 4-m-Block A, B oder C

$V_{\max,GS}$  der im Anprallversuch gemessene Maximalwert der Summe der Querkraft in allen Blöcken A – C bzw. am 12-m-Gesamtsystem

In der Regel ist die maximale Querkraft auf dem 12-m-Gesamtsystem  $V_{\max,GS}$  größer als der Maximalwert am 4-m-Block  $V_{\max,Block}$ .

Unter Kenntnis der gemittelten Hilfsschnittgröße für die Vertikallast  $V_H$  erfolgt schließlich die Anpassung durch den Faktor  $f_V$  gemäß Formel

$$f_V = \frac{V_H}{0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}} \quad \text{für } V_H > 0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$$

$$f_V = 1,0 \quad \text{für } V_H \leq 0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$$

### 3.6.4.2 Beispiel Vertikallastanpassung

Als Beispiel wird analog der Horizontallasteinstufung die in Bild 7 dargestellte Schutzeinrichtung gewählt.

Die in (BASt H2) dokumentierte Auswertung der Messergebnisse beim Anprallversuch liefert folgende Vertikallasten:

$$V_{\max,Block} = 193 \text{ kN} \quad \text{am 4-m-Block A}$$

$$V_{\max,GS} = 272 \text{ kN} \quad \text{am 12-m-Gesamtsystem}$$

Da die Vertikallast am Gesamtsystem größer ist als die maximale Vertikallast am Block A, ergibt sich folgende Hilfsschnittgröße:

$$V_H = \frac{1}{2} \cdot \left[ \frac{193 \text{ kN}}{4 \text{ m}} + \left( \frac{272 \text{ kN} - 193 \text{ kN}}{8 \text{ m}} \right) \right] \cdot 4 \text{ m} = 116,3 \text{ kN}$$

Für die vorliegende Schutzeinrichtung ist die ermittelte Hilfsschnittgröße geringer als die anzusetzende Vertikalkraft von 180 kN, daher braucht keine Anpassung der Vertikalast vorgenommen werden ( $f_V = 1,0$ ).

### 3.6.4.3 Beurteilung

Aufgrund der gewählten Versuchsanordnung und der damit nicht vorhandenen Querkraftkopplung der einzelnen Blöcke untereinander ist ein zutreffender Lastansatz nicht ohne weiteres möglich. Es ist davon auszugehen, dass im realen Falle infolge der im Kragarm vorhandenen Querkraftkopplung die Beanspruchungen auf einen 4-m-Block grundsätzlich kleiner ausfallen, was durch die Mittelung berücksichtigt wird. Inwieweit der gewählte Ansatz

dies zutreffend erfassen kann, kann derzeit nicht ausreichend beurteilt werden.

## 3.7 Zusammenfassung und Empfehlung

### 3.7.1 Zusammenfassung

Im vorliegenden Kapitel wurden die Anprallversuche sowie das daraus resultierende Vorgehen zur Einstufung von Fahrzeugrückhaltesystemen in die Lastklassen A – D nach DIN-FB 101:2009 bzw. DIN EN 1991-2:2003 dargestellt und beurteilt. Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die bislang durchgeführten Anprallversuche sowie die auf den Messergebnissen und daraus resultierenden Hilfslastmodellen vorgenommene Einstufung der Fahrzeugrückhaltesysteme in die Lastklassen A – D nach DIN-FB 101:2009 bzw. DIN EN 1991-2:2003 stellen einen ersten Schritt eines technischen Prozesses dar, bei dem es darum geht, die Sicherheitsanforderung an die Bemessung des Brückenkragarms zur Vermeidung von Fahrzeugabstürzen von Brücken festzulegen. Grundlage hierfür bilden die experimentell sehr aufwändig und begrenzt durchführbaren Anprallversuche, die nur wenig Spielraum für Parameteruntersuchungen ermöglichen. Der bisherige Prozess bietet daher erstmalig die Möglichkeit, unterschiedliche Fahrzeugrückhaltesysteme in ihrer Funktion als auch im Hinblick auf die resultierenden Beanspruchungen auf das Brückentragwerk systematisch und vergleichend gegenüberzustellen.
- Es liegt in der Natur des Versuchswesens, dass die bisherigen Anprallversuche keine reale Abbildung eines Fahrzeuganpralls auf der Brücke widerspiegeln können, da hier noch andere Faktoren eine Rolle spielen, die im Versuch nicht erfasst werden können. Die Auswertung, Beurteilung und Anpassung der Versuchsergebnisse an die reale Situation stellen daher einen weiteren wichtigen Prozess dar, um das gewünschte bzw. erforderliche Sicherheitsniveau von Fahrzeugabstürzen auf Brücken bestmöglich zu erreichen.
- Bei den bisher durchgeführten Anprallversuchen handelt es sich stets um Einzelversuche, die noch keine Aussage über eine mögliche Streu-

ung bzw. Variation der Einwirkungsgrößen für ein Rückhaltesystem erlauben. Weitere Anprallversuche sind daher wünschenswert, um offene Fragestellungen beantworten zu können.

- Das von der BASt entwickelte Einstufungsverfahren für Rückhaltesysteme in die Lastklassen A – D unter Verwendung von so genannten Hilfsschnittgrößen basiert im Wesentlichen auf einem Vergleich der im Anprallversuch ermittelten Messergebnisse am Kragarmanschnitt mit den sich aus dem Lastansatz der Einstufung ergebenden Schnittgrößen. Dieses, auf der Schnittgrößenäquivalenz am Kragarmanschnitt basierende Verfahren, erscheint insgesamt als eine geeignete Methode, um die Beanspruchungen am Kragarm für den Lastfall Fahrzeuganprall zutreffend vorherzusagen.
- Das von der BASt entwickelte Einstufungsverfahren enthält in der gewählten Darstellung zunächst kein zusätzliches Sicherheitselement, wie es z. B. bei der Ableitung von Einwirkungen auf Tragwerke basierend auf Messwerten typisch bzw. statistisch erforderlich ist. Da die Ableitung bzw. Kalibrierung des Verfahrens jedoch auf Vergleichsberechnungen unter Bezug auf die 4-m-Ersatzlasten beruht, ist implizit eine gewisse Sicherheitsmarge enthalten, da bei der Ermittlung der 4-m-Ersatzlasten eine Lastkonzentration von 8 m im Versuch (Blöcke A und B) auf 4 m als Bezugsgröße vorgenommen wurde, was einer Erhöhung der im Versuch ermittelten Beanspruchungen um den Faktor von ca. 1,5 bis 2,0 entspricht. In statistischer Hinsicht kann dies als eine Maßnahme zur Abschätzung von charakteristischen Werten (Fraktilwerten) basierend auf den in den Anprallversuchen ermittelten (Mittel-)Werten verstanden werden. Da bisher nur Einzelversuche vorliegen und aufgrund fehlender Kenntnisse bzgl. möglicher Streuungen der Messwerte, sollten einheitliche Festlegungen getroffen werden.
- Die aus einer Anprallprüfung ermittelten Einwirkungen gelten immer nur für den Fall, dass die Schutzeinrichtung im Praxiseinsatz in gleicher Weise und Anordnung aufgebaut wird wie bei der Anprallprüfung. Andernfalls sollte für die Beurteilung der Einwirkungen eine erneute Betrachtung durchgeführt werden.

Insgesamt ermöglicht das in (BASt 2011) dokumentierte und standardisierte Verfahren eine einfache Einstufung von im Anprallversuch geprüften Fahr-

zeugrückhaltesystemen in die Klassen A – D nach DIN-FB 101 bzw. DIN EN 1991-2:2003 auf Grundlage von Hilfsschnittgrößen. Der Hintergrund der Ableitung des Verfahrens, das im Wesentlichen in der Schnittkraftäquivalenz am Kragarmanschnitt sowie der Berücksichtigung von Sicherheitsreserven durch den Vergleich mit den 4-m-Ersatzlasten begründet ist, ist in der gewählten Darstellung nur schwer nachvollziehbar. In Kapitel 3.7.2 und 3.7.3 werden daher Empfehlungen gegeben, die ggf. eine transparentere Vorgehensweise für die Einstufung ermöglichen.

### 3.7.2 Empfehlungen zum Einstufungsverfahren

Im Sinne einer möglichst transparenten Vorgehensweise sollte das Einstufungsverfahren aus folgenden Elementen bestehen:

- 1.) Festlegung und Definition des Einstufungskriteriums  
Entsprechend der bisherigen Betrachtungsweise wäre dies die Äquivalenz der Kragarmbeanspruchungen infolge der gemessenen Beanspruchungen aus den Anprallversuchen (Blocklasten) mit den aus der Einstufung resultierenden Horizontal- und Vertikallasten.
- 2.) Darstellung der Messergebnisse der Anprallversuche  
Die Auswertung und Darstellung der Messergebnisse sollten wie bisher weitergeführt werden. Es wird empfohlen, die Auswertung derart zu erweitern, dass die maximalen Schnittgrößen getrennt für die einzelnen Blöcke separat dargestellt werden.  
  
Aufgrund der hochdynamischen Belastung während des Anprallversuchs sollte ggf. auch über eine mögliche Glättung der Versuchsdaten, z. B. durch Bildung einer gleitenden Mittelwertkurve, nachgedacht werden.
- 3.) Festlegung eines Sicherheitsfaktors  
Im bestehenden Einstufungsverfahren ist implizit eine Sicherheitsreserve infolge des Vergleichs bzw. der Kalibrierung mit den 4-m-Ersatzlasten der ursprünglichen Auswertung enthalten. Dieses Sicherheitselement erscheint formal jedoch nicht in dem in (BASt 2011) aufgeführten Einstufungsverfahren und lässt daher zunächst auf ein fehlendes Sicherheitselement schließen.

Es wird empfohlen, explizit einen Sicherheitsfaktor auf die experimentell im Rahmen der Anprallversuche ermittelten Blocklasten bzw. Beanspruchungen anzuwenden. Dies würde der allgemeinen Vorgehensweise zur Ermittlung von charakteristischen Einwirkungen basierend auf Messdaten in Anlehnung an DIN EN 1990 entsprechen.

#### 4.) Ableitung des standardisierten Einstufungsverfahrens

Unter Berücksichtigung der in Punkt 1.) bis 3.) empfohlenen Angaben (Äquivalenz der Schnittgrößen, Verwendung von Messdaten, Integration eines Sicherheitsbeiwertes bezogen auf die Messdaten) sollte ein einfaches Einstufungsverfahren abgeleitet werden, im Rahmen dessen die entsprechenden Ansätze für die Lastausbreitung sowie die Anordnung der Schutzsysteme auf der Schrammbordkante berücksichtigt werden. In Anlehnung an das bestehende Verfahren wird empfohlen, im Sinne einer einheitlichen Darstellung sich konsequent auf die maximalen Messergebnisse der einzelnen Blöcke zu beziehen.

### 3.7.3 Weitere Empfehlungen

- Die vorgenommene Einstufung der Rückhalte-systeme basiert auf statischen Gleichgewichtbetrachtungen für einen hochgradig nichtlinearen Prozess und kann als eine Vereinfachung für die baupraktische Anwendung verstanden werden. Eine Überprüfung dieser Annahmen durch dynamische Vergleichsberechnungen erscheint zukünftig sinnvoll und erstrebenswert.
- Die stufenartige Einteilung kann in Einzelfällen zu stark unterschiedlichen Sicherheitsreserven der Systeme untereinander führen, was im Sinne eines einheitlichen Sicherheitsniveaus zu überdenken ist. Ergibt sich zum Beispiel bei einem System eine Horizontallast infolge der Anprallversuche von 199 kN, wird dies in Klasse B ( $H = 200$  kN) eingestuft. Ein anderes System mit einem Messergebnis von 201 kN würde ggf. in die Klasse C ( $H = 400$  kN) eingestuft, d. h., trotz nahezu identischer Beanspruchungen im Anprallversuch ergeben sich durch das Einstufungsverfahren stark unterschiedliche Sicherheitsniveaus. Die Einstufung sollte daher unter Einbezug eines weitestgehend einheitlichen Sicherheitsabstands nochmals überprüft werden.

Für bestehende Brücken sollte insbesondere geprüft werden, inwieweit auch messtechnisch ermittelte Horizontal- und Vertikallasten in Verbindung mit einem definierten Sicherheitsfaktor, unabhängig von der existierenden Klasseneinstufung, möglich sind.

Die bisher für die Einstufung zugrunde gelegten Ansätze zur Lastausbreitung stammen überwiegend aus statischen Modellen und sollten für den dynamischen Fall des Anpralls überprüft werden. Hierzu scheinen weitergehende numerische als auch experimentelle Überprüfungen sinnvoll.

- Die bisherigen Fahrzeuganprallversuche fanden ausschließlich an Betonkragarmsystemen statt, bei denen infolge der Kappenanordnung von einer gewissen Lastausbreitung in den Kragarmanschnitt ausgegangen werden kann. Es wird empfohlen, die bestehenden Lastansätze auch durch Anprallversuche an Stahlbrücken zu überprüfen, da hier im Allgemeinen von einem anderen Tragverhalten auszugehen ist.

## 4 Kragarmuntersuchungen an Verbund- und Betonbrücken

### 4.1 Typische Querschnitte für Autobahnbrücken

Es werden im Folgenden typische Querschnitte für Autobahnbrücken dargestellt. Sie dienen der anschließenden Berechnung der Kragarmbeanspruchung als Ausgangs-/Referenzgeometrie, anhand derer dann einzelne Parameter wie zum Beispiel Kragarmlänge, Lage der Kappe und Höhe der Schutzvorrichtung systematisch variiert werden können, um die Einflüsse erkennbar zu machen. Es werden auch Betonbrücken betrachtet, da es primär um den Brückenkragarm und die Schutzsystemkonstellationen geht.

#### Beispiel 1: Kulmbachtalbrücke (BTB 2009)

Bei der Kulmbachtalbrücke handelt es sich um eine insgesamt 517 m lange Stahlbeton-Hohlkastenbrücke, die sich im Abschnitt Amberg-Ost-Pfreimd der Bundesautobahn A 6 befindet. Aus den Querschnittsdarstellungen lässt sich eine Kragarmlänge von ca. 3,40 m mit einer Höhe von 0,25 m bis 0,5 m ablesen (vgl. Bild 11).

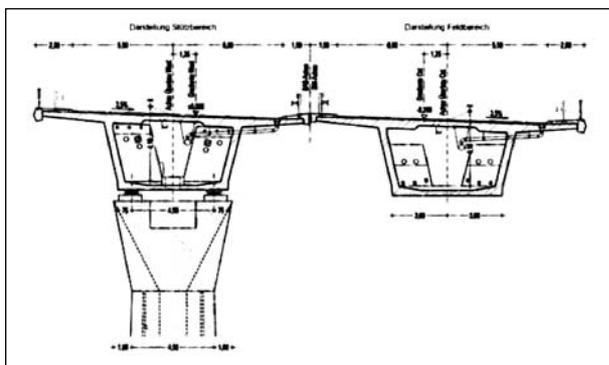


Bild 11: Regelquerschnitt der Kulmbachtalbrücke (BTB 2009)

### Beispiel 2: Kalterbachtalbrücke (BTB 2008)

Die Kalterbachtalbrücke spannt über insgesamt 332 m und befindet sich im Streckenabschnitt der Bundesstraße B 49 zwischen Koblenz und Montaubaur. Ihr Kragarm misst ca. 3,60 m und variiert von 0,2 m bis 0,55 m in der Höhe (vgl. Bild 12).

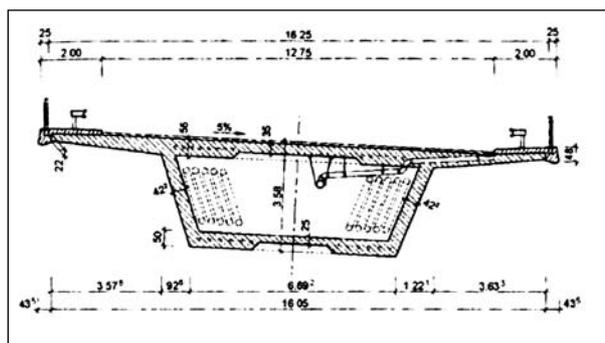


Bild 12: Regelquerschnitt der Kalterbachtalbrücke (BTB 2008)

### Beispiel 3: Lockwitztalbrücke (BTB 2006)

Die Lockwitztalbrücke ist eine Stahlbeton-Verbundbrücke mit Stahlbetonkragarmen. Sie spannt insgesamt 723 m über das Lockwitztal an der A 17 in der Nähe von Dresden. Die Kragarme sind 3,21 m lang und in ihrer Höhe von 0,25 m bis 0,5 m veränderlich (vgl. Bild 13).

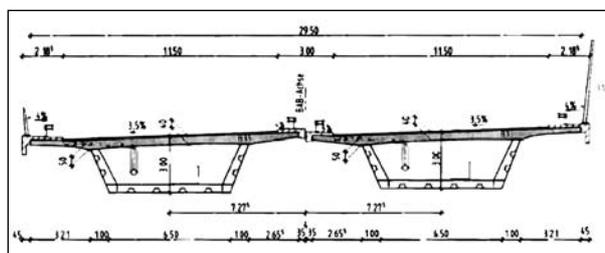


Bild 13: Regelquerschnitt der Lockwitztalbrücke (BTB 2006)

### Beispiel 4: Talbrücke Zahme Gera (BTB 2005)

Bei dieser Brücke handelt es sich um eine insgesamt 520 m lange vorgespannte Hohlkastenbrücke aus Stahlbeton. Sie befindet sich auf der A 71 in der Nähe der Ortschaft Gerberg. Der Kragarm ist 3,18 m lang und variiert von 0,2 m bis 0,55 m in der Höhe (vgl. Bild 14).

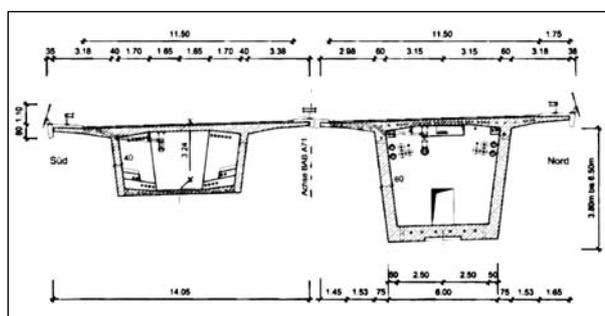


Bild 14: Regelquerschnitt der Talbrücke Zahme Gera (BTB 2005)

### Beispiel 5: Talbrücke Reichenbach (BTB 2005)

Die Reichenbach-Talbrücke der Bundesautobahn A 71 ist eine insgesamt 1.000 m lange Verbundbrücke zwischen Geraberg und Ilmenau-West. Ihr Kragarm misst ca. 3,35 m und variiert in seiner Höhe von 0,2 m bis 0,5 m (vgl. Bild 15).

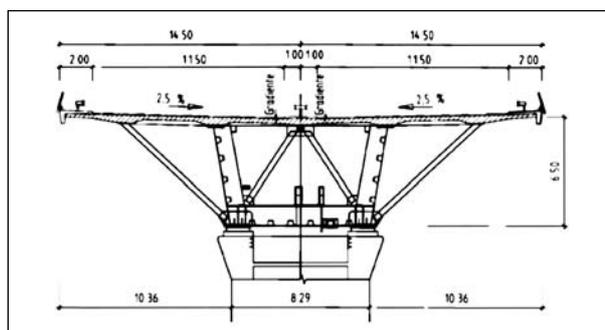


Bild 15: Regelquerschnitt der Raichenbachtalbrücke (BTB 2005)

### Beispiel 6: Nuthetalbrücke (MEYER & SCHUBART, 2005)

Die Nuthetalbrücke überführt die Bundesautobahn A 115 nach Berlin über die A 10 und befindet sich im

Autobahndreieck Nuthetal. Der Überbau besteht aus einem Verbundquerschnitt mit einem breiten Stahlhohlkasten und einer Stahlbeton-Fahrbahnplatte. Diese kragt an den Seiten 3,50 m aus. Die Höhe variiert dabei im Kragarmbereich von 0,20 m am freien Ende bis 0,52 m an der Einspannstelle (vgl. Bild 16).

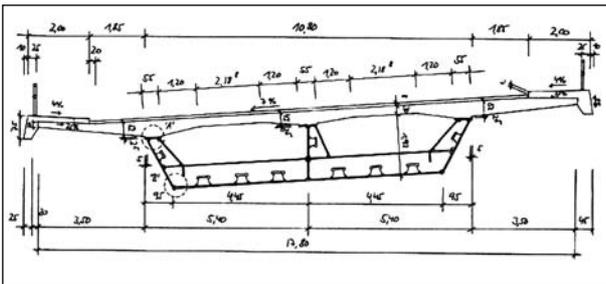


Bild 16: Regelquerschnitt der Nuthetalbrücke (MEYER & SCHUBART, 2005)

	$l_K$	$h_A$	$h_K$
Kulmbachtalbrücke	3,40 m	0,25 m	0,5 m
Kalterbachtalbrücke	3,60 m	0,2 m	0,55 m
Lockwitztalbrücke	3,21 m	0,25 m	0,5 m
Talbrücke Zahme Gera	3,18 m	0,2 m	0,55 m
Reichenbach-Talbrücke	3,35 m	0,2 m	0,5 m
Nuthetalbrücke	3,5 m	0,2 m	0,52 m

Tab. 10: Übersicht der Kragarmabmessungen typischer Autobahnbrückenquerschnitte

### Zusammenfassung

In Tabelle 10 sind die Abmessungen der Kragarme der genannten Brücken aufgelistet. Die Bezeichnungen der Kragarmabmessungen sind in Zeile 1 von Tabelle 11 am Kragarmausschnitt dargestellt.

