

# Rückhaltesysteme auf Brücken

Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 138

**bast**

# **Rückhaltesysteme auf Brücken**

**Einwirkungen aus  
Fahrzeuganprall und Einsatz  
von Schutzeinrichtungen  
auf Bauwerken**

von

Thomas Mayer

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 138**

**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 bei der Carl Schünemann Verlag GmbH, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.  
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

## Impressum

**Bericht zum Forschungsprojekt F1100.2208022:**  
Rückhaltesysteme auf Brücken –  
Einwirkungen aus Fahrzeuganprall und Einsatz  
von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken

### 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

Fachverlag NW in der  
Carl Schünemann Verlag GmbH  
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen  
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53  
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48  
[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

ISSN 0943-9293

ISBN 978-3-95606-321-3

Bergisch Gladbach, Mai 2017

## Kurzfassung – Abstract

### **Rückhaltesysteme auf Brücken – Einwirkungen aus Fahrzeuganprall und Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken**

Fahrzeug-Rückhaltesysteme entlang von Straßen sollen die Folgen von Unfällen so gering wie möglich halten. Sie dienen dem Schutz von unbeteiligten Personen oder schutzbedürftigen Bereichen neben oder unterhalb von Straßen oder des Gegenverkehrs bei zweibahnigen Straßen, und sie schützen Fahrzeuginsassen vor den schweren Folgen infolge Abkommens von der Fahrbahn.

Der Bericht erläutert die Entscheidungsfindung und die Hintergründe der Überarbeitung und der Weiterentwicklung der ZTV-ING Teil 8 Bauwerksausstattung Abschnitt 4 Rückhaltesysteme (ZTV-ING 8-4). Außerdem werden aus der Sicht des Brückenbaus die bis dato gesammelten Erkenntnisse aus den Anprallversuchen zusammengefasst und erläutert. Die Entwicklung der unterschiedlichen Lastmodelle für die Einwirkungen aus Anprallereignissen auf Schutzeinrichtungen wird beschrieben und diskutiert.

Ziel der bislang unternommenen Bemühungen war und ist die Ableitung eines statischen Ersatzlastmodells, mit dem die Bemessung des Bauwerks und der relevanten lokalen Bauteile für diese Einwirkungen ausreichend sicher durchgeführt werden kann. Es wird ein Verfahren entwickelt, wie die Kräftemessungen aus Anprallprüfungen anhand eines standardisierten Einstufungsverfahrens in das Einwirkungsmodell nach DIN-Fachbericht 101, Ausgabe 2009 und DIN EN 1991-2 überführt werden können.

Die Fortschreibung der damit im Zusammenhang stehenden Normen und die Einführung der Eurocodes für die Bemessung im Brückenbau machte eine weitere Anpassung bzw. Ergänzung der Auswertesystematik erforderlich. Bei bestehenden Brücken kann auf ein alternatives Lastmodell zurückgegriffen werden, welches im Zuge eines Forschungsvorhabens (NEUMANN, RAUERT, Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 108, Bergisch Gladbach, Dezember 2014) entwickelt wurde. Dieses Lastmodell scheint geeignet zu sein, als Grundlage für eine europäische Weiter-

entwicklung der Einwirkungen in den DIN EN 1991-2 infolge eines Anpralls an Schutzeinrichtungen zu dienen.

### **Vehicle restraint systems on bridges – The effect of vehicle impact and the installation of safety systems on engineering structures**

The purpose of vehicle restraint systems which are installed at the roadside is to reduce the effects of road traffic accidents to the greatest possible degree. They serve to protect third party non-road-users, protect vulnerable areas next to or below roads, oncoming traffic on two-lane roads, and they protect vehicle occupants from the serious consequences they might otherwise suffer should their vehicle leave the road.

This report outlines the decision-making process and the background underlying the review and revision of the Additional Technical Terms of Contract and Guidelines for Civil Engineering Works (ZTV-ING) Part 8 Section 4 Vehicle Restraint Systems (ZTV-ING 8-4). In addition, it also summarises and outlines the impact-test findings gathered so far from the perspective of bridge construction. It also describes and discusses the development of various load models and their effect on safety systems in an impact event.

The aim of ongoing research has been and remains the design of a static equivalent load model with which the measurement of such effects on a structure and its relevant local component parts can be

carried out with a sufficient degree of safety. A procedure is being developed which will enable the force measurements recorded in crash tests to be included in the impact model in DIN Technical Report 101 (2009 edition) and DIN EN 1991-2 by using a standardised system of classification.

Updating the relevant related standards together with the introduction of the Eurocodes for bridge dimensioning has necessitated the further adaptation and expansion of the assessment system. In the case of existing bridges, it has been

possible to fall back on an alternative load model which has been developed in the context of a research project (NEUMANN, RAUERT, Vehicle Restraint Systems on Bridges, BAST Reports, Bridges and Civil Engineering, Issue B 108, Bergisch Gladbach, December 2014). This load model also provides a suitable basis for the further Europe-wide development of the various impacts contained in DIN EN 1991-2 as the result of a collision taking place with safety systems.

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	7	3.7.3	Schnittgrößenvergleich der Einstufungen nach dem 4-m-Lastmodell und nach DIN-Fachbericht 101 .....	25
1.1	Unfallstatistik .....	7	3.7.4	Kritische Einordnung der Einstufung und Auswirkungen für die praktische Anwendung .....	32
1.2	Zweck von FRS auf Bauwerken .....	7	3.7.5	Anpassung des Auswerte- und Einstufungsverfahrens an DIN EN 1991-2 .....	35
1.3	Problematik, Motivation .....	8	3.8	1,25-facher lokaler charakteristischer Widerstand der Schutzeinrichtung .....	37
<b>2</b>	<b>Literaturübersicht</b> .....	9	3.8.1	Schutzeinrichtungen aus Stahl .....	38
2.1	Allgemeines .....	9	3.8.2	Schutzeinrichtungen aus Beton .....	39
2.2	Rückhaltesysteme auf Brücken im Anfahrversuch .....	9	3.9	Bemessung Neubau und Bestand .....	39
2.3	Einsatz von Fahrzeug-Rückhaltesystemen mit hohem Aufhaltevermögen auf Brücken .....	10	<b>4</b>	<b>Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken</b> .....	41
2.4	Vorhersage der Wirkungsweise nachgiebiger Schutzeinrichtungen für den Straßenverkehr .....	11	4.1	Allgemeines .....	41
2.5	Prüfung und Bewertung von Schutzeinrichtungen der Aufhaltstufe H4b für den Einsatz auf Brücken .....	12	4.2	Erläuterungen zu den ZTV-ING 8-4 .....	42
2.6	Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken .....	14	4.2.1	Fußgänger-Rückhaltesysteme .....	43
<b>3</b>	<b>Kräftemessung – Auswertung – Einwirkung</b> .....	14	4.2.2	Fahrzeug-Rückhaltesysteme .....	46
3.1	Allgemeines .....	14	<b>5</b>	<b>Ausblick</b> .....	56
3.2	Anforderungen .....	15	<b>6</b>	<b>Zusammenfassung</b> .....	58
3.3	Versuchsanlage – Kräftemessung .....	16	<b>7</b>	<b>Literatur</b> .....	60
3.4	Beschreibung und Tragverhalten der Messbrücke .....	16	<b>Anhang</b> .....	63	
3.5	Kraftfluss beim Anprall .....	18			
3.6	Einordnung der Messergebnisse .....	19			
3.7	Folgerungen für die Auswertung der Kräftemessungen .....	20			
3.7.1	Auswertung und Einordnung in das 4-m-Lastmodell .....	20			
3.7.2	Auswertung und Einstufung in das Lastmodell nach DIN-Fachbericht 101, Ausgabe 2009 .....	22			



# 1 Einleitung

## 1.1 Unfallstatistik

Wenn man die Unfallstatistiken in Deutschland über die zurückliegenden etwa 60 Jahre betrachtet, wird deutlich, dass die absolute Anzahl der bei Verkehrsunfällen Getöteten seit etwa 1970 stetig zurückgegangen ist, einige Perioden in den 1970er und 1980er Jahren ausgenommen. Im Jahr 1970 erreichten die Zahlen den traurigen Rekord von über 21.000 Getöteten (vgl. Bild 1).

In der Vergangenheit konnten durch verschiedenste Verkehrssicherheitsprogramme, die Einführung von verbesserten gesetzlichen Regelungen sowie durch die fortschreitende Entwicklung in der Fahrzeug- und Sicherheitstechnik und durch Verbesserungen in der Straßeninfrastruktur die Anzahl der Getöteten im Jahr 2013 auf 3.339 reduziert werden. Dies sind im Durchschnitt immer noch mehr als neun Getötete auf Deutschlands Straßen jeden Tag. Drei Viertel der Opfer sterben auf Straßen außerorts, was vornehmlich mit der größeren Unfallschwere bei höheren Geschwindigkeiten zusammenhängt.

Dass sich über die Jahre Verbesserungen eingestellt haben, zeigt sich vor allem, wenn man die Anzahl der Getöteten in Beziehung zur Fahrleistung, d. h. zu den insgesamt gefahrenen Kilometern setzt. So zeigt die Darstellung in Bild 1 neben der Entwicklung der jährlichen Gesamtzahl der Getö-

teten auch die der Getöteten im Straßenverkehr bezogen auf 1 Mrd. Fahrzeugkilometer in der Zeit von 1955 bis 2013.

Diese Entwicklungen sind sicher erfreulich, dennoch bleibt die Aufgabe, die Sicherheit der Verkehrsteilnehmer zu verbessern sowie der Anspruch, die Zahlen weiter zu verringern. Die Europäische Kommission formulierte 2010 im Rahmen der Leitlinien 2011-2020 für die Politik im Bereich der Straßenverkehrssicherheit das Ziel, die Zahl der Verkehrstoten in Europa ausgehend von 2010 bis 2020 um 50% zu verringern [2]. Mit dem Verkehrssicherheitsprogramm 2011 des Bundesverkehrsministeriums wird in Deutschland eine Reduktion um 40% angestrebt [3].

Neben der Verbesserung von Fahrzeugen und des Verhaltens der Verkehrsteilnehmer soll dabei u. a. ein Schwerpunkt auch die Verbesserung der Straßeninfrastruktur sein. Die Straßenausstattung in Form von Fahrzeug-Rückhaltsystemen (FRS) kann dazu einen Beitrag leisten.

## 1.2 Zweck von FRS auf Bauwerken

Fahrzeug-Rückhaltesysteme entlang von Straßen sollen die Folgen von Unfällen so gering wie möglich halten. Sie dienen dem Schutz von unbeteiligten Personen oder schutzbedürftigen Bereichen neben oder unterhalb von Straßen oder des Gegenverkehrs bei zweibahnigen Straßen. Des

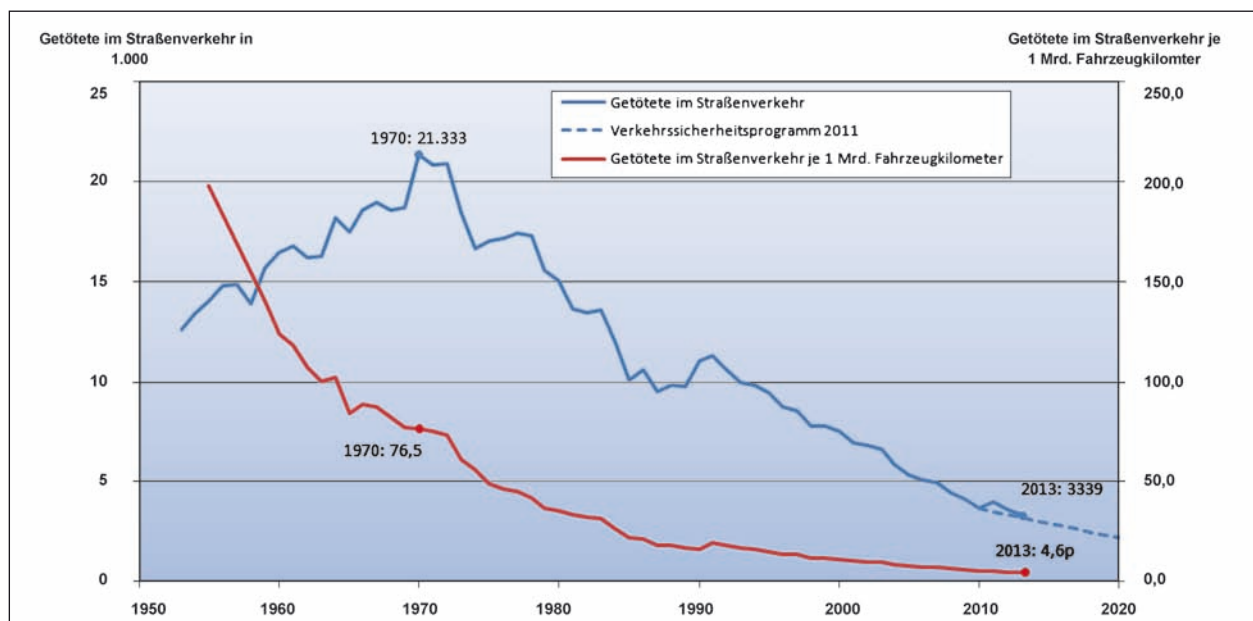
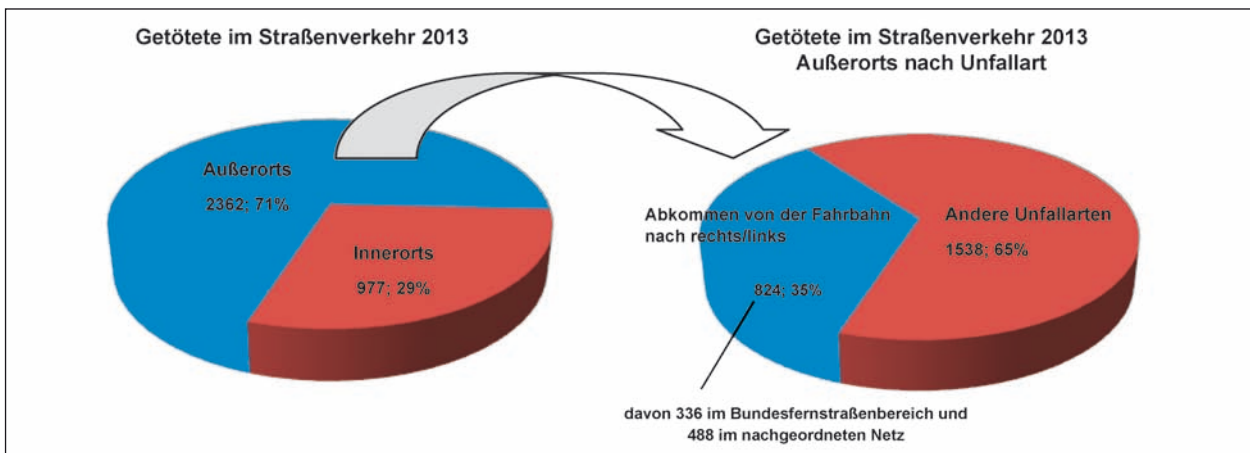


Bild 1: Getötete im Straßenverkehr; BASt auf Grundlage von Daten des Statistischen Bundesamtes [1]





**Bild 2:** Getötete im Straßenverkehr 2013, Außerorts/Innerorts, Abkommen von der Fahrbahn links/rechts (BASt mit Daten des Statistischen Bundesamtes [1])

Weiteren schützen sie Fahrzeuginsassen vor den schweren Folgen infolge Abkommens von der Fahrbahn, beispielsweise bei einem Absturz oder vor einem Anprall an gefährliche Hindernisse neben der Fahrbahn. Diese Grundsätze sind in den Richtlinien für passiven Schutz an Straßen durch Fahrzeug-Rückhaltesysteme dokumentiert [4] und bilden somit die Grundlage allen Handelns auf diesem Gebiet im Bereich der Bundesfernstraßen (BAB und Bundesstraßen) und auch im nachgeordneten Netz.

Aus Daten des Statistischen Bundesamtes zum Unfallgeschehen im Jahr 2013 in [1] wird ersichtlich, dass durch die Unfallart „Abkommen von der Fahrbahn nach rechts oder links“ außerorts im Jahr 2013 im Bundesfernstraßenbereich 336 Menschen getötet wurden. Statistisch gesehen bedeutet das 0,92 Getötete pro Tag im Bundesfernstraßenbereich außerorts durch das Abkommen von der Fahrbahn nach links/rechts. Im nachgeordneten Netz der Landes-, Kreis- und anderen Außerortsstraßen liegt diese Rate mit 1,34 bei insgesamt 488 Getöteten im Jahr 2013 noch etwas höher. Damit beträgt außerorts der Anteil der Getöteten durch Abkommen von der Fahrbahn nach links/rechts 35 % (vgl. Bild 2)

Insbesondere auf Brücken sind die Gefahren beim Abkommen von der Fahrbahn offensichtlich (vgl. Bild 3), sei es für die Fahrzeuginsassen als auch für unbeteiligte Dritte, die sich beispielsweise im Bereich unter einer Brücke aufhalten. Deshalb werden, um die Folgen beim Abkommen von der Fahrbahn auch hier so gering wie möglich zu halten, FRS auch auf Brücken und anderen Ingenieurbauwerken im Zuge von Straßen eingesetzt.



**Bild 3:** Beinahe-Absturz eines Lkw (Foto: picture alliance / dpa - Hennin Prill)

### 1.3 Problematik, Motivation

Mit Einführung der Richtlinien für passiven Schutz an Straßen durch Fahrzeug-Rückhaltesysteme (RPS 2009) [4] im Dezember 2010 wurde die bis dahin geltende Vorgehensweise für den Entwurf und die Ausführung von FRS völlig neu konzipiert. Waren bis dahin nur wenige Regelungen anzuwenden, um eine sichere und regelwerkskonforme Schutzeinrichtung am Fahrbahnrand auf Brücken aufzustellen, so erforderte die Umsetzung der mit den europäischen Normen konformen neuen nationalen Anforderungen in den RPS 2009 [4] ein generelles Umdenken. War es bis dahin (2010) gerade im Bauwerksbereich relativ einfach mit den entsprechenden Standardlösungen aus den Zeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-ING) erforderliche Schutzeinrichtungen, etwa eine Einfache Distanzschutzplanke (EDSP) oder eine Ortbetonschutzwand, am Bauwerksrand oder im Mittelkappenbereich aufzustellen, so sind die neuen

Anforderungen ungleich komplexer und mit einem größeren Aufwand verbunden.

Der folgende Bericht erläutert die Entscheidungsfindung und die Hintergründe der Überarbeitung und der Weiterentwicklung der ZTV-ING Teil 8 Bauwerksausstattung Abschnitt 4 Rückhaltesysteme (ZTV-ING 8-4) [5]. Außerdem werden aus der Sicht des Brückenbaus die bis dato gesammelten Erkenntnisse aus den Anprallversuchen zusammengefasst und erläutert. Die Entwicklung der unterschiedlichen Lastmodelle für die Einwirkungen aus Anprallereignissen auf Schutzvorrichtungen wird beschrieben und diskutiert. Schwierigkeiten oder Unklarheiten, die sich aus der Anwendung der RPS 2009 [4] in der Praxis ergeben, werden angesprochen und ebenfalls aus Brückenbausicht beleuchtet.

Im Bericht werden ausschließlich Rückhaltesysteme auf Brücken und Ingenieurbauten behandelt. Rückhaltesysteme im Bereich der freien Strecke werden nur insofern angesprochen, wenn es für das Gesamtverständnis der Thematik für erforderlich gehalten wird.

## 2 Literaturübersicht

### 2.1 Allgemeines

Die folgende Literaturstudie bietet einen Überblick zum Stand der bisherigen Forschung und der daraus resultierenden Ergebnisse zu Rückhaltesystemen auf Bauwerken. Sie stellt eine subjektive Auswahl dar mit Ergebnissen und Erkenntnissen, welche die heute geltenden Regelungen maßgeblich mitbestimmt und/oder beeinflusst haben. Die Zusammenstellung erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

### 2.2 Rückhaltesysteme auf Brücken im Anfahrversuch

Der aus dem Jahr 2002 stammende Bericht [6] beschreibt die Errichtung einer Versuchsanlage auf dem Testgelände der TÜV Süd Automotive GmbH in München-Allach und die gemäß ÖN EN 1317 durchgeführte Prüfung von neun Rückhaltesystemen und deren Auswertung.

Die Versuchsanlage wurde auf die in Österreich vorherrschende Randausbildung von Brücken ausge-



**Bild 4:** Versuchsanlage im Bau, Bild aus [6]

**Bild 5:** Stahlbetonkonsolen mit jeweils zwei Aufhängungen, Bild aus [6]

**Bild 6:** Stahlrandleiste von unten, Bild aus [6]

**Bild 7:** Montage der Stahlrandleiste auf die Betonkragplatten, Bild aus [6]

legt und so konzipiert, dass die während eines Anprallvorgangs an das Rückhaltesystem einwirkenden Kräfte auf die Brückenkonstruktion gemessen werden können. Dabei werden sowohl Kräfte in den Aufhängungen der Stahlbetonkonsolelemente, welche dem Kragarm einer Brücke nachempfunden sind, als auch Ankerkräfte in den Schrauben der Befestigung der Schutzvorrichtung auf den Randleisten gemessen. Diese sogenannten Randleisten oder Randbalken sind vergleichbar mit den in Deutschland üblichen Brückenkappen (vgl. Bilder 4 bis 7).

Ein bedeutsames Resultat dieser mit den europäischen Anforderungen gemäß EN 1317 konformen Bemühungen ist die erfolgreiche Errichtung einer funktionsfähigen Anlage zur Messung von Kräften im Brückenbauwerk selbst und in der Schnittstelle Schutzvorrichtung-Bauwerk während eines Anprallvorgangs. Erwähnenswert sind ebenfalls die individuelle Auswertung der Versuche und der daraus resultierende Vorschlag, den Randbalken und seine Verankerung einerseits und die Kragplatte bzw. den Kragarm andererseits mit jeweils unterschiedlichen Einwirkungen zu beaufschlagen und zu bemessen.

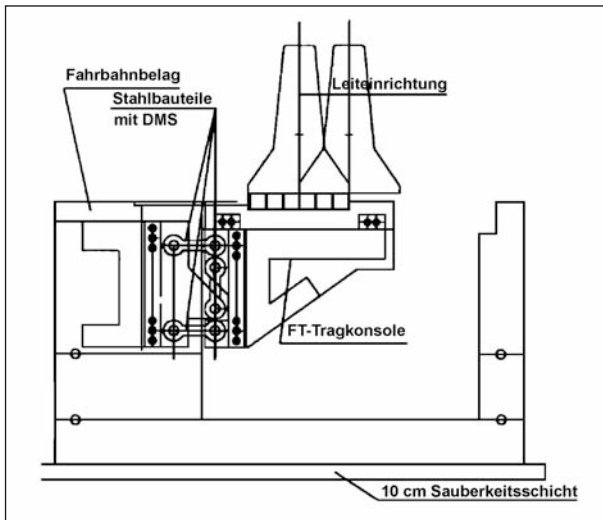


Bild 8: Querschnitt Messbrücke, aus [6]

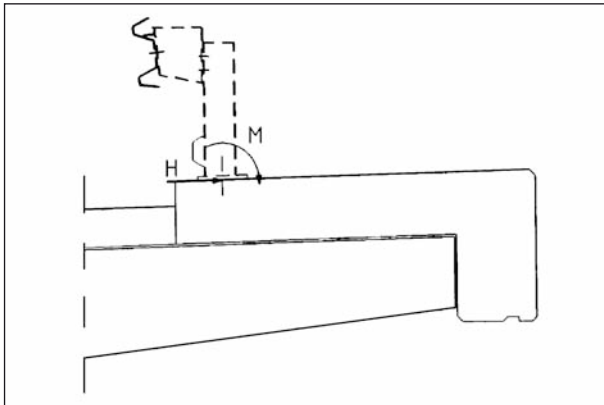


Bild 9: Einwirkungen auf die Randleiste (lokal), aus [6]

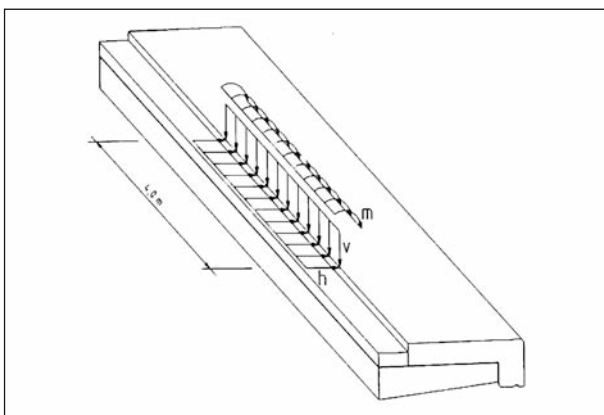


Bild 10: Einwirkende Kräfte auf die Kragplatte, aus [6]

So werden beispielsweise für die lokale Bemessung des Randbalkens und der Verankerung Einwirkungen in Form einer Horizontalkraft und eines Momentes am Pfostenfuß einer Schutzeinrichtung angegeben (vgl. Bild 9). Für die Bemessung der Kragplatte werden Linienkräfte in

vertikaler und horizontaler Richtung und ein Linienmoment angegeben, welche direkt auf einer Länge von 4 m an die Schrammbordkante anzulegen sind (vgl. Bild 10).

### 2.3 Einsatz von Fahrzeug-Rückhaltesystemen mit hohem Aufhaltevermögen auf Brücken

Der Bericht [7] ist das Ergebnis des Forschungs- und Entwicklungsvorhabens FE 15.363/2001/FRB des Bundesverkehrsministeriums. Mit dem Vorhaben verbunden sind der Entwurf, die Bemessung und die Erarbeitung der zum Bau notwendigen Unterlagen des Umbaus bzw. der Anpassung der bestehenden Prüfanlage bei der TÜV Süd Automotive GmbH in München-Allach. Die unter Kapitel 2.2 bzw. in [6] beschriebene Prüfanlage wird dabei auf die in Deutschland vorherrschenden Gegebenheiten am Brückenrand umgerüstet und angepasst.

Im Rahmen der Bearbeitung werden die Beanspruchbarkeiten der Brückenkappe, des Kappenanschlusses und des Kragarmes ermittelt. Der Bericht enthält außerdem Computersimulationen des Anprallvorgangs an Schutzeinrichtungen auf Bauwerkskappen. Dabei werden drei Systeme modelliert, simuliert und anschließend die Ergebnisse dargestellt und beurteilt.

Das zentrale Ergebnis des Vorhabens ist der erfolgreiche Umbau der Prüfanlage für Schutzeinrichtungen auf Brücken gemäß Richtzeichnung Kap 1 (Jan. 2002) [11] mit Messung der beim Anprall auftretenden Kräfte. Die im Bericht dargestellten Ergebnisse der durchgeführten Simulationsberechnungen zeigen das Potenzial solcher FE-Berechnungen mit Aussagen zur Beanspruchung maßgeblicher Bauteile der Schutzeinrichtung und der Brücke (Kappe, Kappenanschluss etc.) sowie zum Verhalten von Schutzeinrichtung und Fahrzeug.

Bild 11 zeigt den Querschnitt der Messbrücke nach dem Umbau mit einer aufliegenden Kappe aus Beton, Bild 12 gibt einen Überblick über das Prüfgelände.

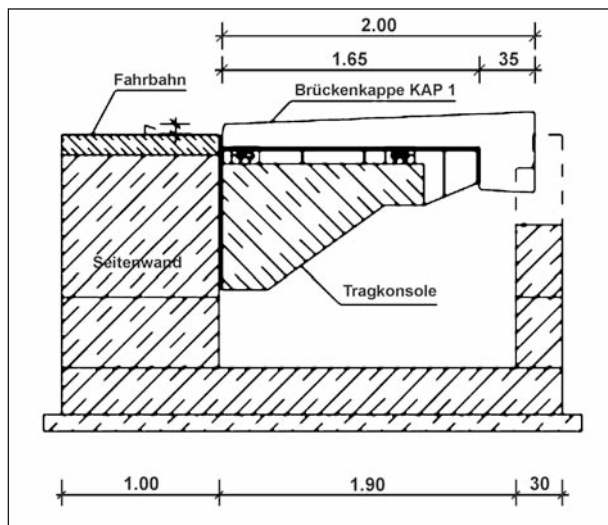


Bild 11: Querschnitt Messbrücke (TÜV Süd München)



Bild 12: Übersicht Prüfgelände TÜV Süd München (TÜV Automotive GmbH)

## 2.4 Vorhersage der Wirkungsweise nachgiebiger Schutzeinrichtungen für den Straßenverkehr

Die Dissertation von KAMMEL [8] befasst sich in umfänglicher Weise mit der rechnerischen Anprallsimulation von Fahrzeugen an Schutzeinrichtungen zum Zweck der Vorhersage der Wirkungsweise des Rückhaltesystems, der Optimierung von Systemkomponenten, der numerischen Ermittlung der Anprallheftigkeit, des realistischen Verletzungsrisikos und der Verwendung der Simulation als rechnerischer Nachweis der Anprallprüfung im Rahmen des Konformitätsnachweises.

Dabei liegt das Hauptaugenmerk auf der Nutzbarmachung von rechnerischen Ressourcen für eine zuverlässige Vorhersage der Wirkungsweise von Schutzeinrichtungen durch Simulation. Grundlage der verwendeten Vorhersagemethode ist das von Neuenhaus entwickelte Mehrkörperdynamik-

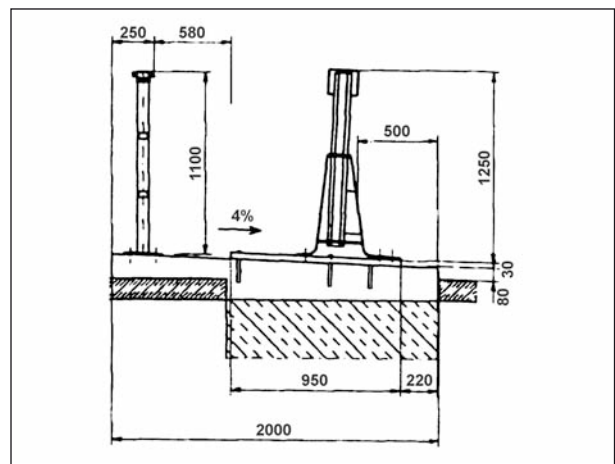


Bild 13: H4b-SPIG Bridge-Guard, Variante 3 aus [8]

Programm MEPHISTO (Multibody systems with Elastic-Plastic Hinges and changeable Structure Organisations) [12], welches auch in [7] zur Anwendung kam. Das Prinzip der Dynamik der Mehrkörpersysteme (MKS) wird erläutert, die MKS-Modellierung mit masse- und trägheitsbehafteten Körpern und deren Kopplung mittels idealisierter massenloser Koppellementen beschrieben, und zusammen mit entsprechenden Fahrzeugmodellen werden Anprallereignisse simuliert und ausgewertet. Dabei wird auch das MKS-Modell Brückenkappe bei der Simulation eines Bauwerksystems verwendet und diese Ergebnisse anschließend den Werten der Anprallprüfung gegenübergestellt. Dazu werden u. a. auch auf die unter Kapitel 2.3 bzw. in [7] beschriebenen umgebauten Anlage in München geprüften Schutzeinrichtungen mit Kräftermessungen herangezogen. Der Bericht enthält eine Gegenüberstellung in Beispielen der Berechnungs- und Versuchsergebnisse des Systems Bridge-Guard, welches als Schutzeinrichtung auf Bauwerken für die höchste Aufhaltstufe H4b konzipiert ist (vgl. Tabelle 1). Dabei werden neben den normgemäßen Prüfkriterien wie z. B. Anprallheftigkeit, dynamische Durchbiegung, Wirkungsbereich usw. auch die gemessenen Kräfte im realen Anprallversuch den Simulationsergebnissen gegenübergestellt.

Der Vergleich der maximalen Beanspruchung der Kappenanschlussbewehrung zeigt in der Kraftmessung des Versuchs ca. 12 % geringere Werte als bei der Simulation. Die Orte dieser maximalen Beanspruchung der Bewehrung sind jedoch nicht identisch, was mit dem Prüfaufbau und einer möglichen Schiefstellung der Brückenkappe im Versuch begründet wird. So wird die Maximalbeanspruchung der Kappenanschlussbewehrung

TB81		Simulations- rechnung	Originalprüfung	Abweichg. Sim./Orig.	
Prüfbedingungen	Anprallgeschwindigkeit		65,0 km/h	67,5 km/h	-3,7 %
	Anprallwinkel		20,0°	20,0°	0,0 %
	Fahrzeugmasse		38.036 kg	37.200 kg	2,2 %
	Kinetische Anprallenergie	Ist	725,3 kNm	764,9 kNm	-5,2 %
Ist/Soll		0,1 %	5,6 %		
Heftigkeit	ASI	Führerhaus	0,59	-	-
Verformungsverfahren	Abgetrennte Pfostenteile		0	0	
	Dynamische Durchbiegung	D <sub>m</sub>	50,5 cm	49,0 cm	3,1 %
		D <sub>N</sub>	50,5 cm	46,4 cm	8,7 %
	Wirkungsbereich	W <sub>m</sub>	145 cm	140 cm	3,3 %
		W <sub>N</sub>	145 cm	137 cm	5,2 %
		Klasse	W5	W5	
Max. Fzg.-Pos	V <sub>I</sub> <sub>m</sub>	135 cm	140 cm	-3,6 %	
Kontaktverhalten	Kontaktstrecke *		27,3 m	17,4 m	57,1 %
	Max. Kontaktkraft		468 kN	-	
	Durchschnittskraft *		127 kN	248 kN	-48,9 %
Brückenbelastung	Max. Kraft an Kappenanschlussbewehrung		53 kN	48 kN	11,8 %
	Max. Vertikalkraft je m am Kragarmanschnitt		103 kN/m	101 kN/m	2,0 %
Abprallverhalten	Abprallgeschwindigkeit		55,0 km/h	-	
	Abprallwinkel		5,0°	-	-
	Box-Kriterium		OK	OK	
	Fahrzeugdeformation	vorne	13,0 cm	-	
hinten		26,9 cm	-		
Prüfung bestanden (ja/nein)		ja	ja		

\* Zweitanprall an Elem. Nr. 10-E1 wurde im Prüfbereich nicht zur Kontaktstr. gerechnet

Tab. 1: Vergleich Simulationsrechnung – Originalprüfung H4-SPIG Bridge-Guard, Variante 3 aus [8]

im Rahmen der Simulationsberechnung im Bereich des Anprallpunktes festgestellt. Im Gegensatz dazu stellt sich beim Anprallversuch die maximale Beanspruchung der Kappenanschlussbewehrung am in Anprallrichtung gesehenen Kappenende ein.

Als weitere Größe wird die Vertikalkraft je laufendem Meter im Bereich der Tragkonsolverankerung bzw. am Kragarmanschnitt für einen Vergleich herangezogen. Die Vertikalkräfte zwischen Versuch und Simulation sind hier nahezu identisch (103 kN/m in der Simulation und 101 kN/m gemessen), wobei im Bericht unklar bleibt, wie die punktuell gemessenen Vertikalkräfte in den Augenstäben der drei Blöcke in Linienkräfte überführt werden und wo im Simulationsmodell die Vertikalkräfte „entnommen“ werden. Die ebenfalls im Bericht vorgeschlagenen Bemessungslasten gemäß dem vereinfachten Lastbild für Linienlasten nach [6]

(vgl. Bild 10) für eine Kragarmbemessung ergeben mit 80 kN/m um 20 % geringere Vertikalkräfte.

## 2.5 Prüfung und Bewertung von Schutzeinrichtungen der Aufhaltestufe H4b für den Einsatz auf Brücken

Die Autoren von [9] befassen sich im ersten von zwei Teilen des Berichtes mit den Verfahren zur Untersuchung der Eignung von Schutzeinrichtungen der Aufhaltestufe H4b auf Brücken und im zweiten Teil mit den Prüfergebnissen und der Bewertung von Schutzeinrichtungen der Aufhaltestufe H4b auf Brücken.

Ziel dieses Vorhabens ist es, Schutzeinrichtungen mit sehr hohem Aufhaltevermögen (H4b) auf Brücken nach DIN EN 1317 in realen Anprallprüfungen

zu testen und die dabei auftretenden Kräfte zu messen.

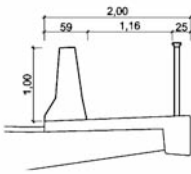
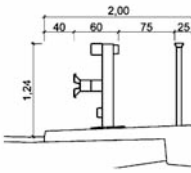
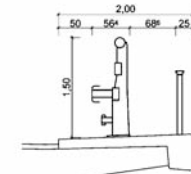
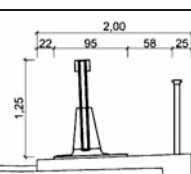
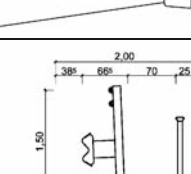
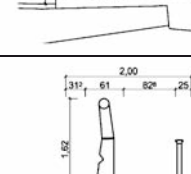
Zum Zeitpunkt der damaligen Untersuchungen war noch auf Grundlage der RPS 1989 die „Einfache Distanzschutzplanke“ (EDSP) das maßgebliche Standardsystem auf deutschen Brücken. Man ging damals auch noch davon aus, dass die EDSP mit Geländer die Aufhaltestufe H2 erreicht. Nach heutigem Erkenntnisstand ist dies jedoch nicht mehr der Fall, die EDSP mit Geländer erreicht auf dem Bauwerk nur die Aufhaltestufe H1. Im Vergleich zu den hier betrachteten H4b-Systemen wird so die Begrenztheit der EDSP hinsichtlich des Aufhaltevermögens für sehr schwere Lkw deutlich.

Aufgrund der damals noch bevorstehenden Anpassungen der nationalen Regeln (RPS) unter Berücksichtigung der DIN EN 1317 und der damit verbundenen völlig neuen Vorgehensweise stellte man fest, dass sich Entwurf, Planung und Umsetzung der Regeln in die Praxis wesentlich komplexer darstellen, als dies bisher auf Basis der RPS 1989 der Fall war. Um daraus resultierende Schwierigkeiten zu vermeiden, enthält der Bericht bereits die Empfehlung, eine möglichst frühzeitige Abstimmung zwischen Strecken- und Brückenplanung herbeizuführen.

Zunächst wird erörtert, welche Anforderungen neben den normativen Vorgaben der Normenreihe DIN EN 1317 an geeignete Prüfmethode auf einer Brücke zu stellen sind. Es werden sechs auf einer für Brückensysteme geeigneten Prüfanlage erfolgreich nach DIN EN 1317 geprüfte Schutzeinrichtungen dargestellt. Die grundlegenden Anforderungen an die Prüfanlage werden diskutiert, die bei den Anprallprüfungen gemessenen Kräfte werden in ihrem Zeitverlauf dargestellt und interpretiert. In Anlehnung an [6] werden für die geprüften Systeme entsprechende Lastansätze vorgeschlagen (vgl. Bild 10 und Tabelle 2).

Da die normativen Forderungen aus den DIN EN 1317 vornehmlich mit dem Verhalten und der Funktion der Schutzeinrichtung zu tun haben, wurde zusätzlich ein Pflichtenheft erstellt, in dem die brückenspezifischen Anforderungen festgestellt wurden.

In [9] heißt es: „Die in dem Pflichtenheft enthaltenen Anforderungen sind so ausgelegt, dass möglichst keine Veränderungen der Brücken- bzw. der Brückenkappenkonstruktion nötig sind, um Schutzeinrichtungen mit sehr hoher Rückhalte-

	<b>System A</b>
	$m = 100 \text{ kNm/m}$
	$v = 100 \text{ kN/m}$
	$h = 70 \text{ kN/m}$
	<b>System B</b>
	$m = 120 \text{ kNm/m}$
	$v = 85 \text{ kN/m}$
	$h = 60 \text{ kN/m}$
	<b>System C</b>
	$m = 120 \text{ kNm/m}$
	$v = 120 \text{ kN/m}$
	$h = 90 \text{ kN/m}$
	<b>System D</b>
	$m = 85 \text{ kNm/m}$
	$v = 80 \text{ kN/m}$
	$h = 60 \text{ kN/m}$
	<b>System E</b>
	$m = 195 \text{ kNm/m}$
	$v = 130 \text{ kN/m}$
	$h = 80 \text{ kN/m}$
	<b>System F</b>
	$m = 130 \text{ kNm/m}$
	$v = 120 \text{ kN/m}$
	$h = 60 \text{ kN/m}$

Tab. 2: Übersicht der geprüften H4b-Schutzeinrichtungen mit den charakteristischen Einwirkungsgrößen aus [9]

fähigkeit auf Brücken installieren zu können. Im Pflichtenheft wird der Grundsatz verfolgt, dass Schutzeinrichtungen so konstruiert sein müssen, dass deren Einsatz ohne zusätzliche Ertüchtigungsmaßnahmen bestehender Brücken möglich sein soll. Gleichzeitig soll die Rückhaltefähigkeit gegenüber den bisher eingesetzten Standard-Schutzeinrichtungen erhöht werden, möglichst ohne eine erhöhte Gefährdung für Pkw-Insassen in Kauf nehmen zu müssen.“

Um die Auswirkungen von Anprallereignissen an Schutzeinrichtungen der Aufhaltestufe H4b auf Brücken zu beurteilen, wurden die sechs Anprallprüfungen, bei denen die Anforderungen der DIN EN 1317

erfüllt werden konnten, ausgewertet. Ein Ergebnis des Berichtes ist schließlich ein Vorschlag zur Festlegung der bei der Bemessung eines Brückenbauwerks anzusetzenden Einwirkungen (Kräfte und Momente), für den Lastfall Anprall an Schutzeinrichtungen mit sehr hohem Aufhaltevermögen (H4b). Dieser Vorschlag beruht auf den Erkenntnissen und dem 4-m-Modell in [6] (vgl. Bild 10).

Die gemäß DIN EN 1317 erfolgreichen Anprallversuche an den sechs Schutzeinrichtungen der „neuen Generation“ mit der Aufhaltestufe H4b zeigen im Ergebnis zwar, so der Bericht, dass diese Schutzeinrichtungen auf Brücken in Deutschland installiert werden können, ohne inakzeptable Schäden an der Brückenkappenkonstruktion befürchten zu müssen. Die Größenordnung der dabei ermittelten Einwirkungsgrößen ergeben jedoch signifikant höhere Kräfte als die nach den normativen Angaben zu den Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen im DIN-Fachbericht 101, Ausgabe 2003 [12] genannten, teilweise erhöhen sich die Einwirkungen um den Faktor 6, so die Verfasser des Berichtes.

Unter anderen waren es auch diese Erkenntnisse, die in der weiteren Entwicklung des Lastmodells für den Anprall auf Schutzeinrichtungen auf Bauwerken in der folgenden Ausgabe des Fachberichtes 101:2009 [13] eine maßgebliche Rolle spielten.

## 2.6 Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken

Der Bericht [10] befasst sich mit der ausführlichen Erläuterung der normativen Entwicklungen in Bezug auf die Einwirkungen aus Anprallereignissen auf Brückenkappen- und Kragarmkonstruktionen. Ergebnisse von stichprobenhaften Vergleichsrechnungen der bis dato vorgenommenen Auswert- und Einstufungsverfahren werden dargestellt und diskutiert.

Anhand eines für den Bundesfernstraßenbereich erarbeiteten Musterkragarms in Betonbauweise werden mit FEM- und Handrechenverfahren Schnittgrößen bestimmt und verglichen. Außerdem werden Voraussetzungen hergeleitet, unter denen die Übertragung des Systemverhaltens von Massivbrücken auf Stahlbrücken möglich ist. Schließlich werden vier konkrete Anwendungsbeispiele (zwei Beton- und zwei Stahlbrücken) als Beispiele ausgewählten Schutzeinrichtungen betrachtet bzw. bemessen und bewertet.

