

Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 77

bast

Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes

Teil 1:
DIN-FB 101: „Einwirkungen auf Brücken“

Teil 2:
DIN-FB 102: „Betonbrücken“

Teil 3:
DIN-FB 103: „Stahlbrücken“

Teil 4:
DIN-FB 104: „Verbundbrücken“

von

Ursula Freundt, Sebastian Böning

Reinhard Maurer, Andreas Arnold, Jana Gedwien
Mattias Müller, Michael Schrick, Christian Tappe

Ulrike Kuhlmann, Christina Rasche,
Bernadette Froschmeier, Mathias Euler

Gerhard Hanswille, Arnim Brauer, Marco Bergmann

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 77

bast

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

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

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

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

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

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

Impressum

Bericht zu den Forschungsprojekten

FE 15.451/2007/ERB: Anpassung des DIN-Fachberichts 101 „Einwirkungen auf Brücken“ an Eurocodes – Zukunftsfähiges Lastmodell für Straßenverkehrslasten

FE 15.450/2007/FRB: Anpassung des DIN-Fachberichts 102 „Betonbrücken“ an Eurocodes

FE 15.452/2007/FRB: Anpassung des DIN-Fachberichts 103 „Stahlbrücken“ an Eurocodes

FE 15.453/2007/FRB: Anpassung des DIN-Fachberichts 104 „Verbundbrücken“ an Eurocodes

Projektbetreuung

Rolf Kaschner, Franka Tauscher, Heinz Friedrich, Thomas Mayer

Herausgeber

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

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

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

ISSN 0943-9293

ISBN 978-3-86918-108-0

Bergisch Gladbach, Februar 2011

Kurzfassungen - Abstracts

Teil 1:

Anpassung des DIN-Fachberichts 101 „Einwirkungen auf Brücken“ an Eurocodes – Zukunftsfähiges Lastmodell für Straßenverkehrslasten

Das Schwerverkehrsaufkommen auf den Straßen in Deutschland ist in den letzten Jahrzehnten stark angewachsen und auch für die Zukunft werden weitere Steigerungen prognostiziert. Die Festlegungen des aktuellen Verkehrslastmodells des DIN Fachberichtes 101 (2003) für Straßenbrücken beruhen auf Verkehrsmessungen aus der Mitte der 80er Jahre. Im Vergleich dazu wurde in neueren Verkehrserfassungen eine Verdopplung des Verkehrsaufkommens festgestellt. Aus diesem Grund ist es erforderlich, die Verkehrslasten auf Straßenbrücken hinsichtlich des aktuellen und des zukünftigen Schwerverkehrsaufkommens zu überprüfen und gegebenenfalls anzupassen.

Auf Grundlage von Verkehrsmessungen werden hierzu Simulationen des aktuellen und des durch verschiedene Prognose-Szenarien abgebildeten zukünftigen Schwerverkehrsaufkommens durchgeführt und die Auswirkungen dieser simulierten Verkehrsbänder werden für verschiedene Tragsysteme und Schnittgrößen berechnet.

Aus statistischen Auswertungen der Berechnungsergebnisse werden charakteristische Werte, die über eine Wiederkehrperiode von 1000 Jahren definiert sind, bestimmt. Diese Werte für verschiedene Tragsysteme und Schnittgrößen werden mit den Werten die sich aus dem Ansatz des Lastmodells 1 des DIN Fachberichtes 101 (2003) sowie aus dem Ansatz eines aus Vorüberlegungen seitens der BAST und des BMVBS ermittelten modifizierten Lastmodells verglichen.

Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, dass das aktuelle Schwerverkehrsaufkommen durch das Lastmodell 1 des DIN Fachberichtes 101 (2003) gut abgedeckt ist. Durch den zukünftigen Schwerverkehr wird dieses Niveau aber überschritten. Das angesetzte modifizierte Lastmodell bildet eine Obergrenze der Mehrzahl der aus den Simulationsrechnungen ermittelten charakteristischen Werte. Daher kann das modifizierte Lastmodell als zukunftsfähiges Lastmodell identifiziert werden.

Mit diesem Lastmodell als Basis werden im Rahmen weiterer Untersuchungen Reduktionsfaktoren für die quasi-ständigen, häufigen und nicht häufigen Werte der Verkehrslasten berechnet. Hierbei können im Vergleich zu den im DIN Fachbericht 101 (2003) festgelegten Reduktionsfaktoren für den häufigen und den nicht häufigen Wert im Allgemeinen niedriger Faktoren bestimmt werden. Entsprechende Vorschläge für die Festlegung von neuen Reduktionsfaktoren werden unterbreitet. Des Weiteren wird die spurbezogene Belegung des Lastmodells Querrichtung anhand wahrscheinlichkeitstheoretischer Betrachtungen untersucht und bestätigt.

Abschließend werden Ansätze und Möglichkeiten für erforderliche weitergehende Untersuchungen aufgezeigt.

Teil 2:**Anpassung des DIN-Fachberichts 102 „Betonbrücken“ an Eurocodes**

Derzeit werden in Deutschland die Betonbrücken auf der Grundlage der DIN-Fachberichte 102 „Betonbrücken“ und 101 „Einwirkungen auf Brücken“ berechnet, bemessen und konstruiert. Die ersten verbindlichen Ausgaben der DIN-Fachberichte vom März 2003 ([1], [2]) sind inzwischen als aktualisierte Neuauflagen im März 2009 ([3], [4]) erschienen. Die DIN-Fachberichte für den Brückenbau basieren auf europäischen Vornormen (ENV). Sie stellen lediglich eine nationale Übergangslösung bis zur Herausgabe der endgültigen europäischen EN Normen mit den zugehörigen nationalen Anhängen dar. Diese sollen voraussichtlich gegen Ende 2010 erscheinen.

Für die Berechnung, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken werden dann die folgenden vier Dokumente als EN Normen maßgebend:

- DIN EN 1992-1-1: 2005-10 [5]
mit zugehörigem Nationalen Anhang
DIN EN 1992-1-1/NA [6]
- DIN EN 1992-2: 2007-02 [7]
mit zugehörigem Nationalen Anhang
DIN EN 1992-2/NA [8]

Es ist vorgesehen, diese wieder in einem in sich geschlossenen lesbaren Dokument, vergleichbar mit den derzeitigen DIN-Fachberichten, zusammenzufassen.

Aus der Anwendung der DIN-Fachberichte für den Brückenbau seit 2003 liegen inzwischen überwiegend positive Erfahrungen vor. Bei sachgerechter Anwendung stellen sie einen hohen Qualitätsstandard sicher. Insgesamt soll bei der künftigen Anwendung der EN Normen das bisher in Deutschland erreichte hohe Qualitätsniveau im Brückenbau gehalten werden. Daher werden die vorliegenden EN Normen der Reihe 1992, soweit sie für den Brückenbau relevant sind, auf abweichende Regelungen zum DIN-Fachbericht 102 für Betonbrücken sowie deren Auswirkungen hin untersucht.

Zusätzlich werden die Auswirkungen aus einem modifizierten Lastmodell für die Verkehrslasten aufgezeigt, bei dem gegenüber dem bisherigen Lastmodell 1 die Lasten deutlich angehoben sind. Mit diesem modifizierten Lastmodell sollen ab Ende 2010 mit Anwendung der EN Normen die zukünftigen Entwicklungen beim Schwerverkehr abgedeckt werden. Bei den Vergleichsrechnungen wurde die im Zuge der Einführung der EN Normen vorgesehene Änderung des Teilsicherheitsbeiwertes für Verkehrslasten von 1,5 auf 1,35 berücksichtigt.

Schließlich werden die Auswirkungen aus der Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls durch Absenkung des Wertes $\Delta\sigma_{Rsk}$ von 195 auf 175 N/mm² untersucht.

Die Untersuchungen in Form von Vergleichsrechnungen erfolgen an 9 repräsentativen Betonbrücken (2 Stahlbetonbrücken, 7 Spannbetonbrücken). Die Bauwerke wurden alle im Zeitraum seit 2003 nach DIN-Fachbericht 101 und 102 bemessen, konstruiert und ausgeführt. Grundlage für die Vergleichsrechnungen waren die zugehörigen Ausführungsplanungen und statischen Berechnungen. Die Ergebnisse aus den Untersuchungen zeigen, dass sich aus der Erhöhung der Verkehrslasten im Wesentlichen nur gerin-

ge bis moderate Erhöhungen bei der Vorspannung und Bewehrung aus Betonstahl ergeben. In Brückenlängsrichtung mussten in keinem Fall die Betonquerschnittsabmessungen vergrößert werden. Die Auswirkungen in Brückenquerrichtung sind größer als in Brückenlängsrichtung. Bereichsweise führen die derzeitigen Bemessungsregeln unter den erhöhten Verkehrslasten bei einigen Brücken zu dickeren Fahrbahnplatten.

Dort wo die abweichenden Regelungen gegenüber dem DIN-Fachbericht 102 zu deutlichen Abweichungen führen, erfolgen Anpassungsvorschläge, um das gebotene Sicherheitsniveau einerseits sowie die Wirtschaftlichkeit andererseits zu wahren.

Teil 3

Anpassung des DIN-Fachberichts 103 „Stahlbrücken“ an Eurocodes

Stahlbrücken werden in Deutschland seit 2003 mit Hilfe des DIN-Fachberichts 103 bemessen. Die DIN-Fachberichte enthalten die Regelungen der ENV-Fassungen der Eurocodes unter Berücksichtigung der nationalen Regelungen in einem Dokument. 2009 wurde eine Überarbeitung des DIN-Fachberichts veröffentlicht und durch das Allgemeine Rundschreiben (Straßenbau) im Straßenbau eingeführt. Die DIN-Fachberichte werden voraussichtlich im Jahr 2011 durch die endgültigen Fassungen der Eurocodes mit nationalen Anhängen abgelöst. Bei der Erstellung des Entwurfs zum Nationalen Anhang E DIN EN 1993-2/NA:2009 zu DIN EN 1993-2:2007 wurden, soweit möglich, die Regeln und das Sicherheitsniveau an den Bemessungsstandard von DIN –FB 103:2009 angeglichen.

Im Rahmen dieses Forschungsprojekts wurden diese Normen für Stahlbrücken verglichen und die Unterschiede zwischen den Regelwerken herausgearbeitet. Ziel der Untersuchungen war es, die für den Stahlbrückenbau und damit auch für den Verbundbrückenbau wesentlichen Änderungen, die sich zwischen DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und den neuen Eurocodes ergeben, aufzuarbeiten und zu beurteilen.

Zur Erprobung des neuen Normungstextes und zur Überprüfung des Sicherheitsniveaus und der Wirtschaftlichkeit wurden Vergleichsberechnungen an einer bestehenden Stabbogenbrücke durchgeführt. Die wesentlichen Änderungen der Normen wurden an Einzelquerschnitten von charakteristischen Haupttragelementen dieser Brücke wie dem Bogen, dem Versteifungsträger und den Hängern erarbeitet. Ebenso wird gezielt ein Standardquerträger als charakteristisches Bauteil der Fahrbahn untersucht.

Vom BMVBS und der BAST wurde ein neues Lastmodell entwickelt, das in Zukunft dem erhöhten Verkehrsaufkommen Rechnung tragen soll. Dieses Lastmodell wird jedoch frühestens mit dem Eurocode eingeführt. Berechnungen mit diesem Lastmodell zeigten, dass durch die erhöhten Lasten die Querschnitte deutlich vergrößert werden müssen.

Im Bereich der Werkstoffe wurde detailliert aufgezeigt, wie sich die Zähigkeitsanforderungen durch den neuen DIN-Fachbericht geändert haben. Anhand der Beispielbrücke wurde die Verwendung von höherfestem Stahl S460 untersucht. Es konnte gezeigt werden, in wieweit durch die Verwendung von S460 bei der bestehenden Brücke die erforderliche Querschnittsfläche verringert werden kann. Zusätzlich wurde der Einsatz von S460 unter Berücksichtigung des neuen Lastmodells untersucht.

Im Bereich der Tragwerksberechnung wurden insbesondere die Änderungen bei den Imperfektionen in den verschiedenen Regelwerken vorgestellt. Am Beispiel der Stabbogenbrücke Wörth wurde der Einfluss der Änderungen untersucht.

Es wurden die beiden Nachweise für beulgefährdete Querschnitte nach DIN-Fachbericht 103 vorgestellt: Die Methode der wirksamen Breiten nach Abschnitt III-4 bis III-6 und die Methode der reduzierten Spannungen nach Abschnitt III-10. Da die Beulnachweise der Ursprungsstatik nach DIN 18800-3 geführt wurden, wurde dieses Nachweisformat ebenfalls dargestellt. Am Beispiel des Bogens wurden Vergleichsberechnungen nach allen drei Verfahren durchgeführt und beurteilt.

Im Bereich der Stabstabilität wurde Untersuchungen zum Knicken und insbesondere zur Interaktion aus Knicken und Beulen nach den verschiedenen Normen durchgeführt.

Im Kapitel Verbindungen wurden die Unterschiede und Neuerungen für Schweißverbindungen im Bereich des Schweißens in kaltumgeformten Bereichen und von höherfesten Stählen zusammengestellt.

Die Unterschiede in den Ermüdungsnachweisen nach DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-2:2007 wurden herausgearbeitet und beurteilt. Für die einzelnen Bauteile wurden die Ermüdungsnachweise nach allen Normen geführt.

Neben dem Normenvergleich lag der Schwerpunkt im Kapitel Hänger von Stabbogenbrücken auf der Erprobung des neuen Normtextes anhand der ausgeführten Brücke. Dabei konnte gezeigt werden, wie sich die konstruktiven Anforderungen geändert haben. Außerdem wurden die neuen rechnerischen Nachweise für Schwingungen vorgestellt.

In diesem Bericht sind die wesentlichen inhaltlichen Änderungen des neuen DIN-Fachberichts 103 „Stahlbrücken“ und der neuen Eurocode-Regelungen zusammengestellt. Anhand eines konkreten Brückenbeispiels wurden die Einflüsse der einzelnen Änderungen untersucht und beurteilt.

Teil 4

Anpassung des DIN-Fachberichts 104 „Verbundbrücken“ an Eurocodes

Mit der geplanten Einführung der Eurocodes im Brückenbau werden sich im Vergleich zu den derzeitigen Regelwerken neben Änderungen bei den Straßenverkehrslasten auch Detailregelungen in den jeweiligen Eurocodes für die Bemessung von Brücken ergeben. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden die Auswirkungen dieser Änderungen für Stahlverbundbrücken untersucht.

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass sich hinsichtlich der modifizierten Verkehrslastmodelle mit der Einführung der Eurocodes im Bereich des Stahlverbundbrückenbaus mit Ausnahme der lokalen Plattenbemessung in Querrichtung und der Bemessung der Querverbände und Querrahmen von Kastenquerschnitten in Verbundbauweise keine signifikanten Änderungen für Brücken im mittleren und großen Spannweitenbereich ergeben werden.

Über die Anpassung der Verkehrslasten für Brückenneubauten hinaus hat die Frage der Beurteilung und Klassifizierung von Bestandsbauwerken große Bedeutung erlangt. Von besonderem Interesse sind dabei Bauwerke, die vor Einführung der DIN-Fachberichte

im Jahre 2003 noch nach den alten Regelwerken auf der Grundlage des alten globalen Sicherheitskonzeptes nach DIN 1072:1967 bzw. DIN 1072:1985 geplant und gebaut wurden. Mit den durchgeführten Vergleichsrechnungen für ältere Brücken, die auf der Grundlage der DIN 1072 bemessen wurden, wird mit Hilfe der auf das neue modifizierte Lastmodell 1 (LMM1) bezogenen Vergrößerungsfaktoren zukünftig eine einfache Identifizierung von kritischen Bauwerken ermöglicht.

Weitere Untersuchungen wurden zur Frage des Nachweises der Ermüdungssicherheit der Längsbewehrung von Verbundbrücken auf der Grundlage der Ermüdungslastmodelle 3 und 4 nach DIN EN 1991-2 sowie zur Frage der Längsschubkräfte an Betonierabschnittsgrenzen durchgeführt. Für die Ermittlung der Längsschubkräfte an Betonierabschnittsgrenzen wird ein verbessertes Berechnungsmodell vorgestellt, mit dem die Einflüsse aus der Nachgiebigkeit der Verbundfuge, der Lage der Betonierabschnittsgrenze und der Schubweichheit der Betongurte berücksichtigt werden können.

Part 1:

Adaptation of the DIN technical report 101 "Effects on Bridges" to Eurocodes - a sustainable load model for road traffic loads

The volume of the heavy load traffic on the road network in Germany is grown up in the last decades and for the future further increasing is predicted. The regulations for the current traffic load model of the DIN Fachbericht 101 (2003) for road bridges are based on traffic measurements from the mid-80s. In comparison to those data a doubling of the heavy load traffic volume can be determine from actual traffic measurements. For this reason it is necessary to control the traffic load model for road bridges in consideration of the actual and the future heavy load traffic volume and, if it is necessary, to adapt the load model.

On the base of traffic measurements simulations of the actual heavy load traffic and the future heavy load traffic which is represent by several prognosis scenarios are made and the effects of those simulated traffic flows are calculated for different structural systems and stress resultants.

With statistical analyses of the calculation results characteristic values, which are defined with a returning period of 1000 years, are calculated. Those values for different structural systems and stress resultants are compared with the values which are results of the load model 1 of the DIN Fachbericht 101 (2003) and of a modified load model by BAST and BMVBS which was developed by several preliminary considerations.

The results of the analyses show that the actual heavy load traffic volume is well covered by the load model 1 of the DIN Fachbericht 101 (2003), but the level of this load model exceed by the future heavy load traffic. The applied modified load model builds an upper limit for the majority of the characteristic values calculated form traffic simulations. So it is possible to identify the modified load model as a sustainable load model for bridges.

With this load model as base in the course of further analyses reduction factors for the quasi permanent, frequent and infrequent values of the traffic load are calculated. In comparison to the defined reduction factors of the DIN Fachbericht 101 (2003) it is possible to define lower factors for the frequent and the infrequent values. Appropriate pro-

posals for the definition of new reduction factors are given. Furthermore the lane-related configuration of the load model in transverse direction is analysed and confirmed with probabilistic considerations.

Finally appropriations and possibilities for necessary further analyses are given.

Part 2:

Adjustment of DIN-Fachbericht 102 “Concrete Bridges” to the final Eurocodes

German concrete bridges are currently calculated, designed and detailed on the basis of DIN-Fachbericht 102 “Concrete bridges“ and DIN-Fachbericht 101 “actions on bridges”. Meanwhile the first obligatory editions of the DIN-Fachberichte from march 2003 ([1], [2]) are published as updated re-editions in March 2009 ([3], [4]). The DIN-Fachberichte for bridges are based on the corresponding European pre-standards (ENV). They are just representing a temporary national solution until the final European standards with their corresponding national annexes will be published. At present a publication is expected at the end of 2010.

For the calculation, design and detailing of concrete bridges according to the European EN standards the following four documents are decisive:

- DIN EN 1992-1-1: 2005-10 [5]
in conjunction with the corresponding national annex
DIN EN 1992-1-1/NA [6]
- DIN EN 1992-2:2007-02 [7]
in conjunction with the corresponding national annex
DIN EN 11992-2/NA [8]

It is intended to combine again all these documents in one single integrative document, comparable to the current DIN-Fachberichte.

Since the application of the DIN-Fachberichte for bridges in 2003 predominantly positive experiences are existent. Provided that an appropriate application is carried out, a high level of quality standard is ensured. When using the European EN standards for bridges in the future, the goal is to keep the current high level of quality for German bridges. Therefore, as far as they are relevant for bridges, the actual European standards EN 1992 are checked for deviations against the DIN-Fachbericht 102 for concrete bridges and their influences.

Additionally the influences from a modified load model for traffic loads are demonstrated. Compared to the actual load model 1 these loads are significant higher. Beginning with its use at the end of 2010 this modified load model shall cover the future development and increase of heavy vehicle loads. The modified load model is based on the EN-standards. The comparative calculations consider the intended change of the partial factor for traffic loads from 1.5 to 1.35 in the course of the implementation of the EN standards in 2010 as well.

Lastly the influences from the decrease of fatigue strength $\Delta\sigma_{Rsk}$ of reinforcing steel from 195 to 175 N/mm² were analysed.

The comparative calculations are carried out by means of 9 representative concrete bridges (2 reinforced and 7 prestressed concrete bridges). These bridges are designed, detailed and constructed since 2003 on the basis of DIN-Fachbericht 101 and 102. The comparative calculations carried out are based on the respective drawings and structural analysis. As it is shown by the results from the analysis, the increased traffic loads yields only low to moderate increase of the prestressing and the reinforcing steel. In longitudinal direction of the superstructures the dimensions of the bearing concrete sections have not to be enlarged. The influences in transverse direction are greater than in longitudinal direction. In some cases the dimensions of the deck slabs have to be increased.

Where different rules lead to considerable deviations in comparison to DIN-Fachbericht 102 adequate solutions are proposed. Therewith a sufficient level of safety on the one hand and economic aspects on the other hand shall be achieved.

Part 3:

Adjustment of DIN-Fachbericht 103 “Steel Bridges” to the final Eurocodes

Since 2003, in Germany steel bridges are designed by using DIN-Fachbericht 103. DIN-Fachbericht 103 summarizes the rules of ENV Eurocodes 1993 considering national regulations in one document. 2009 a revision of DIN-Fachbericht 103 has been published and is introduced by a document called Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS Nr. 6/2009). The DIN-Fachberichte are expected to be replaced in 2011 through the final versions of the Eurocodes EN 1993 with National Annexes. In preparing the draft of the National Annex E DIN EN 1993-2/NA:2009 of DIN EN 1993-2:2007 the rules and the level of safety have been aligned to the design standard of DIN-FB 103:2009, as far as possible.

Within this project, these standards for steel bridges have been compared and the differences between the regulations have been worked out. The aim of the investigations has been to clarify and evaluate the main changes between DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 and the new versions of the Eurocodes EN 1993 for the design of steel and composite bridges.

To test the new standards and to review the level of safety and efficiency recalculations have been carried out and are compared to an existing tied-arch bridge. The main changes of the standards have been worked out for cross-sections of characteristic elements of this tied-arch bridge as the arch, the stiffening girder and the hangers. Similarly, a cross girder as a typical component of the deck has been investigated.

A new model for traffic loads has been developed with the aim to take into account the increased traffic volume in future. However, it will be introduced with the Eurocode at the earliest. Using this load model calculations have shown that the cross-sections must be increased significantly in consequence of the increased loads.

In the field of materials the changes for the toughness requirements of the new DIN-Fachbericht are shown in detail. By means of the example bridge the use of high strength steel S460 steel is investigated. It is demonstrated that by the use of S460 for the existing bridge the required cross-sections may be reduced. Additionally, the use of S460 considering the new load model is investigated.

The changes in the imperfections between the different rules have been presented and the influence of these differences has been investigated.

Two design methods for plate buckling according to DIN-Fachbericht 103 are presented: The method of effective widths according to Chapter III-4 to III-6 and the method of reduced stresses in accordance to Chapter III-10. Since the original buckling design has been done according to DIN 18800-3 this design is also described. Comparative calculations for the arch according to all three design methods have been performed and evaluated.

Buckling and especially the interaction of member buckling and plate buckling are considered within the different rules.

In the chapter on joints the differences and improvements in the field of welding in cold-formed zones and of high-strength steels are presented.

The differences in fatigue design according to DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 and DIN EN 1993-2:2007 have been identified and assessed. For selected components the fatigue design for all standards has been performed.

Besides the comparison of the standards, the chapter hanger of tied arch bridges is focused on the testing of the new standard text, applying it to the example bridge. The changes of the design requirements have been shown. Moreover, the new design methods for vibrations are presented.

In this report, the important changes of the new DIN-Fachbericht 103 "Steel Bridges" and the new Eurocode rules are summarized. Based on an example bridge, the influence of individual changes are investigated and assessed.

Part 4:

Adjustment of DIN-Fachbericht 104 "Composite Bridges" to the final Eurocodes

In comparison with the current design rules in the DIN-Reports, the intended implementation of the Eurocodes for bridges in Germany will bring several changes regarding traffic loads and special design rules. Within the scope of the research project the effects of these changes were investigated for typical systems of composite bridges.

The studies show that the modified Load Model 1 (LMM1) has no significant influence on the design of the main girders of composite bridges with typical span length of more than 60 meters and span-length ratios. For the design of the concrete deck (internal forces in transverse direction) and also for the design of transverse girders and frames

and bracings of box girders the modified load models cause a significant increase of internal forces compared with the current national design rules.

The new modified load model has only to be used for the design of new bridges. With regard to the grading and classification of existing bridges the increase of traffic loads on road bridges and the consequence for the safety level are important. This applies mainly for bridges erected before the implementation of the DIN-Report in 2003. These bridges were planned for the traffic load models according to DIN 1072:1967 and DIN 1072:1985 and designed on the basis of the allowable stress concept with a global safety factor. For typical bridge systems designed for the load model in DIN 1072 the amplification factor for the internal forces related to the modified Load Model 1 (LMM1) is determined and allows a simple identification of critical old bridge systems.

Further investigations were made regarding the fatigue limit state of longitudinal reinforcing steel in composite bridges based on the Fatigue Load Models 3 and 4 according to DIN EN 1991-2 and the concentrated longitudinal shear forces at the ends of casting segments of concrete decks. An improved design model for the determination of the concentrated shear forces at the ends of casting segments is presented, taking into account the flexibility of the shear connectors, the position of the casting segment within the span length and the effects of shear lag in the concrete deck more precisely.