## 4.2 Beanspruchung des Kragarms

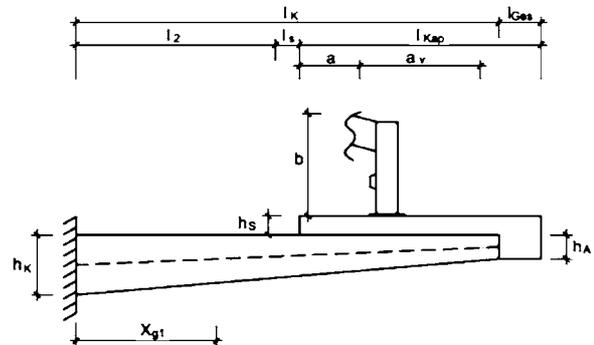
### 4.2.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden verschiedene Herangehensweisen zur Ermittlung der Kragarmbeanspruchung erläutert und in einer Vergleichsberechnung unter Anwendung der Methode der Finiten Elemente (FE) beurteilt. Dies wird beispielhaft für den Lastansatz DIN-FB 101:2009 der Klasse B für das „System B“ anhand der Geometrie eines Musterkragarms durchgeführt. Die Parameter für diese Vergleichsrechnung sind in Tabelle 11 angegeben. Anschließend werden systematisch einzelne Parameter variiert, um deren Einfluss auf die resultierenden Schnittgrößen an der Einspannung zu untersuchen.

### 4.2.2 Abmessungen des Musterkragarms

Um beispielhaft für einen Fall die Beanspruchung des Kragarmes zu ermitteln, werden die in Ta-

Als System wird exemplarisch das mit System B bezeichnete Rückhaltesystem verwendet (vgl. Bild 7)



### Geometrie

Kragarmlänge	$l_K$ [m]	3,5
Gesamtlänge	$l_{Ges}$ [m]	0,35
Kappenlänge	$l_{Kap}$ [m]	2,0
Plattendicke Außen	$h_A$ [m]	0,2
Plattendicke Einspannung	$h_K$ [m]	0,55
Kappenhöhe	$h_S$ [m]	0,16
Belaghöhe	$h_{Bel}$ [m]	0,1
Abstand der Schutzeinrichtung zur Schrammbordkante	$a$ [m]	0,5
Höhe der Schutzeinrichtung	$b$ [m]	0,76
Höhe des Lastangriffspunktes nach DIN-FB 101:2003	$b_{2003}$ [m]	0,66
Höhe des Lastangriffspunktes nach DIN-FB 101:2009	$b_{2009}$ [m]	1,0
<b>Lasten</b>		
Geländer	$g_{Gel}$ [kN/m]	1,0
Schutzeinrichtung	$g_{SE}$ [kN/m]	0,41

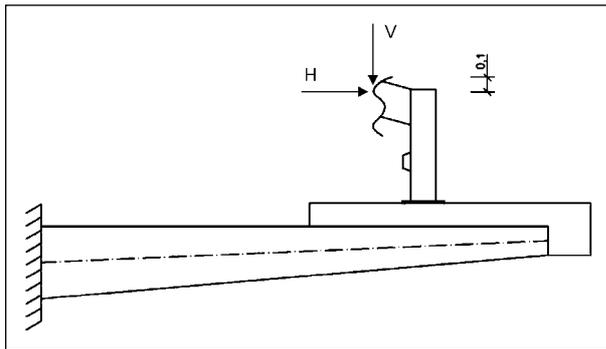
Tab. 11: Parameter für die Kragarmuntersuchungen (Ausgangssituation)

belle 11 aufgelisteten Abmessungen aus den in Kapitel 4.1 untersuchten Brückenquerschnitten für den Musterkragarm gewählt:

$$\begin{cases} l_K = 3,50 \text{ m} \\ h_A = 0,2 \text{ m} \\ h_K = 0,55 \text{ m} \end{cases}$$

### 4.2.3 System für „Handberechnungen“

Für die Handberechnungen wird als System ein einfacher Kragarm verwendet (vgl. Bild 17). Die Breite ergibt sich dabei aus der Lastausbreitung der Vertikal-, Horizontal- und Momentenlasten. Diese hängt vom angenommenen Lastausbreitungswin-



**Bild 17:** Ersatzlasten für Fahrzeuganprall an Schutzeinrichtungen

kel und von der Lage der Schutzeinrichtung auf dem Kragarm ab. Die Vertikallast geht von der Schutzeinrichtung über die Kappe auf den Kragarm über und breitet sich auf direktem Wege zur Einspannung seitlich aus. Bei der Ermittlung der Kragarmbeanspruchung wird modellhaft eine biegesteife Verbindung zwischen Schutzeinrichtung und Kappe sowie zwischen Kappe und Kragarmrand angenommen. Die Horizontalkraft und das daraus resultierende Biegemoment können somit über die Kappe und anschließend über den Kragarm bis zur Einspannstelle verteilt werden.

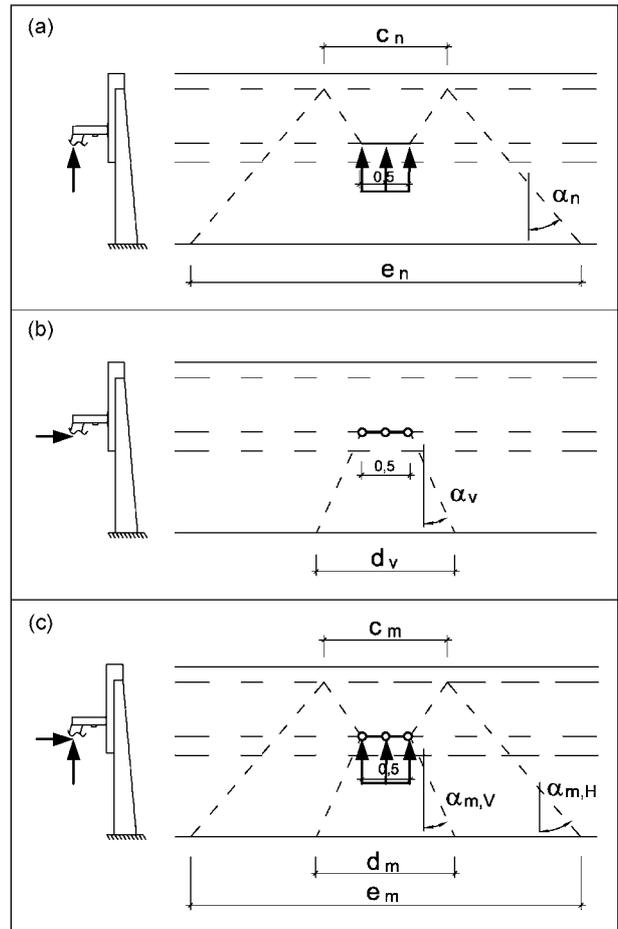
In Bild 18 wird der Kraftverlauf für die verschiedenen Beanspruchungsarten dargestellt. Eine beispielhafte Berechnung hierzu ist im Leitfaden zum DIN-Fachbericht 102, Ausgabe 2003 auf den Seiten 50 und 51 zu finden.

Für den Lastausbreitungswinkel findet man verschiedene Ansätze, die sich aber im Großen und Ganzen ähnlich sind (vgl. Tabelle 12). Der in der Praxis angewandte Ansatz nimmt eine Lastausbreitung im Winkel von 45° sowohl für die Querkraftausbreitung wie auch für die Momentenausbreitung an. Nach DAfStb 1991 breitet sich bei einer Kragarmplatte die Querkraft unter einem Winkel von 8,53° ( $2 \cdot \tan \alpha_v = 0,3$ ) aus und bei Momenten infolge Querkraft im Winkel von 36,87° ( $2 \cdot \tan \alpha_v = 1,5$ ). Berechnungen von der BAST gingen von einem Lastausbreitungswinkel von 35° für die Querkraft und 45° für das Moment aus.

In ROMBACH & VELASCO (2005) werden auf der Basis von FE-Untersuchungen folgende Werte für die effektiven Breiten des auf Schub bzw. Biegung beanspruchten Kragarms infolge Querlast empfohlen:

$$b_{\text{eff},V} = 0,60 + 0,95 \cdot h + 1,15 \cdot a \quad (1.1)$$

$$b_{\text{eff},M} = 0,78 + 0,82 \cdot l_K + 0,90 \cdot a \quad (1.2)$$



**Bild 18:** Kraftverlauf und Lastausbreitung für Horizontalkraft (a), Vertikalkraft (b) und Moment (c)

	45°	DAfStb 1991	BAST H2 und BAST H4b	ROMBACH, VELASCO (2005)
$\alpha_n$	45	45	45	45*
$\alpha_v$	45	8,53	35	Gl. (1.1)
$\alpha_{m,V}$	45	36,87	45	Gl. (1.2)
$\alpha_{m,H}$	45	45	45	45*

\* Da in ROMBACH & VELASCO (2005) nur Untersuchungen zu Vertikallasten angestellt wurden, wird an dieser Stelle die Lastausbreitung vereinfachend mit 45° berechnet

**Tab. 12:** Übersicht der Lastausbreitungswinkel

$$\text{mit: } \begin{cases} h : \text{Plattendicke in Lastmitte} \\ l_K : \text{Kragplattenlänge} \\ t_y : \text{Breite der Lastfläche, bis Schwerachse unter } 45^\circ \text{ ausgebreitet} \end{cases}$$

Für die Lastausbreitung der Horizontalkraft und des Moments infolge derselben wird stets eine Lastausbreitung von 45° angesetzt.

#### 4.2.4 FE-Modell

Zur Beurteilung der Ergebnisse der aus diesen verschiedenen Ansätzen resultierenden Schnittgrößen werden diese mit denen eines FE-Modells verglichen.

Das Modell wird mit Hilfe von SOFiSTiK erstellt, vernetzt und berechnet. Die einzelnen Parameter (Kragarmlänge, Plattendicke etc.) wurden variabel gestaltet. Dies ermöglicht eine individuelle Anpassung an den jeweils zu untersuchenden Kragarm bzw. die Durchführung von Parameterstudien durch systematische Variation einzelner Parameter. Um gute und vergleichbare Ergebnisse zu erzielen, wird die Elementgröße mit  $0,125\text{ m} \cdot 0,125\text{ m}$  sehr klein gewählt und für jede Kragarmlänge konstant gehalten. Bei den Elementen handelt es sich um so genannte QUAD-Flächenelemente, die in der Praxis häufig Verwendung finden. Um Randeinflüsse zu vermeiden, wird ein 25 m langer Kragarmstreifen untersucht, der auf der langen Seite eingespannt ist und an den kurzen Seiten unter Berücksichtigung der Symmetriebedingungen gelenkig und vertikal verschieblich gelagert wird (vgl. Bild 19).

Die Vertikallast wird direkt unter der Vorderkante der Schutzeinrichtung angesetzt. Da die Horizontallast erst den Weg über die Brückenkappe gehen muss und diese im untersuchten Modell nicht mit abgebildet wird, werden die Horizontalkraft und das Moment an der Kragarmspitze am Übergang zwischen Brückenkappe und -kragarm als Linienlasten angesetzt.

#### 4.2.5 Beurteilung der Lastausbreitungen

In Vergleichsrechnungen soll überprüft werden, inwieweit sich durch die verschiedenen Annahmen für die Lastausbreitungswinkel wesentliche Änderungen in den Schnittgrößen an der Kragarmeinspannung ergeben. Dafür werden beispielhaft die Lasten nach DIN-FB 101:2009, Klasse B verwendet. Die Schnittgrößen lassen sich dann unter Berücksichtigung der in Bild 18 gezeigten Zusammenhänge mit folgenden Beziehungen berechnen:

$$\begin{aligned}
 m_k^{2009,B} &= V^{2009} \cdot (l_K + l_{Ges} - l_{Kap} + a) / d_m + \\
 &\quad H^{2009,B} \cdot (b^{2009} + h_S + h_K / 2) / e_m \\
 v_k^{2009} &= V^{2009} / d_v \\
 \eta_k^{2009,B} &= H^{2009,B} / e_n
 \end{aligned} \quad (2)$$

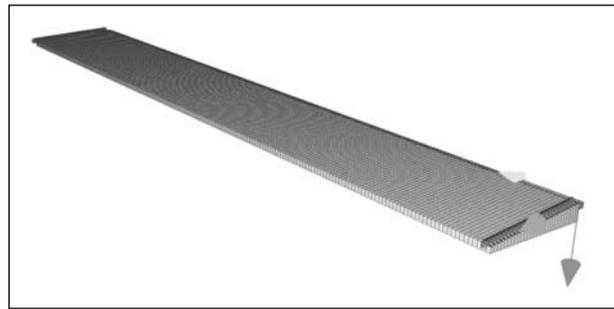


Bild 19: FE-Modell des Brückenkrags

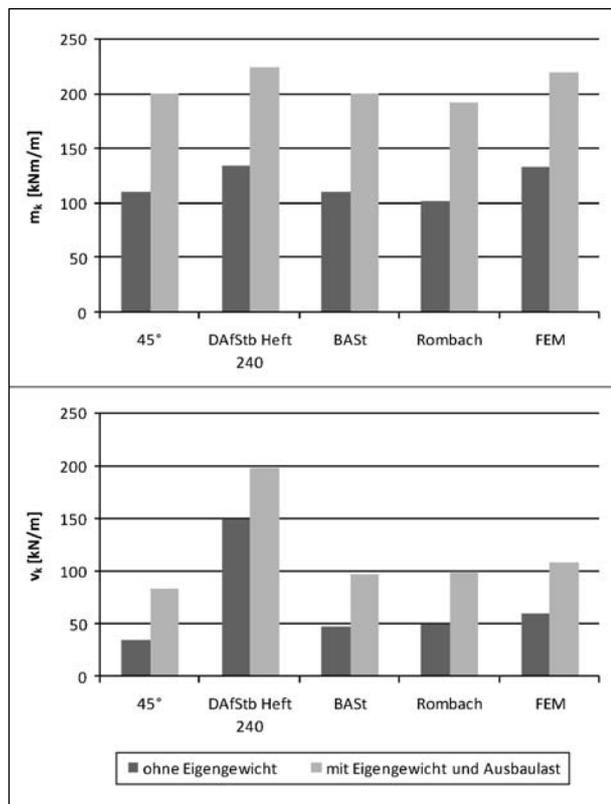


Bild 20: Einspannmomente und Querkräfte mit Lastansatz, DIN-Fachbericht 101 (2009), Klasse B

Die sich ergebenden Werte für das Einspannmoment und die Querkraft sind in Bild 20 dargestellt. Die Berechnungen erfolgten jeweils mit und ohne Eigengewicht und Ausbaulast der Brücke. Man erkennt, dass für das Einspannmoment die Ergebnisse nach den verschiedenen Ansätzen im selben Größenbereich liegen. Besonders gut stimmt der Ansatz nach DAfStb 1991 mit den FE-Ergebnissen überein, während die anderen Ansätze etwas darunter liegen. Die niedrigsten Schnittgrößen ergeben sich nach dem Ansatz von ROMBACH & VELASCO (2005). Dies lässt sich dadurch erklären, dass dieser Ansatz auf einem FE-Modell basiert, das im Kragarmanschlussbereich nicht zu 100 % eingespannt ist. Eine Abschätzung dieses Einflusses

ses erfolgt in Kapitel 4.3.3 an durchgeführten Vergleichsrechnungen.

Bei der Betrachtung der berechneten Querkräfte erkennt man Unterschiede. Die Werte nach BAST und ROMBACH liegen sehr nah an der FE-Lösung, während man mit den in der Praxis üblichen 45° hier auf der unsicheren Seite liegt. Weit auf der sicheren Seite liegen die Werte für die Querkraft nach DAfStb 1991.

Die Normalkraft im Kragarm ergibt sich mit den Handberechnungen zu 20,41 kN/m. Die FE-Berechnung ergibt eine Normalkraft von 45,8 kN/m. Normalkräfte breiten sich somit konzentrierter aus als mit dem angenommenen Ansatz von 45°.

#### 4.2.6 Vergleich der erforderlichen Bewehrungsmenge

Um zu sehen, wie sich die gestiegenen Lasten auf die erforderliche Bewehrungsmenge auswirken, wird eine Bemessung nach DIN 1045-1 durchgeführt. Die sich aus dem FE-Modell ergebenden Schnittgrößen für die unterschiedlichen Lastansätze an der Einspannstelle mit Eigengewicht und Ausbaulast sind in Tabelle 13 angegeben.

Die Betongüte wird mit C 35/45 angenommen.

Die Betondeckung wird gemäß DIN-FB 102:2009, Tabelle 4.101 festgelegt (vgl. Tabelle 14).

Es gelten gemäß DIN-FB 104:2009, Abschnitt II-2.4 (3) die folgenden Randbedingungen für die Bewehrung:

- Stababstände  $10 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$ ,
- maximale Durchmesser der Querbewehrung (einlagig)  $d_s \leq 16 \text{ mm}$  im Normalbereich,
- maximale Durchmesser der Längsbewehrung (ein- oder zweilagig)  $d_s \leq 20 \text{ mm}$  in den äußeren Lagen.

Für die außergewöhnliche Kombination gelten die in Tabelle 15 dargestellte Teilsicherheitsbeiwerte für den Tragwiderstand der Werkstoffe.

Die Bemessung erfolgt mit Hilfe des Tabellenkalkulationsprogramms Excel. Ein Auszug aus dem Arbeitsblatt ist in Bild 22 beispielhaft für die Bemessung der Kragarmeinspannung für die Schnittgrößen nach DIN-FB 101:2009, Klasse B (vgl. Tabelle 13) dargestellt.

		$m_{k,d}$ [kNm/m]	$v_{k,d}$ [kN/m]	$n_{k,d}$ [kN/m]
DIN-FB 101:2003		163,6	88,6	23,2
DIN-FB 101:2009	Klasse A	198,7	108,7	23,9
	Klasse B	219,9	108,4	45,8
	Klasse C	262,4	107,9	89,6
	Klasse D	304,9	107,4	133,4

Tab. 13: Bemessungsschnittgrößen an der Kragarmeinspannung ermittelt nach FEM

Bauteil	min c [mm]	nom c [mm]
<b>Überbau</b>	40	45
Kappen u. dgl. bei Straßenbrücken		
• nicht betonberührte Flächen	40	50
• betonberührte Flächen bei Eisenbahnbrücken	20	25
• nicht betonberührte Flächen	30	35
• beton berührte Flächen	20	25
<b>Unterbauten</b>		
• nicht erdberührte Flächen	40	45
• erdberührte Flächen	50	55

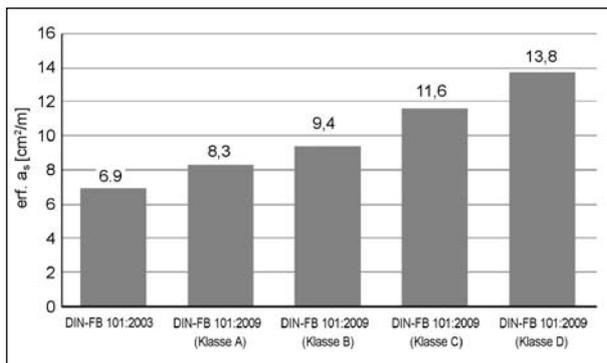
Tab. 14: Betondeckung des Betonstahls (DIN-FB 102:2009)

Kombinationen	Baustahl		Beton	Betonstahl und Spannstahl
	$\gamma_a$	$\gamma_{Rd}$	$\gamma_c$	$\gamma_s$
Grundkombination	1,0	1,10	1,5	1,15
Außergewöhnliche Kombination (ausgenommen Erdbeben)	1,0	1,0	1,3	1,0

Tab. 15: Teilsicherheitsbeiwerte in der außergewöhnlichen Lastkombination

Damit ergibt sich eine erforderliche Bewehrung für den außergewöhnlichen Lastfall „Anprall“ auf eine Schutzeinrichtung der Klasse B von  $erf a_s = 9,40 \text{ cm}^2/\text{m}$  an der Kragarmeinspannung. Die erforderlichen Bewehrungsmengen für alle Anpralllasten sind in Bild 21 angegeben.

Die hier dargestellten Werte wurden lediglich für den Lastfall „Fahrzeuganprall auf Schutzeinrichtung“ ermittelt. Man erkennt, dass sich trotz 6facher horizontaler Anpralllasten nach DIN-FB 101:2009, Klasse D, verglichen mit DIN-FB 101:2003, die erforderliche Bewehrung für diesen Lastfall „nur“ verdoppelt hat (vgl. Tabelle 16).



**Bild 21:** Vergleich der erforderliche Bewehrungsmenge für die verschiedenen Anpralllasten (mit Eigengewicht) im Einspannbereich des Kragarms

<b>Biegnachweis für Platten</b>		
Bemessung der Kragarmeinspannung für die Schnittgrößen nach DIN-FB 101:2009 Klasse B am Musterkragarm		
<b>Material</b>		
Beton C35/45		
$f_{ck}$ =	35 MN/m <sup>2</sup>	
$\alpha$ =	0.85	
$\gamma_c$ =	1.3	
$f_{cd}$ =	22.88 MN/m <sup>2</sup>	
Betonstahl BSt 500		
$f_{yk}$ =	500 MN/m <sup>2</sup>	
$\gamma_s$ =	1	
$f_{yd}$ =	500 MN/m <sup>2</sup>	
<b>Querschnitt</b>		
Rechteckquerschnitt $h \times b$		
$h$ =	55 cm	(Querschnittshöhe)
$b$ =	100 cm	(Querschnittsbreite)
$d_1$ =	4.5 cm	(Abstand der Zugbewehrung vom Rand)
$d$ =	50.5 cm	(statische Höhe)
$z_{s1}$ =	23 cm	
<b>Schnittgrößen</b>		
$V_{Ed}$ =	108.4 kN	(Querkraft)
$N_{Ed}$ =	45.8 kN	(Normalkraft)
$M_{Ed}$ =	219.9 kNm	(Moment)
<b>Nachweis</b>		
$M_{Eds}$ =	209.37	
$\mu_{Eds}$ =	0.0359	
$\omega$ =	0.037	
$A_{s1}$ =	9.4 cm <sup>2</sup>	< $A_{s, vorh}$

**Bild 22:** Auszug aus dem Arbeitsblatt Biegebemessung

	erf $a_s$ [cm <sup>2</sup> /m]
DIN-FB 101:2003	6,9
DIN-FB 101:2009, Klasse A	8,3
DIN-FB 101:2009, Klasse B	9,4
DIN-FB 101:2009, Klasse C	11,6
DIN-FB 101:2009, Klasse D	13,8

**Tab. 16:** Erforderliche Bewehrungsmenge der verschiedenen Lastansätze (mit Eigengewicht) im Einspannbereich des Kragarms

## 4.3 Variation einzelner Parameter

### 4.3.1 Allgemein

Zur Untersuchung der Einflüsse einzelner Parameter auf die Einspannschnittgrößen werden diese in den folgenden Kapiteln variiert.