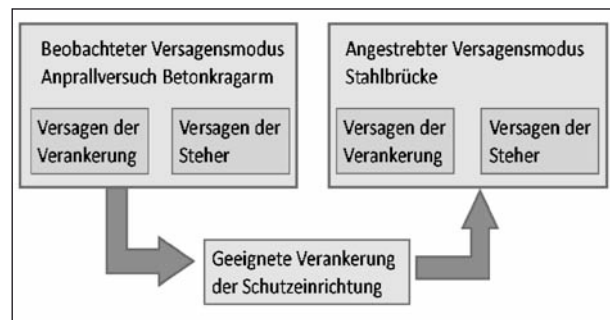


Bild 14: Beibehaltung der beobachteten Versagensmodi, Bild aus [10]

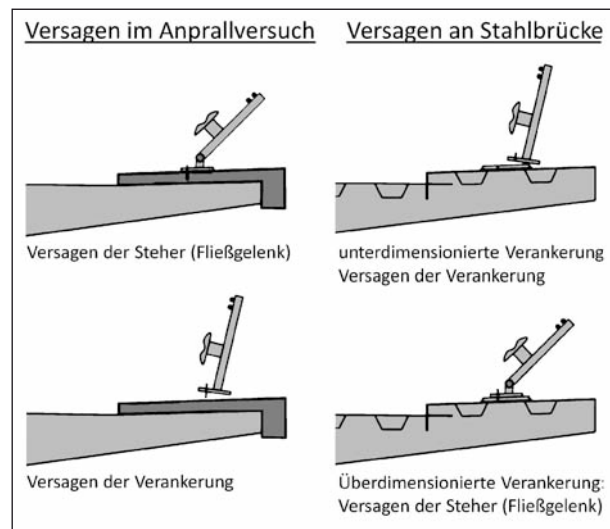


Bild 15: Änderung der Versagensmodi bei nicht geeigneter Verankerung, Bild aus [10]

Die Beibehaltung der im Anprallversuch auf Betonbrücken beobachteten Versagensmodi erfordert bei Stahlbrücken im Wesentlichen eine zutreffende und geeignete Ausbildung der Verankerung des Rückhaltesystems auf dem Stahlkragarm.

## 3 Kräftemessung – Auswertung – Einwirkung

### 3.1 Allgemeines

In Kapitel 3.2 soll zunächst die Messung der Kräfte am Modellkragarm erläutert werden. Anschließend folgt eine Erläuterung der Versuchsanlage. Den Hauptteil dieses Kapitels bildet die Beschreibung, wie die Kräftemessungen anhand eines standardisierten Einstufungsverfahrens in das Lastmodell nach DIN-Fachbericht 101 überführt werden können.

Ziel der bislang unternommenen Bemühungen war und ist die Ableitung eines statischen Ersatzlast-

modells, mit dem die Bemessung des Bauwerks und der relevanten lokalen Bauteile ausreichend sicher durchgeführt werden kann.

Die Fortschreibung der damit im Zusammenhang stehenden Normen und damit die Einführung der Eurocodes für die Bemessung im Brückenbau machte eine weitere Anpassung bzw. Ergänzung der Auswertesystematik erforderlich. Dies soll im Anschluss beschrieben werden. Den Schluss des Kapitels bildet die Beschreibung eines alternativen Lastmodells, welches speziell für die Anwendung auf bestehenden Bauwerken im Zuge eines Forschungsvorhabens entwickelt wurde. Dieses Lastmodell scheint geeignet zu sein, als Grundlage für eine europäische Weiterentwicklung der Einwirkungen in den DIN EN 1991-2 infolge eines Anpralls an Schutzeinrichtungen zu dienen.

### 3.2 Anforderungen

Während eines Anprallversuches auf der unter Kapitel 2.2 und Kapitel 2.3 beschriebenen Prüfanlage werden Kräfte in ihrem zeitlichen Verlauf aufgezeichnet. Man beschränkt sich auf Messungen während des Anpralls von schweren Fahrzeugen. Grundlage dafür bilden die auf europäischer Ebene recht kurz und allgemein gefassten Regelungen in DIN EN 1317 und die nationalen Anforderungen in den RPS 2009.

In DIN EN 1317-1 heißt es unter Kapitel 5.1 Prüfort: „Die auf die Verankerungen oder die Brücke wirkenden Kräfte können bei der Prüfung gemessen und in Kapitel 5.2 des Prüfberichtes angegeben werden.“ Außerdem fordert die Norm: „Der Hersteller des Fahrzeug-Rückhaltesystems muss Einzelheiten zu den Höchstkräften zur Verfügung stellen, die durch die Verankerung auf die Gründung übertragen werden können.“

In den RPS 2009 wird für Schutzeinrichtungen auf Brücken eine weitergehende Forderung gestellt: „Für Schutzeinrichtungen auf Brücken muss durch zusätzliche Messung bei der Anprallprüfung nachgewiesen werden, welche Kräfte durch die Schutzeinrichtung und das Fahrzeug in das Bauwerk eingeleitet werden.“ Weiter heißt es unter Kapitel 3.5 und Kapitel 3.6: „Für Schutzeinrichtungen der Aufhaltstufe H1 und N2 kann dieser Nachweis durch theoretische Überlegungen erbracht werden.“

Nach DIN EN 1317-1 besteht also keine Pflicht, während des Anprallvorgangs Kräfte zu messen, gleichwohl muss der Hersteller Angaben zu den maximal auftretenden Verankerungskräften machen. Die RPS 2009 hingegen gehen über die Forderungen der DIN EN 1317-1 hinaus und verlangen die Messung der Kräfte während des Anpralls mit schweren Fahrzeugen für die Aufhaltstufen H2 und H4b (höheres und sehr hohes Aufhaltevermögen).

Es sei darauf hingewiesen, dass hier zwei Wege angesprochen werden, auf denen die Kräfte in das Bauwerk eingeleitet werden. Einerseits geht es um Kräfte, welche durch die und von der Schutzeinrichtung über die Befestigung in das unmittelbar benachbarte Bauteil in das Bauwerk eingeleitet werden. Andererseits geht es darüber hinaus jedoch auch um Kräfte, die durch das an die Schutzeinrichtung anprallende Fahrzeug direkt in das Bauwerk eingeleitet werden. Dies können beispielsweise Horizontalkräfte sein, die durch die Räder im Bereich des Anpralls während des Umlenkvorgangs entstehen, oder Vertikalkräfte, die durch das Neigungs- oder Kippverhalten des anprallenden Fahrzeugs über die maximalen Radlasten hinausgehen. Außerdem handelt es sich beim Anprallvorgang um einen hochdynamischen Vorgang, der letztlich auch vom „Bauwerk“ bzw. von der „Modellbrücke“ selbst beeinflusst wird.

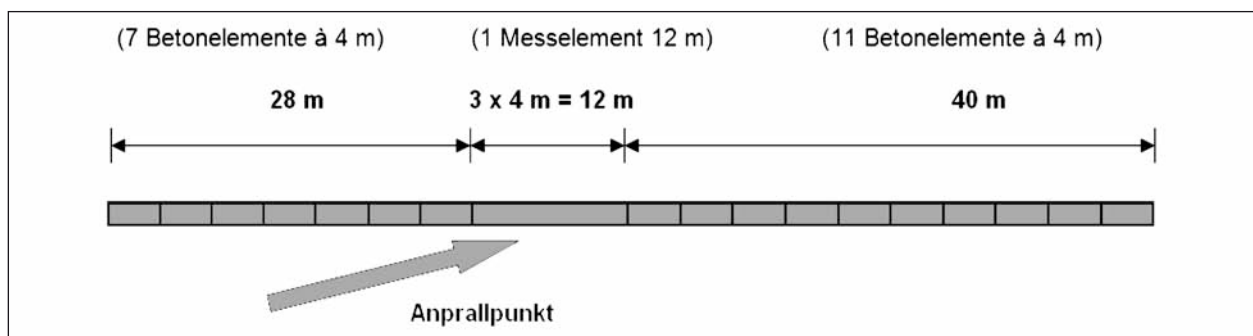


Bild 16: Schema der Prüfanlage aus [9]



Ziel der Auswertungen und der Einstufung in das Schema der Einwirkungsnorm ist die Gewährleistung einer zuverlässigen und ausreichend sicheren Bemessung der Brücke bzw. des Brückenkragarms.

### 3.3 Versuchsanlage – Kräftemessung

Der 12 m lange Nachbau eines Brückenkragarms mit einer 2 m breiten Kappe aus Beton (vgl. Bilder 16 bis 19) wird in Längsrichtung beiderseits durch Betonkappen auf Streifenfundamenten ergänzt, um größere Bauwerkslängen bzw. ausreichende Längen für die zu prüfende Schutzeinrichtung bereitzustellen. Der Fahrzeuganprall erfolgt auf dem 12 m langen Kappenelement.

Zur Sicherstellung der Längskraftschlüssigkeit wird die Betonkappe mittels zweier Augenstäbe mit der Wand der Messgrube gekoppelt (vgl. Bild 17). Die Betonkappe liegt auf drei 4 m langen Tragkonsolenelementen aus Stahlbeton, die jeweils an den Enden über eine in Konsole und Grubenwand eingebettete Stahlkonstruktion an jeweils drei Augenstäben aufgehängt sind (vgl. Bild 21 und 22). Zwischen Konsole und Kappe ist zum Höhenausgleich (erforderliche Schrammbordhöhe von 7,5 cm) sowie zur Lastverteilung und Aufnahme der Kappenanschlussbewehrung eine Stahlunterkonstruktion angeordnet. Zur Längskraftübertragung sind diese ebenfalls 4 m langen Stahlblechelemente untereinander mit jeweils zwei Augenstäben verbunden (vgl. Bild 20). Zwischen Kappe und Stahlkonstruktion wird eine Bitumenschweißbahn nach ZTV-ING 7-4 angeordnet, um die Reibung zwischen Kappe und Bauwerk realistisch abzubilden.



**Bild 17:** Anschluss für Längskraftkopplung der Kappe in der Grubenwand (TÜV Automotive GmbH)

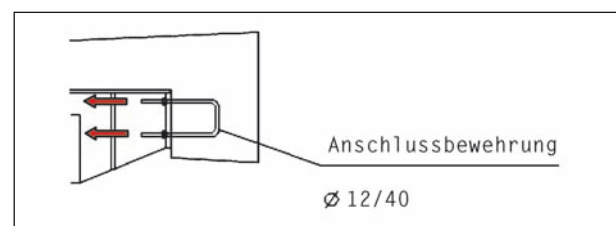
Während des Anprallvorgangs werden Kräfte am Brückenkragarm und an der Anschlussbewehrung der Kappe gemessen. Dabei werden an den Augenstäben der Konsolaufhängung mittels Dehnmessstreifen (DMS) die Normalkräfte im Intervall von 100  $\mu$ s bestimmt und aufgezeichnet (vgl. Bild 21). Pro Block liegen damit  $2 \times 3 = 6$  und damit für drei Blöcke zusammen  $3 \times 6 = 18$  Normalkraftmessungen vor. Auftretende Zugkräfte in der Kappenanschlussbewehrung ( $\varnothing 12/40$ ) im Anschlussbereich Kappe – Tragkonsole werden mithilfe von Kraftmessdosen ermittelt (vgl. Bild 18). Eine ausführlichere Beschreibung der Versuchsanlage und der Messungen kann [6, 7, 9] entnommen werden.

### 3.4 Beschreibung und Tragverhalten der Messbrücke

Das Tragverhalten der Messbrücke bei einem Anprall an eine auf der Brücke installierte Schutzeinrichtung wird u. a. maßgeblich mitbestimmt durch die bei der ursprünglichen Konzeption und der späteren Anpassung der gesamten Anlage getroffenen die Konstruktion betreffenden Entscheidungen.

Auf dem 12 m langen Kappenfertigteile befindet sich die zu prüfende Schutzeinrichtung, die mit nachträglich in den Stahlbeton gebohrten Verbundankern oder Betonschrauben in der Kappe verankert wird. Mit der Koppelung der Kappe an die stirnseitigen Grubenwand (vgl. Bild 17) sollen beim Anprall entstehende Zugkräfte in Kappenlängsrichtung aufgefangen werden.

Vertikal wird die Kappe flächig von der Stahlunterkonstruktion gestützt und in Querrichtung (quer zur Brückenlängs- bzw. Straßenlängsrichtung) über die Kappenanschlussbewehrung an der Stahlunterkonstruktion befestigt. Die dort mittels Kraftmessdosen gemessenen Zugkräfte sollen Aufschluss über die Belastung des Anschlusses liefern (Bild 18)



**Bild 18:** Zugkräftemessung mittels Kraftmessdosen an der Kappenanschlussbewehrung (gem. Kap 1, Stand Jan. 2002)

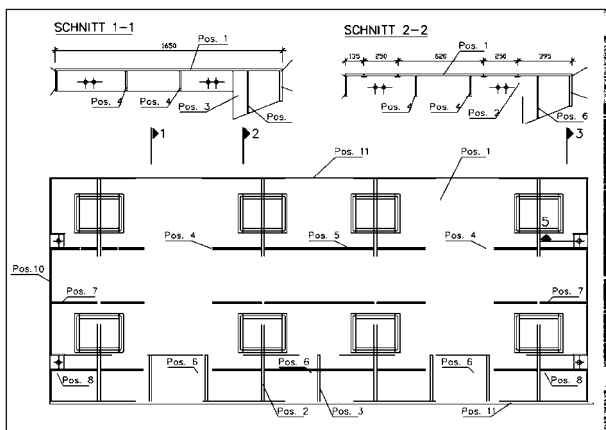
und Bild 19). Biegemoment und Horizontalkräfte werden dabei in der Stahlunterkonstruktion weiter über den äußeren Steg (215 x 20 mm) und das Deckblech (15 mm) in die Quersteifen (20 mm) geleitet, die im Abstand von 40 cm angeordnet sind (vgl. Pos. 2 in Bild 20).

In jedem Block sind in der Stahlunterkonstruktion vier durchgehende Quersteifen angebracht, die an jeweils zwei Stellen mit der Stahlbetonkonsole verbunden sind. Dazwischen befinden sich je Block zusätzlich noch 5 weitere kurze Quersteifen die sich gegen die Stirnseite der Stahlbetonkonsole abstützen und Druckkräfte aus dem Kappenanschluss in die Stahlbetonkonsole übertragen können (vgl. Pos. 3 in Bild 20).

Die drei Stahlbetonkonsolen mit einer Länge von jeweils 4 m sind zunächst ohne jede Kopplung zu ihren jeweiligen Nachbarelementen oder zur stirnseitigen Messgrubenwand nur über die Augenstäbe mit der Grubenwand (quer zur Fahrtrichtung) verbunden. Diese Befestigung zu beiden Seiten eines Blockes ist mit zwei horizontalen und einer vertikala-



**Bild 19:** 12-m-Kappe beim Einbau in die Messbrücke (TÜV Automotive GmbH)



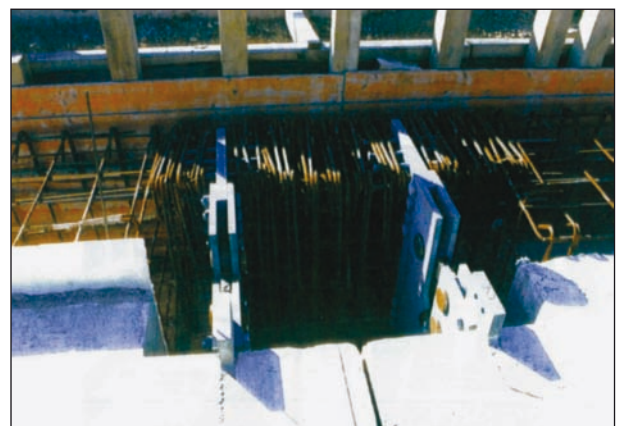
**Bild 20:** Draufsicht und Schnitte der Stahlunterkonstruktion für den mittleren 4-m-Block

len Festhaltung derart gestaltet, dass – für jeweils eine Seite betrachtet – in Querrichtung eine statisch bestimmte Lagerung realisiert wird und so die in den Stäben auftretenden Normalkräfte gemessen werden können. Wie bereits erwähnt sind die Stahlbetonelemente selbst nicht untereinander gekoppelt. Jedoch werden die zwischen Kappe und Betonkonsole angeordneten Stahlunterkonstruktionen mit je zwei horizontal angeordneten Augenstäben gelenkig an die jeweiligen Nachbarelemente angeschlossen (vgl. Bild 20 und 21).

So entsteht insgesamt ein statisch überbestimmtes System mit vielen sich gegenseitig beeinflussenden Abhängigkeiten. Der Anprallvorgang mit einem Fahrzeug an eine Schutzeinrichtung stellt einen dynamischen Prozess dar, der sich in Wechselwirkungen mit der gesamten Messbrücke – neben den hier nicht näher betrachteten Einflüssen aus dem Fahrzeug und der Schutzeinrichtung – als auch mit den verschiedenen Bauteilen der gewähl-



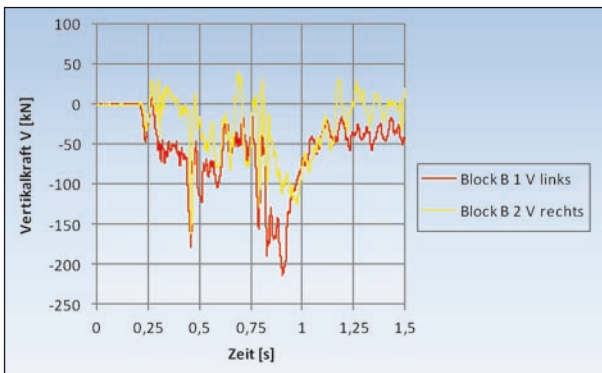
**Bild 21:** Messgrube mit Tragkonsolelement aus Stahlbeton, Stahlkonstruktion für Höhenausgleich und Lastverteilung und Aufhängung mit Augenstäben für Normalkraftmessung (TÜV Automotive GmbH)



**Bild 22:** Verankerungen der Stahlbetonkonsole in der Grubenwand, Bild aus [6]



**Bild 23:** Umlenkung eines 13 t schweren Busses beim Anprall an eine auf der Messbrücke installierte Schutzeinrichtung, EDSP mit Geländer (BAST)



**Bild 24:** Kraftverlauf (Beispiel) in den vertikalen Augenstäben im mittleren Block B bei einer getesteten Schutzeinrichtung der Aufhaltestufe H4b

ten Konstruktion der Anlage abspielt. Durch den Anprall wird die Messbrücke in Schwingung versetzt. Vor allem an den drei Stahlbetonkonsolelementen zeigt sich das in den Normkraftverläufen der Augenstäbe. Dabei lassen sich bei allen Versuchen Schwingungen um die Längsachse, aber auch um die Quer- und die Vertikalachse der einzelnen Blöcke ablesen (vgl. Bild 24).

Zu berücksichtigen ist außerdem, dass für die Aussagen zu den die Brücke belastenden Auswirkungen eines Fahrzeuganpralls an Schutzeinrichtungen für jedes System jeweils nur Kräftemessungen aus einem Anprallversuch vorliegen. Die Messungen können so zwar einen Grenzzustand für die jeweils hervorgerufene Anprallsituation darstellen, jedoch besteht auch die Möglichkeit, dass z. B. beim Anprall mit schwereren Fahrzeugen, als die Norm dies fordert, tatsächlich auch größere Kräfte auf die Brücke wirken. Beispielsweise werden Schutzeinrichtungen der Aufhaltestufe H2 normgemäß mit einem 13 t schweren Bus getestet (vgl. Bild 23), die Systeme können jedoch in der Realität auch von schwereren Fahrzeugen mit möglicherweise größeren Geschwindigkeiten und ungünstigeren Anprallwinkeln angefahren werden.

Dies gilt im Wesentlichen auch für Schutzeinrichtungen mit sehr hohem Rückhaltevermögen (H4b),

zumal eine genaue Abschätzung oder die exakte Bewertung eventuell vorhandener Tragreserven aus den gewonnenen Daten und dem vorliegenden Schadensbild ebenfalls schwierig ist.

### 3.5 Kraftfluss beim Anprall

Während des Anpralls eines schweren Fahrzeuges an eine Schutzeinrichtung auf der Messbrücke lassen sich zwei Wege der Lasteinleitung unterscheiden. Der Anprall löst zunächst einen Impuls aus, der die Fahrtrichtung des ankommenden Fahrzeuges ändert. Das Fahrzeug wird umgelenkt (vgl. Bild 23). Je nach Verlauf des Anpralls können noch weitere Impulse folgen, bspw. der Heckenanprall eines Busses am Ende des Umlenkvorgangs.

Dabei wird die Schutzeinrichtung beansprucht und überträgt entsprechend ihrem Tragverhalten Reaktionskräfte über die Verankerung in die Betonkappe. Ein zweiter Weg des Lastflusses in das Bauwerk führt über das Fahrzeug selbst. Zunächst werden die vertikalen Radlasten beim Auffahren auf den Kragarm wirksam. Der Umlenkimpuls beim Anprall führt neben der erzwungenen Richtungsänderung zu einer Wankbewegung des Fahrzeuges – einer Drehung um die Längsachse –, was wiederum zu einer Umlagerung der Achslasten auf die äußeren Räder führt. Im Extremfall wird die gesamte Achs- bzw. Fahrzeuglast auf das äußere Rad bzw. die äußeren Räder verlagert.

Ebenso führen Nickbewegungen während des Anpralls – Rotationsbewegung um die Fahrzeugquerachse – zu Achslastumlagerungen und zu dynamisch erhöhten Einwirkungen.

Dadurch entstehen hohe vertikale Kräfte, die entlang der beim Anprallvorgang mit den Reifen überfahrenen Spur in den Kragarm eingeleitet werden. Bedingt durch die erzwungene Umlenkung entsteht gleichzeitig in der Kontaktfläche zwischen Reifen und Kappe eine nach außen gerichtete horizontale

Komponente, die zunächst in die Kappe geleitet wird. Es ist ebenfalls davon auszugehen, dass die Dynamik des gesamten Anprallvorgangs zu einer Erhöhung der bis hierhin angesprochenen Kräfte führen kann.

Vertikalkräfte aus den Radlasten werden dabei direkt über die Kappe auf den Kragarm übertragen. In der Messbrücke finden sie sich in den vertikalen Augenstäben der Blockaufhängung wieder. Außerdem bewirken sie über den Hebelarm von der Einleitungsstelle bis zur Einspannstelle (Aufhängung) eine Momentenbelastung, die sich in der Messbrücke als Kräftepaar in den jeweiligen Horizontalstäben der Aufhängung widerspiegelt.

Die aus der Umlenkung resultierenden Horizontalkräfte aus den Radlasten, die über Reibung in direktem Zusammenhang mit den vertikalen Radlasten stehen, werden, nachdem sie in die Betonkappe eingeleitet wurden, entweder direkt ebenfalls über Reibung zwischen Betonkappe und Kragarm in den Kragarm weitergeleitet und/oder über die stirnseitige Kappenanschlussbewehrung in die Stahlunterkonstruktion transportiert. Je nach Steifigkeit der Anschlüsse, der Reibung zwischen Kappe, Schweißbahn und Stahlkonstruktion, Lastort und Lastgröße sind die Anteile an den möglichen Weiterleitungswegen aus den bisherigen Messungen nicht eindeutig ableitbar.

Die Kräfte, welche über die Beanspruchung der Schutzeinrichtung in die Kappe eingeleitet werden, können für Stahlschutzeinrichtungen mit längsgerichteten Holmen und regelmäßig angeordneten Pfosten sowie für schwere Betonschutzwände, die im Anprallfall mehr oder weniger über die Kappe gleiten, unterschiedlich interpretiert werden. Im ersten Fall werden das am Pfosten der Stahlschutzeinrichtung wirkende Einspannmoment und eine Horizontalkraft in die Kappe eingebracht. Beide Schnittgrößen werden anschließend über die stirnseitige Kappenanschlussbewehrung in die Stahlunterkonstruktion und von dort über die Querstreifen weiter in die Stahlbetonkonsole geleitet. Die Betonschutzwände, die in der Regel lediglich eine Lagesicherung auf der Kappe erhalten, verschieben sich beim Anprall eines schweren Fahrzeuges. Dabei werden durch Reibung zwischen Betonschutzwand und Kappe entstehende Horizontalkräfte auf der Oberkante der Kappe wirksam. Diese werden ebenfalls über die stirnseitige Kappenanschlussbewehrung und die Stahlunterkonstruktion weiter in die Stahlbetonkonsole geführt.

### 3.6 Einordnung der Messergebnisse

An den Augenstäben der Konsolaufhängungen werden mittels DMS sowohl Zug- als auch Druckkräfte über die Zeit während des Anpralls aufgezeichnet (vgl. Bild 21). Gleichzeitig werden mittels Kraftmessdosen an den Bewehrungsstäben der Kappenanschlussbewehrung, die in den dafür vorgesehenen Öffnungen der Stahlunterkonstruktion eingefädelt und befestigt sind, auftretende Zugkräfte im Verlauf der Zeit aufgezeichnet (vgl. Bild 18).

Da an den Kraftmessdosen nur Zugkräfte gemessen werden können, im Bereich des Kappenanschlusses konstruktionsbedingt und erwartungsgemäß aber eine Biegebeanspruchung entsteht, kann man aus diesen Messungen zwar qualitativ das Tragverhalten des Kappenanschlusses erkennen. Die Lage der Nulllinie, die Druckkraft aus dem Biegemoment, die resultierende Horizontalkraftbelastung und das Biegemoment selbst bleiben jedoch zunächst unbekannt.

Die im Anprallfall auftretende plötzliche Horizontalbelastung, die über die Räder und die Schutzeinrichtung in die Kappe eingetragen wird, führt zu einer Rotation der hier im Wesentlichen als Scheibe beanspruchten Kappe um die Vertikalachse der Kappe. Die drei unter der Kappe befindlichen Stahlbetonkonsolen, an die die Kappe über die stirnseitige Bewehrung gekoppelt ist, sind in Längsrichtung untereinander nur gelenkig über Augenstäbe gekoppelt, sodass geringe Verdrehungen der Kappe (Scheibe) zu mehr oder weniger unrealistischen Kräften in den Randbereichen des Kappenanschlusses oder zu Größtwerten im außerhalb des Anprallbereichs liegenden Block führen. Aufgrund dieser Erkenntnis spielen die Kräftemessungen der Kappenanschlussbewehrung bei den weiteren Betrachtungen nur eine untergeordnete Rolle.

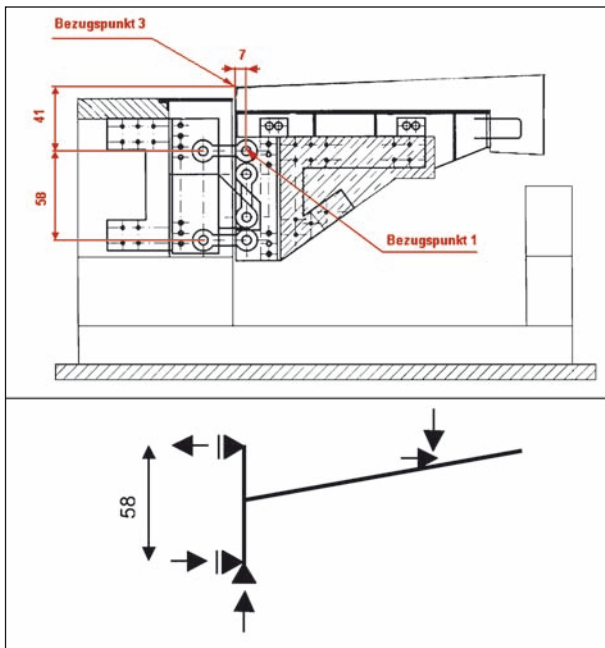
Zudem wird durch diesen Effekt die Horizontalkrafteinleitung in die unter der Kappe befindlichen Stahlbetonblöcke derart beeinflusst, dass sich auch die drei Stahlbetonkonsolelemente um ihre Vertikalachse verdrehen und somit die Lastverteilung an den horizontalen Augenstäben in einer nicht näher bekannten Größenordnung beeinflussen.

Die in München konzipierte Anlage ist der Versuch, eine in Querrichtung statisch bestimmte Lagerung zu realisieren, die es – unter Vernachlässigung einiger noch zu erläuternder Anpassungen und

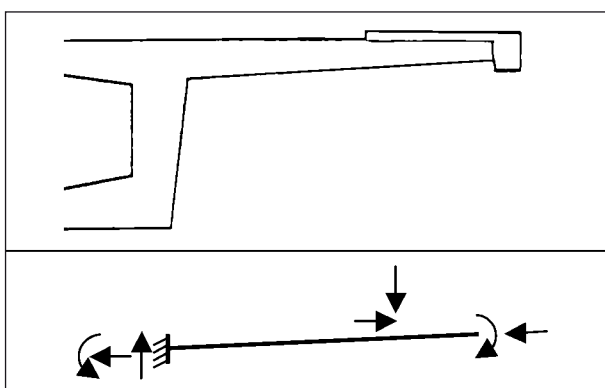
Vereinfachungen – ermöglichen soll, auf eine vereinfachte Weise die Einspannkräfte des Modellkragarms während eines Anpralls an eine Schutzeinrichtung zu bestimmen.

Die gewählte Lagerung der drei Stahlbetonkonsolelemente über jeweils zwei horizontale und einen vertikalen Augenstab, wie in den Bildern 21 und 25 dargestellt, kann so in einfacher Weise in eine Einspannung umgerechnet werden. Somit gelingt die Nachbildung eines realen Brückenkragens in Massivbauweise (vgl. Bild 26).

In Längsrichtung sind darüber hinaus die drei Stahlbetonkonsolelemente, welche die Kappe tragen, untereinander lediglich mit jeweils zwei Koppelstäben im Bereich der Stahlkonstruktion schub- und biegeweich miteinander verbunden.



**Bild 25:** Kragarm der Messbrücke und statisches System des Modellkragarms



**Bild 26:** Statisches System des Kragarms an einem Hohlkastenquerschnitt in Massivbauweise

Damit soll deutlich werden, wie vielfältig und ineinandergreifend die hier beschriebenen Effekte sind. Bei allen folgenden Betrachtungen, Interpretationen und daraus resultierenden Ableitungen gilt es das stets im Blick zu behalten.

### 3.7 Folgerungen für die Auswertung der Kräftemessungen

Aus der vorher beschriebenen Einordnung der Messergebnisse können einige grundlegende Folgerungen getroffen werden, die maßgeblichen Einfluss auf die Verwendung der gemessenen Kräfte haben. Der Anprallvorgang selbst ist ohne Zweifel ein dynamischer Vorgang, wie an den aufgezeichneten Kraftverläufen z. B. in Bild 24 erkennbar ist.

Ziel der Auswertung ist es, dieses dynamische Anprallereignis mit einem geeigneten Last- bzw. Einwirkungsmodell so abzubilden, dass damit die Bemessung eines massiven Kragarmes vorgenommen werden kann. In Anlehnung an die normativ vorgesehenen Einwirkungen aus Verkehr, die im Berechnungsmodell als statische Lasten auf das Bauwerk einwirken, wurde versucht, sogenannte statische Ersatzlasten aus den vorhandenen Messungen zu gewinnen. Voraussetzung dafür ist die Definition eines Lastmodells und damit verbundener Anwendungsbedingungen oder -restriktionen.

Dabei werden im Folgenden das sogenannte 4-m-Lastmodell und das für den Anprall an Schutzeinrichtungen im DIN-Fachbericht 101, Ausgabe 2009 [13] vorgesehene Modell erläutert und angewandt. In beiden Verfahren werden Schutzeinrichtungen, die nach DIN EN 1317-2 [17] mittels Anprallversuch getestet wurden und den dortigen Anforderungen genügen, hinsichtlich der daraus resultierenden Einwirkungen auf Bauwerke beurteilt.

#### 3.7.1 Auswertung und Einordnung in das 4-m-Lastmodell

Zunächst wurde zur Abdeckung dieses außergewöhnlichen Lastfalles jedes einzelne bei einem Anprallversuch geprüfte Fahrzeug-Rückhaltesystem individuell bewertet. Dabei orientierte man sich nicht an den bis dato bekannten normativen Einwirkungsmodellen, sondern versuchte ein anderes, passenderes Lastmodell zu kreieren.

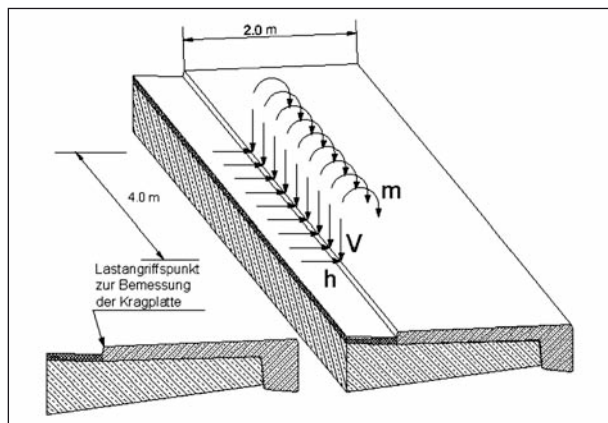
Grundlage waren die oben beschriebenen Kräfte-messungen an den Augenstäben der drei Blöcke. Die Messungen an der Kappenanschlussbewehrung werden bei der Auswertung für dieses Modell zur Tragwerksbemessung nicht mit herangezogen.

In einer Art Gesamtbetrachtung wurden die jeweils maßgeblichen Effekte während des Anpralls mit einbezogen und auch die Resttragfähigkeit der durch den Anprall beschädigten FRS abgeschätzt, um so zu einer oberen, sicheren Einstufung zu gelangen (vgl. [9, 15]).

Hierbei kristallisierte sich ein Modell heraus, welches linienförmige Einwirkungen an der Schrammbordvorderkante definierte, die entsprechend den vorhandenen Blöcken eine Länge von vier Metern aufweisen. Somit wurden aus den Kräften in den Augenstäben der Blöcke Linienlasten in horizontaler und in vertikaler Richtung abgeleitet. Um die Einspannung des Kragarms im Lastmodell zu repräsentieren, bestimmte man als weitere Einwirkung ebenfalls aus den gemessenen Normalkräften in den Augenstäben ein Linienmoment an der Schrammbordvorderkante (vgl. Bild 27).

So entstanden mithilfe jeweils nur eines Anprallvorgangs entsprechende Zuordnungen individueller Einwirkungsgrößen für verschiedene FRS der Aufhaltestufen H2 und H4b, die an bestimmte Bedingungen gekoppelt waren.

Eine dieser Bedingungen ist, dass die drei Einwirkungen direkt auf den Kragarm des Bauwerks angesetzt werden und nicht mehr weiter über die Kappe zu verteilen sind. Modellhaft wird davon ausgegangen, dass der Lastangriffspunkt mit unendlich großer Biege- und Dehnsteifigkeit an den Kragarm angeschlossen ist. Die weitere Verteilung der Lasten bis



**Bild 27:** Vorschlag für die Anordnung der statischen Ersatzlasten aus Fahrzeuganprall als Streckenlasten aus [15]

zur Einspannstelle ist möglich und entspricht bei massiven Kragarmen den realen Gegebenheiten.

Bei einem pauschalen Vergleich der resultierenden Einwirkungen des gewählten 4-m-Lastmodells mit den Einwirkungen des ersten DIN-Fachberichtes 101, Ausgabe 2003 [12] wird deutlich, dass mit den so zugeordneten Einwirkungen bis zu vier-, teilweise sogar bis zu sechsmal so hohe Lasten in das Bauwerk geleitet werden müssen als im Fachbericht maximal vorgesehen (vgl. [9, 15]).

Auf Basis der von HELLMICH et al. in [6] beschriebenen Erkenntnisse haben sowohl KAMMEL in [8] als auch BERGERHAUSEN et al. in [9] Anprallversuche ausgewertet und in das sogenannte 4-m-Lastmodell einsortiert. Zur Ermittlung der ungünstigsten Lastkombination werden z. B. in [8] je Tragkonsolblock die in Tabelle 3 dargestellten Fälle ausgewertet.

Lastfall 1: Zeitpunkt der maximalen Z-Kraft mit zugehöriger D- und V-Kraft,

Lastfall 2: Zeitpunkt der maximalen D-Kraft mit zugehöriger Z- und V-Kraft,

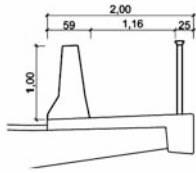
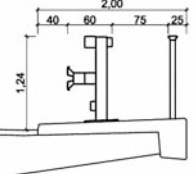
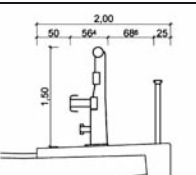
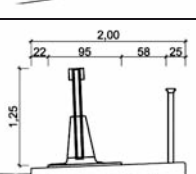
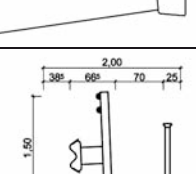
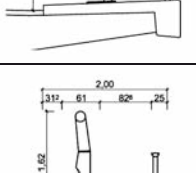
Lastfall 3: Zeitpunkt der maximalen V-Kraft mit zugehöriger Z- und D-Kraft.

	<b>System A</b>
	$m = 95 \text{ kNm/m}$
	$v = 90 \text{ kN/m}$
	<b>System B</b>
	$m = 50 \text{ kNm/m}$
	$v = 50 \text{ kN/m}$
	<b>System C</b>
	$m = 65 \text{ kNm/m}$
	$v = 60 \text{ kN/m}$
	<b>System D</b>
	$m = 75 \text{ kNm/m}$
	$v = 70 \text{ kN/m}$
	$h = 70 \text{ kN/m}$

**Tab. 3:** Übersicht der geprüften H2-Schutzeinrichtungen mit den charakteristischen Einwirkungsgrößen aus [15]

Anschließend werden auf der sicheren Seite liegend die Bemessungslasten als die Maximalwerte aus den drei Blöcken zum jeweils ungünstigsten Zeitpunkt als zeitgleich auftretend angesetzt und nach oben hin aufgerundet. In Anlehnung an [6] wird das ermittelte Linienmoment um den Faktor 1,5 erhöht, um der Streuung, der begrenzten Einleitungslänge von 4 m und der Annahme, dass die Linienlast in Wirklichkeit nicht gleichmäßig verteilt ist, Rechnung zu tragen.

In den Tabellen 3 und 4 werden die Ergebnisse der Auswertungen aus [9, 15] hinsichtlich des 4-m-Lastmodells für vier Schutzeinrichtungen der Aufhaltestufe H2 und sechs Schutzeinrichtungen

	<b>System A</b>
	$m = 100 \text{ kNm/m}$
	$v = 100 \text{ kN/m}$
	<b>System B</b>
	$m = 120 \text{ kNm/m}$
	$v = 85 \text{ kN/m}$
	<b>System C</b>
	$m = 120 \text{ kNm/m}$
	$v = 120 \text{ kN/m}$
	<b>System D</b>
	$m = 85 \text{ kNm/m}$
	$v = 80 \text{ kN/m}$
	<b>System E</b>
	$m = 195 \text{ kNm/m}$
	$v = 130 \text{ kN/m}$
	<b>System F</b>
	$m = 130 \text{ kNm/m}$
	$v = 120 \text{ kN/m}$
	$h = 60 \text{ kN/m}$

Tab. 4: Übersicht der geprüften H4b-Schutzeinrichtungen mit den charakteristischen Einwirkungsgrößen aus [9]

der Aufhaltestufe H4b dargestellt. Diese Ergebnisse bilden die Grundlage und den Maßstab für die später im Kapitel 3.8 durchgeführten Vergleichsrechnungen zur Überprüfung der Einstufung in das normative Lastmodell nach DIN-Fachbericht, die im nächsten Kapitel erfolgt.

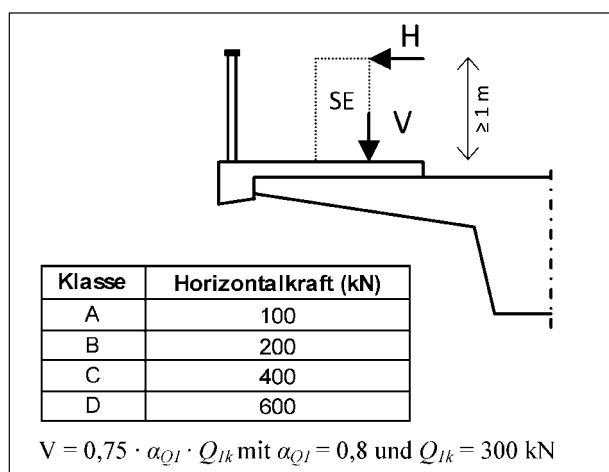
### 3.7.2 Auswertung und Einstufung in das Lastmodell nach DIN-Fachbericht 101, Ausgabe 2009

Mit Einführung des DIN-Fachberichtes 101, Ausgabe 2009 [13] erfolgte eine Anpassung des Lastmodells für den Anprall an Schutzeinrichtungen. War für die Tragwerksbemessung in der Ausgabe 2003 noch eine Horizontallast von 100 kN, unabhängig von der Art und Konstruktion der Schutzeinrichtung, auf einer Länge von 0,5 m quer zur Fahrtrichtung anzusetzen, so werden mit der Ausgabe 2009 Klassen in Abhängigkeit vom verwendeten Fahrzeug-Rückhaltesystem empfohlen, die durch den Bauherrn festgelegt werden sollen. Den vier Klassen A bis D sind dabei Horizontalkräfte von 100 kN bis 600 kN zugeordnet. Die gleichzeitig mit der Horizontallast wirkende Vertikallast wurde dabei von  $0,5 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$  auf  $0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$  angehoben, was im Ergebnis einer Anhebung von 120 kN auf 180 kN entsprach.

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass in der Ausgabe 2003 des DIN-Fachberichtes 101 [12] die Horizontallast 100 mm unter der Oberkante der Schutzeinrichtung bzw. maximal 1,0 m über der Fahrbahn bzw. dem Gehweg anzusetzen war. Der Lastangriffspunkt war so auf eine maximale Höhe von 1,0 m begrenzt.

Im Gegensatz dazu wird mit dem Modell in der Fassung 2009 des DIN-Fachberichtes 101 [13] der Lastangriffspunkt der Horizontallast auf mindestens 1,0 m über der Fahrbahn bzw. dem Gehweg festgelegt (vgl. Bild 28). Die Regelung, den Lastangriffspunkt der Horizontallast weiterhin 0,1 m unter der Oberkante der Schutzeinrichtung anzusetzen, wurde beibehalten, Auswirkung hat diese Regelungen jedoch nur bei Systemhöhen  $> 1,1 \text{ m}$ . Bei Schutzeinrichtungen mit Systemhöhen  $< 1,1 \text{ m}$  wirkt die Horizontalkraft stets mindestens 1,0 m über OK-Fahrbahn bzw. Gehweg.

Mit der Bekanntgabe und der de-facto-Einführung des DIN-Fachberichtes 101, Ausgabe 2009 [13] mittels ARS 6/2009 [14] im Bundesfernstraßenbereich entstand nun die Notwendigkeit, die bisherige



**Bild 28:** Darstellung der Anpralllasten an Schutteinrichtungen gemäß DIN-Fachbericht 101, Ausgabe 2009 [13]

Zuordnung von 4 m langen Einwirkungsgrößen an der Schrammbordvorderkante in die Klassen des normativen Lastmodells des DIN-Fachberichtes 101, Ausgabe 2009 [13] zu überführen.

Eine erste, einfache Möglichkeit der Einstufung in die Klassen A bis D nach DIN-Fachbericht 101 besteht darin, die auf 4 m Länge wirkende Horizontallast als resultierende Last auf eine Einflussbreite von 0,5 m zusammenzufassen und so einer entsprechenden Klasse zuzuordnen. Beispielsweise wurde in [8] vorgeschlagen, die Schutteinrichtung Bridge-Guard auf diese Weise in die Klasse C einzustufen. Als maximale Horizontallast erhält man so  $FH_{\max} = 270$  kN ( $200$  kN  $< FH_{\max} < 400$  kN).

Bei der Feststellung der maßgeblichen Einwirkungen für die Tragwerksbemessung werden die Normalkraftmessungen an den Augenstäben betrachtet. Hier sind ebenso wie bei den Messungen an der Kappenanschlussbewehrung einige Besonderheiten zu beachten, die bei der weiteren Entwicklung der Auswertesystematik mit in Betracht gezogen werden. Die in Kapitel 3.6 beschriebene Tendenz zur Verdrehung der einzelnen Blöcke um ihre Vertikalachse und auch die Schwingung der Blöcke und des Gesamtsystems finden eine qualitative Berücksichtigung, indem neben dem Heranziehen der blockweisen Kräftemessungen auch das gedachte Gesamtsystem über alle Blöcke in der im Folgenden beschriebenen Vorgehensweise berücksichtigt werden.

Das standardisierte Verfahren für die Auswertung der Kräftemessungen sollte dabei so gewählt werden, dass Biege- und Querkraftbemessung am Kragarmanschnitt entsprechend der stufenweisen

Horizontallastklassen A bis D (vgl. Bild 28) nach DIN-Fachbericht 101 [13] der Bemessung mit dem 4-m-Lastansatz entsprechen.

Neben einer ausreichend sicheren Einstufung soll das standardisierte Verfahren im Sinne der Gleichbehandlung aller Hersteller einen systemunabhängig anzuwendenden Maßstab für die unterschiedlichen Schutteinrichtungssysteme bereitstellen. Dabei muss man sich klarmachen, dass sich mit dem Verfahren aufgrund der Verschiedenartigkeit der beiden Modelle und der Anwendungsbedingungen keine absolut deckungsgleichen Bemessungsgrößen bestimmen lassen. Vor diesem Hintergrund sind Abweichungen bei der Vergleichsrechnung zu erwarten und zu bewerten (siehe Kapitel 3.8).