Inhalt

Teil 1:		
DIN-Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“		23
1	Einleitung	24
1.1	Projektaufgabe	24
1.2	Prinzipielle Vorgehensweise	24
2	Technische Umsetzung	25
2.1	Simulation von Fahrzeugfolgen	25
2.1.1	Generierung des Fahrzeugtyps	25
2.1.2	Generierung des Fahrzeuggesamtgewichtes	26
2.1.3	Generierung des Fahrzeugabstandes	26
2.1.4	Abbildung von Stauverkehr	27
2.2	Berechnung von Kennwert-Zeit-Verläufen	28
2.2.1	Generierung von Einflussflächen	28
2.2.2	Auswertung der Einflussflächen	28
2.2.3	Möglichkeiten zur Berücksichtigung der dynamischen Achslasten im fließenden Verkehr	30
2.2.3.1	Verwendung eines Schwingbeiwertes	30
2.2.3.2	Abbildung der dynamischen Achslast als normalverteilte Zufallsgröße	30
2.2.4	Überlagerung von Kennwert-Zeit-Verläufen zur Abbildung von Mehrspurverkehr	30
2.3	Statistische Auswertung von Kennwert-Zeit-Verläufen	31
2.3.1	Methode der Klassengrenzendurchgangszählung	31
2.3.2	Ergebnissauswertung der Klassengrenzendurchgangszählung	32
2.3.3	Methode zur Zählung zeitbezogener Extremwerte	34
2.3.4	Ergebnissauswertung der Zählung zeitbezogener Extremwerte	34
3	Eingangsdaten und angewandte Verfahrensweisen der Untersuchungen	35
3.1	Untersuchte Tragsysteme, Querschnittssysteme und Kenngrößen	35
3.2	Schwerverkehrsvarianten und Szenarien	41
3.2.1	Szenarien des Mehrspurverkehrs	41
3.2.2	Schwerverkehrsvariante A – gegenwärtiger Schwerverkehr	41
3.2.3	Schwerverkehrsvariante B - Gegenwärtiger Schwerverkehr mit Berücksichtigung von genehmigungspflichtigem Schwerverkehr durch 72 t Mobilkran	43
3.2.4	Schwerverkehrsvariante C – Künftiger Schwerverkehr mit stark erhöhter Verkehrsdichte	44
3.2.5	Schwerverkehrsvariante D - Künftiger Schwerverkehr mit erhöhtem zulässigen Gesamtgewicht für 5-achs Sattelschlepper	45
3.2.6	Schwerverkehrsvariante E - Künftiger Schwerverkehr mit 60t modularem Nutzfahrzeug	46
3.2.7	Schwerverkehrsvariante F - Künftiger Schwerverkehr mit 65t 6-achs Sattelschlepper	47
3.2.8	Schwerverkehrsvariante G - Auxerre-Verkehr	49
3.3	Eingangsdaten für die Berücksichtigung des Stauverkehrs	49
3.4	Erfassung des Verhaltens Fahrzeug-Fahrbahn-Bauwerk	50
3.5	Verwendetes Auswertungsverfahren	50
3.6	Lastmodelle als Vergleichsbasis	51
4	Ergebnisse	53
4.1	Vorbetrachtungen	53
4.1.1	Allgemeines	53
4.1.2	Verwendete Bezeichnungen	53

4.2	Ermittelte charakteristische Werte	55
4.2.1	Allgemeines	55
4.2.2	Plattenbalken (massiv) – 2 · 40 m	56
4.2.3	Plattenbalken (massiv) – 3 · 40 m	58
4.2.4	Plattenbalken (Verbund) – 60 m	61
4.2.5	Plattenbalken (Verbund) – 2 · 60 m	62
4.2.6	Hohlkasten (massiv) – 3 · 60 m	67
4.2.7	Hohlkasten (Verbund) – 3 · 90 m	69
4.2.8	Fertigteilquerschnitt – 2 · 25 m	71
4.2.9	Vollplatte – 10 m	76
4.2.10	Vollplatte – 25 m	77
4.3	Zusammenfassung der Ergebnisse der charakteristischen Werte	79
5	Weitergehende Untersuchungen	80
5.1	Reduktionsfaktoren	80
5.1.1	Vorbetrachtungen	80
5.1.2	Verhältnis zum jeweiligen charakteristischen Wert	80
5.1.3	Verhältnis zum charakteristischen Wert des modifizierten Lastmodells	85
5.1.4	Ergebniszusammenfassung	88
5.2	Aufteilung des Lastmodells in Querrichtung	90
5.2.1	Vorbetrachtungen	90
5.2.2	Untersuchung der Spuranteile	90
5.2.3	Berechnung von Begegnungshäufigkeiten	92
5.2.4	Statistische Verteilung der Gesamtgewichte von zwei Fahrzeugen	94
5.2.5	Zusammenfassung	98
5.3	Untersuchungen von Systemen mit kleinen Stützweiten	99
6	Zusammenfassung	102
6.1	Lastmodell	102
6.2	Reduktionsfaktoren	102
6.3	Ausblick	103
Literatur		104
Teil 2:		
DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken		105
1	Einleitung	106
1.1	Aufgabenstellung und Zielsetzung	106
1.2	Methodische Vorgehensweise	107
2	Identifizierung der unterschiedlichen Regelungen und angepasstes Verkehrslastmodell (LM1)	108
3	Festlegungen für die Vergleichsrechnungen	129
4	Auswahl repräsentativer Bauwerke für die Vergleichsrechnungen	130
5	Vergleichsrechnungen und Auswertung der Ergebnisse	140

5.1	Allgemeines	140
5.2	Brückenlängsrichtung	140
5.2.1	Auswirkungen infolge der Verkehrslasterhöhung	140
5.2.1.1	Vergleich der Lasten und Schnittgrößen	140
5.2.1.2	Auswirkungen auf die Größe der erforderlichen Vorspannkraft	154
5.2.1.3	Auswirkungen auf die maximalen Betondruckspannungen unter Gebrauchslastniveau	154
5.2.1.4	Auswirkungen auf die Spannstahlspannungen unter Gebrauchslastniveau	155
5.2.1.5	Auswirkungen auf die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten	156
5.2.1.6	Auswirkungen auf die Längsbewehrung	164
5.2.1.7	Auswirkungen auf die Bewehrung für Querkraft und Torsion	173
5.2.1.8	Auswirkungen auf den Nachweis gegen Ermüdung	174
5.2.2	Auswirkungen einer höheren Betonzugfestigkeit auf die Robustheitsbewehrung	174
5.2.3	Auswirkungen erhöhter k-Werte auf die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite	176
5.2.4	Auswirkungen aus dem Wegfall der nicht-häufigen Einwirkungskombination	185
5.2.5	Auswirkungen aus dem unterschiedlichen Ansatz des inneren Hebelarms bei der Querkraftbemessung	187
5.2.6	Auswirkungen aus dem unterschiedlichen Ansatz für die Wanddicke t_{eff} beim Torsionsnachweis	188
5.2.7	Auswirkungen aus der Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit für den Betonstahl	190
5.3	Brückenquerrichtung	194
5.3.1	Auswirkungen infolge der Verkehrslasterhöhung	194
5.3.1.1	Unmittelbarer Vergleich der Lasten	194
5.3.1.2	Vergleich der Schnittgrößen	197
5.3.1.3	Auswirkungen auf die Bemessung für Biegung mit Längskraft	204
5.3.1.4	Auswirkungen auf die Begrenzung der Rissbreite	206
5.3.1.5	Auswirkungen auf den Nachweis gegen Ermüdung	207
5.3.1.6	Auswirkungen auf die erforderliche Dicke der Fahrplanplatte	207
5.3.1.7	Auswirkungen auf die Querkraftbemessung	208
5.3.2	Auswirkungen einer höheren Betonzugfestigkeit auf die Robustheitsbewehrung	212
5.3.3	Auswirkungen erhöhter k-Werte auf die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten	212
5.3.4	Auswirkungen aus dem Wegfall der nicht-häufigen Einwirkungskombination	212
5.3.5	Auswirkungen aus dem unterschiedlichen Ansatz des inneren Hebelarms z bei der Querkraftbemessung	212
5.3.6	Auswirkungen aus dem unterschiedlichen Ansatz für die Wanddicke t_{eff} beim Torsionsnachweis	212
5.3.7	Auswirkungen aus der Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit für den Betonstahl	213
5.4	Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Vergleichsrechnungen	214
5.4.1	Längsrichtung	214
5.4.2	Querrichtung	219

6	Schlussfolgerungen und Empfehlungen	222
6.1	Einfluss erhöhter Verkehrslasten	222
6.2	Einfluss einer erhöhten Betonzugfestigkeit auf die Robustheitsbewehrung	222
6.3	Einfluss aus den erhöhten k-Werten bei der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten	223
6.4	Einfluss aus dem Wegfall der nicht-häufigen Einwirkungskombination (Beiwert ψ_1')	223
6.5	Einfluss aus dem unterschiedlichen Ansatz für den inneren Hebelarm z bei der Querkraftbemessung	224
6.6	Einfluss aus dem unterschiedlichen Ansatz für t_{eff} bei der Torsionsbemessung	226
6.7	Einfluss der reduzierten Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{\text{Rsk}}$ des Betonstahls	232
7	Zusammenfassung	232
	Literatur	234
Teil 3:		
DIN-Fachbericht 103 „Stahlbrücken“		235
1	Einleitung	236
1.1	Allgemeines	236
1.2	Zielsetzung	236
1.3	Vorgehen	236
1.4	Entwicklung des DIN-Fachberichts 103	236
2	Brückenbeispiel	238
2.1	Allgemeines	238
2.2	System	238
2.3	Statische Berechnungen	238
2.4	Zusammenfassung	243
3	Neue Einwirkungskombinationen	245
3.1	Allgemeines	245
3.2	Betrachtung des Bogens	245
3.3	Betrachtung der Hänger	245
3.4	Beurteilung	245
4	Neues Lastmodell	246
4.1	Allgemeines	246
4.2	Änderungen der Spannungen	247
4.3	Dimensionierung des Bogens	247
4.4	Dimensionierung des Versteifungsträgers	249
4.5	Dimensionierung der Hänger	250
4.6	Dimensionierung der Querträger	250
4.7	Zusammenfassung	251

5	Werkstoffe	252
5.1	Allgemeines	252
5.2	Werkstofffestigkeiten	252
5.3	Zähigkeiten	252
5.4	Terrassenbruch	254
5.5	Verwendung höherfester Stähle	254
5.6	Bogen - Stahl S460	254
5.7	Versteifungsträger - Stahl S460	256
5.8	Hänger - Stahl S460	257
5.9	Querträger - Stahl S460	258
5.10	Beurteilung	259
6	Tragwerksberechnung	260
6.1	Allgemeines	260
6.2	Klassifizierung der Querschnitte	260
6.3	Kriterien für die Schnittgrößenberechnung nach Theorie I. bzw. II. Ordnung	260
6.4	Imperfektionen	261
6.5	Beispiel	264
6.6	Zusammenfassung	267
7	Plattenbeulen	268
7.1	Vergleich der Normen	268
7.2	Beschreibung der Verfahren	268
7.3	Vergleich der Verfahren – Bogen	272
7.4	Zusammenfassung und Vergleich	275
8	Stabstabilität	276
8.1	Allgemeines	276
8.2	Nachweise am Gesamtstab	276
8.3	Nachweis des Druckgurtes als Druckstab	278
8.4	Interaktion von globalem und lokalem Stabilitätsversagen	278
8.5	Beispiel des Bogens	283
8.6	Zusammenfassung	285
9	Gebrauchstauglichkeit	286
9.1	Darstellung der Nachweise	286
9.2	Folgerungen	286
10	Verbindungen	287
10.1	Schrauben	287
10.2	Schweißen	287
10.3	Brückenbeispiel	288
10.4	Zusammenfassung	289

11	Ermüdung	290
11.1	Allgemeines	290
11.2	Entbehrlichkeit des Nachweises	290
11.3	Teilsicherheitsbeiwerte	292
11.4	Ermüdungswirksame Spannungsschwingbreite	292
11.5	Anpassungsbeiwert λ_1 für Straßenbrücken	293
11.6	Anpassungsbeiwert λ_1 für Eisenbahnbrücken	293
11.7	Korrigierte Ermüdungsfestigkeitskurven	294
11.8	Kerbfalltabellen	294
11.9	Empfehlungen für die bauliche Durchbildung von Stahlfahrbahnen	301
11.10	Beispielbrücke – Allgemeines	302
11.11	Ermüdungsnachweis – Bogen	303
11.12	Ermüdungsnachweis – Versteifungsträger	304
11.13	Ermüdungsnachweis – Hänger	304
11.14	Ermüdungsnachweis – Querträger	305
11.15	Einfluss des Teilsicherheitsbeiwertes	305
11.16	Zusammenfassung	305
12	Hänger von Stabbogenbrücken	306
12.1	Allgemeines	306
12.2	Systemmodellierung	307
12.3	Berücksichtigung sekundärer Momente	307
12.4	Konstruktive Empfehlungen	308
12.5	Tragfähigkeit	310
12.6	Ermüdung	311
12.7	Gebrauchstauglichkeit	313
12.8	Beispielbrücke Nachrechnung	313
12.9	Berechnung für die Geometrie nach DIN-FB 103:2009	320
12.10	Beispielbrücke - Neues Lastmodell	326
12.11	Beispielbrücke S460 - Derzeitiges Lastmodell	329
12.12	Beispielbrücke S460 - Neues Lastmodell	331
12.13	Beurteilung zur Gestaltung der Hänger	334
12.14	Beurteilung zum Grenzzustand der Tragfähigkeit	334
12.15	Beurteilung zum Grenzzustand der Ermüdung	335
12.16	Zusammenfassung	336
13	Schlussfolgerungen	337
13.1	Beurteilung der normativen Änderungen	337
13.2	Beurteilung der inhaltlichen Änderungen	337
13.3	Zukünftiger Forschungsbedarf	338
14	Zusammenfassung	339
15	Danksagung	339

16	Literatur	342
16.1	Normen	342
16.2	Bücher, Beiträge, etc.	344
16.3	Sonstige Veröffentlichungen	345

Teil 4: **DIN-Fachbericht 104 „Verbundbrücken“** **347**

1	Einleitung	348
1.1	Allgemeines	348
1.2	Wesentliche Unterschiede in den Regelwerken zu Verbundbrücken	350
1.2.1	Allgemeines	350
1.2.2	Unterschiede zwischen DIN-Fachbericht 104 und DIN EN 1994-2	351
2	Untersuchungen zu den Auswirkungen der Modifizierung des Lastmodells 1	353
2.1	Allgemeines	353
2.2	Untersuchte Brückenquerschnitte und Tragsysteme	353
2.3	Ständige Einwirkungen	354
2.4	Veränderliche Einwirkungen	356
2.5	Tragwerksanalyse	356
2.5.1	Einzelliger Hohlkasten	356
2.5.2	Dreistegiger Plattenbalkenquerschnitt	357
2.5.3	Plattenbalkenquerschnitt mit zwei torsionssteifen Hauptträgern	358
2.5.4	Einteilige Kastenquerschnitte	359
2.6	Einflüsse aus der Rissbildung, dem Kriechen und Schwinden und der Belastungsgeschichte	359
2.7	Bemessungsschnittgrößen und Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit	361
2.7.1	Allgemeines	361
2.7.2	Grenzzustände der Tragfähigkeit	361
2.7.3	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	362
2.8	Programmtechnische Umsetzung der Berechnungen	364
2.9	Darstellung ausgewählter Berechnungsergebnisse	365
2.9.1	Allgemeines	365
2.9.2	Systeme mit einzelligen Hohlkastenquerschnitten	365
2.9.3	Dreistegiger Plattenbalkenquerschnitt	368
2.9.4	Plattenbalkenquerschnitt mit zwei torsionssteifen Hauptträgern	369
2.9.5	Einteilige Querschnitte	369
2.10	Untersuchung der Quertragglieder und der lokalen Plattenbeanspruchungen	370
2.10.1	Allgemeines	370
2.10.2	Einzelliger Hohlkastenquerschnitt	371
2.10.3	Dreistegiger Plattenbalkenquerschnitt	372
2.10.4	Plattenbalkenquerschnitt mit zwei torsionssteifen Hauptträgern	373
2.10.5	Einteilige Querschnitte	374

3	Nachrechnung zweier ausgewählter Brückensysteme für das modifizierte Lastmodell LMM1	378
3.1	Aftetalbrücke im Zuge der Bundesstraße B480n bei Bad Wünnenberg	378
3.1.1	System der Aftetalbrücke	378
3.1.2	Vergleich der Schnittgrößen aus dem Lastmodell LM1 mit dem modifizierten Lastmodell LMM1	378
3.1.3	Bewertung der Ergebnisse	379
3.2	Ruhrbrücke im Zuge der Autobahn A1 bei Hagen	381
3.2.1	System der Ruhrbrücke Hagen	381
3.2.2	Vergleich der Schnittgrößen aus dem Lastmodell LM1 mit dem modifizierten Lastmodell LMM1	381
3.2.3	Bewertung der Ergebnisse	382
4	Ergänzende Untersuchungen zu den Verkehrslastmodellen nach DIN 1072	384
4.1	Allgemeines	384
4.2	Grundlagen der Untersuchungen	385
4.3	Darstellung der Berechnungsergebnisse	386
4.3.1	Allgemeines	386
4.3.2	Einzelliger Hohlkastenquerschnitt	386
4.3.3	Dreistegiger Plattenbalkenquerschnitt	387
4.3.4	Plattenbalkenquerschnitt mit zwei torsionssteifen Hauptträgern	388
4.4	Beurteilung der Untersuchungsergebnisse	389
5	Untersuchungen zur Frage des Nachweises der Ermüdung für den Betonstahl	390
5.1	Allgemeines	390
5.2	Darstellung der Nachweise nach DIN-Fachberichten und DIN EN 1994-2	390
5.2.1	Allgemeines	390
5.2.2	Nachweise auf der Grundlage des Ermüdungslastmodells 3 mit Hilfe von Schadensäquivalenzfaktoren	390
5.2.3	Nachweise auf der Grundlage des Ermüdungslastmodells 4	393
5.3	Untersuchungen für typische Tragsysteme auf Grundlage der Ermüdungslastmodelle 3 und 4	394
5.3.1	Ausgewählte Systeme	394
5.3.2	Untersuchungsergebnisse	395
5.3.3	Vergleich der beiden Nachweismethoden und Schlussfolgerungen	401
6	Untersuchungen zur Frage der Beanspruchungen von Verbundmitteln an Betonierabschnittsgrenzen	403
6.1	Allgemeines	403
6.2	Zur Frage der konzentrierten Längsschubkräfte an Betonierabschnittsgrenzen	403
6.3	Systematische Parameteruntersuchungen mittels FE-Berechnung	405
6.4	Ermittlung der Längsschubkräfte nach der Theorie des elastischen Verbundes	406
6.5	Entwicklung eines vereinfachten Berechnungsmodells	408
7	Zusammenfassung	411

8	Literatur	413
	Anhänge	415
	Schriftenverzeichnis	526

Teil 1:

Anpassung des DIN-Fachberichts 101 „Einwirkungen auf Brücken“ an Eurocodes

- Zukunftsfähiges Lastmodell für Straßenverkehrslasten

von

Ursula Freundt
Sebastian Böning

Bauhaus-Universität Weimar
Fakultät Bauingenieurwesen
Professur Verkehrsbau

Bericht zum Forschungsprojekt 15.451/2007/ERB

Projektbetreuung: Rolf Kaschner

1 Einleitung

1.1 Projektaufgabe

Zur Festlegung des aktuellen Verkehrslastmodells für Brücken fanden in verschiedenen europäischen Ländern umfangreiche Verkehrslastmessungen statt. In Deutschland wurden hierzu Mitte der 80er Jahre Untersuchungen an der Brohtalbrücke im Zuge der BAB A61 durchgeführt [8]. Das dort gemessene Schwerverkehrsaufkommen von 4800 Fahrzeugen pro Tag und Richtung hat sich innerhalb von 20 Jahre nach neueren Erhebungen verdoppelt (vgl. z.B. [1]) und auch für die Zukunft werden für den Straßengüterverkehr starke Zuwächse prognostiziert.

Um dieses stetig wachsende Güterverkehrsaufkommen bewältigen zu können, wird von Teilen des Transportgewerbes unter anderem eine Erhöhung der zulässigen Fahrzeugesamtgewichte für Nutzfahrzeuge gefordert. Im Rahmen der Untersuchungen zu den Auswirkungen von Fahrzeugkombinationen nach dem modularen Konzept (60 t Gigaliner) wurden jedoch bereichsweise Defizite des Lastmodells 1 des DIN Fachberichtes 101 für den Fall einer flächendeckenden Zulassung dieser Fahrzeuge festgestellt [6].

Vor dem Hintergrund der prognostizierten Zunahme des Straßengüterverkehrs und den Untersuchungen zum 60t Nutzfahrzeug sollen im Rahmen dieses Forschungsprojektes die gegenwärtigen Festlegungen im Lastmodell 1 des DIN Fachberichtes 101 überprüft und entsprechende Ableitungen für die Einführung des Eurocode und dem nationalen Anhang ermittelt werden.

1.2 Prinzipielle Vorgehensweise

Ausgehend von vorliegenden aktuellen Verkehrslastmessungen werden Prognoseszenarien für die zukünftige Entwicklung des Straßengüterverkehrs aufgestellt. Diese Szenarien beinhalten verschiedene und aus heutiger Sicht vorstellbare Möglichkeiten der Entwicklung des Straßengüterverkehrs, um die prognostizierten Anforderungen hinsichtlich Transportleistung und Transportaufkommen bewältigen zu können. Die Szenarien sind Grundlage für zufallsbasierte Verkehrssimulationen, deren Ergebnis Achslastfolgen (Verkehrsbänder) sind. Die Verkehrsbänder werden dann zur Ermittlung von Schnittgrößen verschiedener Brückensysteme genutzt. Es entstehen somit Schnittgrößen – Zeitfolgen für die ausgewählten Brücken. Hieraus werden durch statistische Auswertungen die charakte-

ristischen Werte definierter Kenngrößen (Biegemomente, Querkräfte, Auflagerkräfte usw.) bestimmt. Basis der Definition der charakteristischen Werte ist DIN EN 1991-2:2003 mit der Festlegung einer Wiederkehrperiode von 1 mal in 1000 Jahren. Auf Grundlage dieser ermittelten charakteristischen Werte wird das Lastmodell 1 des DIN-Fachberichtes 101 so angepasst, dass hierdurch die Verkehrslasten auf Brücken zukunftsicher abgebildet werden. Die Anpassung des Lastmodells 1 erfolgt vordergründig durch eine geeignete Modifikation der α -Werte und, falls erforderlich, durch das Hinzufügen zusätzlicher Komponenten zum gegenwärtigen Lastmodell.

Im Folgenden wird zunächst die technische Umsetzung der durchzuführenden Untersuchungen im Detail dargestellt, um die durchgeführten Schritte so zu dokumentieren, dass sie auch in Zukunft nachvollzogen und an zukünftige Entwicklungen, die aus heutiger Sicht nicht voraussehbar sind, angepasst werden können

2 Technische Umsetzung

Für die durchzuführenden Untersuchungen wird das an der Professur Verkehrsbau der Bauhaus-Universität Weimar entwickelte Programmsystem „VerkehrSimulation 3.0“ eingesetzt. Dieses Programm dient der Simulation des aktuellen bzw. eines prognostizierten Verkehrsaufkommens. Als Ergebnis entstehen auf der Grundlage statistischer Eingangsdaten Fahrzeugfolgen. Aus diesen Fahrzeugfolgen werden für definierte Tragsysteme Zeitverläufe von Kennwerten (Schnittgrößen, Auflagerkräfte usw.) berechnet. Diese Zeitverläufe werden im Nachgang durch ein weiteres Programmmodul statistisch ausgewertet.

2.1 Simulation von Fahrzeugfolgen

Die mit Hilfe des Programmsystems „VerkehrSimulation 3.0“ erstellten Simulationen von Fahrzeugfolgen basieren auf statistischen Eingangsdaten, die aus ausgewerteten Verkehrsmessungen (Zählung und Achslastmessung) bzw. daraus abgeleiteten Prognoseszenarien gewonnen werden. Für die Simulationen gilt dabei die Annahme, dass die Geschwindigkeit der generierten Fahrzeuge innerhalb des Verkehrsbandes identisch ist und somit keine Änderung der Fahrzeugabstände und keine Spurwechsel bzw. Überholvorgänge stattfinden. Im Folgenden werden die einzelnen Schritte der Simulation einschließlich der dafür erforderlichen Eingangsdaten bzw. Annahmen beschrieben.

2.1.1 Generierung des Fahrzeugtyps

Das Schwerverkehrsaufkommen setzt sich aus einer Vielzahl von verschiedenen Fahrzeugtypen (LKW mit oder ohne Anhänger, Sattelschlepper usw.) zusammen. In den Achslastmessenrichtungen werden die erfassten Fahrzeuge definierten Typen zugeordnet und eine entsprechende Kennziffer abgespeichert. Diese Kennziffern sind unter anderem in [9] aufgeführt. Aus der Auswertung dieser Daten lässt sich die Zusammensetzung des Schwerverkehrsaufkommens ermitteln und es können signifikante Fahrzeugtypen identifiziert werden. Als besonders häufig vorkommendes Fahrzeug zeigte sich dabei in vorausgegangenen Untersuchungen von aktuellen Achslastmessungen ([6], [1]) der Sattelschlepper mit zweiachsiger Zugmaschine und dreiachsigem Sattelaufliager (Typ 98). Die folgende Abbildung (Bild 1) zeigt exemplarisch eine Häufigkeitsverteilung verschiedener Fahrzeugtypen. Aufgrund der großen Anzahl verschiedener Typen deren, Häufigkeiten vergleichsweise gering sind, ist es notwendig, für die

Simulationen lediglich eine Auswahl von Fahrzeugtypen zu verwenden. Ein Beispiel hierfür ist in Bild 2 dargestellt.

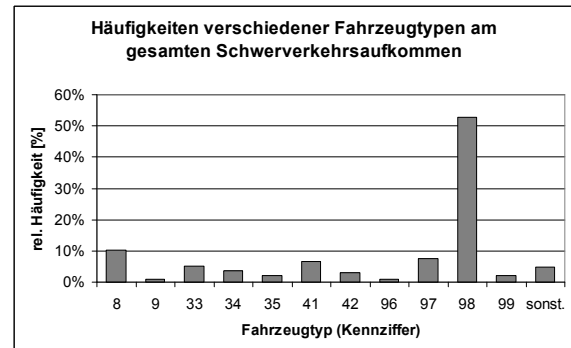


Bild 1: Häufigkeitsverteilung von Fahrzeugen des Schwerverkehrs

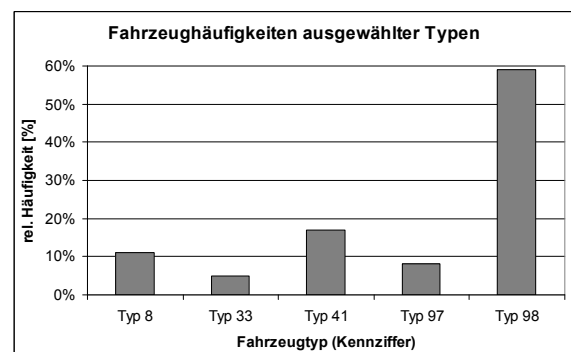


Bild 2: Häufigkeitsverteilung von fünf ausgewählten Fahrzeugen des Schwerverkehrs

Zur Generierung der Fahrzeugtypen im Zuge der Simulation wird programmintern eine gleichverteilte Zufallszahl zwischen 0 und 1 erzeugt. Aus dieser Zufallszahl und den ermittelten kumulierten Fahrzeughäufigkeiten als Eingangsdaten wird somit ein Fahrzeugtyp zufällig erzeugt. Jeder Fahrzeugtyp ist dabei beschrieben durch Angaben zur Achsanzahl, Achsabständen, Verteilung des Gesamtgewichtes auf die einzelnen Achsen, Spurbreiten der einzelnen Achsen und Angaben für die statistische Verteilung des Gesamtgewichtes dieses Fahrzeugtyps. Abgesehen von der im folgenden Abschnitt dargestellten Generierung des Gesamtgewichtes sind alle übrigen Parameter der Fahrzeuge eines Typs identisch. Somit haben beispielsweise alle simulierten Fahrzeuge des Typs 98 die gleichen Abstände zwischen der ersten und zweiten Achse, der zweiten und dritten Achse usw.. Eine zufällige Variation dieser Parameter findet in der Simulation nicht statt.

2.1.2 Generierung des Fahrzeuggesamtgewichtes

Wie im vorherigen Abschnitt dargestellt, sind für die Simulationen für jeden Fahrzeugtyp Angaben zur statistischen Verteilung des Gesamtgewichtes hinterlegt. Diese Angaben beruhen auf Auswertungen von Achslastmessungen aus denen für die relevanten Fahrzeugtypen Histogramme der gemessenen Fahrzeuggesamtgewichte gewonnen wurden. Diese Histogramme wurden wie, in Bild 3 exemplarisch dargestellt, durch bis zu drei Normalverteilungen angenähert. Die Parameter dieser Normalverteilungen bilden die Grundlage der im Zuge der Simulation durchgeführten Generierung eines zufälligen Gesamtgewichtes.

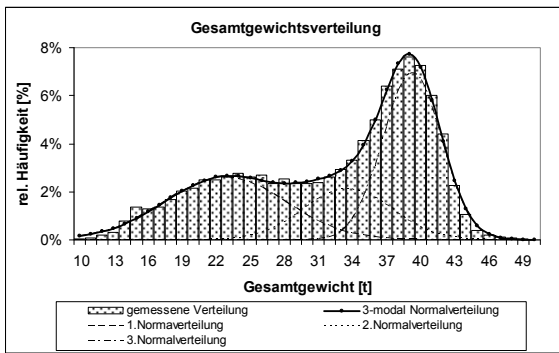


Bild 3: Beispiel für eine Gesamtgewichtsverteilung einsch. angenäherter Normalverteilungen

Normalverteilte Zufallszahlen werden programmintern entsprechend Gl. 2.1 erzeugt. Darin sind V1 und V2 zwei gleichverteilte Zufallszahlen zwischen 0 und 1. Die Parameter der an die gemessene Gesamtgewichtsverteilung angenäherten Normalverteilungen sind μ_k (Erwartungswert) und σ_k (Standardabweichung).

$$NVZ = \sqrt{-2 \cdot \ln(V1)} \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot V2) \cdot \sigma_k + \mu_k \quad (2.1)$$

2.1.3 Generierung des Fahrzeugabstandes

Die Häufigkeitsverteilungen der Fahrzeugabstände konnten ebenfalls aus den Messwerten ermittelt und durch eine logarithmische Normalverteilung mit der Dichtefunktion entsprechend Gl. 2.2 angenähert werden. In den bisherigen Untersuchungen wurden, auch zur besseren Veranschaulichung, für die logarithmischen Normalverteilungen als Parameter stets Erwartungswert (E) und Standardabweichung (StAbw) angegeben. Die Parameter μ und σ in Gl. 2.2 lassen sich entsprechend Gl. 2.3 und 2.4 aus E und StAbw bestimmen. Ein Beispiel hierfür ist in Bild 4 dargestellt. Die so ermittelten Parameter sind nicht ungeprüft weiter

anwendbar, sondern benötigen eine Anpassung. Entsprechende Hinweise sind in [1] gegeben.