### 4.3.2 Variation der Kragarmlänge

Aufgrund der Kragarmsituation hat die Länge des Kragarms  $l_k$  einen großen Einfluss auf die Kragarmschnittgrößen. Diese wird für die Untersuchungen zwischen 2,0 m und 5,0 m variiert (vgl. Bild 23). Die restlichen Parameter werden gleichzeitig konstant gehalten (vgl. Tabelle 11.)

In den Bildern 24 und 27 werden die Schnittgrößen an der Einspannstelle dargestellt. Einmal werden die Schnittgrößen allein aus dem Fall Fahrzeuganprall auf Schutzeinrichtungen und einmal mitsamt Eigengewicht und Ausbaulast ermittelt.

An den Diagrammen für den Lastfall Fahrzeuganprall (vgl. Bild 24) erkennt man für das Einspannmoment, dass bei den geringeren Lastniveaus (Klasse A – B) dieses nahezu unabhängig von der Länge konstant bleibt. Dies lässt sich dadurch erklären, dass bei länger werdenden Kragarmen zwar das Gesamtmoment größer wird, sich die Last aber weiter ausbreiten kann und somit die mitwirkende Breite zunimmt. In diesen Bereichen halten sich die beiden Effekte in etwa die Waage. Anders sieht es bei den höheren Lastniveaus (Klasse C – D) aus, an denen das Einspannmoment bei kurzen Kragarmen aufgrund der geringen Lastausbreitung zunimmt. Die Querkraft nimmt mit zunehmender Kragarmlänge ab. Gleiches gilt für die Normalkraft.

Insgesamt erkennt man eine deutliche Steigerung der Beanspruchung nach den neuen Lasten. Der

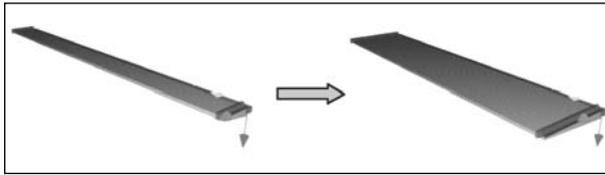


Bild 23: Variation der Kragarmlänge

Unterschied im Momentenverlauf zwischen „DIN-FB 101 (2003)“ und „Fb 101 (2009), Klasse A“ ergibt sich vor allem durch die unterschiedliche Definition der Lastangriffshöhe für die Horizontalkraft. Während nach DIN-FB 101:2003 die Lastangriffshöhe 66 cm beträgt, darf bei DIN-FB 101:2009 der Wert von 1 m nicht unterschritten werden (vgl. Bild 3).

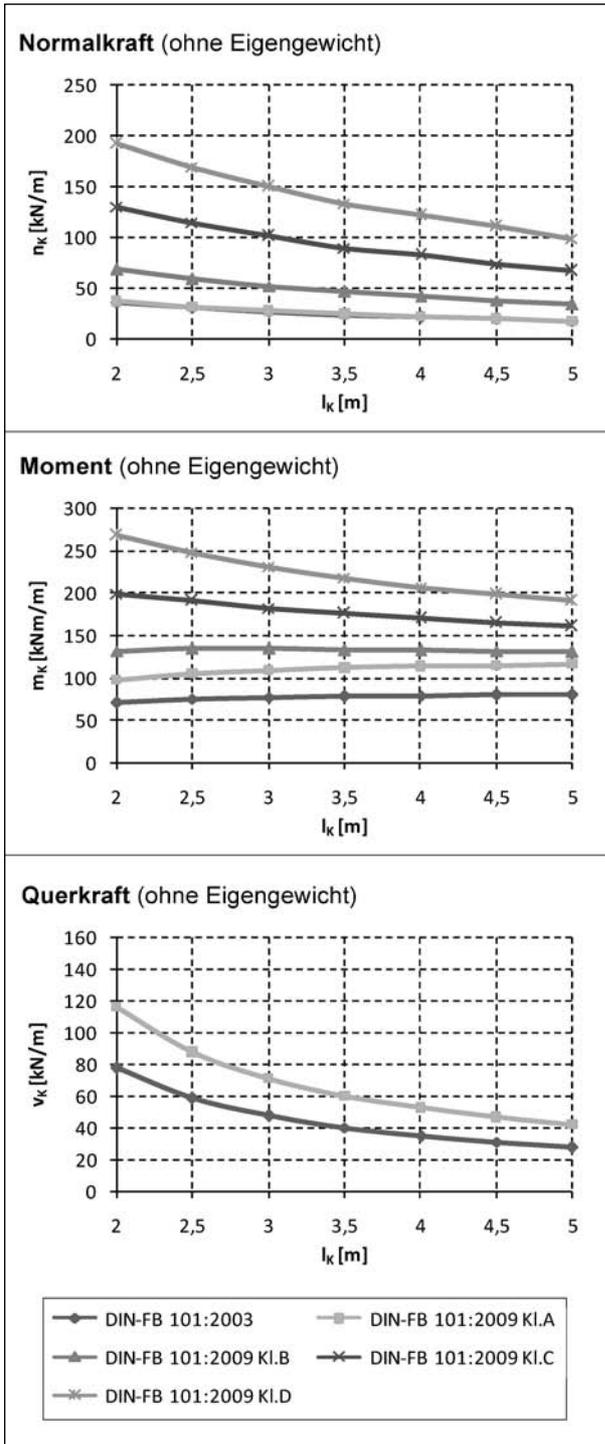


Bild 24: Schnittgrößen an der Kragarmeinspannung infolge Fahrzeuganpralls an der Schutzzeineinrichtung, (ohne Eigengewicht)

In Bild 25 werden die Schnittgrößen an der Kragarmeinspannung infolge des Fahrzeuganpralls an der Schutzzeineinrichtung als außergewöhnliche Lastfallkombination mit Eigengewicht und Ausbaulast dargestellt. Erwartungsgemäß erkennt man eine Zunahme des Einspannmoments mit zunehmender Kragarmlänge. Mit zunehmender Kragarmlänge nimmt auch der Einfluss der Anpralllasten ab.

Die Querkraft nimmt mit zunehmender Kragarmlänge ab, steigt aber ab einer Kragarmlänge von

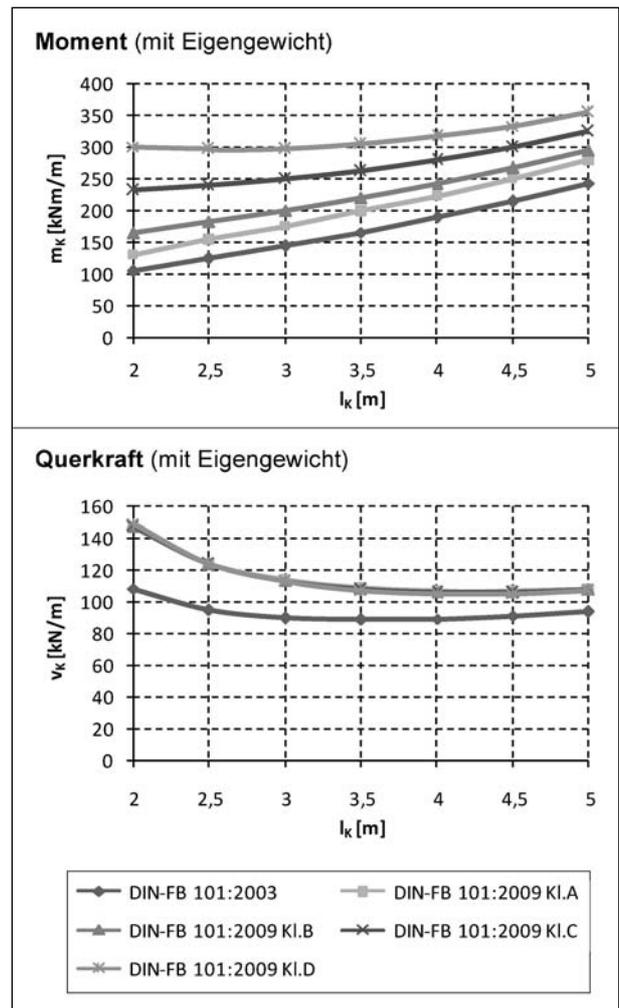
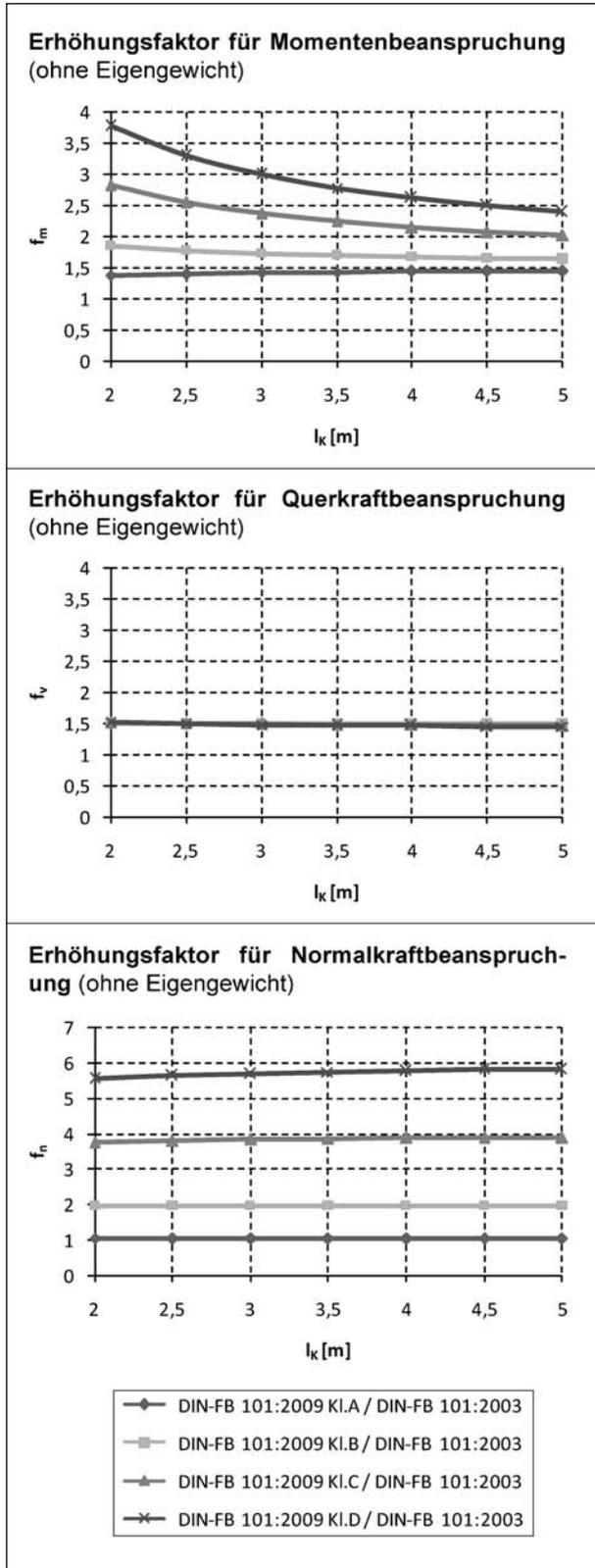


Bild 25: Schnittgrößen an der Kragarmeinspannung infolge Fahrzeuganpralls an der Schutzzeineinrichtung als außergewöhnliche Lastfallkombination (mit Eigengewicht und Ausbaulast)

ca. 3,5 m nach DIN-FB 101:2003 wieder an. Der Normalkraftverlauf entspricht dem Normalkraftverlauf aus Bild 24.

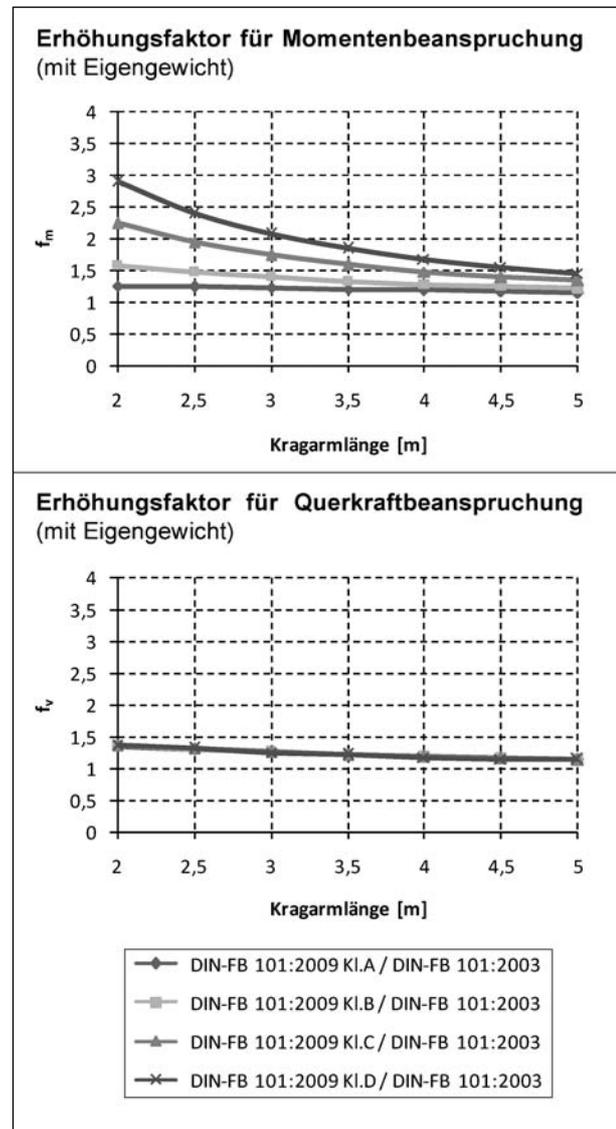


**Bild 26:** Erhöhungsfaktoren für die Schnittgrößen an der Einspannstelle (ohne Eigengewicht)

In Bild 26 sind zusätzlich die prozentualen Anstiege der Beanspruchung im Vergleich zum DIN-FB 101:2003 dargestellt. Man erkennt, dass sich die Unterschiede zwischen den Momenten mit zunehmender Kragarmlänge verkleinern.

In Bild 27 erkennt man, dass sich im baupraktischen Bereich für die Kragarmlänge (ca. 3 m bis 4 m) unter Berücksichtigung des Eigengewichts, bei einer im Vergleich zu DIN-FB 101:2003 6fach höheren Horizontallast für die Klasse D nach DIN-FB 101:2009, ein relativer Anstieg des Einspannmoments um weniger als das Zweifache ergibt.

Die Verformungsfigur aus Bild 28 zeigt das Lastabtragungsverhalten des Kragarms. Die Lasten ver-



**Bild 27:** Erhöhungsfaktoren für die Schnittgrößen an der Einspannstelle (mit Eigengewicht)

teilen sich durch die räumliche Tragwirkung seitlich von den Lastangriffspunkten.

In Bild 29 sind die Schnittgrößenverläufe am Kragarm dargestellt. Es sind jeweils das Biegemoment, die Querkraft und die Membrankraft (Normalkraft) aufgetragen. Die Verläufe zeigen beispielhaft den Fall eines 3,5 m langen Kragarms mit einer Belastung nach DIN-FB 101:2009 für die Klasse B.

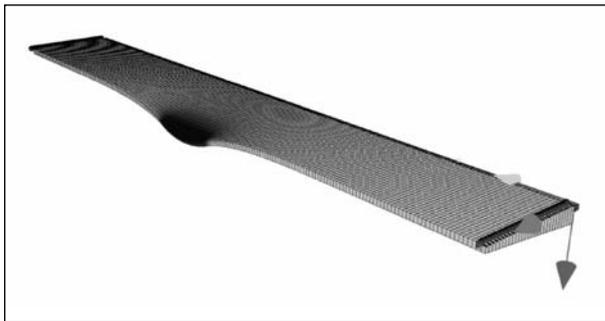


Bild 28: Verformungsfigur des Kragarms

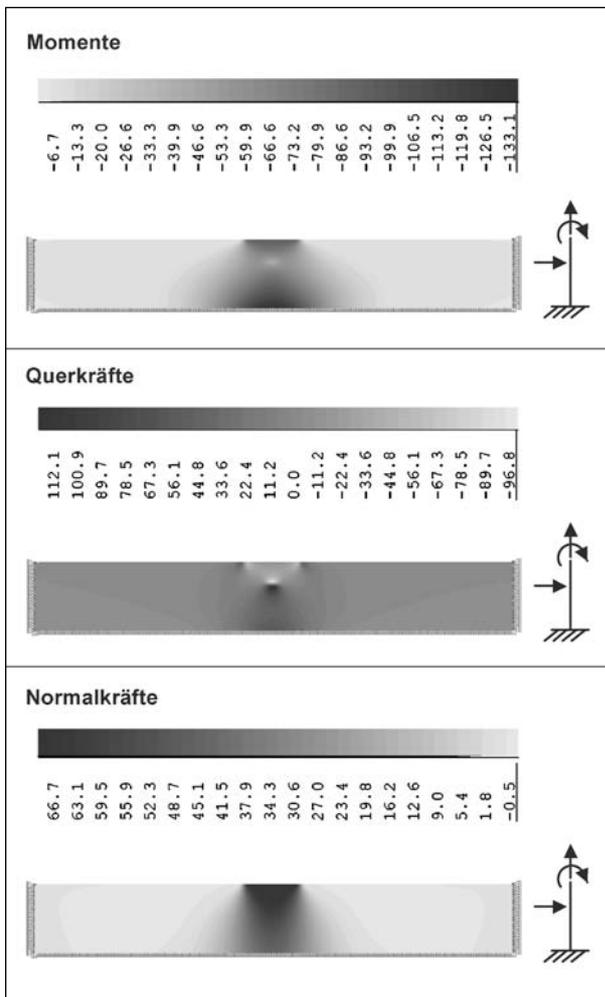


Bild 29: Schnittgrößenverläufe am Kragarm (ohne Eigengewicht)

### 4.3.3 Variation der Kragarmeinspannung

Wie bereits in Kapitel 4.2.5 erwähnt, hat auch der Grad der Kragarmeinspannung einen Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung am Kragarm. Um Tendenzen hierzu zu zeigen, werden verschiedene Einspannsteifigkeiten in Form von Drehfedern an der Einspannung untersucht.

Unter der Annahme, dass sich hinter dem Kragarm ein Einfeldträger befindet (vgl. Bild 30), kann über die mechanischen Beziehungen der Biegelinie und des Moments auf den Grad der Einspannung geschlossen werden. Das dient lediglich dazu, den Größenbereich zu definieren, der in etwa in der Realität vorkommt, um Tendenzen hierzu über die resultierenden Schnittgrößen zu zeigen.

Es gilt dabei für die Federsteifigkeit folgende Beziehung, die voraussetzt, dass sich hinter dem Kragarm ein Einfeldträger befindet:

$$C_\phi = 3EI/l_i$$

mit:

$$\begin{cases} E : \text{E-Modul vom Beton} \\ I : \text{Flächenträgheitsmoment des Einfeldträgers} \\ l_i : \text{Länge des Einfeldträgers} \end{cases}$$

Man erkennt für das Einspannmoment, dass dieses, wie zu erwarten war, immer unter den Werten des zu 100 % eingespannten Kragarms (gestrichelte Linie) liegt. Mit zunehmender Steifigkeit nähern sich die Ergebnisse denen des voll eingespannten Kragarms (vgl. Bild 31).

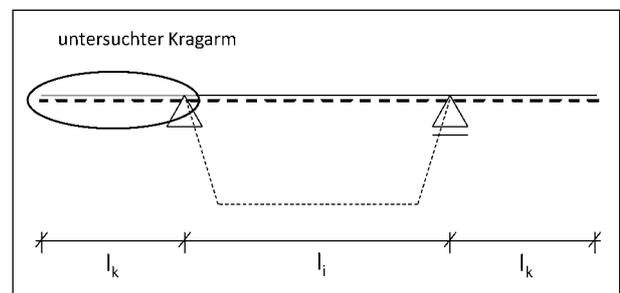


Bild 30: Brückenquerschnitt mit Einfeldträger als Innenfeld

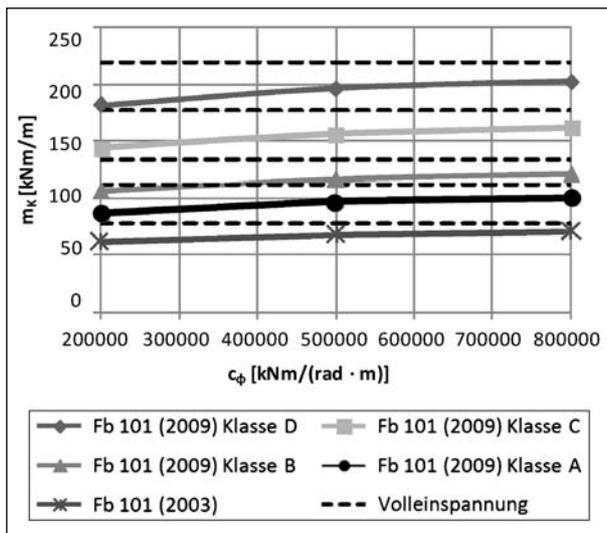


Bild 31: Schnittgrößenverläufe am Kragarm mit Drehfeder-einspannung (ohne Eigengewicht)

#### 4.4 Kappenanschlussbewehrung

Um den Kraftfluss vom Rückhaltesystem über die Kappe bis hin zum Brückenkrugarm zu gewährleisten, muss die Kappenanschlussbewehrung entsprechend ausgebildet sein. Da nach DIN-FB 101:2009 der Nachweis der Kappenanschlussbewehrung als lokaler Nachweis betrachtet werden kann, ist dieser mit dem 1,25fachen lokalen charakteristischen Widerstand der Schutzeinrichtung als Last durchzuführen. Es sei an dieser Stelle erwähnt, dass dies im Widerspruch zum Lastpfad des globalen Nachweises steht.