Das im Folgenden beschriebene Auswerteverfahren ermöglicht es, anhand der bei nur einem Anprallversuch ermittelten Kräfte eine Einstufung nach DIN-Fachbericht 101 [13] vorzunehmen. Dabei werden die konstruktiven Besonderheiten der Prüfanlage berücksichtigt und zugleich ein einheitlicher Bewertungs- und Vergleichsmaßstab zur Verfügung gestellt.

### Vorgehen

Die auftretenden Kräfte während des Anprallvorgangs werden über die Zeit – i. d. R. etwa insgesamt 3 s – aufgezeichnet. Für die Einstufung sind die gemessenen Kräfte am Kragarmanschnitt, d. h. an den Augenstäben der Konsolaufhängung maßgebend. Dabei liefert die Summe der Normalkräfte der horizontalen Stäbe die am Kragarmanschnitt wirkende Horizontalkraft und die Normalkraft am vertikalen Stab die am Kragarmanschnitt wirkende Vertikalkraft. Die so ermittelten Hilfsgrößen erlauben, abgestimmt auf die gestufte Klasseneinteilung des DIN-Fachberichtes 101 [13], eine ausreichend genaue Einstufung. Die Ermittlung dieser Hilfsgrößen erfolgt unter verschiedenen vereinfachenden Annahmen zum Ausgleich von Randbedingungen, die aufgrund der Auslegung und Konstruktion der Prüfanlage nicht in allen Punkten mit einem realen Brückenkrugarm in Stahlbetonbauweise übereinstimmen (vgl. Kapitel 3.5 und 3.6).

In einem ersten Schritt werden für die Auswertung die Horizontal- und Vertikalkräfte je 4-m-Block und für die komplette 12-m-Messbrücke zusammengefasst. Anschließend werden die im 4-m-Block und die am Gesamtsystem auftretenden maximalen Horizontal- und Vertikalkräfte identifiziert.



## Horizontallast

Für die Ermittlung der zur Einstufung in die Horizontallastklasse maßgebenden Hilfsgröße  $H_h$  wird in Abhängigkeit von der bei der Prüfung vorhandenen Lage der Schutzeinrichtung auf der Kappe davon ausgegangen, dass die Schutzeinrichtung „modellhaft“ biegesteif mit der Kappe und diese wiederum am Kragarmrand über die vorhandene Kappenanschlussbewehrung mit dem Kragarm erbunden ist. Dabei wird die Lastverteilung von Horizontalkraft und Biegemoment mit einem Winkel von  $45^\circ$  angenommen (Bild 29).

Die sich daraus ergebende Lastverteilungslänge  $e$  ergibt sich längs der Auflagerlinie bzw. Einspannstelle (vgl. Bild 29, je nach Lage der Schutzeinrichtung ergibt sich i. d. R.  $e$  zu etwa 4 bis 6 m). Die Auflagerlinie der Messbrücke befindet sich, wie in Bild 30 dargestellt, längs der Vertikalen durch den Bezugspunkt 1. Mit der Länge  $e$  errechnet sich die maßgebende Hilfsgröße  $H_h$  mit dem maximalen Anteil aus dem 4-m-Block, addiert mit dem über die Restlänge  $e - 4$  m Gleichlastanteil aus dem 12-m-Gesamtsystem (GS). Der Vergleich mit den Horizontalkräften der Klassen A bis D führt zur entsprechenden Einstufung.

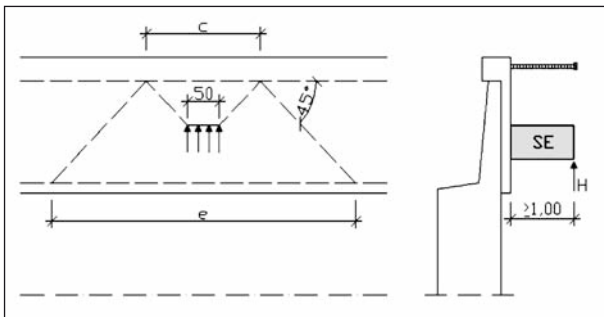


Bild 29: Annahme einer horizontalen Lastverteilung

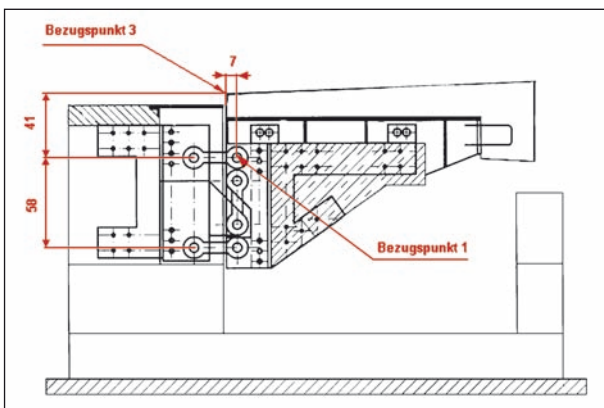


Bild 30: Kragarm der Messbrücke und Lage des Bezugspunktes 1

Fallbeispiel 1:

- 4-m-Block max.: 110 kN bzw. 27,5 kN/m
- $e = 5,96$  m
- 12 m GS max.: 168 kN bzw. 14 kN/m

Errechnete Hilfsgröße  $H_h$ :

$$H_h = 110 + (5,96 - 4) \cdot 14 = 137,4 \text{ kN}$$

$$100 \text{ kN} < 137,4 \text{ kN} \leq 200 \text{ kN}$$

=> Einstufung in Klasse B

## Vertikallast

Bei der Ermittlung der Hilfsgröße  $H_v$  zur Bestimmung der maßgebenden Vertikalkraft wird aufgrund der nicht vorhandenen Querkraftkopplung der benachbarten Konsolelemente (lediglich die Kappe ist auf einer Länge von 12 m in Längsrichtung durchgehend monolithisch) eine Mittelung und Glättung der gemessenen Kräfte vorgenommen.

Die vertikale maximale Gleichlast über die Blocklänge von 4 m und die anteilig über die Restlänge von 8 m gleichmäßig verteilte maximale Vertikalkraft werden gemittelt und auf eine Blocklänge von 4 m angesetzt.

In der Regel ist der Maximalwert aus dem 12-m-Gesamtsystem größer als der Maximalwert des 4-m-Blockes. Falls dies im Ausnahmefall nicht zutreffen sollte, wird der Vertikalkraftanteil der Restlänge von 8 m zu Null gesetzt. Durch die o. a. beschriebene Mittelung erhält man dann als maßgebende Vertikalkraft den halben Maximalwert des 4-m-Blockes.

Als Mindestwert der Vertikalkraft gilt der im DIN-Fachbericht 101 [13] festgelegte Wert von  $V = 0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$  (180 kN, vgl. Bild 28). Im Vorgriff auf die in Kapitel 3.9 folgende Vergleichsrechnung sei bereits hier erwähnt, dass ergänzend zu den Angaben in Kapitel 4.7.3.3, DIN-Fachbericht 101 [13] der Vergleich der Lastmodelle die Notwendigkeit einer fallweisen Anpassung der beim Anprall einwirkenden Vertikalkraft zeigt. Zu diesem Zweck wird ein Erhöhungsfaktor  $f_{FB}$  eingeführt:

$$V = f_{FB} \cdot 0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} \text{ mit } f_{FB} = H_v/180 \geq 1$$

Fallbeispiel 2:

- 4-m-Block max.: 368 kN bzw. 92 kN/m
- 12-m-GS max.: 640 kN



Handrechenverfahren an einem Stahlbetonkragarm mit Stahlbetonkappe in Regelausführung. Dabei entspricht die Ausbildung des Brückenrandes in den relevanten Abmessungen und in der Konstruktion der Prüfanlage in München (RiZ Kap 1, Jan. 2007). Es wird die außergewöhnliche Lastfallkombination mit den Lastfällen Anprall und Eigengewicht betrachtet. Außerdem werden folgende Annahmen getroffen:

- Kragarmlängen 2,00 m bis 4,00 m,
- Kappenbreite 2,00 m (vgl. RiZ Kap 1, Jan. 2007),
- Stirnplattendicke der Kragplatte am Rand: 20 cm,
- Voute vom Kragarmrand bis zur Kragarmeinspannung 1:10,
- Kragarm: C 35/45, BSt 500 S, nom c = 50 mm,
- 8 cm Belag mit  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ , zzgl.  $0,5 \text{ kN/m}^2$ .

Bei der Ermittlung der Bemessungswerte mit den Einwirkungen des 4-m-Lastmodells wird bei der

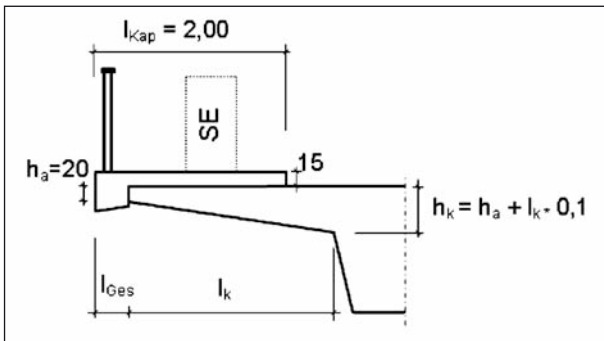


Bild 31: Kragarmgeometrie für den Schnittgrößenvergleich

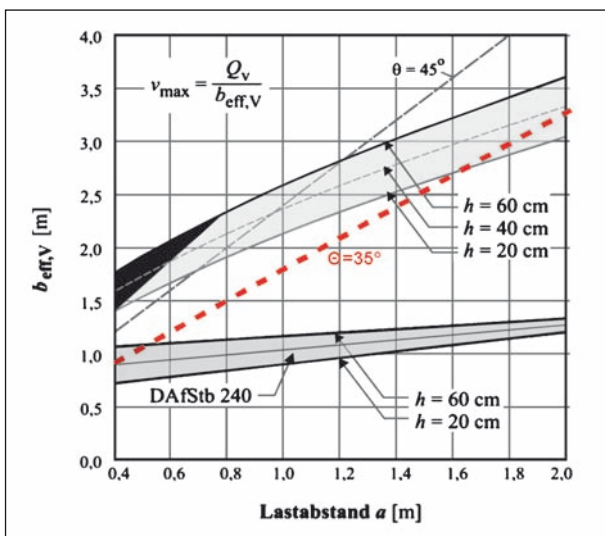


Bild 32: Effektive Lastverbreitungsweiten  $b_{\text{eff}}$  und maximale Querkraft  $v_{\text{max}}$  für eine Radlast von  $Q_v = 120 \text{ kN}$  aus [18]; Lastverbreitungsweite für  $\Theta = 35^\circ$  in Rot ergänzt

Bestimmung der einwirkenden Biegemomente eine Verteilung der Lasten unter  $45^\circ$  berücksichtigt. Wie bereits unter Kapitel 3.7.1 erläutert, wird eine Lastverteilung über die Kappe nicht in Ansatz gebracht. Bei der Bestimmung des Bemessungswertes der einwirkenden Querkraft wird vereinfachend in Anlehnung an [18] ein Lastausbreitungswinkel von  $35^\circ$  gewählt.

ROMBACH und VELASCO entwickeln in [18] mithilfe von numerischen Untersuchungen Diagramme, mit welchen sich die maximalen Querkräfte und Biegemomente im Anschnitt von Kragplatten infolge Radlasten einfach und mit ausreichender Genauigkeit berechnen lassen. Die Ergebnisse zeigen, dass der in der Praxis häufig verwendete vereinfachte Lastausbreitungswinkel von  $45^\circ$  bei der Querkraft zu unsicheren Ergebnissen führen kann und das Biegemoment meistens zu groß bestimmt wird (vgl. Bild 32 und 33).

Die vereinfachte Annahme eines Ausbreitungswinkels von  $35^\circ$  wird deshalb für die Ermittlung der einwirkenden Querkraft an dem in Bild 31 dargestellten Kragarm sowohl für den 4-m-Lastansatz als auch für den Ansatz nach Fachbericht als zielführend erachtet.

Darüber hinaus erfolgt die Ermittlung der Bemessungswerte unter Ansatz der Einwirkungen nach DIN-Fachbericht 101:2009 [13] in Anlehnung an die Schnittgrößenermittlung im Leitfaden zum DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken [19] mit einer Verteilung der horizontalen Lasten in der Kappe bis

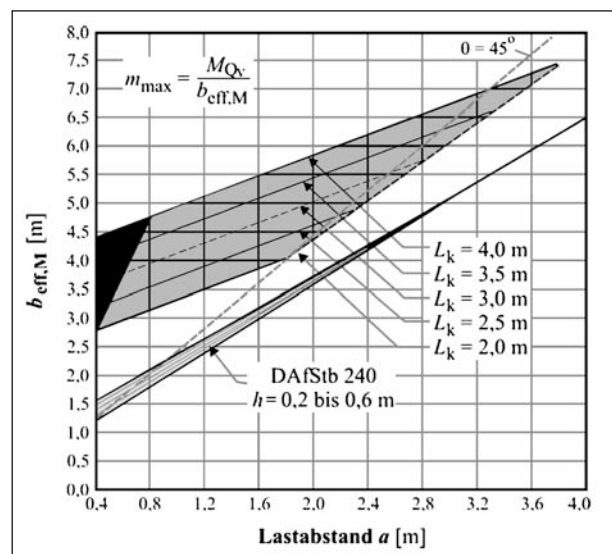


Bild 33: Effektive Lastverbreitungsweiten  $b_{\text{eff}}$  und maximales Biegemoment  $m_{\text{max}}$  für eine Radlast von  $Q_v = 120 \text{ kN}$  aus [18]

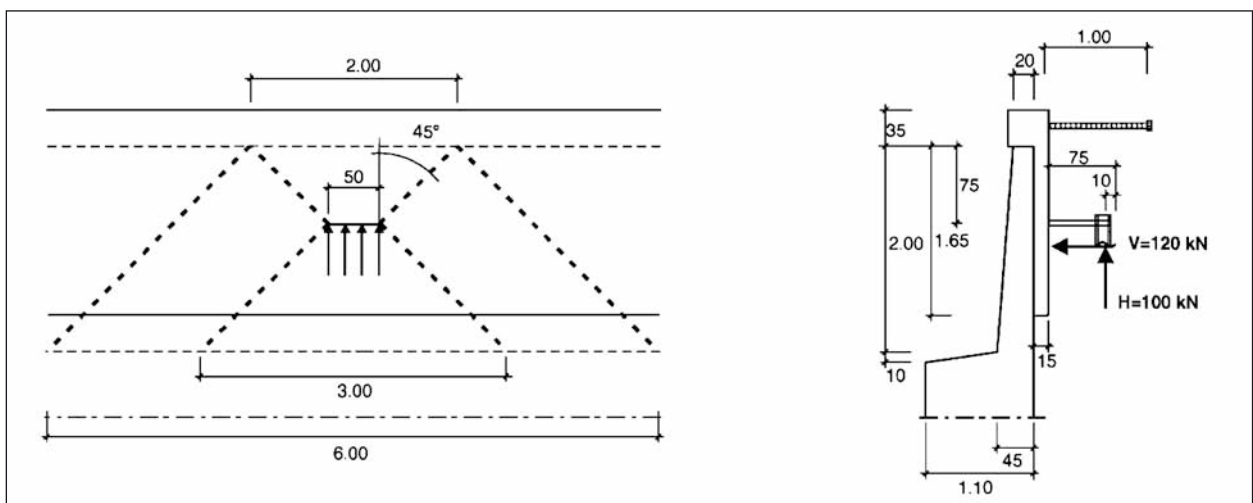
zum Gesimsanschluss und von dort weiter im Kragarm bis zu Einspannstelle unter  $45^\circ$  (vgl. Bild 34). In den Bildern 35 und 36 sind die bei der Berechnung angenommenen Lastverteilungswinkel für beide betrachteten Modelle dargestellt und bezeichnet.

Als Vergleichs-Schnittgrößen an der Einspannstelle der verschiedenen langen Kragarme werden gewählt:

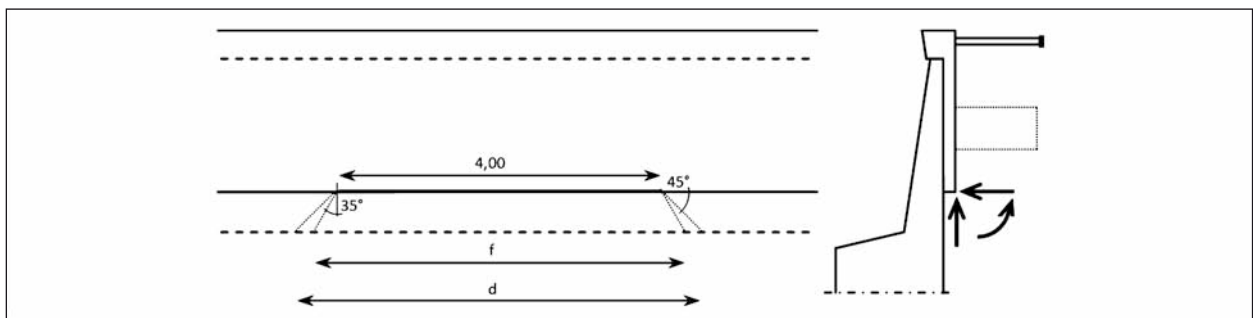
- Bemessungswert des einwirkenden Biegemomentes bezogen auf die Betonstahlage  $m_{Eds}$  in  $\text{kNm/m}$ ,

- Bemessungswert der einwirkenden Querkraft  $v_{Ed}$  in  $\text{kN/m}$ .

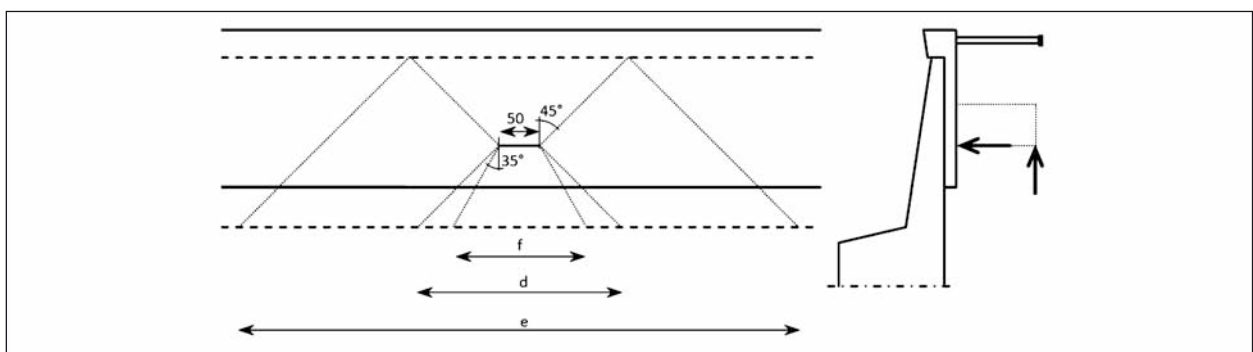
Zur Darstellung der Abweichungen zwischen den Ergebnissen auf Grundlage der verschiedenen Lastansätze wird der Quotient aus den jeweiligen Bemessungswerten gemäß dem Lastansatz nach DIN-Fachbericht und gemäß dem Lastansatz nach dem 4-m-Lastmodell gebildet. Dabei zeigen Werte  $\geq 1$  im Vergleich zum 4-m-Lastansatz größere bzw. mindestens gleiche Bemessungswerte an, was das Ziel des konzipierten und unter Kapitel 3.7.2 beschriebenen Einstufungsverfahrens ist. Sich



**Bild 34:** Verteilung der horizontalen Lasten im LF Anprall auf Schutzeinrichtung, aus [19] Bild 4.27



**Bild 35:** Lastverteilung der 4 m langen Linienlasten für die Ermittlung des Einspannmomentes und der Querkraft



**Bild 36:** Lastverteilung der 0,50 m langen Lasten nach Fachbericht für die Ermittlung des Einspannmomentes und der Querkraft

zeigende geringfügige Unter- und Überschreitungen sind u. a. auch auf die sehr unterschiedlichen Lasteinleitungslängen von 0,50 m und 4 m zurückzuführen, die ein über die untersuchten Kragarm-längen konstantes Verhältnis nicht zulassen.

Vor dem Hintergrund der für das 4-m-Lastmodell angewandten subjektiven, individuellen, für jede einzelne Schutzeinrichtung vorgenommenen Bewertung und den pauschalen Aufschlägen für Reserve und Sicherheit erscheinen im Spannungsfeld zwischen einer ausreichend sicheren und einer gleichzeitig wirtschaftlichen Bemessung auf Anprall die im Vergleich auftretenden Unterschreitungen bei einzelnen Schutzeinrichtungen von bis zu etwa 10 % als akzeptabel.

Die Berechnung der Lastfälle, der außergewöhnlichen Lastfallkombination und die Bestimmung der Quotienten zum Vergleich sind für die diskutierten Schutzeinrichtungen der Aufhaltestufen H2 und H4b im Anhang dargestellt. Eine grafische Darstellung der Ergebnisse ist den Bildern 37 ff. zu entnehmen.

**Vergleich und Einordnung**

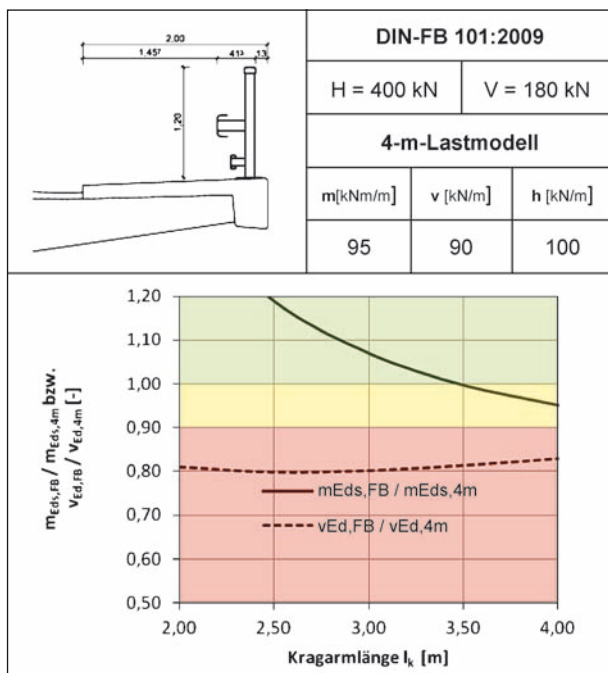
Bild 37 zeigt für den Momentenvergleich des Systems H2 A bis ca. 3,50 m Kragarmlänge Quotienten  $\geq 1,0$  und für 4 m mit 0,95 immer noch ausreichende Werte. Der Querkraftvergleich zeigt über den

gesamten Längenbereich nur Werte von 0,80 bis 0,83. Dies kann hier auf die außergewöhnliche Lage der Schutzeinrichtung am äußersten Rand der Brücke und den so hervorgerufenen großen Abstand der Lastangriffspunkte der Vertikalkräfte in den beiden Lastmodellen zurückgeführt werden.

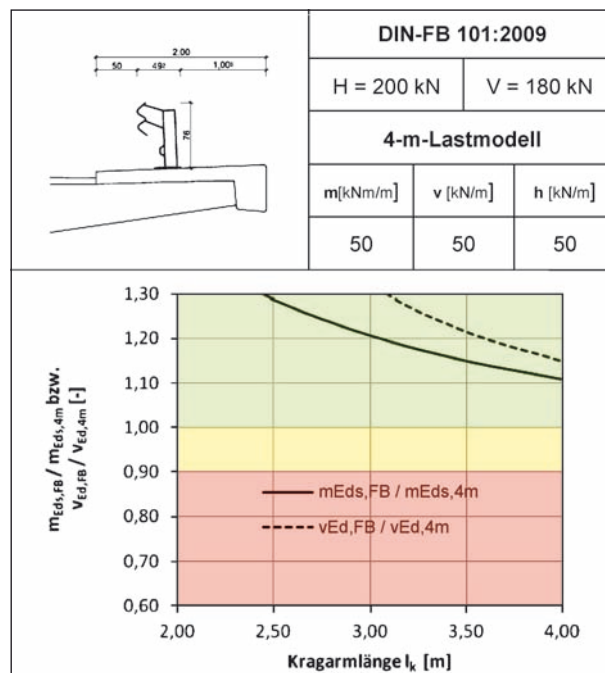
Damit entsteht eine große Lastverteilungslänge, und die daraus resultierenden Abweichungen der Querkraft an der Einspannstelle werden sichtbar. Alleine der Unterschied des Abstandes für die im Winkel von 35° angenommene Lastverteilung beträgt bei einem 2 m langen Kragarm 1,80 m im Fachberichts-Modell und nur 0,35 m für das 4-m-Lastmodell. Deshalb und wegen der untergeordneten Bedeutung des Querkraftvergleiches erscheinen die dargestellten Abweichungen über 10 % hinaus für diesen „Sonderfall“ tolerierbar.

Sowohl der Momenten- als auch der Querkraftvergleich des Systems H2 B in Bild 38 zeigt eine sichere Einstufung der Schutzeinrichtung in die Klasse B nach DIN-Fachbericht 101:2009 [13].

Gleiches gilt für die Systeme H2 C und H2 D, wie in den Bildern 39 und 40 dargestellt. Die dort jeweils vorgenommenen Einstufungen in die Klasse B und in die Klasse C zeigen mit Werten von  $> 1,0$  eine ausreichend sichere Übereinstimmung der Schnittgrößen für die untersuchten Kragarm-längen von 2 m bis 4 m an.



**Bild 37:** System H2 A: Vergleich DIN-FB 101:2009 mit dem 4-m-Lastmodell



**Bild 38:** System H2 B: Vergleich DIN-FB 101:2009 mit dem 4-m-Lastmodell

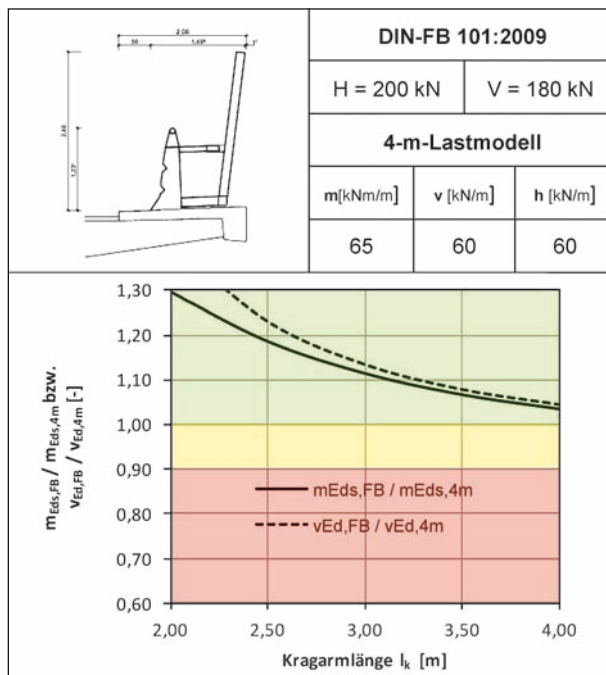


Bild 39: System H2 C: Vergleich DIN-FB 101:2009 mit dem 4-m-Lastmodell

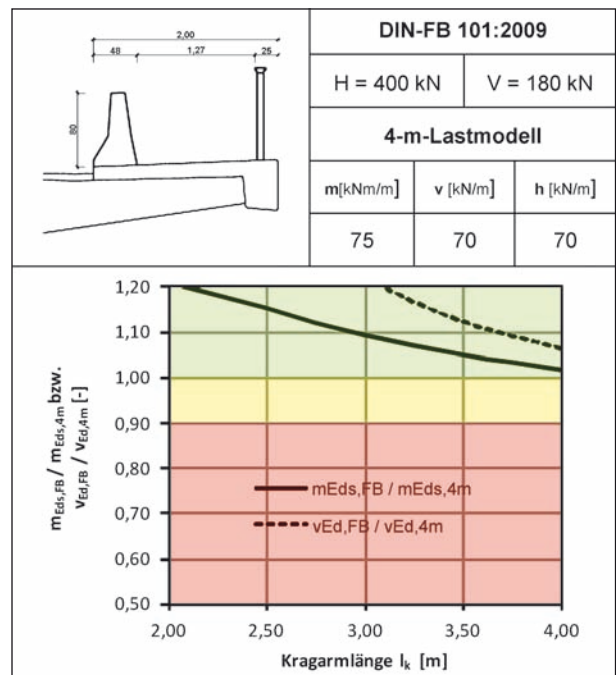


Bild 40: System H2 D: Vergleich DIN-FB 101:2009 mit dem 4-m-Lastmodell

Das System H2 C, eine Kombination von Schutzeinrichtung und Lärmschutzwand, hat zwar nur eine geringe Relevanz in der Praxis, da die Verknüpfung der Rückhaltefunktion mit einer Lärmschutzfunktion als Standardbauweise im Bundesfernstraßenbereich nicht vorgesehen ist. Gleichwohl leisten die Ergebnisse der Messungen, die standardisierte Einstufung und der hier dargestellte Vergleich einen Beitrag bei der Überprüfung der gewählten Vorgehensweise.

Bild 41 zeigt den Momenten- und Querkraftvergleich an der Einspannstelle für das System H4b A. Ebenso wie im Bild 40 dargestellten H2-System handelt es sich hier um eine Betonschutzwand in Fertigteilbauweise. Der Vergleich der Biegemomente ergibt für die Kragarmlängen 3,50 m und 4 m geringfügig kleinere Werte als 0,90.

Dies erscheint tolerierbar, da vor dem Hintergrund der Integration der Horizontalkraft über die Länge im 4-m-Lastmodell die resultierende Horizontalkraft mit 280 kN deutlich kleiner als die Horizontalkraft in Klasse C mit 400 kN ist. Außerdem führt die weitere Anpassung des Lastmodells gemäß DIN EN 1991-2, welche u. a. eine Erhöhung der Vertikalkraft auf 225 kN vorsieht, zu einer Anhebung des Quotienten um etwa 5 Prozent, sodass sich die Abweichungen im vor definierten Bereich bis maximal 0,9 bewegen (vgl. Bild 42).

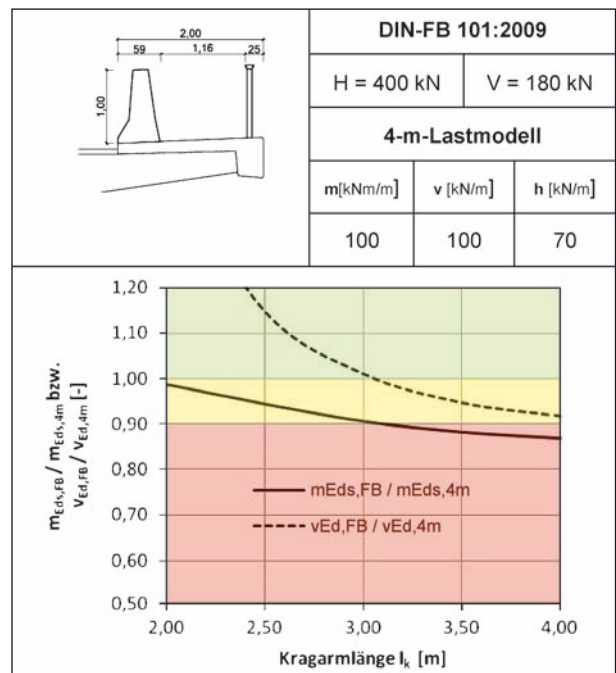


Bild 41: System H4b A: Vergleich DIN-FB 101:2009 mit dem 4-m-Lastmodell

Bei dem in Bild 43 wiedergegebenen System H4b B handelt es sich um eine Schutzeinrichtung aus Stahl unter Mitwirkung des Geländers. D. h. das Gelände wurde beim Anprallversuch mit einem schweren Fahrzeug (38 t Sattelschlepper) berührt bzw. beansprucht und leistet somit einen Beitrag zur Rückhaltung des Fahrzeuges. Der Biegemomenten- und Querkraftvergleich in

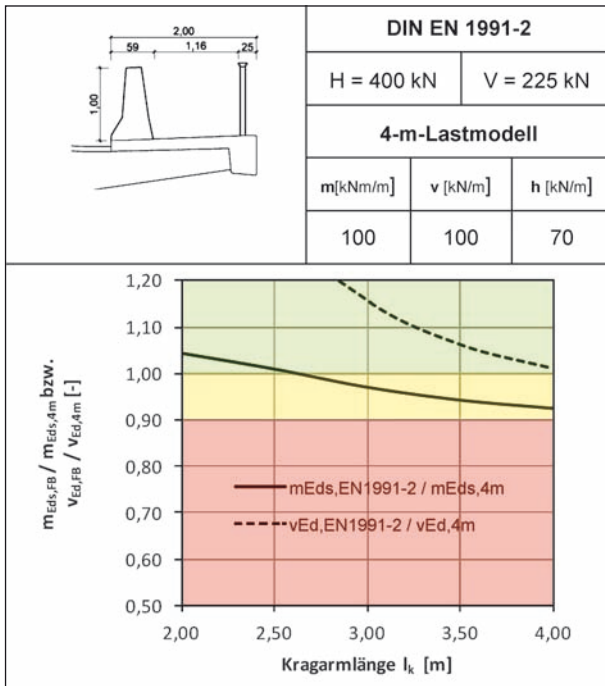


Bild 42: System H4b A: Vergleich DIN EN 1991-2 mit dem 4-m-Lastmodell

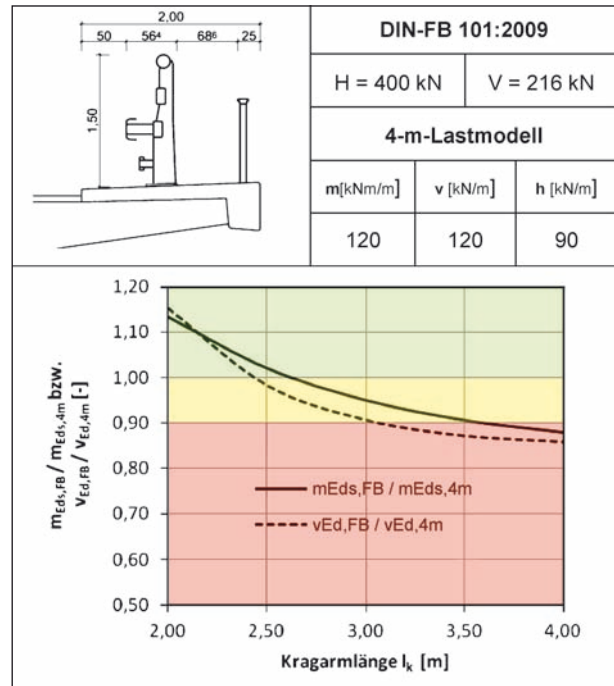


Bild 44: System H4b C: Vergleich DIN-FB 101:2009 mit dem 4-m-Lastmodell

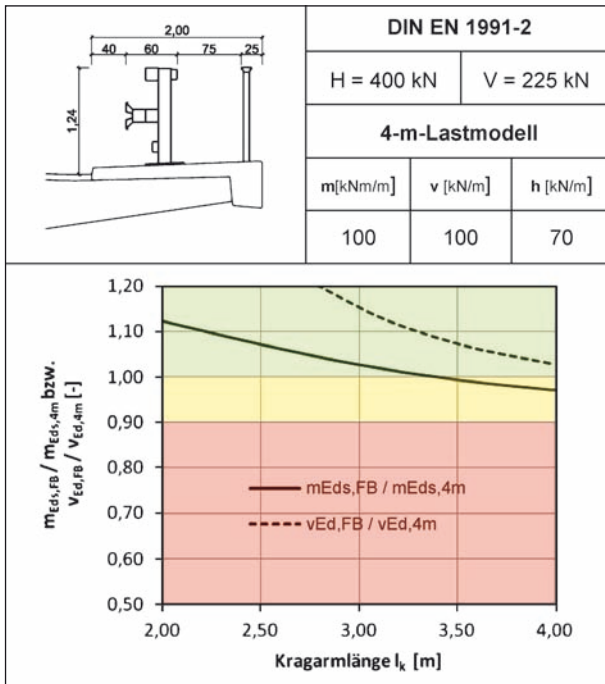


Bild 43: System H4b B: Vergleich DIN-FB 101:2009 mit dem 4-m-Lastmodell

Bild 43 lässt erkennen, dass die mit dem standardisierten Einstufungsverfahren gefundene Klasse C die vormaligen Einwirkungen im 4-m-Lastmodell sehr gut abdeckt. Dabei ist die im Einstufungsverfahren festgestellte Erhöhung der Vertikalkraft um den Faktor 1,20 bereits berücksichtigt.

Das Stahlsystem H4b C, abgebildet in Bild 44, ist mit 1,50 m ein verhältnismäßig hohes, für den Baustoff sehr massives und schweres System. Das Geländer, welches bei der Prüfung mit eingebaut war, wurde während des Anpralls mit einem Sattelschlepper nicht in Anspruch genommen. Wie bei dem vorher beschriebenen System B ist im Einstufungsverfahren für das System C ebenfalls eine Erhöhung der Vertikalkraft um den Faktor 1,20 festgestellt worden. Der Vergleich der Biegemomente bewegt sich im tolerierten Bereich, lediglich für Kragarmängen größer als 3,60 m fällt der Quotient knapp unter 0,90. Im Querkraftvergleich, dem wie bereits erläutert lediglich untergeordnete Bedeutung zugemessen wird, zeigt sich ein ähnliches Bild.

Das im Bild 45 dargestellte wandartige Stahlsystem H4b D funktionierte während der Anprallprüfung mit einem schweren Fahrzeug ohne Mitwirkung des installierten Geländers. Die Einwirkungen des 4-m-Lastmodells werden mit der gefundenen Einstufung nach DIN-Fachbericht 101:2009 [13] ausreichend genau abgedeckt, wie der Biegemomenten- und Querkraftvergleich in Bild 45 zeigt.

Bei dem in Bild 46 abgebildeten Stahlsystem H4b E handelt es sich um eine vergleichsweise hohe Schutzeinrichtung mit Anordnung eines Geländers, welches jedoch für die Rückhaltefunktion der Schutzeinrichtung nicht in Anspruch genommen

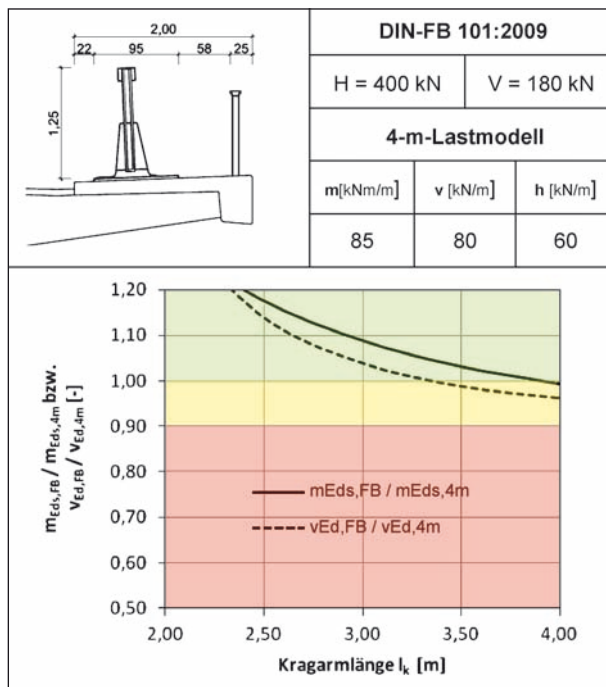


Bild 45: System H4b D: Vergleich DIN-FB 101:2009 mit dem 4-m-Lastmodell

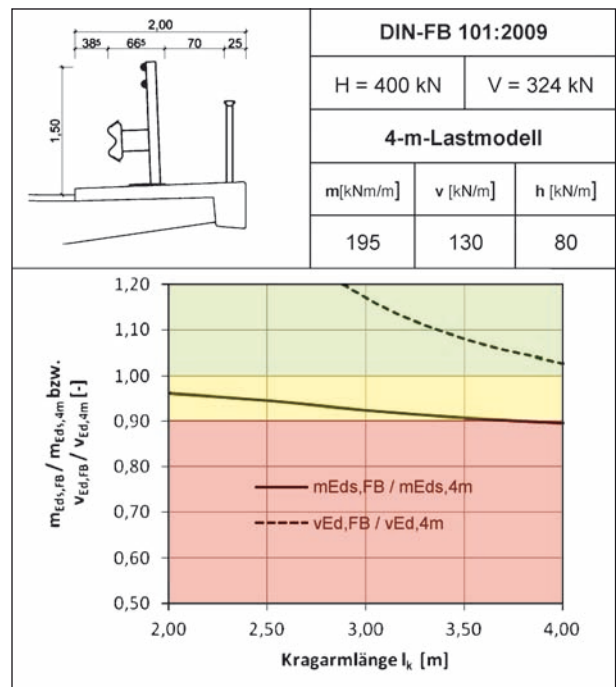


Bild 46: System H4b E: Vergleich DIN-FB 101:2009 mit dem 4-m-Lastmodell

wurde. Das standardisierte Einstufungsverfahren führte neben der Einstufung in Klasse C zu einer relativ großen Erhöhung der Vertikalkraft um den Faktor 1,80.

Vergleicht man die einwirkenden Vertikalkräfte im 4-m-Lastmodell für die hier betrachteten H4b-Systeme, wird deutlich, dass das System H4b E mit 130 kN/m im Vergleich mit den anderen fünf Systemen den Größtwert darstellt. Noch auffälliger ist das außergewöhnlich hohe einwirkende Biegemoment mit 195 kNm/m, verglichen mit einwirkenden Momenten der anderen Systeme in der Größenordnung von 85 bis 130 kNm/m. Im standardisierten Einstufungsverfahren findet sich dieser Effekt im hohen Vertikalkraftfaktor wieder.

Der in Bild 46 dargestellte Vergleich der Einspannmomente zeigt Unterschreitungen von 4 bis 10 % und liegt damit im Toleranzbereich. Der Querkraftvergleich liefert immer Werte über 1,0.

Bei dem System H4b F in Bild 47 handelt es sich um eine wandartige Stahlschutteinrichtung mit einem nach oben abgesetzten runden Holm. Mit einer Gesamthöhe von 1,62 m über OK-Kappe ist es unter allen betrachteten Systemen das mit der größten Höhe. Mittels standardisiertem Einstufungsverfahren wird es in Klasse C nach DIN-Fachbericht 101:2009 [13] eingestuft und mit einem Vertikalkraftfaktor von 1,30 versehen. Der Biege-

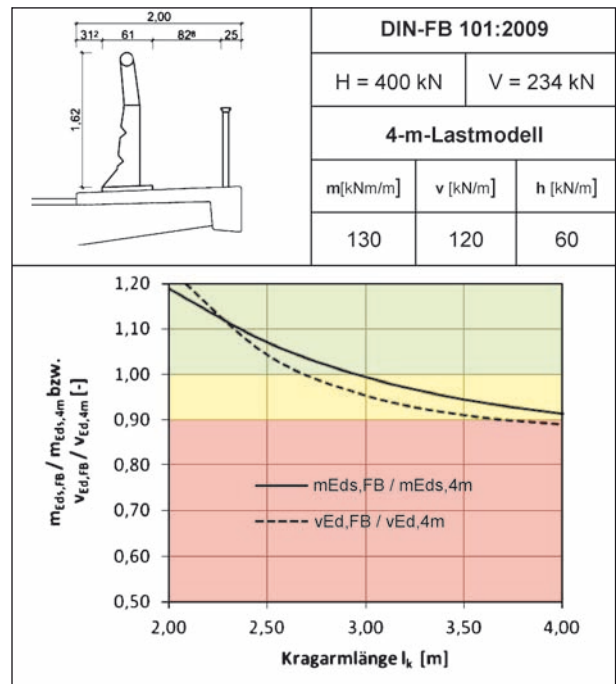


Bild 47: System H4b F: Vergleich DIN-FB 101:2009 mit dem 4-m-Lastmodell

momentenvergleich zeigt bis etwa 3 m Kragarmlänge Quotienten > 1 und im weiteren Verlauf mit größeren Kragarmlängen bis 4 m abfallende Werte bis 0,91. Der Querkraftvergleich folgt einem ähnlichen Verlauf. Beide Vergleiche befinden sich damit innerhalb der o. a. definierten Toleranzgrenzen.