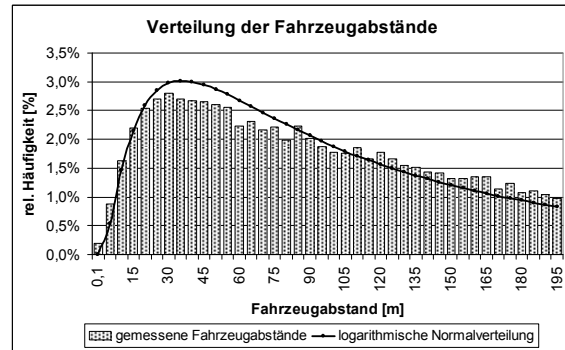


Bild 4: Beispiel für eine Verteilung der Fahrzeugabstände einsch. angenäherter logarithmischer Normalverteilung

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma x} e^{-\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (2.2)$$

$$\sigma = \sqrt{\ln\left(1 + \left(\frac{StAbw}{E}\right)^2\right)} \quad (2.3)$$

$$\mu = \ln(E) - \frac{\sigma^2}{2} \quad (2.4)$$

Zusätzlich zur Auswertung der Messdaten hinsichtlich der Fahrzeugabstände wurde der Anteil des durchschnittlichen täglichen Schwerverkehrs (DTSV) in den Zeiträumen 0 bis 6 Uhr, 6 bis 12 Uhr, 12 bis 18 Uhr und 18 bis 0 Uhr an einem Streckenabschnitt analysiert. Die Ermittlung der Parameter der logarithmischen Normalverteilungen, die für die zufällige Generierung von Fahrzeugabständen im Zuge der Verkehrssimulationen verwendet werden, wurde wie folgt durchgeführt:

- aus den in [1] ermittelten Parametern von logarithmischen Normalverteilungen wurde das Verhältnis StAbw / E gebildet, dieses über die Fahrzeuganzahl pro 6 h aufgetragen und eine Trendlinie der Form $y = m \cdot x^b$ erzeugt (Bild 5)
- aus den ermittelten Angaben über die Verteilung der Fahrzeuge auf die vier Zeiträume des Tages wird ausgehend vom DTSV-Wert die Anzahl der Fahrzeuge pro 6 h berechnet
- zusätzliche wird eine durchschnittliche Fahrzeuggeschwindigkeit und eine durchschnittliche Fahrzeuglänge angenommen
- entsprechend Gl. 2.5 ergibt sich somit der Erwartungswert für die logarithmische Normalverteilung der Fahrzeugabstände

- aus der in Bild 5 dargestellten Trendlinie ergibt sich für die Fahrzeuganzahl pro 6 h eine Verhältnis StAbw / E
- aus diesem Verhältnis und dem mit Gl. 2.5 berechneten Erwartungswert lässt sich somit die Standardabweichung berechnen
- die Umrechnung in μ und σ entsprechend Gl. 2.3 und 2.4 geschieht programmintern

$$E = \frac{v_{\emptyset Fz} \cdot 6 \cdot 1000}{N_{Fz/6h}} - \emptyset FZ - Länge \quad (2.5)$$

mit:

$v_{\emptyset Fz}$ als durchschnittliche Fahrzeuggeschwindigkeit (fließender Verkehr)

$N_{Fz/6h}$ als Fahrzeuganzahl pro 6 h

$\emptyset FZ - Länge$ als durchschnittliche Fahrzeuglänge (erste Achse bis letzte Achse)

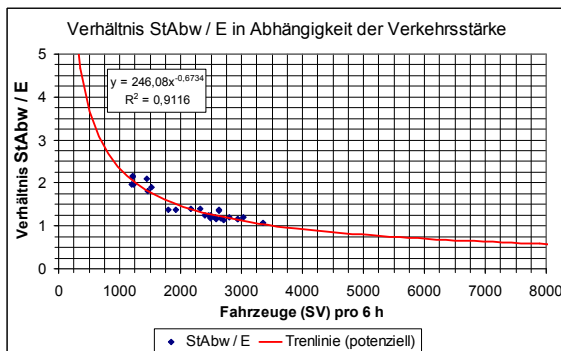


Bild 5: Verhältnis StAbw / E in Abhängigkeit der Fahrzeuganzahl pro 6 h

2.1.4 Abbildung von Stauverkehr

Das im vorherigen Abschnitt beschriebene Verfahren zur Generierung der Fahrzeugabstände im Zuge der Simulationen bildet lediglich den fließenden Verkehr ab. Auch wenn durch die Charakteristik der verwendeten logarithmischen Normalverteilung eine aus den verwendeten Parametern berechenbare Wahrscheinlichkeit vorhanden ist, dass Fahrzeugabstände generiert werden, die so gering sind, dass sie mehr einem Stauverkehr als einem fließenden Verkehr zuzuordnen sind, so wird dennoch nicht eine Situation erzeugt, in der eine Reihe von Fahrzeugen mit geringem Abstand auftritt. Zur Abbildung eines Verkehrsbandes mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit, also genau solchen Situationen in denen viele Fahrzeuge hintereinander mit geringem Abstand auftreten, wurde das in Bild 6

als Struktogramm dargestellte Verfahren, welches auch in einer Reihe vorangegangener Veröffentlichungen (u.a. [4]) Verwendung fand, genutzt. Es werden die beiden Wahrscheinlichkeiten P_{Stau} und $P_{\text{fließ}}$ festgelegt. P_{Stau} repräsentiert dabei die Wahrscheinlichkeit, dass einem Fahrzeug, welches sich im Stau befindet, wieder ein Fahrzeug im Stau folgt. Die Bedeutung für $P_{\text{fließ}}$ ist dementsprechend analog. Zur Verwendung des Verfahrens wird programmintern eine Zufallszahl ZZ zwischen 0 und 1 erzeugt und mit dieser der dargestellte Algorithmus durchlaufen. Wird dabei ein Fahrzeug im Stau erzeugt, so wird der Fahrzeugabstand auf einen im Programm festlegbaren Wert reduziert. Zusätzlich wird die Information über den Stauzustand des Fahrzeuges abgespeichert, da dies für die im folgenden Abschnitt 2.2 dargestellte Berechnung der Kennwert-Zeit-Verläufe von Bedeutung ist.

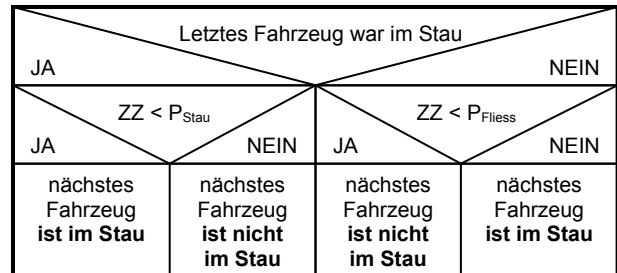


Bild 6: Struktogramm zur Abbildung von Stauverkehr

Außerdem ist zu berücksichtigen, dass sich die Anzahl der zu simulierenden Fahrzeuge durch die Abbildung des Stauverkehrs verringert. Passiert ein Fahrzeug mit einer geringen Geschwindigkeit einen Punkt, so könnten in der gleichen Zeit mehrere Fahrzeuge mit höherer Geschwindigkeit diesen Punkt passieren. In den Simulationen wird dies unter Verwendung der Gl. 2.6 berücksichtigt. Wird lediglich fließender Verkehr simuliert, so entspricht die Anzahl der simulierten Fahrzeuge dem vorher festgelegten DTSV-Wert. Wird hingegen Stauverkehr eingemischt, so reduziert jedes Fahrzeug welches sich im Stau befindet die Anzahl der noch zu simulierenden Fahrzeuge um die Anzahl, die sich aus Gl. 2.6 ergibt.

$$k_{\text{fließ-Stau}} = \frac{v_{\text{fließ}}}{v_{\text{Stau}}} \cdot \frac{\text{ØFZ} - \text{Länge} + a_{\text{Stau}}}{\text{ØFZ} - \text{Länge} + E_{\text{FZ-Abs tan d}}} \quad (2.6)$$

mit:

$v_{\text{fließ}}$	als mittlere Fahrzeuggeschwindigkeit im fließenden Verkehr
v_{Stau}	als mittlere Fahrzeuggeschwindigkeit im Stauverkehr
$\text{ØFZ} - \text{Länge}$	als durchschnittliche Fahrzeuglänge (erste Achse bis letzte Achse)
a_{Stau}	als Abstand der Fahrzeuge im Stau
$E_{\text{FZ-Abs tan d}}$	als Erwartungswert der Fahrzeugabstände im fließenden Verkehr

Da in den durchzuführenden Untersuchungen in Anlehnung an die tatsächliche Verkehrssituation auf Autobahnen im Regelfall mehrspuriger Verkehr betrachtet wird, sollte in den Simulationen bei der Erzeugung von Verkehrsbändern mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit die Tatsache Berücksichtigung finden, dass sich in der Mehrzahl der Fälle Stau nicht nur auf eine Richtungsfahrbahn beschränkt. Da die einzelnen Spuren im verwendeten Programmsystem einzeln simuliert und berechnet werden und im Nachgang entsprechend des in Abschnitt 2.2.4 dargestellten Verfahrens überlagert werden, muss das gleichzeitige Auftreten von Stau auf zwei oder mehr Spuren im Zuge der Simulation der einzelnen Verkehrsbänder entsprechend gesteuert werden. Verwendet man lediglich den oben beschriebenen Algorithmus, dann wird der Stauverkehr in den einzelnen Spuren vollkommen unabhängig voneinander generiert und ein gleichzeitiger Stau in allen Spuren ist somit nicht gewährleistet. Dieses Defizit wird dadurch behoben, das die Möglichkeit besteht, zunächst nur ein Verkehrsband mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit für eine Spur mit dem oben beschriebenen Verfahren zu generieren. Bei der Simulation der Verkehrsbänder für die übrigen Spuren wird dann auf die erste Simulation zurückgegriffen und in den Bereichen, in denen in der ersten Spur Stausituationen auftreten, auch in den übrigen Spuren Stausituationen erzeugt. Auf diese Weise wird das Defizit bei einer unabhängigen Staugenerierung umgangen.

2.2 Berechnung von Kennwert-Zeit-Verläufen

2.2.1 Generierung von Einflussflächen

Grundlegende Voraussetzung für die Durchführung realitätsnaher Simulationen ist, dass das Berechnungsmodell das Verhalten des mechani-

schen Systems und der Materialien ausreichend wirklichkeitsnah beschreibt. Dazu wurde die FE-Methode gewählt und das Programmsystem ANSYS genutzt. Das Tragsystem wurde als dreidimensionale Struktur modelliert und für die gesuchten Schnittgrößen wurden Einflussflächen ermittelt.

Die Plattenbalkenquerschnitte (Massiv- und Verbundbauweise sowie Fertigteilssystem) wurden als Schalen mit zentrisch angeschlossenen Balken modelliert. Der verwendete ANSYS-Schalenelementtyp „SHELL93“ ist ein Schalenelement mit 8 Knoten und 6 Freiheitsgraden je Knoten. Für die Balkenelemente wurde der ANSYS-Elementtyp „BEAM189“ verwendet. Dieser Elementtyp besitzt 3 Knoten mit 6 bzw. 7 Freiheitsgraden je Knoten.

Die Hohlkastenquerschnitte wurden als Falwerk mittels Schalenelementen modelliert. Der ANSYS-Elementtyp „SHELL43“ ist hierbei für die Modellierung gut geeignet. Es ist ein isoparametrisches Schalenelement mit 4 Knoten und 6 Freiheitsgraden je Knoten.

Das Materialverhalten wurde jeweils linear-elastisch angenommen.

Die Berechnung der Einflussflächen erfolgt unabhängig vom Simulationsprogramm, die gewonnenen Ergebnisse werden dann in das Simulationsprogramm überführt.

2.2.2 Auswertung der Einflussflächen

Die simulierten Fahrzeugfolgen müssen zur Ermittlung von Kennwert-Zeit-Verläufen über die Einflussflächen hinweg geführt werden. Der Berechnungsdurchlauf beginnt mit der ersten Achse des ersten Fahrzeuges des simulierten Verkehrsbandes. In der Simulationsdatei sind für jedes Fahrzeug das entsprechend der in Abschnitt 2.1.2 beschriebenen Methode generierte Gesamtgewicht, der entsprechend der in Abschnitt 2.1.3 beschriebenen Methode generierte Fahrzeugabstand sowie die Information ob sich das Fahrzeug im Stau oder im fließenden Verkehr befindet, abgespeichert. Zusätzlich sind für jeden Fahrzeugtyp die Fahrzeugangaben wie Achsabstände, Verteilung des Gesamtgewichtes auf die einzelnen Achsen und Spurweiten der einzelnen Achsen abgespeichert. Zu Beginn des Berechnungsdurchlaufes werden aus dem Gesamtgewicht des Fahrzeuges und den zusätzlichen Fahrzeuginformationen die Radlasten der ersten Achse berechnet. Bei der Schnittgrößenermittlung infolge des Verkehrsbandes wird davon ausgegangen, dass die Lage aller Fahrzeuge in Brückenquerrichtung identisch ist. Die Lage in Brückenquerrichtung kann vor dem Berech-

nungsdurchlauf definiert werden, um verschiedene Spurlagen der Verkehrsbänder abbilden zu können.

Die Auswertung der Einflussflächen liefert einen Kennwert-Schritt-Verlauf. Über eine definierte Geschwindigkeit der Fahrzeuge im fließenden Verkehr und der Fahrzeuge im Stauverkehr wird aus dem Kennwert-Schritt-Verlauf ein Kennwert-Zeit-Verlauf berechnet. Die Notwendigkeit der Berücksichtigung der unterschiedlichen Fahrzeuggeschwindigkeiten im fließenden Verkehr und im Stauverkehr zeigt sich in den folgenden Darstellungen.

Bild 7 zeigt hierbei einen Kennwert-Schritt-Verlauf wie er im eigentlichen Sinne vom Berechnungsmodul zurückgeliefert wird. Auf der x-Achse sind die Schritte dargestellt. Schritt 0 ist dabei der Zustand in dem sich die erste Achse des ersten Fahrzeuges des simulierten Verkehrsbandes am Anfang des Tragwerkes befindet. Schritt 3000 bedeutet beispielsweise dementsprechend, dass sich die erste Achse des ersten Fahrzeuges und somit das gesamte Verkehrsband um 3000 Schritte also $3000 \times 10 \text{ cm} = 300 \text{ m}$ vorwärts bewegt hat. In dieser Stellung des Verkehrsbandes befindet sich in dem hier dargestellten Beispiel kein Fahrzeug auf der Brücke, somit weist der Kenn-Schritt-Verlauf auch keinen Ausschlag auf.

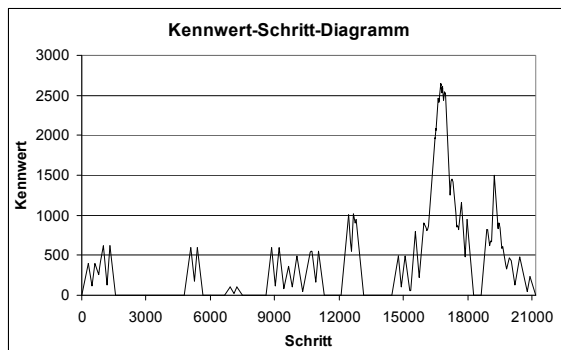


Bild 7: Beispiel eines Kennwert-Schritt-Verlauf

Würde man von einer identischen Geschwindigkeit aller Fahrzeuge ausgehen und somit keine Differenzierung zwischen der Geschwindigkeit von Fahrzeugen im Stauverkehr und Fahrzeugen im fließenden Verkehr vornehmen, so könnte man die in Bild 7 dargestellten Schritte unter Annahme einer Geschwindigkeit, wie in Bild 8 dargestellt, in eine Zeit umrechnen. In dem hier dargestellten Beispiel befinden sich zwischen den Schritten 16000 und 17500 Fahrzeuge im Stauverkehr. In diesem Bereich müsste also die Änderung des Kennwertes langsamer vonstatten gehen. In der Realität ist es nicht möglich, dass sich der Verkehrszustand von einem Fahrzeug zum anderen plötzlich ändert.

Vielmehr müsste beim Übergang vom fließenden Verkehr in den Stauverkehr eine langsame Verkehrsverdichtung und somit eine langsame Verringerung der Fahrzeuggeschwindigkeit auftreten. Bereits im Simulationsansatz zur Abbildung des Stauverkehrs wird dies vereinfachend nicht berücksichtigt sondern von einer plötzlichen Änderung des Verkehrszustandes ausgegangen. Zur Umrechnung der Kennwert-Schritt-Verläufe wird diese Annahme aufgenommen, indem in den Bereichen des Verkehrsbandes in dem sich kein Fahrzeug mit dem Zustand „im Stau“ auf dem Tragwerk bzw. der Einflussfläche befindet, die Umrechnung des Kennwert-Schritt-Verlaufes in den Kennwert-Zeit-Verlauf mit einer definierten Geschwindigkeit für den fließenden Verkehr (z.B. 80 km/h) und im anderen Fall mit einer definierten Geschwindigkeit für den Stauverkehr (z.B. 5 km/h) erfolgt. Bild 9 zeigt das Ergebnis der Anwendung dieses Verfahrens.

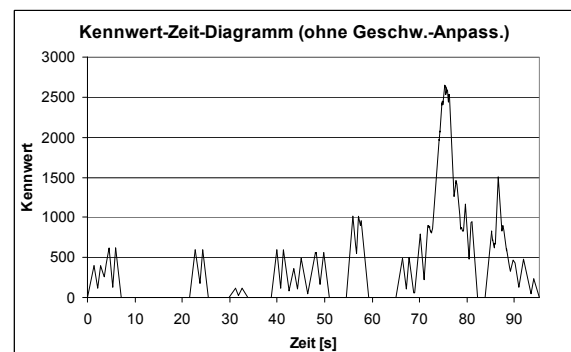


Bild 8: Beispiel eines Kennwert-Zeit-Verlaufes ohne Berücksichtigung unterschiedlicher Geschwindigkeiten im Stauverkehr und fließenden Verkehr

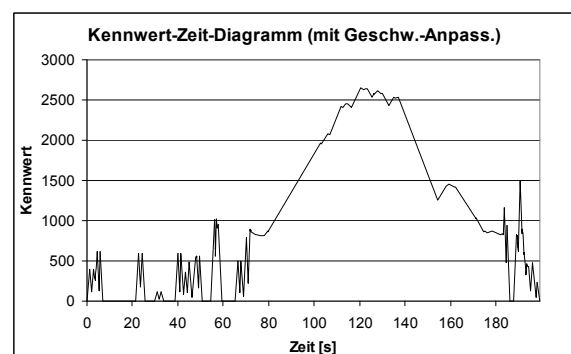


Bild 9: Beispiel eines Kennwert-Zeit-Verlaufes mit Berücksichtigung unterschiedlicher Geschwindigkeiten im Stauverkehr und fließenden Verkehr

Da bei der geringen Schrittweite des Vorschubes des Verkehrsbandes von 10 cm bei den sehr großen Simulationsumfängen (Simulation von Verkehrsbändern mehrerer Tage) sehr große Datenmengen entstehen, ist eine entsprechende Datenreduzierung für die Abspeicherung der Kennwert-Zeit-Verläufe erforderlich. Hierzu werden im Regel-

fall wie in Bild 10 dargestellt lediglich die Wendepunkte und Nulldurchgänge der Verläufe genutzt. Für die Untersuchungen, die im Rahmen dieses Projektes durchzuführen sind, reicht eine Reduzierung der Daten auf dieses Maß vollkommen aus. Für weitergehende Untersuchungen bietet das Berechnungsmodul des Programms „Verkehrssimulation 3.0“ weitergehende Möglichkeiten der Datenreduzierung in dem der tatsächliche Kennwert-Zeit-Verlauf im Vergleich zu dem in Bild 10 dargestellten besser angenähert wird, aber dennoch eine vergleichsweise geringe Datenmenge entsteht. Auf eine Beschreibung der Vorgehensweise wird hier verzichtet und stattdessen auf [1] verwiesen.

2.2.3 Möglichkeiten zur Berücksichtigung der dynamischen Achslasten im fließenden Verkehr

Grundlegend wird davon ausgegangen, dass es sich bei den verwendeten Eingangsdaten für die Gesamtgewichte der Fahrzeuge um statische Lasten handelt. Während der Überfahrt eines Fahrzeuges über ein Tragwerk kommt es aufgrund von Unebenheiten der Fahrbahn zu einer Anregung des Fahrzeuges und in Abhängigkeit einer komplexen Interaktion zwischen Fahrzeug (einschließlich Federung und Bereifung) und Tragwerk zu einer im Zuge der Überfahrt veränderlichen Erhöhung oder Abminderung der statischen Achslasten. Diese Interaktion wird im verwendeten Berechnungsprogramm nicht abgebildet. Es ist deshalb erforderlich, ein Ersatzverfahren einzusetzen, mit dem zumindest die ungünstig wirkenden Erhöhungen der statischen Achslasten in Näherung berücksichtigt werden können. Hierbei wird davon ausgegangen, dass für Fahrzeuge im Stau keine Änderung der statischen Achslasten auftreten, da die geringe Fahrzeuggeschwindigkeit keine wesentliche Anregung durch Fahrbahnebenheiten verursacht. Die Veränderungen der statischen Achslasten von Fahrzeugen im fließenden Verkehr können im Berechnungsprogramm durch die zwei in den folgenden Absätzen dargestellten Verfahren berücksichtigt werden.

2.2.3.1 Verwendung eines Schwingbeiwertes

Bei der Verwendung eines stützweitenabhängigen Schwingbeiwertes (in Anlehnung an den Schwingbeiwert der DIN 1072) werden alle simulierten und somit als statisch angenommenen Achslasten von Fahrzeugen im fließenden Verkehr mit diesem Faktor multipliziert.

2.2.3.2 Abbildung der dynamischen Achslast als normalverteilte Zufallsgröße

In [10] wird ein Verfahren zur Abbildung von dynamischen Achslasten infolge der Interaktion zwischen Fahrzeug und Fahrbahn vorgestellt, indem die dynamische Achslast als normalverteilte Zufallsgröße angenommen wird. Der Erwartungswert dieser Normalverteilung entspricht der statischen Achslast.

Der Variationskoeffizient s ergibt sich entsprechend Gl. 2.7.

$$s = \sqrt{F \cdot AUN \cdot v} \quad (2.7)$$

In Gl. 2.7 steht F dabei für einen „Fahrzeugwert“, der summarisch das dynamische Verhalten des Fahrzeuges einschließlich Federung und Bereifung abbildet, v ist die Fahrzeuggeschwindigkeit und AUN ein Maß für die Fahrbahnebenheit. Aus dem Erwartungswert und dem Variationskoeffizienten der Normalverteilung lassen sich somit normalverteilte Achslasten generieren. Im Simulationsprogramm wurden statische Achslasten erzeugt, die nun im Zuge des Berechnungsdurchlaufes entsprechend variiert werden müssen. Dabei wird davon ausgegangen, dass sich die Achslast während der Überfahrt verändert. Vor dem Berechnungsdurchlauf kann festgelegt werden, in welcher Häufigkeit diese Veränderung der Achslasten eines Fahrzeuges während dessen Überfahrt auftritt. So kann beispielsweise festgelegt werden, dass bei jedem Berechnungsschritt die Achslasten variiert werden. Dies erhöht aber wesentlich die erforderlichen Rechenzeiten.

2.2.4 Überlagerung von Kennwert-Zeit-Verläufen zur Abbildung von Mehrspurverkehr

Zur Abbildung von Mehrspurverkehr werden zunächst für jede einzelne Spur Kennwert-Zeit-Verläufe eines die jeweilige Spur repräsentierenden Verkehrsbandes, das sich zum Beispiel in der Verkehrszusammensetzung oder der Verkehrsdichte unterscheidet, berechnet. Im Anschluss werden diese Kennwert-Zeit-Verläufe summarisch überlagert. Ein Ergebnis einer solchen Überlagerung ist in Bild 10 dargestellt. Wie in Abschnitt 2.2.2 erläutert, werden auch hierbei im Allgemeinen nur die Wendepunkte und Nulldurchgänge des Verlaufes genutzt.

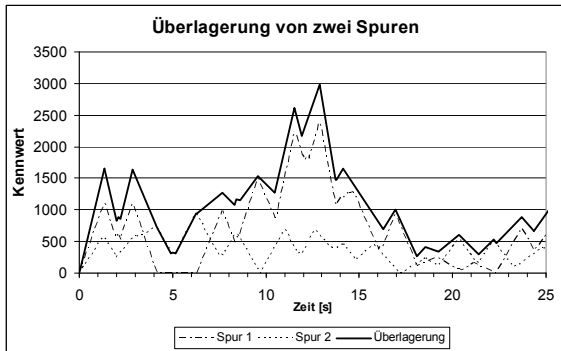


Bild 10: Beispiel für die Überlagerung von zwei Kennwert-Zeit-Verläufen

2.3 Statistische Auswertung von Kennwert-Zeit-Verläufen

Nach den in den vorhergehenden Absätzen beschriebenen Verkehrssimulationen und Berechnungen von Kennwert-Zeit-Verläufen ist eine Auswertung der Berechnungsergebnisse erforderlich, mit der vorrangig das Ziel verfolgt wird, Werte zu ermitteln, die mit einer definierten Wiederkehrperiode (z.B. 1 mal in 1000 Jahre als definierte

Wiederkehrperiode des charakteristischen Wertes) auftreten. Hierzu können gegenwärtig zwei Auswertungsverfahren eingesetzt werden, die sich in ihrem prinzipiellen Vorgehen, den erforderlichen Rechenzeiten und dem gegenwärtig umgesetzten Automatisierungsgrad im verwendeten Programmsystem unterscheiden. Prinzipiell ist es bei beiden Varianten erforderlich, die Kennwert-Zeit-Verläufe durch unterschiedliche Verfahren zu klassieren und die sich daraus ergebenden Klassierergebnisse weiter auszuwerten.

2.3.1 Methode der Klassengrenzendurchgangszählung

Prinzipiell wird bei der Klassengrenzendurchgangszählung (Level Crossing Counting) gezählt, wie häufig ein Kennwert-Zeit-Verlauf definierte Klassengrenzen im positiven Bereich überschreitet bzw. im negativen Bereich unterschreitet. Nulldurchgänge werden damit weder als Klassengrenzenüberschreitung noch als Klassengrenzenunterschreitung gezählt. In folgendem Bild 11 wird das Prinzip an einem Beispiel ersichtlich.

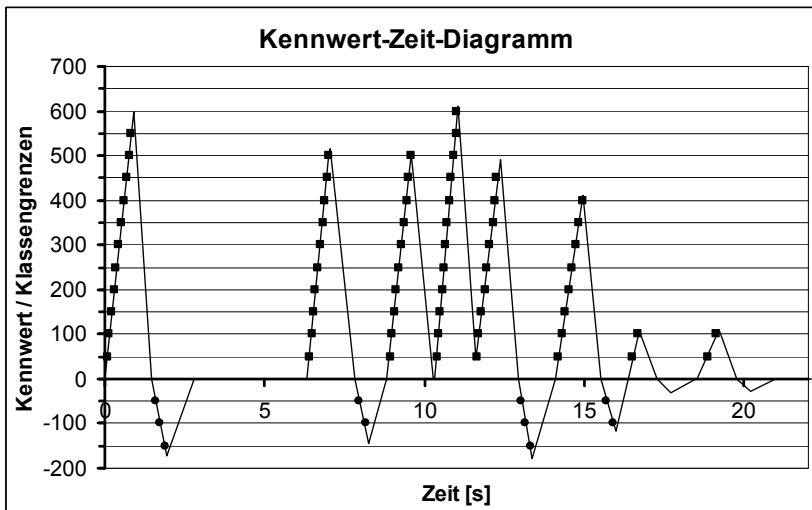


Bild 11: Kennwert-Zeit-Diagramm mit eingetragenen Klassendurchgängen

Klassengrenze	Anzahl
600	1
550	2
500	4
450	5
400	6
350	6
300	6
250	6
200	6
150	6
100	8
50	8
0	---
-50	4
-100	4
-150	2

Überschreitung: ■ Markierung
 Unterschreitung: ● Markierung

2.3.2 Ergebnissauswertung der Klassengrenzendurchgangszählung

Das Ergebnis der Klassengrenzendurchgangszählung ist ein Histogramm, in dem die absoluten Häufigkeiten der Durchgänge des Kennwert-Zeit-Verlaufes durch die definierten Klassengrenzen dargestellt sind. Bild 12 zeigt hierzu ein Beispiel.

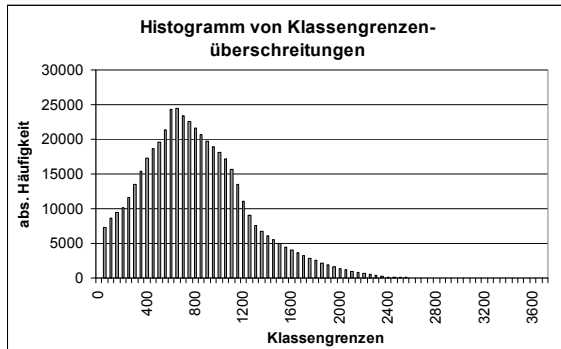


Bild 12: Beispiel für ein Histogramm von Klassengrenzenüberschreitungen

In [3] wird ein Verfahren beschrieben, mit dem dieses Ergebnis so ausgewertet werden kann, dass die Bestimmung von Kennwerten mit definierter Wiederkehrperiode möglich ist. Das Histogramm wird hierbei durch die Rice-Funktion angenähert. Die Rice-Funktion ergibt sich entsprechend Gl. 2.8 bis Gl. 2.10.

$$v(x) = \frac{1}{2\pi} \frac{\dot{\sigma}}{\sigma} \exp\left(-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (2.8)$$

mit:
$$v_0 = \frac{1}{2\pi} \frac{\dot{\sigma}}{\sigma} \quad (2.9)$$

$$v(x) = v_0 \exp\left(-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (2.10)$$

Die Annäherung erfolgt mit der Methode der kleinsten Quadrate, indem durch die Bildung des Logarithmus der Ausgangsgleichung (Gl. 2.10) eine Polynomfunktion zweiten Grades erzeugt wird (Gl. 2.11 bis Gl. 2.14).

$$y = \ln(v(x)) = a_0 + a_1x + a_2x^2 \quad (2.11)$$

mit:
$$a_0 = \ln(v_0) - \frac{m^2}{2\sigma^2} \quad (2.12)$$

$$a_1 = \frac{m}{\sigma^2} \quad (2.13)$$

$$a_2 = -\frac{1}{2\sigma^2} \quad (2.14)$$

Für die Annäherung soll dabei Gl. 2.15 gelten:

$$\sum_1^n (\ln(y_{LCC}(x)) - (a_0 + a_1x + a_2x^2))^2 = \min \quad (2.15)$$

Durch partielle Ableitung nach a_0 , a_1 und a_2 ergibt sich ein Gleichungssystem mit drei Gleichungen und den drei Unbekannten a_0 , a_1 und a_2 , aus denen die Parameter der Rice-Verteilung ermittelt werden können.

Die Annäherung erfolgt von einem Klassenwert x_0 aus nach oben (betragsmäßig). x_0 wird dabei schrittweise erhöht um einen Wert für x_0 zu ermitteln, für den sich eine optimale Anpassung an das Ausgangshistogramm ergibt.

In Bild 14 a bis e ist dieses Prinzip für verschiedene, anwachsende x_0 dargestellt.