In RiZ-ING wurde bis vor kurzem eine Anschlussbewehrung von mindestens  $\varnothing$  12-40 vorgesehen. Jüngste Berechnungen in (NRW 2010) ergaben für H2- und H4b-Systeme höhere erforderliche Bewehrungsmengen. Für diese Berechnungen wurden drei Varianten des Lastansatzes untersucht und bewertet. Die erste Variante nimmt als Lasten die vollen plastischen Querschnittsgrößen ( $M_{pl}$  und  $Q_{pl}$ ) der Schutzeinrichtung an. Dies liegt auf der sicheren Seite, da diese nicht gleichzeitig auftreten können. In der zweiten Variante wird das plastische Moment angesetzt und die sich aus einem Kragarmsystem ergebende zugehörige Querkraft. Dies vernachlässigt jedoch eventuelle Stützkräfte aus der Zugbandwirkung des oberen Holms und kann somit auf der unsicheren Seite liegen. In der dritten Variante wird diese stützende Wirkung mit angesetzt, indem unter Berücksichtigung des verschränkten Momentenverlaufs die zugehörige Querkraft über den Ansatz  $2 \times M_{pl}$  über die Anprallhöhe  $h_1$  ermittelt wird (vgl. Bild 32).

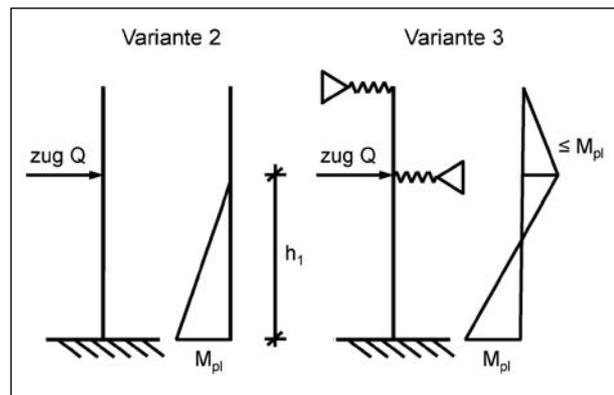


Bild 32: Varianten 2 und 3 zur Ermittlung der Lasten für den lokalen Nachweis nach (NRW 2010)

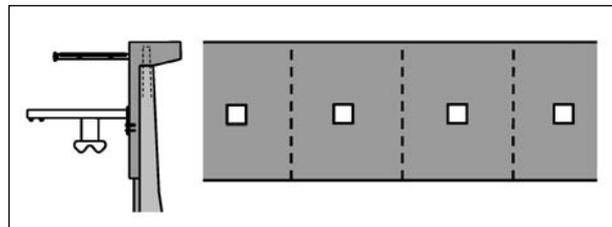


Bild 33: Aufteilung der Brückenkappe in Segmente

Einen großen Einfluss auf die Kappenanschlussbewehrung hat die Dicke an der Kragarmspitze, da von ihr direkt der innere Hebelarm zur Übertragung des Biegemoments abhängt. Für die Berechnungen nach DIN-FB 101:2009 in (NRW 2010) wurde eine Dicke von  $d = 0,25$  m angesetzt. Daraus ergab sich für Neubauten eine erforderliche Anschlussbewehrung von  $\varnothing$  12-20 bei der Aufhaltestufe H2 und  $\varnothing$  14-20 bei der Aufhaltestufe H4b.

Wird eine bestehende Brücke nachgerüstet, so ist es gemäß (NRW 2010) erforderlich, eine nachträgliche Zulage von Bewehrungsstäben vorzusehen, die in Abhängigkeit von der vorhandenen Bewehrung und der Dicke des freien Plattenrands ermittelt werden kann.

Bei der Berechnung der erforderlichen Bewehrungsmenge wurde zunächst die sich in der oberen Bewehrungslage der Kappenanschlussbewehrung ergebende Zugkraft  $Z_{o,d}$  ermittelt. Aus dieser wurde die erforderliche Bewehrung  $erf A_s$  berechnet und anschließend auf eine Länge, die dem Pfostenabstand entspricht, verteilt. Durch dieses Vorgehen wurde vom Prinzip her die Brückenkappe mit dem jeweiligen Pfosten als unabhängiges Segment betrachtet unter Vernachlässigung der gegenseitigen Beeinflussung und der Scheibenwirkung (vgl. Bild 33).

Auf Grundlage von (NRW 2010) wurde in der RiZ, Kap. 1 (Dez. 2009) die erforderliche Kappenanschlussbewehrung auf  $\varnothing$  14-20 erhöht und eine Mindesthöhe des Kragarmaußenrandes von 25 cm gefordert.

Für die zukünftige Entwicklung wäre eine Berücksichtigung der Scheibentragwirkung interessant. Auch das bisherige Vernachlässigen der Reibung zwischen der Kappe und dem Brückenkrugarm sowie das Fehlen einer Auflast lassen bisher vorhandene Tragreserven unberücksichtigt. Insbesondere im Rahmen bestehender Brücken besteht weiterer Untersuchungsbedarf, um möglicherweise eine aufwändige nachträgliche Zulage von Bewehrungsstäben zu verhindern.

## 5 Kragarmuntersuchungen an Stahlbrücken

### 5.1 Übertragung der Lasten auf Stahlbrücken

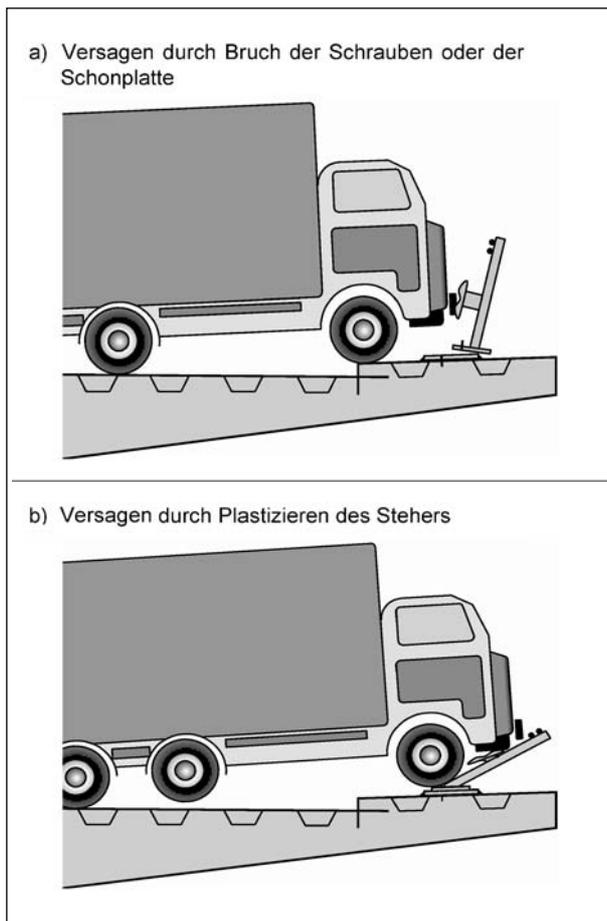
Wie in Kapitel 3 bereits erläutert, wurden sämtliche Prüfungen von Schutzeinrichtungen nach DIN EN 1317-2:2007 für Betonkrugarme durchgeführt. Auf Basis der in den Versuchen ermittelten Kräfte erfolgte anschließend eine Klassifizierung in die verschiedenen Klassen nach DIN-FB 101:2009 für den globalen Nachweis. Für den lokalen Nachweis wurde der Ansatz der 1,25fachen charakteristischen Widerstände der Schutzeinrichtung als einwirkende Last festgelegt. Diese Lasten sind auf Basis der Anprallversuche und beobachteten Versagensmodi abgeleitet, wobei diese aber zum Teil nicht eindeutig identifizierbar sind (Versagen der Steher, Schrauben usw.). Um eine Übertragbarkeit der Lasten unter Betonkrugarmbedingungen auch auf Stahlbrückenkrugarmen prinzipiell zu ermöglichen, müssen daher bestimmte Bedingungen erfüllt werden. Tatsächlich kann der hochgradig dynamische Prozess des Anpralls im Rahmen dieses Projekts nicht näher untersucht werden. Grundsätzlich gilt, dass sich das auf der Stahlbrücke befindliche System ähnlich dem am Betonkrugarm geprüften System verhalten muss. Da es sich bei dem Vorgang des Anpralls um ein hoch dynamisches Problem handelt, bei dem keine Gleichgewichtsbedingungen aufgestellt werden können, und ein Teil der beim Anprall entstehenden Energie durch die Verformung des Rückhaltesystem dissipiert, muss das System samt der befindlichen Unterkonstruk-

tion als Ganzes betrachtet werden. Die wichtigsten Faktoren bei einer solchen ganzheitlichen Betrachtung sind zum einen die Verformungen der Unterkonstruktion und damit die Steifigkeit des Stahlkrugarms (global wie lokal) und zum anderen die Schnittstelle zwischen dem Schutzsystem und der Unterkonstruktion, nämlich die Verankerung.

Ist der Krugarm zu weich, verhält sich das System aufgrund der Dynamik unter Umständen komplett anders als das geprüfte System. Eine Vergleichbarkeit des Schutzsystems auf Betonbrücken und auf Stahlbrücken ist dann ohne weitere Versuche an Krugarmen aus Stahl oder sehr aufwändigen dynamischen FE-Analysen nicht gegeben. Daher müssen die Verformungen auf ein akzeptables Maß begrenzt werden.

Die andere wichtige Komponente ist die Schnittstelle zwischen dem Schutzsystem und dem Deckblech bzw. dem Schonblech des Stahlkrugarms. Die Verankerung des Schutzsystems sollte so ausgebildet werden, dass das Versagen des Schutzsystems auf der Stahlbrücke dem Versagen auf dem Betonkrugarm des Anprallversuchs entspricht. Wird die Verankerung zu schwach gewählt, besteht die Gefahr, dass diese zu früh versagt (vgl. Bild 34a). Somit wird die lokale Beanspruchung des Deckblechs kleiner. Das System wird sich aber insgesamt anders verhalten als im Anprallversuch, so dass über das globale Verhalten und die Funktionsweise der Schutzeinrichtung auf Grund der Komplexität des Anprallvorgangs keine Aussage getroffen werden kann. Für den Fall, dass die Verankerung zu stark gewählt wird, besteht ebenso die Gefahr, dass der Versagensmodus im Versuch und am Bauteil nicht übereinstimmt. Ist beispielsweise im Anprallversuch die Verankerung für das Verhalten und die Tragfähigkeit des Systems maßgebend, kann es passieren, dass man nun auf der Stahlbrücke durch die Wahl einer überdimensionierten Verankerung einen Versagensmodus erhält, bei dem nicht wie im Anprallversuch die Verankerung versagt, sondern der Steher oder die Fußplatte. Dadurch können die lokal auf das Deckblech anfallenden Lasten deutlich größer ausfallen als angenommen.

Durch die höhere aufnehmbare Kraft der Verankerung kann also unter Umständen ein Versagen der Steher maßgebend werden. Auch für diesen Fall wird sich das System anders als im Anprallversuch verhalten (vgl. Bild 34b). Die Funktionsweise der Schutzeinrichtung ist sicherzustellen, um ein im

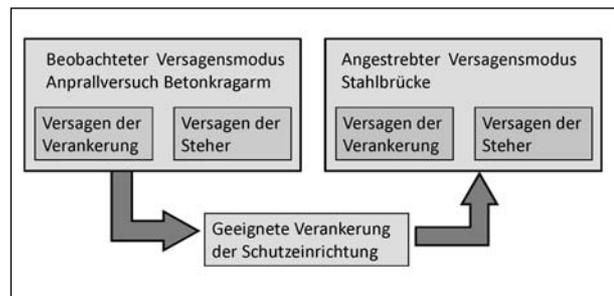


**Bild 34:** Unterschiedliche Versagensmodi bei Fahrzeuganprall

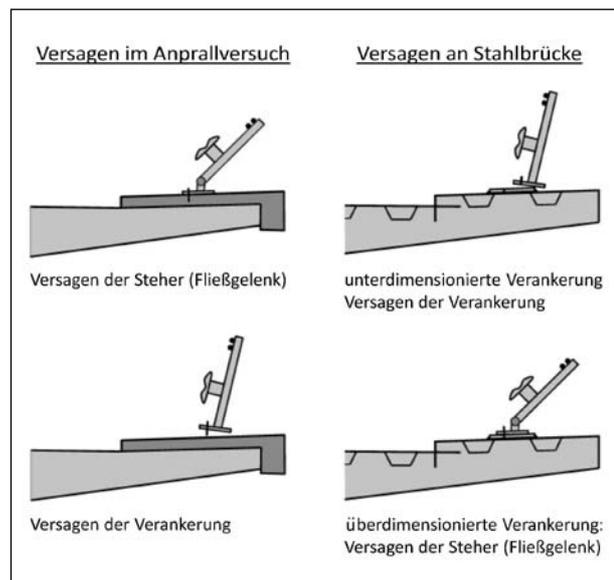
schlimmsten Fall durch zu hohe Verformungen der Steher verursachtes Hinüberfahren des anprallenden Fahrzeugs zu verhindern.

Im Rahmen des Projekts wird durch die Betrachtung des Verformungsbilds des Deckblechs (vgl. Kapitel 6.3.3 und Kapitel 6.3.7) angenommen, dass das Steifigkeitsverhältnis einer Betonbrücke und -kragarm näherungsweise identisch ist mit dem einer Stahlbrücke und -kragarm. Aufgrund unterschiedlicher Konstruktion und Masse muss dies jedoch gegebenenfalls in einem zusätzlichen Schritt überprüft werden.

Die Beibehaltung der im Anprallversuch auf Betonkragarmen beobachteten Versagensmodi erfordert bei Stahlbrücken im Wesentlichen eine zutreffende und geeignete Ausbildung der Verankerung des Rückhaltesystems auf dem Stahlkragarm (vgl. Bild 35). Da bei Stahlbrücken die Verankerung des Rückhaltesystems in der Regel über Schonbleche und Schrauben erfolgt, ist die Dimensionierung der Schonbleche und der Schrauben von entscheidender Bedeutung. Bei nicht geeigneter Dimensionierung



**Bild 35:** Beibehaltung der beobachteten Versagensmodi



**Bild 36:** Änderung der Versagensmodi bei nicht geeigneter Verankerung

der Verankerung können nachfolgende Szenarien entstehen, die zu einem unterschiedlichen Versagensmodus des Rückhaltesystems führen und dadurch die Beanspruchungen bzw. Lasten auf den Stahlkragarm im Vergleich zu den auf Basis der Anprallversuche gemessenen und angenommenen Lasten wesentlich verändern (vgl. Bild 36).

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass immer auf eine geeignete Verankerung zu achten ist und eine Überdimensionierung dieser nicht immer auf der sicheren Seite liegt. Wenn bei den Anprallversuchen jedoch ein Versagen der Steher zu beobachten ist, führt die Ausführung mit einer überdimensionierten Verankerung, unter Voraussetzung einer genügend steifen Unterkonstruktion, zu einem ähnlichen Verhalten wie das des geprüften Schutzsystems.

## 5.2 Verankerung des „Systems E“ aus (BASt H4b)

Für die weiteren Untersuchungen wird beispielhaft das in (BASt H4b) als „System E“ bezeichnete System betrachtet. In Bild 37 ist das System dargestellt, wobei zu beachten ist, dass in Deutschland die Systeme gemäß RPS 2009 in der Regel 0,5 m von der Bordsteinkante angeordnet werden, während in Österreich das System bündig mit der Bordsteinkante positioniert wird.

Bild 38 zeigt das Datenblatt des Systems gemäß BASt-Katalog H4b, verfügbar unter [www.bast.de](http://www.bast.de). Die Höhe des Systems ist mit 1,56 m angegeben und der Abstand der Vorderkante des Horizontalprofils beträgt in Deutschland 38,5 cm. Der Pfs-

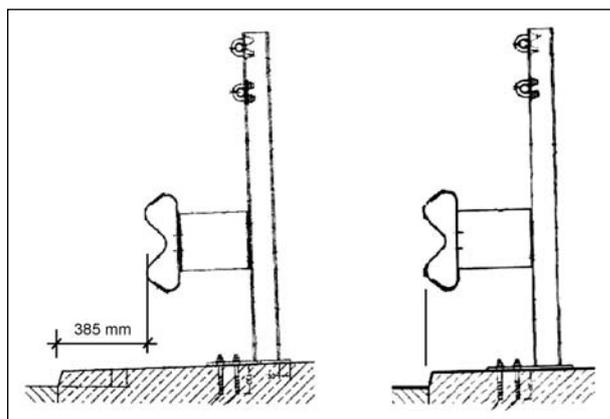


Bild 37: „System E“ aus (BASt H4b)

bast	Kremsbarrier 3 RH 4 Brücke	SE.0084.01
<p>Die einseitige Stahlstutzeinrichtung für den Einsatz auf Bauwerken (RiZ Kap 1) besteht aus vorgefertigten Bauteilen aus verzinktem Stahl und Zugstangen aus Bewehrungsstahl. Das System ist gekennzeichnet durch einen Pfostenabstand von 1,33 m, die Deformationselemente mit davor angeschraubtem Schutzplanken-Holm sowie durch die 2 Zugstangen aus Bewehrungsstahl, die am oberen Ende der Pfosten befestigt sind. Die Zugstangen sind über Muffen miteinander verbunden, die Holme sind überlappend angeordnet und verschraubt. Die Fußplatten sind durch drei Betonschrauben mit der Brückenkappe verbunden. Der Abstand der Vorderkante des Systems zum Schrammbord beträgt 0,4 m. Das in der Anprallprüfung am Gesimsrand installierte Geländer (Gel 3) wurde vom System nicht berührt.</p>		

Bild 38: Datenblatt für das Kremsbarrier 3 RH4  
(Quelle: BASt-Homepage)

tenabstand beträgt 1,33 m. Am oberen Ende der Stutzeinrichtung sind zwei Zugstangen aus Bewehrungsstahl befestigt, die über Muffen miteinander verbunden sind, um eine Zugbandwirkung während des Anprallvorgangs zu bewirken.

Die Verbindung dieser Stutzeinrichtung an die Unterkonstruktion erfolgt bei Betonkragarmen mittels Betonschrauben TOGE TSM B16 der Firma TOGE-Dübel A. Gerhard KG aus Nürnberg. Laut Zulassung Z-21.1-1709, Anlage 2, Tabelle 2, beträgt die zulässige Last je Dübel im ungerissenen Beton für eine Betonfestigkeitsklasse  $\geq C20/25$  lediglich 4 kN. Versuche zeigen allerdings höhere Versagenslasten. Nach HELLMICH (2006) betragen die

Systembezeichnung	Kremsbarrier 3 RH 4 Brücke		
Erstprüfung	TB 11	BASt 2005 7D 28	
	TB 81	BASt 2005 7D 29	
Prüfnorm (Stand zum Zeitpunkt der Prüfung)	07/1998		
Charakteristisches Material des Systems	Stahl, S 235 JR, BSt 500S, S 355 JO		
Breite des Systems [m]	0,67		
Höhe des Systems ab Fahrhahnoberkante [m]	1,56		
Länge der Systemelemente/-baugruppen [m]	4,00		
Masse je lfd. m Systemlänge [kg/lfd. m]	76		
Anprallheftigkeit	ASI = 0,9	THIV = 22,7 km/h	PHD = 5,2 g
Maximale seitliche Position des Systems [m]	1,3		
Maximale seitliche Position des Fahrzeugs [m]	1,4		
Mindestlänge [m]	---		
Mindestlänge bei Kraftschluss [m]	72		
Geprüfte Systemgründung/-aufstellung	Brückenkappe		
Abspannungen, Verankerung am Anfang/Ende	Abspann und der Gewindestangen am Systemanfang und -ende		
Weitere geprüfte Aufhaltstufe (Kennung)	---		
Zugehörige geprüfte Anfangs- und Endkonstruktion	---		
Zugehörige geprüfte Übergangskonstruktion	---		
Hersteller	Voestalpine Krems Finaltechnik GmbH		
Bemerkungen	Kraftmessung Brücke		

Aufhaltstufe	Wirkungsbereichsklasse	Anprallheftigkeitsstufe
H4b	W4	A

Bild 38: Fortsetzung

Beschreibung	Versagenslast (Zug)
Hochfester Beton, 9 Versuche	128,20 kN
Niederfester Beton, 8 Versuche	99,48 kN
Stoßversuche	145,19 kN

Tab. 17: Versagenslasten für die Betonschraube TSM B16 aus Versuchen der Fa. TOGE, HELLMICH (2006)

aus Versuchen der Fa. TOGE ermittelten mittleren Belastungen bis zum Versagen der Betonschraube oder des Untergrundes 128,20 kN für hochfesten Beton, 99,48 kN für niederfesten Beton und 145,19 kN für Stoßversuche in der Brückenkappe (vgl. Tabelle 17). Bei den genannten Versagenslasten handelt es sich um axial belastete Schrauben. Für den Versagensmodus Abscheren werden keine Versagenslasten angegeben.