## Zusammenfassung und Bewertung

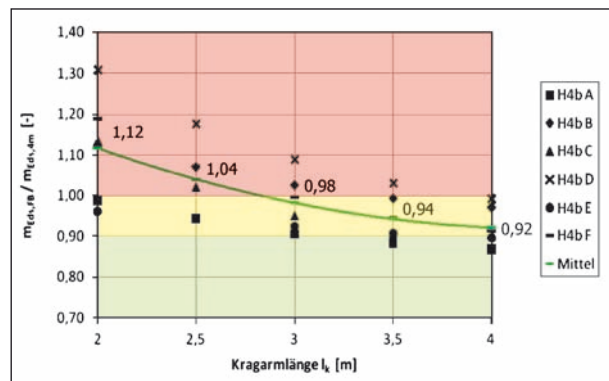
Grundlage für den beschriebenen Vergleich sind vier Schutzeinrichtungen der Aufhaltstufe H2 und sechs Schutzeinrichtungen der Aufhaltstufe H4b, für die positive Anprallprüfungen nach DIN EN 1317-2 inklusive Kräftermessungen an einer Messbrücke vorliegen. Diesen Schutzeinrichtungen sind gemäß dem 4-m-Lastmodell Einwirkungen in Form von 4 m langen Linienkräften in vertikaler und horizontaler Richtung sowie ein Linienmoment an der Schrammbordvorderkante zugewiesen.

Mit dem in Kapitel 3.7.2 beschriebenen Auswert- und Einstufungsverfahren werden die Kräftermessungen während des Anprallversuches für die jeweilige Schutzeinrichtung gemäß dem Lastmodell für Fahrzeuganprall an Schutzeinrichtungen gemäß DIN-Fachbericht 101:2009 [13] bewertet und mittel dieser standardisierten Vorgehensweise in die normativ vorgegebenen Klasse A bis D eingestuft. Zusätzlich wird entsprechend der getroffenen Regelungen im Bedarfsfall der Faktor  $f_{FB}$  für die Erhöhung der Vertikalkraft eingeführt.

An einem Stahlbetonkragarm mit Standardrandausbildung und jeweiliger Schutzeinrichtung werden für beide Lastmodelle und den damit einhergehenden Randbedingungen und Vereinfachungen die maßgebenden Bemessungsschnittgrößen an der Einspannstelle für Kragarmlängen von 2 m bis 4 m mittels Handrechnung ermittelt und miteinander verglichen. Dabei werden Unterschreitungen von bis zu etwa 10 % als allgemein akzeptabel erachtet.

Aus den Diagrammen für die H2-Systeme in den Bildern 37 bis 40 ist ablesbar, dass mit dem vorgeschlagenen standardisiertem Einstufungsverfahren in vorgegebenen normativen Klassen nach DIN-Fachbericht 101:2009 [13] im Vergleich zum 4-m-Lastmodell ein ähnliches, tendenziell eher ein etwas höheres Sicherheitsniveau erreicht wird.

Für die sechs betrachteten H4b-Systeme enthält Bild 48 die Bemessungsmomente an der Einspannstelle und deren Mittelwert. Der dargestellte Mittelwert soll hier lediglich als Indiz dafür dienen, dass neben der vorher angestellten Einzelbetrachtung auch die Gesamtbetrachtung aller Schutzeinrichtungen gleicher Aufhaltstufe zu einem ausgewogenen Mittel führen. Die Anzahl der betrachteten Systeme ist aus statistischer Sicht zwar nicht sehr groß, da nur eine begrenzte Zahl von Systemen mit einer 4-m-Lastauswertung vorhanden sind bzw. zur



**Bild 48:** Quotient der Bemessungsmomente der H4b-Systeme und deren Mittelwert: Vergleich DIN-FB 101:2009 mit dem 4-m-Lastmodell

Verfügung stehen, dennoch kann damit die gewählte Vorgehensweise bestätigt werden.

### 3.7.4 Kritische Einordnung der Einstufung und Auswirkungen für die praktische Anwendung

Bevor im nächsten Kapitel die Anpassungen an die Weiterentwicklungen der normativen Anforderungen im Eurocode erläutert werden, sollen an dieser Stelle die Vor- und Nachteile der gewählten Methode beleuchtet, kritisch bewertet und die Auswirkungen auf die praktische Anwendung besprochen werden.

Der Einsatz von Schutzeinrichtungen mit höherem Rückhaltevermögen führt aus nachvollziehbaren Gründen zu einer höheren Belastung des stützenden Bauteils/Bauwerks, auf dem die Schutzeinrichtung befestigt wird. Die einfache Distanzschutzplanke (EDSP), die bis zur Umstellung auf die RPS2009 und die europäischen Prüfnormen für Schutzeinrichtungen das Standardsystem auf Brücken in Deutschland war, erfüllt gemäß den genannten aktuell geltenden Normen und Regelwerken zusammen mit einem Standardgeländer mit Stahlseil im Handlauf nur mehr die Aufhaltstufe H1.

Schutzeinrichtungen der neuen Generation (nach DIN EN 1317) müssen in Abhängigkeit vom Gefahrenbereich unterhalb der Brücke und der verkehrlichen Bedeutung der Straße auf der Brücke in vielen Fällen nun die Aufhaltstufe H2 oder im äußersten Fall die Aufhaltstufe H4b, die derzeit höchste Anforderung hinsichtlich der Aufhaltstufe in Deutschland, erfüllen (vgl. Tabelle 7). Tabelle 8 zeigt eine tabellarische Zuordnung der für die Anprallprüfung nach DIN EN 1317-2 verwendeten

Gefahrenbereich unterhalb der Brücke bzw. Stützwand	Straßen mit			
	$V_{zul} > 100$ km/h und Autobahnen und autobahnähnliche Straßen mit $V_{zul} \leq 100$ km/h	$V_{zul} \leq 100$ km/h und DTV(SV) > 500 Kfz/24 h	$V_{zul} \leq 100$ km/h und DTV(SV) $\leq$ 500 Kfz/24 h	$V_{zul} \leq 50$ km/h
besondere Gefährdung Dritter (z. B. explosionsgefährdete Chemieanlagen, intensiv genutzte Aufenthaltsbereiche, Schnellbahnstrecken mit zugelassenen Geschwindigkeiten > 160 km/h, zweibahnige Straßen), vergleiche Gefährdungsstufe 1 im Kapitel 3.3	H4b	H2	H2	H1
andere Fälle, vergleiche Gefährdungsstufe 2 bis 4 im Kapitel 3.3	H2	H2	H1	Schrammborde mit einer Höhe von 0,15 m bis 0,20 m und Geländer mit Seil gemäß den RiZ-ING

Tab. 7: Erforderliche Aufhaltestufen auf Brücken und Stützen; Tabelle 5 aus RPS 2009 [4]

Aufhaltestufe	Fahrzeug	Geschwindigkeit	Fahrzeuggewicht
		[km/h]	[kg]
H1	Lkw	70	10.000
H2	Bus	70	13.000
H4b	Sattelzug	65	38.000

Tab. 8: Ausgewählte Kriterien für Anprallprüfungen aus DIN EN 1317-2 [17]

schweren Fahrzeuge und deren Anprallgeschwindigkeiten.

Das hier vorgestellte Vorgehen einer Auswertung horizontaler und vertikaler Einwirkungen, die anschließende Einstufung in Horizontalkraftklassen einschließlich der ggf. notwendigen Anpassung der einwirkenden Vertikalkräfte in das Modell nach DIN-Fachbericht 101:2009 führt zu individuellen, für die jeweilige Schutzeinrichtung maßgeblichen Einwirkungen. Ein Vergleich der Bemessungsschnittgrößen an Stahlbetonkragarmen unter Verwendung dieser Einwirkungen mit denen unter Ansatz der individuell ausgewerteten 4-m-Lasten zeigt eine ausreichend genaue Übereinstimmung.

Damit gibt es ein einfaches, transparentes und objektives Verfahren für den Vergleich unterschied-

licher Schutzeinrichtungen und für die Einstufung nach DIN-Fachbericht 101:2009. Die Auswertung einer H1-Anprallprüfung an der EDSP mit Geländer auf der Messbrücke führt zur Einstufung in die Horizontalkraftklasse A, also zu einer Horizontalkraft von 100 kN. Dies deckt sich im Wesentlichen mit den vormals gültigen Anforderungen im DIN-Fachbericht 101:2003 [12], wo für den Anprall an Schutzeinrichtungen jeglicher Art 100 kN in horizontaler Richtung anzusetzen waren. Es bestätigt somit die gewählte Vorgehensweise.

Die in der Einsatzfreigabeliste (EFL) [20] enthaltenen Bauwerkssysteme der Aufhaltestufe H2 können zumeist in die Klassen B (H = 200 kN) und C (400 kN) eingestuft werden. Bisher geprüfte H4b-Systeme werden nach dem vorgestellten Verfahren zumeist in Klasse C eingestuft. Keines der bislang bekannten H4b-Systeme wurde demnach in Klasse D (H = 600 kN) eingestuft.

Nach dieser Methode sind insgesamt 23 Schutzeinrichtungen ausgewertet worden: Ein H1-System, 14 H2-Systeme und acht H4b-Systeme. Dabei wurde eine Vertikalkrafterhöhung bei sechs H4b-Systemen und bei vier H2-Systemen notwendig. Bei H4b-Systemen ergibt sich somit häufiger die Notwendigkeit, die Vertikalkraft zu erhöhen, was vermutlich mit der höheren Gesamt- und

den höheren Achslasten des schweren Prüffahrzeuges (38-t-Sattelschlepper) zusammenhängt.

In die Gesamtbetrachtung muss jedoch auch mit einbezogen werden, dass für jedes System immer nur ein einzelnes Anprallereignis ausgewertet wird. Dabei wird ein den normativen Anforderungen entsprechendes Fahrzeug verwendet, welches unter vorgegebenen normativen Rahmenbedingungen (Geschwindigkeit, Gewicht, Anprallwinkel, Massenverteilung etc. siehe auch [4, 21]) an die Schutzeinrichtung prallt. Andere, von diesen Vorgaben abweichende Fahrzeuge oder Randbedingungen, wie sie in der Praxis zu erwarten sind, verursachen ggf. andere, von der Erstprüfung abweichende Reaktionen im Verhalten des Fahrzeugs und der Schutzeinrichtung. Dabei können sich dann auch Änderungen und Abweichungen zu den gemessenen Kraftverläufen ergeben, d. h. unter Praxisbedingungen können ggf. niedrigere oder höhere Kräfte auftreten.

Darüber hinaus können bei positiv geprüften Schutzeinrichtungen noch Resttragfähigkeiten vorhanden sein, die beim Anprall nicht in Anspruch genommen werden. Diese Tragfähigkeiten wurden bei der individuellen Bewertung der Systeme zwar qualitativ abgeschätzt und zur Bestimmung der Einwirkungen für das 4-m-Lastmodell mit herangezogen. Jedoch beruhen diese Abschätzungen nicht immer auf objektiven, nachvollziehbaren methodischen Herleitungen, meist stützt man sich auf Erfahrungen, ohne einer systematischen Vorgehensweise zu folgen. Die Ergebnisse sind deshalb mit gewissen Unsicherheiten behaftet. Die Resttragfähigkeiten und die ebenfalls nicht näher spezifizierten angenommenen Sicherheiten wurden bei der Einstufung in die 4-m-Lastmodelle berücksichtigt. Die Vergleichsrechnungen im Kapitel 3.7.3 zeigen eine weitestgehend ausreichende Übereinstimmung der maßgebenden Schnittgrößen, sodass davon ausgegangen werden kann, dass ein pauschaler Aufschlag für Resttragfähigkeit und Sicherheit im gewählten Einstufungsverfahren enthalten ist.

Die Anwendung der Einwirkungen in horizontaler und vertikaler Richtung nach DIN-Fachbericht 101:2009 [13] ist an einige Annahmen und Lastverteilungsmodelle gekoppelt, die im Wesentlichen auf den in den Leitfäden zum DIN-Fachbericht 102 [19] dokumentierten Beispielrechnungen beruhen (vgl. Erläuterungen unter Kapitel 3.7.3).

Dabei wird von einem 0,50 m breiten biegesteifen Anschluss der Schutzeinrichtung an die Kappe ausgegangen, was natürlich nicht der Realität entspricht. Des Weiteren wird eine Lastverteilung des Biegemomentes und der Horizontalkraft in der Kappe bis zum Kappenanschluss an den Kragarmrand angenommen. Diese Kräfte, das Moment und die Horizontalkraft wirken dann auf den eigentlichen Kragarm.

Die Bemessung der Kappenanschlussbewehrung erfolgt jedoch mit den Einwirkungen aus dem 1,25-fachen charakteristischen Widerstand der Schutzeinrichtung, also mit den Lasten, die eine Schutzeinrichtung im Maximalfall während des Versagens in die Kappe einleiten kann. Diese Herangehensweise ist nicht ganz konsequent und zum Teil widersprüchlich, jedoch durch das gewählte Modell zu begründen. Mit dem Lastmodell für die Kragarmbemessung wird zwar die Verteilung der Lasten über die Kappe angesetzt, jedoch ohne diese Lasten im Bauteil selbst (Kappe) und im Anschluss an den Kragarm nachzuweisen. So kann der tatsächlich vorhandene Effekt der lastverteilenden Wirkung der Kappe berücksichtigt werden und gleichzeitig darauf verzichtet werden, die in der Regel sehr hohen Lasten in der Kappe selbst nachzuweisen. Ein Nachweis mit diesen Lasten würde zu einer Überdimensionierung der Kappe und des Kappenanschlusses führen und wäre aufgrund der bisherigen Erfahrungen nicht gerechtfertigt.

Der lokale Bauteilnachweis der Kappe und der Kappenanschlussbewehrung erfolgt mittels der 1,25-fachen lokalen charakteristischen Widerstände der Schutzeinrichtung getrennt von der Bauwerksbemessung (Nachweis des Kragarms). Man könnte auch sagen, der tatsächliche Kraftfluss während des Anpralls im Zusammenspiel von Fahrzeug- und Reifenkontakt mit der Schutzeinrichtung und der Kappe bzw. dem Bauwerk lässt sich mit den bisher gewonnenen Erkenntnissen nicht eindeutig beschreiben, sodass für eine ausreichend sichere Bemessung entsprechende (Hilfs-)Modelle herangezogen werden müssen.

Das hier beschriebene Vorgehen aus Prüfung, Messung, Auswertung und Einwirkungsmodellen als Grundlage für eine Bemessung ist dabei eng mit der weiter oben beschriebenen Prüfanlage in München verknüpft und somit auch nicht ohne weiteres auf andere Prüfanlagen zu übertragen. Der Vorteil der gleichartigen, systematischen Auswertung über alle Bauweisen, wie beispielsweise

Schutzeinrichtungen aus Stahl, aus Ortbeton oder aus Betonfertigteilen geht einher mit dem Nachteil, dass einige bauartbedingte Besonderheiten dabei vielleicht nicht ausreichend berücksichtigt werden können. Beispielsweise ist bei Ortbetonwänden, die in Längsrichtung mit Betonstahl bewehrt werden, der Effekt zu beobachten, dass sich die Wand in der Anprallprüfung vor und hinter der 12 m langen Messbrücke abstützt und so als flacher Druckbogen oder als Biegeträger funktioniert. Dadurch besteht die Gefahr, Lasten von der Messbrücke auf die Bereiche vor und hinter der Brücke zu ziehen und so das Ergebnis ungünstig zu beeinflussen.

Unabhängig davon liegt mit dem vorgestellten Einstufungsverfahren zusammen mit dem beschriebenen Lastmodell eine Methode vor, die es ermöglicht, die Ergebnisse von Kräftermessungen während eines Anprallversuches nach DIN EN 1317 auf Bauwerken systematisch in das Lastmodell nach DIN-Fachbericht 101:2009 zu überführen. Für Brücken in Deutschland relevante Schutzeinrichtungen sind als Bauwerkssysteme in der Einsatzfreigabeliste (EFL) [20] für die Aufhaltestufen H1, H2 und H4b enthalten und mit den erforderlichen Angaben für die Bemessung versehen. Im Vergleich zu der im DIN-Fachbericht 101:2003 [12] genannten Kraft der horizontalen Einwirkung für den Anprall an Schutzeinrichtungen hat sich die einwirkende Horizontalkraft verdoppelt bzw. vervierfacht.

### 3.7.5 Anpassung des Auswerte- und Einstufungsverfahrens an DIN EN 1991-2

Mit dem ARS 22/2012 wurde die Umstellung der Regelwerke für die Berechnung und Bemessung von Brücken auf die europäischen Regelungen der Eurocodes zum Stichtag 1. Mai 2013 angekündigt. Im Zuge dieser Umstellung ist u. a. der DIN-Fachbericht 101:2009 [13] (FB) durch die DIN EN 1991-2 [16] (EC) ersetzt worden. Dabei sind im EC [16] gegenüber FB [13] einige Änderungen vorgenommen worden, die eine Anpassung der in Kapitel 3.7.2 beschriebenen Auswertesystematik nach sich ziehen.

#### Unterschiede

Die jeweils in den Kapiteln 4.7.3.3 dargestellten Regelungen im bisher geltenden FB [13] und in den neu geltenden EC [16] sind sehr ähnlich, unterscheiden sich jedoch in zwei wesentlichen Punkten:

I Der Lastangriffspunkt der Horizontalkraft befindet sich nach FB [13] 0,1 m unterhalb der Oberkante der Schutzeinrichtung oder mindestens 1 m über der Fahrbahn bzw. über dem Gehweg. Nach EC [16] wirkt die Horizontalkraft ebenfalls 100 mm unter der Oberkante der Schutzeinrichtung oder 1 m über der Fahrbahn bzw. dem Fußweg, wobei der kleinste Wert maßgebend ist. D. h. der Hebelarm für die Horizontalkraft ab OK-Kappe beträgt nach FB [13] mindestens 1 m und nach EC [16] maximal 1 m. Angenommen die Höhe einer Schutzeinrichtung beträgt 1,40 m, dann wäre die Lastangriffspunkt für die Horizontalkraft nach FB [13] bei 1,30 m und nach EC [16] nur 1 m (vgl. auch [10]).

Nach EC [16] ist demnach immer ein kleinerer Hebelarm maßgebend als nach FB [13] (vgl. Bild 49).

II Ein zweiter Unterschied ist die Größe der gleichzeitig anzusetzenden Vertikalkraft. Die in beiden Fällen zugrundeliegende Formel lautet:

$$V = 0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$$

Die Achslast  $Q_{1k}$  der Doppelachse TS beträgt sowohl im FB [13] als auch im EC [16] 300 kN. Lediglich der Anpassungsfaktor  $\alpha_{Q1}$  wird in DIN EN 1991-2 [16] gegenüber FB [13] von 0,8 auf 1,0 angehoben. Damit vergrößert sich die Vertikalkraft von bisher 180 kN um das 1,25-fache auf 225 kN.

#### Schnittgrößenvergleich

Der Schnittgrößenvergleich des Biegemomentes (Handrechnung) mit den Lastansätzen nach FB [13] und EC [16] zeigt für verschiedene Kragarm-längen das Verhältnis der Einspannmomente  $m_{Eds,EC}/m_{Eds,FB}$  (Bild 50 und 51). Dabei zeigen Werte  $> 1$  eine ausreichende Abdeckung der

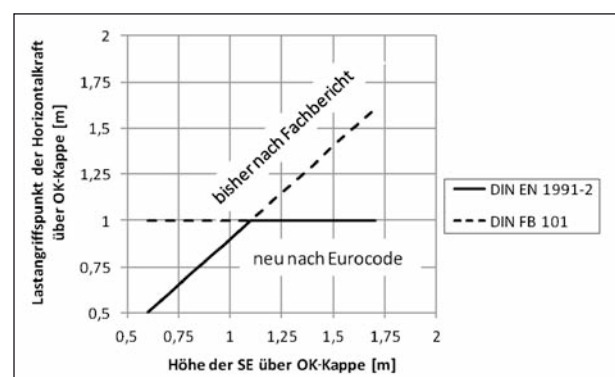


Bild 49: Lastangriffspunkt der Horizontalkraft in Abhängigkeit von der Höhe der Schutzeinrichtung

Biegebelastung des Kragarms, Werte < 1 signalisieren eine Unterschreitung gegenüber den nach FB angesetzten Einwirkungen.

Die Bilder 50 und 51 zeigen, dass bei 7 von 10 Bauwerkssystemen die Bemessungswerte der Biegemomente mit dem Lastansatz nach EC [16] immer mindestens genauso groß sind wie mit dem Lastansatz nach FB [13]. Bei diesen Systemen wird der gemäß EC geringere Hebelarm durch die (1,25-fache) Erhöhung der Vertikalkraft kompensiert.

Bei drei Bauwerkssystemen ist eine Unterdeckung der Biegebelastung am Kragarmanschnitt abzulesen (Bild 51, H4b-Systeme). Es handelt sich hierbei um Systeme, bei denen im Vergleich zur Einstufung nach FB [13] die Vertikalkraft nahezu unverändert bleibt ( $\geq 225$  kN) und gleichzeitig ein im Vergleich zum FB [13] geringerer Hebelarm für die Horizontalkraft anzusetzen ist (siehe I.). Dies führt schließlich dazu, dass nach EC [16] nun geringere Biege-

momente am Kragarmanschnitt auftreten als nach FB [13].

**Erweiterung des Verfahrens**

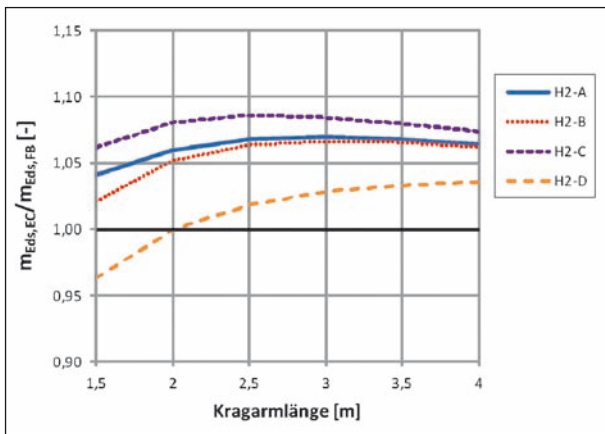
Zur Korrektur der im Schnittgrößenvergleich. aufgezeigten Unterdeckung wird der Hebelarm für diese Systeme, abweichend zu den Regelungen in DIN EN 1991-2, modifiziert, d. h. der Hebelarm wird für einzelne Systeme bedarfsweise auf Werte  $\geq 1$  m festgelegt. Für die in Bild 51 dargestellten H4b-Systeme C, E und F bedeutet das:

Der Lastangriffspunkt der Horizontalkraft muss, abweichend von der Begrenzung im EC auf maximal 1,00 m über OK-Kappe auf die nach FB gültigen Werte  $\geq 1$  m angehoben werden (Bild 51 C, E und F modifiziert). Beispielsweise wird der Hebelarm für das H4b-System C von 1,00 m auf 1,40 m angehoben (vgl. Bild 52).

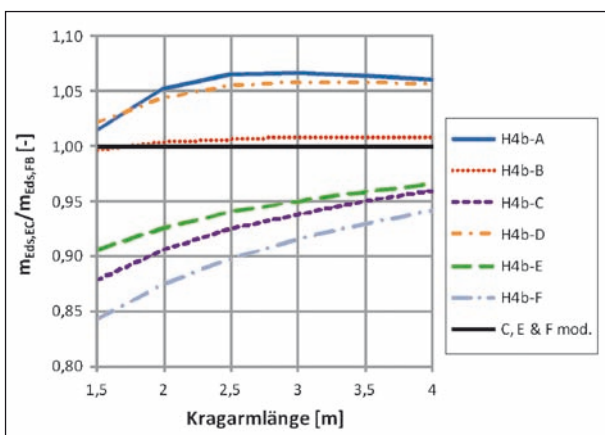
Das bedeutet, die bisherige Vorgehensweise bei der Einstufung nach DIN-Fachbericht 101:2009 [13] in die Klasse der Horizontalkraft bleibt bestehen und kann auf die Einstufung nach DIN EN 1991-2 [16] übertragen werden. Das Verfahren für die Bestimmung des Faktors  $f$  zur Anpassung der einwirkenden Vertikalkraft bleibt ebenfalls bestehen. Für die Anpassungen an den neuen unteren Grenzwert, der von  $V = 180$  kN auf  $V = 225$  kN angehoben wurde, wird  $f$  folgendermaßen angepasst:

$$f_{EC} = f_{FB} \times 0,8 \geq 1,0$$

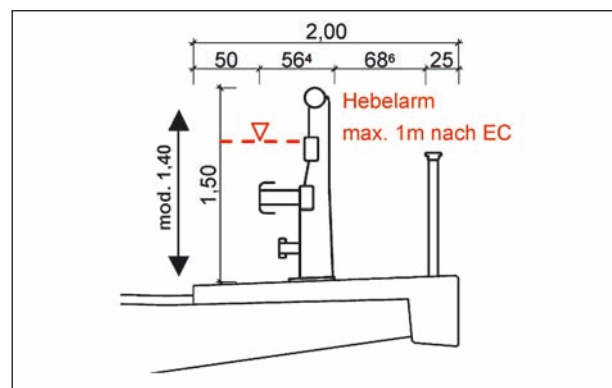
Bei Systemen mit Vertikalkraft-Anpassungsfaktoren von  $f_{FB} \geq 1,25$  bzw. nahe 1,25 ist im Bedarfsfall abweichend zu DIN EN 1991-2 [16] der Lastangriffspunkt der Horizontalkraft über OK-Kappe in Anlehnung an DIN-Fachbericht 101:2009 [13] auf Werte  $\geq 1,00$  m festzulegen.



**Bild 50:** Verhältnis der Bemessungswerte der Biegemomente am Kragarmanschnitt für H2-Systeme



**Bild 51:** Verhältnis der Bemessungswerte der Biegemomente am Kragarmanschnitt für H4b-Systeme



**Bild 52:** Beispielhafte Hebelarmanpassung für das System H4b-C zur Einstufung nach DIN EN 1991-2

Bezeichnung	Aufhaltestufe	Einstufung nach DIN Fachbericht 101:2009		Einstufung nach DIN EN 1991-2		
		Klasse der Horizontalkraft nach Kapitel 4.7.3.3 (1)	Faktor f zur Anpassung der einwirkenden Vertikalkraft	Klasse der Horizontalkraft nach Kapitel 4.7.3.3 (1)	Faktor f zur Anpassung der einwirkenden Vertikalkraft	Lastangriffspunkt von H über OK-Kappe in m (x $\Delta$ DIN EN 1991-2)
EDSP 1,33 BW	H1	A	1,00	A	1,00	x
Super-Rail Eco BW	H2	B	1,00	B	1,00	x
Super-Rail light BW	H2	B	1,00	B	1,00	x
Super-Rail BW	H2	B	1,00	B	1,00	x
Mega Rail bw	H2	C	1,35	C	1,08	1,00
DB AS80-R (Bauwerk)	H2	C	1,00	C	1,00	x
Spengler SB 90 BW	H2	C	1,45	C	1,16	1,00
LT 101 (Bauwerk)	H2	B	1,00	B	1,00	x
TSS Softbaer-Bridge (Bauwerk)	H2	B	1,10	B	1,00	x
Deltablock 100AS-R/6M, Zugverbindung K280	H4b	C	1,00	C	1,00	x
Super Rail Plus auf Bauwerk (SR-Plus-BW)	H4b	C	1,20	C	1,00	x

Tab. 9: Einstufung nach DIN EN 1991-2 [16]

Tabelle 9 zeigt eine Übersicht von in der Einsatzfreigabeliste enthaltenen Schutzeinrichtungen und deren Einstufung nach DIN EN 1991-2 [16] gemäß der vorher beschriebenen Vorgehensweise. Neben Angaben zum Lastangriffspunkt, zum Faktor für die Anpassung der Vertikalkraft und der jeweiligen Horizontallastklasse sind dort vergleichend auch die entsprechenden Angaben für die Einstufung nach DIN-Fachbericht 101:2009 [13] dargestellt.

### 3.8 1,25-facher lokaler charakteristischer Widerstand der Schutzeinrichtung

Das Bauteil, auf dem die Schutzeinrichtung angeordnet ist, sollte lokal für eine außergewöhnliche Einwirkung bemessen werden, die mindestens dem 1,25-fachen des lokalen charakteristischen Widerstandes der Schutzeinrichtung entspricht (z. B. der Widerstand der Verbindung der Schutzeinrichtung mit dem Tragwerk). Andere veränderliche Lasten sollten dabei nicht berücksichtigt werden. Diese Anforderung wird so in den DIN EN 1991-2 [16] unter Kapitel 4.7.3.3 (2) formuliert. Damit soll sichergestellt werden, dass bei der ultimativ auftre-

tenden Belastung der Schutzeinrichtung, die im Wesentlichen dem Versagen der Schutzeinrichtung entspricht, das Bauteil, auf dem die Schutzeinrichtung angeordnet ist, keinen Schaden nimmt.

Bei dem Bauteil, auf dem die Schutzeinrichtung angeordnet ist, handelt es sich in der Regel um eine Betonkappe, die über Anschlussbewehrung am Kragarmrand an das Bauwerk angeschlossen wird. Die Kappe übernimmt neben ihrer schützenden Funktion für den Überbau im Zusammenwirken mit der Schutzeinrichtung vor allem die Weiterleitung und die Verteilung der bei einem Fahrzeuganprall auftretenden Kräfte in den Überbau.

Das bedeutet für alle auf Bauwerken zum Einsatz kommenden Schutzeinrichtungen, dass diese aus dem maximal möglichen Tragverhalten der einzelnen Systeme zu bestimmenden Schnittgrößen als lokale 1,25-fache Einwirkung auf die Bauwerkskappe anzusetzen sind. Um eine ausreichende Bemessung sowohl der Kappe als auch des Kappenanschlusses an das Bauwerk sicherzustellen, ist es wichtig, diese Traglasten zu kennen.

Die Ermittlung der Traglasten an bisher bekannten Schutzeinrichtungen führten zu einer Anpassung

der in den Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-ING [11]) dargestellten Kappenanschlussbewehrung von  $\varnothing 12/40$  cm auf  $\varnothing 14/20$  cm (Kap 1 bis 4). Die Bewehrung für die Betonkappe konnte im Wesentlichen unverändert beibehalten werden. Mit Einhaltung dieser RiZ-Vorgaben kann bei Neubauten der lokale Nachweis in der Regel ohne Schwierigkeiten erfüllt werden. Bei bestehenden Bauwerken, die mit Schutzeinrichtungen nachgerüstet werden sollen bzw. müssen, welche die Verkehrssicherheit durch höhere Aufhaltestufen verbessern, sind oftmals genauere Untersuchungen lohnenswert. Die Kappenanschlussbewehrung älterer Bauwerke ist häufig nur gering und muss ggf. aufwändig ergänzt werden. Schutzeinrichtungen mit geringem lokalem charakteristischem Widerstand können dabei helfen, die Ertüchtigung des Kappenanschlusses zu vermeiden bzw. den erforderlichen Aufwand hierfür zu begrenzen. Um die Bestimmung der charakteristischen Widerstände der Schutzeinrichtungen für jeden Einzelfall zu vermeiden, wurde das Einsatzfreigabeverfahren um diese Anforderung ergänzt. Dies geschah zur Vereinheitlichung und Vereinfachung der Bemessung für den Einsatz der Schutzeinrichtungen auf bestehenden Bauwerken und auch, um den oben genannten normativen Anforderungen zu genügen.

Bei der Ermittlung des lokalen charakteristischen Widerstandes von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken sind Schutzeinrichtungen aus Stahl und aus Beton zu unterscheiden. Das Tragverhalten von Stahlssystemen ist gekennzeichnet durch das Versagen der Pfosten und/oder der Befestigung auf der Kappe unter Berücksichtigung des Tragverhaltens in Längsrichtung (z. B. Zugbandwirkung des Holms). Im Gegensatz dazu tragen schwere Betonschutzeinrichtungen i. d. R. die Kräfte beim Anprall über Reibung in die Kappe ein. Diese Unterschiede sind bei der Berechnung entsprechend zu beachten und führen zu den nachfolgend beschriebenen Vorgehensweisen. Außerdem können aus dem beobachteten Verhalten der Schutzeinrichtung während der Anprallprüfung Erkenntnisse für die Berechnung der maximal auftretenden Einwirkung auf die Kappe gewonnen werden.

### 3.8.1 Schutzeinrichtungen aus Stahl

Schutzeinrichtungen aus Stahl, die i. d. R. mindestens einen Holm in Längsrichtung besitzen, der in regelmäßigen Abständen an den Stahlpfosten befestigt wird, werden über an die Pfosten an-

geschweißte Fußplatten mit Verbunddübeln oder Betonschrauben auf der Betonkappe befestigt. Bei Fahrzeuganprall lässt sich das Tragverhalten bis zum Bruch in zwei Verhaltensweisen unterteilen: Es kann zu einem Versagen des Pfostens kommen, wenn die Traglast an der Einspannstelle des Übergangs Pfosten/Fußplatte erreicht wird, oder die Befestigungsmittel (z. B. Verbundanker) erreichen ihre Traglast und führen so zu einem Versagen.

#### Pfostenversagen

Das Versagen der Pfosten geschieht bei zunehmender horizontaler Einwirkung in Holmhöhe bis zum Erreichen der plastischen Querschnittstragfähigkeit des Pfostens an der Einspannstelle der Fußplatte. Für eine realistische und ausreichend sichere Abschätzung ist auch die stützende Wirkung des Holms durch die Ausbildung eines horizontalen Zugbandes im statischen System zu berücksichtigen (siehe auch [39]). Neben Querschnitts- und Werkstoffkennwerten der Pfosten und anderer Bauteile können das beobachtete Verhalten der Schutzeinrichtung beim Anprallversuch sowie weitere Versuche Grundlage der Betrachtungen sein. Die Betrachtung des Pfostenversagens liegt für die Bestimmung des charakteristischen Widerstandes immer auf der sicheren Seite, weil für den Fall, dass der charakteristische Widerstand der Befestigung über Ankerplatte und Verbunddübel oder Betonschraube größer wäre als der Pfostenwiderstand, immer der Pfosten zuerst versagen würde und somit die Befestigung nicht mehr weiter beansprucht werden könnte. Im umgekehrten Fall würde ein Versagen schon vor Erreichen des charakteristischen Pfostenwiderstandes eintreten.

Die beschriebene Ermittlung des lokalen charakteristischen Widerstandes über die maximal mögliche Pfostentragfähigkeit muss immer erfolgen, da hiermit eine ausreichend genaue, auf der sicheren Seite liegende mögliche Maximalbelastung von Kappe und Kappenanschluss sichergestellt werden kann.

#### Versagen der Befestigung (optional)

Die Ermittlung des lokalen charakteristischen Widerstandes über das Versagen der Befestigung ist aufgrund der vielen möglichen, schwer kalkulierbaren Einflüsse auf die Versagenslast der Dübel oder Schrauben hier nur als Option beschrieben und nicht zwingend erforderlich, jedoch grundsätzlich möglich. Bei der Ermittlung sind dann jedoch

einige Besonderheiten zu berücksichtigen, die im Folgenden beschrieben werden.

Hinweise auf die Art des Versagens können aus den Versuchsergebnissen der Anprallprüfungen gewonnen werden. Oft lassen sich daraus jedoch nicht unbedingt eindeutige Versagensmechanismen ableiten. Bei einem ideal ausgeprägten Pfostenversagen sind die Pfosten im Bereich der Schweißnaht auf der Fußplatte an- bzw. abgerissen, und die Fußplatte bleibt weiterhin kraftschlüssig über Verbunddübel oder Betonschrauben auf der Betonkappe befestigt. Im Falle des Versagens der Befestigung sind die Dübel oder die Schrauben entweder abgesichert, aus dem Beton gezogen (mit oder ohne Betonausbruch) oder es liegt ein kombiniertes Quer- und Zugkraftversagen vor.

Die Ermittlung der maximal möglichen Versagenslasten ist dann abhängig von der geometrischen Anordnung der Befestigungen und dem beobachteten bzw. dem unterstellten ungünstigsten Versagensmechanismus. Da es um die Ermittlung eines oberen Grenzwertes der möglichen Tragfähigkeit geht, sollten hier auch Überfestigkeiten des Kappenbetons berücksichtigt werden. Die in den Zulassungen der Befestigungsmittel angegebenen Tragfähigkeitswerte sind für die hier notwendige Betrachtung der maximal möglichen Tragfähigkeiten i. d. R. zu gering. Außerdem ist davon auszugehen, dass die Qualität der Ausführung und die Betonqualität, insbesondere häufig auftretende Überfestigkeiten des Betons, großen Einfluss auf die mögliche Tragfähigkeit der Befestigung haben. Unter Umständen sind zur zweifelsfreien Feststellung des lokalen charakteristischen Widerstandes der Befestigung Versuche durchzuführen und auszuwerten.

### 3.8.2 Schutzeinrichtungen aus Beton

Beim Anprall von schweren Fahrzeugen an Schutzeinrichtungen aus Betonfertigteilen oder Ortbeton auf Bauwerken stellt sich eine Verschiebung der Betonschutzwand auf der Betonkappe ein. Die massiven Schutzwände aus Beton sind i. d. R. mit einer Lagesicherung auf der Kappe befestigt, die im Anprallfall absichert. Die Beanspruchung der Kappe ergibt sich damit durch ein Verschieben der Wand auf der Kappe. Dafür muss die Reibung zwischen der Gleitwand und der Kappe überwunden werden. Im ungünstigen Fall des Auffahrens eines Fahrzeugs auf die dem Verkehr zugewandten Seite der Schutzeinrichtung werden außer dem Eigen-

gewicht der Betonschutzwand auch vertikale Achslasten zur Bestimmung der horizontalen Widerstandskraft auf der Kappenoberkante wirksam.

In Anlehnung an DIN EN 1991-2 [16] wird zur Ermittlung des lokalen charakteristischen Widerstandes von Betonschutzwänden von folgendem ungünstigen Szenario ausgegangen:

- Auffahren einer Tandemachse mit den äußeren beiden Rädern auf die Betonschutzwand, Achsabstand 1,20 m und Radaufstandsfläche 40 cm x 40 cm.
- Um eine Wirkung der Vertikalkraft aus dem Fahrzeug über die Betonschutzwand zu erzielen, müssen die Räder ein Mindestmaß an Höhe beim Auffahren auf die Schutzwand erreichen. Im Allgemeinen ist davon auszugehen, dass eine Auffahrhöhe von ca. 20 cm ausreichen sollte, die vertikalen Radlasten in die Betonschutzwand zu leiten.
- Die Lastverteilungslänge der Achslast setzt sich aus Achsabstand, Radaufstandsfläche und einer Lastverteilung unter 45° in der Betonschutzwand zusammen.
- Die vertikale Achslast wird, in Anlehnung an DIN EN 1991-2, Kapitel 4.7.3.3 (1), festgelegt:  

$$0,75 \times \alpha_{Q1} \times Q_{1K} = 0,75 \times 1,0 \times 300 = 225 \text{ kN}.$$
- Der Reibungsbeiwert Beton/Beton schwankt je nach Oberflächenbeschaffenheit zwischen 0,5 und 1,2. Um alle Unwägbarkeiten sicher abzudecken sollte  $\mu = 1,2$  angesetzt werden.

### 3.9 Bemessung Neubau und Bestand

Im DIN-Fachbericht 101 [13] und in den DIN EN 1991-2 [16] ist jeweils ein zweiteiliger Nachweis für den außergewöhnlichen Lastfall „Anprall an Schutzeinrichtung“ vorgesehen. Mit den Regelungen nach Kapitel 4.7.3.3 (1) in [13, 16] wird der Bauwerksnachweis (Kragarmanschnitt) und nach Kapitel 4.7.3.3 (2) in [13, 16] der lokale Nachweis des Bauteils (Kappe) geführt, auf dem die Schutzeinrichtung befestigt wird.

Der lokale Nachweis der Kappe und des Kappenanschlusses an das Bauwerk mit den 1,25-fachen lokalen charakteristischen Widerständen ist dabei sowohl für den Neubaufall als auch für bestehende Bauwerke mit den entsprechenden lokalen charak-



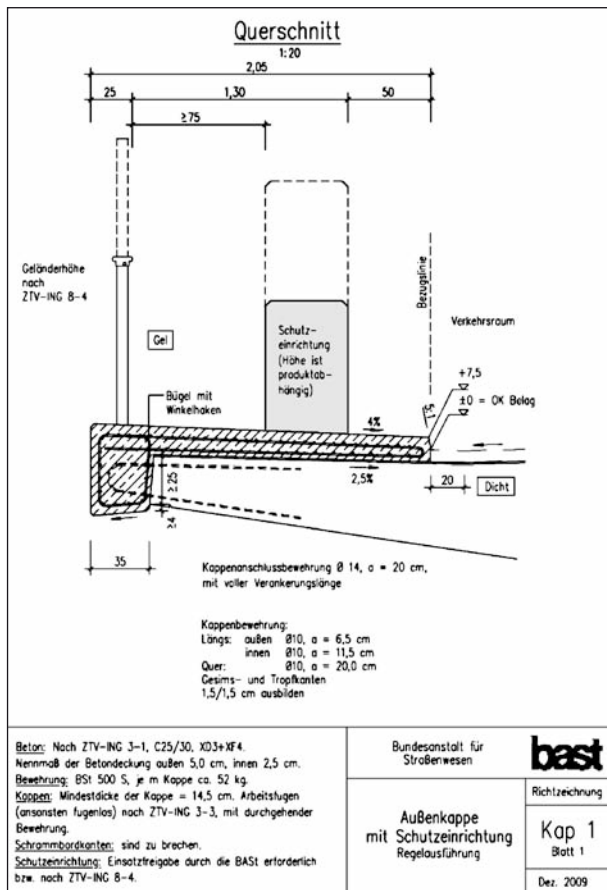
teristischen Widerständen der Schutzeinrichtungen (Einsatzfreigabeliste [20]) zu führen. Insbesondere bei bestehenden Bauwerken muss für den Anschluss der Kappe an den Kragarm mittels bügel-förmiger oder nachträglich eingebohrter Bewehrungsstäbe auf der Stirnseite des Kragarmendes ein solcher Nachweis geführt werden.

Im Neubaufall sind mit der Anwendung der Regelungen in den Richtzeichnungen Kap 1 bis Kap 4 und unter Verwendung der in der Einsatzfreigabeliste enthaltenen Schutzeinrichtungen auf Bauwerken diese Nachweise erfüllt. D. h. Mindesthöhe der Stirnseite am Kragarmende 25 cm, Kappenanschlussbewehrung mind. Ø 14, a = 20 cm, Geometrie, Betonqualität etc. wie in den Richtzeichnungen und den ZTV-ING dargestellt (vgl. Bild 53). Im Bedarfsfall sind auch davon abweichende Lösungen, z. B. mit Einsatz von Tellerankern oder Kombinationen von Tellerankern und Kappenanschlussbewehrung möglich. Weitere Hinweise und Lösungsmöglichkeiten werden in [39] beschrieben.

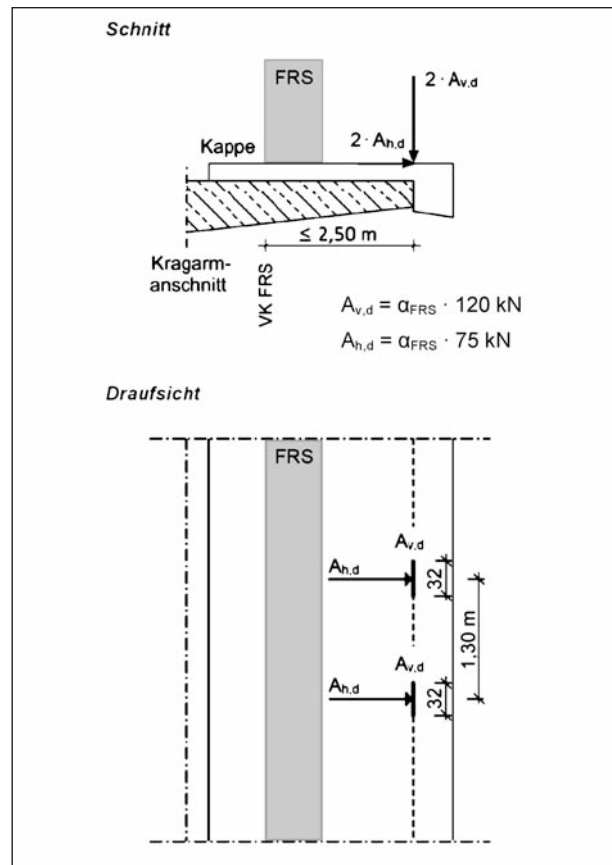
Auf Grundlage der in [39] dargestellten Ergebnisse wurde ein alternatives Lastmodell für den Bau-

werksnachweis nach Kapitel 4.7.3.3 (1) entwickelt und in der 1. Ergänzung der Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) Ausgabe 05/2011 [44] veröffentlicht. Dieses Modell orientiert sich, gemäß den Erkenntnissen aus [39], mehr an den möglicherweise maximal auftretenden Achslasten. Die Hauptbelastung folgt dabei aus den vertikalen Einwirkungen und nicht wie im normativen Modell aus den horizontalen Einwirkungen (vgl. Bild 54).