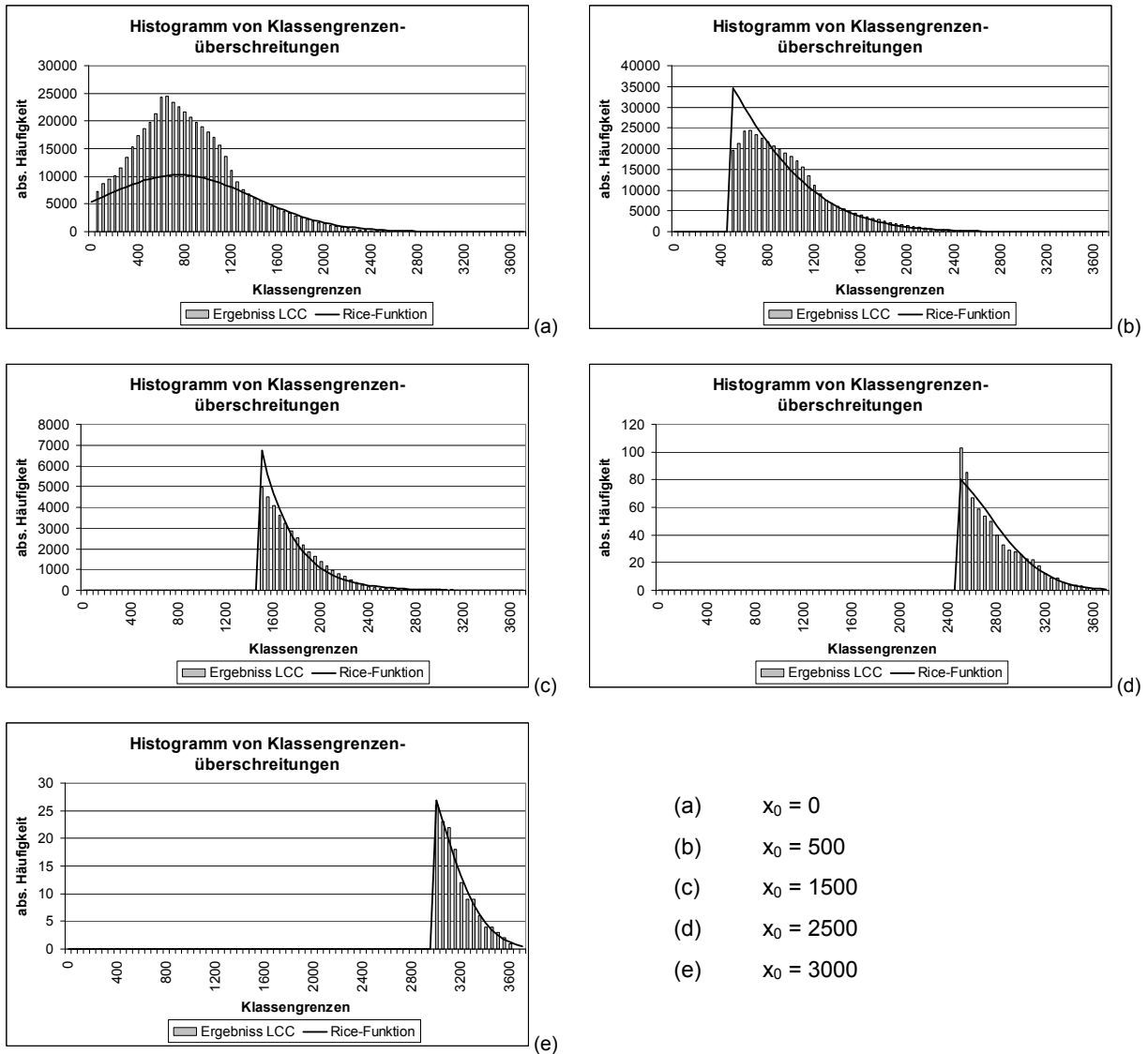


Bild 13: Anpassung der Rice-Funktion für verschiedene x_0

Die Qualität der jeweiligen Annäherung wird durch den Kolmogorov-Test überprüft. Zur Bestimmung der Testgröße in Gl. 2.16 wird sowohl das Ausgangshistogramm (f) als auch die Rice-Funktion (v) auf den Bereich $x > x_0$ normalisiert (v' und f') und in eine Verteilungsfunktion (S' und F') umgerechnet (Gl. 2.17 und 2.18).

$$v'(x) = \begin{cases} 0 & \text{für } x < x_0 \\ \frac{v(x)}{\int_{x_0}^{\infty} v(x) dx} & \text{für } x \geq x_0 \end{cases} \quad (2.17)$$

$$D = \max_{-\infty < x < +\infty} (|S'(x) - F'(x)|) \quad (2.16)$$

$$f'(x) = \begin{cases} 0 & \text{für } x < x_0 \\ \frac{f(x)}{\int_{x_0}^{\infty} f(x) dx} & \text{für } x \geq x_0 \end{cases} \quad (2.18)$$

Für jedes x_0 kann die Güte $\beta(x_0)$ der Annäherung (Konfidenzniveau) mit Gl. 2.19 bestimmt werden, mit dessen Hilfe das optimale x_0 für die Annäherung ermittelt werden kann.

$$\begin{aligned} \beta(x_0) &= Q_k \left(\sqrt{N(x_0)} \cdot D(x_0) \right) \\ &= 2 \sum_{k=1}^{\infty} (-1)^{k-1} e^{-2k \left(\sqrt{N(x_0)} D(x_0) \right)} \end{aligned} \quad (2.19)$$

mit: $N(x_0)$ als Anzahl der Klassen

$D(x_0)$ als Testgröße nach Gl. 2.14

Mit den Parametern der Rice-Verteilung lässt sich ein Wert, der einmal in einer beliebigen Wiederkehrperiode Auftritt mit Gl. 2.20 bestimmen.

$$x_{\max}(R_t) = m + \sigma \sqrt{2 \ln(v_0 R_t)} \quad (2.20)$$

Für eine 1000jährige Wiederkehrperiode ist hierbei bei einem Ausgangs-Betrachtungszeitraum von einem Tag $R_t = 1000a \times 250d = 250000$, sofern man für ein Jahr 250 Verkehrstage ansetzt.

2.3.3 Methode zur Zählung zeitbezogener Extremwerte

Bei der Zählung zeitbezogener Extremwerte wird der Kennwert-Zeit-Verlauf in definierte Intervalle aufgeteilt und in jedem Intervall der Maximal- und der Minimalwert bestimmt. Bild 14 zeigt hierzu ein Beispiel, in dem exemplarisch eine Intervallbreite von 20 s verwendet wurde. Durch diese Methode lassen sich z.B. Tages-, Stunden- oder Minutenextremwertverteilungen ermitteln, indem die in den Intervallen ermittelten Maximal- bzw. Minimalwerte klassiert und in einem Histogramm aufgetragen werden. Dieses Zählverfahren setzt natürlich voraus, dass der Kennwert-Zeit-Verlauf eine entsprechende Länge aufweist, um eine für die weitere Auswertung geeignete Anzahl von Werten zu ermitteln.

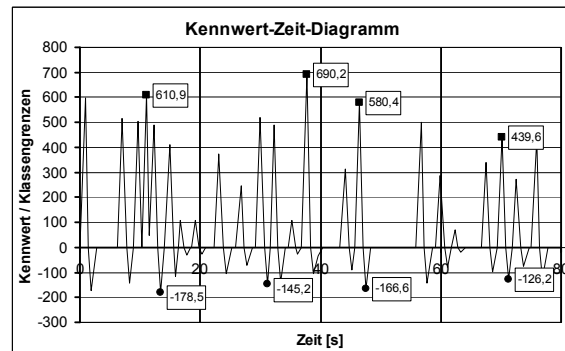


Bild 14: Kennwert-Zeit-Diagramm mit eingetragenen zeitbezogenen Extremwerten

2.3.4 Ergebnissauswertung der Zählung zeitbezogener Extremwerte

Grundlage der Zählung zeitbezogener Extremwerte und der anschließenden Auswertung ist, dass sich Kennwerte mit einer definierten Wiederkehrperiode als Fraktile von Extremwertverteilungen ableiten lassen. So entspricht z.B. ein Kennwert mit einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren dem 99,9 % Fraktile einer Jahresextremwertverteilung. Die Jahresextremwertverteilung lässt sich dabei aus „zeitlich untergeordneten“ Extremwertverteilungen wie z.B. einer Tages- oder Stundenextremwertverteilung durch potenzieren bestimmen. Ist beispielsweise $F_d(x)$ die Verteilungsfunktion einer Tagesextremwertverteilung, so ergibt sich unter der Annahme von 250 Verkehrstagen pro Jahr die Dichtefunktion der Jahresextremwertverteilung zu $F_a(x) = F_d(x)^{250}$. Voraussetzung hierfür ist natürlich, dass die Dichtefunktion der „zeitlich untergeordneten“ Extremwertverteilung bekannt ist. Zur Bestimmung dieser Dichtefunktion können an das Histogramm der aus dem Kennwert-Zeit-Verlauf ermittelten und klassierten zeitbezogenen Extremwerte eine oder mehrere Verteilungsfunktionen angenähert werden. Hier sind die entsprechenden Parameter der Verteilungsfunktion über die Methode der kleinsten Quadrate zu bestimmen. Problematisch hierbei ist, dass sich diese Parameter im Allgemeinen nicht, wie bei dem in Abschnitt 2.3.2 beschriebenen Verfahren, über eine geschlossene und eindeutige Lösung eines Gleichungssystems bestimmen lassen, sondern hierfür meist ein iterativer Optimierungsprozess erforderlich ist, der mitunter sehr rechenzeitintensiv werden kann. Es muss beispielsweise für die Ermittlung einer Tagesextremwertverteilung der Kennwert-Zeit-Verlauf eine sehr große Länge aufweisen, um verwertbare Ergebnisse zu erhalten. Aus einem Kennwert-Zeit-Verlauf eines Verkehrsbandes welches den Verkehrsablauf von 10 Tagen

widerspiegelt ergeben sich 10 Tagesextremwerte. Für eine weitergehende Auswertung in der oben beschriebenen Weise ist diese Anzahl zu gering, sodass Verkehrsbänder simuliert und berechnet werden müssen, die den Verkehrsablauf mehrerer hundert Tage abbilden. Betrachtet man stattdessen beispielsweise Minutenextremwerte, so erhält man zwar auch bei kurzen Simulationsumfängen eine hinreichend große Anzahl von Extremwerten, allerdings ergibt sich dann die Verteilungsfunktion der Jahresextremwertverteilung aus der 360000sten Potenz der Verteilungsfunktion der Tagesextremwertverteilung.

3 Eingangsdaten und angewandte Verfahrensweisen der Untersuchungen

Für die durchzuführenden Untersuchungen mit der Zielstellung der Überprüfung und der gegebenenfalls erforderlichen Modifikation des Lastmodells ist zunächst die Festlegung einer Reihe von Eingangsdaten erforderlich. Hierbei ist es erforderlich, repräsentative Trag- und Querschnittssysteme auszuwählen, die die Vielzahl der möglichen Konstruktionen abdecken. So besteht die Möglichkeit, das Lastmodell so festzulegen, dass es für alle Brückenbauwerke mit den gegenwärtigen Einschränkungen des Lastmodells 1 des DIN Fachberichtes verwendet werden kann.

Außerdem ist es erforderlich, für die zukünftige Entwicklung des Straßenverkehrsaufkommens Szenarien zu entwickeln, die als „zukunftsicher“ bezeichnet werden können.

Dieser Punkt stellt die größte Schwierigkeit innerhalb der Untersuchungen dar. Die zukünftige Verkehrsentwicklung über einen Zeitraum von 100 Jahren kann aus heutiger Sicht nicht prognostiziert werden, da, wie auch die Vergangenheit bereichsweise schon zeigte, einige Entwicklungstendenzen nicht abschätzbar sind. Für die vorliegenden Untersuchungen wurden die in Abschnitt 3.2 aufgeführten Szenarien für den zukünftigen Schwerverkehr aufgestellt.

3.1 Untersuchte Tragsysteme, Querschnittssysteme und Kenngrößen

In Tab.1 ist eine Matrix der für die Untersuchungen ausgewählten Trag- und Querschnittssysteme aufgeführt. Es wurden die in den Bildern 15 bis 22 dargestellten Querschnitte verwendet.

Tab. 1: Matrix der zu untersuchenden Trag- und Querschnittssysteme

	System	Einfeldträger			Zweifeldträger			Dreifeldträger		
	Einzel-SW	10	25	60	25	40	60	40	60	90
Querschnitt	Fahrbahnbreite									
Vollplatte	8,00									
Vollplatte	12,00									
Plattenbalken (massiv)	8,00									
Plattenbalken (massiv)	12,00									

a. Plattenquerschnitt für das 10 m bzw. 25 m Einfeldsystem mit 8 m bzw. 12 m Fahrbahnbreite

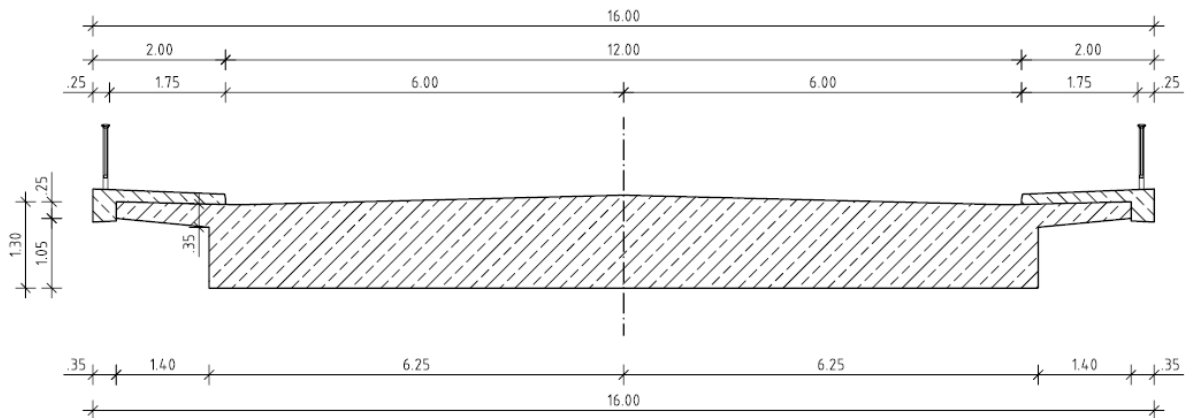


Bild 15: Skizze Plattenquerschnitt in Massivbauweise mit 12 m Fahrbahnbreite

In Bild 15 ist exemplarische der Querschnitt für das untersuchte Tragsystem Vollplatte mit 12 m Fahrbahnbreite bei 25 m Stützweite dargestellt. Der Querschnitt für das Tragsystem Vollplatte mit 8 m

Fahrbahnbreite bei 10 m Stützweite ist prinzipiell analog zum in Bild 15 dargestellten Querschnitt mit entsprechenden Anpassungen der Abmessungen.

b. Plattenbalkenquerschnitt in Verbundbauweise für das 60 m Einfeldsystem mit 8 m Fahrbahnbreite

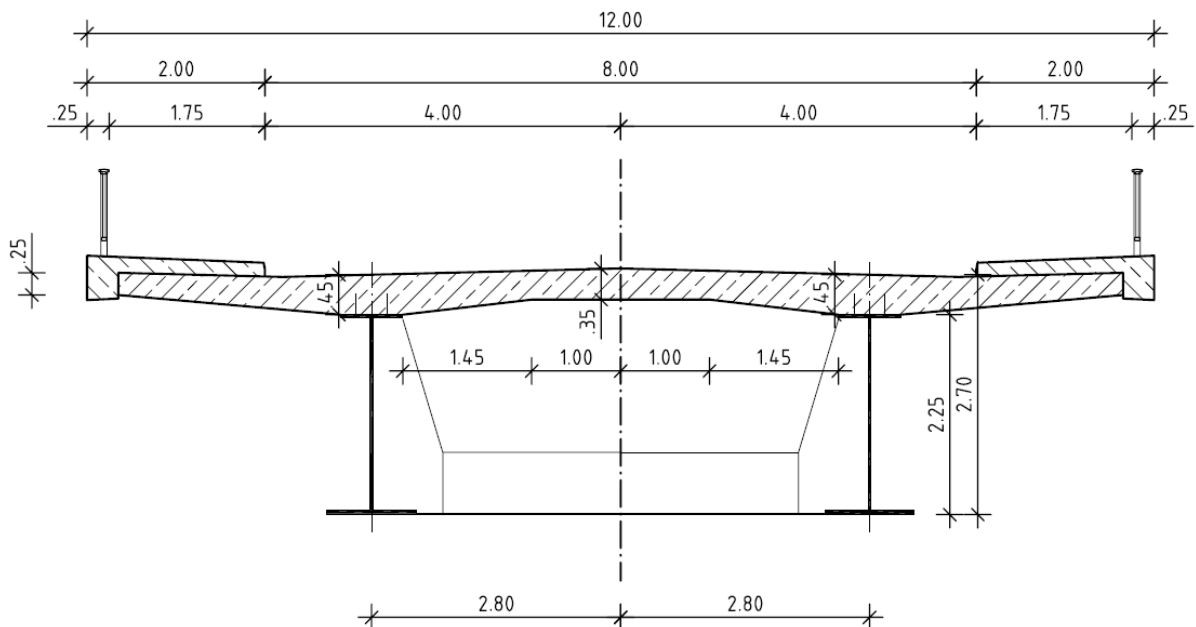


Bild 16: Skizze Plattenbalkenquerschnitt in Verbundbauweise mit 8 m Fahrbahnbreite

c. Fertigteilquerschnitt für das 2 x 25 m Zweifeldsystem mit 8 m Fahrbahnbreite

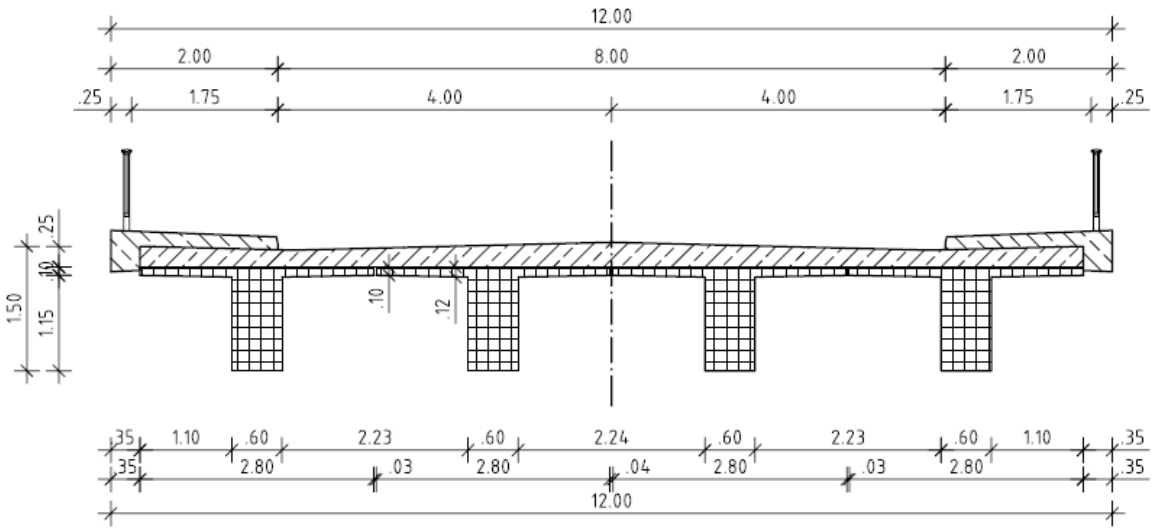


Bild 17: Skizze Fertigteilquerschnitt in Massivbauweise mit 8 m Fahrbahnbreite

d. Plattenbalkenquerschnitt in Massivbauweise für das 2 x 40 m Zweifeldsystem mit 8 m Fahrbahnbreite

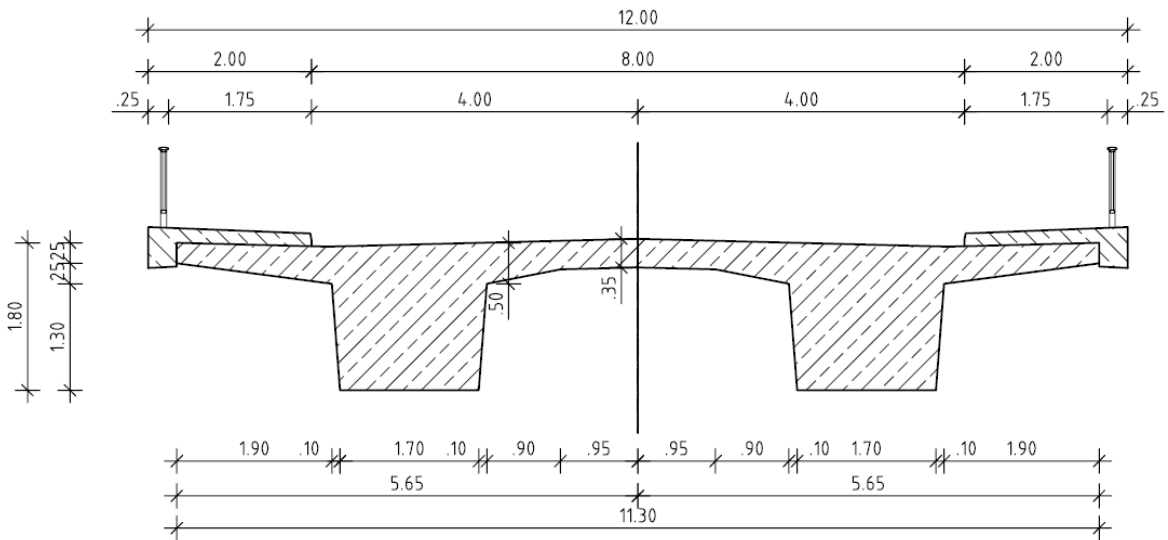


Bild 18: Skizze Plattenbalkenquerschnitt in Massivbauweise mit 8 m Fahrbahnbreite

- e. Plattenbalkenquerschnitt in Verbundbauweise für das 2 x 60 m Zweifeldsystem mit 12 m Fahrbahnbreite

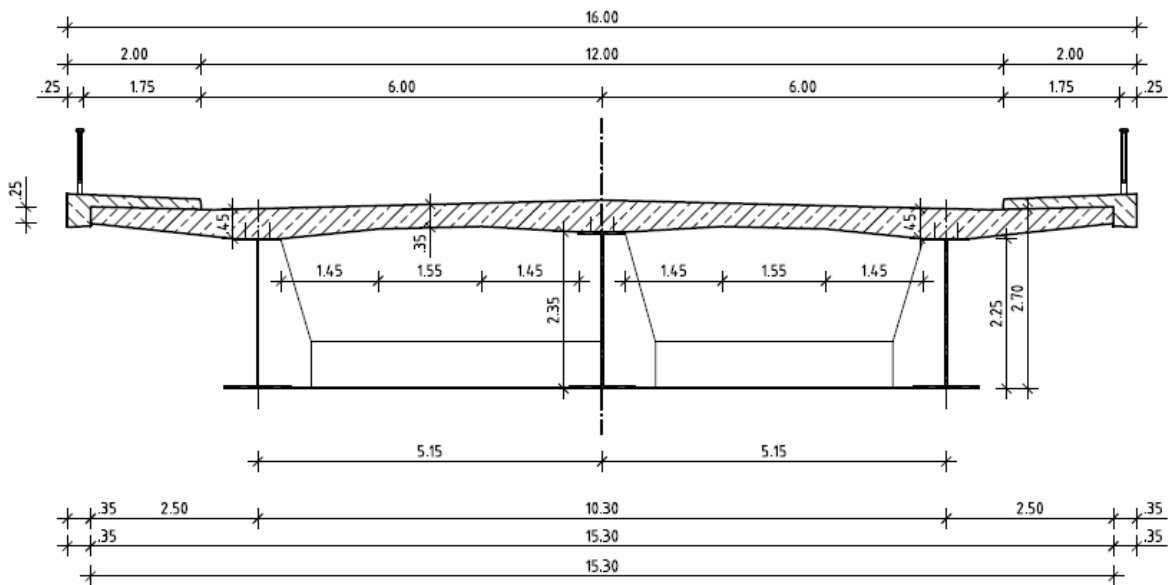


Bild 19: Skizze Plattenbalkenquerschnitt in Verbundbauweise mit 12 m Fahrbahnbreite

- f. Plattenbalkenquerschnitt in Massivbauweise für das 3 x 40 m Dreifeldsystem mit 12 m Fahrbahnbreite

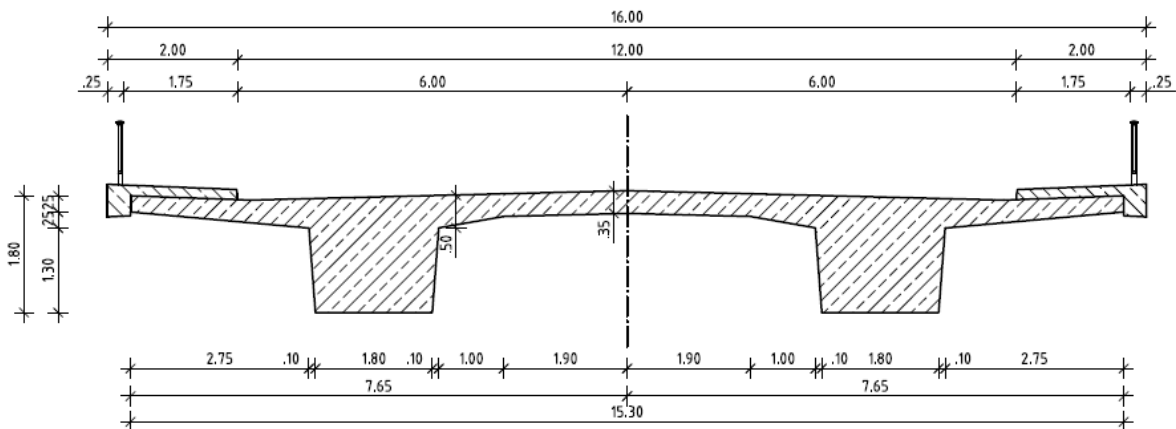


Bild 20: Skizze Plattenbalkenquerschnitt in Massivbauweise mit 12 m Fahrbahnbreite

g. Hohlkastenquerschnitt in Massivbauweise für das 3 x 60 m Dreifeldsystem mit 12 m Fahrbahnbreite

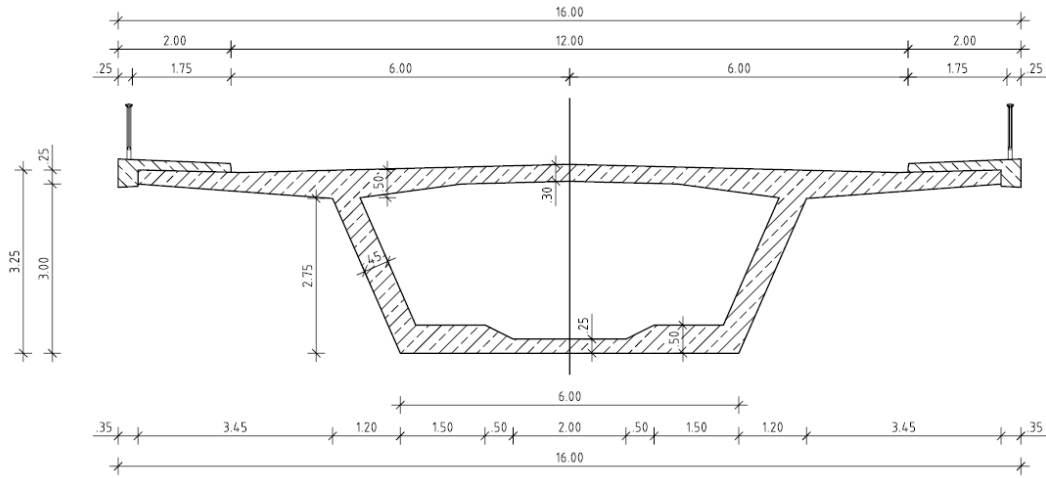


Bild 21: Skizze Hohlkastenquerschnitt in Massivbauweise mit 12 m Fahrbahnbreite

h. Hohlkastenquerschnitt in Verbundbauweise für das 3 · 90 m Dreifeldsystem als einteiliger Querschnitt

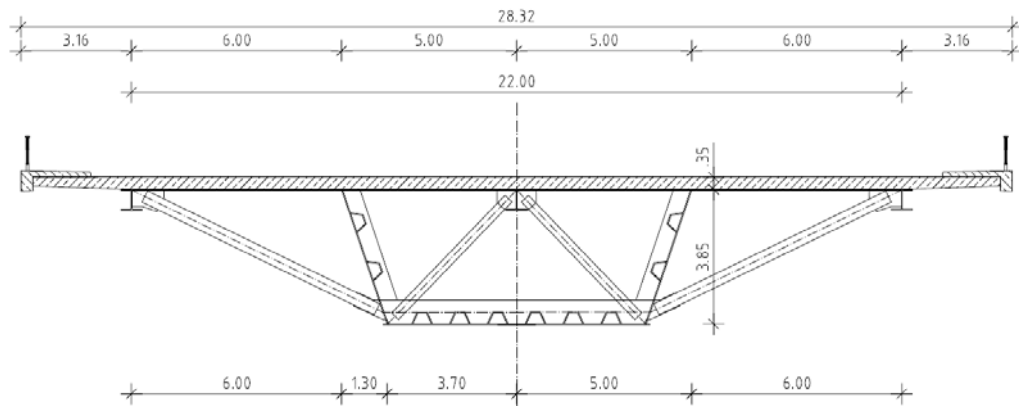


Bild 22: Skizze Hohlkastenquerschnitt in Verbundbauweise

3.2 Schwerverkehrsvarianten und Szenarien

3.2.1 Szenarien des Mehrspurverkehrs

Die Szenarien des Mehrspurverkehrs für die Fahrbahnbreiten 8,00 m und 12,00 m sind in Bild 23 und Bild 24 dargestellt.