In HELLMICH (2006) ist aus den Bildern zu erkennen, dass in der Regel die Steher und nicht die Verankerung versagt (vgl. Bild 39 und Bild 40). Somit würde nach Kapitel 5.1 bei der Übertragung des Systems auf eine Stahlbrücke die Wahl zu schwächeren Schrauben zu einem frühzeitigen Versagen führen, während die Wahl von Schrauben mit gleichen oder höheren Versagenslasten zu einem ähnlichen Versagensbild führen sollte. Es wird deshalb für die Übertragung des Systems hier eine Verankerung mit M16-10.9-Schrauben gewählt. Die rechnerische charakteristische Versagenslast der Schraube auf Zug beträgt hierbei nach DIN EN 1993-1-8:2005:

$$N_u = A_{sp} \cdot f_u = 1,57 \cdot 100 = 157 \text{ kN}$$

Damit liegt die Versagenslast der Stahlschraube um 8 % höher als die der Betonschraube. Es sei aber noch hinzugefügt, dass es sich bei dem Wert der Versagenslast in Tabelle 17 um einen Mittelwert handelt, während die Angabe für die Stahlschraube den unteren Fraktilwert (charakteristischen Wert) darstellt. Untersuchungen aus KUHLMANN & RÖLLE (2008) an ca. 200 Zugproben der Firma August Friedberg GmbH an HV-10.9-Schrauben unterschiedlichen Durchmessers ergaben für den Mittelwert der Bruchspannung einen Wert von  $f_{u,m} = 1.113 \text{ N/mm}^2$  (vgl. Bild 41). Damit ergibt sich eine Überfestigkeit von 11 % gegenüber dem nominalen Wert von  $f_u = 1.000 \text{ N/mm}^2$ . Auf Mittelwertniveau ergibt sich somit, um mit den in HELLMICH (2006) gegebenen Versagenslasten zu vergleichen, näherungsweise eine Grenzlast von:

$$N_{u,m} = A_{sp} \cdot f_{u,m} = 1,57 \cdot 111,3 = 175 \text{ kN}$$



Bild 39: Steher nach dem Anprall, HELLMICH (2006)



Bild 40: Steher nach dem Anprall, Detail, HELLMICH (2006)

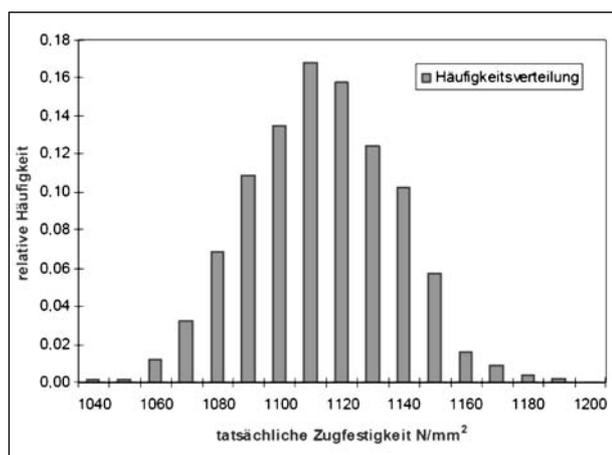


Bild 41: Verteilung der Zugfestigkeit für HV-Schrauben 10.9, KUHLMANN & RÖLLE (2008)

Damit liegt die rechnerische Versagenslast der M16-10.9-Schraube über der der im System getesteten TOGE-TSM-B16-Betonschraube. Für den lokalen Nachweis sind nach DIN-FB 101:2009 die 1,25fachen charakteristischen Widerstände als Lasten anzusetzen. Beim Steher handelt es sich um ein Walzprofil HEA-120-Profil aus S235JR. Da

dieses für das System auf dem Betonkragarm und dem Stahlkragarm unverändert bleibt, ergeben sich für das charakteristische Bruchmoment des Stehers folgende Werte:

Zugfestigkeit nach  
DIN-FB 103:2009:  $F_u = 360 \text{ N/mm}^2$

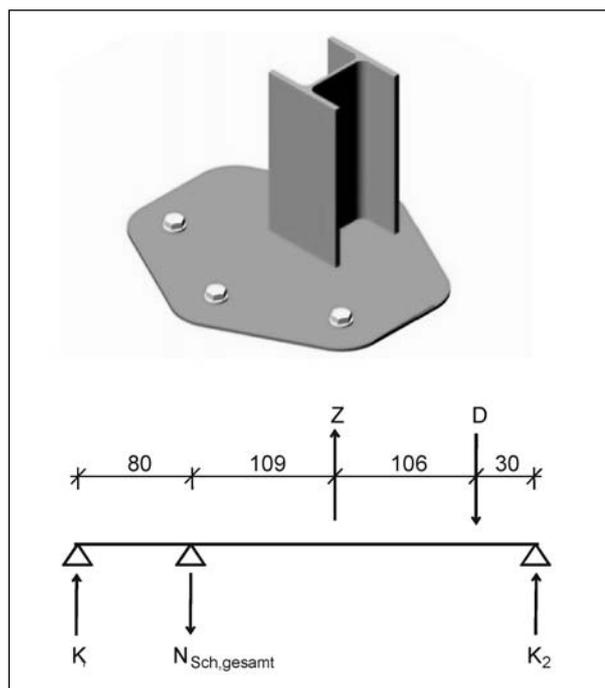
Plastisches Widerstands-  
moment:  $W_{pl} = 1,14 \cdot W_{el} = 1,14 \cdot 106 \text{ cm}^3$

Bruchmoment:  $M_{u,k} = f_u \cdot W_{pl} = 43,5 \text{ kNm}$

An einem vereinfachten Balkenmodell des Fußpunktes unter Berücksichtigung der aus der Klemmwirkung entstehenden Druckkräfte (vgl. Bild 42) lässt sich zum einen unter der Annahme, dass die Schrauben versagen, das zugehörige Stehermoment ermitteln und zum anderen, wenn ein Versagen des Stehers vorausgesetzt wird, die zugehörigen Schraubenkräfte. Das Stehermoment wird über ein Kräftepaar an den Flanschen aufgebracht und die Schrauben in ihrem Schwerpunkt zusammengefasst. Jeweils am hinteren und am vorderen Ende der Fußplatte wird der Kontakt über ein Lager modelliert. Diese Kontaktkräfte ebenso wie die Schraubenkräfte werden in einer späteren FEM-Berechnung (vgl. Kapitel 6.3.3 und Kapitel 6.3.7) für den lokalen Nachweis auf das Modell aufgebracht.

Die aus dieser Berechnung ermittelten Werte für das Stehermoment bei Schraubenversagen bzw. die Schraubenkräfte bei Steherversagen sind in Tabelle 18 dargestellt. Alle Werte sind auf Niveau des unteren Fraktilwertes und somit vergleichbar. Es ist zu erkennen, dass bei rechnerischem Schraubenversagen das Moment größer ist als das Grenzmoment des Stehers. Bei Erreichen des Grenzmoments im Steher betragen die Schraubenkräfte 114,2 kN und liegen somit unter ihrer Grenzlast. Damit folgt, dass der Widerstand des Stehers maßgebend wird, was mit dem in den Versuchen beobachteten Versagensverhalten übereinstimmt. Für den lokalen Nachweis nach DIN-FB 101:2009 wäre das Ansetzen der Grenzzugkraft der Schraube sicherlich auf der sicheren Seite, da eine höhere Last ohnehin nicht übertragen werden kann, jedoch auch recht konservativ, wenn man bedenkt, dass die Grenzzugkraft lediglich zu ca. 70 % ausgenutzt wird und noch nach DIN-FB 101:2009 ein Faktor 1,25 zusätzlich aufgebracht werden muss.

Als Querlast auf das System wird die 1,25fache plastische Querkraft des Steherprofils angesetzt.



**Bild 42:** 3D-Ansicht des Fußpunktes und vereinfachtes Balkenmodell

	Schraubenversagen	Steherversagen
M	59,8 kNm	43,5 kNm
$N_{Sch,gesamt}$	471 kN	342,65 kN
$N_{Sch,einzeln}$	157 kN	114,2 kN

**Tab. 18:** Charakteristische Werte für Bruchmoment und Schraubenlasten bei Schrauben- bzw. Steherversagen

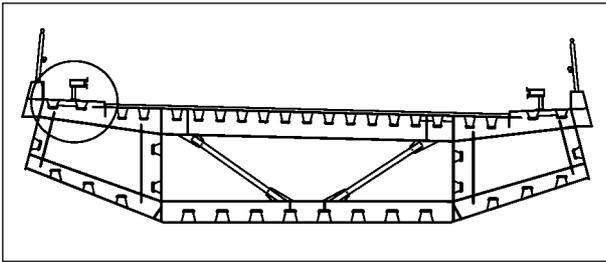
Die charakteristische plastische Querkraft berechnet sich dabei zu:

$$\begin{aligned} V_{u,k} &= f_u / \sqrt{3} \cdot (h - t) \cdot s \\ &= 360 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} \cdot (114 \text{ mm} - 8 \text{ mm}) \cdot 5 \text{ mm} \\ &= 110,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

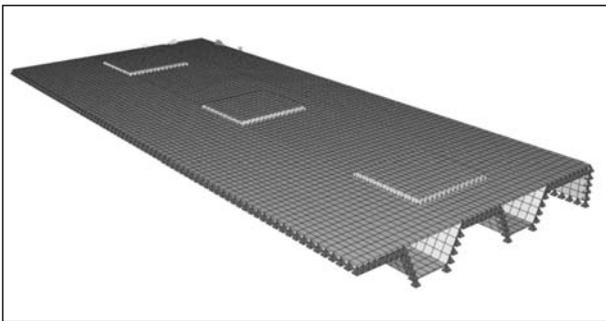
### 5.3 FE-Modell des Kappenausschnitts für den lokalen Nachweis

Um den lokalen Nachweis zu führen, wird ein FE-Modell des Kappenbereichs erstellt (vgl. Bild 43 und Bild 44). Die Modellierung erfolgt mit dem Programm SOFiSTiK.

Das System wurde parametrisiert eingegeben. Modelliert wurde der Ausschnitt zwischen zwei Querträgern mitsamt der Längssteifen und der Schrammbordkante. Die Lagerung erfolgt gelenkig

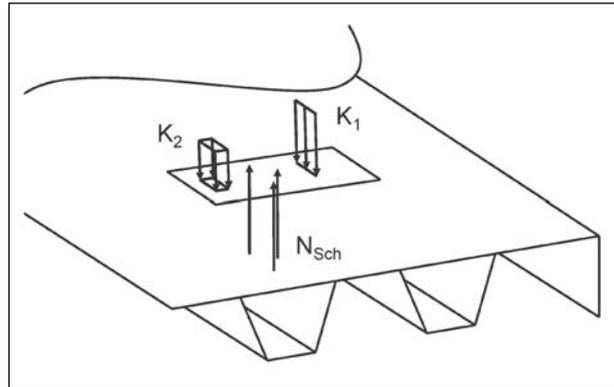


**Bild 43:** Beispielhafter Querschnitt eines typischen Stahlhohlkastens



**Bild 44:** Modellierung in SOFiSTiK

an den Rändern des Deckblechs und an den Enden der Längssteifen. Am horizontalen Teil der Steifen und dem Teil des Deckblechs über den Steifen wurde keine Lagerung angesetzt, da diese in der Regel hier nicht mit dem Querträger verschweißt werden. Ein ursprüngliches Modell ohne Schonplatten ergab sehr hohe und unrealistische Verformungen. Um das System so genau wie möglich zu modellieren, wurden daher auch die Schonplatten mitmodelliert. Der Kontakt zwischen Schonblech und Deckblech erfolgt mit nichtlinearen Federn, die auf Zug ausfallen. Die Schweißnaht wird über eine gelenkige Kopplung am Blechrand berücksichtigt. Die Schonplatten haben einen Abstand voneinander, der dem der Steher entspricht. Belastet werden alle drei Steher, die sich innerhalb eines Feldes zwischen zwei Quersteifen befinden. Die angesetzten Lasten sind die 1,25fachen Werte der in Kapitel 5.2 bestimmten Kräfte für die Schrauben und die jeweiligen Kontaktkräfte, einschließlich der Kontaktkraft aus der Klemmwirkung. Zusätzlich wird die 1,25fache Bruchquerkraft  $V_{u,k}$  des Stehers als Belastung auf die drei Schrauben angesetzt. Da in Wirklichkeit das betrachtete System als Teil des Gesamtquerschnitts wirkt, muss dem Anteil der Belastung aus dem globalen Eigengewicht Rechnung getragen werden. Da die Spannungen aus globalem Eigengewicht nicht vorliegen und eine Berechnung den Rahmen der vorliegenden Untersuchungen sprengen würde, wird hier vereinfacht von einer Normalspannung aus globalem Eigengewicht



**Bild 45:** Lastansatz am FE-Modell

von  $\sigma_x = 100 \text{ N/mm}^2$  ausgegangen. Dies entspricht bei einem typischen Werkstoff S355 einer Ausnutzung von ca. 38 % auf Bemessungsniveau:

$$\frac{1,35 \cdot 100 \text{ N/mm}^2}{\frac{355 \text{ N/mm}^2}{1,0}} = 0,38$$

Die angenommene Normalspannung wird dabei einmal als Zugspannung angesetzt, um den Fall über der Stütze, und einmal als Druckspannung, um den Fall im Feld zu betrachten. Die in den folgenden Kapiteln angegebenen maximalen Spannungen sind dabei der Maximalwert der Von-MISES-Spannungen für den ungünstigsten Fall.

Bild 45 zeigt zur Verdeutlichung, wie die Lasten am FE-Modell angesetzt werden. Die drei Schraubenkräfte werden als Einzellasten aufgebracht. Die Druckkraft ( $K_2$ ), die von der Fußplatte auf das Deckblech übertragen wird, wirkt als Flächenlast und die Druckkraft, die aus der Klemmwirkung entsteht ( $K_1$ ), wird als Linienlast angenommen.

## 6 Anwendungsbeispiele

### 6.1 Nuthetalbrücke

#### 6.1.1 Allgemeines

Die neue Nuthetalbrücke (vgl. Bild 46) wurde 2009 fertig gestellt und überführt die Bundesautobahn A 115 nach Berlin über die A 10 im Autobahndreieck Nuthetal. Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 156,00 m, wobei die Stützweiten der vier Felder zwischen 38,00 m und 40,767 m variieren. Anhand dieser Brücke soll ein neues Brückenbauwerk in Verbundbauweise untersucht werden. Betrachtet wird beispielhaft das System „E“ aus BASt H4b.

### 6.1.2 Geometrie

Der Überbau besteht aus einem Verbundquerschnitt mit einem breiten dreistegigen Stahlhohlkasten und einer Stahlbeton-Fahrbahnplatte, diese krägt an den Seiten 3,50 m aus. Die Höhe der Fahrbahnplatte variiert dabei im Kragarmbereich von 0,20 m am freien Ende bis 0,52 m an der Einspannstelle. Die Fahrbahnplatte ist in Längs- und in Querrichtung schlaff bewehrt und durch Kopfbolzendübel mit dem Stahlträger schubfest verbunden.

Bild 47 zeigt die Nuthetalbrücke im Bauzustand. Der Stahlträger wurde dabei bereits montiert und das erste Feld mit der Schalung für die Fahrbahnplatte versehen. Der Regelquerschnitt wird in Bild 48 gezeigt. Zu erkennen sind der breite drei-



Bild 46: Nuthetalbrücke (Quelle: www.pnn.de)



Bild 47: Nuthetalbrücke im Bauzustand (Quelle: MAYER & SCHUBART)

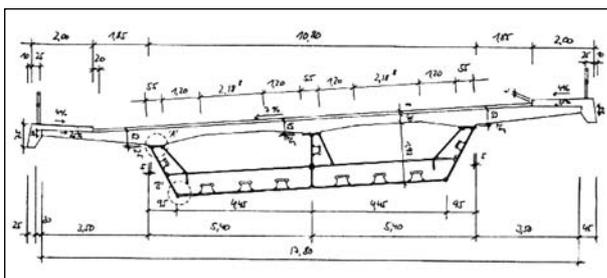


Bild 48: Regelquerschnitt der Nuthetalbrücke (MEYER & SCHUBART, 2005)

stegige Stahlhohlkasten und der Verlauf der Fahrbahnplatte.

### 6.1.3 Lokaler Nachweis

Gemäß (NRW 2010) und RiZ, Kap. 1 (Dez. 2009) ist eine Kappenanschlussbewehrung mit  $\varnothing$  14-20 vorgesehen. Allerdings ist hier die Dicke an der Kragarmspitze mit 20 cm um 5 cm kleiner als die geforderten 25 cm. Dadurch verkleinert sich der Hebelarm und die resultierende Zugkraft in der Bewehrung nimmt zu.

An dieser Stelle wird ein Nachweis der Kappenanschlussbewehrung in Anlehnung an (NRW 2010) geführt. Es gelten die folgenden Eingangsparameter:

$$M_{pl,d,1} = M_{pl,k} \cdot 1,25 = 35,88 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,d} = V_{pl,k} \cdot 1,25 = 91,75 \text{ kN}$$

$$\alpha = 1,33 \text{ m}$$

$$e_{\square} = 0,13 \text{ m}$$

$$h_{2\square} = 0,2 \text{ m}$$

Dabei sind  $\alpha$  der Pfostenabstand,  $e_{\square}$  der Abstand des Druckpunkts zur oberen Lage der Bewehrung und  $h_{2\square}$  die Exzentrizität zur Berücksichtigung des Versatzmomentes infolge des Abstandes von Oberkante Kappe zur oberen Bewehrungslage. Daraus ergibt sich für das anzusetzende Moment:

$$M_{d,2} = M_{pl,d,1} + Q_{pl,d} \cdot h_2 = 54,23 \text{ kNm}$$

Daraus ergibt sich für die aufzunehmende Zugkraft in der oberen Lage der Kappenanschlussbewehrung:

$$\max Z_{o,d} = M_{d,2}/e + Q_{pl,d} = 508,9 \text{ kN}$$

Die erforderliche Bewehrung ergibt sich mit  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$  zu:

$$\text{erf } A_s = Z_{o,d}/f_{yk} = 10,18 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{erf } a_s = \text{erf } A_s/a = 7,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dies entspricht einer Bewehrungsmenge von  $\varnothing$  14-20 wie auch in der neuen RiZ-ING vorgegeben. Als Kappenanschlussbewehrung verbaut wurden  $\varnothing$  12-33. Damit beträgt die vorhandene Bewehrungsmenge vorh  $a_s = 3,43 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Die Differenz ergibt sich zu:

$$\Delta a_s = \text{erf } a_s - \text{vorh } a_s = 4,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Somit wäre eine Nachrüstung durch nachträgliche Zulage von Bewehrungsstäben erforderlich. Bei Wahl von  $\varnothing 14-33$  ( $4,66 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) als Zulage ergibt sich als gesamte Kappenanschlussbewehrung:

$$\begin{aligned}\Sigma a_s &= \text{vorh } a_s + \Delta a_s = 8,09 \text{ cm}^2/\text{m} \\ &> 7,65 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{erf } a_s\end{aligned}$$

#### 6.1.4 Globaler Nachweis

Zur Ermittlung der erforderlichen Schnittgrößen an der Einspannung des Kragarms wird das in Kapitel 4.2.4 vorgestellte FE-Modell verwendet. Die variablen Parameter erlauben eine Anpassung an die gegebene Geometrie der Nuthetalbrücke. Im Gegensatz zu dem in Kapitel 4.2.2 beispielhaft verwendeten System ist das System „E“ aus BAST H4b, das für alle vier Anwendungsbeispiele im Folgenden verwendet wird und nach BAST-Einstufungsliste in die Klasse C eingestuft wird, deutlich höher. Daraus sind auch größere Unterschiede zwischen den Ergebnissen aus einem Lastansatz nach DIN-FB 101:2003 und DIN-FB 101:2009 als in Kapitel 4 zu erwarten. Diese ergeben sich aus der unterschiedlichen Definition der Lastangriffshöhe für die Horizontallast. Zudem wird die ohnehin höhere Vertikallast für das betrachtete System nach der BAST-Einstufungsliste zusätzlich noch mit einem Faktor  $f = 1,8$  multipliziert.

Bild 49 zeigt die Abmessungen der Nuthetalbrücke. Diese Werte gehen als Parameter in das FE-Modell mit ein. Der Knick auf 1,65 m von der Einspannung wird ebenso mitmodelliert. Die Querschnittshöhe am Knick beträgt 0,284 m. Das Eigengewicht der Schutzeinrichtung ist im Datenblatt mit 0,76 kN/m angegeben, das Eigengewicht des äußeren Geländers wird mit 1,0 kN/m angenommen. Die maximalen Schnittgrößen an der Einspannstelle ergeben

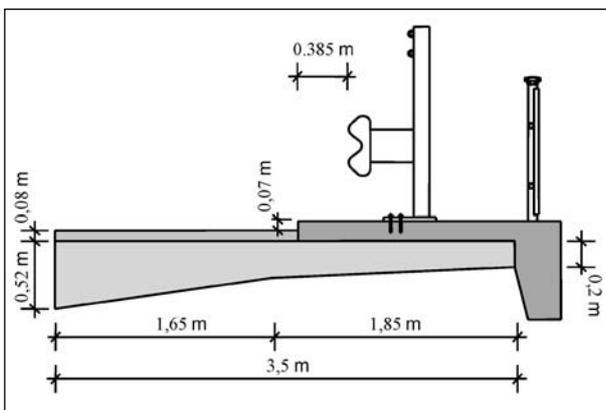


Bild 49: Kragarmquerschnitt der Nuthetalbrücke

sich unter Berücksichtigung des gesamten Eigengewichts und der Ausbaulast zu:

$$m_k = 362,6 \text{ kNm/m}$$

$$v_k = 160,9 \text{ kN/m}$$

$$n_k = 55,6 \text{ kN/m}$$

Die erforderliche Bewehrung wird unter Berücksichtigung der in Kapitel 4.2.6 genannten Randbedingungen aus DIN-FB 104:2009, Abschnitt II-2.4 (3) bestimmt. Für die außergewöhnliche Bemessungssituation werden die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN-FB 104:2009 verwendet:

$$\gamma_c = 1,3$$

$$\gamma_s = 1,0$$

Die Betongüte des Kragarms ist C35/45 und die Betondeckung beträgt gemäß DIN-FB 104:2009:

$$\text{nom } c = 4,5 \text{ cm}$$

Bei der Ermittlung der statischen Höhe werden Schubhügel mit Durchmesser  $d_{\text{Bügel}} = 10 \text{ mm}$  eingeplant. Für die Querbewehrung werden Stäbe mit Durchmesser  $d_{\text{quer}} = 16 \text{ mm}$  vorgesehen. Dadurch bestimmt sich die statische Höhe zu:

$$\begin{aligned}d_p &= h - \text{nom } c - d_{\text{Bügel}} - \frac{d_{\text{quer}}}{2} \\ &= 52 \text{ cm} - 4,5 \text{ cm} - 1,0 \text{ cm} - \frac{1,6}{2} \text{ cm} = 45,7 \text{ cm}\end{aligned}$$

Damit ergibt sich für die Bewehrung in Querrichtung eine erforderliche Bewehrungsmenge von:

$$a_s = 17,15 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Die vorhandene Bewehrung im Kragarmanschnitt an der Einspannung beträgt  $a_{\text{vorh}} = 18,28 \text{ cm}^2/\text{m}$  und besteht aus  $\varnothing 16 \text{ mm}$  Bewehrungsstäben mit einem Abstand  $e = 11 \text{ cm}$  zueinander. Somit ist der globale Nachweis für den Anprall auf Schutzeinrichtung erbracht.