Die in [39] vorgenommenen Auswertungen von Anprallversuchen zeigten einen maßgeblichen Zusammenhang zwischen den gemessenen Vertikalkräften und dem Einspannmoment. Im normativen Modell jedoch ist eine Variation der einwirkenden Vertikalkraft nicht vorgesehen, das Modell stützt sich auf die stufenweise Anhebung der einwirkenden Horizontalkräfte. Bei der Definition des Modells ging man von einer Wankbewegung – einer Drehung um die Längsachse – des Fahrzeuges aus (siehe auch Kapitel 3.5), die sich beim Anprall an eine Schutzeinrichtung einstellt. Im Extremfall wird die gesamte Achslast des Fahrzeuges auf das äußere Rad verlagert.



**Bild 53:** Konstruktive Ausbildung der Außenkappe für den Standardfall, RiZ Kap 1 Blatt 1 Dez. 2009



**Bild 54:** Alternatives Lastmodell für den Lastfall Anprall an Schutzeinrichtungen nach 1. Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie, 04/2015 [44]

In Anlehnung an die in DIN EN 1991-2 [16] beschriebenen Achslasten von Lastkraftwagen wurde dabei eine Doppelachse mit einer Achslast von jeweils 120 kN im Abstand von 1,30 m zugrunde gelegt. Durch den Umlenkprozess wirkt gleichzeitig noch eine horizontale Komponente nach außen, die im Modell mit zweimal 75 kN veranschlagt wurde. Zunächst wurde angestrebt, ein von der jeweiligen Schutzeinrichtung, von der Bauart – ob Stahl oder Beton – und der Aufhaltestufe völlig unabhängiges Lastmodell zu entwerfen. Unter Betrachtung der in [39] gewonnenen Erkenntnisse und unter Berücksichtigung einer blockweisen Auswertung der betrachteten Versuche gelangte man jedoch im Zuge des Forschungsvorhabens [39] zu der Überzeugung, mittels Erhöhungsfaktoren die einwirkenden Kräfte im Bedarfsfall anzupassen. Die Lasterhöhungsfaktoren  $\alpha_{FRS}$  sind in der Einsatzfreigabeliste angegeben (vgl. Bild 55).

Mit diesem vom normativen Ansatz abweichenden, wirklichkeitsnäheren vertikalkraft-dominierten Einwirkungen kann der Bauwerksnachweis bei bestehenden Bauwerken in einigen Fällen noch erfüllt werden, während der horizontalkraft-basierte normative Nachweis nicht mehr erbracht werden kann. Gelegentlich lassen sich somit sonst erforderliche, aufwendige Ertüchtigungsmaßnahmen vermeiden.

## 4 Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken

### 4.1 Allgemeines

Die Anforderungen daran, welche Schutzeinrichtungen auf einer Brücke erforderlich sind, wie diese beschaffen sein sollen, wie sie aufgestellt und befestigt werden sollen sowie auch wie deren Übergang auf die Strecke vor und hinter dem Bauwerk gestaltet sein soll, wurden mit Einführung der RPS 2009 [4] und der damit einhergehenden Umstellung auf die europäischen Prüfnormen [21] völlig neu geregelt.

Bis dahin war es möglich, mehr oder weniger standardisierte Lösungen zu verwenden, wie sie z. B. in den RiZ-ING [11] dargestellt waren. Dies und die geringe Anzahl möglicher, lange Zeit vermeintlich bewährter Systeme wie z. B. der EDSP mit Geländer einschließend der dafür geregelten Befestigungen auf Beton und auf Stahl ermöglichten es, den Aufwand für den Entwurf und die Ausführung im Zusammenhang mit dem Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken auf ein absolutes Mindestmaß zu beschränken und gleichzeitig für fast alle Erfordernisse eine (Standard-)Lösung zur Verfügung zu stellen.

zusätzliche Anforderungen SE auf Bauwerk											
Modulbezeichnung	Systemname	Aufhaltestufe	Wirkungsbereichsklasse	Anprallheftigkeitsstufe	Klasse der Horizontalkraft nach 4.7.3.3 (1)	Faktor f zur Anpassung der einwirkenden Vertikalkraft	Lastangriffspunkt von H über OK Kappe [m] ( $x \pm$ DIN EN 1991-2)	Anprallversuch unter Mitwirkung des Geländers	1,25-facher lok. charakt. Widerstand der Schutzeinrichtung nach 4.7.3.3 (2)		Lasterhöhungsfaktor $\alpha_{FRS}$ für Anpralllasten an FRS auf bestehenden Brücken gemäß Nachrechnungsrichtlinie 10.1.5
									Moment m [kNm/m]	Horizontalkraft h [kN/m]	
Einstufung nach DIN EN 1991-2											
<b>M07</b>	<b>Easy Rail</b>										
4	EDSP 1.33 BW, Geländer, H1	H1	W5*	A	A	1,00	x	x	4,8	9,6	1,00
<b>M08a</b>	<b>Delta Bloc 80 AS</b>										
6	DB 80AS-R (Bauwerk), H2	H2	W4	B	C	1,00	x		-	196	1,00
<b>M08b</b>	<b>Delta Bloc 100</b>										
2	DB 100AS-R H4b (Bauwerk)	H4b	W5	B	C	1,00	x		-	205	1,15

Bild 55: Auszug aus der Einsatzfreigabeliste mit Angabe der Lasterhöhungsfaktoren gemäß Nachrechnungsrichtlinie 1. Ergänzung 04/2015 [44]

Mit diesen (alten) Schutzeinrichtungen wird bei weitem nicht das hohe Rückhaltevermögen erreicht, welches mit den nach DIN EN 1317-2 [17] geprüften Schutzeinrichtungen der Aufhaltestufen H2 und H4b erzielt werden kann. Der passive Schutz an Straßen sowohl für die Fahrzeuginsassen als auch für unbeteiligte Dritte wird dadurch unbestritten verbessert.

Mit der neuen an den europäischen Prüfnormen (DIN EN 1317 [21]) orientierten Vorgehensweise, muss der Hersteller oder Anbieter von Schutzeinrichtungen zunächst entsprechend genormte Prüfungen an seinem System durchführen und diese anschließend von einer unabhängigen und dafür (europäisch) notifizierten Zertifizierungsstelle gemäß den normativen Anforderungen bewerten und zertifizieren lassen. Erst dann dürfen die CE-gekennzeichneten Schutzeinrichtungen auf dem Markt frei gehandelt werden.

Zusammen mit den RPS 2009 [4], die den Einsatz und die Anwendung von nach DIN EN 1317 [21] geprüften Fahrzeug-Rückhaltesystemen an Straßen in Deutschland regeln, wurde mit dem Einsatzfreigabeverfahren [24] das Ziel verfolgt, ein bundesweit einheitliches und anforderungsgerechtes Sicherheitsniveau zu etablieren. Die Zertifizierung eines Fahrzeug-Rückhaltesystems alleine reicht nicht aus, um nachzuweisen, dass es für den jeweiligen Einsatzort, z. B. den Einsatz auf einer Brücke, geeignet ist. Um dies zu beurteilen sind weitere Bedingungen zu beachten, die als Einsatzfreigabekriterien formuliert und veröffentlicht wurden [24]. Systeme, welche die aufgestellten Kriterien erfüllen, werden in der Einsatzfreigabeliste aufgeführt und können verkehrssicher in Deutschland eingesetzt werden. Eine solche Vorauswahl erleichtert es den Straßenbauverwaltungen mit überschaubarem Aufwand den Entwurf, die Ausschreibung und die Vergabe im Bereich der Bundesfernstraßen zu bewältigen. Es ist eine Hilfestellung, da sonst in jedem einzelnen Fall bzw. für jedes Vorhaben die erforderlichen Anforderungen definiert und anschließend geklärt werden müsste, welche Systeme für den benötigten Einsatzzweck geeignet sind. Dies ist mit noch höherem Aufwand verbunden, als ohnehin durch die neue Vorgehensweise entstanden ist. Erläuterungen zu den Hintergründen, den Zielen, dem modularen Aufbau und zur Umsetzung des Einsatzfreigabeverfahrens enthält [26].

Inwieweit dieses Vorgehen letztlich im Einklang mit der europäischen Verordnung zur Festlegung

harmonisierter Bedingungen für die Vermarktung von Bauprodukten, der sogenannten Bauproduktenverordnung – BauPVO [25], steht, kann und soll hier nicht weiter erörtert werden. Vielmehr sollen die folgenden Ausführungen dazu dienen, die technischen Hintergründe für getroffene Regelungen in den ZTV-ING 8-4 [5] sowie auch für die Einsatzkriterien im Bereich von Brücken im Zusammenhang mit dem Einsatzfreigabeverfahren zu erläutern.

## 4.2 Erläuterungen zu den ZTV-ING 8-4

Die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING) [28] regeln für den Bereich der Bundesfernstraßen u. a. die vertragliche Beziehung zwischen der den Auftrag gebenden Straßenbauverwaltung und der ausführenden Firma. Sie beinhalten Regelungen, die dem Stand der Technik und anderen geltenden Richtlinien entsprechen, und die dazu dienen, ein bundesweit einheitliches hohes Qualitäts- und Ausführungsniveau von Brücken und Ingenieurbauten sicherzustellen.

Der Teil 8 der ZTV-ING befasst sich mit der Bauwerksausstattung, der dortige Abschnitt 4 mit Rückhaltesystemen, vormals Absturzsicherungen. Im Vorlauf zur aktuellen Fassung des Teils 8, Abschnitt 4 mit Stand 2013/12, wurden erste wichtige Regelungen bereits mit einem Hinweisblatt [29] im Jahr 2010 veröffentlicht.

Das Hinweisblatt als Vorläufer der ZTV-ING 8-4 enthielt Regelungen zum Einsatz von Fahrzeug-Rückhaltesystemen auf Brücken und Ingenieurbauwerken, die fast vollständig in den späteren Regelwerkstext übernommen wurden. Mit der Aussage, dass nur Systeme verwendet werden sollen, die in der Einsatzfreigabeliste enthalten sind, war es direkt mit dem Einsatzfreigabeverfahren verknüpft.

Der alte Abschnitt 4 „Absturzsicherungen“ beinhaltete bis dahin nur Regelungen zu Geländern aus Stahl und aus Aluminium. Sie wurden in den neuen Abschnitt 4 „Rückhaltesysteme“ übernommen, an einigen Stellen angepasst, ergänzt und mit dem Kapitel „Fahrzeug-Rückhaltesysteme“ vervollständigt. Im Allgemeinen Kapitel wird zunächst die standardmäßige Verbindung zum Teil 1 „Allgemeines und der normative Bezug zu den Bemessungsregelwerken des Eurocodes“, zur Produktnormenreihe für Fahrzeug-Rückhaltesysteme (DIN EN 1317-1 bis 5 [21]) und zur RPS [4] hergestellt.

#### 4.2.1 Fußgänger-Rückhaltesysteme

Die Normenreihe DIN EN 1317 [21] besteht aus insgesamt 8 Teilen, wobei der Teil 6 Fußgänger-Rückhaltesysteme – Brückengeländer keine Norm im eigentlichen Sinne darstellt, sondern als DIN CEN/TR 1317-6 [23] bzw. DIN SPEC veröffentlicht wurde. Er hat somit „nur“ den Status eines Technical Reports, einer Technischen Regel, die in einer Art Sachstandsbericht Erkenntnisse, Daten usw. aus Normungsvorhaben zum Inhalt haben. Er enthält Informationen über den Stand der Normung und kann bei späteren Normungsarbeiten als Grundlage dienen.

Der Teil 6 wurde deshalb explizit nicht in Bezug genommen, da man die dort beschriebenen technischen und geometrischen Anforderungen als auch die dortigen Prüfverfahren für nicht zweckdienlich hielt. Man konnte so für Brückengeländer das bisherige Vorgehen weitestgehend aufrechterhalten, sodass eine europäische Anpassung nicht notwendig war.

Obwohl sich die Ausbildung der Geländer, wie in den RiZ-ING dargestellt, kaum verändert hat, mussten durch die Umstellung der Bemessungsnormen auf den Eurocode auch bezüglich der Regelwerke für Ausführung und Herstellung Anpassungen vorgenommen werden. Statt der bisher in Bezug genommenen DIN 18800-7 [30] muss nach dem neuen Konzept für die Ausführung nun die DIN EN 1090 [31-33] beachtet werden. Dabei wird die Herstellung von Geländern in die Ausführungsklasse 2 (EXC 2) eingestuft. Die Ausführungsklassen 1 bis 4 (EXC: execution class) treten damit anstelle der Herstellerqualifikation Klasse A bis E nach den vormals geltenden DIN 18800-7 [30].

#### Horizontale Füllstäbe

- ZTV-ING 8-4 2.1 (2) fordert:  
„Horizontale Füllstäbe sind nur zulässig, wenn ein Übersteigen anderweitig verhindert wird.“

Mit dem bisherigen Verbot von horizontalen Füllstäben in Geländern sollte das Risiko des Übersteigens oder ein erleichtertes Klettern auf das Geländer vermieden wird (Leitereffekt). Um jedoch z. B. im innerstädtischen Bereich auch architektonisch gestaltete Geländer mit horizontalen Füllstäben nicht von vornherein auszuschließen, wurde nun eine positive Formulierung aufgenommen, verknüpft mit der Forderung, ein Übersteigen ander-

weitig zu verhindern. Dem Übersteigen kann beispielsweise konstruktiv vorgebeugt werden, indem das Geländer insgesamt ausreichend stark nach innen geneigt wird oder mittels einer nach innen abgesetzten Handlaufkonstruktion.

#### Drahtseil im Handlauf

- ZTV-ING 8-4 2.1 (3):  
„Bei Straßenbrücken und anderen Ingenieurbauwerken mit einer Länge von  $\geq 20$  m zwischen den Flügelenden ist der Handlauf von Geländern mit Drahtseil auszubilden.“

Die historisch begründete Anforderung, in den Handlauf von Stahlgeländern ein Drahtseil einzulegen, wurde in die Neufassung übernommen. Die Anforderung an sich stammt vermutlich aus den 1960er Jahren, als man sich aus Gründen der Verkehrssicherheit dafür entschieden hat, mit einem so gestalteten Zugband im Handlauf des Brückengeländers eine zweite nachgebende, wirksame Barriere zu errichten für den Fall, dass ein gelegentliches Überqueren des Leitsystems (heute als Schutzeinrichtung bezeichnet) durch ein Fahrzeug nicht verhindert werden kann [34]. Um die Ausbildung des Zugbandes sicherzustellen, wurde ab ca. 1992 in den RiZ-ING [11] eine erforderliche Mindestlänge von 20 m festgelegt. Bei dem Drahtseil handelt es sich somit um ein zusätzliches

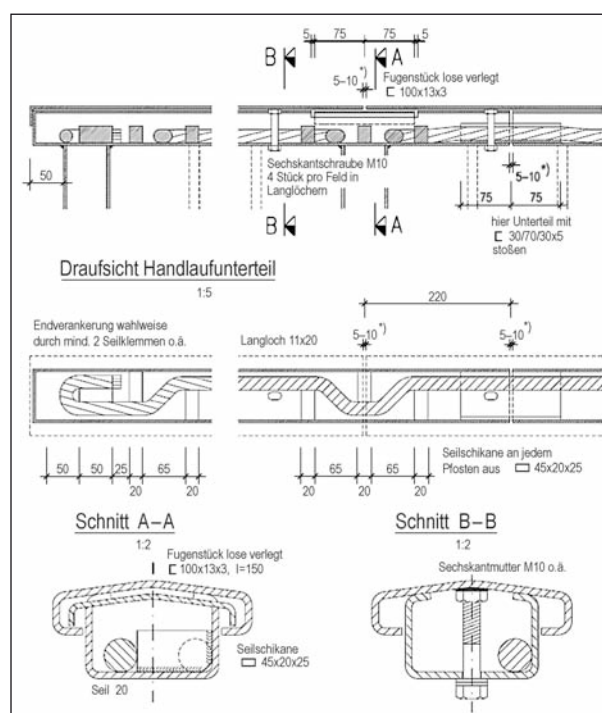


Bild 56: Drahtseil im Handlauf, Auszug RiZ Gel 10 [11]

Sicherheitselement, auf das man standardmäßig nicht verzichten möchte, obwohl es für die nachgewiesene Rückhaltewirkung einer Schutzeinrichtung nicht zwingend notwendig ist.

- ZTV-ING 8-4 2.2.2 (3):  
„Als Drahtseil kommt ein vorgeformtes (spannungsarmes) Rundlitzenseil mit einem Seilnennendurchmesser von 20 mm nach DIN EN 12385-4 6 x 19- oder 6 x 37-SFC 1770 A sZ zum Einsatz.“

Die 6 Litzen des 20 mm dicken Seiles bestehen aus jeweils 19 oder 37 Seildrähten, die sich schraubenlinienförmig um einen Kern aus einer Chemiefaser-einlage (SFC) winden. Das Seil ist im Kreuzschlag (sZ) gefertigt, was bedeutet, dass die Drähte in den Litzen die entgegengesetzte Schlagrichtung haben als die Litzen im Seil. Das A steht für die Anforderung an die Verzinkung, Klasse A nach DIN EN 10264-3 entspricht in etwa der vormals gültigen Anforderung einer Dickverzinkung (di zn).

Durch Vorformung von Drähten und Litzen vor der Verseilung wird ein spannungsarmer Zustand erreicht, der dazu führt, dass bei einem Drahtbruch oder beim Lösen der Abbindung am Seilende die Drähte und Litzen nur wenig aus dem Verband herausfedern.

### Geländerabschluss

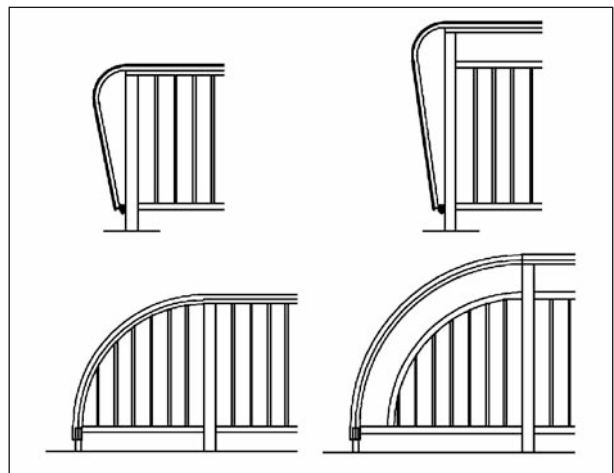
- ZTV-ING 8-4 2.1 (4):  
„Auf Brücken ohne Anordnung von Fahrzeug-Rückhaltsystemen ist an den Enden von Geländern der Handlauf abzusenken oder umzulenken, um ein Eindringen in frontal anprallende Fahrzeuge zu vermeiden.“

Bei Brücken mit einer lichten Weite von weniger als 10 m und bei Durchlässen richtet sich die Notwendigkeit einer Schutzeinrichtung und die Festlegung der erforderlichen Aufhaltestufe gemäß RPS [4] nicht nach den für Brücken und Stützwände definierten Anforderungen (Tabelle 5 der RPS, vgl. Tabelle 7), sondern nach denen für die freie Strecke. In diesen Fällen kann es vorkommen, dass keine Schutzeinrichtung auf der (kurzen) Brücke erforderlich ist. Unter diesen Umständen wird das Ende eines Geländers nach Gel 3 bis 6 gem. RiZ-ING [11] zu einer potenziellen Gefahrenstelle, welche konstruktiv durch das Ausrunden des Handlaufs entschärft werden sollte. Damit soll im Anprallfall das Eindringen des Handlaufes in den

Fahrgastbereich eines Fahrzeuges erschwert und möglichst verhindert werden (vgl. Bilder 57 bis 59).



**Bild 57:** Pkw-Unfall an einem Geländerabschluss ohne Ausrundung (Foto: Freiwillige Feuerwehr Friedland/Sacher)



**Bild 58:** Geländerabschluss auf Bauwerken ohne Schutzeinrichtung, Auszug RiZ Gel 19 [11]



**Bild 59:** Pkw-Unfall an einem Geländerabschluss ohne Ausrundung (Foto: Freiwillige Feuerwehr Friedland/Sacher)

### Bemessungslast für Böschungsgeländer und Übersteigschutz

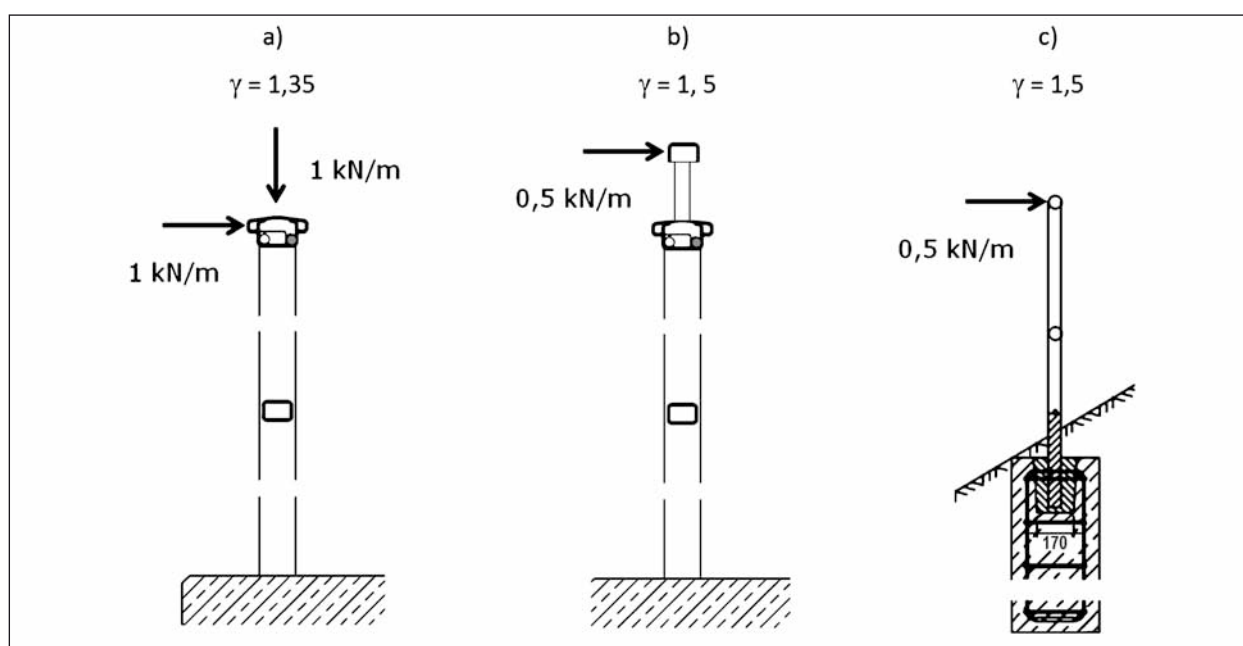
- ZTV-ING 8-4 2.1 (5):  
„Geländer neben Betriebswegen außerhalb von Bauwerken und in Böschungen, jedoch nicht neben öffentlichen Verkehrsflächen, sind mindestens für eine horizontal in Geländeroberkante wirkende Linienlast von 0,50 kN/m zu bemessen. Der Teilsicherheitsbeiwert beträgt 1,5.“

Dieser Lastansatz entspricht den bis dahin geltenden Anforderungen gemäß RiZ-ING Gel 7 [11] und wurde seinerzeit an die Forderungen in den GUV-Vorschriften bzw. in den Technischen Regeln für Arbeitsstätten (ASR) angelehnt. Diese im Vergleich zum Ansatz nach DIN EN 1991-2 [16] reduzierte Horizontallast kann gemäß ASR 2.1 [35] neben Bühnen und Laufstegen mit lotrechten Verkehrslasten kleiner als 5 kN/m<sup>2</sup> angesetzt werden. Diese Voraussetzungen sieht man im Bereich von Betriebswegen als erfüllt an. Das Böschungsgeländer nach RiZ Gel 7 [11] ist nur für diesen Lastansatz ausreichend bemessen. Der Lastansatz gilt ausdrücklich nur außerhalb von Bauwerken neben Betriebswegen und nicht im Bereich von öffentlichen Verkehrsflächen.

- ZTV-ING 8-4 2.1 (6):  
„Wenn aus Gründen des Übersteigschutzes gemäß Nr. 3.3 eine Erhöhung des Geländers erforderlich wird, sind Geländer und Erhöhung zusätzlich für eine in OK-Geländeerhöhung wirkende Linienlast von 0,50 kN/m – ohne gleichzeitigen Ansatz der regulären Holmlast – nachzuweisen. Der Teilsicherheitsbeiwert beträgt 1,5.“

Ausgehend von der Annahme, dass im Falle des Übersteigens der Schutzeinrichtung, entweder zu Wartungs- oder Kontrollzwecken durch das Betriebspersonal, oder durch gestrandete Verkehrsteilnehmer – sei es durch eine Panne oder einen Unfall – die Gefahr eines Absturzes von der Brücke besteht (siehe Kapitel 4.2.2), wird der gleiche Lastansatz wie bei einem Böschungsgeländer herangezogen. Der normative Lastansatz für ein 1,00 bis 1,30 m hohes (Standard-)Geländer bleibt davon unberührt. So ist zunächst die Erhöhung selbst, also der Lastfluss bis zur Anbindung an das Standardgeländer sowie die Gesamtkonstruktion (Geländer plus Übersteigschutz) einschließlich der Befestigung auf der Kappe nachzuweisen.

In beiden Fällen – Böschungsgeländer und Übersteigschutz – gilt abweichend zur DIN EN 1991-2 [16] ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,5, wie bislang nach DIN-Fachbericht 101:2009 [13]. Für Standardgeländer und Lastansatz nach DIN EN 1991-2 [16] beträgt der Teilsicherheitsbeiwert 1,35.



**Bild 60:** Lastansatz mit Teilsicherheitsbeiwert für a) Geländer, b) Übersteigschutz und c) Böschungsgeländer

### Erforderliche Geländerhöhe

- ZTV-ING 8-4 2.1 (7):  
„Maßgeblich für die Geländerhöhe ist der Abstand von dem vor dem Geländer vom Fußgänger oder Radfahrer planmäßig benutzten Niveau der Verkehrsfläche bis zur Oberkante des Geländers.“

Die mindestens erforderliche Höhe eines Geländers orientiert sich an der möglichen Absturzhöhe. So bleibt es bei den bisherigen Anforderungen, dass bei Absturzhöhen kleiner als 12,00 m die Höhe mindestens größer oder gleich 1,00 m, bei Absturzhöhen größer gleich 12,00 m die Höhe mindestens 1,10 m betragen muss. Neben Radwegen und neben Geh- und Radwegen wurde die erforderliche Mindesthöhe auf 1,30 m angehoben. Diese Anforderung wurde im Sinne einer Angleichung von unterschiedlichen Anforderungen in den bisherigen ZTV-ING 8-4, Absturzsicherungen [45] und in den Empfehlungen für Radverkehrsanlagen (ERA [36]) vorgenommen und gilt für den Neubau.

In den ERA heißt es:

„... Wegen des hochliegenden Schwerpunktes von Radfahrern sollte die Geländerhöhe überall dort, wo diese dicht am Geländer entlang fahren, 1,30 m betragen. Bei Gefälle oder in Verbindung mit Richtungsänderungen beim Fahren kann ein höheres Geländer notwendig werden. ...“ (aus [36], Kapitel 5.3).

Eine generelle Anpassungspflicht für bestehende Brückengeländer mit Höhen von  $\geq 1,20$  m besteht nicht, da bislang keine Untersuchungen (Unfallzahlen, -statistik etc.) bekannt sind, welche belegen würden, dass Höhen von 1,20 m für den Radverkehr unzureichend wären. Gleichwohl ist zu bestätigen, dass größere Geländerhöhen einen Sicherheitsgewinn bedeuten.

D. h. man folgt einerseits für den Neubau der Weiterentwicklung der sicherheitstechnischen Anforderungen und hält andererseits im Sinne des Bestandschutzes die Mindesthöhe von 1,20 m bei bestehenden Bauwerken für Radfahrer insofern für ausreichend, dass dadurch keine Nutzungseinschränkung für den Radverkehr entsteht. Gleichwohl kann es im Einzelfall sinnvoll sein, auch im Bestand eine Anpassung der Mindestgeländerhöhe auf 1,30 m vorzunehmen. Beispielsweise beim Einrichten eines neuen Radweges in einem

Bereich, der bis dahin mit einer Geländerhöhe von 1,00 oder 1,10 m nur für Fußgängerverkehr vorgesehen war (Nutzungsänderung). In solchen Fällen sollte die Geländerhöhe sinnvollerweise direkt auf 1,30 m angepasst werden.

### Ausführung und Herstellung von Geländern

- ZTV-ING 8-4 2.4 (1):  
„Vor Ausführung ist dem Auftraggeber ein Geländerplan zur Genehmigung einzureichen.
- (2) Der Hersteller von Geländern muss zum Nachweis seiner Eignung vorlegen:
  - WPK-Zertifikat gemäß DIN EN 1090-1 [31],
  - Schweiß-Zertifikat gemäß DIN EN 1090-2 [32] für Stahlgeländer bzw. DIN EN 1090-3 [33] für Aluminiumgeländer.“

Mit der Ablösung der Ausführungsnorm DIN 18800-7 [30] durch die DIN EN 1090 [31-33] ändern sich die Anforderungen an die Hersteller von Geländern. Der Hersteller geschweißter Stahlgeländer musste seinerzeit den Kleinen Eignungsnachweis vorlegen, was der Klasse B nach DIN 18800-7 [30] entsprach. Zum Nachweis der grundsätzlichen Erfüllung der in den EN 1090 [31-33] beschriebenen Anforderungen an das Schweißen von Stahl- oder Aluminiumgeländern ist ein Schweißzertifikat erforderlich, welches mindestens die Standard-Qualitätsanforderungen für die Ausführungsklasse EXC 2 oder höher bescheinigt. Für EXC 2 erfolgt das in der Regel auf Basis von EN ISO 3834-3 [37], für EXC 3 und 4 unter Bezug auf EN ISO 3834-2 [38] (Umfassende-Qualitätsanforderungen).

#### 4.2.2 Fahrzeug-Rückhaltesysteme

##### Anforderungen

- ZTV-ING 8-4 3.2:  
„Es sind die Anforderungen aus den RPS, dem Bauwerksentwurf und die jeweiligen produktspezifischen Kenngrößen entsprechend der Einsatzfreigabeliste (z. B. Klasse der Horizontalkraft A, B, C oder D nach DIN EN 1991-2 [16], Vertikalkraft, Wirkungsbereich usw.) zu berücksichtigen. Es dürfen nur Systeme verwendet werden, die dem Einsatzfreigabeverfahren der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) entsprechen. Die Einsatzfreigabeliste wird von der BASt geführt.“

Die erforderliche Aufhaltestufe ergibt sich nach RPS 2009 [4] in der Regel nach Tabelle 5 (vgl. Tabelle 7). Bei kurzen Brücken mit einer lichten Weite von weniger als 10 m und bei Durchlässen wird die Aufhaltestufe so wie für den äußeren Fahrbahnrand der freien Strecke bestimmt (RPS 2009 Bild 7 [4]; vgl. Bild 61). Zentral dabei ist immer die Beurteilung des Gefahrenbereiches unterhalb der Brücke oder der Stützwand bzw. die Gefährdungsstufe am äußeren Fahrbahnrand. Als weitere Einstufungskriterien können maßgeblich werden, die zulässige Höchstgeschwindigkeit  $V_{zul}$ , der durchschnittliche tägliche Verkehr (DTV), der DTV(SV) (Schwerverkehr) und ggf. die Abkommenswahrscheinlichkeit.

Die Auswahl der richtigen Aufhaltestufe bereitet erfahrungsgemäß noch die geringsten Schwierigkeiten. Für die Wirksamkeit der Schutzeinrichtungen an den Enden der Brücke oder der Stützwand ist es erforderlich, das Bauwerkssystem über das Bauwerk hinaus mit der gleichen Aufhaltestufe in die freie Strecke hinein so fortsetzen zu können, dass ein Absturz vermieden wird. Dies gelingt normalerweise mit dem Anschluss an ein gleichartiges passendes Streckensystem oder bei unter-

schiedlichem Brücken- und Streckensystemen mittels geprüfter Übergangskonstruktionen. Diese Modularität der Systeme ist ein substanzielles Kriterium im Einsatzfreigabeverfahren, was bedeutet, dass für ein in der Einsatzfreigabeliste (EFL) [20] aufgeführtes Brückensystem mindestens eine solche Lösungsmöglichkeit bestehen muss. Andernfalls wäre eine Aufnahme in die EFL [20] nicht möglich.

Bereits diese Randbedingungen können dazu führen, dass nur wenige oder nur einzelne Schutzeinrichtungen der Einsatzfreigabeliste für das jeweilige Vorhaben geeignet sind. Darüber hinaus können auch noch weitere Einschränkungen bestehen, wenn es von Streckenseite, aus welchen Gründen auch immer, bereits Vorfestlegungen gibt, was die Auswahl der Bauart (Stahl oder Beton) oder gar des konkreten Systems betrifft.

Die maximal mögliche Wirkungsbereichsklasse wird bestimmt von den vorherrschenden Platzverhältnissen hinter der Schutzeinrichtung. Bei beengten Verhältnissen im Bestand sind manchmal nur Kompromisslösungen möglich. Im Neubau sollten jedoch Lösungen angestrebt werden, die sowohl

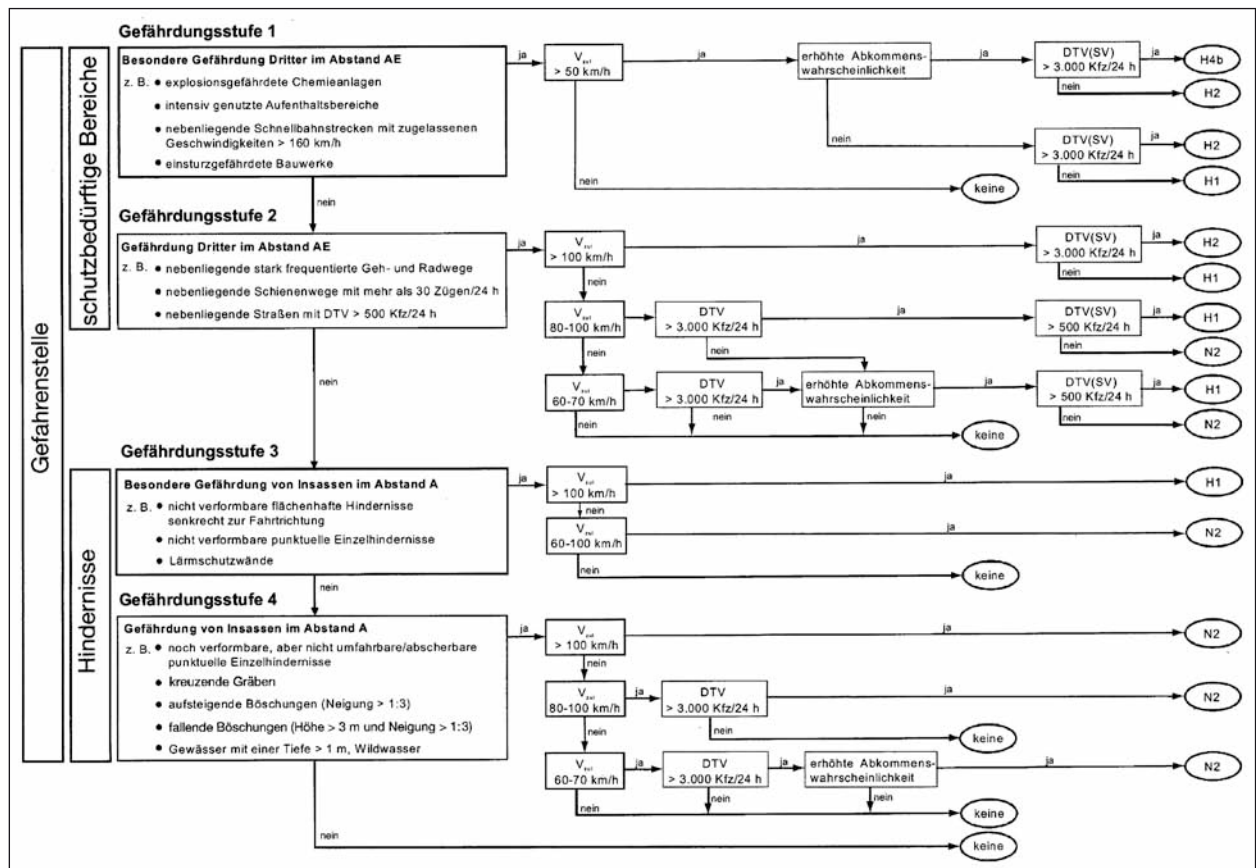


Bild 61: Einsatzkriterien für Schutzeinrichtungen am äußeren Fahrbahnrand; Bild 7 aus RPS 2009 [4]



den Anforderungen der DIN EN 1317 [21], der RPS [4] und den ZTV-ING [5] entsprechen.

Die für die Bemessung des Bauwerks maßgebende Horizontallastklasse kann insbesondere bei bestehenden Bauwerken die Auswahl an geeigneten Schutzeinrichtungen einschränken. Hier kann jedoch im Bedarfsfall auf das in Kapitel 3.9 beschriebene alternative Lastmodell aus der Nachrechnungsrichtlinie [44] zurückgegriffen werden.

Der für die Kappe und den Kappenanschluss bemessungsbestimmende 1,25-fache lokale charakteristische Widerstand der Schutzeinrichtung kann im Bestand dazu führen, dass Ertüchtigungsaufwendungen erforderlich werden. So ist oftmals bei älteren Kappenkonstruktionen nur wenig oder in Kombination mit Schubschwellen sogar keine Anschlussbewehrung vorhanden. Mögliche Lösungsansätze für solche und andere ähnliche Fälle sind in [39] dargestellt und beschrieben.

### Entwurf und Planung

- ZTV-ING 8-4 3.3 (1):  
„Es wird empfohlen schon im frühen Entwurfsstadium die grundsätzlichen Anforderungen an die einzusetzenden Schutzeinrichtungen (Aufhaltstufe, Wirkungsbereich, Einsatzort etc.) festzulegen und diese Informationen in den Planungsprozess einzubinden. Dabei ist ebenso der Einfluss der vor und hinter dem Bauwerk auf der Strecke verwendeten Schutzeinrichtungen zu berücksichtigen.“

Einer Abstimmung zwischen den Belangen der Brücke und denen der Strecke sollte unbedingt frühzeitig nachgekommen werden. Besonders bei bestehenden Bauwerken sollte schon im frühen Entwurfs- und Planungsstadium wichtige Einflusskriterien festgestellt, untersucht und erforderlichenfalls, wenn diese einschränkende Charakter haben, festgehalten werden.

Beispielsweise müssen bestehende Bauwerke daraufhin untersucht werden, ob die Anpralllasten der vorgesehenen Schutzeinrichtung aufgenommen werden können. Dies kann im Ergebnis zu Einschränkungen bei der Auswahl der zur Verfügung stehenden Schutzeinrichtungen führen, jedoch nicht zwangsweise zur Abkehr von systemneutralen Ausschreibungen oder Planungen. Vielmehr ist es Aufgabe der planenden und ausschreibenden Stelle, die einschränkende Kriterien system- bzw. produktneutral in den

Planungs- und Ausschreibungsunterlagen darzustellen.

Einschränkungen, die sich aus der Planung bzw. den vorherrschenden Randbedingungen ergeben, sollten unbedingt dokumentiert werden. Gem. § 20 VOB/A besteht für den Auftraggeber (AG) die Pflicht, wonach der AG jedwede einschränkende Entscheidung dokumentieren muss. Der AG muss demnach die Gründe, die zu einer bestimmten, eventuell auch einschränkende Vorgabe im Leistungsverzeichnis für ein bestimmtes Konstruktionsteil führen, im Vergabeverfahren dokumentieren. Wenn also aus Gründen der Tragfähigkeit beispielsweise Einschränkungen bezüglich der vom Bauwerk aufnehmbaren Kräfte, Eigenlasten von Schutzeinrichtungen oder von maximal möglichen Hebelarmen bestehen, müssen einerseits diese Einschränkungen in der Leistungsbeschreibung benannt werden und andererseits die Gründe dafür dokumentiert werden. Nur so ist es möglich, ein vergaberechtlich einwandfreies Verfahren zu gewährleisten [40].

### Kappen

- ZTV-ING 8-4 3.3 (3):  
„Die Regelbreite von Außenkappen mit Schutzeinrichtung beträgt mindestens 2,05 m.“

Die alte Richtzeichnung Kap 1 „Außenkappe mit einfacher Distanzschutzplanke“, Stand Januar 2007 mit einer Kappenbreite von 2,0 m zeigt einen möglichen Wirkungsbereich von 1,25 m (Vorderkante Schutzeinrichtung bis Geländer, vgl. Bild 62). Mit den Stufen des Wirkungsbereiches nach

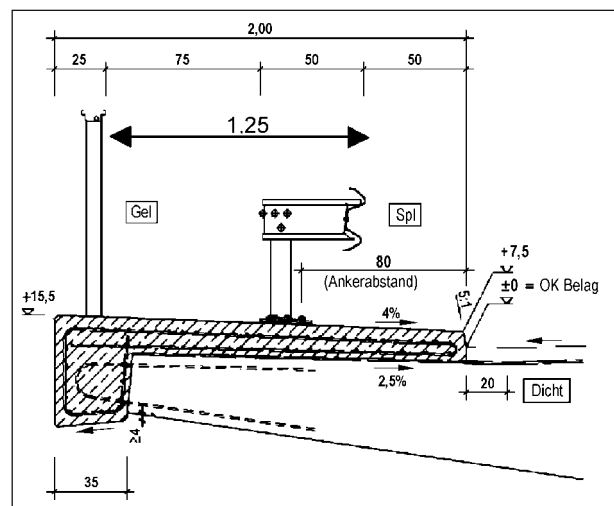


Bild 62: Auszug RiZ Kap 1, Stand Jan. 2007 [11]; max. mögliche Wirkungsbereichsklasse W3  $\leq$  1,0 m

DIN EN 1317-2 [17] als Maßstab war der Wirkungsbereich W4 ( $W \leq 1,3 \text{ m}$ ) nicht realisierbar. Man entschied sich nach reiflicher Überlegung, die fehlenden 5 cm durch die Vergrößerung der Kappenbreite auf 2,05 m zu Verfügung zu stellen. Damit sollte der Rahmen zur Entwicklung von möglichen Schutzeinrichtungen abgesteckt werden, sodass das Risiko, bei einem Fahrzeuganprall das Geländer in Mitleidenschaft zu ziehen, für Systeme mit dem planmäßigen Wirkungsbereich W4 möglichst gering gehalten werden kann (vgl. Bild 63).

- ZTV-ING 8-4 3.3 (4):  
„Die Breite von Mittelkappen richtet sich in erster Linie nach den Richtlinien für die Anlage von Autobahnen RAA, den Richtlinien für die Anlage von Landstraßen RAL, den Richtlinien für die Anlage von Stadtstraßen RAS und örtlichen Besonderheiten. Zu beachten ist dabei auch die Linienführung in Lage und Höhe, sowie die Entwicklung der Querneigung (Höhensprung im Bereich der Mittelkappen), was zu Einschränkungen bei der Auswahl geeigneter SE und Loder zu größeren Mittelstreifenbreiten führen kann und damit ggf. auch Auswirkungen auf die Trassierung hat.“

Vor allem aus wirtschaftlichen Gründen sind die Platzverhältnisse für Schutzeinrichtungen auf Brücken und Stützwänden im Vergleich zu den Verhältnissen auf der Strecke in der Regel weniger weiträumig. Dies gilt sowohl für den äußeren Brückenrand und ganz besonders bei zweibahnigen Straßen für den Bereich des über die Brücke fortgesetzten Mittelstreifens.