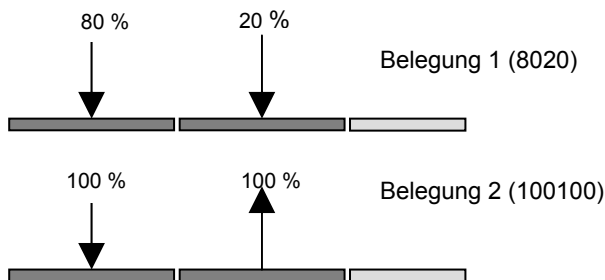


Bild 23: Aufteilung des Schwerverkehrs auf die Fahrstreifen für 8,00 m Fahrbahnbreite

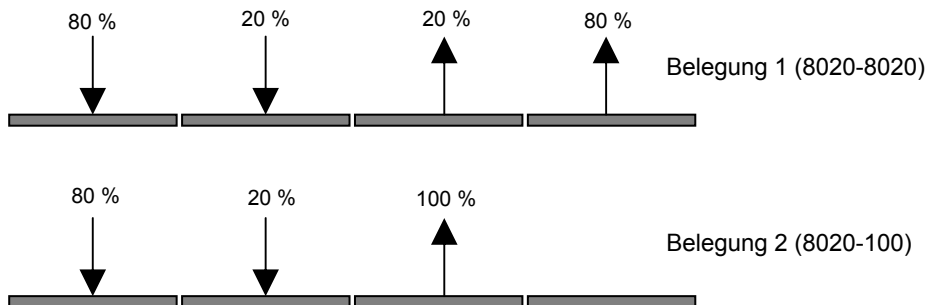


Bild 24: Aufteilung des Schwerverkehrs auf die Fahrstreifen für 12,00 m Fahrbahnbreite

3.2.2 Schwerverkehrsvariante A – gegenwärtiger Schwerverkehr

Die im Folgenden aufgeführten Eingangsdaten für die Simulation des gegenwärtigen Schwerverkehrs sind aus Auswertungen von Achslastmessungen an der A61 in den Jahren 2004 und 2005 abgeleitet. Im Detail sind die Angaben zur Gesamtgewichtesverteilung, Fahrzeugtypenhäufigkeit und den Achsabständen der einzelnen Fahrzeugtypen aus [6] entnommen. Die Auswertungsergebnisse in [1] sind hierzu größtenteils identisch. In Tab. 2 sind die Daten zusammengefasst. Die Angabe FS 0 bezeichnet den linken Richtungsfahrstreifen, also den Fahrstreifen der im Allgemeinen wesentlich durch Schwerverkehrsfahrzeuge belastet ist. In den Szenarien des Mehrspurverkehrs in Bild 23 und Bild 24 entspricht FS 0 den Fahrstreifen, die mit 100 % bzw. 80 % des DTSV belastet sind. Für die Überholfahrstreifen (FS 1) wird zusätzlich ein

Die Prozentangaben stehen hierbei für die Aufteilung des durchschnittlichen täglichen Schwerverkehrs pro Richtung auf die einzelnen Fahrstreifen einer Richtungsfahrbahn.

Zusätzlich wird in zwei Varianten unterteilt:

- Variante 1 mit fließendem Verkehr auf allen Fahrstreifen
- Variante 2 mit Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit auf allen Fahrstreifen

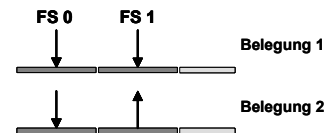
Fahrzeugtyp „PKW“ angesetzt. Bei den Simulationen dienen diese Fahrzeuge, für die generell ein Gesamtgewicht von 1 t angenommen wird, im Wesentlichen als „Abstandshalter“ und wirken sich auf die Kennwert-Zeit-Verläufe kaum aus. Es wird angenommen, dass das Verhältnis PKW-Verkehr zu LKW-Verkehr auf diesen Fahrstreifen 80 % zu 20 % beträgt. Die Fahrzeuganzahl ist entsprechend der beiden Belegungsvarianten für Mehrspurverkehr auf Fahrstreifen mit 8 m Fahrbahnbreite in Tab. 3 zusammengefasst. Die Fahrzeuganzahl bei Mehrspurverkehr auf Fahrstreifen mit 12 m Fahrbahnbreite lässt sich hieraus direkt ableiten. In Tab.4 sind die sich aus der Fahrzeuganzahl in den jeweiligen Spuren ergebenden Parameter für das Abstandsverhalten der Fahrzeuge angegeben. Diese Parameter wurden mit der in Abschnitt 2.1.3 beschriebenen Vorgehensweise ermittelt.

Tab. 2: Fahrzeugtypenhäufigkeit, Gesamtgewichtsverteilung, Achslastverteilung und Achsabstände für Schwerverkehrsvariante A

	Typ 8	Typ 33	Typ 41	Typ 97	Typ 98	PKW
Typenhäufigkeiten [%]						
FS 0	11,0%	5,0%	17,0%	8,0%	59,0%	0,0%
FS 1	2,2%	1,0%	3,4%	1,6%	11,8%	80,0%
GG-Verteilung [kN]						
μ_1	59,6	190,3	276,8	156,7	259,6	10
σ_1	14,6	23,2	59,5	18,8	92,0	0
ξ_1	0,49	0,20	0,69	0,34	0,62	1
μ_2	91,7	208,4	414,5	211,4	405,3	0
σ_2	44,0	73,9	32,5	52,8	24,8	0
ξ_2	0,51	0,80	0,31	0,66	0,38	0
Verteilung GG [%] auf Achse						
1	44,9%	25,8%	20,9%	30,6%	20,8%	50,0%
2	55,1%	37,2%	25,8%	30,9%	28,1%	50,0%
3		18,9%	16,1%	19,1%	17,0%	
4		18,1%	19,5%	19,4%	17,0%	
5			17,7%		17,1%	
Achsabstand [m] auf volle 10 cm gerundet						
1-2	4,5	4,9	4,6	3,7	3,7	2,5
2-3		6,5	1,3	6,6	5,6	
3-4		5,0	5,2	1,3	1,3	
4-5			4,6		1,3	

Tab. 3: Fahrzeuganzahl Schwerverkehrsvariante A

DTSV 10000					
	Belegung 1	DTSV	DTV	Belegung 2	DTSV = DTV
FS 0	80%	8000	8000	100%	10000
FS 1	20%	2000	10000	100%	10000
		LKW FS 1	20%		
		PKW FS 1	80%		



Tab. 4: Parameter für das Abstandsverhalten der Fahrzeuge in Schwerverkehrsvariante A

		FS 0 Bel. 1 8000	FS 1 Bel. 1 10000	FS 0 / FS 1 Bel. 2 10000
0 Uhr bis 6 Uhr	% DTSV	24,6 %	22,9 %	24,6 %
	Anzahl	1968	2290	2460
	E	232,0	205,2	183,2
	StAbw	345,5	276,0	234,8
6 Uhr bis 12 Uhr	% DTSV	31,6 %	36,3 %	31,6 %
	Anzahl	2528	3630	3160
	E	177,9	127,8	140,0
	StAbw	223,9	126,1	151,5
12 Uhr bis 18 Uhr	% DTSV	28,4 %	31,4 %	28,4 %
	Anzahl	2272	3140	2840
	E	199,3	148,5	157,1
	StAbw	269,5	161,4	182,7
18 Uhr bis 0 Uhr	% DTSV	15,4 %	9,4 %	15,4 %
	Anzahl	1232	940	1540
	E	377,7	506,3	299,8
	StAbw	771,0	1240,0	526,6

3.2.4 Schwerverkehrsvariante C – Künftiger Schwerverkehr mit stark erhöhter Verkehrsdichte

Für die Schwerverkehrsvariante C wird ein Anstieg des durchschnittlichen täglichen Schwerverkehrs (DTSV) um den Faktor 2,5 angenommen. Der DTSV-Wert erhöht sich dadurch von 10000 auf 25000. Diese Annahme beruht auf vorliegenden Prognosen des zukünftigen Schwerverkehrsaufkommens in denen im Vergleich zum Jahr 2005 für das Jahr 2050 eine Steigerung des Transportaufkommens um 44 % und der Transportleistung um 139 % vorausgesagt wird [7].

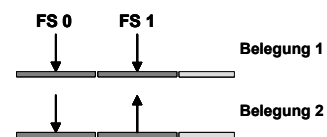
Die Fahrzeugtypen entsprechen der Schwerverkehrsvariante B. Des Weiteren wird für diese und die nächsten Schwerverkehrsvariante angenommen, dass die absolute Anzahl der PKW im Vergleich zur Variante A und B gleich bleibt. Hierdurch ändert sich die Fahrzeugtypenhäufigkeit auf den Überholfahrstreifen. In Tab. 6 sind die geänderten Werte für diese Schwerverkehrsvariante aufgeführt. In Tab. 7 und Tab. 8 sind Fahrzeuganzahl und Parameter für das Abstandsverhalten der Fahrzeuge infolge der geänderten Fahrzeuganzahl angegeben.

Tab. 6: Fahrzeugtypenhäufigkeit für Schwerverkehrsvariante C

	Typ 8	Typ 33	Typ 41	Typ 97	Typ 98	Typ Kran	PKW
Typenhäufigkeiten [%]							
FS 0	10,90%	4,90%	16,90%	7,90%	58,90%	0,50%	0,00%
FS 1	4,19%	1,89%	6,50%	3,04%	22,65%	0,19%	61,54%

Tab. 7: Fahrzeuganzahl Schwerverkehrsvariante C

DTSV PKW	25000		2,5		8000	
	Belegung 1	DTSV	DTV	Belegung 2	DTSV = DTV	
FS 0	80%	20000	20000	100%	25000	
FS 1	20%	5000	13000	100%	25000	
		LKW FS 1	38%			
		PKW FS 1	62%			



Tab. 8: Parameter für das Abstandsverhalten der Fahrzeuge in Schwerverkehrsvariante C

		FS 0 Bel. 1 20000	FS 1 Bel. 1 13000	FS 0 / FS 1 Bel. 2 25000
0 Uhr bis 6 Uhr	% DTSV	24,6 %	22,9 %	24,6 %
	Anzahl	4920	2977	6150
	E	85,6	155,1	66,1
	StAbw	68,8	174,8	45,7
6 Uhr bis 12 Uhr	% DTSV	31,6 %	36,3 %	31,6 %
	Anzahl	6320	4719	7900
	E	64,0	95,6	48,8
	StAbw	43,5	79,0	28,5
12 Uhr bis 18 Uhr	% DTSV	28,4 %	31,4 %	28,4%
	Anzahl	5680	4082	7100
	E	72,6	111,5	55,7
	StAbw	52,9	101,6	34,9
18 Uhr bis 0 Uhr	% DTSV	15,4 %	9,4 %	15,4 %
	Anzahl	3080	1222	3850
	E	143,9	386,7	112,7
	StAbw	158,5	793,7	106,9

3.2.5 Schwerverkehrsvariante D - Künftiger Schwerverkehr mit erhöhtem zulässigen Gesamtgewicht für 5-achs Sattelschlepper

In der Schwerverkehrsvariante D werden alle Fahrzeuge des Typs 98 (5-achsiger Sattelschlepper, 40 t zulässiges Gesamtgewicht) durch den neuen Fahrzeugtyp „98 mod.“ (5-achsiger Sattelschlepper, 52 t zulässiges Gesamtgewicht) ersetzt. Die Verteilung der Fahrzeuggesamtgewichte dieses neuen Typs wird durch Modifikation der Verteilung der Gesamtgewichte des Fahrzeugtyps 98 erzeugt. Hierbei wird der Mittelwert der oberen Normalverteilung um den Faktor 1,3 ($52/40 = 1,3$) erhöht, die übrigen Parameter der Gesamtgewichtsverteilung bleiben identisch. In Tab. 9 sind die neuen Parameter der Gesamtgewichtsverteilung aufgeführt. Die Anzahl der Fahrzeuge des

neuen Typs „98 mod.“ ergibt sich aus der Verringerung der Anzahl der Fahrzeuge des Typs 98 aus der Variante C um den Faktor 1,3. Hierdurch ergeben sich unter der Annahme, dass die Anzahl der übrigen Fahrzeugtypen unverändert bleibt, die in Tab. 10 aufgeführten Häufigkeiten der Fahrzeugtypen. In Tab. 11 und Tab. 12 sind Fahrzeuganzahl und Parameter für das Abstandsverhalten der Fahrzeuge infolge der geänderten Fahrzeuganzahl angegeben.

Tab. 9: Parameter der Gesamtgewichtsverteilung für den modifizierten Fahrzeugtyp 98

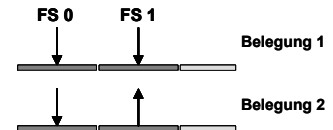
Fahrzeugtypen	Typ 98		Typ 98 mod.
GG-Verteilung [kN]			
μ_1	259,6		259,6
σ_1	92		92,0
ξ_1	0,62		0,62
μ_2	405,3	x 1,3	526,9
σ_2	24,8		24,8
ξ_2	0,38		0,38

Tab. 10: Fahrzeugtypenhäufigkeit für Schwerverkehrsvariante D

	Typ 8	Typ 33	Typ 41	Typ 97	Typ 98 m.	Typ Kran	PKW
Typenhäufigkeiten [%]							
FS 0	12,61%	5,67%	19,56%	9,14%	52,44%	0,58%	0,00%
FS 1	4,42%	1,99%	6,86%	3,21%	18,38%	0,20%	64,94%

Tab. 11: Fahrzeuganzahl Schwerverkehrsvariante D

DTSV		21602			
	Belegung 1	DTSV	DTV	Belegung 2	DTSV = DTV
FS 0	80%	17282	17282	100%	21602
FS 1	20%	4320	12320	100%	21602
		LKW FS 1	35%		
		PKW FS 1	65%		



Tab. 12: Parameter für das Abstandsverhalten der Fahrzeuge in Schwerverkehrsvariante D

		FS 0 Bel. 1	FS 1 Bel. 1	FS 0 / FS 1 Bel. 2
		17282	12320	21602
0 Uhr bis 6 Uhr	% DTSV	24,6 %	22,9 %	24,6 %
	Anzahl	4251	2821	5314
	E	101,0	164,3	78,4
	StAbw	89,5	192,0	59,8
6 Uhr bis 12 Uhr	% DTSV	31,6 %	36,3 %	31,6 %
	Anzahl	5461	4472	6826
	E	76,0	101,5	58,4
	StAbw	56,9	87,0	37,6
12 Uhr bis 18 Uhr	% DTSV	28,4 %	31,4 %	28,4%
	Anzahl	4908	3868	6135
	E	85,9	118,3	66,3
	StAbw	69,1	111,7	45,9
18 Uhr bis 0 Uhr	% DTSV	15,4 %	9,4 %	15,4 %
	Anzahl	2661	1158	3327
	E	168,4	408,7	132,4
	StAbw	204,7	869,8	138,4

3.2.6 Schwerverkehrsvariante E - Künftiger Schwerverkehr mit 60t modularem Nutzfahrzeug

In der Schwerverkehrsvariante E werden alle Fahrzeuge des Typs 98 (5-achsiger Sattelschlepper, 40 t zulässiges Gesamtgewicht) durch den neuen Fahrzeugtyp „Gigaliner“ (8-achsiges kombiniertes Nutzfahrzeug, 60 t zulässiges Gesamtgewicht) ersetzt. Die Verteilung der Fahrzeuggesamtgewichte dieses neuen Typs wird durch Modifikation der Verteilung der Gesamtgewichte des Fahrzeugtyps 98 erzeugt. Hierbei wird der Mittelwert der oberen Normalverteilung um den Faktor 1,5 ($60/40 = 1,5$) und der Mittelwert der unteren Normalverteilung um den Faktor 1,4 erhöht. Die Standardabweichungen der oberen und unteren Normalverteilung werden um den Faktor 1,3 erhöht. In Tab. 13 sind die neuen Parameter der Gesamtgewichtsverteilung aufgeführt. Die angenommenen Werte für die Achsabstände und die Verteilung des Gesamtgewichtes auf die Achsen

sind in Bild 25 dargestellt. Die Anzahl der Fahrzeuge des neuen Typs Gigaliner ergibt sich aus der Verringerung der Anzahl der Fahrzeuge des Typs 98 in der Variante C um den Faktor 1,5. Hierdurch ergeben sich unter der Annahme, dass die Anzahl der übrigen Fahrzeugtypen unverändert bleibt, die in Tab. 14 aufgeführten Häufigkeiten der Fahrzeugtypen. In Tab. 15 und Tab. 16 sind Fahrzeuganzahl und Parameter für das Abstandsverhalten der Fahrzeuge infolge der geänderten Fahrzeuganzahl angegeben.

Tab. 13: Parameter der Gesamtgewichtsverteilung für den „Gigaliner“

Fahrzeugtypen	Typ 98		Gigaliner
GG-Verteilung [kN]			
μ_1	259,6	x 1,4	363,4
σ_1	92	x 1,3	119,6
ξ_1	0,62		0,62
μ_2	405,3	x 1,5	608,0
σ_2	24,8	x 1,3	32,2
ξ_2	0,38		0,38

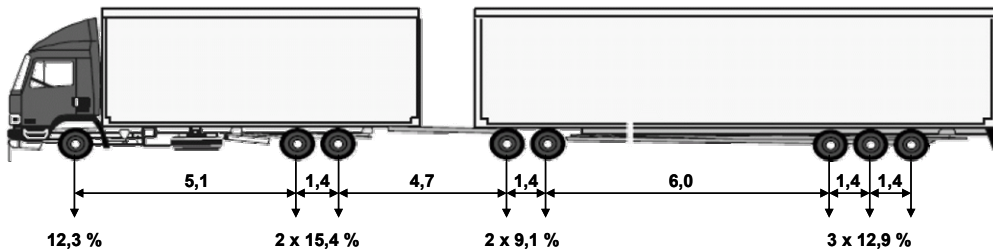


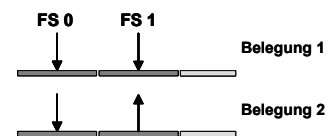
Bild 25: Achsabstände und Verteilung des Gesamtgewichtes auf die Achsen für den „Gigaliner“

Tab. 14: Fahrzeugtypenhäufigkeit für Schwerverkehrsvariante E

	Typ 8	Typ 33	Typ 41	Typ 97	Gigaliner	Typ Kran	PKW
Typenhäufigkeiten [%]							
FS 0	13,56%	6,10%	21,03%	9,83%	48,86%	0,62%	0,00%
FS 1	4,53%	2,04%	7,03%	3,29%	16,33%	0,21%	66,57%

Tab. 15: Fahrzeuganzahl Schwerverkehrsvariante E

DTSV		20092	
	Belegung 1	DTSV	DTV
FS 0	80%	16073	16073
FS 1	20%	4320	12018
		LKW FS 1	36%
		PKW FS 1	64%



Tab. 16: Parameter für das Abstandsverhalten der Fahrzeuge in Schwerverkehrsvariante E

		FS 0 Bel. 1 16073	FS 1 Bel. 1 12018	FS 0 / FS 1 Bel. 2 20092
0 Uhr bis 6 Uhr	% DTSV	24,6 %	22,9 %	24,6 %
	Anzahl	3954	2752	4943
	E	104,8	167,2	80,5
	StAbw	97,6	198,7	64,5
6 Uhr bis 12 Uhr	% DTSV	31,6 %	36,3 %	31,6 %
	Anzahl	5079	4363	6349
	E	77,9	102,8	59,0
	StAbw	61,3	89,6	39,9
12 Uhr bis 18 Uhr	% DTSV	28,4 %	31,4 %	28,4 %
	Anzahl	4565	3774	5706
	E	88,6	120,0	67,5
	StAbw	74,9	115,3	49,1
18 Uhr bis 0 Uhr	% DTSV	15,4 %	9,4 %	15,4 %
	Anzahl	2474	1130	3094
	E	177,3	417,7	138,6
	StAbw	226,3	904,0	152,1

3.2.7 Schwerverkehrsvariante F - Künftiger Schwerverkehr mit 65t 6-achs Sattelschlepper

In der Schwerverkehrsvariante F werden alle Fahrzeuge des Typs 98 (5-achsiger Sattelschlepper, 40 t zulässiges Gesamtgewicht) durch den neuen Fahrzeugtyp 100 (6-achsiger Sattelschlepper, 65 t zulässiges Gesamtgewicht) ersetzt. Die Verteilung der Fahrzeuggesamtgewichte dieses neuen Typs wird durch Modifikation der Verteilung der Gesamtgewichte des Fahrzeugtyps 98 erzeugt. Hierbei wird der Mittelwert der oberen Normalverteilung um den Faktor 1,625 (65/40 = 1,625) und die Standardabweichung der oberen sowie der Mittelwert und die Standardabweichung der unteren Normalverteilung um den Faktor 1,1 erhöht. In Tab. 17 sind die neuen Parameter der Gesamtgewichtsverteilung aufgeführt. Die angenommenen Werte für die Achsabstände und die Verteilung des Gesamtgewichtes auf die Achsen sind in Bild 26

dargestellt. Die Anzahl der Fahrzeuge des neuen Typs 100 ergibt sich aus der Verringerung der Anzahl der Fahrzeuge des Typs 98 in der Variante C um den Faktor 1,625. Hierdurch ergeben sich unter der Annahme, dass die Anzahl der übrigen Fahrzeugtypen unverändert bleibt, die in Tab. 18 aufgeführten Häufigkeiten der Fahrzeugtypen. In Tab. 19 und Tab. 20 sind Fahrzeuganzahl und Parameter für das Abstandsverhalten der Fahrzeuge infolge der geänderten Fahrzeuganzahl angegeben.

Tab. 17: Parameter der Gesamtgewichtsverteilung für den 65 t-Sattelschlepper

Fahrzeugtypen	Typ 98		Typ 100
GG-Verteilung [kN]			
$\mu 1$	259,6	x 1,1	285,6
$\sigma 1$	92	x 1,1	101,2
$\xi 1$	0,62		0,62
$\mu 2$	405,3	x 1,625	658,6
$\sigma 2$	24,8	x 1,1	27,3
$\xi 2$	0,38		0,38

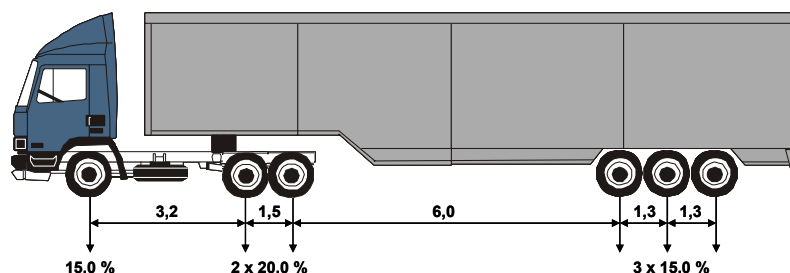


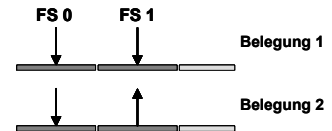
Bild 26: Achsabstände und Verteilung des Gesamtgewichtes auf die Achsen für den 65 t Sattelschlepper

Tab. 18: Fahrzeugtypenhäufigkeit für Schwerverkehrsvariante F

	Typ 8	Typ 33	Typ 41	Typ 97	Typ 100	Typ Kran	PKW
Typenhäufigkeiten [%]							
FS 0	14,09%	6,34%	21,85%	10,21%	46,86%	0,65%	0,00%
FS 1	4,59%	2,06%	7,12%	3,33%	15,27%	0,21%	67,41%

Tab. 19: Fahrzeuganzahl Schwerverkehrsvariante F

DTSV		19337			
	Belegung 1	DTSV	DTV	Belegung 2	DTSV = DTV
FS 0	80%	15469	15469	100%	19337
FS 1	20%	3867	12018	100%	19337
		LKW FS 1	32%		
		PKW FS 1	68%		



Tab. 20: Parameter für das Abstandsverhalten der Fahrzeuge in Schwerverkehrsvariante F

		FS 0 Bel. 1 15469	FS 1 Bel. 1 11867	FS 0 / FS 1 Bel. 2 19337
0 Uhr bis 6 Uhr	% DTSV	24,6 %	22,9 %	24,6 %
	Anzahl	3805	2718	4757
	E	113,5	170,8	88,3
	StAbw	108,5	204,7	72,6
6 Uhr bis 12 Uhr	% DTSV	31,6 %	36,3 %	31,6 %
	Anzahl	4888	4308	6110
	E	85,6	105,6	66,0
	StAbw	69,1	92,8	45,8
12 Uhr bis 18 Uhr	% DTSV	28,4 %	31,4 %	28,4%
	Anzahl	4393	3726	5492
	E	96,7	123,0	74,8
	StAbw	83,8	119,2	55,8
18 Uhr bis 0 Uhr	% DTSV	15,4 %	9,4 %	15,4 %
	Anzahl	2382	1115	2978
	E	188,9	424,5	148,6
	StAbw	247,4	926,6	167,4

3.2.8 Schwerverkehrsvariante G - Auxerre-Verkehr

In der Schwerverkehrsvariante G wurde der „Auxerre-Verkehr“ als Simulationsgrundlage verwendet. Die Fahrzeugzusammensetzung und die Verteilungsfunktionen der Fahrzeuggesamtgewichte entsprechen den ausgewerteten Auxerre-Daten (vgl. [8]), die Achsabstände, die Verteilung der Gesamtgewichte auf die Achsen entsprechen den ausgewerteten Brohtal-Daten (vgl. [8]). Das Abstandsverhalten und die Fahrzeuganzahl wurden analog zur Variante C (DTSV-Wert 25000) festgelegt und die Belegungsvariante 2 (Begegnungsverkehr, 100 % DTSV pro Richtung) verwendet. Diese Schwerverkehrsvariante wird nur für ausgewählte Systeme und Querschnitte verwendet, um die Ergebnisse der Untersuchungen im Rahmen dieses Forschungsprojektes mit Ergebnissen aus vorhergehenden Arbeiten zu vergleichen.

3.3 Eingangsdaten für die Berücksichtigung des Stauverkehrs

Aufgrund fehlender Daten ist die Festlegung der Parameter $P_{\text{fließ}}$ und P_{Stau} für die Simulation des Stauverkehrs (vgl. Abschnitt 2.1.4) schwierig. Zunächst soll im Folgenden aufgezeigt werden, wie sich unterschiedliche Werte für die Parameter im Mittel auf die simulierte Stauhäufigkeit und Staulänge auswirken.

Im Mittel ergibt sich die Staulänge, also die Anzahl der Fahrzeuge hintereinander, die sich im Zustand „Stau“ befinden, nach Gl. 3.1. Umgekehrt ergibt sich nach Gl. 3.2 im Mittel die Anzahl der Fahrzeuge hintereinander, die sich nicht im Zustand „Stau“ befinden.

$$n_{FZimStau} = \frac{1}{1 - P_{\text{Stau}}} \quad (3.1)$$

$$n_{FZnichtmStau} = \frac{1}{1 - P_{\text{fließ}}} \quad (3.2)$$

Mit $k_{\text{fließ-Stau}}$ nach Gl. 2.6 ergibt sich die mittlere Anzahl der Staus N_{Stau} nach Gl. 3.3.

$$N_{\text{Stau}} = \frac{DTSV_{\text{fließ}}}{n_{FZnichtmStau} + k_{\text{fließ-Stau}} \cdot n_{FZimStau}} \quad (3.3)$$

Daraus ergibt sich unter Berücksichtigung der Stauanzahl der Wert $DSTV_{\text{Stau}}$ nach Gl. 3.4.

$$DSTV_{\text{Stau}} = N_{\text{Stau}} \cdot (n_{FZnichtmStau} + n_{FZimStau}) \quad (3.4)$$

Zur Darstellung der Auswirkungen verschiedener Werte für $P_{\text{fließ}}$ und P_{Stau} sei nun exemplarisch folgendes angenommen:

Die Fahrzeuganzahl pro 6 h im fließenden Verkehr sei:

$$N_{Fz/6h} = 6250$$

Dies entspricht unter der Annahme, dass sich das Verkehrsaufkommen gleichmäßig über den Tage verteilt, einem DTSV Wert von 25000.

Die durchschnittliche Fahrzeuglänge sei:

$$\varnothing_{FZ} - \text{Länge} = 12m$$

Die mittlere Fahrzeuggeschwindigkeit im fließenden Verkehr sei:

$$v_{\text{fließ}} = 80 \frac{km}{h}$$

Die mittlere Fahrzeuggeschwindigkeit im Stauverkehr sei:

$$v_{\text{Stau}} = 5 \frac{km}{h}$$

Somit ergibt sich der Erwartungswert der Fahrzeugabstände im fließenden Verkehr gemäß Gl. 2.5 zu:

$$E = \frac{80 \cdot 6 \cdot 1000}{6250} - 12 = 64,8m$$

In Tab. 21 sind die sich für die aufgeführten Eingangsgrößen ergebenden Werte für $DTSV_{\text{Stau}}$ und N_{Stau} angegeben.

Für die durchzuführenden Simulationen wird $P_{\text{fließ}} = 0,999$ und $P_{\text{Stau}} = 0,99$ angenommen.