Der Schubnachweis erfolgt nach DIN-FB 102:2009, Kapitel 4.3.2.3 als Nachweis für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung. Dabei ist der größere Wert der folgenden Gleichungen maßgebend (Gleichungen 4.118a und 4.118b aus DIN-FB 102:2009):

$$V_{\text{Rd,ct}} = \left[ \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot (100 \rho_l \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} - 0,12 \sigma_{\text{cd}} \right] b_w \cdot d$$

$$V_{\text{Rd,ct,min}} = [v_{\text{min}} - 0,12 \sigma_{\text{cd}}] b_w \cdot d$$

mit:

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,662$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 0,004$$

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} = 0,107 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{\min} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}} = 0,5117$$

Damit ergibt sich der Querkraftnachweis zu:

$$V_{Rd,ct} = \max \{ V_{Rd,ct} ; V_{Rd,ct,\min} \} = 227,98 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,ct}} = 0,71 < 1,0$$

Der Nachweis ist erbracht und der Querschnitt ist demnach in der Lage, die Lasten für Anprall an Schutzvorrichtungen der Klasse C nach DIN-FB 101:2009 abzutragen.

## 6.2 Talbrücke Dambach

### 6.2.1 Allgemeines

Die im Jahre 2005 fertig gestellte Talbrücke Dambach (vgl. Bild 50) überspannt den Dambachgrund zwischen Hirschbach und Altendambach an der Bundesautobahn A 73. Die Gesamtstützweite der Brücke beträgt 370 m verteilt auf sechs Felder, wovon das Längste eine Stützweite von 85 m besitzt. Die Talbrücke Dambach wurde noch nach DIN 1072:1985 bemessen, weshalb sie im Folgenden als Ausführungsbeispiel für ein bestehendes Bauwerk betrachtet wird.



Bild 50: Talbrücke Dambach (Quelle: www.structurae.de)

### 6.2.2 Geometrie

Der Überbau der Talbrücke Dambach besteht aus einem Verbundquerschnitt mit einem längs ausgesteiften Stahlhohlkasten und einer durch Streben in der Mitte und an den Seiten abgestützten Fahrbahnplatte. Die Fahrbahnplatte krägt von den Streben noch 3,40 m aus. Die Höhe der Fahrbahnplatte variiert dabei im Kragarmbereich von 0,22 m am freien Ende bis 0,45 m an der Einspannstelle. Die Fahrbahnplatte ist in Längs- und in Querrichtung schlaff bewehrt und durch Kopfbolzendübel mit dem Stahlträger schubfest verbunden.

In Bild 51 ist der Regelquerschnitt der Talbrücke Dambach dargestellt. Man erkennt die vom Stahlhohlkasten ausgehende Strebe zur Auskrägung der Fahrbahnplatte und den daran angeschlossenen Längsträger. Für die folgenden Berechnungen wird alleine der auskragende Fahrbahnteil betrachtet. Durch die kontinuierliche Lagerung auf dem Längsträger kann davon ausgegangen werden, dass eine getrennte Betrachtung des auskragenden Teils als voll eingespannter Kragarm angemessen ist und nach den Untersuchungen in Kapitel 4.3.3 auf der sicheren Seite liegt.

### 6.2.3 Lokaler Nachweis

Analog zur Berechnung in Kapitel 6.1.3 ergibt sich auch hier eine erforderliche Bewehrungsmenge von:

$$\text{erf } a_s = 7,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dies entspricht einer Bewehrungsmenge von  $\emptyset 14-20$ . Als Kappenanschlussbewehrung verbaut wurden  $\emptyset 12-40$ . Damit beträgt die vorhandene Bewehrungsmenge  $\text{vorh } a_s = 2,83 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Die Differenz ergibt sich zu:

$$\Delta a_s = \text{erf } a_s - \text{vorh } a_s = 4,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

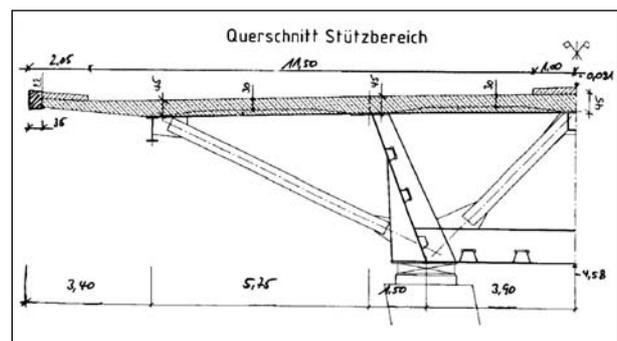


Bild 51: Regelquerschnitt der Talbrücke Dambach

Somit wäre eine Nachrüstung durch nachträgliche Zulage von Bewehrungsstäben erforderlich. Bei Wahl von  $\varnothing 12-20$  ( $5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) als Zulage ergibt sich als gesamte Kappenanschlussbewehrung:

$$\begin{aligned} \sum a_s &= \text{vorh } a_s + \Delta a_s = 8,48 \text{ cm}^2/\text{m} \\ &> 7,65 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{erf } a_s \end{aligned}$$

### 6.2.4 Globaler Nachweis

Wie auch in Kapitel 6.1.4 für die Nuthetalbrücke beschrieben, erfolgt die Ermittlung der erforderlichen Schnittgrößen am in Kapitel 4.2.4 vorgestellten FE-Modell. Die variabel gelassenen Parameter werden der Geometrie der Talbrücke Dambach angepasst. Zum Einsatz kommt wie auch für die anderen Anwendungsbeispiele das System „E“ aus BASt H4b. Dieses wurde in der BASt-Einstufungsliste in die Klasse C eingestuft. Das Datenblatt des Systems ist in Bild 38 gezeigt. In Bild 52 sind die Parameter für das FE-Modell dargestellt, wobei die Querschnittshöhe am Knick  $0,30 \text{ m}$  beträgt. Das Eigengewicht der Schutzeinrichtung wird wie in Kapitel 6.1.4 mit  $0,76 \text{ kN/m}$  angesetzt und das des äußeren Geländes mit  $1,0 \text{ kN/m}$ .

Die maximalen Schnittgrößen an der Einspannstelle ergeben sich unter Berücksichtigung des gesamten Eigengewichts und der Ausbaulast zu:

$$m_k = 319,9 \text{ kNm/m}$$

$$v_k = 178,6 \text{ kN/m}$$

$$n_k = 74,2 \text{ kN/m}$$

Für die außergewöhnliche Bemessungssituation werden für die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN-FB 104:2009 verwendet:

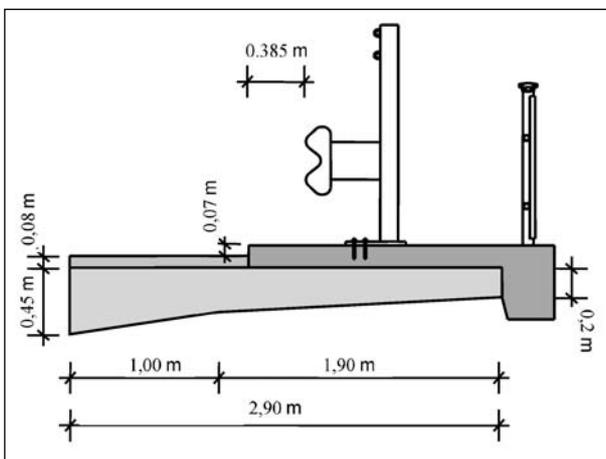


Bild 52: Kragarmquerschnitt der Talbrücke Dambach

$$\gamma_c = 1,3$$

$$\gamma_s = 1,0$$

Die Betongüte des Kragarms ist B35 nach altem Normenwerk. In DIBt-Mitteilungen 2002, Tabelle 2 werden die Festigkeitsklassen von altem und neuem Normenwerk einander zugeordnet. Demnach wird ein B35 einem C30/37 zugeordnet. Die Betondeckung beträgt beim Überbau der Talbrücke Dambach:

$$\text{nom } c = 6,0 \text{ cm}$$

Für die Querbewehrung werden Stäbe mit Durchmesser  $d_{\text{quer}} = 16 \text{ mm}$  vorgesehen. Dadurch bestimmt sich die statische Höhe zu:

$$\begin{aligned} d_p &= h - \text{nom } c - \frac{d_{\text{quer}}}{2} \\ &= 45 \text{ cm} - 6,0 \text{ cm} - \frac{1,6}{2} \text{ cm} \\ &= 38,2 \text{ cm} \end{aligned}$$

Damit ergibt sich für die Bewehrung in Querrichtung eine erforderliche Bewehrungsmenge von:

$$a_s = 18,63 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Die vorhandene Bewehrung im Kragarmanschnitt an der Einspannung beträgt  $a_{\text{vorh}} = 20,11 \text{ cm}^2/\text{m}$  und besteht aus  $\varnothing 16 \text{ mm}$  Bewehrungsstäben mit einem Abstand  $e = 10 \text{ cm}$  zueinander. Somit reicht die vorhandene Biegebewehrung aus, um das aus dem Anprall entstehende Moment abzutragen.

Der Schubnachweis erfolgt nach DIN-FB 102:2009, Kapitel 4.3.2.3 als Nachweis für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung. Dabei ist der größere Wert der folgenden Gleichungen maßgebend (Gleichungen 4.118a und 4.118b aus DIN-FB 102:2009):

$$V_{\text{Rd,ct}} = \left[ \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot (100 \rho_l \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} - 0,12 \sigma_{\text{cd}} \right] b_w \cdot d$$

$$V_{\text{Rd,ct,min}} = \left[ v_{\text{min}} - 0,12 \sigma_{\text{cd}} \right] b_w \cdot d$$

mit:

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,724$$

$$\rho_l = \frac{A_{\text{sl}}}{b_w \cdot d} = 0,00526$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} = 0,164 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{min} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}} = 0,50052$$

Damit ergibt sich der Querkraftnachweis zu:

$$V_{Rd,ct} = \max \{ V_{Rd,ct} ; V_{Rd,ct,min} \} = 183,64 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,ct}} = 0,97 < 1,0$$

Der Nachweis ist erbracht und der Querschnitt ist demnach in der Lage, die Lasten für Anprall an Schutzeinrichtungen der Klasse C nach DIN-FB 101:2009 abzutragen.

Bei Nichteinhaltung des Querkraftnachweises bei gevouteten Trägern besteht die Möglichkeit, die günstig wirkende vertikale Komponente  $V_{ccd}$  aus der Druckzone anzusetzen.

## 6.3 Ziegelgrabenbrücke, Strelasund

### 6.3.1 Allgemeines

Die neue Ziegelgrabenbrücke-BW2 (vgl. Bild 53) ist Teil der Strelasundquerung in Mecklenburg-Vorpommern und wurde 2007 erbaut. Sie überspannt den Ziegelgraben zwischen Stralsund und der Insel Dänholm mit einer Länge von 583,30 m. Die beiden Hauptfelder mit einer Gesamtlänge von 324 m sind als Schrägseilbrücke mit einem dreizeiligen Stahlhohlkasten ausgeführt. Anhand dieser Brücke soll ein neues Brückenbauwerk in Stahlbauweise untersucht werden. Dabei soll das in Kapitel 5.2 vorgestellte System beispielhaft angewandt werden.

### 6.3.2 Geometrie

Beim Querschnitt der Ziegelgrabenbrücke handelt es sich um einen dreizeiligen Stahlhohlquerschnitt (vgl. Bild 54). Die Bleche sind mit Hohlprofilsteifen in Längsrichtung ausgesteift. Die Schutzeinrichtung befindet sich auf dem gegenüber der Fahrbahn erhöhten Gehwegblech. Dieses ist mit zwei Hohlprofilen ausgesteift. Der Abstand der Querträger untereinander beträgt ca. 4,0 m. Der Abstand der Steher der Schutzeinrichtung beträgt 1,33 m. Somit können sich zwischen zwei Querträgern maximal drei Steher befinden. Beim Stahl handelt es sich um S355.

### 6.3.3 Lokaler Nachweis

Im vorgestellten FE-Modell (vgl. Kapitel 5.3) wurden die Parameter für die Ziegelgrabenbrücke entsprechend angepasst, um somit die Geometrie genau abzubilden. Aus den zur Verfügung gestellten Plänen lässt sich eine Deckblechdicke von 10 mm erkennen. Die Dicke der Längssteifenbleche beträgt 7 mm. In Bild 55 sind die Schonplattengeometrie und -positionierung gezeigt. Es wird eine Schonplatte aus S355 mit den Außenabmessungen 710 mm x 450 mm und einer Dicke von 30 mm gewählt. Die Vorderkante der Schonplatte befindet sich 0,4 m von der Schrammbordkante und somit genau über dem Steg einer Trapezhohlsteife.

Die Lasten entsprechen den 1,25fachen Werten der in Tabelle 18 angegebenen Lasten für Steherversagen und der berechneten plastischen Querkraft des Steherprofils (vgl. Bild 56). Die Zug- und Querkräfte in den Schrauben werden als Einzelasten eingegeben. Die Eingabe der Druckkraft



Bild 53: Ziegelgrabenbrücke (Quelle: www.ssf-ing.de)

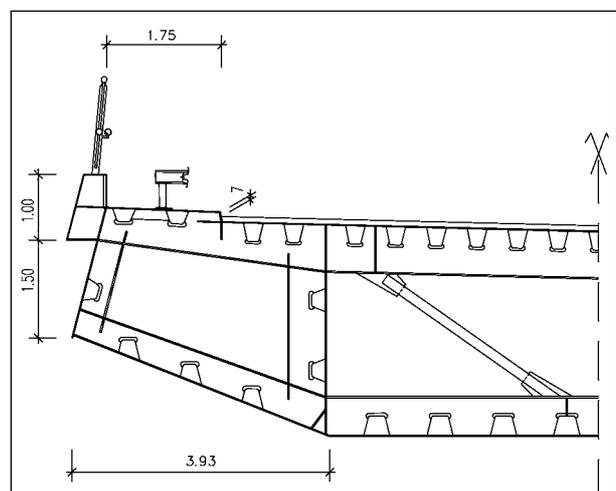
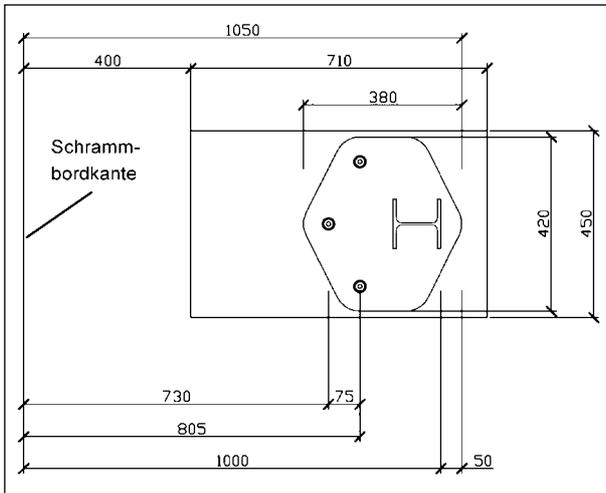
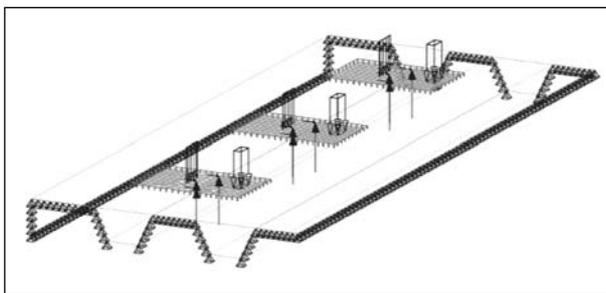


Bild 54: Regelquerschnitt der Ziegelgrabenbrücke

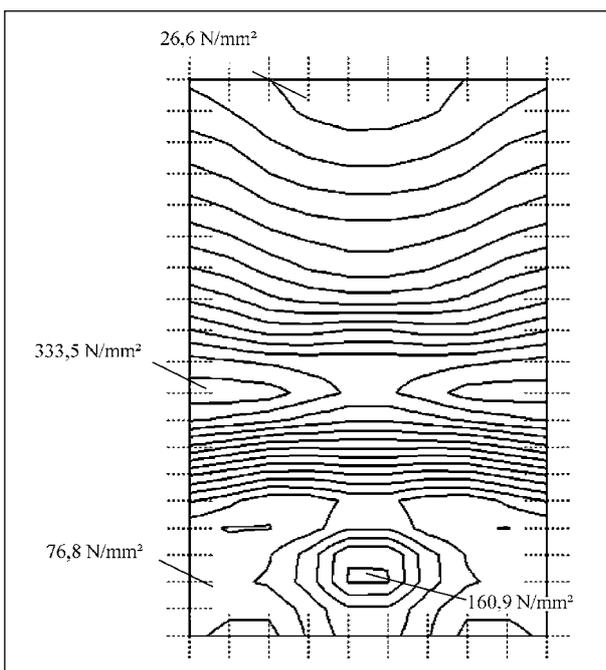
hinter dem Steher erfolgt als Flächenlast und die Abstützkräfte aus der Klemmwirkung als Linienlast.



**Bild 55:** Schonplattengeometrie- und -positionierung an der Ziegelgrabenbrücke



**Bild 56:** Belastung für den lokalen Nachweis an der Ziegelgrabenbrücke



**Bild 57:** Vergleichsspannungsverlauf mittlere Schonplatte

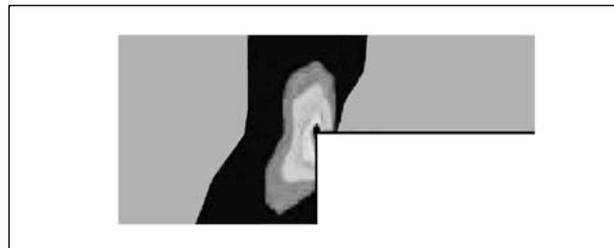
In Bild 57 werden die Verläufe der maximalen Vergleichsspannungen für die einzelnen Elemente Schonblech, Deckblech und Trapezhohlsteifen der Übersicht halber getrennt gezeigt.

Für die Schonbleche ergeben sich maximale Vergleichsspannungen von 333,5 N/mm<sup>2</sup>, die somit unterhalb der Streckgrenze von 355 N/mm<sup>2</sup> liegen. Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  für außergewöhnliche Bemessungssituationen beträgt 1,00 nach DIN-FB 103:2009.

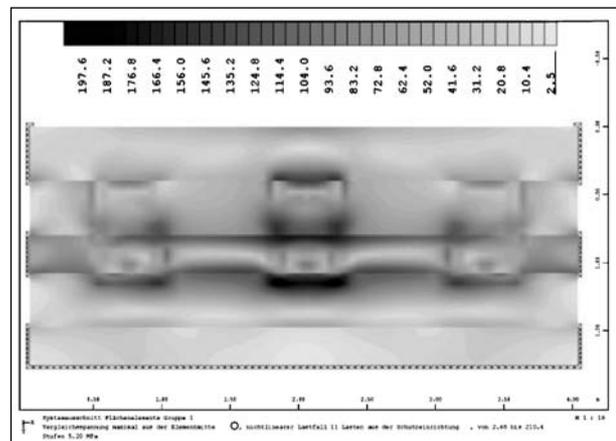
Für das gesamte Deckblech ergibt sich eine maximale Vergleichsspannung von 210,4 N/mm<sup>2</sup> (vgl. Bild 59). Zu dieser Spannung wird noch der Anteil aus der Beanspruchung aus globalem Eigengewicht mit  $\sigma_x = 100$  N/mm<sup>2</sup> eingerechnet (vgl. Kapitel 5.3). Dies erfolgt mit der Vergleichsspannung nach Von MISES:

$$\sigma_v = \sqrt{\frac{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x\sigma_y - \sigma_x\sigma_z - \sigma_y\sigma_z}{3} + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)}$$

Damit ergeben sich die maßgebenden Vergleichsspannungen zu 248 N/mm<sup>2</sup>. Die Vergleichsspannung im Deckblech liegt somit auch unterhalb der Streckgrenze des S355.



**Bild 58:** Singularität an eckiger Verbindung (Quelle: ANSYS, Berechnungsmodelle richtig aufbereiten und bewerten)



**Bild 59:** Vergleichsspannungsverlauf für das Deckblech

Für die Trapezhohlsteifen ist der typische Effekt der Singularitäten bei FE-Berechnungen zu beobachten, an der Stelle, wo der Knick des horizontalen und schrägen Blechs mit dem Lager aufeinander trifft. Eine Bemessung dieser Singularitäten ist nicht sinnvoll. Aus diesem Grund werden von den Querschnitten die Elemente in einem Abstand, der der Elementgröße entspricht, für die folgenden Vergleichsspannungen nicht herangezogen.

Der Verlauf der maximalen Vergleichsspannungen ist in Bild 60 dargestellt. Unter Berücksichtigung der Spannungen aus globalem Eigengewicht ergibt sich eine maximale Vergleichsspannung von  $285 \text{ N/mm}^2$ . Damit ist auch für die Hohlprofilsteifen der Nachweis erbracht.

Um zu prüfen, ob sich das System auch steif genug verhält, werden in Bild 61 die Verformungen in z-Richtung im Schnitt durch die Systemmitte gezeigt. Die Schiefstellung der Schonplatte beträgt damit:

$$\tan \alpha = \frac{3,26 \text{ mm} + 4,3 \text{ mm}}{710 \text{ mm}} \rightarrow \alpha = 0,6^\circ$$

Diese Verdrehung ist gegenüber der Verformung der Schutteinrichtung während des Anpralls vernachlässigbar.

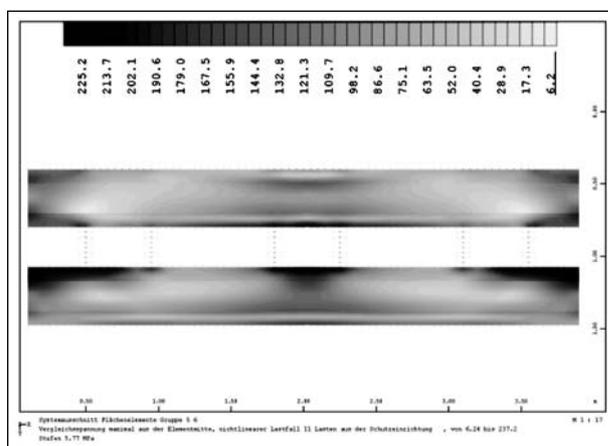


Bild 60: Vergleichsspannungsverlauf an den Steifen

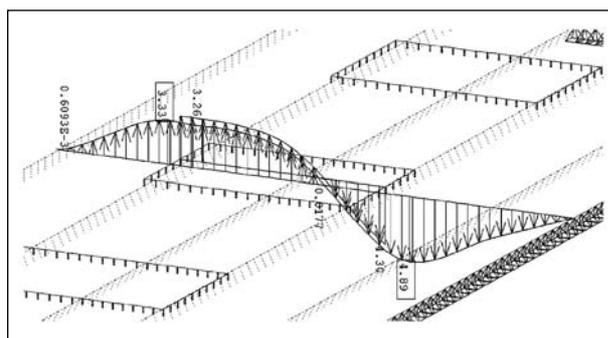


Bild 61: Verformungen in Systemmitte

Die Schweißnaht kann über die Koppelkräfte zwischen dem Schonblech und dem Deckblech bemessen werden. Die maximale Schweißnahtspannung ergibt sich zu:

$$\frac{F}{A_w} = \frac{44,7 \text{ kN}}{l_e \cdot a} = 212,85 \text{ N/mm}^2$$

mit:

$$l_e = 35 \text{ mm (Elementlänge)}$$

$$a = 6 \text{ mm (Wurzelmaß der Schweißnaht)}$$

Die Grenzschweißnahtspannung beträgt nach dem vereinfachten Verfahren aus DIN-FB 103:2009, Abschnitt 6.6.5.3:

$$f_{w,Rd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = \frac{510 / \sqrt{3} \text{ N}}{0,9 \cdot 1,15 \text{ mm}^2} = 284,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mit  $\gamma_{M2} = 1,15$  für außergewöhnliche Bemessungssituationen nach DIN-FB 103:2009. Damit ist die Grenzschweißnahtspannung eingehalten.