Kappen im Bereich von Mittelstreifen sind meistens weniger breit und oftmals auch stärker geneigt als Außenkappen (bis zu 15 %). Das bedeutet häufig noch mehr Einschränkungen bei der Auswahl einer geeigneten Schutzeinrichtung. Die Festlegung der erforderlichen Aufhaltstufe und die möglichen Wirkungsbereiche sind nach RPS 2009 [4] zu ermitteln. Entscheidendes Kriterium hinsichtlich der Aufhaltstufe sind dabei der Höhenversatz und der lichte Abstand von getrennten Überbauten ( $\leq 1,50 \text{ m}$  oder  $> 1,50 \text{ m}$ ); die Aufhaltstufe von Schutzeinrichtungen im Bereich von Mittelstreifen auf Brücken mit gemeinsamem Überbau wird so wie auf der Strecke ermittelt. Die Beurteilung des Wirkungsbereiches erfolgt wie am Rand der Brücke, wenn der Höhenversatz und/oder der

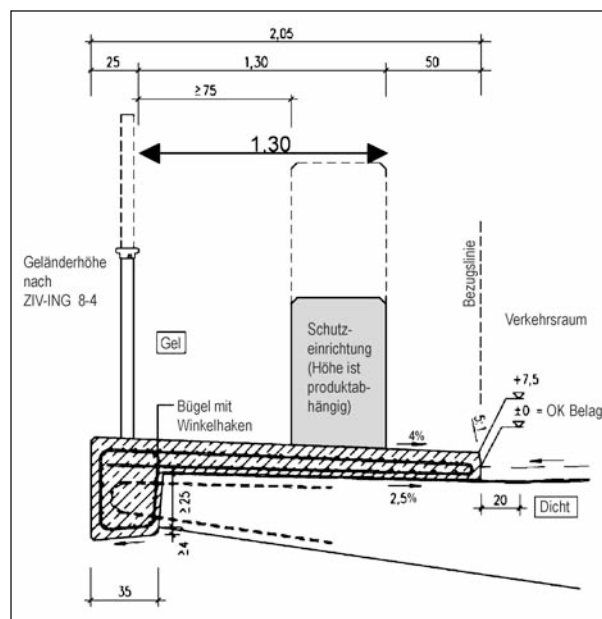


Bild 63: Auszug RiZ Kap 1, Stand Dez. 2009 [11]; Wirkungsbereichsklasse W4  $\leq 1,30 \text{ m}$

lichte Abstand mehr als 0,1 m beträgt, andernfalls wird wie auf der Strecke verfahren.

- ZTV-ING 8-4 3.3 (5):  
„Bei sonst gleicher Eignung sollten Schutzeinrichtungen ohne Mitwirkung des Geländers gewählt werden.“

Mit diesem Grundsatz sollen Schäden durch einen Fahrzeuganprall an Geländern weitestgehend vermieden werden. Dabei ist zu beachten, dass bei Schutzeinrichtungen, die unter Mitwirkung eines Geländers geprüft sind, das Geländer Bestandteil des zertifizierten Systems ist. Das bedeutet zunächst, dass nur das geprüfte Geländer (z. B. Gel 3,  $h = 1,10 \text{ m}$ ) zusammen mit und im selben Abstand wie geprüft zur Schutzeinrichtung aufgestellt werden darf. Mögliche Abweichungen davon sind in den ZTV-FRS [41] geregelt.

Bei hohen Schutzeinrichtungen und gleichzeitig geringem Abstand zum Geländer gibt es zudem einen Zielkonflikt zwischen der Verkehrssicherheit im Sinne der RPS [4] und der Sicherheit beim Übersteigen der Schutzeinrichtung (siehe auch Übersteigschutz). Hier muss dann abgewogen werden, wo Abstriche gemacht werden können, da beide Anforderungen gleichzeitig nicht erfüllt werden können. Da dies in der Praxis immer wieder zu Schwierigkeiten führt, sollten zukünftig Schutzeinrichtungen so gestaltet sein, dass sie ihre Rückhaltewirkung ohne Geländer erreichen.

- ZTV-ING 8-4 3.3 (6):  
„Die Breite des Notweges auf Außenkappen beträgt mindestens 75 cm, auf Mittelkappen und bei Um- oder Ausbau bestehender Bauwerke darf eine Breite von 50 cm nicht unterschritten werden.“

Eine Breite von 75 cm ist immer anzustreben, jedoch auf Kappen im Bereich von Mittelstreifen aufgrund der dort in der Regel vorherrschenden beengten Verhältnisse nicht immer zu erreichen. Die Breite kann dann auf 50 cm reduziert werden. Im Bestand bei besonders schmalen Mittelstreifen oder Außenkappen sollte auch geprüft werden, ob der Abstand der Schutzeinrichtung bis zum Verkehrsraum (Schrammbordkante) verringert werden kann. In begründeten Fällen kann dieser von regulär 50 cm auf bis zu 25 cm reduziert werden. Zu beachten ist dabei der im Bedarfsfall erforderliche Verkehrsraum für bauzeitliche Verkehrsführungen, wie z. B. die Umlegung einer 2-streifigen Richtungsfahrbahn auf den benachbarten Überbau (4s + 0).

### Übersteigschutz

- ZTV-ING 8-4 3.3 (7):  
„Für die Mindestabmessungen von Geländern gilt Tabelle 8.4.1. Darüber hinaus gilt am Außenrand von Brücken bei Anordnung einer Schutzeinrichtung für die Ermittlung der Höhe des Geländers einschließlich Übersteigschutz:

$$h_{\text{Gel+Ü}} \geq h_{\text{SE}} + h - b - 0,05 \geq h_{\text{min}} \quad \text{Gl. (I)}$$

mit

$h_{\text{Gel+Ü}}$  mind. erforderliche Höhe des Geländers einschließlich Übersteigschutz [m]

$h_{\text{SE}}$  Höhe der Schutzeinrichtung über OK-Notweg [m]

$h$  mind. erforderliche Geländerhöhe [m] am Brückenrand:

bei Absturzhöhen < 12 m: 1,00 m

bei Absturzhöhen  $\geq$  12 m: 1,10 m

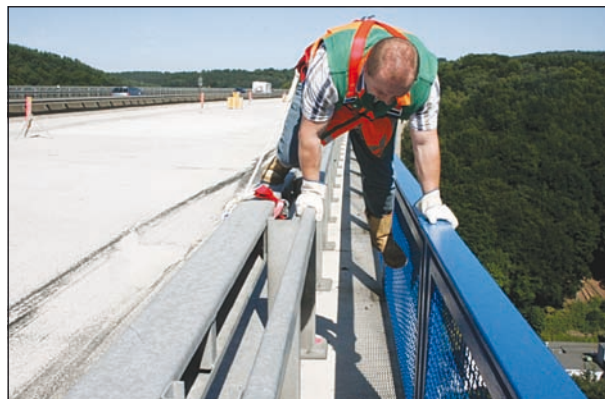
$b$  Abstand Hinterkante Schutzeinrichtung in Höhe OK-SE – Vorderkante Geländer [m]

$h_{\text{min}}$  Mindestgeländerhöhe nach Tabelle 8.4.1 [m]“

Die gewählte Lösung orientiert sich an den Arbeitsschutzregelungen für Dachfanggerüste [42]. Sie

wird vor allem deshalb erforderlich, weil die Schutzeinrichtungen mit höherem oder sehr hohem Aufhaltevermögen (H2 und H4b), meist aus physikalischer Notwendigkeit heraus, größere Höhen erreichen als die Vorgängersysteme. Im Vergleich zur EDSP mit einer Höhe von etwa 65 cm erreichen H4b-Systeme nach DIN EN 1317 [21] Höhen von über 1 m, teilweise sogar von bis zu über 1,50 m. Müssen diese Schutzeinrichtungen überstiegen werden, z. B. im Pannenfall, nach einem Unfall oder zu Zwecken des Betriebsdienstes, besteht die Gefahr, hinter der Schutzeinrichtung nicht wie geplant den sicheren Bereich des Notweges zu erreichen, sondern über das Geländer hinaus von der Brücke zu stürzen (vgl. Bild 64 und 65).

Dabei besteht ein direkter Zusammenhang zwischen der Höhe der zu überquerenden Schutzeinrichtung, dem Abstand bis zum Geländer und der Höhe des Geländers. Ausgehend von der Oberkante der Schutzeinrichtung und der Annahme, beim Überqueren der selbigen dort oben zu stehen,



**Bild 64:** Gefahr beim Übersteigen von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken (Quelle: BAST, MAYER)



**Bild 65:** Beispiel: Sehr hohe Schutzeinrichtung mit Standardgeländer (Quelle: BAST, MAYER)

sollte der von dieser Standfläche aus vorhandene horizontale Abstand bis zum Geländer plus der von diesem Niveau aus zusätzlichen Höhe des Geländers so groß sein, dass ein Absturz sicher verhindert werden kann. Das heißt, die Abwicklungslänge von horizontalem Abstand plus Geländerhöhe sollte der mindestens erforderlichen Geländerhöhe, abhängig von der Absturzhöhe abzüglich eines Korrekturwertes entsprechen.

In die Gleichung wurde ein Korrekturwert von 5 cm aufgenommen. Der in dieser Beziehung ungünstige Fall war bis dahin in der Richtzeichnung Kap 11, Jan. 2007 dargestellt (vgl. Bild 66). Da für diese Lösung hinsichtlich des Übersteigens keine Probleme bekannt oder Gefährdungen in Bezug auf das Übersteigen aufgetreten waren, wurde diese Lösung auch weiterhin als sicher betrachtet. Die Anwendung der Gleichung (I) auf RiZ Kap 11 führte zum Korrekturwert von 5 cm.

- ZTV-ING 8-4 3.3 (8):  
„Um die Höhe des Geländers zu begrenzen, sollen bei sonst gleicher Eignung möglichst niedrige Schutzeinrichtungen verwendet werden.“

Dieser Grundsatz soll dabei helfen, ausufernd hohe Geländer auf Brücken zu vermeiden. Dem Wunsch nach sollen die regulären Geländerhöhen von 1 m bis 1,3 m ausreichen, um auch das Aussehen der Brücken nicht zu sehr mit hohen seitlichen Einfassungen zu beeinträchtigen. Gleichwohl bleibt die Einhaltung des Übersteigenschutzes aus Sicherheitsgründen obligatorisch.

Dieser Sichtweise folgend soll zumindest für H2-Systeme die Höhe des Geländers auf 1,20 m begrenzt werden:

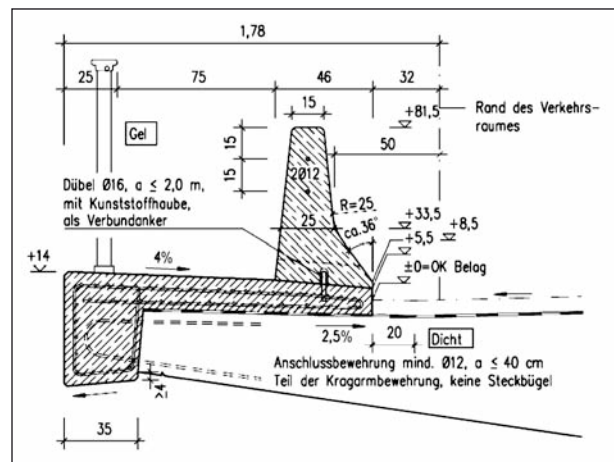
- ZTV-ING 8-4 3.3 (9):  
„Bei Anordnung von Schutzeinrichtungen der Aufhaltestufe H2 auf Außenkappen wird die Höhe des Geländers auf 1,20 m begrenzt.“

$$h_{SE} \leq h_{Gel} - h + b + 0,05 \quad \text{Gl. (II)}$$

mit

$h_{Gel}$ : gewählte Höhe des Geländers  $\geq h_{min}$  und  $\leq 1,20$  m

(10) Bei Anordnung von Schutzeinrichtungen der Aufhaltestufe H4b kann von der Höhenbegrenzung des Geländers abgewichen werden



**Bild 66:** Auszug aus RiZ Kap 11, Stand Jan. 2007 [11] als Grundlage für die Entwicklung von Gleichung (I) zum Schutz beim Übersteigen der Schutzeinrichtung

und die erforderliche Höhe des Geländers einschließlich Übersteigenschutz mit Gl. (I) ermittelt werden. Dies gilt auch in begründeten Ausnahmefällen für H2-Systeme, wie z. B. bei beengten Verhältnissen mit geringer Kappenbreite im Bestand.“

Da Schutzeinrichtungen der Aufhaltestufe H4b meist größere Höhen erreichen, gilt die Höhenbegrenzung nur für H2-Systeme. Bei sehr schmalen Kappen und daraus resultierenden geringen Abständen zum Geländer kann auch bei Schutzeinrichtungen der Aufhaltestufe H2 von dieser Begrenzung abgewichen werden. In jedem Fall sollte dies jedoch begründet und dokumentiert werden.

### Kappen auf Brücken ohne Schutzeinrichtungen

- ZTV-ING 8-4 3.3 (12):  
„Für die Schrammbordhöhe und die Nutzbreite der Kappe auf Brücken, für die gemäß RPS keine Schutzeinrichtung erforderlich ist, gelten die Abmessungen in Tabelle 8.4.4.“

$V_{zul}$ [km/h]	Schrammbordhöhe [cm]	Nutzbreite der Kappe [m]
$\leq 50$	15	$\geq 1,00$
$> 50$	7,5	$\geq 1,25$

**Tab. 8.4.4:** Schrammbordhöhe und Nutzbreite der Kappe auf Brücken ohne Schutzeinrichtung

Wenn bei kurzen Brücken mit einer lichten Weite von weniger als 10 m und bei Durchlässen die Aufhaltestufe wie für den äußeren Fahrbahnrand der freien Strecke bestimmt wird (RPS 2009 [4] Bild 7),

dann kann es vorkommen, dass keine Schutzrichtung erforderlich ist. In diesen Fällen reicht zur Absturzsicherung auf dem Bauwerk ein Geländer auf der Bauwerkskappe aus.

Abhängig von der vorherrschenden zulässigen Höchstgeschwindigkeit,  $\leq 50$  km/h oder  $> 50$  km/h, wird die erforderliche Schrammbordhöhe definiert und die Nutzbreite der Kappe festgelegt. Außerdem sollte in diesen Fällen darauf geachtet werden, die jeweiligen Geländerenden in abgerundeter Form zu gestalten (vgl. Bild 57). Bei einem frontalen Fahrzeuganprall an das Geländerende besteht die Gefahr, dass der Handlauf des Geländers in den Fahrzeuginnenraum eindringt. Diese Gefahr soll durch die konstruktive Gestaltung, wie in Gel 19 dargestellt, oder durch ein seitliches Abknicken oder Ausrunden im Grundriss minimiert werden (siehe Kapitel „Geländerabschluss“).

Die Beurteilung der Gefährdung nach RPS 2009 [4] durch Geländer nach ZTV-ING 8-4 [5] oder RiZ-ING [11] neben Straßen auf Bauwerken ohne Schutzrichtung im Falle eines seitlichen Anpralls führt zu Gefährdungsstufe 4. Im Falle eines frontalen Anpralls an das Geländerende ohne konstruktive Maßnahmen führt zu einer Einordnung in Gefährdungsstufe 3. In Gefährdungsstufe 3 und 4 werden Hindernisse eingeordnet, die „nur“ zu einer Gefährdung von Insassen führen, darüber hinaus werden schutzbedürftige Bereiche mit Gefährdung Dritter in die Gefährdungsstufen 1 und 2 einsortiert.

- ZTV-ING 8-4 3.3 (13):  
„Bei Wirtschaftswegbrücken beträgt bei einer Schrammbordhöhe von 20 cm die Nutzbreite der Kappe 50 cm.“

Dieser Hinweis deckt sich mit der Richtzeichnung Kap 6 (vgl. Bild 67).

- ZTV-ING 8-4 3.3 (14):  
„In begründeten Ausnahmefällen kann die Abwägung zwischen Belangen der Verkehrssicherheit und anderen Belangen abweichende Lösungen erforderlich machen. Für diese Fälle sind Lösungen anzustreben, die im Sinne der RPS und den hier getroffenen Regelungen das unter den vorhandenen Randbedingungen bestmögliche Schutzniveau erzielen.“

Diese Aussage findet sich sinngemäß ebenfalls in den RPS 2009 [4], den ZTV-FRS [41] und in den Einsatzempfehlungen wieder. Vor allem im Bestand

kann es Situationen geben, wo es nicht möglich ist, eine allen Anforderungen der RPS 2009 [4] und den DIN EN 1317 [21] entsprechenden Schutzrichtung einzusetzen.

Beispielsweise kann es vorkommen, dass auf sehr schmalen Kappen keine geeigneten Schutzrichtungen zur Verfügung stehen, welche den maximal möglichen Wirkungsbereich erreichen, andere Geländer erforderlich werden oder vorhanden sind als die, die im Anprallversuch mitgewirkt haben und auch keine Modifikationen für die erforderliche Anpassung vorhanden sind. Es können im Bestand von 7,5 cm abweichende Schrammbordhöhen vorhanden sein, die nicht oder nur mit unverhältnismäßig hohem Aufwand angepasst werden könnten. Manchmal können auf alten Brücken keine schweren Schutzrichtungen aus Beton aufgestellt werden, weil die Tragfähigkeit des Bauwerks das nicht zulässt oder die Tragfähigkeit des Kragarms oder des Kappenanschlusses lässt den Einsatz bestimmter Systeme nicht zu usw.

Das bedeutet in jedem dieser Fälle einen Abwägungsprozess, mit dem die Vor- und Nachteile verschiedener Lösungsmöglichkeiten und deren Bedeutung und Beurteilung hinsichtlich der eingeschränkten oder nicht erfüllten Anforderungen bewertet werden muss. Um bei sich entgegensetzenden oder konkurrierenden Anforderungen, die gleichzeitig nicht erfüllt werden können, eine Entscheidung treffen zu können, sollten diese Anforderungen priorisiert werden. Dabei ist es ausgesprochen wichtig, den Entscheidungsprozess dieser Abwägung schlüssig und nachvollziehbar zu

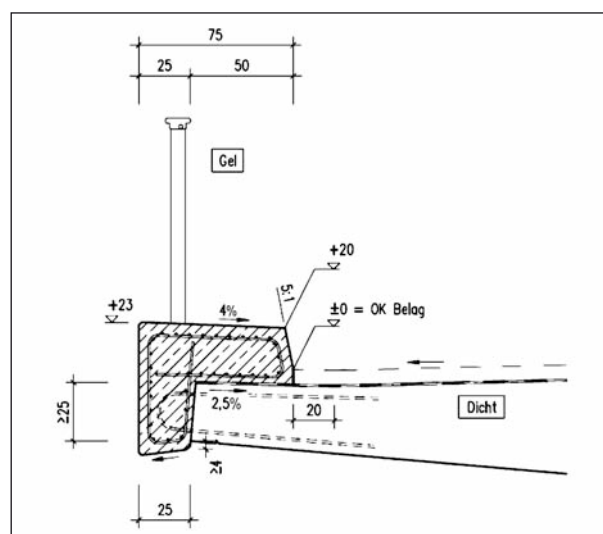


Bild 67: Auszug aus RiZ Kap 6, Stand Dez. 2011 [11]; Kappe für Wirtschaftswegbrücken

dokumentieren. Genauer gesagt muss in solchen Fällen ein Kompromiss gesucht und gefunden werden, der im Ergebnis dazu führen kann, dass bestimmte Anforderungen mit der gewählten Lösung nicht oder nicht im vollen Umfang erfüllt werden können.

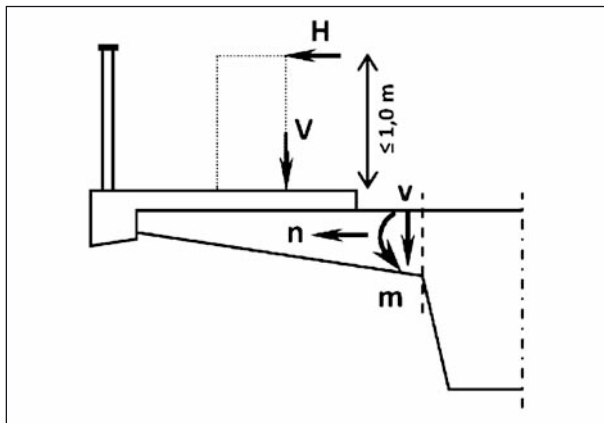
- Beispiel

Es kann nur eine bestimmte Schutzeinrichtung aus Stahl der Aufhaltstufe H4b, die zusammen unter Mitwirkung eines 1,10 m hohen Geländers geprüft worden ist, eingesetzt werden. Aus Gründen des Übersteigenschutzes wäre eine Erhöhung des Geländers

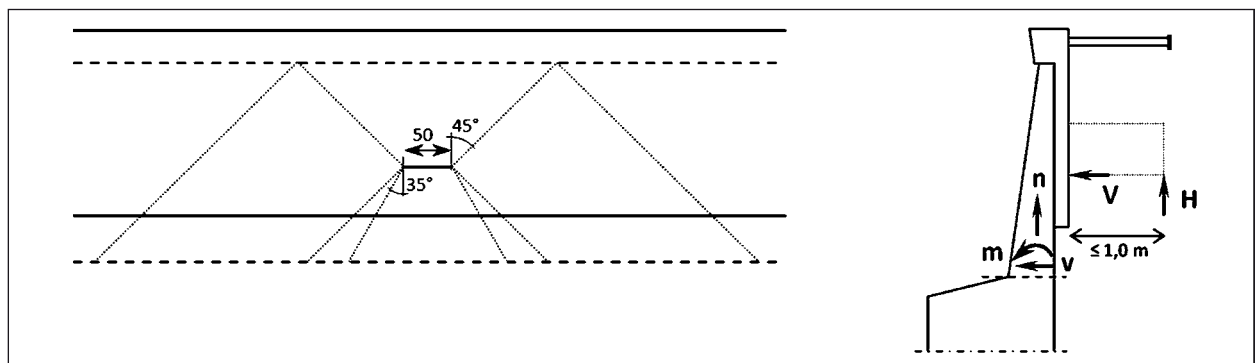
Klasse	Horizontalkraft (kN)
A	100
B	200
C	400
D	600

Vertikalkraft:  $V = f \cdot 0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$   
mit f aus Einsatzfreigabeliste

**Bild 68:** Horizontalkraftklassen und Vertikalkraft nach DIN EN 1991-2 [16] einschließlich Faktor f aus der Einsatzfreigabeliste [20]



**Bild 69:** Lastansatz nach DIN EN 1991-2, Kapitel 4.7.3.3 (1) [16] für die Kragarmbemessung



**Bild 70:** Lastverteilung der 0,50 m langen Anpralllasten für die Ermittlung der Schnittgrößen an der Einspannstelle

ders auf 1,40 m erforderlich. Eine Modifikation dafür läge nicht vor.

Das bedeutet, wenn die Schutzeinrichtung und das Geländer ohne Geländererhöhung aufgestellt werden würden, dann wären zwar die Anforderungen der DIN EN 1317 [21] und der RPS 2009 [4] erfüllt, ein Übersteigenschutz, wie er in den ZTV-ING 8-4 [5] gefordert wird, wäre jedoch nicht vorhanden. Würde ein Übersteigenschutz trotzdem angebracht, so würde die geprüfte Konstruktion verändert, was ohne eine Modifikation nicht statthaft wäre. Beide konkurrierenden Anforderungen können unter diesen Voraussetzungen gleichzeitig jedoch nicht erfüllt werden.

Aus Sicht des Brückenbaus ist der Übersteigenschutz von wesentlicher Bedeutung. Abstürze von Personen beim Übersteigen der Schutzeinrichtung sind sonst nicht auszuschließen:

Durch die Erhöhung auf 1,40 m wäre die Absturzgefahr beim Übersteigen der Schutzeinrichtung gebannt. Beim Anprall mit einem Pkw an die Schutzeinrichtung würde das Geländer inklusive Erhöhung nicht tangiert werden, Fahrzeugverhalten und Wirkungsweise der Schutzeinrichtung wären wie im Versuch zu erwarten.

Beim Anprall eines schweren Fahrzeugs (Lkw) kann davon ausgegangen werden, dass unter Mitwirkung des erhöhten Geländers ein Absturz von der Brücke verhindert werden kann (H4b bei Gefährdungsstufe 1, schutzbedürftiger Bereich mit besonderer Gefährdung Dritter). Der Handlauf mit Stahlseil sollte auch bei dem erhöhten Geländer bei 1,10 m Höhe angeordnet bleiben. Die zusätzliche Konstruktion für eine Erhöhung auf 1,40 m würde die Rückhaltewirkung nicht vermindern, sondern, wenn überhaupt, eher positiv unterstützen, da die Längssteifigkeit des Geländers je nach Ausführung etwas größer werden sollte als ohne Erhöhung.

Das Fahrzeugverhalten selbst ist aufgrund nur eines Versuches mit einem geometrisch und physikalisch normgerechten Fahrzeug nur eingeschränkt auf andere, tatsächlich auf den Straßen verkehrende schwere Lkw zu übertragen. Vor diesem Hintergrund erscheint ein im Vergleich zur Anprallprüfung möglicherweise abweichendes Fahrzeugverhalten des schweren Lkw weniger bedeutsam als das Risiko beim Übersteigen der Schutzeinrichtung von der Brücke zu stürzen. Letztlich können die wesentlichen Anforderungen, wie

- Verhinderung eines Brückenabsturzes und
- Realisierung des Übersteigschutzes erfüllt werden.

**Bemessung**

Der Fahrzeuganprall an die Schutzeinrichtung auf einem Bauwerk stellt eine außergewöhnliche Einwirkung dar. Die beim Anprall entstehenden Kräfte müssen sicher in das Bauwerk eingeleitet und von diesem aufgenommen werden.

zusätzliche Anforderungen SE auf Bauwerk											
Modulbezeichnung		Systemname	Aufbaustufe	Wirkungsbereichsklasse	Anprallheftigkeitsstufe	Klasse der Horizontalkraft nach 4.7.3.3 (1)	Faktor f zur Anpassung der einwirkenden Vertikalkraft	Lastangriffspunkt von H über OK Kappe [m] (x ± DIN EN 1991-2)	Anprallversuch unter Mitwirkung des Geländers	1,25-facher lok. charakt. Widerstand der Schutzeinrichtung nach 4.7.3.3 (2)	
										Moment m [kNm/m]	Horizontalkraft h [kN/m]
						<b>Einstufung nach DIN EN 1991-2</b>					
<b>M01</b>	<b>Einfache Schutzplanke (ESP)</b>										
	9 EDSP 1.33 BW, Geländer, H1		H1	W5*	A	<b>A</b>	<b>1,00</b>	<b>x</b>	<b>x</b>	<b>4,8</b>	<b>9,6</b>
<b>M02</b>	<b>Einfache Distanzschutzplanke (EDSP)</b>										
	3 EDSP 1.33 BW, Geländer, H1		H1	W5*	A	<b>A</b>	<b>1,00</b>	<b>x</b>	<b>x</b>	<b>4,8</b>	<b>9,6</b>
<b>M03</b>	<b>Super-Rail Eco/light</b>										
	4 Super-Rail Eco BW, H2		H2	W4*	A	<b>B</b>	<b>1,00</b>	<b>x</b>		<b>39,5</b>	<b>87,8</b>
	5 Super-Rail light BW, H2		H2	W5	B	<b>B</b>	<b>1,00</b>	<b>x</b>		<b>32,4</b>	<b>72,0</b>
<b>M04</b>	<b>Super-Rail</b>										
	5 Super-Rail BW, H2		H2	W4	B	<b>B</b>	<b>1,00</b>	<b>x</b>		<b>12,4</b>	<b>49,6</b>
	6 Super-Rail Plus BW, H4b		H4b	W7*	B	<b>C</b>	<b>1,00</b>	<b>x</b>	<b>x</b>	<b>12,8</b>	<b>42,5</b>
<b>M05a</b>	<b>Mega Rail sl</b>										
	2 EDSP 1.33 BW, Geländer, H1		H1	W5*	A	<b>A</b>	<b>1,00</b>	<b>x</b>	<b>x</b>	<b>4,8</b>	<b>9,6</b>
<b>M05b</b>	<b>Mega Rail s</b>										
	4 Mega Rail bw, H2		H2	W4*	B	<b>C</b>	<b>1,08</b>	<b>1,00</b>		<b>30,1</b>	<b>51,7</b>
<b>M06</b>	<b>Ortbetonschutzwand (mit BSWF für MÜF)</b>										
	5 LT 101 (Bauwerk), H2		H2	W2	C	<b>B</b>	<b>1,00</b>	<b>x</b>		-	<b>183*</b>
	6 TSS Softbaer-Bridge (Bauwerk), H2		H2	W2	C	<b>B</b>	<b>1,00</b>	<b>x</b>		-	<b>180</b>
<b>M07</b>	<b>Easy Rail</b>										
	4 EDSP 1.33 BW, Geländer, H1		H1	W5*	A	<b>A</b>	<b>1,00</b>	<b>x</b>	<b>x</b>	<b>4,8</b>	<b>9,6</b>
<b>M08a</b>	<b>Delta Bloc 80 AS</b>										
	6 DB 80AS-R (Bauwerk), H2		H2	W4	B	<b>C</b>	<b>1,00</b>	<b>x</b>		-	<b>196</b>
<b>M08b</b>	<b>Delta Bloc 100</b>										
	2 DB 100AS-R H4b (Bauwerk)		H4b	W5	B	<b>C</b>	<b>1,00</b>	<b>x</b>		-	<b>205</b>
<b>M09</b>	<b>BSWF Spengler</b>										
	7 Doppelseitige BSWF STEP Typ 90 BW (Bauwerk), H2		H2	W2	C	<b>C</b>	<b>1,16</b>	<b>1,00</b>	-	-	<b>199*</b>

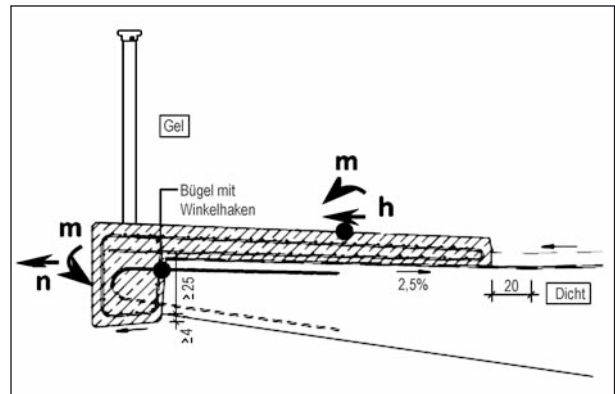
Bild 71: Erforderliche Angaben zur Berücksichtigung der Anpralllasten bei der Bemessung, Auszug aus der Einsatzfreigabeliste [20]

Die DIN EN 1991-2 [16] enthalten Regelungen zur Größe von Anpralllasten auf Fahrzeug-Rückhaltesysteme und zum Umgang mit diesen Kräften. Für die Bauwerksbemessung wird ein Lastmodell bestehend aus Horizontal- und Vertikalkraft beschrieben. Außerdem enthält die Norm Anforderungen für die lokale Bemessung des Bauteils, auf dem die Schutzeinrichtung aufgestellt wird. Diese Regelungen werden komplettiert durch die Einsatzfreigabeliste mit den systemabhängigen Angaben

- Horizontallastklasse,
- Faktor zur Anpassung der einwirkenden Vertikalkraft,
- Lastangriffspunkt der Horizontalkraft,
- 1,25-facher lokaler charakteristischer Widerstand der Schutzeinrichtung.
- ZTV-ING 8-4 3.4 (1):  
„Die Aufnahme der, in der Einsatzfreigabeliste der Schutzeinrichtung zugeordneten, Anpralllasten durch das Bauwerk (Kragarmbemessung) muss mit einer statischen Berechnung nachgewiesen werden (DIN EN 1991-2, Kapitel 4.7.3.3 (1)).“

Dieser Nachweis für die Bauwerksbemessung ist mit einigen Modellannahmen verknüpft, die sich aus der bisherigen Anwendung des im Grundsatz ähnlichen Lastmodells der DIN 1072 [43] und der ersten Fassung des DIN-Fachberichtes 101 von 2003 [12] ableiten lassen. In Anlehnung an den Leitfaden zum DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken [19] erfolgt die Schnittgrößenermittlung an der Einspannstelle unter der Annahme einer biegesteifen Verbindung der Schutzeinrichtung mit der Betonkappe.

Hier wird die Horizontalkraft und das Biegemoment aus der Horizontalkraft in die Betonkappe eingeleitet und anschließend nach außen bis an den Gesimsbalken, der über die stirnseitige Kappenanschlussbewehrung mit den Kragarm des Bauwerks verbundenen ist, unter 45° verteilt. Von dort aus erfolgt die weitere Ausbreitung bis zur Einspannstelle. Die an der Schutzeinrichtung angreifende Vertikalkraft kann vertikal über die Kappendicke und im Kragarm unter 45° ausgebreitet werden und sollte horizontal, auf der sicheren Seite liegend unter 35°, bis zur Einspannstelle verteilt werden (siehe auch Kapitel 3.7.3 und [18]).



**Bild 72:** Schnittgrößen für die Kappenanschlussbewehrung aus dem 1,25-fachen lokalen charakteristischen Widerstand der Schutzeinrichtung

Die lokale Bemessung der Betonkappe und des Kappenanschlusses erfolgt mithilfe des 1,25-fachen lokalen charakteristischen Widerstandes der gewählten Schutzeinrichtung.

- ZTV-ING 8-4 3.4 (2):  
„Bei Neubauten ist eine Kappenanschlussbewehrung von  $\varnothing 14$ ,  $a = 20$  cm vorzusehen. Die Mindesthöhe der Kragplatte am Außenrand beträgt 25 cm. Wird von diesen Regelungen abgewichen (z. B. bei bestehenden Bauwerken) ist ein gesonderter statischer Nachweis gemäß DIN EN 1991-2, Kapitel 4.7.3.3 (2) erforderlich.“

Die linienförmigen Einwirkungen sind in der Einsatzfreigabeliste genannt. Sie werden an der Schnittstelle zwischen Schutzeinrichtung und Kappe (Pfostenbefestigung bzw. Reibungsfläche bei Betonschutzwänden) direkt auf der Kappe angesetzt und können bei Bedarf über die Abstände der Pfosten auf Einzelkräfte/-momente je Pfosten umgerechnet werden.

Die in den Kap-Richtzeichnungen der RiZ-ING [11] dargestellten Kappenkonstruktionen und die Anschlüsse mittels Bewehrung an der Stirnseite des Kragarmes sind so dimensioniert, dass die in der Einsatzfreigabeliste genannten lokalen Einwirkungen damit aufgenommen werden können. D. h. bei Anwendung und Einhaltung der Kap-Richtzeichnungen erübrigt sich dieser Nachweis, für alle anderen Fälle muss ein entsprechender Nachweis geführt werden.



## 5 Ausblick

Der Bericht beschreibt eine durchgängige Vorgehensweise, wie man von einem Anprallversuch an eine Schutzeinrichtung auf einer Brücke einschließlich Kräftermessung zu statischen Ersatzlasten gemäß den Vorgaben des Eurocodes (DIN EN 1991-2 [16]) gelangen kann. Dies gelingt unter Annahme einiger Vereinfachungen und Interpretationen, die u. a. mit der durch ein vorangegangenes Forschungsvorhaben [7] weiterentwickelten Prüfanlage, welche die in Deutschland übliche Brückenrandkonstruktion repräsentiert, in Zusammenhang stehen. Das hier vorgestellte Prozedere ist sehr eng mit den stufenweisen Vorgaben (Horizontalkraftklassen) der relevanten Normen (DIN-Fachbericht 101:2009 [13] und DIN EN 1991-2 [16]) verknüpft und darauf abgestimmt.

Zusammen mit dem ebenfalls dargestellten alternativen Lastmodell für bestehende Brücken kann für die außergewöhnliche Lastfallkombination „Anprall an Schutzeinrichtung“ sowohl der Neubaufall nach Norm als auch der Bestand gemäß Nachrechnungsrichtlinie abgedeckt werden. D. h. im Neubaufall ist immer das Vorgehen nach Norm notwendig, im Bestand kann eine Berechnung sowohl nach Norm als auch mit dem alternativen Lastmodell erfolgen.

Die Interpretationen und Erkenntnisse in [39] zeigen recht deutlich eine maßgebliche Abhängigkeit des Einspannmomentes am Kragarmschnitt von der einwirkenden Vertikalkraft, also von den beim Anprall auftretenden (dynamischen) Radlasten. Auf Basis dieser Erkenntnisse wurde ein nahezu produktunabhängiges alternatives Lastmodell entworfen.

Im Gegensatz dazu bringt das normative Einwirkungsmodell mit seinen Horizontalkraftklassen auch durch die Kopplung an das Lastverteilungs- und Berechnungsmodell, wie es im Leitfaden zum DIN-Fachbericht 102 [19] dargestellt wird, einige Nachteile mit sich, die nicht ohne Weiteres aufgelöst werden können. So wird beispielsweise im Modell von einer biegesteifen Verbindung zur Einleitung des durch die Horizontalkraft verursachten Biegemomentes in die Kappe ausgegangen, was nicht der Wirklichkeit entspricht. Moment und Horizontalkraft werden dann über die Kappe zwar nach außen verteilt, ohne jedoch die Verträglichkeit in der Kappe und im Anschluss nachzuhalten, was bei Horizontalkräften von 400 kN und mehr bei den

derzeitigen Kappenkonstruktionen schwer möglich wäre. Erst in einem zweiten Schritt werden die Kappe und der Anschluss an das Bauwerk mit Ansatz der 1,25-fachen lokalen charakteristischen Widerstände bemessen.

### Mögliche zukünftige Entwicklungen

#### • Kräftermessungen – Einwirkungen

Bislang gibt es die Anforderung in den RPS 2009 [4], durch zusätzliche Messungen bei der Anprallprüfung die Kräfte zu bestimmen, welche durch die Schutzeinrichtung und das Fahrzeug in die Brückenkonstruktion eingeleitet werden. Ob eine solche, gegenüber den harmonisierten europäischen Normen zusätzliche Anforderung vor dem Hintergrund der aktuellen Diskussionen infolge der BauPV noch zulässig sein wird, soll hier nicht weiter diskutiert werden. Jedoch kann man bei der Frage, ob Kräftermessungen in diesem Zusammenhang zukünftig überhaupt noch erforderlich sein sollten, durchaus zu der Auffassung gelangen, dass es sinnvoll sein könnte, unter bestimmten Voraussetzungen auf Kräftermessungen zu verzichten. Mit einem allgemeingültigen, produktunabhängigen Einwirkungsmodell für den Anprall an Schutzeinrichtungen wären zukünftige Kräftermessungen nicht mehr erforderlich.

Die hohen Vertikallasten von schweren Fahrzeugen bestimmen, wie in [39] beschrieben, maßgeblich die Bauwerksbelastung. Mithilfe von bekannten Achslasten und deren Anordnung könnte ein zutreffenderes Lastmodell entworfen werden, welches unabhängig von dem jeweiligen Produkt Schutzeinrichtung die Anprallsituation zutreffend beschreibt. Das in [39] entwickelte und hier gezeigte alternative Lastmodell für den Anprall an Schutzeinrichtungen könnte dabei als Grundlage dienen.

Die maximalen Kräfte, die über die Schutzeinrichtung selbst in das Bauwerk eingeleitet werden, sind über den 1,25-fachen lokalen charakteristischen Widerstand rechnerisch gut zu bestimmen. Die Lasten, die aus der Fahrzeugumlenkung über den Kontakt der Reifen ins Bauwerk gelangen, wären der Anteil, welcher in einem neuen Modell zu finden bzw. zu definieren wäre.

Für die lokale Bemessung mit den Einwirkungen aus den 1,25-fachen lokalen charakteristischen Widerständen erscheinen die jetzigen Regelungen im Eurocode mit den im Bericht beschriebenen

Rahmenbedingungen für deren Ermittlung als zutreffend und ausreichend.

Ein Bedarf, die Messung von beim Anprall auftretenden Kräften in den DIN EN 1317 noch weiter zu spezifizieren oder normativ zu regeln, wird nicht gesehen.

- **Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken**

Die folgenden Ausführungen sollen einen Beitrag zur Diskussion für die weiteren Entwicklungen beim Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Brücken liefern, ohne dabei die Verkehrssicherheit zu vernachlässigen.

Schutzeinrichtungen auf Brücken dienen vornehmlich dem zentralen Ziel, den Absturz von Fahrzeugen von der Brücke zu verhindern und die Folgen von Unfällen sowohl für Fahrzeuginsassen als auch für unbeteiligte Dritte zu minimieren. Bei einem Pkw-Anprall ist die Auslenkung oder die Durchbiegung der Schutzeinrichtung (Wirkungsbereich) gering, und im Regelfall wird das Geländer am Brückenrand dabei nicht tangiert. Erst bei einem Anprall mit einem schweren Fahrzeug können Verformungen auftreten, die bis zum Geländer reichen. Wirkt während der Anprallprüfung das Geländer mit, so wird es quasi Bestandteil der Schutzeinrichtung. Jegliche Anpassung oder Änderung des Geländers stellt damit formal eine Modifikation im Sinne der DIN EN 1317 dar. Die bisherige Erfahrung zeigt jedoch, dass Modifikationen von Herstellerseite nur selten oder nur zögerlich initiiert werden. Den Straßenbauverwaltungen bleibt dann nur die Möglichkeit, über einen Abwägungsprozess geeignete (Sonder-)Lösungen zu finden, mit denen gleichzeitig andere wichtige Anforderungen des Regelwerks nicht erfüllt werden können.

Die Funktionen Fahrzeug-Rückhaltung und Absturzsicherung von Fußgängern sollten voneinander getrennt werden. D. h. ein Fahrzeug-Rückhaltesystem gleich welcher Aufhaltstufe sollte immer ohne Geländer funktionieren und deshalb immer ohne Geländer geprüft werden.

Den Wirkungsbereich betreffend sollte zwischen Pkw- und Lkw-/Bus-Anprall unterschieden werden. Dabei sollte sichergestellt werden, dass der Wirkungsbereich für den Pkw-Anprall freigehalten wird, im Falle eines Lkw-Anpralls könnte jedoch beispielsweise ein Geländer nach RiZ im Wirkungsbereich stehen. Beim Anprall mit einem schweren

Fahrzeug (Bus/Lkw) verhält es sich umfahr- bzw. abscherbar. Darüber hinaus wird durch die Auslenkung des Stahlseiles im Handlauf ein Zugband aktiviert, welches die Rückhaltewirkung insgesamt positiv unterstützt. Dieser Effekt ist bei Geländern nach RiZ-ING mit Stahlseil im Handlauf immer vorhanden, egal ob mit einer zusätzlich aufgesetzten Konstruktion zum Übersteigschutz oder ohne. Das Hauptziel, nämlich einen Absturz von der Brücke zu verhindern, würde dadurch nicht beeinträchtigt oder wenn überhaupt eher positiv unterstützt.

Bei der Gefährdungseinstufung von Geländern gemäß RPS 2009 [4] wird unterschieden, ob ein Fahrzeug seitlich (Gefährdungsstufe 3) oder frontal (Gefährdungsstufe 4) am Geländerende anprallt. Ist auf der Brücke eine Schutzeinrichtung erforderlich und der Wirkungsbereich im Anprallfall eines leichten Fahrzeugs (Pkw) eingehalten, so könnte man annehmen, dass eine Gefährdung durch das Geländer ausgeschlossen werden kann. Erkennt man an, dass im Anprallfall mit einem schweren Fahrzeug (Bus oder Lkw) das Geländer umfahrbar, abscherbar und durch den Zugbandeffekt absturzverhindernd wirkt, so könnte hier ebenfalls eine Gefährdung durch das Geländer verneint werden.

Der bis hierhin aufgezeigten Argumentation steht entgegen, dass Geländer im Wirkungsbereich im Anprallfall das Fahrzeugverhalten des schweren Fahrzeuges ggf. ungünstig beeinflussen können, d. h., das Fahrzeugverhalten unterscheidet sich dann vom Verhalten während des Anprallversuchs. Abseits von einem einmaligen Anprallversuch sind jedoch in der Realität des auf den Fernstraßen stattfindenden Schwerlastverkehrs die möglichen Auswirkungen des Fahrzeugverhaltens nach einem realen Anprall an die Schutzeinrichtung auf einer Brücke durch die Vielfalt von unterschiedlichen Fahrzeugen, die sich in Aufbau, Motorisierung oder Beladung und in ihrem Schwerpunkt unterscheiden, ungleich schwerer vorherzusagen.

Weitere variable Einflüsse und Unwägbarkeiten, wie z. B. unterschiedliche Geschwindigkeiten, unterschiedliche Anprallwinkel oder auch unterschiedliche Reaktionen von Fahrzeuglenkern bleiben zu Recht völlig unberücksichtigt. Die Anprallprüfung findet unter genauer Vorgabe der normativ geregelten Bedingungen statt; es ist schließlich nicht möglich, allen Variablen mit nur wenigen Versuchen Rechnung zu tragen. Es ist deshalb auch richtig und sinnvoll, mit nur wenigen Versuchen die grundsätzliche Eignung von Schutzeinrichtungen zu prüfen.

Eine erfolgreiche Anprallprüfung weist somit lediglich die grundsätzliche Eignung einer Schutzeinrichtung als Bauwerkssystem nach, sie sollte jedoch nicht als unbedingt einzuhaltender Maßstab für alle praxisrelevanten Fälle herangezogen werden. Tut man dies dennoch, so sind praxisgerechte Lösungen nur schwer oder in vielen Fällen gar nicht zu verwirklichen.

Eine positive Anprallprüfung gibt Aufschluss über das mögliche Aufhaltevermögen eines Schutzsystems, sie bietet jedoch keine 100%ige Sicherheit, dass beispielsweise Schutzeinrichtungen der Aufhaltstufe H4b alle möglichen Anprallszenarien mit schweren Fahrzeugen bis 38 t ohne einen Absturz von der Brücke bewältigen können. Ziel ist also nicht die absolute Sicherheit, einen Fahrzeugabsturz von der Brücke immer und in jedem Falle zu verhindern, sondern das Risiko so weit wie möglich zu verringern (Risikominimierung).