Tab. 21: mittlere Stauanzahl für verschiedene Eingangsparameter der Stausimulation

		P _{fließ}	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99	0,999	0,9999
P _{Stau}	n _{FZimStau}	n _{FZnichtimStau}	5	10	20	50	100	1000	10000
0,2	1,25	DTSV _{Stau}	16574,6	19494,6	21748,4	23540,7	24239,4	24920,9	24992,1
		N _{Staus}	2651,93	1732,85	1023,45	459,33	239,40	24,89	2,50
0,5	2	DTSV _{Stau}	14482,8	17561,0	20307,7	22773,7	23813,2	24873,8	24987,3
		N _{Staus}	2068,97	1463,41	923,08	437,96	233,46	24,82	2,50
0,8	5	DTSV _{Stau}	11009,2	13533,8	16574,6	20307,7	22300,9	24687,8	24968,3
		N _{Staus}	1100,92	902,26	662,98	369,23	212,39	24,56	2,50
0,9	10	DTSV _{Stau}	9278,4	11009,2	13533,8	17561,0	20307,7	24386,3	24936,7
		N _{Staus}	618,56	550,46	451,13	292,68	184,62	24,14	2,49
0,95	20	DTSV _{Stau}	8241,8	9278,4	11009,2	14482,8	17561,0	23813,2	24873,8
		N _{Staus}	329,67	309,28	275,23	206,90	146,34	23,35	2,48
0,98	50	DTSV _{Stau}	7551,5	8017,8	8879,5	11009,2	13533,8	22300,9	24687,8
		N _{Staus}	137,30	133,63	126,85	110,09	90,23	21,24	2,46
0,99	100	DTSV _{Stau}	7308,6	7551,5	8017,8	9278,4	11009,2	20307,7	24386,3
		N _{Staus}	69,61	68,65	66,82	61,86	55,05	18,46	2,41
0,999	1000	DTSV _{Stau}	7084,1	7109,3	7159,6	7308,6	7551,5	11009,2	20307,7
		N _{Staus}	7,05	7,04	7,02	6,96	6,86	5,50	1,85
0,9999	10000	DTSV _{Stau}	7061,4	7063,9	7068,9	7084,1	7109,3	7551,5	11009,2
		N _{Staus}	0,71	0,71	0,71	0,70	0,70	0,69	0,55

3.4 Erfassung des Verhaltens Fahrzeug-Fahrbahn-Bauwerk

Die im Programmsystem „VerkehrSimulation 3.0“ vorhandenen Funktionen zur ersatzweisen Abbildung des dynamischen Verhaltens zwischen Fahrzeug, Fahrbahn und Bauwerk wurden in Abschnitt 2.2.3 dargestellt. Voruntersuchungen zeigen, dass hierbei das in Abschnitt 2.2.3.1 beschriebene Verfahren unter Verwendung eines Schwingbeiwertes höhere Werte innerhalb der Kennwert-Zeit-Verläufe hervorruft. In [10] werden für die Anwendung des in Abschnitt 2.2.3.2 beschriebenen Verfahrens für verschiedene typische Fahrzeugtypen Parameter (F-Werte) angegeben. Wie in der Realität auch werden mit dem Verfahren sowohl Erhöhungen als auch Abminderungen der Achslasten und somit der Kennwert-Zeit-Verläufe hervorgerufen. Für die weiteren Untersuchungen werden Schwingbeiwerte verwendet. Die Schwingbeiwerte werden analog DIN 1072 berechnet.

3.5 Verwendetes Auswertungsverfahren

Im Rahmen von Voruntersuchungen wurden die beiden in Abschnitt 2.3 dargestellten Auswertungsverfahren überprüft. Hierbei zeigten sich, wie

in Bild 27 exemplarisch dargestellt, für das Auswertungsverfahren über die Klassengrenzdurchgangszählung zum Teil erhebliche Abweichungen der Ergebnisse. Die ausgewerteten Kennwert-Zeit-Verläufe sind die Ergebnisse zufällig generierter Fahrzeugfolgen, sodass sich bei der Untersuchung mehrere unabhängig voneinander erzeugter Kennwert-Zeit-Verläufe praktisch nie die gleichen Ergebnisse einstellen. Dennoch sollten die Streuungen der Ergebnisse in einer Größenordnung liegen, die eine zuverlässige Bestimmung der benötigten charakteristischen Werte (Wiederkehrperiode 1000 Jahre) ermöglicht. Für das Auswertungsverfahren über die Klassengrenzdurchgangszählung ist dies zunächst bereichsweise nicht der Fall. Die Streuung der Ergebnisse ist hierbei abhängig von der untersuchten Kenngröße wie zum Beispiel einer Auflagerkraft oder eines Stützmomentes eines Zweifeldträgers. Die Ergebnisse für die Auflagerkraft wiesen hier deutlich geringere Streuungen auf als die Ergebnisse für das Stützmoment. Ursache hierfür ist vordergründig die Form der Einflussfläche. Längere Simulationszeiträume zeigten nur eine leichte Verringerung der Streuungen. Das zweite Auswertungsverfahren über die Zählung von zeitbezogenen Extremwerten (hier wurde zunächst mit Minutenextremwerten gearbeitet) zeigte für kurze Simulationszeiträume vergleichbar große Streuungen der Ergebnisse,

die aber mit zunehmenden Simulationsumfang schnell geringer wurden. Die verwendeten Minutenextremwerte erscheinen hierbei aber als weniger geeignet, da in Abhängigkeit der simulierten Verkehrsstärke innerhalb dieses Zeitintervalls mitunter keine oder nur geringe Veränderungen des Kennwert-Zeit-Verlaufes auftreten. In bisherigen Untersuchungen wurden hier oft Tagesextremwerte verwendet.

Im Vergleich der Auswertungsergebnisse beider Verfahren kann festgestellt werden, dass die Tendenz der Ergebnisse in beiden Verfahren gleich ist.

Die im Folgenden dargestellten Ergebnisse wurden wie folgt ermittelt. Für jede Simulationsvariante (A bis F, fließender Verkehr und Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit, Spurbelegung 1 und 2) wurden 10 Simulationen durchgeführt. Die Länge eines simulierten Verkehrsbandes entspricht dabei dem Verkehrsaufkommen eines Tages, der Betrachtungszeitraum ist somit 1 Tag. Die Kennwert-Zeit-Verläufe der jeweiligen Systeme und Kenngrößen wurden berechnet und diese anschließend über die Methode der Klassengrenzendurchgangszählung ausgewertet. Hieraus ergeben sich jeweils 10 Ergebnisse (charakteristische Werte). Von diesen Ergebnissen wurde der größte und der kleinste Wert gestrichen, aus den verbleibenden Werten der Mittelwert (arithmetisches Mittel) und die Standardabweichung berechnet und, unter der Annahme, dass die Werte einer Normalverteilung folgen, der 80 % Fraktilwert (Mittelwert + $0,841621 \cdot$ Standardabweichung) berechnet. In Bild 27 ist dies exemplarisch dargestellt. Dieses Verfahren liegt den nachfolgenden Untersuchungen zugrunde.

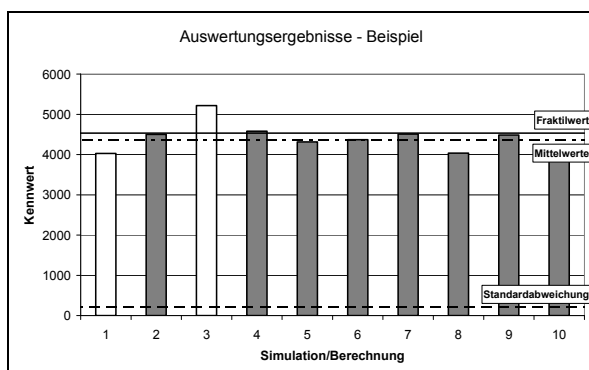


Bild 27: Vergleich der Auswertungsergebnisse der Klassengrenzendurchgangszählung von 10 Simulationen à 1 Tag

3.6 Lastmodelle als Vergleichsbasis

Für die durch das Auswertungsverfahren ermittelten charakteristischen Kennwerte ist eine Vergleichsbasis erforderlich. Hierzu wird das Lastmodell 1 des DIN Fachberichtes 101 (2003) sowie eine Modifikation dieses Lastmodells herangezogen.

Das modifizierte Lastmodell entstand aus Vorüberlegungen, in denen ein Vollstau des Fahrzeugtyps 98 (Sattelschlepper mit 2-achsiger Zugmaschine und 3achsigen Sattelaufleger) mit einem erhöhten zulässigen Gesamtgewicht angesetzt und für verschiedene Systeme (symmetrischer Zweifeldträger mit veränderlichen Stützweiten) das Stützmoment berechnet wurde.

Die Grundwerte und angepassten Grundwerte sind für das Lastmodell 1 des DIN Fachberichtes 101 (2003) in Tab. 22 und für das modifizierte Lastmodell 1 in Tab. 23 aufgeführt. Da es im Zuge der Anpassung des DIN Fachberichtes 101 an die Eurocodes vorgesehen ist, den Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrslasten γ_Q von 1,5 auf 1,35 herabzusetzen, dabei aber gleichzeitig die Bemessungswerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Verkehrslast unverändert bleiben sollen, ist eine entsprechende Anhebung der charakteristischen Werte erforderlich. In Tab. 24 sind daher die Anpassungsfaktoren um den Faktor $1,5/1,35 = 1,11$ erhöht und somit ergeben sich die dort aufgeführten angepassten Grundwerte.

Die Aufgabenstellung dieses Forschungsprojektes besteht in der Festlegung eines zukunftsfähigen Lastmodells für die Anpassung des DIN Fachberichtes 101 an endgültige Eurocodes einschließlich nationaler Anhänge. Aus diesem Grund wurden als Vergleichsbasis das Lastmodell 1 des DIN Fachberichtes 101 (2003) (vgl. Tab. 22) sowie das modifizierte Lastmodell einschließlich der Anhebung (Faktor 1,11) infolge der Änderung des Teilsicherheitsbeiwertes für die Verkehrslasten (vgl. Tab. 24) verwendet. Die Vergleichbarkeit dieser beiden Lastmodelle ist aufgrund der unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte nicht gegeben. Da aber das Lastmodell für den an die Eurocodes angepassten DIN Fachbericht 101 zu definieren ist und dieser dann den veränderten Teilsicherheitsbeiwert enthält, ist die gewählte Vergleichsbasis korrekt. In den folgenden Ausführungen wird das Lastmodell 1 des DIN Fachberichtes 101 (2003) als „aktuelles Lastmodell“ und das modifizierte Lastmodell einschließlich der Anhebung infolge der Änderung des Teilsicherheitsbeiwertes für die Verkehrslasten als „modifiziertes Lastmodell“ bezeichnet.

Tab. 22: Grundwerte und angepasste Grundwerte LM 1 DIN FB 101 (2003)

Stellung	Doppelachse			Gleichmäßig verteilte Last		
	Grundwert	α_{qi}	angepasster Grundwert	Grundwert	α_{qi}	angepasster Grundwert
	Achslast Q_{ik} in kN		Achslast $\alpha_{qi} \cdot Q_{ik}$ in kN	q_{ik} in kN/m ²		$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ in kN
Fahrstreifen 1	300	0,8	240	9,0	1,0	9,0
Fahrstreifen 2	200	0,8	160	2,5	1,0	2,5
Fahrstreifen 3	0	-	0	2,5	1,0	2,5
andere Fahrstreifen	0	-	0	2,5	1,0	2,5

Tab. 23: Grundwerte und angepasste Grundwerte „modifiziertes LM 1“ (für $\gamma_Q = 1,5$)

Stellung	Doppelachse			Gleichmäßig verteilte Last		
	Grundwert	α_{qi}	angepasster Grundwert	Grundwert	α_{qi}	angepasster Grundwert
	Achslast Q_{ik} in kN		Achslast $\alpha_{qi} \cdot Q_{ik}$ in kN	q_{ik} in kN/m ²		$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ in kN
Fahrstreifen 1	300	0,9	270	9,0	1,2	10,8
Fahrstreifen 2	200	0,9	180	2,5	2,16	5,4
Fahrstreifen 3	100	0,9	90	2,5	1,08	2,7
andere Fahrstreifen	0	-	0	2,5	1,08	2,7

Tab. 24: Grundwerte und angepasste Grundwerte „modifiziertes LM 1“ (für $\gamma_Q = 1,35$)

Stellung	Doppelachse			Gleichmäßig verteilte Last		
	Grundwert	α_{qi}	angepasster Grundwert	Grundwert	α_{qi}	angepasster Grundwert
	Achslast Q_{ik} in kN		Achslast $\alpha_{qi} \cdot Q_{ik}$ in kN	q_{ik} in kN/m ²		$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ in kN
Fahrstreifen 1	300	1,0	300	9,0	1,33	12,0
Fahrstreifen 2	200	1,0	200	2,5	2,4	6,0
Fahrstreifen 3	100	1,0	100	2,5	1,2	3,0
andere Fahrstreifen	0	-	0	2,5	1,2	3,0

4 Ergebnisse

4.1 Vorbetrachtungen

4.1.1 Allgemeines

Mit den in den vorhergehenden Absätzen beschriebenen Schwerverkehrsvarianten und Szenarien des Mehrspurverkehrs wurden sowohl für die Verkehrsvariante „fließender Verkehr“ als auch für die Variante „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ Verkehrssimulationen durchgeführt, Kennwert-Zeitverläufe verschiedenen Schnittgrößen für die ausgewählten Tragsysteme berechnet und anschließend statistisch ausgewertet. Die Ergebnisse dieser Auswertungen sind in diesem Abschnitt zusammengefasst. Aufgrund der großen Anzahl der ermittelten Ergebnisse ist für die Darstellung zunächst die Einführung von abgekürzten Bezeichnungen erforderlich, die im folgenden Abschnitt 4.1.2 aufgeführt sind. Die ermittelten Ergebnisse werden anschließend in grafischer Form dargestellt. Für die Darstellung der ermittelten charakteristischen Werte sind hierbei unterschiedliche Varianten möglich, aus denen die Ergebnisse aus unterschiedlichen Gesichtspunkten heraus bewertet werden können. In den Absätzen 4.2 sind die ermittelten charakteristischen Werte in zwei verschiedenen Darstellungsvarianten aufgeführt und in Abschnitt 4.3 zusammengefasst.

4.1.2 Verwendete Bezeichnungen

Zur übersichtlichen Darstellung der ermittelten Ergebnisse werden Abkürzungen für die Bezeichnung der Tragsysteme, der Kennwerte und der Simulationen verwendet, die im Folgenden eingeführt werden.

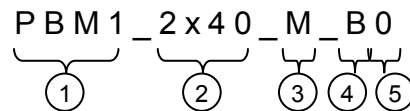
Für die Bezeichnungen der Tragsysteme gelten die in Tab. 25 aufgeführten Abkürzungen.

Tab. 25: Verwendete Abkürzungen für die Tragsysteme

Querschnitt	Fahrbahnbreite	Kurzbezeichnung
Vollplatte	8,00	P1
Vollplatte	12,00	P2
Plattenbalken (massiv)	8,00	PBM1
Plattenbalken (massiv)	12,00	PBM2
Plattenbalken (Verbund, 2-stegig)	8,00	PBV1
Plattenbalken (Verbund, 3-stegig)	12,00	PBV2
Fertigteilverquerschnitt	8,00	FT
Hohlkasten	12,00	HK1
Hohlkasten	> 20	HK2

Die in den folgenden Diagrammen verwendete Bezeichnung für einen Kennwert (Auflagerkräfte, Querkräfte, Momente) soll an folgendem Beispiel erläutert werden.

Beispiel für eine Kennwertbezeichnung:

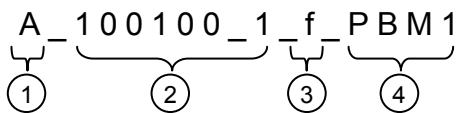


Hierin stehen die Nummern 1 bis 5 für:

- (1) Bezeichnung des Tragsystems entsprechend Tab. 25 (für die Hohlkastenquerschnitte HK1 und HK2 ist die Bezeichnung um den Buchstaben „R“ oder „V“ erweitert, „R“ bezeichnet hierbei eine Schnittgröße, die für einen Steg des Hohlkastenquerschnittes einschließlich mitwirkender Plattenbreite am Ober- und Untergurt ermittelt wurde, „V“ bezeichnet den kompletten Querschnitt)
- (2) Angabe der Stützweiten des Tragsystems
- (3) Angabe der Schnittgröße
 - M \triangleq Biegemoment
 - R \triangleq Auflagerkraft
 - Q \triangleq Querkraft
- (4) Angabe des Ortes der Schnittgröße
 - A \triangleq Anfangs- bzw. Endauflager
 - B \triangleq 1. Mittelaflager bei Mehrfeldsystemen oder Anfangs- bzw. Endauflager bei Einfeldsystemen
 - C \triangleq 2. Mittelaflager bei Dreifeldsystemen oder Anfangs- bzw. Endauflager bei Zweifeldsystemen
 - D \triangleq Anfangs- bzw. Endauflager bei Dreifeldsystemen
 - Fx \triangleq Feld x
- (5) Bezeichnung des Steges, für den die Schnittgröße ermittelt wurden (0 bezeichnet stets einen Randsteg und 1 einen Mittelsteg bei Systemen mit mehr als zwei Stegen, zur Bewahrung der Bezeichnungskonsistenz wird für die Plattensysteme ebenfalls die Bezeichnung „0“ verwendet, obwohl hier die Schnittgrößen für den Gesamtquerschnitt gelten)

Die in den folgenden Diagrammen verwendeten Bezeichnungen für die durchgeführten Simulationen sollen analog zu den Bezeichnungen für die Kennwerte an folgendem Beispiel erläutert werden.

Beispiel für eine Simulationsbezeichnung



Hierin stehen die Nummern 1 bis 4 für:

- (1) Schwerverkehrsvarianten A bis G
(vgl. Abschnitt 3.2)
- (2) Spurbelegung
 - 100100_1 \triangleq Belegung 1 für 8 m
Fahrbahnbreite (vgl.
Abschnitt 3.2.1, Bild
23)
 - 8020_1 \triangleq Belegung 2 für 8 m
Fahrbahnbreite (vgl.
Abschnitt 3.2.1, Bild
23)
 - 8020_12 \triangleq Belegung 1 für ≥ 12 m
Fahrbahnbreite (vgl.
Abschnitt 3.2.1, Bild
24)
 - 8020100_12 \triangleq Belegung 2 für ≥ 12 m
Fahrbahnbreite (vgl.
Abschnitt 3.2.1, Bild
24)
- (3) Verkehrszustand
 - f \triangleq Fließender Verkehr
 - s \triangleq Verkehr mit erhöhter Stau-
wahrscheinlichkeit
- (4) Bezeichnung des Tragsystems entsprechend Tab. 25

4.2 Ermittelte charakteristische Werte

4.2.1 Allgemeines

Für die Ergebnisdarstellung werden zwei verschiedene Varianten verwendet.

In der Darstellungsvariante 1 werden in einer Grafik die Ergebnisse (charakteristische Werte) einer Schnittgröße eines Systems dargestellt. In Abschnitt 3.5 wurde erläutert, dass die ermittelten charakteristischen Werte gewisse Streuungen aufweisen. Ebenfalls ist dort beschrieben, dass jede Simulation 10fach durchgeführt, die jeweiligen Kennwert-Zeit-Verläufe berechnet und anschließend statistische ausgewertet wurden. Von den somit erhaltenen 10 charakteristischen Werten wurde der Größt- und Kleinstwert gestrichen und von den übrigen Werten Mittelwert und Standardabweichung bestimmt. Hieraus wurde dann der 80% Fraktilwert ermittelt. In den folgenden Darstellungen sind diese Werte (Mittelwert, Standardabweichung, Fraktilwert) in Form von Balkendiagrammen dargestellt. Diese Darstellungsform erlaubt eine erste Beurteilung der „Güte“ der ermittelten charakteristischen Werte.

Zusätzlich wurde in den Diagrammen das Niveau des aktuellen und des modifizierten Lastmodells eingetragen (Werte die sich aus der Verwendung des aktuellen bzw. modifizierten Lastmodells für die jeweilige Schnittgröße ergeben).

In der Darstellungsvariante 2 werden in einer Grafik die Ergebnisse (charakteristische Werte) mehrerer Schnittgrößen eines Systems im Vergleich zum Niveau des aktuellen und des modifizierten Lastmodells dargestellt. Für die Erstellung dieser Darstellungen wurden wie folgt vorgegangen. Pro System, Schnittgröße und Verkehrsvariante (Schwerverkehrsvarianten A bis F zuzüglich der Unterscheidung zwischen „fließendem Verkehr“ und „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ und den zwei verschiedenen Spurbelegungen) existiert ein charakteristischer Wert. Entsprechend den Erläuterungen in Abschnitt 3.5 wird hier der 80% Fraktilwert (Mittelwert aus 8 Ergebnissen + $0,841621 \cdot$ Standardabweichung dieser 8 Ergebnisse) verwendet. Zusätzlich hierzu liegen für jedes System und jede Schnittgröße die Werte vor, die sich aus der Anwendung des aktuellen und des modifizierten Lastmodells ergeben. Die im Folgenden dargestellten Diagramme haben auf der y-Achse eine von 0 ausgehende Skalierung von 0 % bis 100 % nach unten und eine von 0 ausgehende Skalierung von 0 % bis 150 % nach oben.

Liegt nun ein ermittelter charakteristischer Wert unterhalb des Niveaus des aktuellen Lastmodells, so wird das Verhältnis charakteristischer Wert zum Wert aus aktuellem Lastmodell berechnet und im Diagramm als Balken nach unten aufgetragen.

Liegt hingegen ein ermittelter charakteristischer Wert über dem Niveau des aktuellen Lastmodells, so wird das Verhältnis charakteristischer Wert zu Wert aus modifiziertem Lastmodell berechnet und im Diagramm als Balken nach oben aufgetragen.

Diese Darstellungsform erlaubt einen schnellen Überblick über die Ergebnisse einzelner Schnittgrößen eines Systems und verdeutlicht somit die Auswirkungen der verschiedenen Verkehrsvarianten.

Zur weiteren Verdeutlichung dieser Darstellungsvariante soll folgendes Zahlenbeispiel dienen:

Annahmen:

Niveau akt. LM 1	char. Wert = 1000
Niveau mod. LM 1	char. Wert = 1400
Simulation 1	char. Wert = 900
Simulation 2	char. Wert = 999
Simulation 3	char. Wert = 1001
Simulation 4	char. Wert = 1300

Aus diesen Annahmen würde sich folgendes Diagramm ergeben:

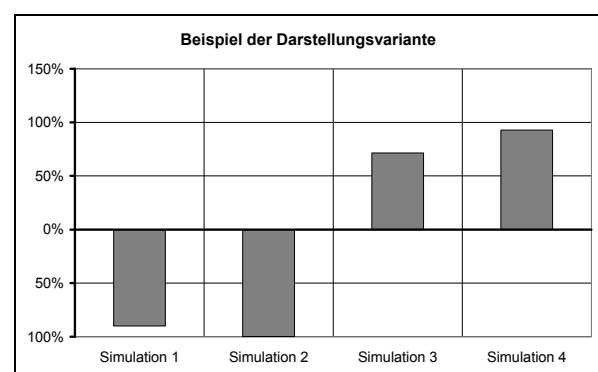


Bild 28: Beispiel zur Erläuterung der Darstellungsvariante

Ein kleiner Unterschied zwischen zwei ermittelten charakteristischen Werten erzeugt somit eine „optisch“ großen Unterschied im Diagramm (vgl. Bild 28), wenn zwischen diesen beiden Werte das Niveau des aktuellen Lastmodells liegt (in diesem Beispiel zwischen Simulation 2 und 3).

4.2.2 Plattenbalken (massiv) – 2 · 40 m

In den folgenden Abbildung (Bild 29 bis Bild 34) sind die ermittelten charakteristischen Werte für verschiedene Schnittgrößen des Zweifeldsystems (2 x 40 m Stützweite) mit einem Plattenbalkenquerschnitt in Massivbauweise (vgl. Abschnitt 3.1) dargestellt. Als Schnittgrößen wurden hierbei das Stützmoment am Mittelaufleger, das maximale Feldmoment im ersten Feld, die Auflagerquerkraft links vom Mittelaufleger sowie die Auflagerkräfte am Anfangs- bzw. Endaufleger und am Mittelaufleger untersucht. Alle Schnittgrößen beziehen sich auf einen Steg des zweistegigen Plattenbalkens.

Für dieses System wurden zusätzlich Ergebnisse für die Schwerverkehrsvariante „G – Auxerre-Verkehr“ ermittelt.

Die Ergebnisse zeigen, dass das Niveau des aktuellen Lastmodells durch die Schwerverkehrsvariante „A – aktueller Verkehr“ sowohl für den fließenden Verkehr als auch für den Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit nicht erreicht oder nur leicht überschritten wird (Stützmoment und Auflagerkraft am Mittelaufleger). Für dieses System und diese Schnittgrößen deckt somit das aktuelle Lastmodell die Einwirkungen aus dem aktuellen

Verkehr gut ab. Für die Prognose-Schwerverkehrsvarianten wird für die Szenarien „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ im Allgemeinen das Niveau des aktuellen Lastmodells überschritten.

Die Unterschiede zwischen fließendem Verkehr und Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit sind abhängig von der jeweiligen Schnittgröße unterschiedlich stark ausgeprägt. So zeigt sich zum Beispiel für das Feldmoment kaum ein Unterschied zwischen diesen Szenarien. Für das Stützmoment ist dieser Unterschied hingegen stärker ausgeprägt.

Im Allgemeinen wird das Niveau des modifizierten Lastmodells lediglich durch die Schwerverkehrsvariante F überschritten.

Für die Schwerverkehrsvariante G liegen die Werte des „fließenden Verkehrs“ bei allen Schnittgrößen unterhalb des Niveaus des aktuellen Lastmodells. Im „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ wird dieses Niveau bei den Schnittgrößen Stützmoment, Auflagerquerkraft und Auflagerkraft am Mittelaufleger überschritten.