### 6.3.4 Globaler Nachweis

Für den globalen Nachweis wird der ungünstige Fall betrachtet, in dem ein einzelner Querträger die komplette Anpralllast erhält. Der Brückenquerschnitt ist in Bild 54 dargestellt. Vereinfachend wurde der Querträger als einseitig eingespannter Einfeldträger idealisiert, siehe Bild 62.

Die Schnittgrößen wurden mit Hilfe des Programms RSTAB berechnet. Die Systemlinien und Quer-

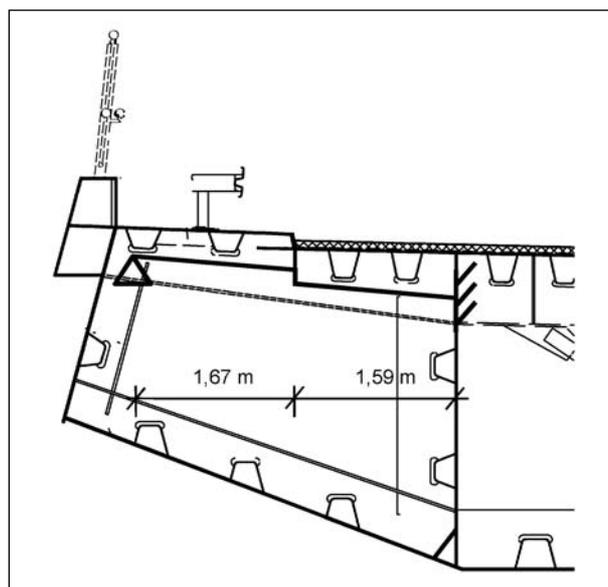


Bild 62: System des Kragarms an der Ziegelgrabenbrücke für den globalen Nachweis

schnitte wurden dabei so angeordnet, dass das System einschließlich der Neigung und des Sprunges an der Schrammbordkante möglichst genau abgebildet wird. Die Lasteinleitung erfolgte über ein so genanntes „Dummy-Rigid“-Element, das der Lastangriffshöhe der Anpralllasten nach DIN-FB 101:2009 entspricht.

Die angesetzte Breite des Deckblechs bestimmt sich aus der mittragenden Breite nach DIN-FB 103:2009 unter Berücksichtigung der Querverzerrungen. Die mittragende Breite bestimmt sich mit der Länge von der Schutzeinrichtung zur Einspannung  $L \cong 2,54$  m folgendermaßen:

$$b_{\text{eff}} = \beta \cdot b_0 = 0,555 \text{ m} \rightarrow b_{\text{eff},f_0} = 2 \cdot b_{\text{eff}} = 1,1 \text{ m}$$

mit:

$$b_0 = 2,00 \text{ m}$$

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{\text{sl}}}{b_0 \cdot t}} = 1$$

$$L_e = 2 \cdot L = 5,08 \text{ m}$$

$$k = \alpha_0 \frac{b_0}{L_e} = 0,3937$$

$$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \cdot \frac{k - 1}{2500 \cdot k^2}} = 0,2775$$

Die Belastung des Systems erfolgt nach DIN-FB 101:2009 mit einer Horizontal- und einer Vertikallast. Die Lastangriffshöhe bestimmt sich dabei zu:

$$e_H = 1,56 \text{ m} - 0,1 \text{ m} = 1,46 \text{ m}$$

Die Horizontallast beträgt 400 kN, da das System in der vorläufigen Einstufungsliste der BAST (Stand 04.04.2009) in die Klasse C eingestuft ist. Die Vertikallast nach DIN-FB 101:2009 muss für das verwendete System nach der BAST-Einstufungsliste zusätzlich noch mit einem Faktor  $f = 1,8$  multipliziert werden. Es ergibt sich damit für die anzusetzende Vertikalkraft:

$$V = f \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 324 \text{ kN}$$

Bild 63 zeigt die Schnittgrößenverläufe am betrachteten System.

Für die Bemessung des Moments und der Normalkraft wird der Querschnitt des Querträgers mit der Ausnehmung für die Längssteife betrachtet. Es wird dabei die Querschnittshöhe direkt unter der Schutz-

einrichtung verwendet. Für die Bemessung der Schubspannungen wird die Querkraft komplett dem Steg zugeordnet, da es sich beim Deckblech und dem Untergurt um ausgeprägte Flansche handelt. Dabei wird auch der verminderte Querschnitt auf Grund der Ausnehmung für die Trapezlängssteife berücksichtigt. Für die Normalspannungen in Querrichtung ergibt sich damit:

$$\sigma_{\text{of}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{of}}} = \frac{417,06 \text{ kN}}{221 \text{ cm}^2} + \frac{396,35 \text{ kNm}}{6056,8 \text{ cm}^3}$$

$$= 84,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{uf}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{uf}}} = \frac{417,06 \text{ kN}}{221 \text{ cm}^2} - \frac{396,35 \text{ kNm}}{4569,4 \text{ cm}^3}$$

$$= -67,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

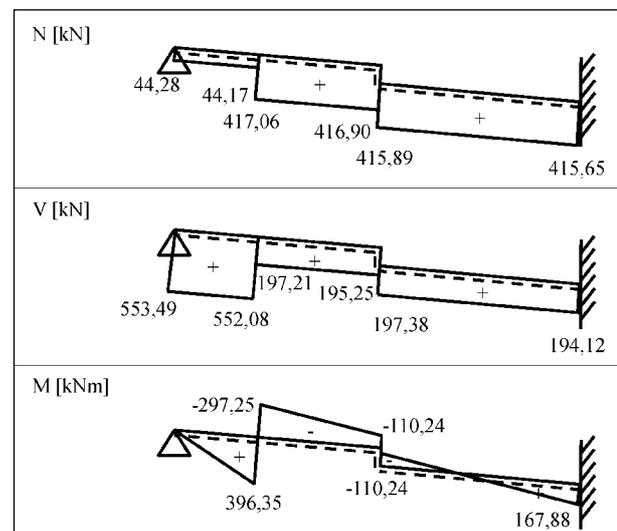
Zum oberen Deckblech kommt noch die Komponente der Spannungen aus globalem Eigengewicht, die mit  $\sigma_x = -100 \text{ N/mm}^2$  angenommen werden, hinzu:

$$\sigma'_{\text{of}} = \sqrt{(84,3 \text{ N/mm}^2)^2 + (-100 \text{ N/mm}^2)^2} -$$

$$- 84,3 \text{ N/mm}^2 \cdot (-100 \text{ N/mm}^2) = 159,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{Rd}} = \frac{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,0} = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Damit sind die Normalspannungen im Deckblech und dem unteren Flansch eingehalten.



**Bild 63:** Schnittgrößen am vereinfachten System der Ziegelgrabenbrücke

Die Schubspannungen berechnen sich zu:

$$\tau = \frac{V}{A_{\text{Steg}}} = \frac{552,08 \text{ kN}}{334 \text{ mm} \cdot 14 \text{ mm}} = 118,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{\text{Rd}} = \frac{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 204,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Somit sind auch die Schubspannungen im Stegblech eingehalten. Zusätzlich wird an dieser Stelle die Umleitung der Normalkräfte des Flansches im Sprung an der Schrammbordkante nachgewiesen. Dazu wird der Stegbereich zwischen Deckblech und Steife als Schubfeld analog zur Bemessung einer Rahmenecke berücksichtigt. Als Normalkraft werden der Normalkraftanteil aus dem Moment und die halbe Normalkraft angesetzt. Die Länge der Steife beträgt 350 mm:

$$\tau = \frac{Z_{\text{of}}}{I_s \cdot s} = \frac{869,1 \text{ kN}}{350 \text{ mm} \cdot 14 \text{ mm}} = 177,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Damit kann die Normalkraft aus dem Deckblech am Schrammbordsprung umgelenkt werden.

## 6.4 Jagsttalbrücke, Widdern

### 6.4.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Einflusses der neuen Anpralllasten nach DIN-FB 101:2009 an bestehenden Brücken wird beispielhaft die Jagsttalbrücke in Widdern herangezogen (vgl. Bild 64). Die Brücke wurde in den Jahren 1971 bis 1974 erbaut und überspannt das Jagsttal an der A 81 im Streckenabschnitt Heilbronn – Würzburg. Ausgeführt ist die Brücke als einzelliger Stahlhohlkasten mit einer konstanten Höhe und orthotroper Fahrbahnplatte. Die seitlichen Kragarme sind über schräge Streben abgestützt. Nach DIN 1072:1985 wurde die Brücke für die Brückenklasse 60/0 bemessen. Die Breite zwischen den Geländern beträgt 30 m.

### 6.4.2 Geometrie

Bei der Jagsttalbrücke handelt es sich um einen einzelligen Hohlkasten mit konstanter Höhe von ca. 5 m. Das Deckblech enthält Längssteifen in Form von Trapezhohlprofilen und bildet somit eine orthotrope Fahrbahn. Der um jeweils ca. 10 m auskragende Teil der Fahrbahn wird durch Schrägsteifen abgestützt. Diese befinden sich im Abstand von ca. 10 m zueinander. Der ganz äußere Teil des



Bild 64: Jagsttalbrücke, Widdern

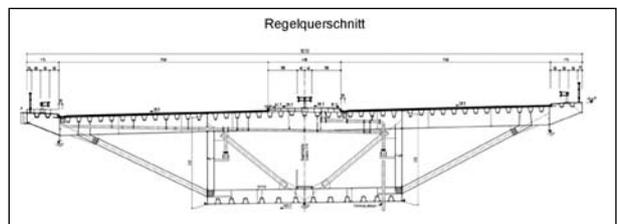


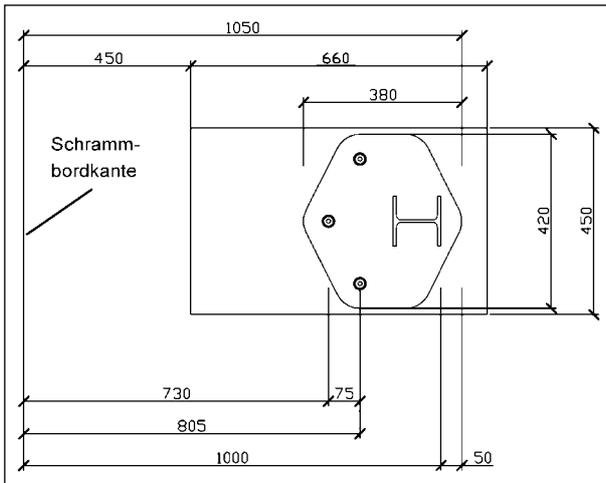
Bild 65: Regelquerschnitt der Jagsttalbrücke, Widdern

Deckblechs, an dem der Gehwegbereich und die Schutzeinrichtung angeordnet sind, krägt ca. 1,75 m aus. Der Querträgerabstand beträgt 5 m. Bei dem Stahl der Kragkonsole handelt es sich um St37-2 nach DIN 17100, während die äußeren Hauptträger aus St52-3 sind. Der Regelquerschnitt ist in Bild 65 abgebildet.

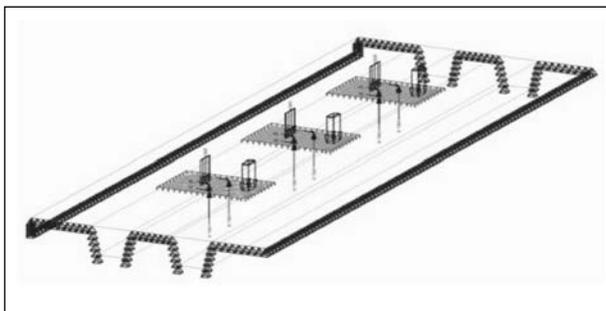
### 6.4.3 Lokaler Nachweis

Das in Kapitel 5.3 vorgestellte FE-Modell wurde für die Parameter der Jagsttalbrücke entsprechend angepasst, um somit die Geometrie genau abzubilden. Aus den zur Verfügung gestellten Plänen lässt sich eine Deckblechdicke von 10 mm erkennen. Die Dicke der Längssteifenbleche beträgt 6 mm. In Bild 66 sind die Schonplattengeometrie und -positionierung gezeigt. Es wurde als Annahme für eine Sanierung eine Schonplatte aus S355 mit den Außenabmessungen 660 mm x 450 mm und einer Dicke von 30 mm gewählt. Die Vorderkante der Schonplatte befindet sich 0,45 m von der Schrammbordkante und somit genau über dem Steg einer Hohlprofilsteife.

Die Lasten entsprechen den 1,25fachen Werten der in Tabelle 18 angegebenen Lasten für Stehveragen und der berechneten plastischen Querkraft des Steherprofils (vgl. Bild 67). Die Zug- und



**Bild 66:** Schonplattengeometrie- und -positionierung an der Jagsttalbrücke



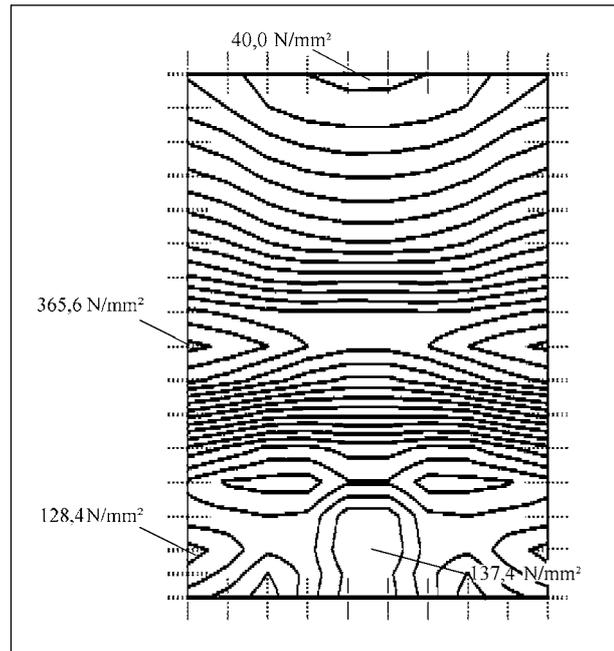
**Bild 67:** Belastung für den lokalen Nachweis an der Jagsttalbrücke

Querkräfte in den Schrauben werden als Einzelasten eingegeben. Die Eingabe der Druckkraft hinter dem Steher erfolgt als Flächenlast und die Druckkraft aus der Klemmwirkung als Linienlast.

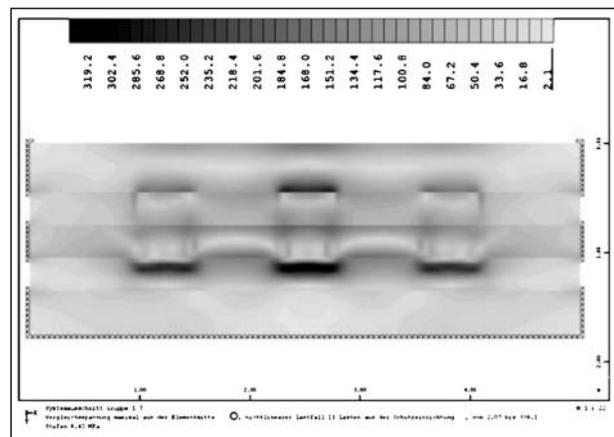
Im Folgenden werden die Verläufe der maximalen Vergleichsspannungen für die einzelnen Elemente Schonblech, Deckblech und Hohlprofilsteifen der Übersicht halber getrennt gezeigt. Da der Abstand der Querträger zueinander mit 5 m größer ist als bei der Ziegelgrabenbrücke, besteht die Möglichkeit, dass sich zwischen den Querträgern entweder drei oder vier Steher befinden können. Es wurden beide Fälle analysiert und es ergaben sich die höheren Spannungen für den Fall mit nur drei Stehern, da durch diese Anordnung sich der zweite Steher genau mittig zwischen zwei Querträgern befindet.

Für die Schonbleche ergeben sich maximale Vergleichsspannungen von 365,6 N/mm<sup>2</sup> (vgl. Bild 68). Somit sind die Spannungen überschritten.

Für das gesamte Deckblech ergibt sich eine maximale Vergleichsspannung von 338,1 N/mm<sup>2</sup> (vgl. Bild 69). Zu dieser Spannung wird noch der Anteil



**Bild 68:** Vergleichsspannungsverlauf mittlere Schonplatte



**Bild 69:** Vergleichsspannungsverlauf für das Deckblech

aus der Beanspruchung aus globalem Eigengewicht mit  $\sigma_x = 100 \text{ N/mm}^2$  eingerechnet. Dies erfolgt mit der Vergleichsspannung nach von MISES:

$$\sigma_v = \sqrt{\frac{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x\sigma_y - \sigma_x\sigma_z - \sigma_y\sigma_z}{3} + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)}$$

Damit ergeben sich die maßgebenden Vergleichsspannungen zu 369 N/mm<sup>2</sup>. Die Vergleichsspannung im Deckblech liegt somit oberhalb der Streckgrenze des hier verwendeten St37-2 ( $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$ ).

Für die Hohlprofilsteifen ist der typische Effekt der Singularitäten bei FE-Berechnungen zu beobach-

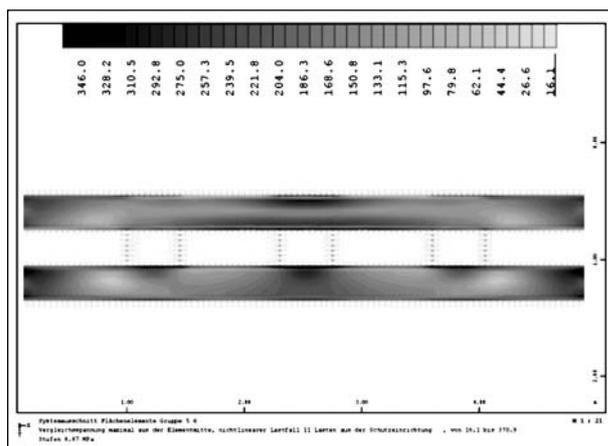


Bild 70: Vergleichsspannungsverlauf an den Steifen

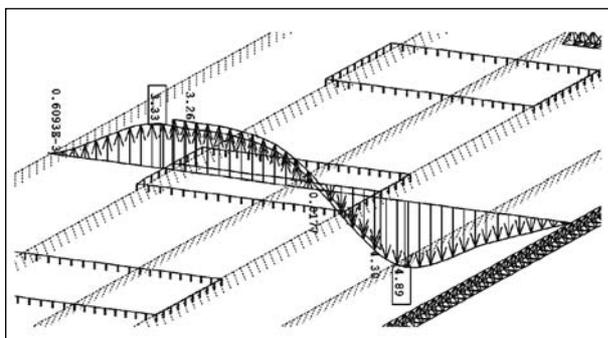


Bild 71: Verformungen in Systemmitte

ten, wo der Knick des horizontalen und schrägen Blechs mit dem Lager aufeinander trifft. Eine Bemessung dieser Singularitäten ist nicht angemessen. Aus diesem Grund werden die äußersten Elemente für die folgenden Vergleichsspannungen nicht herangezogen.

Der Verlauf der maximalen Vergleichsspannungen ist in Bild 70 dargestellt. Unter Berücksichtigung der Spannungen aus globalem Eigengewicht ergibt sich eine maximale Vergleichsspannung von  $407 \text{ N/mm}^2$ . Damit ist auch für die Hohlprofilsteifen die Grenzspannung für den St37-2 deutlich überschritten.

Um zu prüfen, ob sich das System, abgesehen von den nicht zulässigen Spannungen, steif genug verhalten würde, werden in Bild 71 die Verformungen in z-Richtung im Schnitt durch die Systemmitte gezeigt. Die Schiefstellung der Schonplatte beträgt damit:

$$\tan \alpha = \frac{5,51 \text{ mm} + 7,6 \text{ mm}}{660 \text{ mm}} \rightarrow \alpha = 1,14^\circ$$

Diese Verdrehung ist gegenüber der Verformung der Schutteinrichtung während des Anpralls sehr

klein, jedoch im Vergleich zur Verdrehung an der Ziegelgrabenbrücke doppelt so hoch.

Die Schweißnaht kann über die Koppelkräfte zwischen dem Schonblech und dem Deckblech bemessen werden. Die maximale Schweißnahtspannung ergibt sich nach DIN 18800-1:2008-11 zu:

$$\sigma_{W,v} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} = \frac{64,8 \text{ kN}}{l_e \cdot a} = 270 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

mit:

$$l_e = 40 \text{ mm (Elementlänge)}$$

$$a = 6 \text{ mm (Wurzelmaß der Schweißnaht)}$$

Die Grenzschweißnahtspannung beträgt nach dem vereinfachten Verfahren aus DIN-FB 103:2009:

$$f_{W,Rd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = \frac{510 / \sqrt{3} \text{ N}}{0,9 \cdot 1,15 \text{ mm}^2} = 284,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mit  $\gamma_{M2} = 1,15$  für außergewöhnliche Bemessungssituationen nach DIN-FB 103:2009. Damit wäre die Grenzschweißnahtspannung eingehalten.