Bei allen weiteren Entwicklungen und Fortschreibungen der relevanten Regelwerke sollte deshalb die folgenden Punkte diskutiert und berücksichtigt werden:

- Schutzeinrichtungen auf Bauwerken sollten ihre Funktion als Fahrzeug-Rückhaltesystem ohne die Mitwirkung des Geländers erfüllen. Sie sollten zukünftig immer ohne Geländer geprüft werden.
- Schutzeinrichtungen auf Brücken dienen dem zentralen Ziel, einen Fahrzeugabsturz von der Brücke zu verhindern.
- Geländer dienen ausschließlich zur Absturz-sicherung von Fußgängern, Radfahrern o. Ä. und nicht zur planmäßigen Rückhaltung von Fahrzeugen.
- Auf Brücken sollte der Wirkungsbereich für den Anprallfall leichtes Fahrzeug (Pkw) und schweres Fahrzeug (Lkw, Bus) unterschieden werden.
- Für den Anprallfall Pkw sollte der Wirkungsbereich frei von Geländern sein.
- Holmgeländer mit Stahlseil im Handlauf nach RiZ-ING können im Anprallfall Lkw/Bus im Wirkungsbereich stehen, sie können die Rückhaltewirkung von Schutzeinrichtungen beim Anprall mit schweren Fahrzeugen durch ihre Zugbandwirkung positiv beeinflussen. Sie gelten per Definition als von schweren Fahrzeugen umfahr- und abscherbar.

- Der Einfluss eines im Anprallfall an eine Schutzeinrichtung mitwirkenden Geländers nach RiZ-ING auf das Fahrzeugverhalten eines Lkw oder Busses kann wie viele andere variablen und in Wirklichkeit auftretenden Einflüsse nicht prognostiziert werden und sollte deshalb kein entscheidendes Kriterium sein.
- Schutzeinrichtungen auf Bauwerken, die bisher unter Mitwirkung von Geländern geprüft wurden, und zukünftige Systeme dieser Art müssen auch die Anforderungen an den Übersteigschutz erfüllen. Dies muss entweder durch eine neue Anprallprüfung oder Modifikation und Zertifizierung nachgewiesen werden

## 6 Zusammenfassung

Der vorliegende Bericht beschäftigt sich mit dem Einsatz von Rückhaltesystemen auf Brücken und Ingenieurbauwerken. Zu den Rückhaltesystemen zählen Schutzeinrichtungen, die als Fahrzeug-Rückhaltesysteme dienen, und Brückengeländer, sogenannte Fußgänger-Rückhaltesysteme.

Die Einführung der europäischen Produkt- und Prüfnormenreihe für Rückhaltesysteme an Straßen, DIN EN 1317 [21], und den Richtlinien für passiven Schutz an Straßen durch Fahrzeug-Rückhaltesysteme RPS [4] führte zu einer anderen Vorgehensweise bei Entwurf und Ausführung. Dies betrifft sowohl die eigentliche Ausstattung der Bauwerke mit Rückhaltesystemen an sich als auch die Auswirkungen auf die konstruktive Gestaltung und Bemessung der Bauwerke selbst.

Die Festlegung verschiedener Aufhaltstufen in Abhängigkeit von dem jeweils angestrebten Schutzniveau und weiterer Faktoren führte zur Anhebung des möglichen Rückhaltevermögens von Schutzeinrichtungen und in der Folge zu höheren Kräften beim Anprall schwerer Fahrzeuge. Diese Kräfte sollen schadlos vom Bauwerk und lokal von dem Bauteil aufgenommen werden können, auf dem die Schutzeinrichtung befestigt wird. Im Vergleich zum bisherigen Standardsystem, einer EDSP mit Geländer, welches die Aufhaltstufe H1 erreicht, bieten neue Systeme die geforderten Aufhaltstufen H2 und H4b.

In der Aufhaltstufe H1 muss das Rückhaltevermögen durch einen Anprallversuch u. a. mit einem 10 t schweren Lkw nachgewiesen werden. Die

Aufhaltestufen H2 und H4b werden u. a. mit einem 13 t schweren Bus und einem 38 t schweren Sattelschlepper geprüft. Das ist bereits ein Hinweis darauf, dass die beim Anprallvorgang auftretenden Kräfte für die Aufhaltestufen H2 und H4b um ein Vielfaches höher liegen können.

Durch die höheren Aufhaltestufen verbessert sich das Rückhaltevermögen und folglich die Verkehrssicherheit. Sie führen aber auch zwangsläufig zu höheren Kräften, die bei der Bemessung von Bauwerken berücksichtigt werden müssen.

Nach einer Literaturübersicht mit einer Auswahl von Ergebnissen und Erkenntnissen, welche die Entwicklung von heute geltenden Regelungen maßgeblich mitbestimmt haben, folgt im Kapitel 3 „Kräftemessung – Auswertung – Einwirkung“ eine ausführliche Beschreibung der Versuchsanlage, mit der die beim Fahrzeuganprall an eine Schutz-einrichtung auf einer Brücke entstehenden Kräfte gemessen werden können.

Die Beschreibung des Tragverhaltens der Messbrücke, des Kraftflusses und der mit der Prüfanlage verbundenen Besonderheiten bilden die Grundlage für die Einordnung der Kräftemessungen. Es wird gezeigt, wie darauf basierend und unter Zuhilfenahme des zunächst favorisierten 4-m-Lastmodells ein systematisches und transparentes Auswerteverfahren entwickelt wurde, welches im Ergebnis eine Einstufung in die Horizontalkraftklassen des Einwirkungsmodells für den Anprall an Schutz-einrichtungen nach DIN-Fachbericht 101, Ausgabe 2009 [13] ermöglicht. Ein Vergleich der Schnittgrößen an der Einspannstelle eines Stahlbetonkragarmes mit den Einwirkungen aus dem 4-m-Lastmodell und den Einwirkungen nach dem Lastmodell des DIN-Fachberichtes 101, Ausgabe 2009 [13] zeigt eine als ausreichend eingeschätzte Übereinstimmung.

Mit der Einführung der Eurocodes im Brückenbau und bedingt durch einige Unterschiede in den Einwirkungsmodellen für den Anprall an Schutz-einrichtungen zwischen den Regelungen im DIN-Fachbericht 101, Ausgabe 2009 [13] und in DIN EN 1991-2 [16] wurde das Auswerte- und Einstufungsverfahren erweitert und entsprechend ergänzt.

In Ergänzung zum Bauwerksnachweis werden die Rahmenbedingungen für die Bestimmung des 1,25-fachen lokalen charakteristischen Widerstandes der Schutz-einrichtungen beschrieben. Begründet durch die verschiedenartige Wirkungsweise von

pfosten- und holmbasierten Schutz-einrichtungen aus Stahl und schweren, wandartigen Schutz-einrichtungen aus Beton werden die unterschiedlichen Vorgehensweisen zur Bestimmung der möglichen Kräfte dargestellt, welche maximal von der Schutz-einrichtung auf das Bauteil übertragen werden können, auf dem die Schutz-einrichtung befestigt ist.

Mit dem vertikalkraftbasierten Lastmodell, welches in die 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie [44] aufgenommen wurde, liegt ein alternatives Lastmodell für den Anprall an Schutz-einrichtungen auf bestehenden Bauwerken vor. Mit diesen vom normativen Ansatz abweichenden, wirklichkeitsnäheren vertikalkraft-dominierten Einwirkungen kann der Bauwerksnachweis bei bestehenden Bauwerken in einigen Fällen noch erfüllt werden, während der horizontalkraft-basierte normative Nachweis nicht mehr erbracht werden kann.

Des Weiteren werden die Entscheidungsfindung und die Hintergründe der Überarbeitung und der Weiterentwicklung der ZTV-ING Teil 8 Bauwerksausstattung Abschnitt 4 Rückhaltesysteme (ZTV-ING 8-4) [5] dargestellt und erläutert. Die Gründe für eine Überarbeitung und Ergänzung waren einerseits die Umstellung der Einwirkungs-, Bemessungs- und Ausführungsnormen auf den Eurocode und andererseits die neuen Normen und Regelwerke für Rückhaltesysteme. Anpassungen bzw. Ergänzungen betreffen z. B. u. a.:

- Geländerhöhe von mind. 1,30 m neben Radwegen,
- Übersteigschutz,
- Kappen und Geländer auf Brücken ohne Schutz-einrichtungen,
- Notgehwegbreiten auf Außen- und Mittelkappen,
- Bemessungslast für Böschungsgeländer und Übersteigschutz.

Die im vorliegenden Bericht zusammengefassten Ergebnisse zeigen eine Vorgehensweise zur Einstufung von nach DIN EN 1317 geprüften Schutz-einrichtungen in die Horizontallastklassen gemäß DIN EN 1991-2 Verkehrslasten auf Brücken [16] und ein für bestehende Bauwerke anwendbares alternatives Lastmodell. Außerdem werden die Rahmenbedingungen für die Bestimmung der 1,25-fachen lokalen charakteristischen Widerstände der Schutz-einrichtung beschrieben und die

Regelungen der ZTV-ING Teil 8 Abschnitt 4 [5] erläutert. Die für die Bemessung von Bauwerk und Bauteil erforderlichen Einwirkungen werden für die jeweiligen Schutzeinrichtungen in den Einsatzfreigabelisten [20] der BAST benannt.

## 7 Literatur

- [1] Statistisches Bundesamt Wiesbaden: Verkehrsunfälle Zeitreihen 2013; 02. Juli 2014
- [2] Europäische Kommission: Ein europäischer Raum der Straßenverkehrssicherheit: Leitlinien für die Politik im Bereich der Straßenverkehrssicherheit 2011-2020; Brüssel 20. Juli 2010
- [3] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Verkehrssicherheitsprogramm 2011; Berlin
- [4] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Richtlinien für passiven Schutz an Straßen durch Fahrzeug-Rückhaltesysteme (RPS), Köln, Ausgabe 2009
- [5] Bundesanstalt für Straßenwesen: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING) – Teil 8: Bauwerksausstattung, Abschnitt 4, Rückhaltesysteme, Stand 2013/12; Bergisch Gladbach
- [6] HELLMICH; STELLA; STANGL; PIRINGER; HEIMEL; PLOMER: Rückhaltesysteme auf Brücken im Anfahrversuch, Straßenforschung, Heft 521, Wien 2002, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
- [7] SEDLACEK; KAMMEL; GEßLER: Einsatz von Fahrzeugrückhaltesystemen mit hohem Aufhaltevermögen auf Brücken, Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 920, August 2008; Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr-, Bau- und Wohnungswesen
- [8] KAMMEL: Vorhersage der Wirkungsweise nachgiebiger Schutzeinrichtungen für den Straßenverkehr; Schriftenreihe des Lehrstuhls für Stahlbau und Leichtmetallbau der RWTH Aachen, Heft 62, 2008
- [9] BERGERHAUSEN; KLOSTERMEIER; KLÖCKNER; KÜBLER: Prüfung und Bewertung von Schutzeinrichtungen der Aufhaltstufe H4b für den Einsatz auf Brücken; Teile 1 und 2, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Verkehrstechnik, Heft V 224, Bergisch Gladbach, April 2013
- [10] KUHLMANN; ZIZZA; GÜNTHER: Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken; Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 88, Bergisch Gladbach, August 2012
- [11] Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-ING): Aktuelle Richtzeichnungen, Stand: Dezember 2014, Sammlung aller bisherigen Ausgaben 1972-2014, für den verwaltungsinternen Gebrauch, herausgegeben von der AG 2.9
- [12] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Berlin: Beuth-Verlag, März 2003
- [13] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Berlin: Beuth-Verlag, März 2009
- [14] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Allgemeines Rundschreiben Nr. 6/2009, Anwendung der fortgeschriebenen DIN-Fachberichte 101 bis 104, jeweils Ausgabe März 2009, zusammen mit den in den Anlagen enthaltenen Hinweisen für den Geschäftsbereich der Bundesfernstraßen, AZ S18/1792.10/81-1045620, Bonn, Juni 2009
- [15] BERGERHAUSEN: Auswertung der Kräfte von Schutzeinrichtungen der Aufhaltstufe H2 auf Brücken; unveröffentlichter Schlussbericht F1100.2504000.01 der Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Januar 2008
- [16] DIN EN 1991-2:2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010
- [17] DIN EN 1317-2:2011-01: Rückhaltesysteme an Straßen – Teil 2: Leistungsklassen, Abnahmekriterien für Anprallprüfungen und Prüfverfahren für Schutzeinrichtungen und Fahrzeugbrüstungen; Deutsche Fassung EN 1317-2:2010
- [18] ROMBACH; VELASCO: Schnittgrößen auskragender Fahrbahnplatten infolge von Radlasten nach DIN-Fachbericht, Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), H. 5, S. 376-389

- [19] KÖNIG; MAURER; TUE; KLIVER; BORNMANN: Leitfaden zum DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken, Ausgabe März 2003, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2003
- [20] Bundesanstalt für Straßenwesen: Einsatzfreigabeliste für Fahrzeugrückhaltesysteme in Deutschland, Stand 18.12.2014; Bergisch Gladbach
- [21] Normenreihe DIN EN 1317: Rückhaltesysteme an Straßen – Teile 1 bis 5, Teil 7 und 8 (in Bearbeitung)
- [22] DIN EN 1317-1:2011-01: Rückhaltesysteme an Straßen – Teil 1: Terminologie und allgemeine Kriterien für Prüfverfahren; Deutsche Fassung EN 1317-1:2010
- [23] DIN CEN/TR 1317-6:2012-08: Rückhaltesysteme an Straßen – Teil 6: Fußgängerrückhaltesysteme – Brückengeländer; Deutsche Fassung CEN/TR 1317-6:2012
- [24] Bundesanstalt für Straßenwesen: Einsatzfreigabeverfahren für Fahrzeug-Rückhaltesysteme in Deutschland, Stand 01.10.2009, Bergisch Gladbach
- [25] Bundesanstalt für Straßenwesen: Ergänzende Kriterien zum Einsatzfreigabeverfahren für Fahrzeug-Rückhaltesysteme in Deutschland, Stand 09.11.2012, Bergisch Gladbach
- [26] KÜBLER, J.: Die Einsatzfreigabe für Fahrzeug-Rückhaltesysteme in Deutschland – Kein Widerspruch zu Europa, Straßenverkehrstechnik 11 2012, S. 703-711
- [27] Verordnung (EU) Nr. 305/2011 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 9. März 2011 zur Festlegung harmonisierter Bedingungen für die Vermarktung von Bauprodukten und zur Aufhebung der Richtlinie 89/106/EWG des Rates (Bauproduktenverordnung – BauPVO)
- [28] Bundesanstalt für Straßenwesen: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), Bergisch Gladbach. In: [www.bast.de/Publikationen/Regelwerke](http://www.bast.de/Publikationen/Regelwerke) zum Download/Brücken- und Ingenieurbau
- [29] Bundesanstalt für Straßenwesen: Hinweisblatt zu ZTV-ING – Teil 8: Bauwerksausstattung Abschnitt 4 Absturzsicherung; Bergisch Gladbach, 2010
- [30] DIN 18800-7:2008-11: Stahlbauten – Teil 7: Ausführung und Herstellerqualifikation (Dokument zurückgezogen, ersetzt durch DIN EN 1090)
- [31] DIN EN 1090-1:2012-02: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 1: Konformitätsnachweisverfahren für tragende Bauteile; Deutsche Fassung EN 1090-1:2009+A1:2011
- [32] DIN EN 1090-2:2011-10: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-2:2008+A1:2011
- [33] DIN EN 1090-3:2008-09: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 3: Technische Regeln für die Ausführung von Aluminiumtragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-3:2008
- [34] KRÄMER: Brückengeländerhandlauf mit eingebautem Stahlseil, Straße Brücke Tunnel, Heft 7/1971, S. 185-187
- [35] Technische Regeln für Arbeitsstätten (ASR): ASR 2.1 Schutz vor Absturz und herabfallenden Gegenständen, Betreten von Gefahrenbereichen, Ausgabe November 2012
- [36] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): ERA – Empfehlungen für Radverkehrsanlagen, Köln, Ausgabe 2010
- [37] DIN EN ISO 3834-3:2006-03: Qualitätsanforderungen für das Schmelzschweißen von metallischen Werkstoffen – Teil 3: Standard-Qualitätsanforderungen (ISO 3834-3:2005); Deutsche Fassung EN ISO 3834-3:2005
- [38] DIN EN ISO 3834-2:2006-03: Qualitätsanforderungen für das Schmelzschweißen von metallischen Werkstoffen – Teil 2: Umfassende Qualitätsanforderungen (ISO 3834-2:2005); Deutsche Fassung EN ISO 3834-2:2005
- [39] NEUMANN; RAUERT: Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B108, Bergisch Gladbach, Dezember 2014

- [40] Beschluss der Vergabekammer des Freistaates Sachsen bei der Landesdirektion Leipzig 1/SVK/010-11
- [41] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Fahrzeug-Rückhaltesysteme (ZTV-FRS), Köln, Ausgabe 2013
- [42] Berufsgenossenschaft der Bauwirtschaft BG Bau.; B 156 Dachfanggerüste, 10/2006
- [43] DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen (Dokument zurückgezogen)
- [44] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Abteilung Straßenbau: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) Ausgabe 5/2011, 1. Ergänzung 4/2015, [www.bast.de/Publikationen/Regelwerke](http://www.bast.de/Publikationen/Regelwerke) zum Download/Brücken- und Ingenieurbau
- [45] Bundesanstalt für Straßenwesen: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING) – Teil 8: Bauwerksausstattung Abschnitt 4 Absturzsicherungen, Stand 2010/04; Bergisch Gladbach

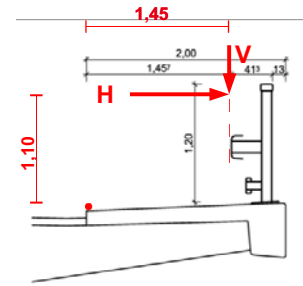
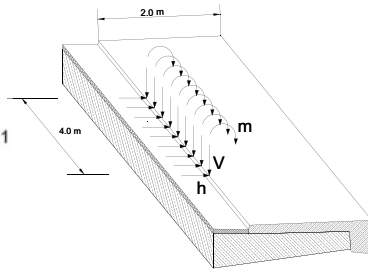
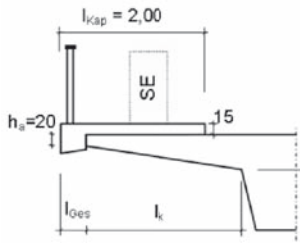
## **Anhang**

### **Tabellarische Berechnungen**

**Schnittgrößenvergleich der Einstufungen nach dem 4-m-Lastmodell und nach  
DIN-Fachbericht 101 [13]**



## H2 System A



LF Eigengewicht	
$g_{1a}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5,0
$g_{kap}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4,300
$G_{Ges}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	2,300
$g_{Gel}$ [KN/m]	1,000
$g_{SE}$ [KN/m]	0,600
$g_{Bel}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2,420

LM 4 m	
$m$ [kNm/m]	95
$v$ [kN/m]	90
$h$ [kN/m]	100

Lastangriffspunkt	
$a$ [m]	1,45
$b$ [m]	1,10

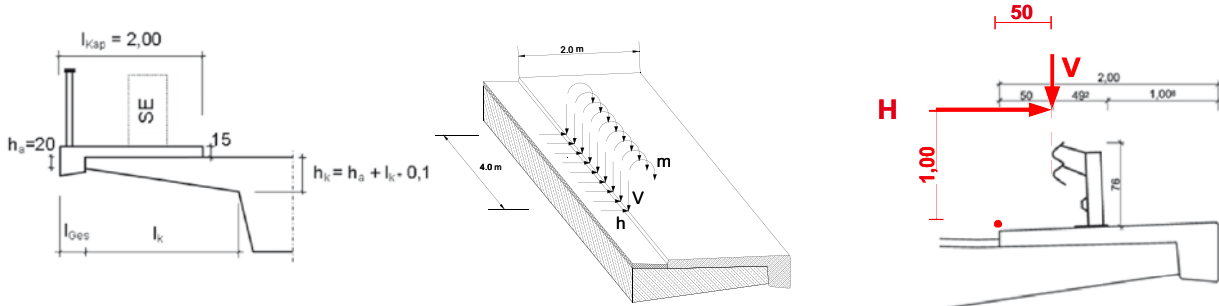
LM DIN-FB 101:2009	Klasse C
H [kN]	400
V [kN]	180

Systemabmessungen			
variabel	Kragarmlänge	$l_k$ [m]	2,50 m bis 4,00 m
	Querschnittshöhe an der Einspannstelle	$h_k$ [m]	$= h_a + 0,1 l_k$
	Lastangriffspunkt Kragarm	$x_{g1}$ [m]	$= l_k / 3 (h_k + 2 h_a) / (h_k + h_a)$
	Statische Nutzhöhe der Biegebewehrung	$d$ [m]	$= h_k - 0,055$
konstant	Stirnlattendicke der Kragplatte	$h_a$ [m]	0,20
	Breite der Kappe	$l_{kap}$ [m]	2,00
	Breite des Gesimses	$l_{Ges}$ [m]	0,35
Baustoffe			
	C 35/45, charakt. Zyl.druckfestigkeit n. 28 d	$f_{ck}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	35
	Wichte Beton	$\gamma_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25
	BSt 500 S, charakt. Wert d. Streckgrenze	$f_{yk}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	500

## H2 System A

Lastfall Eigengewicht					
$l_k$ [m]	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$h_k$ [m]	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
$d$ [m]	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
$x_{g1}$ [m]	0,89	1,09	1,29	1,48	1,67
$g_{1k}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10,0	11,3	12,5	13,8	15,0
$m_{k,g1}$ [KNm/m]	13,3	22,1	33,8	48,5	66,7
$m_{k,gkap}$ [KNm/m]	16,6	22,1	27,5	33,0	38,4
$m_{k,gSE}$ [KNm/m]	3,0	3,8	4,6	5,4	6,2
$m_{k,gBel}$ [KNm/m]	0,1	0,9	2,2	4,1	6,7
$\Sigma m_{k,g}$ [KNm/m]	33,1	48,9	68,1	91,0	117,9
$v_{k,g1}$ [KN/m]	15,0	20,3	26,3	32,8	40,0
$v_{k,gkap}$ [KN/m]	10,9	10,9	10,9	10,9	10,9
$v_{k,SE}$ [KN/m]	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
$v_{k,gBel}$ [KN/m]	0,8	2,1	3,3	4,5	5,7
$\Sigma v_{k,g}$ [KN/m]	28,3	34,9	42,0	49,8	58,2
Lastfall Anprall 4 m					
$d$ [m]	4,70	5,70	6,70	7,70	8,70
$f$ [m]	4,49	5,19	5,89	6,59	7,29
$m_k$ [KNm/m]	138,3	147,4	153,7	158,4	162,1
$v_k$ [KN/m]	80,2	69,4	61,1	54,6	49,4
$n_k$ [KN/m]	85,1	70,2	59,7	51,9	46,0
Lastfall Anprall DIN-FB 101					
$e$ [m] (m & n)	4,90	5,90	6,90	7,90	8,90
$d$ [m] (v)	4,10	5,10	6,10	7,10	8,10
$f$ [m]	3,02	3,72	4,42	5,12	5,82
$m_k$ [KNm/m]	198,2	181,9	170,2	161,4	154,6
$v_k$ [KN/m]	59,6	48,4	40,7	35,1	30,9
$n_k$ [KN/m]	67,8	67,8	67,8	67,8	67,8
LFK 4 m					
$m_{Ed}$ [kNm]	171,4	196,2	221,8	249,4	280,0
$m_{Eds}$ [kNm]	159,0	184,3	210,1	238,0	268,8
$v_{Ed}$ [kN/m]	108,5	104,2	103,1	104,4	107,6
$n_{Ed}$ [kN/m]	85,1	70,2	59,7	51,9	46,0
LFK DIN-FB 101					
$m_{Ed}$ [kNm]	231,3	230,7	238,2	252,4	272,5
$m_{Eds}$ [kNm]	221,5	219,2	225,0	237,4	255,9
$v_{Ed}$ [kN/m]	87,9	83,2	82,7	84,9	89,1
$n_{Ed}$ [kN/m]	67,8	67,8	67,8	67,8	67,8
Vergleich					
$m_{Eds,FB} / m_{Eds,4m}$	1,39	1,19	1,07	1,00	0,95
$v_{Ed,FB} / v_{Ed,4m}$	0,81	0,80	0,80	0,81	0,83
$a_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	15,1	13,1	11,9	11,3	11,0

## H2 System B



LF Eigengewicht	
$g_{1a}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5,0
$g_{kap}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4,300
$G_{Ges}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	2,300
$g_{Gel}$ [KN/m]	1,000
$g_{SE}$ [KN/m]	0,400
$g_{Bel}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2,420

LM 4 m	
$m$ [kNm/m]	50
$v$ [kN/m]	50
$h$ [kN/m]	50

Lastangriffspunkt	
$a$ [m]	0,50
$b$ [m]	1,00

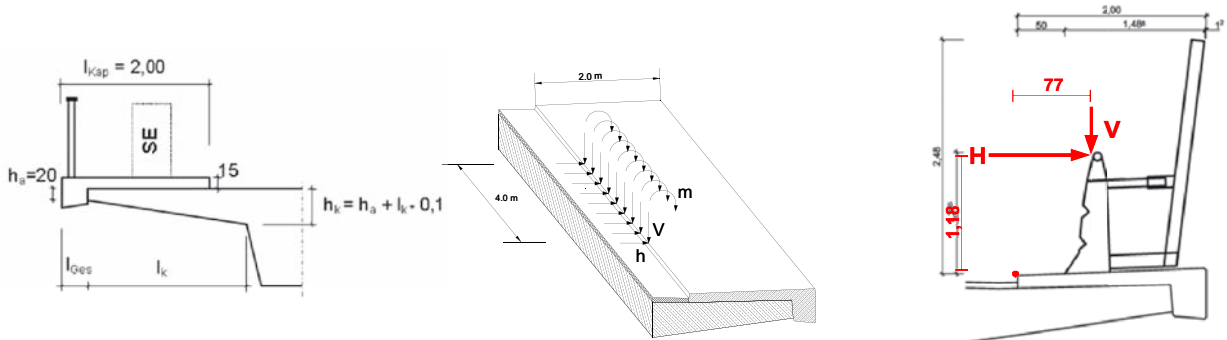
LM DIN-FB	Klasse B
$H$ [kN]	200
$V$ [kN]	180

Systemabmessungen			
variabel	Kragar änge	$l_k$ [m]	2,50 bis 4,00
	Querschnittshöhe an der Einspannstelle $e$	$h_k$ [m]	$= h_a + 0,1 \cdot l_k$
	Lastangriffspunkt Kragar	$x_{g1}$ [m]	$= l_k / 3 \cdot (h_k + 2 \cdot h_a) / (h_k + h_a)$
	Statische Nutzhöhe der Biegebewehrung	$d$ [m]	$= h_k - 0,055$
konstant	Stirp attendicke der Kragplatte	$h_a$ [m]	0,20
	Breite der Kappe	$l_{Kap}$ [m]	2,00
	Breite des Gesi ses	$l_{Ges}$ [m]	0,35
Baustoffe			
	C 35/45, charakt. Zy .druckfestigkeit n. 28 d	$f_{ck}$ [MN/ <sup>2</sup> ]	35
	Wichte Beton	$\gamma_c$ [kN/ <sup>3</sup> ]	25
	BSt 500 S, charakt. Wert d. Streckgrenze	$f_{yk}$ [MN/ <sup>2</sup> ]	500

## H2 System B

Lastfall Eigengewicht					
$l_k$ [m]	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$h_k$ [m]	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
$d$ [m]	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
$x_{g1}$ [m]	0,89	1,09	1,29	1,48	1,67
$g_{1k}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10,0	11,3	12,5	13,8	15,0
$m_{k,g1}$ [KNm/m]	13,3	22,1	33,8	48,5	66,7
$m_{k,gkap}$ [KNm/m]	16,6	22,1	27,5	33,0	38,4
$m_{k,gSE}$ [KNm/m]	2,7	3,4	4,1	4,8	5,5
$m_{k,gBel}$ [KNm/m]	0,1	0,9	2,2	4,1	6,7
$\Sigma m_{k,g}$ [KNm/m]	32,8	48,5	67,6	90,4	117,3
$v_{k,g1}$ [KN/m]	15,0	20,3	26,3	32,8	40,0
$v_{k,gkap}$ [KN/m]	10,9	10,9	10,9	10,9	10,9
$v_{k,SE}$ [KN/m]	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
$v_{k,gBel}$ [KN/m]	0,8	2,1	3,3	4,5	5,7
$\Sigma v_{k,g}$ [KN/m]	28,1	34,7	41,8	49,6	58,0
Lastfall Anprall 4 m					
$d$ [m]	4,70	5,70	6,70	7,70	8,70
$f$ [m]	4,49	5,19	5,89	6,59	7,29
$m_k$ [KNm/m]	72,8	78,4	82,4	85,3	87,6
$v_k$ [KN/m]	44,5	38,5	34,0	30,3	27,4
$n_k$ [KN/m]	42,6	35,1	29,9	26,0	23,0
Lastfall Anprall DIN-FB 101					
$e$ [m] (m & n)	6,80	7,80	8,80	9,80	10,80
$d$ [m] (v)	2,20	3,20	4,20	5,20	6,20
$f$ [m]	1,69	2,39	3,09	3,79	4,49
$m_k$ [KNm/m]	109,5	111,5	111,3	110,6	109,8
$v_k$ [KN/m]	106,5	75,3	58,2	47,5	40,1
$n_k$ [KN/m]	25,6	25,6	25,6	25,6	25,6
LFK 4 m					
$m_{Ed}$ [kNm]	105,6	126,9	150,0	175,7	204,9
$m_{Eds}$ [kNm]	99,4	120,9	144,1	170,0	199,2
$v_{Ed}$ [kN/m]	72,7	73,2	75,8	79,9	85,4
$n_{Ed}$ [kN/m]	42,6	35,1	29,9	26,0	23,0
LFK DIN-FB 101					
$m_{Ed}$ [kNm]	142,4	159,9	178,9	201,0	227,1
$m_{Eds}$ [kNm]	138,6	155,6	173,9	195,4	220,8
$v_{Ed}$ [kN/m]	134,6	110,0	100,1	97,1	98,1
$n_{Ed}$ [kN/m]	25,6	25,6	25,6	25,6	25,6
Vergleich					
$m_{Eds,FB} / m_{Eds,4m}$	1,39	1,29	1,21	1,15	1,11
$v_{Ed,FB} / v_{Ed,4m}$	1,85	1,50	1,32	1,21	1,15
$a_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	9,5	9,3	9,2	9,3	9,5

## H2 System C



LF Eigengewicht	
$g_{1a}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5,0
$g_{kap}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4,300
$G_{Ges}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	2,300
$g_{Gel}$ [KN/m]	1,000
$g_{SE}$ [KN/m]	0,600
$g_{Bel}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2,420

LM 4 m	
$m$ [kNm/m]	65
$v$ [kN/m]	60
$h$ [kN/m]	60

Lastangriffspunkt	
$a$ [m]	0,77
$b$ [m]	1,18

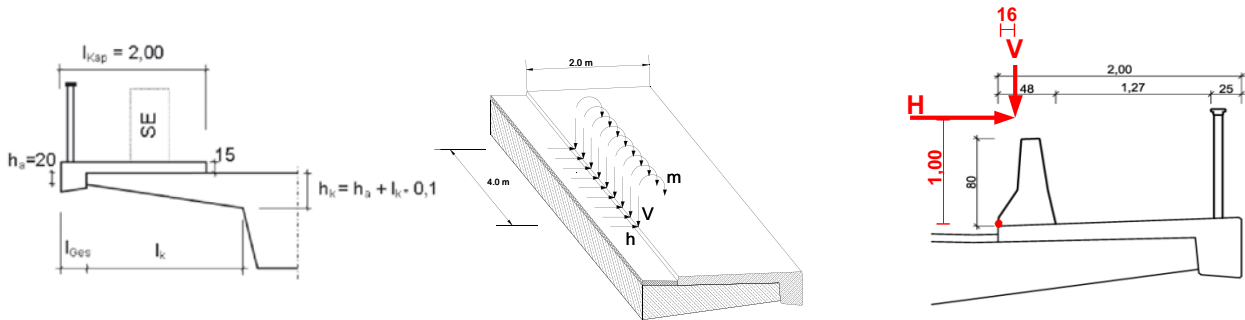
LM DIN-FB 101:2009	Klasse B
$H$ [kN]	200
$V$ [kN]	180

Systemabmessungen			
variabel	Kragarmlänge	$l_k$ [m]	2,50 m bis 4,00 m
	Querschnittshöhe an der Einspannstelle	$h_k$ [m]	$= h_a + 0,1 l_k$
	Lastangriffspunkt Kragarm	$x_{g1}$ [m]	$= l_k / 3 (h_k + 2 h_a) / (h_k + h_a)$
	Statische Nutzhöhe der Biegebewehrung	$d$ [m]	$= h_k - 0,055$
konstant	Stirnplattendicke der Kragplatte	$h_a$ [m]	0,20
	Breite der Kappe	$l_{Kap}$ [m]	2,00
	Breite des Gesimses	$l_{Ges}$ [m]	0,35
Baustoffe			
	C 35/45, charakt. Zyl.druckfestigkeit n. 28 d	$f_{ck}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	35
	Wichte Beton	$\gamma_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25
	BSt 500 S, charakt. Wert d. Streckgrenze	$f_{yk}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	500

## H2 System C

Las fa Eigengewich					
$k$ [m]	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$h_k$ [m]	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
$d$ [m]	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
$x_{g1}$ [m]	0,89	1,09	1,29	1,48	1,67
$g_{1k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	10,0	11,3	12,5	13,8	15,0
$m_{k,g1}$ [kNm/m]	13,3	22,1	33,8	48,5	66,7
$m_{k,gkap}$ [kNm/m]	16,6	22,1	27,5	33,0	38,4
$m_{k,gSE}$ [kNm/m]	3,0	3,8	4,6	5,4	6,2
$m_{k,gBe}$ [kNm/m]	0,1	0,9	2,2	4,1	6,7
$m_{k,g}$ [kNm/m]	33,1	48,9	68,1	91,0	117,9
$v_{k,g1}$ [kN/m]	15,0	20,3	26,3	32,8	40,0
$v_{k,gkap}$ [kN/m]	10,9	10,9	10,9	10,9	10,9
$v_{k,SE}$ [kN/m]	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
$v_{k,gBel}$ [kN/m]	0,8	2,1	3,3	4,5	5,7
$v_{k,g}$ [kN/m]	28,3	34,9	42,0	49,8	58,2
Las fa Anpra 4 m					
$d$ [m]	4,70	5,70	6,70	7,70	8,70
$f$ [m]	4,49	5,19	5,89	6,59	7,29
$m_k$ [kNm/m]	91,6	97,6	101,9	105,0	107,4
$v_k$ [kN/m]	53,5	46,2	40,7	36,4	32,9
$n_k$ [kN/m]	51,1	42,1	35,8	31,2	27,6
Las a Anpra DIN-FB 101					
$e$ [m] (m & n)	6,26	7,26	8,26	9,26	10,26
$d$ [m] (v)	2,74	3,74	4,74	5,74	6,74
$f$ [m]	2,07	2,77	3,47	4,17	4,87
$m_k$ [kNm/m]	122,8	121,1	119,0	117,0	115,3
$v_k$ [kN/m]	87,0	65,0	51,9	43,2	37,0
$n_k$ [kN/m]	27,5	27,5	27,5	27,5	27,5
LFK 4 m					
$m_{Ed}$ [kNm]	124,7	146,5	169,9	196,0	225,3
$m_{Eds}$ [kNm]	117,2	139,3	162,9	189,1	218,6
$v_{Ed}$ [kN/m]	81,8	81,1	82,8	86,2	91,1
$n_{Ed}$ [kN/m]	51,1	42,1	35,8	31,2	27,6
LFK DIN-FB 101					
$m_{Ed}$ [kNm]	155,9	169,9	187,1	208,0	233,2
$m_{Eds}$ [kNm]	151,9	165,3	181,7	202,0	226,5
$v_{Ed}$ [kN/m]	115,4	99,9	93,9	93,0	95,2
$n_{Ed}$ [kN/m]	27,5	27,5	27,5	27,5	27,5
Vergleich					
$m_{Eds,FB} / m_{Eds,4m}$	1,30	1,19	1,12	1,07	1,04
$v_{Ed,FB} / v_{Ed,4m}$	1,41	1,23	1,13	1,08	1,04
$a_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	10,4	9,8	9,6	9,6	9,8

## H2 System D



LF Eigengewicht	
$g_{1a}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5,0
$g_{kap}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4,300
$G_{Ges}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	2,300
$g_{Gel}$ [KN/m]	1,000
$g_{SE}$ [KN/m]	5,300
$g_{Bel}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2,420

LM 4 m	
$m$ [kNm/m]	75
$v$ [kN/m]	70
$h$ [kN/m]	70

Lastangriffspunkt	
$a$ [m]	0,16
$b$ [m]	1,00

LM D N-FB 101:2009	K asse C
$H$ [kN]	400
$V$ [kN]	180

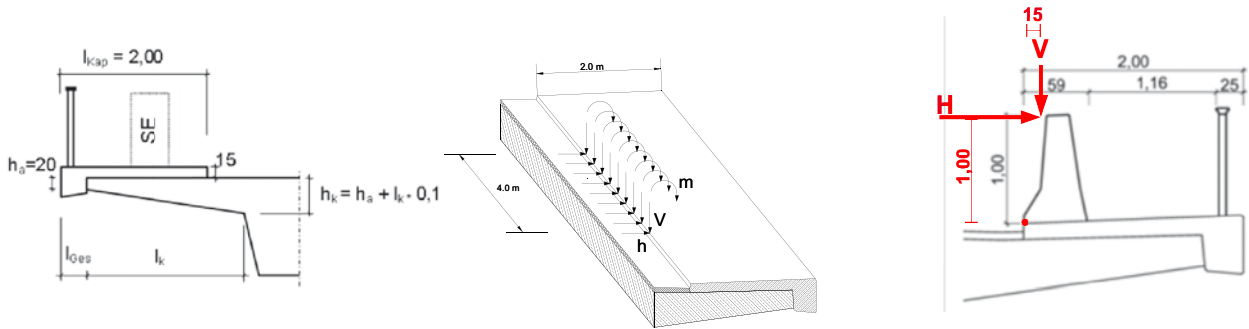
Systemabmessungen			
variabel	Kragar änge	$k$	2,50 bis 4,00
	Querschnittshöhe an der Einspannstelle	$h_k$	$= h_a + 0,1 k$
	Lastangriffspunkt Kragar	$x_{g1}$	$= k / 3 (h_k + 2 h_a) / (h_k + h_a)$
	Statische Nutzhöhe der Biegebewehrung	$d$	$= h_k - 0,055$
konstant	Stirnpattendicke der Kragplatte	$h_a$	0,20
	Breite der Kappe	$K_{ap}$	2,00
	Breite des Gesesses	$G_{es}$	0,35
Baustoffe			
	C 35/45, charakt. Zy .druckfestigkeit n. 28 d	$f_{ck}$ MN/ <sup>2</sup>	35
	Wichte Beton	$\gamma_c$ kN/ <sup>3</sup>	25
	BSt 500 S, charakt. Wert d. Streckgrenze	$f_{yk}$ MN/ <sup>2</sup>	500

## H2 System D

Las fa Eigengew ch					
$k$ [m]	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$h_k$ [m]	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
$d$ [m]	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
$x_{g1}$ [m]	0,89	1,09	1,29	1,48	1,67
$g_{1k}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10,0	11,3	12,5	13,8	15,0
$m_{k,g1}$ [KNm/m]	13,3	22,1	33,8	48,5	66,7
$m_{k,gkap}$ [KNm/m]	16,6	22,1	27,5	33,0	38,4
$m_{k,gSE}$ [KNm/m]	9,3	12,5	15,6	18,8	21,9
$m_{k,gBe}$ [KNm/m]	0,1	0,9	2,2	4,1	6,7
$m_{k,g}$ [KNm/m]	39,4	57,6	79,1	104,4	133,7
$v_{k,g1}$ [KN/m]	15,0	20,3	26,3	32,8	40,0
$v_{k,gkap}$ [KN/m]	10,9	10,9	10,9	10,9	10,9
$v_{k,SE}$ [KN/m]	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3
$v_{k,gBel}$ [KN/m]	0,8	2,1	3,3	4,5	5,7
$v_{k,g}$ [KN/m]	33,0	39,6	46,7	54,5	62,9
Las fa Anpra 4 m					
$d$ [m]	4,70	5,70	6,70	7,70	8,70
$f$ [m]	4,49	5,19	5,89	6,59	7,29
$m_k$ [KNm/m]	106,1	113,3	118,3	122,1	124,9
$v_k$ [KN/m]	62,4	53,9	47,5	42,5	38,4
$n_k$ [KN/m]	59,6	49,1	41,8	36,4	32,2
Las a Anpra DIN-FB 101					
$e$ [m] (m & n)	7,48	8,48	9,48	10,48	11,48
$d$ [m] (v)	1,52	2,52	3,52	4,52	5,52
$f$ [m]	1,21	1,91	2,61	3,31	4,02
$m_k$ [KNm/m]	133,1	137,5	136,7	134,8	132,7
$v_k$ [KN/m]	148,2	94,0	68,8	54,3	44,8
$n_k$ [KN/m]	47,2	47,2	47,2	47,2	47,2
LFK 4 m					
$m_{Ed}$ [kNm]	145,6	170,9	197,4	226,4	258,6
$m_{Eds}$ [kNm]	136,9	162,5	189,3	218,4	250,7
$v_{Ed}$ [kN/m]	95,4	93,5	94,3	97,0	101,3
$n_{Ed}$ [kN/m]	59,6	49,1	41,8	36,4	32,2
LFK DIN-FB 101					
$m_{Ed}$ [kNm]	172,5	195,0	215,8	239,2	266,4
$m_{Eds}$ [kNm]	165,7	187,0	206,6	228,8	254,9
$v_{Ed}$ [kN/m]	181,3	133,6	115,6	108,8	107,7
$n_{Ed}$ [kN/m]	47,2	47,2	47,2	47,2	47,2
Vergle ch					
$m_{Eds,FB} / m_{Eds,4m}$	1,21	1,15	1,09	1,05	1,02
$v_{Ed,FB} / v_{Ed,4m}$	1,90	1,43	1,23	1,12	1,06
$a_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	11,3	11,1	10,9	10,9	11,0



## H4b System A



LF Eigengewicht	
$g_{1a}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	5,0
$g_{kap}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	4,300
$G_{Ges}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	2,300
$g_{Gel}$ [kN/m]	1,000
$g_{SE}$ [kN/m]	7,830
$g_{Bel}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	2,420

LM 4 m	
$m$ [kNm/m]	100
$v$ [kN/m]	100
$h$ [kN/m]	70

Lastangriffspunkt	
$a$ [m]	0,15
$b$ [m]	1,00

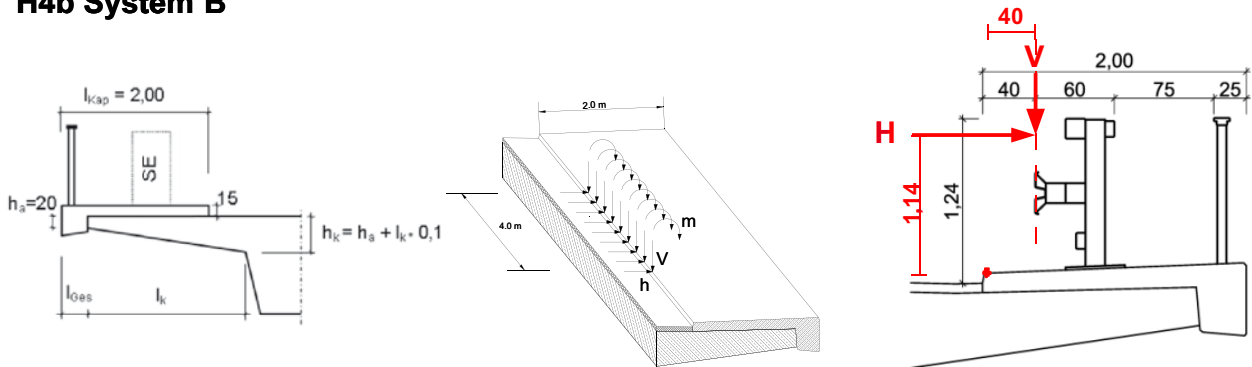
LM DIN-FB 101:2009	Klasse C
$H$ [kN]	400
$V$ [kN]	180