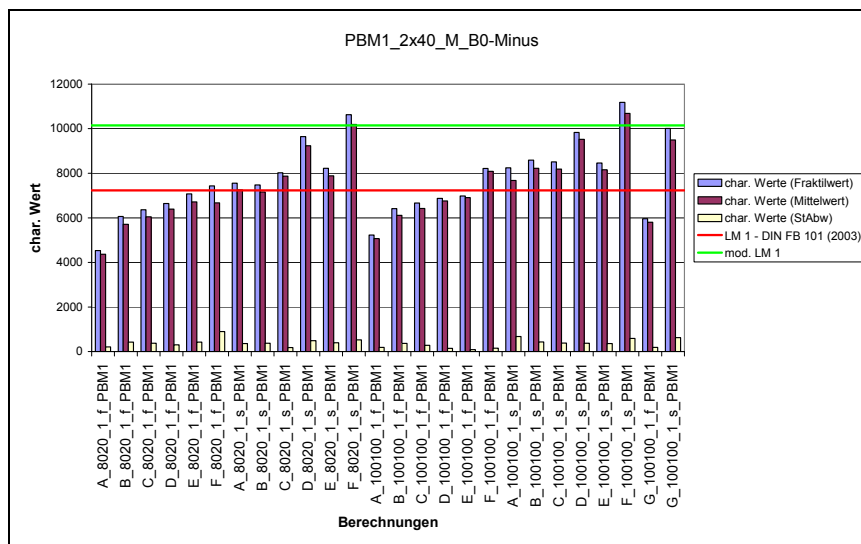


Bild 29: Ergebnisse für PBM 1 – Stützmoment

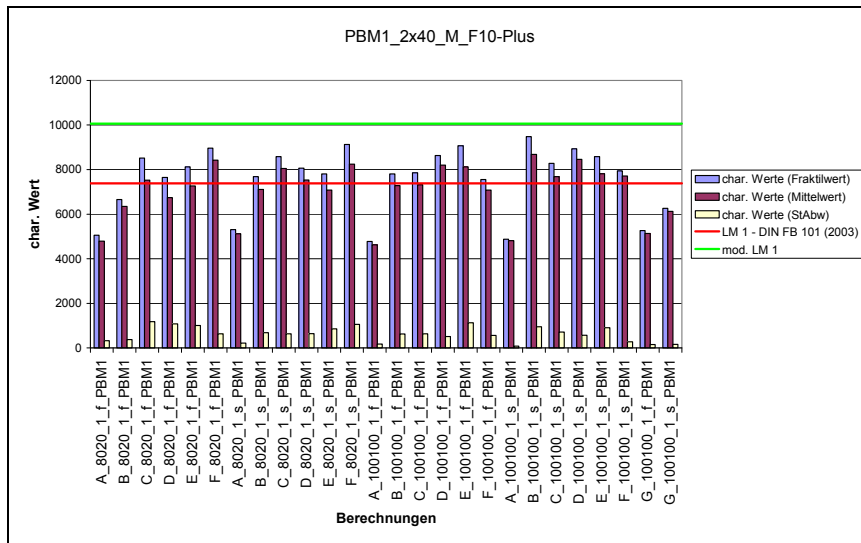


Bild 30: Ergebnisse für PBM 1 – Feldmoment

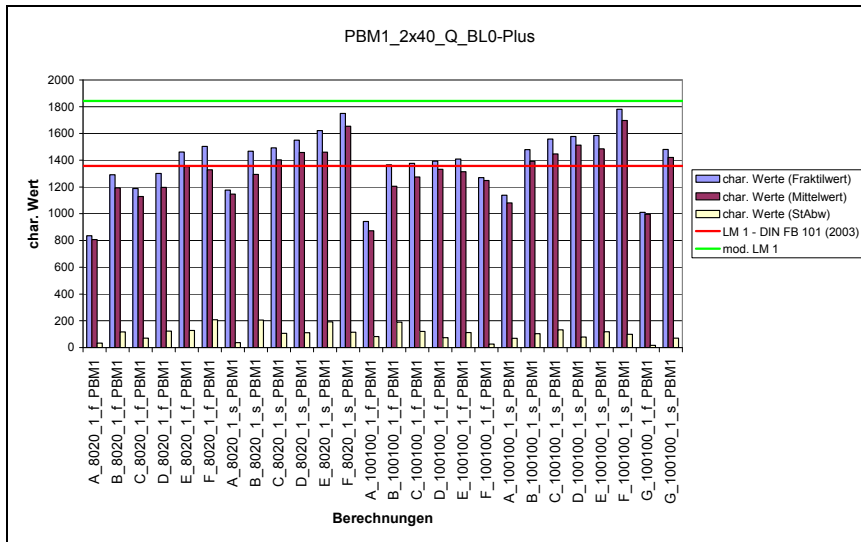


Bild 31: Ergebnisse für PBM 1 – Auflagerquerkraft Mittelauger links

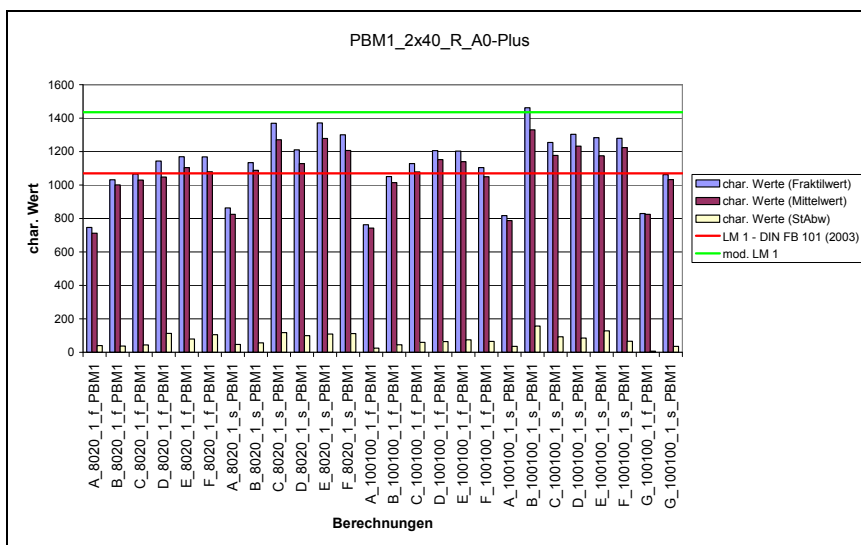


Bild 32: Ergebnisse für PBM 1 – Auflagerkraft Anfangs- bzw. Endauflager

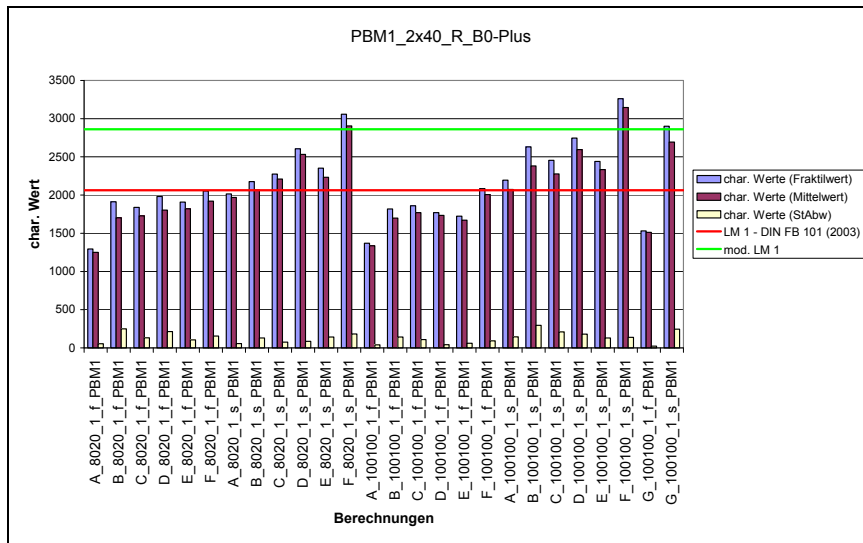


Bild 33: Ergebnisse für PBM 1 – Auflagerkraft Mittelaufleger

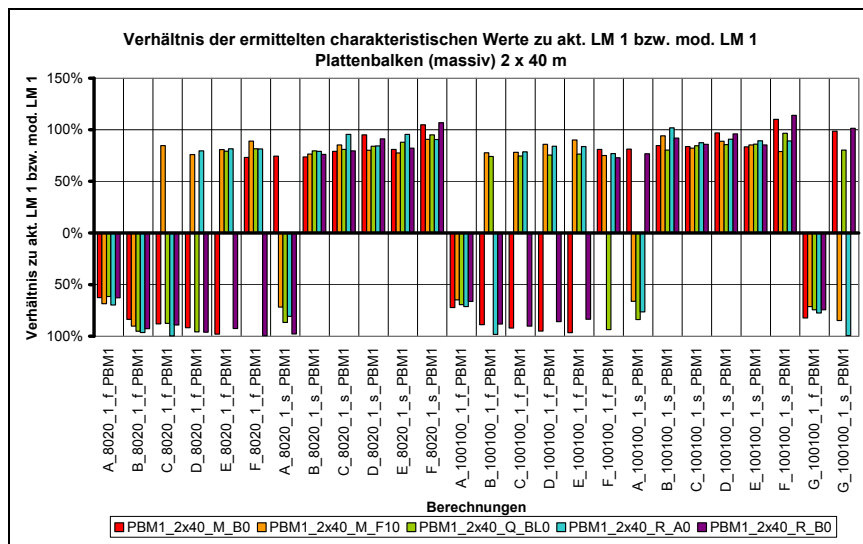


Bild 34: Ergebnisse für PBM 1 – Verhältnisse zu akt. LM 1 und mod. LM 1

4.2.3 Plattenbalken (massiv) – 3 · 40 m

In den folgenden Abbildungen (Bild 35 bis Bild 41) sind die ermittelten charakteristischen Werte für verschiedene Schnittgrößen des Dreifeldsystems (3 x 40 m Stützweite) mit einem Plattenbalkenquerschnitt in Massivbauweise (vgl. Abschnitt 3.1) dargestellt. Als Schnittgrößen wurden hierbei das Stützmoment am ersten Mittelaufleger, das maximale Feldmoment im ersten Feld, das Feldmoment in der Mitte des zweiten Feldes, die Auflagerquerkräfte links vom ersten Mittelaufleger sowie die Auflagerkräfte am Anfangs- bzw. Endaufleger und am ersten Mittelaufleger untersucht. Alle Schnittgrößen beziehen sich hierbei auf einen Steg des zweistegigen Plattenbalkens.

Im Gegensatz zum 2 x 40 m System zeigen sich hierbei etwas seltener Überschreitungen des Niveaus des aktuellen Lastmodells. Die verschiedene Ausprägung des Unterschiedes der ermittelten charakteristischen Werte für die Verkehrsszenarien „fließender Verkehr“ und „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ sind vergleichbar mit dem 2 x 40 m System. In den Schwerverkehrsvarianten C bis F wird für den „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ das Niveau des aktuellen Lastmodells generell überschritten. Das Niveau des modifizierten Lastmodells wird bei diesem System ausschließlich durch die Schwerverkehrsvariante F überschritten.

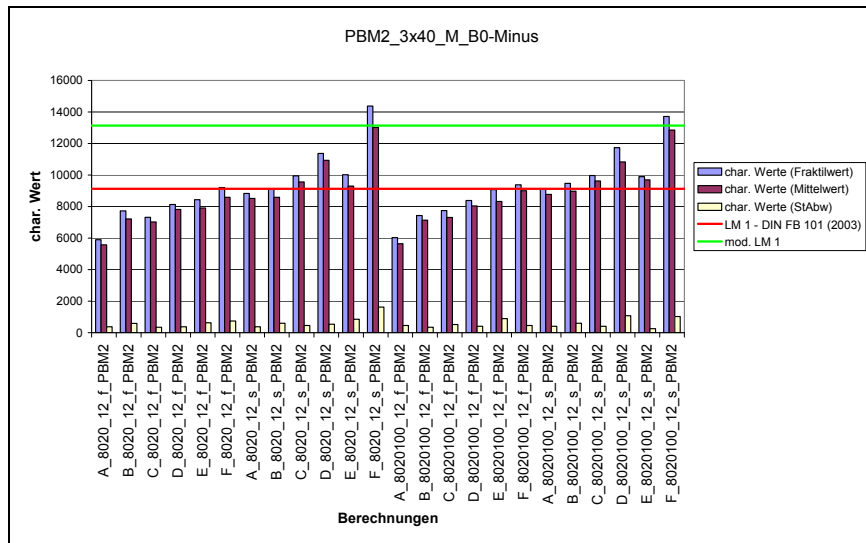


Bild 35: Ergebnisse für PBM 2 – Stützmoment

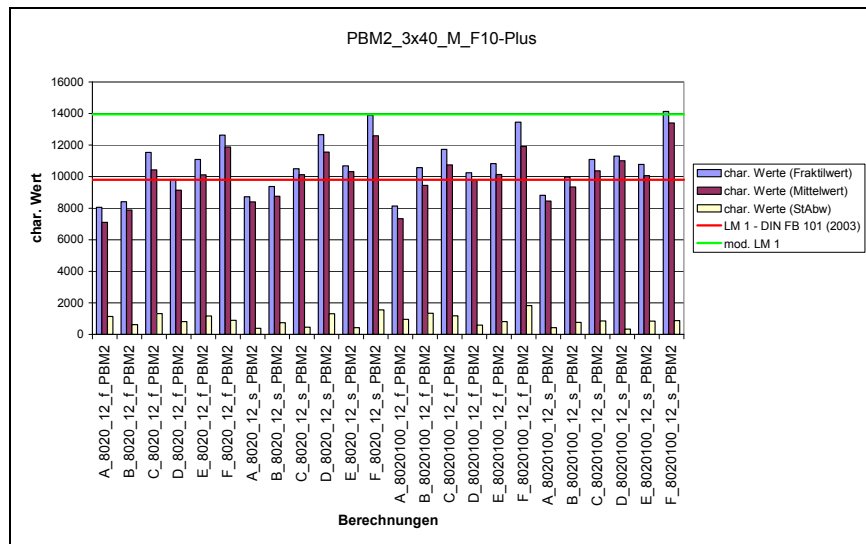


Bild 36: Ergebnisse für PBM 2 – Feldmoment (Anfangs- bzw. Endfeld)

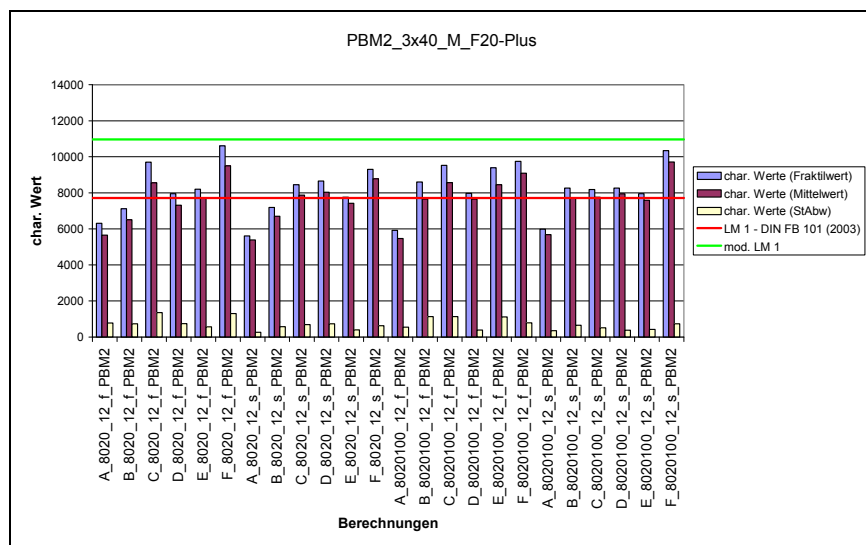


Bild 37: Ergebnisse für PBM 2 – Feldmoment (Mittelfeld)

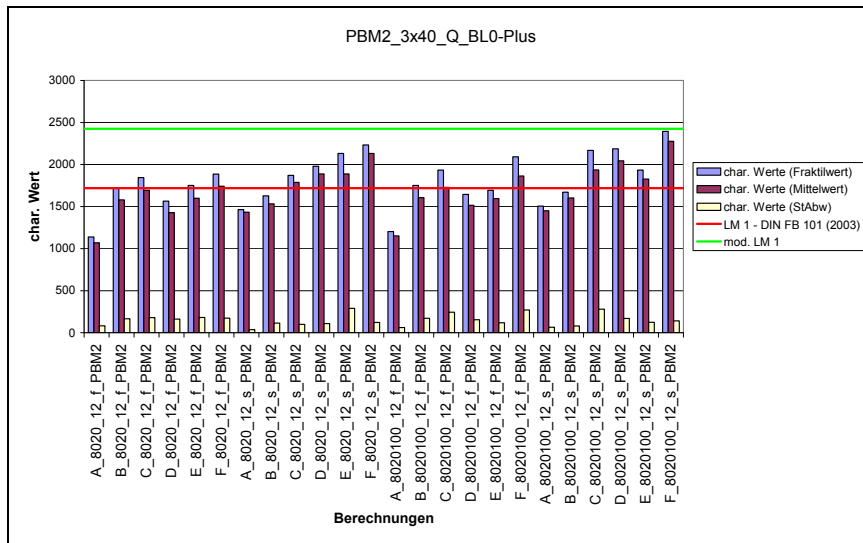


Bild 38: Ergebnisse für PBM 2 – Auflagerquerkraft erstes Mittelauger links

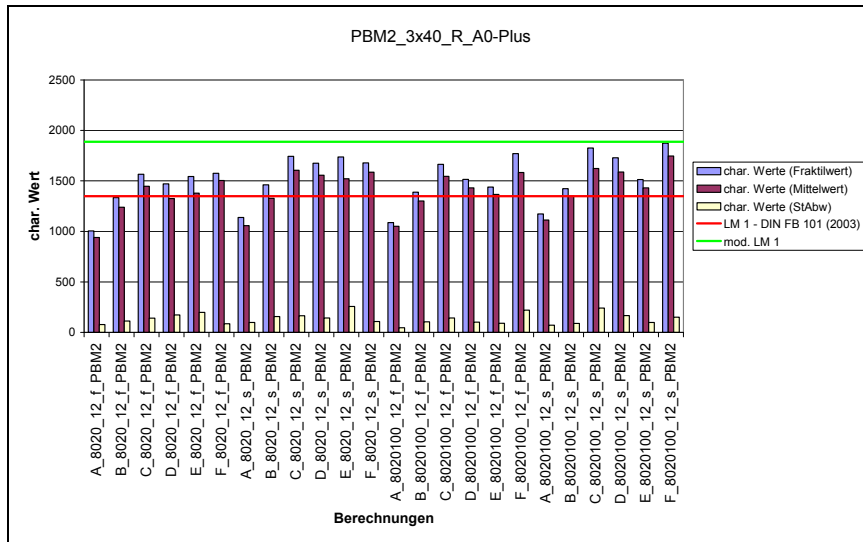


Bild 39: Ergebnisse für PBM 2 – Auflagerkraft Anfangs- bzw. Endauflager

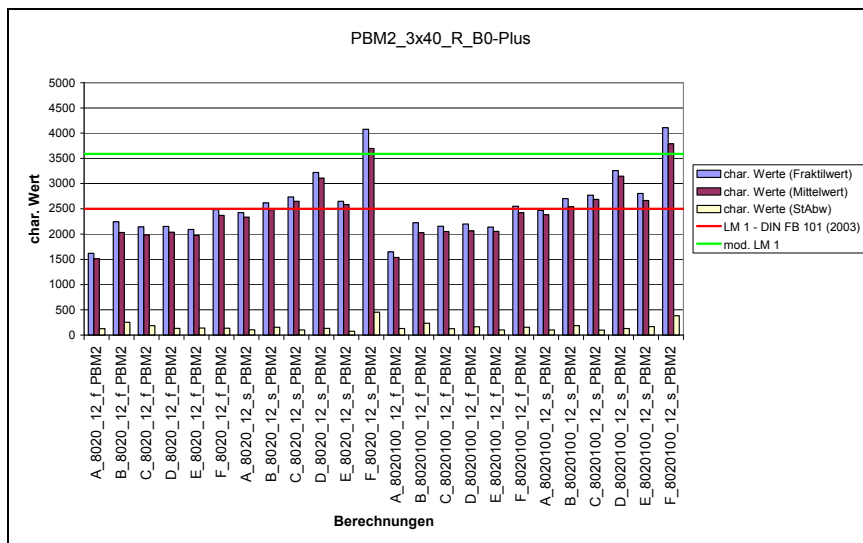


Bild 40: Ergebnisse für PBM 2 – Auflagerkraft erstes Mittelauger

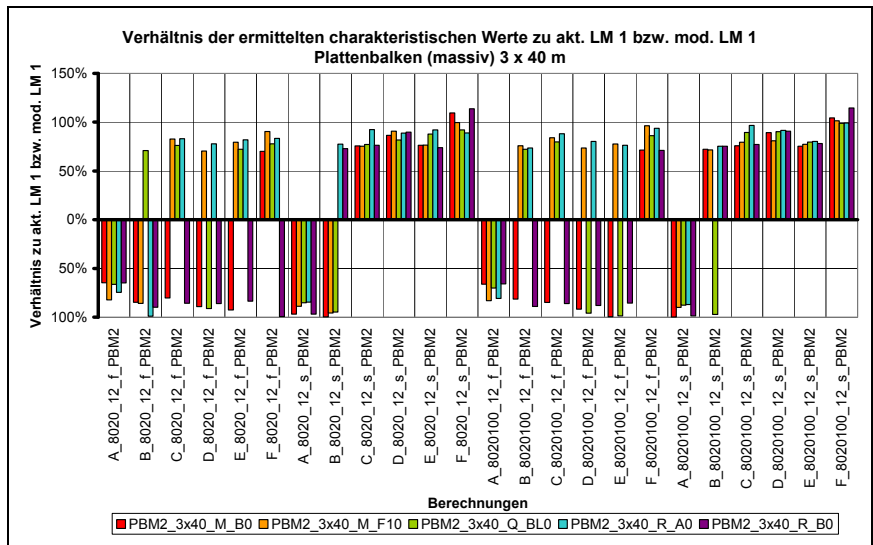


Bild 41: Ergebnisse für PBM 2 – Verhältnisse zu akt. LM 1 und mod. LM 1

4.2.4 Plattenbalken (Verbund) – 60 m

Für das 60 m Einfeldsystem mit einem Plattenbalkenquerschnitt in Verbundbauweise (vgl. Abschnitt 3.1) werden in den folgenden Abbildungen (Bild 42 bis Bild 44) die ermittelten charakteristischen Werte für das Moment in Feldmitte und die Auflagerkraft am Anfangs- bzw. Endauflager dargestellt. Das Feldmoment bezieht sich dabei auf einen Steg dieses zweistegigen Plattenbalkens und die Auflagerkraft auf das zugehörige Auflager dieses Steges.

Die Ergebnisse zeigen, dass das Niveau des aktuellen Lastmodells für nahezu alle Szenarien mit „fließendem Verkehr“ unterschritten wird. Für die Szenarien mit „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ wird dieses Niveau durch die Schwerverkehrsvariante „A – aktuelle Verkehr“ ebenfalls unterschritten während es in diesen Fällen durch die Prognose-Schwerverkehrsvarianten überschritten wird. Überschreitungen des Niveaus des modifizierten Lastmodells zeigen sich für den „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ in den Schwerverkehrsvarianten C und F.

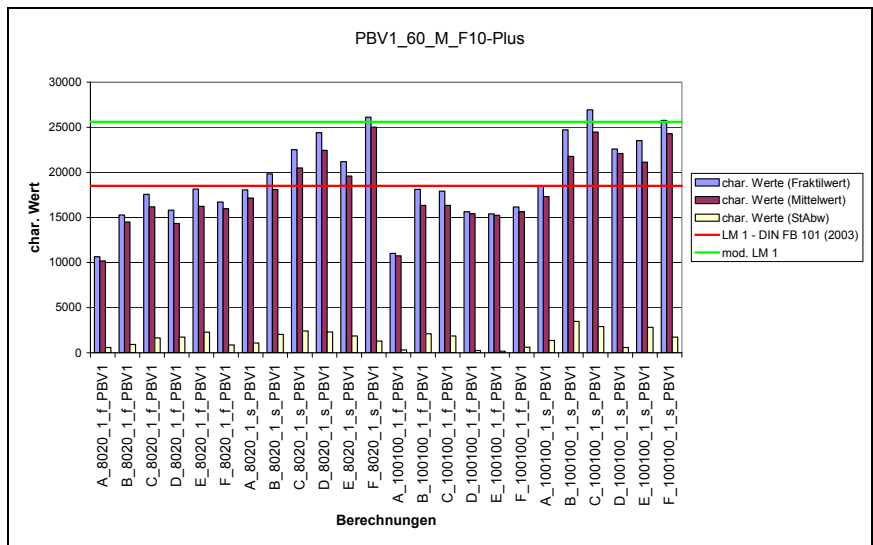


Bild 42: Ergebnisse für PBV 1 – Feldmoment

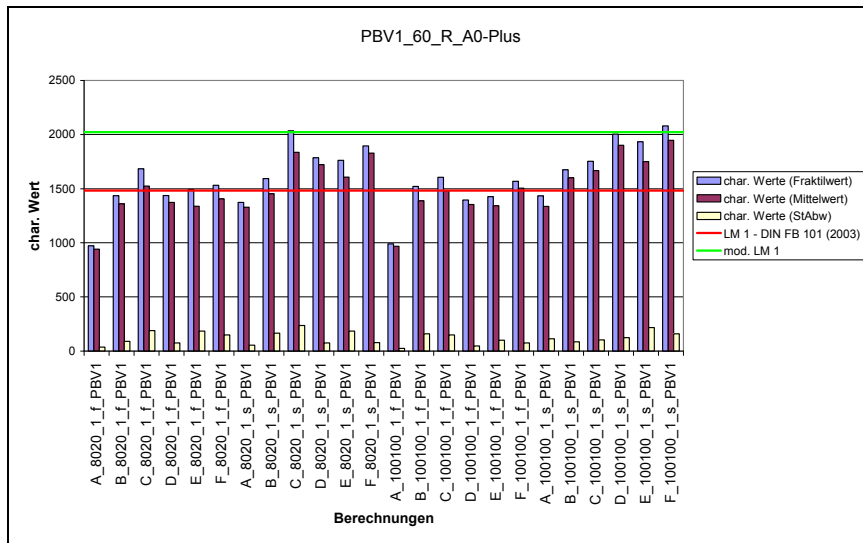


Bild 43: Ergebnisse für PBV 1 – Auflagerkraft Anfangs- bzw. Endauflager

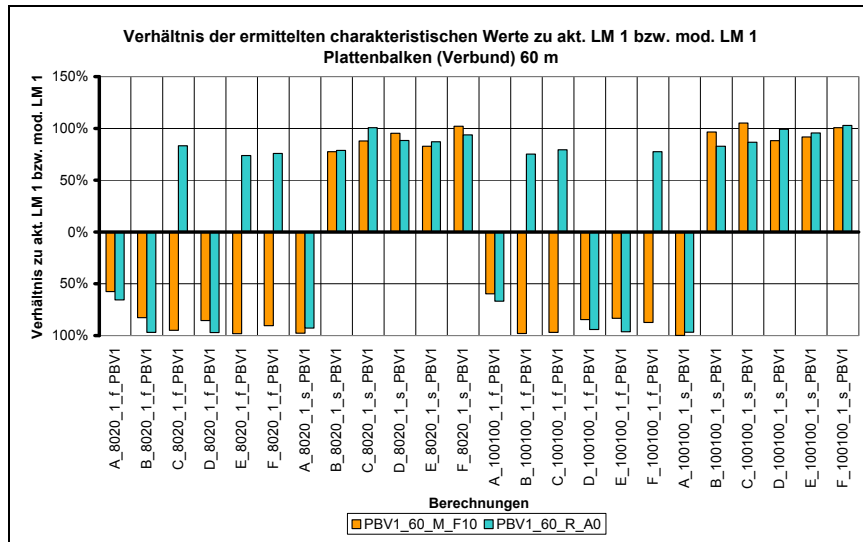


Bild 44: Ergebnisse für PBV 1 – Verhältnisse zu akt. LM 1 und mod. LM 1

4.2.5 Plattenbalken (Verbund) – 2 · 60 m

Für das 2 x 60 m System mit einem dreistegigen Plattenbalkenquerschnitt in Verbundbauweisen (vgl. Abschnitt 3.1) werden in den folgenden Abbildungen (Bild 45 bis Bild 56) die ermittelten charakteristischen Werte verschiedener Schnittgrößen dargestellt. Da es sich um einen dreistegigen Querschnitt handelt, werden sowohl die Ergebnisse der Schnittgrößen des Randsteges als auch des Mittelsteges dargestellt. Analog zum 2 x 40 m System handelt es sich bei den Schnittgrößen um das Stützmoment am Mittelaufleger, das maximale Feldmoment im ersten Feld, die Auflagerquerkraft links vom Mittelaufleger sowie die Auflagerkräfte am Anfangs- bzw. Endauflager und am Mittelaufleger.

Durch die Szenarien des „fließenden Verkehrs“ wird im Allgemeinen das Niveau des aktuellen Lastmodells nicht überschritten. Überschreitungen des Niveaus des modifizierten Lastmodells werden im Wesentlichen nur durch die Schwerverkehrsvariante F im „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ hervorgerufen. Eine ausgeprägte Ausnahme hierzu bildet das Stützmoment und die Mittelauflegerkraft des Mittelsteges. Hier wird das Niveau des modifizierten Lastmodells häufiger überschritten. Die in den Diagrammen eingezeichneten Standardabweichungen sind aber in diesen Fällen vergleichsweise groß. Die dadurch belegte größere Streuung dieser Werte muss bei der Bewertung dieser Ergebnisse aber berücksichtigt werden.

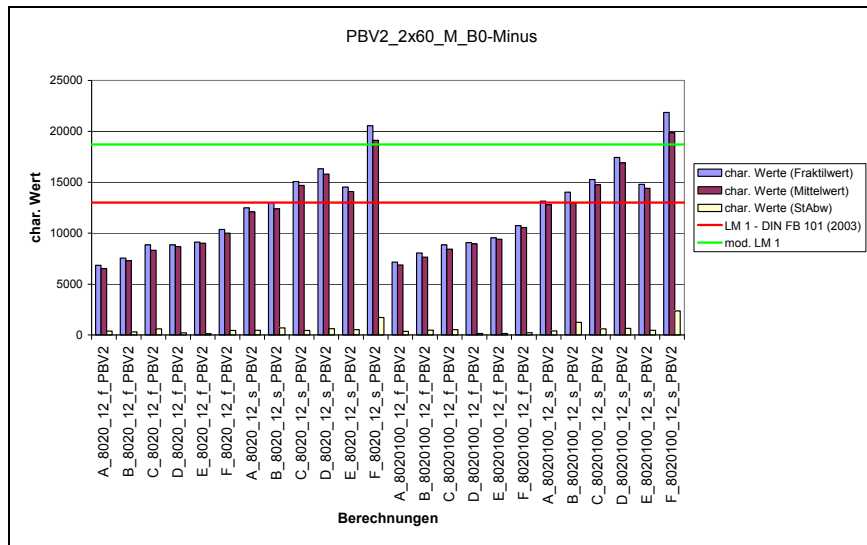


Bild 45: Ergebnisse für PBV 2 – Stützmoment (Randsteg)

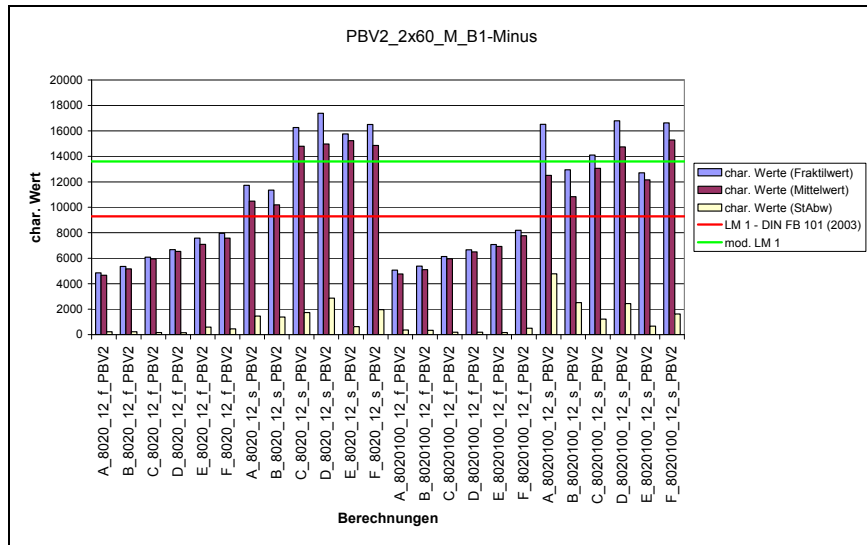


Bild 46: Ergebnisse für PBV 2 – Stützmoment (Mittelsteg)

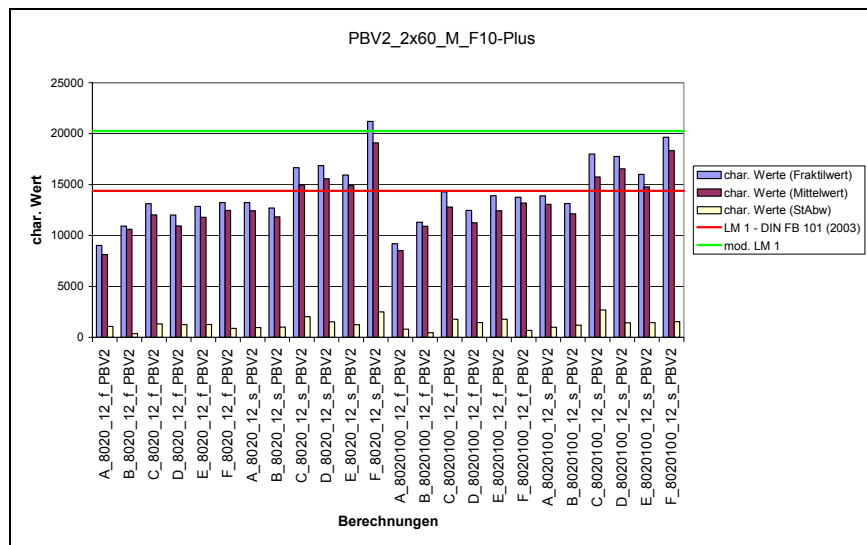


Bild 47: Ergebnisse für PBV 2 – Feldmoment (Randsteg)