Aus den obigen Berechnungen erkennt man, dass, um plastische Verformungen und ein lokales Versagen des Deckblechs oder der Längssteifen zu vermeiden, es nötig ist, Ertüchtigungsmaßnahmen durchzuführen. Diese könnten z. B. in Form von zusätzlichen Steifen unterhalb der Schutteinrichtung erfolgen.

#### 6.4.4 Globaler Nachweis

Für den globalen Nachweis wird der ungünstige Fall betrachtet, in dem ein einzelner Querträger die komplette Anpralllast erhält. Der Brückenquerschnitt ist in Bild 65 dargestellt. Vereinfachend wurde der Querträger als Kragarm idealisiert. Die Schnittgrößen wurden mit Hilfe des Programms RSTAB berechnet. Die Systemlinien und Querschnitte wurden dabei so angeordnet, dass das System einschließlich der Neigung und des Sprunges an der Schrammbordkante möglichst genau abgebildet wird. Die Lasteinleitung erfolgte über ein so genanntes „Dummy-Rigid“-Element, das der Lastangriffshöhe der Anpralllasten nach DIN-FB 101:2009 entspricht. Die angesetzte Breite des Deckblechs bestimmt sich aus der mittragenden Breite nach DIN-FB 103:2009 unter Berücksichtigung der Querverzerrungen. Die mittragende Breite bestimmt sich mit der Kragarmlänge von  $L = 1,03 \text{ m}$  zu:

$$b_{\text{eff}} = \beta \cdot b_0 = 0,24 \text{ m} \rightarrow b_{\text{eff,fo}} = 2 \cdot b_{\text{eff}} = 0,48 \text{ m}$$

mit:

$$b_0 = 2,5 \text{ m}$$

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{\text{sl}}}{b_0 \cdot t}} = 1$$

$$L_e = 2 \cdot L = 2,06 \text{ m}$$

$$k = \alpha_0 \frac{b_0}{L_e} = 1,21$$

$$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \cdot k} = 0,096$$

Die Belastung des Systems erfolgt nach DIN-FB 101:2009 mit einer Horizontal- und einer Vertikallast. Die Lastangriffshöhe bestimmt sich dabei zu:

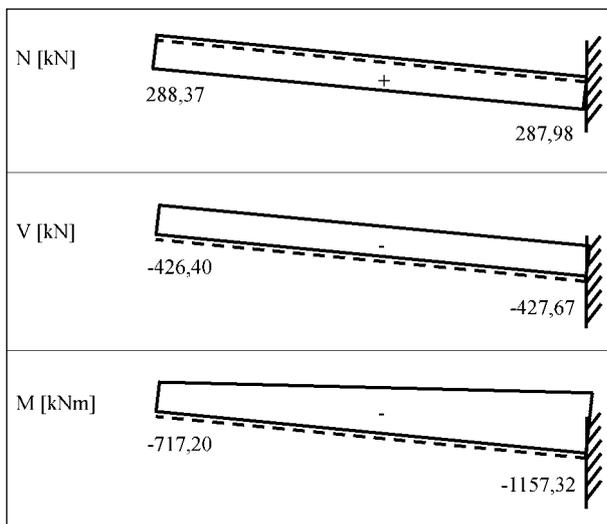
$$e_H = 1,56 \text{ m} - 0,1 \text{ m} = 1,46 \text{ m}$$

Die Horizontallast beträgt 400 kN, da das System in der vorläufigen Einstufungsliste der BASt (Stand 04.04.2009) in die Klasse C eingestuft ist. Die Vertikallast nach DIN-FB 101:2009 muss für das verwendete System nach der Einstufungsliste zusätzlich noch mit einem Faktor  $f = 1,8$  multipliziert werden. Es ergibt sich damit für die anzusetzende Vertikalkraft:

$$V = f \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 324 \text{ kN}$$

Bild 72 zeigt die Schnittgrößenverläufe am betrachteten System.

Für die Bemessung des Querschnitts werden die erforderlichen Querschnittswerte des Querträgers berechnet. Dabei wird für die Querschnittswerte



**Bild 72:** Schnittgrößen am vereinfachten System der Jagsttalbrücke

unter der Schutzeinrichtung auch der verminderte Querschnitt auf Grund der Ausnehmung für die Trapezlängssteife berücksichtigt. Für die Normalspannungen ergibt sich dabei:

$$\sigma_{\text{of}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{of}}} = \frac{288,37 \text{ kN}}{117 \text{ cm}^2} + \frac{717,2 \text{ kNm}}{3400,3 \text{ cm}^3} = 235,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{uf}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{uf}}} = \frac{288,37 \text{ kN}}{117 \text{ cm}^2} - \frac{717,2 \text{ kNm}}{2327,9 \text{ cm}^3} = -283,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{Rd}} = \frac{240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,0} = 240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mit diesem vereinfachten Lösungsweg erhält man im unteren Flansch auch ohne Berücksichtigung der Spannungen aus dem globalen Eigengewicht eine Überschreitung der zulässigen Spannungen um 18 %. Der Brückenquerschnitt ist demnach nicht in der Lage, die Kräfte nach DIN-FB 101:2009 für ein System der Klasse C unter den gegebenen Voraussetzungen abzutragen.

Es wäre in einem weiteren Schritt zu überprüfen, ob der hier gewählte Weg der Modellierung mittels vereinfachter Stabstatik zutreffend ist, da hierdurch die räumliche Lastabtragung unberücksichtigt bleibt. Es ist davon auszugehen, dass weitergehende 3-dimensionale FE-Berechnungen durch die Berücksichtigung der räumlichen Tragwirkung voraussichtlich geringe Beanspruchungen ergeben.

Es sei weiterhin erwähnt, dass bei dem nach DIN-FB 101:2009 geforderten Lastansatz ein konzentriertes Wirken der Ersatzlasten aus Fahrzeuganprall anzusetzen ist. Diese Lasten können sich dabei nicht auf mehrere Querträger verteilen und sind alleine von einem einzigen abzutragen. Da in Wirklichkeit sich aber mehrere Querträger an der Lastabtragung der Anpralllasten beteiligen, insbesondere durch die Zugbandwirkung der Schutzsysteme, erscheint dieser Lastansatz als eher ungünstig. Besonders wie im vorliegenden Fall bei einer bestehenden Stahlbrücke wirkt sich dieser Ansatz der konzentrierten Anpralllasten sehr stark auf die Bemessung aus.

Schon eine Annahme, dass die Last sich mit 1/3 zu 2/3 verteilt, das heißt 2/3 auf den am stärksten beanspruchten Querträger anfällt und das restliche Drittel auf die Querträger daneben, ergibt eine Spannung im unteren Flansch von:

$$\sigma_{\text{uf}} = \frac{2}{3} \left( -283,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) = -189 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Die Spannung wäre für diesen Fall eingehalten. Hier besteht zusätzlicher Untersuchungsbedarf, um ein realistischeres Verhalten zu beschreiben, das gerade bei bestehenden Brücken zu ausführbaren wirtschaftlicheren Lösungen führt. Die Beschränkung der komplett anfallenden Horizontallast auf eine Streckenlast mit der Länge 0,5 m erscheint in Anbetracht der Beobachtungen und Erkenntnisse aus den Anprallversuchen, bei denen sich immer mehrere Pfosten an der Lastabtragung beteiligen, insbesondere bei Stahlkragarmen als sehr unrealistisch.

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

### 7.1 Zusammenfassung

Es wurde zu Beginn dieses Berichts eine Übersicht der Normungssituation bezüglich der außergewöhnlichen Lastfälle gegeben und der Vergleich zwischen den Lastansätzen für Anprall auf Schutzeinrichtungen aus dem bisherigen DIN-FB 101:2003 und dem neuen DIN-FB 101:2009 aufgezeigt. Es sind nun bis zu 6-mal höhere horizontale Anpralllasten infolge Fahrzeuganpralls auf Schutzeinrichtungen anzusetzen. Dabei wurde auf den Widerspruch zwischen den Angaben zum Lastangriffspunkt der horizontalen Anpralllast zwischen den unterschiedlichen Ausgaben der DIN-Fachberichte 101 und DIN EN 1991-2:2003 hingewiesen.

In Kapitel 3 wurden die Anprallversuche behandelt und die darauf basierenden Lastansätze, die zur gegenwärtigen Einstufung der Fahrzeugrückhaltesysteme in die Lastklassen geführt haben. Für die Einstufung der Systeme wurde seitens der BAST ein Verfahren entwickelt, das auf einer Äquivalenz der Beanspruchungen am Kragarm aus den Anprallversuchen mit den Lastansätzen nach DIN-FB 101:2009 basiert. Das gewählte Verfahren ermöglicht dadurch erstmalig ein standardisiertes und einheitliches Vorgehen für die Einstufung unterschiedlicher Fahrzeugrückhaltesysteme auf Grundlage von Anprallversuchen.

Anhand eines „Musterkragarms“ wurden für den Betonkragarm sowohl Handrechnungen als auch vergleichende FE-Berechnungen durchgeführt. Bei den Handrechnungen wurden unterschiedliche in der Literatur existierende Annahmen für

die Art der Lastausbreitung untersucht. Aus den FE-Berechnungen ergab sich infolge der 6fachen Erhöhung der horizontalen Anpralllasten unter Berücksichtigung des Kragarmeigengewichts lediglich eine Erhöhung der am Kragarmanschnitt erforderlichen Bewehrungsmenge um den Faktor 2. Im Rahmen weiterer Parameterstudien wurde der Einfluss der Kragarmlänge auf die Schnittgrößen an der Kragarmeinspannung jeweils mit und ohne Berücksichtigung des Eigengewichts und der Ausbaulasten aufgezeigt. Die Ergebnisse sind in Form von prozentualen Erhöhungen der verschiedenen Schnittgrößen dargestellt. Ein tendenzieller Einfluss der Steifigkeit der Kragarmeinspannung wurde auch aufgezeigt.

In einem nächsten Schritt wurde eine Übertragbarkeit der an Betonkragarmen gemessenen Anpralllasten auf einen Stahlquerschnitt diskutiert. Als wesentliche Einflüsse auf das Tragverhalten der gesamten Schutzeinrichtung sind die Steifigkeit der Unterkonstruktion und die Verankerung zu nennen. Die Übertragung der an Betonkragarmen ermittelten Lasten auf Stahlkragarme ist gegebenenfalls aufgrund des unterschiedlichen Tragmechanismus im Rahmen ergänzender Untersuchungen numerisch und eventuell experimentell zu untersuchen.

Weiterhin wurden Anwendungsbeispiele zu zwei Stahlbrücken geprüft. Dabei handelt es sich um die Ziegelgrabenbrücke, eine neuere Stahlbrücke, und die Jagsttalbrücke, eine bestehende Stahlbrücke. Es hat sich dabei herausgestellt, dass die Lasten nach DIN-FB 101:2009 an einem beispielhaft gewählten Schutzsystem der Klasse C von der Ziegelgrabenbrücke aufgenommen werden können, während bei der Jagsttalbrücke mit demselben System zu hohe Spannungen entstehen.

Da bei dem nach DIN-FB 101:2009 geforderten Lastansatz ein konzentriertes Wirken der Ersatzlasten aus Fahrzeuganprall anzusetzen ist, können sich diese Lasten dabei nicht auf mehrere Querträger verteilen und sind alleine von einem einzigen abzutragen. Besonders der betrachtete Fall einer bestehenden Stahlbrücke zeigt, dass sich dieser Ansatz der konzentrierten Anpralllasten sehr stark auf die Bemessung auswirkt und hier eine realistischere Betrachtung unter Mitwirkung mehrerer Pfosten und damit die Verteilung auf mehrere Querträger sinnvoll sind.

## 7.2 Ausblick

Beim Anprallvorgang handelt es sich um einen hochgradig dynamischen Prozess, der im Rahmen dieses Projekts nicht näher untersucht werden konnte.

Im Rahmen des Projekts wurde durch das Verformungsbild des Deckblechs angenommen, dass das Steifigkeitsverhältnis einer Betonbrücke und eines -kragarms näherungsweise identisch ist mit dem einer Stahlbrücke und -kragarm. Aufgrund unterschiedlicher Konstruktion und Masse wäre dies jedoch in einem zusätzlichen Schritt gegebenenfalls zu überprüfen.

Eine genaue dynamische numerische Untersuchung wäre sicherlich für zukünftige Projekte interessant, um die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens erarbeiteten Zusammenhänge, insbesondere bei der Übertragung der Lasten auf Stahlbrücken, zu erweitern.

Auch das Vorgehen zur Einstufung der Fahrzeugrückhaltesysteme auf Grundlage der Anprallversuche, insbesondere hinsichtlich der verwendeten statischen Gleichgewichtsbetrachtungen als auch der Annahmen zur Lastausbreitung, sollte durch ergänzende dynamische Berechnungen überprüft werden. Begleitend zu den Anprallversuchen sollten weitergehende dynamische Berechnungen auch deshalb durchgeführt werden, um wesentliche Einflussparameter auf die Beanspruchungen im Kragarm, wie z. B. die Anordnung des Rückhaltesystems auf der Kappe, den Anprallwinkel oder der Anprallgeschwindigkeit, beurteilen zu können. Was die Auswertung der Versuchsergebnisse und die Einstufung in die Lastklassen betrifft, wird weiterhin empfohlen, anstelle der bisher durch den vereinfachten Lastansatz impliziten Sicherheitsreserve explizit einen Sicherheitsfaktor auf die experimentell im Rahmen der Anprallversuche ermittelten Beanspruchungen anzuwenden. Dies würde der allgemeinen Vorgehensweise zur Ermittlung von charakteristischen Einwirkungen basierend auf Messdaten in Anlehnung an DIN EN 1990 entsprechen.

## 8 Literatur

### 8.1 Normen

- ARS Nr. 6/2009: Allgemeines Rundschreiben Nr. 6/2009: Sachgebiet 05.2: Brücken- und Ingenieurbauten, Grundlagen. Stand 05.06.2009, Veröffentlichung am 15.07.2009 im Verkehrsblatt Nr.13
- DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, DIN, Deutsches Institut für Normung e. V.
- DIN EN 1991-2:2003: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003
- DIN EN 1993-1-8:2005: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005
- DIN-FB 101:2003: DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken, 2. Auflage, DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag
- DIN-FB 101:2009: DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe März 2009
- DIN-FB 102:2009: DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe März 2009
- DIN-FB 103:2009: DIN-Fachbericht 103: Stahlbrücken. DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe März 2009
- DIN-FB 104:2009: DIN-Fachbericht 104: Verbundbrücken. DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe März 2009
- DIN EN 1317-1:2007: Rückhaltesysteme an Straßen – Teil 1: Terminologie und allgemeine Kriterien für Prüfverfahren. DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Entwurf, Ausgabe 2007
- DIN EN 1317-1:2010: Rückhaltesysteme an Straßen – Teil 1: Terminologie und allgemeine Kriterien für Prüfverfahren. DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Entwurf, Ausgabe 2011
- DIN EN 1317-2:2007: Rückhaltesysteme an Straßen – Teil 2: Leistungsklassen, Abnahmekriterien für Anprallprüfungen und -Prüfverfahren für Schutzeinrichtungen und Fahrzeugbrüstungen.

- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Entwurf, Ausgabe 2007
- DIN EN 1317-2:2010: Rückhaltesysteme an Straßen – Teil 2: Leistungsklassen, Abnahmekriterien für Anprallprüfungen und -Prüfverfahren für Schutzeinrichtungen und Fahrzeugbrüstungen. DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Entwurf, Ausgabe 2011
- DIN 1072:1985: DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe Dezember 1985
- DIN 18800-1:2008-11: Stahlbauten – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 2008
- 8.1 Bücher, Beiträge etc.**
- Deutsches Institut für Bautechnik: Neues Normenwerk im Brückenbau. DIBt-Mitteilungen Heft 1, 2002
- BTB 2009: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Brücken und Tunnel der Bundesstraßen, Deutscher Bundesverlag, 2009
- BTB 2008: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Brücken und Tunnel der Bundesstraßen, Deutscher Bundesverlag, 2008
- BTB 2006: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Brücken und Tunnel der Bundesstraßen, Deutscher Bundesverlag, 2006
- BTB 2005: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Brücken und Tunnel der Bundesstraßen, Deutscher Bundesverlag, 2005
- GRASSER, E., THIELEN, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderung von Stahlbetontragwerken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 240, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1991
- GÜLICH, H.-A.: Autobahnbrücken mit mangelhaften Schutzplanken – Zur Gefahr von Lkw-Durchbrüchen. Bautechnik 86 (2009), Heft 5, S. 285-293
- KÖNIG, G., MAURER, R., TUE, N. V., KLIVER, J., BORNMANN, M.: Leitfaden zum DIN-Fachbericht 102, Ausgabe 2003, Betonbrücken. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2003
- RiZ-ING: Richtzeichnungen für Ingenieurbauten. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Verkehrsblatt-Verlag Borgmann GmbH & Co KG, Dortmund
- ROMBACH, G., VELASCO, R.: Schnittgrößen auskragender Fahrbahnplatten infolge von Radlasten nach DIN-Fachbericht. Beton- und Stahlbetonbau 100, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2005
- RPS 1989: Richtlinien für passive Schutzeinrichtungen an Straßen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 1989
- RPS 2009: Richtlinien für passiven Schutz an Straßen durch Fahrzeug-Rückhaltesysteme. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2009
- 8.2 Sonstige Veröffentlichungen**
- BAST-Einstufungsliste: Vorläufige Einstufungsliste, Bundesanstalt für Straßenwesen, Stand 2009
- BAST H2: Auswertung der Kräfte von Schutzeinrichtungen der Aufhaltstufe H2 auf Brücken, unveröffentlichter Bericht, Stand 2007
- BAST H4b: Auswertung der Kräfte von Schutzeinrichtungen der Aufhaltstufe H4b auf Brücken, unveröffentlichter Bericht, Stand 2007
- BAST-Katalog H2: Katalog der bei der BAST positiv nach DIN EN 1317-2 geprüften Schutzeinrichtungen der Aufhaltstufe H2, Bundesanstalt für Straßenwesen, Stand 2007
- BAST-Katalog H4b: Katalog der bei der BAST positiv nach DIN EN 1317-2 geprüften Schutzeinrichtungen der Aufhaltstufe H4b, Bundesanstalt für Straßenwesen, Stand 200.
- BAST 2011: Einstufung von Schutzeinrichtungen in Klassen gemäß DIN-Fachbericht 101, Ausgabe 2009; 4.7.3.3 Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen, Stand 02/2011
- BAST-Vorhaben Einwirkungen: BAST-FE-Nr. 15.451/2007/FRB: Anpassung des DIN-Fachberichtes „Einwirkungen auf Brücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnung. Abschlussbericht, in Bearbeitung

HELLMICH, K.: Vorschlag von nominalen charakteristischen Kräften für die Bemessung oder Nachrechnung von Randleisten und deren Verankerungen sowie der Tragkonsolen bei Verwendung des Systems Kremsbarrier-3-RH4 Brücke der Firma voest alpine Krems Finaltechnik GmbH; Eisenstadt; 2006

KUHLMANN, U., RÖLLE, L.: Duktilitätskriterien für typisierte Stirnplattenverbindungen, Schlussbericht, DAST-Forschungsvorhaben im Auftrag der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ (AiF), AiF-Vorhaben Nr. 14627, Dezember 2008

MEYER & SCHUBART, 2005: Ausführungsunterlagen: Nuthetalbrücke Potsdam, 2006

NRW 2010: Prüfbericht Verankerung von Kappen auf Überbauten, Landesbetrieb Straßenbau NRW, 2010

SOFiSTiK: SOFiSTiK-Modulversionen: AQUA 15.62, GENF 11.25, SOFILOAD 13.69, ASE 16.51, MAXIMA 14.76

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

## 2001

- 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 Massenverlusten  
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, Wiggerhauser, Krieger € 17,00
- B 39: Bewegungen von Randfugen auf Brücken  
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

## 2003

- B 40: Schutzmaßnahmen gegen Graffiti von Wespennest  
€ 11,50
- B 41: Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahrbahnplatten beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht  
Eilers, Kühler, Quaas € 12,50
- B 42: Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau  
Städig, 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

## 2004

- 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 Brückenseilen und -kabeln  
Hemmer-Halswick € 13,00

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, Wiggerhauser € 15,00
- B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haftung 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 kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Rath, Berthold, Lähler € 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 kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50
- B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositions-kategorie XF2  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://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](http://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 Teilerneuerung - Bewährung  
Schröder € 13,50

- B 61: **Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutzplankenpfosten**  
Schröder, Staeck € 13,00
- B 62: **Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff**  
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](http://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**  
Brameshuber, 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](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Frieze, 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 Straßentunneln**  
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](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. -  
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler € 29,50
- B 69: **Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln**  
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50
- B 70: **Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen**  
Tauscher € 14,50

## 2010

- B 71: **Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau**  
Kuhlmann, Euler € 22,50
- B 72: **Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen**  
Weschpfennig, Kropf, von Witzhausen € 13,50
- B 73: **Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln**  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König € 21,00
- B 74: **Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk**  
Müller € 14,00
- B 75: **Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand**  
Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 13,50

## 2011

- B 76: **Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems**  
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00
- B 77: **Anpassung von DIN-Fachberichten "Brücken" an Eurocodes**  
*Teil 1: DIN-FB 101 "Einwirkung auf Brücken" →*  
*Teil 2: DIN-FB 102 "Betonbrücken" →*  
*Teil 3: DIN-FB 103 "Stahlbrücken" →*

### Teil 4: DIN-FB 104 "Verbundbrücken"

- Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. -  
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, -  
Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier,  
Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann € 29,50
- B 78: **Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien**  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Kuhlmann, Günther, Krauss € 18,50
- B 79: **Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbe- tonbalken mit girlandenförmiger Spann- gliedführung**  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik (in Vorbereitung)
- B 80: **Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln**  
Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00
- B 81: **Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse**  
Müller, Vogel, Neumann € 14,50
- B 82: **Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand**  
Freundt, Böning € 16,00
- B 83: **Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken**  
Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00
- B 84: **Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)**  
Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00
- B 85: **Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung**  
Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50
- B 86: **Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton**  
Nguyen, Freitag € 13,50

## 2012

- B 87: **Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie**  
Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig, Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00
- B 88: **Anpralllasten an Schutzrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte "Stahlbrücken" und "Verbundbrücken" an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen**  
Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50

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](mailto:vertrieb@nw-verlag.de)  
Internet: [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de)

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.