Systemabmessungen			
variabel	Kragarmlänge	$l_k$ [m]	2,50 m bis 4,00 m
	Querschnittshöhe an der Einspannstelle	$h_k$ [m]	$= h_a + 0,1 l_k$
	Lastangriffspunkt Kragarm	$x_{g1}$ [m]	$= l_k / 3 (h_k + 2 h_a) / (h_k + h_a)$
	Statische Nutzhöhe der Biegebewehrung	$d$ [m]	$= h_k - 0,055$
konstant	Stirnplattendicke der Kragplatte	$h_a$ [m]	0,20
	Breite der Kappe	$l_{Kap}$ [m]	2,00
	Breite des Gesimses	$l_{Ges}$ [m]	0,35
Baustoffe			
	C 35/45, charakt. Zyl.druckfestigkeit n. 28 d	$f_{ck}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	35
	Wichte Beton	$\gamma_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25
	BSt 500 S, charakt. Wert d. Streckgrenze	$f_{yk}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	500

## H4b System A

Lastfall Eigengewicht					
$l_k$ [m]	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$h_k$ [m]	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
$d$ [m]	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
$x_{g1}$ [m]	0,89	1,09	1,29	1,48	1,67
$g_{1k}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10,0	11,3	12,5	13,8	15,0
$m_{k,g1}$ [KNm/m]	13,3	22,1	33,8	48,5	66,7
$m_{k,gkap}$ [KNm/m]	16,6	22,1	27,5	33,0	38,4
$m_{k,gSE}$ [KNm/m]	12,7	17,2	21,6	26,0	30,4
$m_{k,gBel}$ [KNm/m]	0,1	0,9	2,2	4,1	6,7
$\Sigma m_{k,g}$ [KNm/m]	42,8	62,2	85,0	111,6	142,2
$v_{k,g1}$ [KN/m]	15,0	20,3	26,3	32,8	40,0
$v_{k,gkap}$ [KN/m]	10,9	10,9	10,9	10,9	10,9
$v_{k,SE}$ [KN/m]	8,8	8,8	8,8	8,8	8,8
$v_{k,gBel}$ [KN/m]	0,8	2,1	3,3	4,5	5,7
$\Sigma v_{k,g}$ [KN/m]	35,6	42,1	49,2	57,0	65,4
Lastfall Anprall 4 m					
$d$ [m]	4,70	5,70	6,70	7,70	8,70
$f$ [m]	4,49	5,19	5,89	6,59	7,29
$m_k$ [KNm/m]	136,3	148,7	157,4	163,9	168,8
$v_k$ [KN/m]	89,1	77,1	67,9	60,7	54,9
$n_k$ [KN/m]	59,6	49,1	41,8	36,4	32,2
Lastfall Anprall DIN-FB 101					
$e$ [m] (m & n)	7,50	8,50	9,50	10,50	11,50
$d$ [m] (v)	1,50	2,50	3,50	4,50	5,50
$f$ [m]	1,20	1,90	2,60	3,30	4,00
$m_k$ [KNm/m]	132,5	137,2	136,5	134,7	132,6
$v_k$ [KN/m]	150,0	94,7	69,2	54,5	45,0
$n_k$ [KN/m]	47,1	47,1	47,1	47,1	47,1
LFK 4 m					
$m_{Ed}$ [kNm]	179,2	211,0	242,5	275,5	311,0
$m_{Eds}$ [kNm]	170,5	202,6	234,3	267,5	303,1
$v_{Ed}$ [kN/m]	124,7	119,2	117,2	117,7	120,3
$n_{Ed}$ [kN/m]	59,6	49,1	41,8	36,4	32,2
LFK DIN-FB 101					
$m_{Ed}$ [kNm]	175,4	199,4	221,6	246,3	274,8
$m_{Eds}$ [kNm]	168,5	191,4	212,4	235,9	263,2
$v_{Ed}$ [kN/m]	185,6	136,8	118,5	111,6	110,4
$n_{Ed}$ [kN/m]	47,1	47,1	47,1	47,1	47,1
Vergleich					
$m_{Eds,FB} / m_{Eds,4m}$	0,99	0,94	0,91	0,88	0,87
$v_{Ed,FB} / v_{Ed,4m}$	1,49	1,15	1,01	0,95	0,92
$a_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	11,5	11,4	11,2	11,2	11,4

## H4b System B



LF Eigengewicht	
$g_{1a}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5,0
$g_{kap}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4,300
$G_{Ges}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	2,300
$g_{Gel}$ [KN/m]	1,000
$g_{SE}$ [KN/m]	0,900
$g_{Bel}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2,420

LM 4 m	
$m$ [kNm/m]	120
$v$ [kN/m]	85
$h$ [kN/m]	60

Lastangriffspunkt	
$a$ [m]	0,40
$b$ [m]	1,14

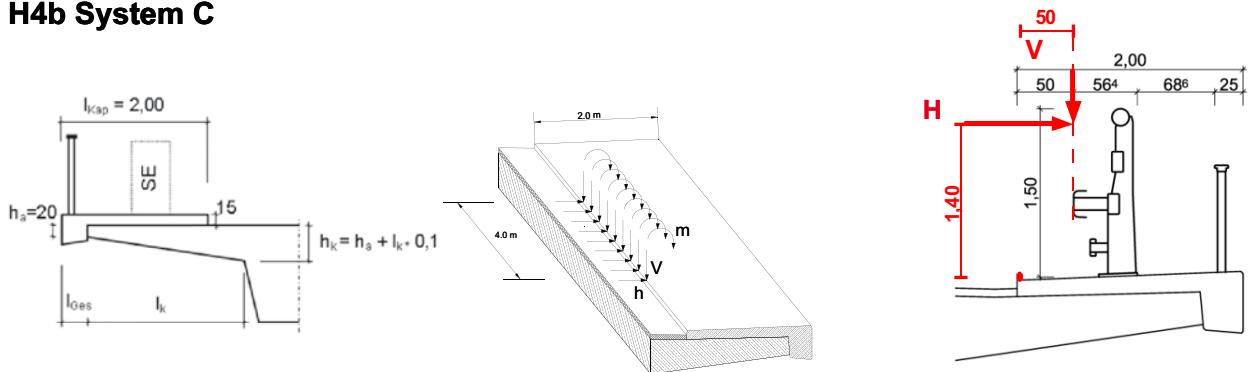
LM DIN-FB 101:2009	Klasse C
$H$ [kN]	400
$V$ [kN]	216

Systemabmessungen			
variabel	Kragarmlänge	$l_k$ [m]	2,50 m bis 4,00 m
	Querschnittshöhe an der Einspannstelle	$h_k$ [m]	$= h_a + 0,1 l_k$
	Lastangriffspunkt Kragarm	$x_{g1}$ [m]	$= l_k / 3 (h_k + 2 h_a) / (h_k + h_a)$
	Statische Nutzhöhe der Biegebewehrung	$d$ [m]	$= h_k - 0,055$
konstant	Stirnplattendicke der Kragplatte	$h_a$ [m]	0,20
	Breite der Kappe	$l_{Kap}$ [m]	2,00
	Breite des Gesimses	$l_{Ges}$ [m]	0,35
Baustoffe			
	C 35/45, charakt. Zyl.druckfestigkeit n. 28 d	$f_{ck}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	35
	Wichte Beton	$\gamma_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25
	BSt 500 S, charakt. Wert d. Streckgrenze	$f_{yk}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	500

## H4b System B

Lastfall Eigengewicht					
$l_k$ [m]	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$h_k$ [m]	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
$d$ [m]	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
$x_{g1}$ [m]	0,89	1,09	1,29	1,48	1,67
$g_{1k}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10,0	11,3	12,5	13,8	15,0
$m_{k,g1}$ [KNm/m]	13,3	22,1	33,8	48,5	66,7
$m_{k,gkap}$ [KNm/m]	16,6	22,1	27,5	33,0	38,4
$m_{k,gSE}$ [KNm/m]	3,4	4,3	5,3	6,2	7,2
$m_{k,gBel}$ [KNm/m]	0,1	0,9	2,2	4,1	6,7
$\Sigma m_{k,g}$ [KNm/m]	33,5	49,4	68,8	91,8	119,0
$v_{k,g1}$ [KN/m]	15,0	20,3	26,3	32,8	40,0
$v_{k,gkap}$ [KN/m]	10,9	10,9	10,9	10,9	10,9
$v_{k,SE}$ [KN/m]	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9
$v_{k,gBel}$ [KN/m]	0,8	2,1	3,3	4,5	5,7
$\Sigma v_{k,g}$ [KN/m]	28,6	35,2	42,3	50,1	58,5
Lastfall Anprall 4 m					
$d$ [m]	4,70	5,70	6,70	7,70	8,70
$f$ [m]	4,49	5,19	5,89	6,59	7,29
$m_k$ [KNm/m]	145,8	151,1	154,8	157,6	159,7
$v_k$ [KN/m]	75,7	65,5	57,7	51,6	46,6
$n_k$ [KN/m]	51,1	42,1	35,8	31,2	27,6
Lastfall Anprall DIN-FB 101					
$e$ [m] (m & n)	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00
$d$ [m] (v)	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
$f$ [m]	1,55	2,25	2,95	3,65	4,35
$m_k$ [KNm/m]	166,7	166,3	163,4	160,2	157,2
$v_k$ [KN/m]	139,3	96,0	73,2	59,2	49,6
$n_k$ [KN/m]	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0
LFK 4 m					
$m_{Ed}$ [kNm]	179,3	200,5	223,6	249,4	278,7
$m_{Eds}$ [kNm]	171,9	193,4	216,6	242,6	271,9
$v_{Ed}$ [kN/m]	104,4	100,7	100,0	101,7	105,1
$n_{Ed}$ [kN/m]	51,1	42,1	35,8	31,2	27,6
LFK DIN-FB 101					
$m_{Ed}$ [kNm]	200,2	215,7	232,1	252,0	276,1
$m_{Eds}$ [kNm]	192,9	207,2	222,4	241,0	263,9
$v_{Ed}$ [kN/m]	168,0	131,1	115,5	109,3	108,1
$n_{Ed}$ [kN/m]	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0
Vergleich					
$m_{Eds,FB} / m_{Eds,4m}$	1,12	1,07	1,03	0,99	0,97
$v_{Ed,FB} / v_{Ed,4m}$	1,61	1,30	1,15	1,07	1,03
$a_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	13,2	12,3	11,8	11,5	11,4

## H4b System C



LF Eigengewicht	
$g_{1a}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5,0
$g_{kap}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4,300
$G_{Ges}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	2,300
$g_{Gel}$ [KN/m]	1,000
$g_{SE}$ [KN/m]	2,000
$g_{Bel}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2,420

LM 4 m	
$m$ [kNm/m]	120
$v$ [kN/m]	120
$h$ [kN/m]	90

Lastangriffspunkt	
$a$ [m]	0,50
$b$ [m]	1,40

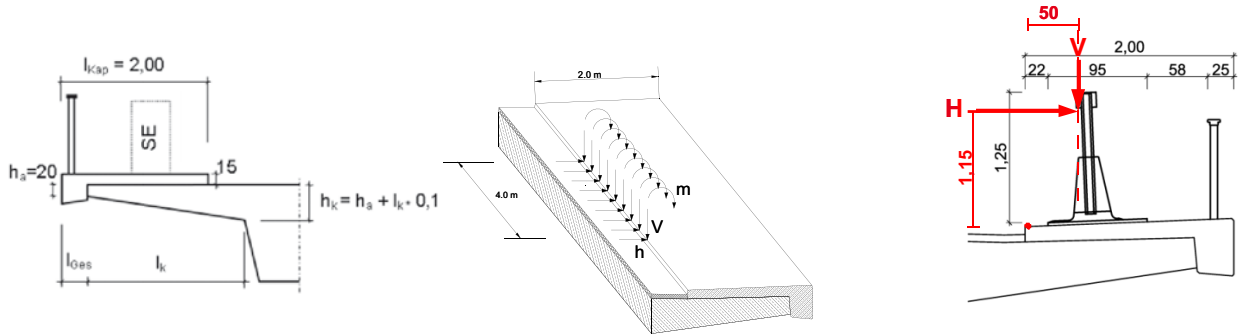
LM DIN-FB 101:2009	Kasse C
$H$ [kN]	400
$V$ [kN]	216

Systemabmessungen			
variabel	Kragarmlänge	$l_k$ [m]	2,50 m bis 4,00 m
	Querschnittshöhe an der Einspannstelle	$h_k$ [m]	$= h_a + 0,1 l_k$
	Lastangriffspunkt Kragarm	$x_{g1}$ [m]	$= l_k / 3 (h_k + 2 h_a) / (h_k + h_a)$
	Statische Nutzhöhe der Biegebewehrung	$d$ [m]	$= h_k - 0,055$
konstant	Stirnplattendicke der Kragplatte	$h_a$ [m]	0,20
	Breite der Kappe	$l_{kap}$ [m]	2,00
	Breite des Gesimses	$l_{Ges}$ [m]	0,35
Baustoffe			
	C 35/45, charakt. Zyl.druckfestigkeit n. 28 d	$f_{ck}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	35
	Wichte Beton	$\gamma_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25
	BSt 500 S, charakt. Wert d. Streckgrenze	$f_{yk}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	500

## H4b System C

Lastfall Eigengewicht					
$l_k$ [m]	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$h_k$ [m]	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
$d$ [m]	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
$x_{g1}$ [m]	0,89	1,09	1,29	1,48	1,67
$g_{1k}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10,0	11,3	12,5	13,8	15,0
$m_{k,g1}$ [KNm/m]	13,3	22,1	33,8	48,5	66,7
$m_{k,gkap}$ [KNm/m]	16,6	22,1	27,5	33,0	38,4
$m_{k,gSE}$ [KNm/m]	4,9	6,4	7,9	9,4	10,9
$m_{k,gBel}$ [KNm/m]	0,1	0,9	2,2	4,1	6,7
$\Sigma m_{k,g}$ [KNm/m]	35,0	51,4	71,3	95,0	122,6
$v_{k,g1}$ [KN/m]	15,0	20,3	26,3	32,8	40,0
$v_{k,gkap}$ [KN/m]	10,9	10,9	10,9	10,9	10,9
$v_{k,SE}$ [KN/m]	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
$v_{k,gBel}$ [KN/m]	0,8	2,1	3,3	4,5	5,7
$\Sigma v_{k,g}$ [KN/m]	29,7	36,3	43,4	51,2	59,6
Lastfall Anprall 4 m					
$d$ [m]	4,70	5,70	6,70	7,70	8,70
$f$ [m]	4,49	5,19	5,89	6,59	7,29
$m_k$ [KNm/m]	165,4	180,1	190,4	198,0	203,9
$v_k$ [KN/m]	106,9	92,5	81,5	72,8	65,8
$n_k$ [KN/m]	76,6	63,2	53,7	46,8	41,4
Lastfall Anprall DIN-FB 101					
$e$ [m] (m & n)	6,80	7,80	8,80	9,80	10,80
$d$ [m] (v)	2,20	3,20	4,20	5,20	6,20
$f$ [m]	1,69	2,39	3,09	3,79	4,49
$m_k$ [KNm/m]	187,0	182,7	174,4	172,5	168,2
$v_k$ [KN/m]	127,8	90,4	69,9	57,0	48,1
$n_k$ [KN/m]	51,3	51,3	51,3	51,3	51,3
LFK 4 m					
$m_{Ed}$ [kNm]	200,4	230,6	261,7	293,0	326,5
$m_{Eds}$ [kNm]	189,3	220,8	250,3	282,7	316,4
$v_{Ed}$ [kN/m]	136,6	128,7	124,9	124,0	125,4
$n_{Ed}$ [kN/m]	76,6	63,2	53,7	46,8	41,4
LFK DIN-FB 101					
$m_{Ed}$ [kNm]	222,0	230,1	248,8	267,5	290,8
$m_{Eds}$ [kNm]	210,5	225,4	238,8	256,2	278,3
$v_{Ed}$ [kN/m]	100,5	126,6	100,3	108,2	107,7
$n_{Ed}$ [kN/m]	51,3	51,3	51,3	51,3	51,3
Vergleich					
$m_{Eds,FB} / m_{Eds,4m}$	1,13	1,02	0,95	0,91	0,88
$v_{Ed,FB} / v_{Ed,4m}$	1,15	0,98	0,91	0,87	0,86
$a_g$ [cm <sup>2</sup> /m]	14,6	13,4	12,6	12,2	12,0

## H4b System D



LF Eigengewicht	
$g_{1a}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5,0
$g_{kap}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4,300
$G_{Ges}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	2,300
$g_{Gel}$ [KN/m]	1,000
$g_{SE}$ [KN/m]	1,700
$g_{Bel}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2,420

LM 4 m	
$m$ [kNm/m]	85
$v$ [kN/m]	80
$h$ [kN/m]	60

Lastangriffspunkt	
$a$ [m]	0,50
$b$ [m]	1,15

LM D N-FB 101:2009	K asse
$H$ [kN]	400
$V$ [kN]	180

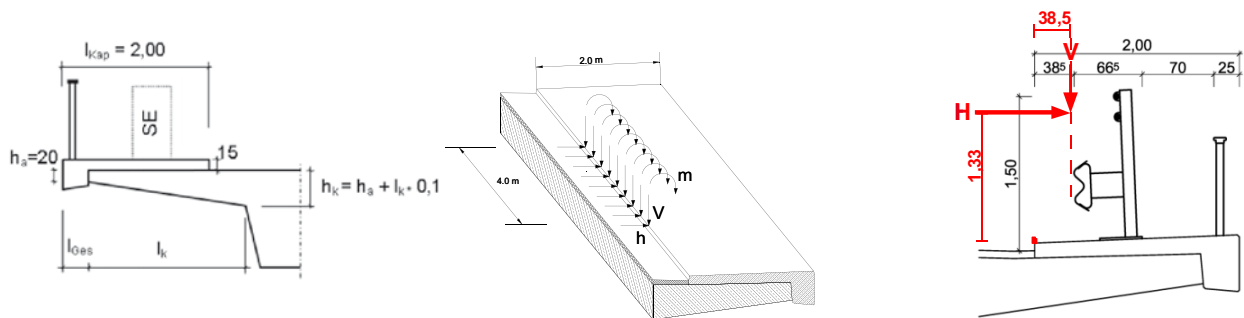
Systemabmessungen			
variabel	Kragarmlänge	$l_k$ [m]	2,50 m bis 4,00 m
	Querschnittshöhe an der Einspannstelle	$h_k$ [m]	$= h_a + 0,1 l_k$
	Lastangriffspunkt Kragarm	$x_{g1}$ [m]	$= l_k / 3 (h_k + 2 h_a) / (h_k + h_a)$
	Statische Nutzhöhe der Biegebewehrung	$d$ [m]	$= h_k - 0,055$
konstant	Stirnplattendicke der Kragplatte	$h_a$ [m]	0,20
	Breite der Kappe	$l_{Kap}$ [m]	2,00
	Breite des Gesimses	$l_{Ges}$ [m]	0,35
Baustoffe			
	C 35/45, charakt. Zyl.druckfestigkeit n. 28 d	$f_{ck}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	35
	Wichte Beton	$\gamma_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25
	BSt 500 S, charakt. Wert d. Streckgrenze	$f_{yk}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	500

## H4b System D

Lastfall Eigengewicht					
$l_k$ [m]	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$h_k$ [m]	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
$d$ [m]	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
$x_{g1}$ [m]	0,89	1,09	1,29	1,48	1,67
$g_{1k}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10,0	11,3	12,5	13,8	15,0
$m_{k,g1}$ [KNm/m]	13,3	22,1	33,8	48,5	66,7
$m_{k,gkap}$ [KNm/m]	16,6	22,1	27,5	33,0	38,4
$m_{k,gSE}$ [KNm/m]	4,5	5,8	7,2	8,5	9,9
$m_{k,gBel}$ [KNm/m]	0,1	0,9	2,2	4,1	6,7
$\Sigma m_{k,g}$ [KNm/m]	34,6	50,9	70,6	94,1	121,6
$v_{k,g1}$ [KN/m]	15,0	20,3	26,3	32,8	40,0
$v_{k,gkap}$ [KN/m]	10,9	10,9	10,9	10,9	10,9
$v_{k,SE}$ [KN/m]	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
$v_{k,gBel}$ [KN/m]	0,8	2,1	3,3	4,5	5,7
$\Sigma v_{k,g}$ [KN/m]	29,4	36,0	43,1	50,9	59,3
Lastfall Anprall 4 m					
$d$ [m]	4,70	5,70	6,70	7,70	8,70
$f$ [m]	4,49	5,19	5,89	6,59	7,29
$m_k$ [KNm/m]	114,6	123,6	129,9	134,6	138,2
$v_k$ [KN/m]	71,3	61,7	54,3	48,6	43,9
$n_k$ [KN/m]	51,1	42,1	35,8	31,2	27,6
Lastfall Anprall DIN-FB 101					
$e$ [m] (m & n)	6,80	7,80	8,80	9,80	10,80
$d$ [m] (v)	2,20	3,20	4,20	5,20	6,20
$f$ [m]	1,69	2,39	3,09	3,79	4,49
$m_k$ [KNm/m]	158,4	154,7	150,2	146,0	142,4
$v_k$ [KN/m]	106,5	75,3	58,2	47,5	40,1
$n_k$ [KN/m]	51,3	51,3	51,3	51,3	51,3
LFK 4 m					
$m_{Ed}$ [kNm]	149,1	174,5	200,5	228,7	259,8
$m_{Eds}$ [kNm]	141,7	167,3	193,6	221,9	253,1
$v_{Ed}$ [kN/m]	100,7	97,6	97,4	99,4	103,2
$n_{Ed}$ [kN/m]	51,1	42,1	35,8	31,2	27,6
LFK DIN-FB 101					
$m_{Ed}$ [kNm]	192,9	205,5	220,8	240,2	264,0
$m_{Eds}$ [kNm]	185,5	196,8	210,8	228,9	251,4
$v_{Ed}$ [kN/m]	135,9	111,3	101,4	98,4	99,4
$n_{Ed}$ [kN/m]	51,3	51,3	51,3	51,3	51,3
Vergleich					
$m_{Eds,FB} / m_{Eds,4m}$	1,31	1,18	1,09	1,03	0,99
$v_{Ed,FB} / v_{Ed,4m}$	1,35	1,14	1,04	0,99	0,96
$a_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	12,7	11,7	11,1	10,9	10,9



## H4b System E



LF Eigengewicht	
$g_{1a}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5,0
$g_{kap}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4,300
$G_{Ges}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	2,300
$g_{Ge}$ [KN/m]	1,000
$g_{SE}$ [KN/m]	0,800
$g_{Be}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2,420

LM 4 m	
$m$ [kNm/m]	195
$v$ [kN/m]	130
$h$ [kN/m]	80

Lastangriffspunkt	
$a$ [m]	0,39
$b$ [m]	1,33

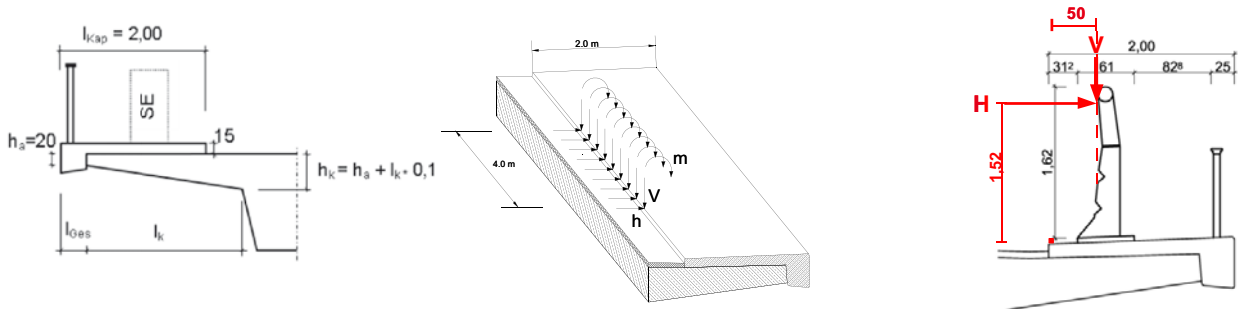
LM D N-FB 101:2009	K asse
$H$ [kN]	400
$V$ [kN]	324

Systemabmessungen			
variabel	Kragarmlänge	$l_k$ [m]	2,50 m bis 4,00 m
	Querschnittshöhe an der Einspannstelle	$h_k$ [m]	$= h_a + 0,1 l_k$
	Lastangriffspunkt Kragarm	$x_{g1}$ [m]	$= l_k / 3 (h_k + 2 h_a) / (h_k + h_a)$
	Statische Nutzhöhe der Biegebewehrung	$d$ [m]	$= h_k - 0,055$
konstant	Stirnplattendicke der Kragplatte	$h_a$ [m]	0,20
	Breite der Kappe	$l_{kap}$ [m]	2,00
	Breite des Gesimses	$l_{Ges}$ [m]	0,35
Baustoffe			
	C 35/45, charakt. Zyl.druckfestigkeit n. 28 d	$f_{ck}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	35
	Wichte Beton	$\gamma_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25
	BSt 500 S, charakt. Wert d. Streckgrenze	$f_{yk}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	500

## H4b System E

Lastfall Eigengewicht					
$l_k$ [m]	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$h_k$ [m]	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
$d$ [m]	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
$x_{g1}$ [m]	0,89	1,09	1,29	1,48	1,67
$g_{1k}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10,0	11,3	12,5	13,8	15,0
$m_{k,g1}$ [KNm/m]	13,3	22,1	33,8	48,5	66,7
$m_{k,gkap}$ [KNm/m]	16,6	22,1	27,5	33,0	38,4
$m_{k,gSE}$ [KNm/m]	3,3	4,2	5,1	6,0	6,9
$m_{k,gBel}$ [KNm/m]	0,1	0,9	2,2	4,1	6,7
$\Sigma m_{k,g}$ [KNm/m]	33,3	49,2	68,5	91,5	118,6
$v_{k,g1}$ [KN/m]	15,0	20,3	26,3	32,8	40,0
$v_{k,gkap}$ [KN/m]	10,9	10,9	10,9	10,9	10,9
$v_{k,SE}$ [KN/m]	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
$v_{k,gBel}$ [KN/m]	0,8	2,1	3,3	4,5	5,7
$\Sigma v_{k,g}$ [KN/m]	28,5	35,1	42,2	50,0	58,4
Lastfall Anprall 4 m					
$d$ [m]	4,70	5,70	6,70	7,70	8,70
$f$ [m]	4,49	5,19	5,89	6,59	7,29
$m_k$ [KNm/m]	229,2	236,0	240,8	244,3	247,0
$v_k$ [KN/m]	115,8	100,2	88,3	78,9	71,3
$n_k$ [KN/m]	68,1	56,1	47,8	41,6	36,8
Lastfall Anprall DIN-FB 101					
$e$ [m] (m & n)	7,03	8,03	9,03	10,03	11,03
$d$ [m] (v)	1,97	2,97	3,97	4,97	5,97
$f$ [m]	1,53	2,23	2,93	3,63	4,33
$m_k$ [KNm/m]	217,0	220,2	218,7	216,1	213,3
$v_k$ [KN/m]	211,9	145,3	110,6	89,3	74,8
$n_k$ [KN/m]	49,8	49,8	49,8	49,8	49,8
LFK 4 m					
$m_{Ed}$ [kNm]	262,5	285,2	309,3	335,9	365,7
$m_{Eds}$ [kNm]	252,7	275,7	300,0	326,7	356,6
$v_{Ed}$ [kN/m]	144,4	135,3	130,5	128,9	129,7
$n_{Ed}$ [kN/m]	68,1	56,1	47,8	41,6	36,8
LFK DIN-FB 101					
$m_{Ed}$ [kNm]	250,4	269,4	287,2	307,6	332,0
$m_{Eds}$ [kNm]	243,2	260,9	277,5	296,7	319,8
$v_{Ed}$ [kN/m]	240,4	180,4	152,8	139,2	133,2
$n_{Ed}$ [kN/m]	49,8	49,8	49,8	49,8	49,8
Vergleich					
$m_{Eds,FB} / m_{Eds,4m}$	0,96	0,95	0,92	0,91	0,90
$v_{Ed,FB} / v_{Ed,4m}$	1,67	1,33	1,17	1,08	1,03
$a_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	16,6	15,5	14,7	14,1	13,8

## H4b System F



LF Ei en ewicht	
$g_{1a}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5,0
$g_{kap}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4,300
$G_{Ges}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	2,300
$g_{Gel}$ [KN/m]	1,000
$g_{SE}$ [KN/m]	1,040
$g_{Bel}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2,420

LM 4 m	
$m$ [kNm/m]	130
$v$ [kN/m]	120
$h$ [kN/m]	60

Lastangriffspunkt	
$a$ [m]	0,50
$b$ [m]	1,52

LM D N-FB 101:2009 K asse	
$H$ [kN]	400
$V$ [kN]	234

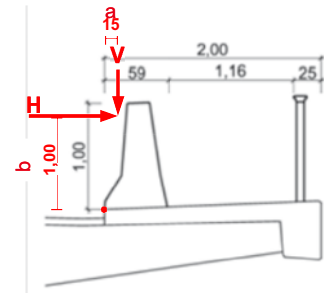
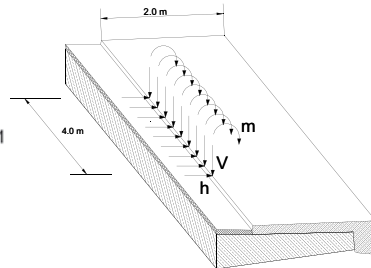
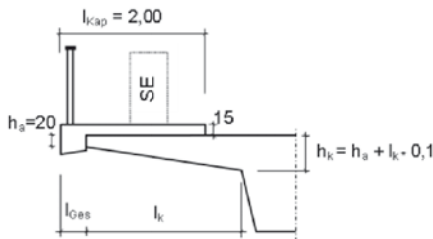
Systemabmessungen			
variabel	Kragarmlänge	$l_k$ [m]	2,50 m bis 4,00 m
	Querschnittshöhe an der Einspannstelle	$h_k$ [m]	$= h_a + 0,1 l_k$
	Lastangriffspunkt Kragarm	$x_{g1}$ [m]	$= l_k / 3 (h_k + 2 h_a) / (h_k + h_a)$
	Statische Nutzhöhe der Biegebewehrung	$d$ [m]	$= h_k - 0,055$
konstant	Stirnplattendicke der Kragplatte	$h_a$ [m]	0,20
	Breite der Kappe	$l_{Kap}$ [m]	2,00
	Breite des Gesimses	$l_{Ges}$ [m]	0,35
Baustoffe			
	C 35/45, charakt. Zyl.druckfestigkeit n. 28 d	$f_{ck}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	35
	Wichte Beton	$\gamma_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25
	BSt 500 S, charakt. Wert d. Streckgrenze	$f_{yk}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	500

## H4b System F

Lastfall Eigengewicht					
$l_k$ [m]	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$h_k$ [m]	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
$d$ [m]	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
$x_{g1}$ [m]	0,89	1,09	1,29	1,48	1,67
$g_{1k}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10,0	11,3	12,5	13,8	15,0
$m_{k,g1}$ [KNm/m]	13,3	22,1	33,8	48,5	66,7
$m_{k,gkap}$ [KNm/m]	16,6	22,1	27,5	33,0	38,4
$m_{k,gSE}$ [KNm/m]	3,6	4,6	5,6	6,6	7,7
$m_{k,gBel}$ [KNm/m]	0,1	0,9	2,2	4,1	6,7
$m_{k,g}$ [KNm/m]	33,7	49,7	69,1	92,2	119,4
$v_{k,g1}$ [KN/m]	15,0	20,3	26,3	32,8	40,0
$v_{k,gkap}$ [KN/m]	10,9	10,9	10,9	10,9	10,9
$v_{k,gSE}$ [KN/m]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
$v_{k,gBel}$ [KN/m]	0,8	2,1	3,3	4,5	5,7
$v_{k,g}$ [KN/m]	28,8	35,3	42,5	50,2	58,6
Lastfall Anprall 4 m					
$d$ [m]	4,70	5,70	6,70	7,70	8,70
$f$ [m]	4,49	5,19	5,89	6,59	7,29
$m_k$ [KNm/m]	164,8	179,0	189,0	196,4	202,1
$v_k$ [KN/m]	106,9	92,5	81,5	72,8	65,8
$n_k$ [KN/m]	51,1	42,1	35,8	31,2	27,6
Lastfall Anprall DIN-FB 101					
$e$ [m] (m & n)	6,80	7,80	8,80	9,80	10,80
$d$ [m] (v)	2,20	3,20	4,20	5,20	6,20
$f$ [m]	1,69	2,39	3,09	3,79	4,49
$m_k$ [KNm/m]	201,0	196,4	190,8	185,5	180,9
$v_k$ [KN/m]	138,4	97,9	75,7	61,7	52,1
$n_k$ [KN/m]	51,3	51,3	51,3	51,3	51,3
LFK 4 m					
$m_{Ed}$ [kNm]	198,4	228,7	258,1	288,6	321,5
$m_{Eds}$ [kNm]	191,0	221,5	251,1	281,8	314,8
$v_{Ed}$ [kN/m]	135,7	127,8	123,9	123,1	124,5
$n_{Ed}$ [kN/m]	51,1	42,1	35,8	31,2	27,6
LFK DIN-FB 101					
$m_{Ed}$ [kNm]	234,7	246,1	259,9	277,8	300,3
$m_{Eds}$ [kNm]	227,2	237,4	249,9	266,5	287,8
$v_{Ed}$ [kN/m]	167,2	133,2	118,2	112,0	110,7
$n_{Ed}$ [kN/m]	51,3	51,3	51,3	51,3	51,3
Vergleich					
$m_{Eds,FB} / m_{Eds,4m}$	1,19	1,07	1,00	0,95	0,91
$v_{Ed,FB} / v_{Ed,4m}$	1,23	1,04	0,95	0,91	0,89
$a_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	15,5	14,1	13,2	12,7	12,4

## Schnittgrößenvergleich der Einstufungen nach dem 4-m-Lastmodell und nach DIN EN 1991-2

### H4b System A (EC)



LF Ei	i
$g_{1a}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5,0
$g_{kap}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4,300
$G_{Ges}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	2,300
$g_{Gel}$ [KN/m]	1,000
$g_{SE}$ [KN/m]	7,830
$g_{Bel}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2,420

LM 4 m	
m [kNm/m]	100
v [kN/m]	100
h [kN/m]	0

Lastangriffspunkt	
a [m]	0,15
b [m]	0,90

LM D N EN 1991-2	K asse
H [kN]	400
V [kN]	225

Systemabmessungen			
variabel	Kragarmlänge	$l_k$ [m]	2,50 m bis 4,00 m
	Querschnittshöhe an der Einspannstelle	$h_k$ [m]	$= h_a + 0,1 l_k$
	Lastangriffspunkt Kragarm	$x_{g1}$ [m]	$= l_k / 3 (h_k + 2 h_a) / (h_k + h_a)$
	Statische Nutzhöhe der Biegebewehrung	d [m]	$= h_k - 0,055$
konstant	Stirnplattendicke der Kragplatte	$h_a$ [m]	0,20
	Breite der Kappe	$l_{kap}$ [m]	2,00
	Breite des Gesimses	$l_{Ges}$ [m]	0,35
Baustoffe			
	C 35/45, charakt. Zyl.druckfestigkeit n. 28 d	$f_{ck}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	35
	Wichte Beton	$\gamma_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25
	BSt 500 S, charakt. Wert d. Streckgrenze	$f_{yk}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	500

## H4b System A (EC)

Lastfall Eigengewicht					
$l_k$ [m]	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$h_k$ [m]	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
$d$ [m]	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
$x_{g1}$ [m]	0,89	1,09	1,29	1,48	1,67
$g_{1k}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10,0	11,3	12,5	13,8	15,0
$m_{k,g1}$ [KNm/m]	13,3	22,1	33,8	48,5	66,7
$m_{k,gkap}$ [KNm/m]	16,6	22,1	27,5	33,0	38,4
$m_{k,gSE}$ [KNm/m]	12,7	17,2	21,6	26,0	30,4
$m_{k,gBel}$ [KNm/m]	0,1	0,9	2,2	4,1	6,7
$\Sigma m_{k,g}$ [KNm/m]	42,8	62,2	85,0	111,6	142,2
$v_{k,g1}$ [KN/m]	15,0	20,3	26,3	32,8	40,0
$v_{k,gkap}$ [KN/m]	10,9	10,9	10,9	10,9	10,9
$v_{k,SE}$ [KN/m]	8,8	8,8	8,8	8,8	8,8
$v_{k,gBel}$ [KN/m]	0,8	2,1	3,3	4,5	5,7
$\Sigma v_{k,g}$ [KN/m]	35,6	42,1	49,2	57,0	65,4
Lastfall Anprall 4 m					
$d$ [m]	4,70	5,70	6,70	7,70	8,70
$f$ [m]	4,49	5,19	5,89	6,59	7,29
$m_k$ [KNm/m]	136,3	148,7	157,4	163,9	168,8
$v_k$ [KN/m]	89,1	77,1	67,9	60,7	54,9
$n_k$ [KN/m]	59,6	49,1	41,8	36,4	32,2
Lastfall Anprall DIN-FB 101					
$e$ [m] (m & n)	7,50	8,50	9,50	10,50	11,50
$d$ [m] (v)	1,50	2,50	3,50	4,50	5,50
$f$ [m]	1,20	1,90	2,60	3,30	4,00
$m_k$ [KNm/m]	142,2	150,5	151,6	150,9	149,6
$v_k$ [KN/m]	187,5	118,4	86,5	68,2	56,2
$n_k$ [KN/m]	47,1	47,1	47,1	47,1	47,1
LFK 4 m					
$m_{Ed}$ [kNm]	179,2	211,0	242,5	275,5	311,0
$m_{Eds}$ [kNm]	170,5	202,6	234,3	267,5	303,1
$v_{Ed}$ [kN/m]	124,7	119,2	117,2	117,7	120,3
$n_{Ed}$ [kN/m]	59,6	49,1	41,8	36,4	32,2
LFK DIN-FB 101					
$m_{Ed}$ [kNm]	185,0	212,7	236,6	262,4	291,7
$m_{Eds}$ [kNm]	178,2	204,7	227,5	252,1	280,2
$v_{Ed}$ [kN/m]	223,0	160,5	135,8	125,2	121,7
$n_{Ed}$ [kN/m]	47,1	47,1	47,1	47,1	47,1
Vergleich					
$m_{Eds,FB} / m_{Eds,4m}$	1,04	1,01	0,97	0,94	0,92
$v_{Ed,FB} / v_{Ed,4m}$	1,79	1,35	1,16	1,06	1,01
$a_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	12,2	12,2	12,0	12,0	12,1

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

## 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 Schutzeinrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen  
Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50

B 89: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke  
Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg, Fitik € 19,50

B 90: Fugenbewegung an der Ruhrtalbrücke Mintard  
Eilers, Quaas, Staeck € 14,00

## 2013

B 91: Priorisierung und Nachrechnung von Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen – Einfluss der Einwirkungen aus Verkehr unter besonderer Berücksichtigung von Restnutzungsdauer und Verkehrsentwicklung  
Freundt, Böning € 15,00

B 92: Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel  
Kaundinya € 14,00

B 93: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an die endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen  
Hegger, Reiß € 17,50

B 94: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis  
Peter, Knief, Schreyer, Piazzola  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 95: Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen  
Tauscher € 17,00

B 96: Geothermischen Anlagen bei Grund- und Tunnelbauwerken  
Adam € 17,00

B 97: Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchungen  
Freundt, Böning € 15,00

## 2014

B 98: Brückenseile – Gegenüberstellung von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen  
Friedrich  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 99: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen  
Fischer, Schneider, Thöns, Rücker, Straub  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 100: Roadtraffic Management System (RTMS)  
Freundt, Vogt, Böning, Pierson, Ehrle € 15,00

B 101: Adaptive Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem  
Schnellenbach-Held, Fakhouri, Steiner, Kühn € 18,50

B 102: Adaptive ‚Tube-in-Tube‘-Brücken  
Empelmann, Busse, Hamm, Zedler, Girmscheid € 18,00

B 103: Umsetzung des Eurocode 7 bei der Bemessung von Grund- und Tunnelbauwerken  
Briebrecher, Städing € 14,00

B 104: Intelligente Brücke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse  
Borrmann, Fischer, Dori, Wild  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 105: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke  
Schnellenbach-Held, Karczewski, Kühn  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 106: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken  
Freundt, Vogt, Böning, Michael, Könke, Beinersdorf € 17,00

B 107: Materialeigenschaften von Kunststoffdichtungsbahnen bestehender Straßentunnel  
Robertson, Bronstein, Brummermann € 16,00

B 108: Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken  
Neumann, Rauert € 18,50

B 109: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken  
Hegger, Herbrand € 17,00

B 110: Intelligente Brücke – Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton  
Schnellenbach-Held, Peeters, Miedzinski  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 111: Erarbeitung von Modellen zur Bestimmung der Schadensumfangsentwicklung an Brücken  
Müller € 15,00

## 2015

B 112: Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken  
Kuhlmann, Maier, Ummenhofer, Zinke, Fischer, Schneider € 14,00

B 113: Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen  
Placzek, Pohl  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 114: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln  
Mayer, Brennerberger, Großmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 115: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln**  
Mayer, Brenninger, Großmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 116: Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton**

Schnellenbach-Held, Peeters, Brylka, Fickler, Schmidt  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 117: Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells**  
Thöns, Borrmann, Straub, Schneider, Fischer, Bügler

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 118: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Stand- sicherheit und Gebrauchstauglichkeit**

Siegert, Holst, Empelmann, Budelmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 119: Untersuchungen zum Brandüberschlag in Straßentunneln**  
Schmidt, Simon, Guder, Juknat,

Hegemann, Dehn € 16,00

**B 120: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vor- gespannten Zweifeldträger**

Maurer, Gleich, Heeke, Zilch, Dunkelberg  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 121: Zerstörungsfreie Detailuntersuchungen von vorgespannten Brückenplatten unter Verkehr bei der objektbezogenen Scha- densanalyse**

Diersch, Taffe, Wöstmann, Kurz, Moryson  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 122: Gussasphalt mit integrierten Rohrregistern zur Temperie- rung von Brücken**

Eilers, Friedrich, Quaas, Rogalski, Staeck  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

## 2016

**B 123: Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung**

Geißler, Krohn € 15,50

**B 124: Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Daten- auswertung nachgerechneter Bauwerke**

Fischer, Lechner, Wild, Müller, Kessner  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 125: Entwicklung einheitlicher Bewertungskriterien für Infra- strukturbauwerke im Hinblick auf Nachhaltigkeit**

Mielecke, Kistner, Graubner, Knauf, Fischer, Schmidt-Thró  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 126: Konzeptionelle Ansätze zur Nachhaltigkeitsbewertung im Lebenszyklus von Elementen der Straßeninfrastruktur**

Mielecke, Graubner, Roth  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 127: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden**  
Kuhlmann, Hubmann € 21,50

**B 128: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden**  
Ungermann, Brune, Giese € 21,00

**B 129: Weiterentwicklung von Verfahren zur Bewertung der Nachhaltigkeit von Verkehrsinfrastrukturen**

Schmellekamp  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 130: Intelligente Straßenverkehrsinfrastruktur durch 3D-Model- le und RFID-Tags**

Tulke, Schäfer, Brakowski, Braun  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 132: Pre-Check der Nachhaltigkeitsbewertung für Brückenbau- werke**

Graubner, Ramge, Hess, Ditter, Lohmeier  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 133: Anforderungen an Baustoffe, Bauwerke und Realisie- rungsprozesse der Straßeninfrastrukturen im Hinblick auf Nach- haltigkeit**

Mielecke, Graubner, Ramge, Hess, Pola, Caspari  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 134: Nachhaltigkeitsbewertung für Erhaltungs- und Ertücht- igungskonzepte von Straßenbrücken**

Gehrlein, Lingemann, Jungwirth  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

## 2017

**B 135: Wirksamkeit automatischer Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln**

Kohl, Kammerer, Leucker, Leismann, Mühlberger, Gast  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 136: HANV als Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie- 1-Schäden**

Stranghöner, Lorenz, Raake, Straube †, Knauff  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 137: Verstärkung von Stahlbrücken mit hochfestem Beton**

Mansperger, Lehmann, Hofmann, Krüger, Lehmann € 14,50

**B 138: Rückhaltesysteme auf Brücken – Einwirkungen aus Fahr- zeuganprall und Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Bauwer- ken**

Mayer  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Fordern Sie auch unser kostenloses Gesamtverzeichnis aller lieferbaren Titel an! Dieses sowie alle Titel der Schriftenreihe können Sie unter der folgenden Adresse bestellen:

Fachverlag NW in der Carl Schünemann Verlag GmbH  
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen  
Tel. +(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-63

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)