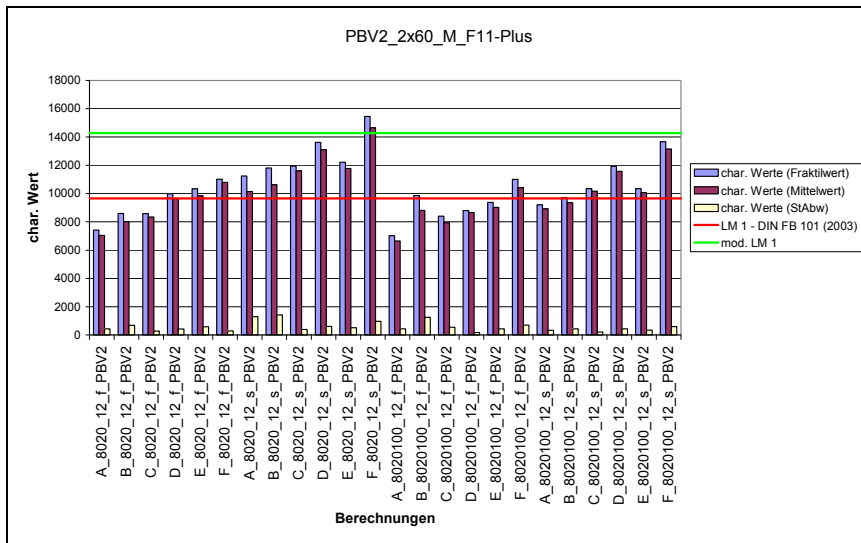


Bild 48: Ergebnisse für PBV 2 – Feldmoment (Mittelsteg)

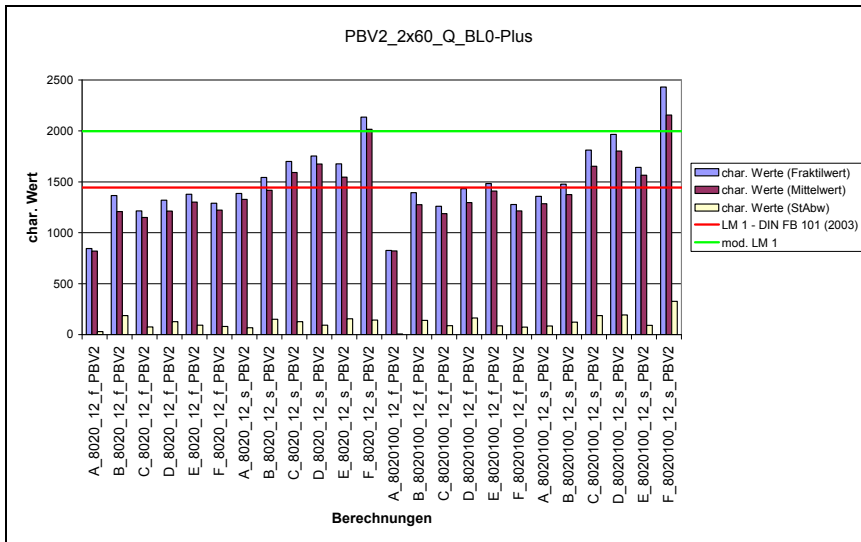


Bild 49: Ergebnisse für PBV 2 – Auflagerquerkraft Mittelauger links (Randsteg)

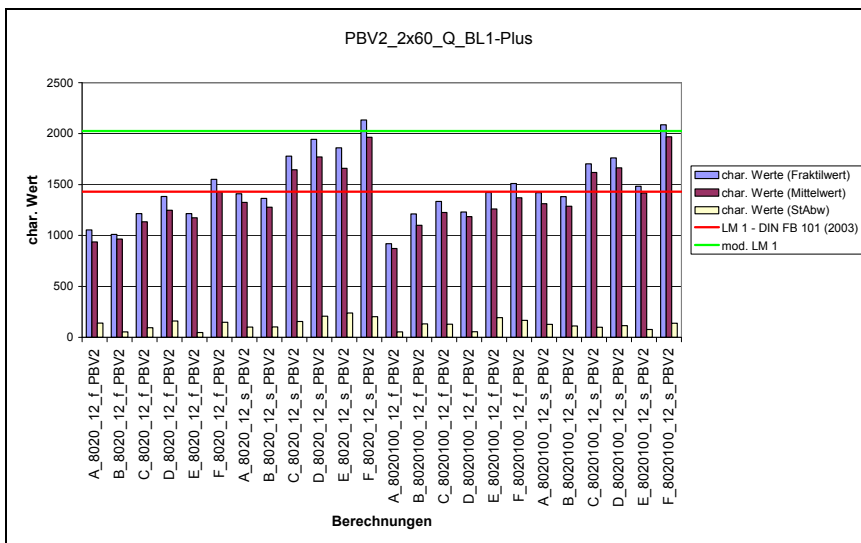


Bild 50: Ergebnisse für PBV 2 – Auflagerquerkraft Mittelauger links (Mittelsteg)

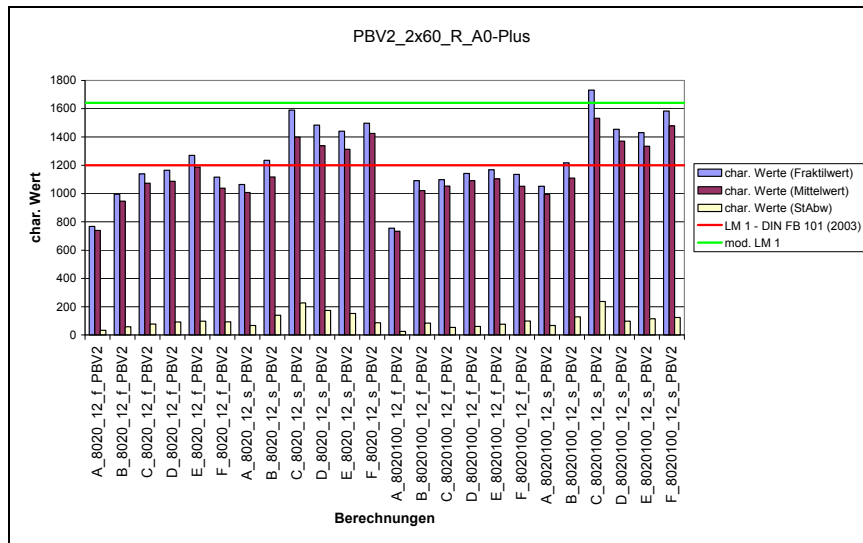


Bild 51: Ergebnisse für PBV 2 – Auflagerkraft Anfangs- bzw. Endauflager (Randsteg)

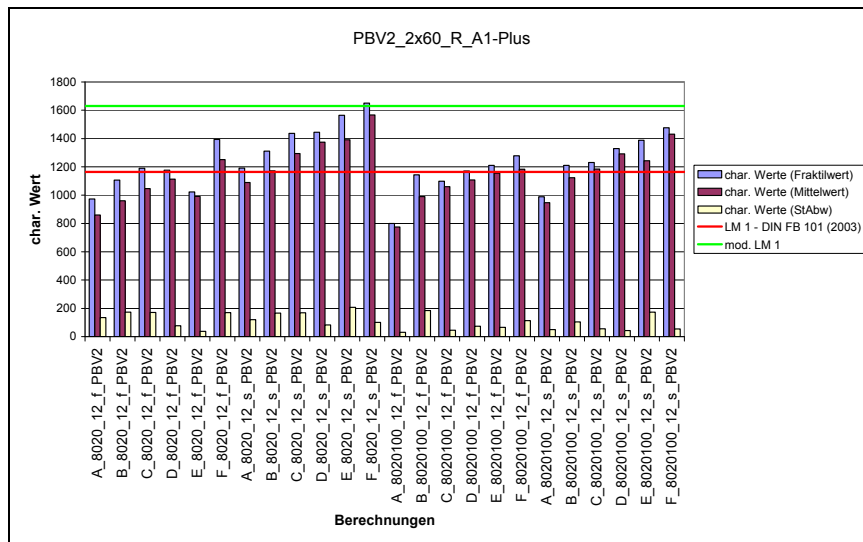


Bild 52: Ergebnisse für PBV 2 – Auflagerkraft Anfangs- bzw. Endauflager (Mittelsteg)

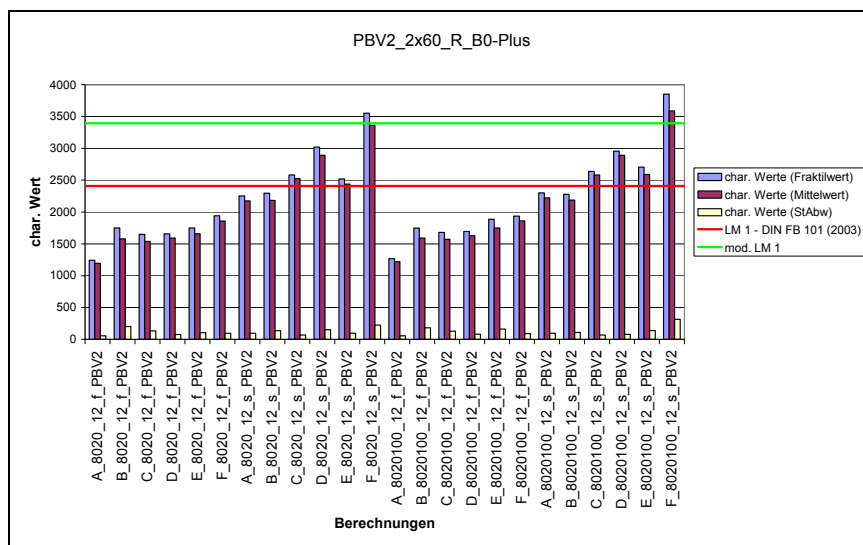


Bild 53: Ergebnisse für PBV 2 – Auflagerkraft Mittelaullager (Randsteg)

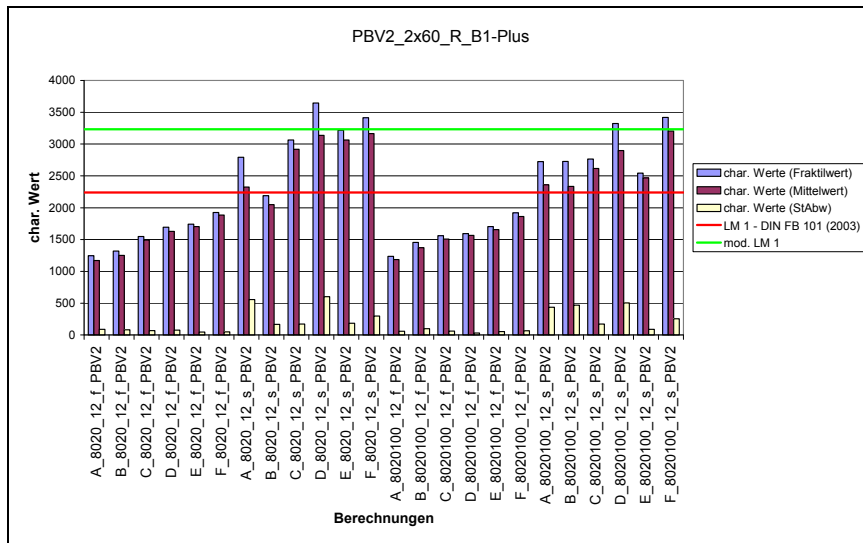


Bild 54: Ergebnisse für PBV 2 – Auflagerkraft Mittelaullager (Mittelsteg)

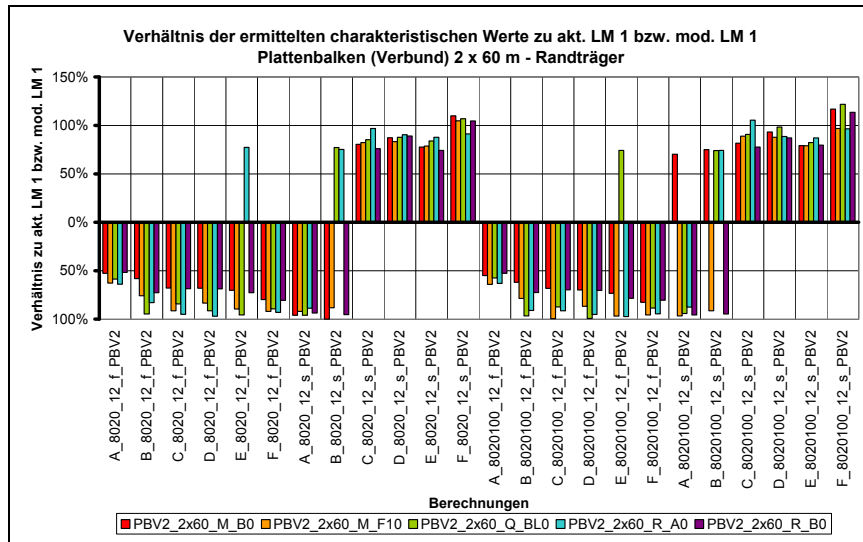


Bild 55: Ergebnisse für PBV 2 – Verhältnisse zu akt. LM 1 und mod. LM 1 (Randträger)

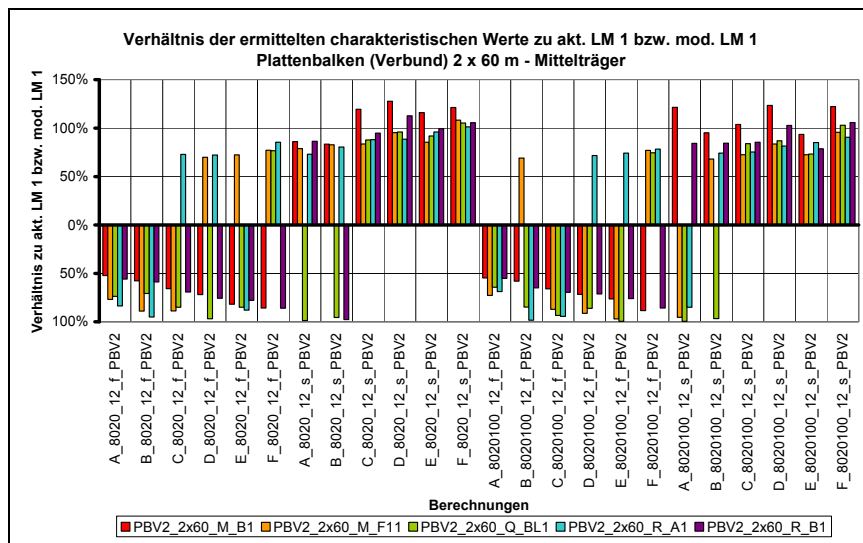


Bild 56: Ergebnisse für PBV 2 – Verhältnisse zu akt. LM 1 und mod. LM 1 (Mittelträger)

4.2.6 Hohlkasten (massiv)– 3 · 60 m

Für das 3 x 60 m System mit einem Hohlkastenquerschnitt in Massivbauweise (vgl. Abschnitt 3.1) sind die ermittelten charakteristischen Werte in den folgenden Abbildungen (Bild 57 bis Bild 62) für verschiedene Schnittgrößen dargestellt. Bei den Schnittgrößen handelt es sich um das Stützmoment am ersten Mittelaufleger, das maximale Feldmoment im ersten Feld, die Auflagerquerkraft links vom ersten Mittelaufleger sowie die Auflagerkräfte am Anfangs- bzw. Endaufleger und am ersten Mittelaufleger. Momente und Querkräfte beziehen sich dabei auf einen Steg des Hohlkastenquerschnittes. Die Auflagerkräfte beziehen sich auf die Auflager unter diesem Steg.

Die Ergebnisse zeigen einen starken Unterschied zwischen „fließendem Verkehr“ und „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“. Die Ergebnisse des „fließender Verkehrs“ liegen generell unterhalb des Niveaus des aktuellen Lastmodells während die Ergebnisse der Schwerverkehrsvarianten C bis F im „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ generell über diesem Niveau liegen. Überschreitungen des Niveaus des modifizierten Lastmodells werden lediglich durch die Schwerverkehrsvariante F ausgelöst. Diese Schwerverkehrsvariante und die Schwerverkehrsvariante D erzeugen die höchsten charakteristischen Werte. Der Unterschied zwischen den Belegungsvarianten 8020-8020 und 8020-100 ist gering.

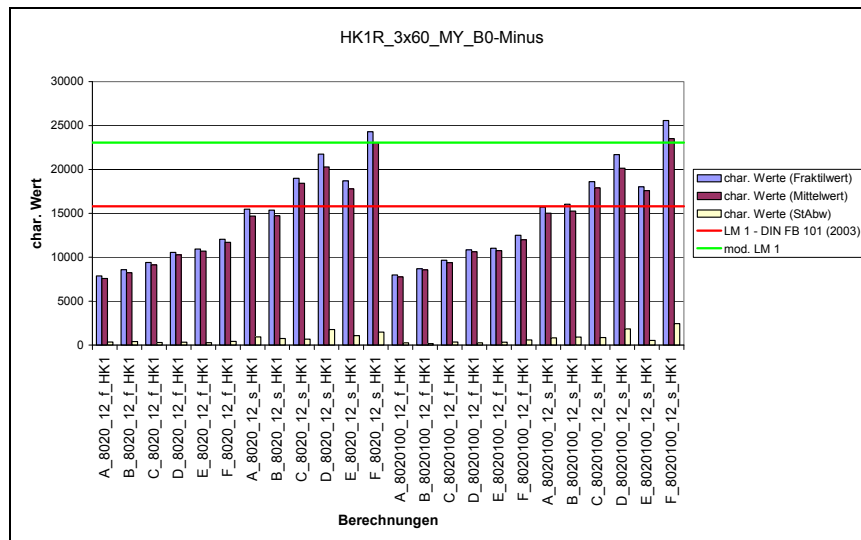


Bild 57: Ergebnisse für HK 1 – Stützmoment

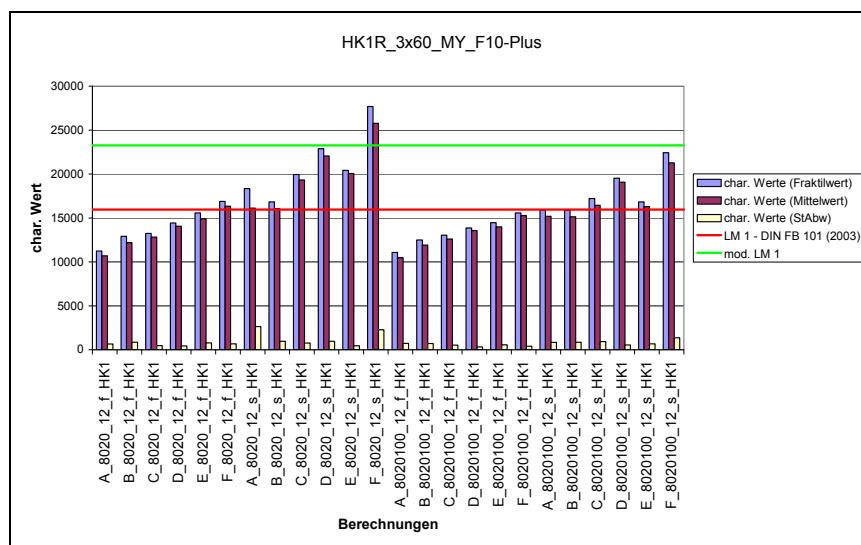


Bild 58: Ergebnisse für HK 1 – Feldmoment (Anfangs- bzw. Endfeld)

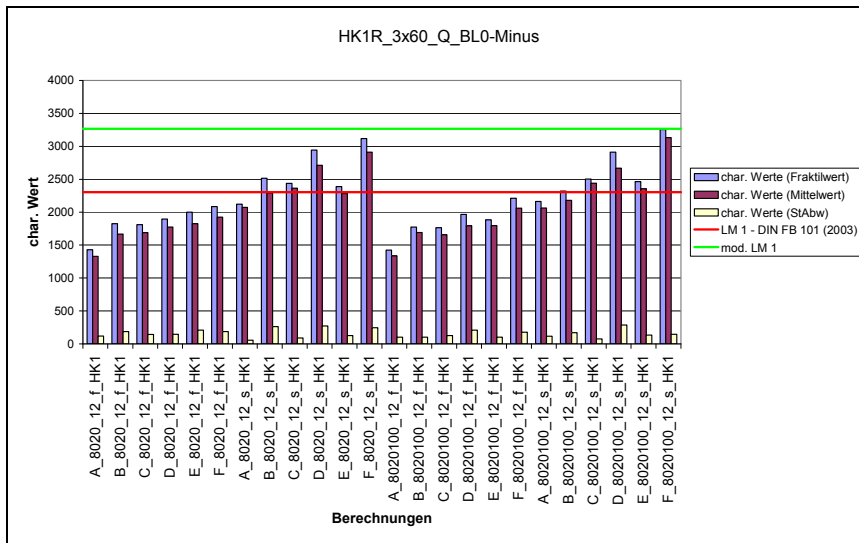


Bild 59: Ergebnisse für HK 1 – Auflagerquerkraft erstes Mittelaufleger links

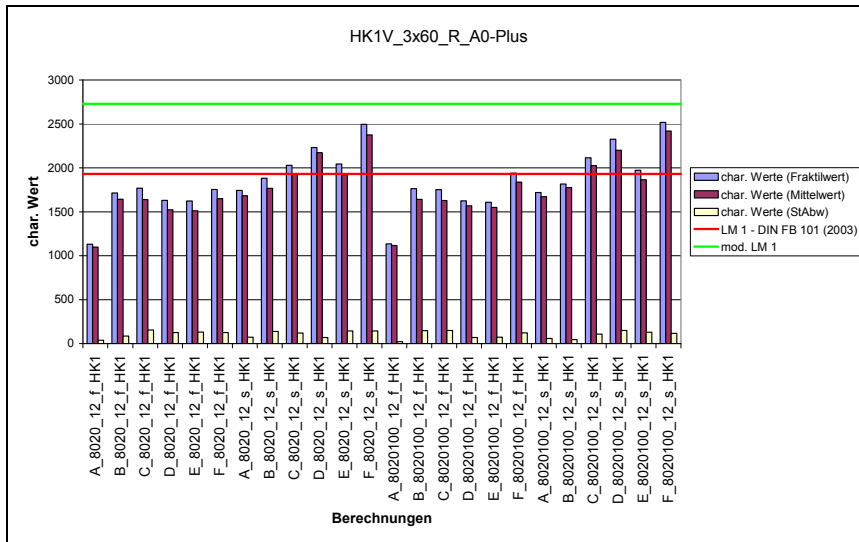


Bild 60: Ergebnisse für HK 1 – Auflagerkraft Anfangs- bzw. Endaufleger

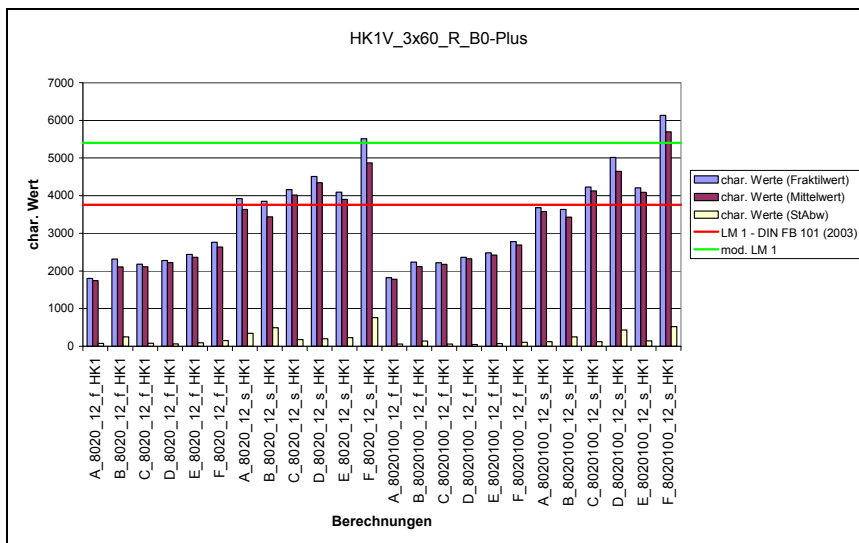


Bild 61: Ergebnisse für HK 1 – Auflagerkraft erstes Mittelaufleger

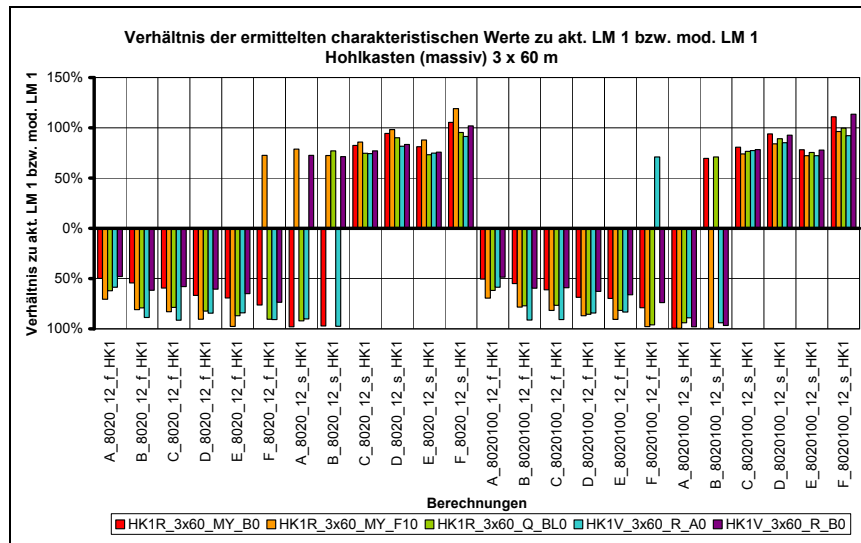


Bild 62: Ergebnisse für HK 1 – Verhältnisse zu akt. LM 1 und mod. LM 1

4.2.7 Hohlkasten (Verbund)– 3 · 90 m

Für das 3 x 90 m System mit einem Hohlkastenquerschnitt in Verbundbauweise (vgl. Abschnitt 3.1) sind die ermittelten charakteristischen Werte in den folgenden Abbildungen (Bild 63 bis Bild 68) für verschiedene Schnittgrößen dargestellt. Bei den Schnittgrößen handelt es sich um das Stützmoment am ersten Mittelaufleger, das maximale Feldmoment im ersten Feld, die Auflagerquerkraft links vom ersten Mittelaufleger sowie die Auflagerkräfte links vom ersten Mittelaufleger. Momente und Querkräfte beziehen sich dabei auf einen Steg des Hohlkastenquerschnittes. Die Auflagerkräfte beziehen sich auf die Auflager unter diesem Steg.

Die Tendenz der Ergebnisse ist analog zu den Ergebnissen des vorhergehenden 3 x 60 m System mit Hohlkastenquerschnitt. Die charakteristischen Werte des „fließenden Verkehrs“ liegen hier jedoch deutlicher unterhalb des Niveaus des aktuellen Lastmodells (je nach Schnittgröße zwischen 40 % und 70 %), während die Werte des „Verkehrs mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ in vergleichbarer Weise zwischen dem Niveau des aktuellen und des modifizierten Lastmodells liegen. Der Unterschied zwischen „fließendem Verkehr“ und „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ ist somit deutlich stärker ausgeprägt und im Vergleich zu den anderen untersuchten Systemen ist dieser Unterschied hier am stärksten.

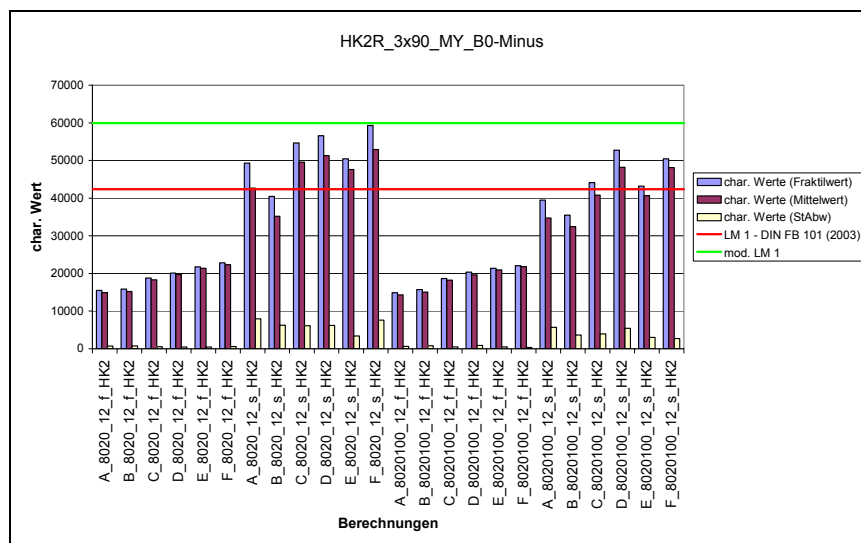


Bild 63: Ergebnisse für HK 2 – Stützmoment

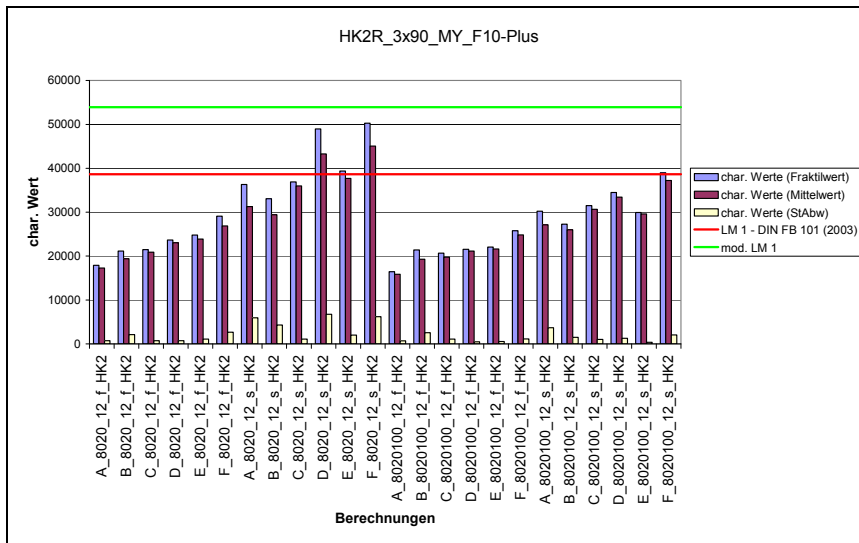


Bild 64: Ergebnisse für HK 2 – Feldmoment (Anfangs- bzw. Endfeld)

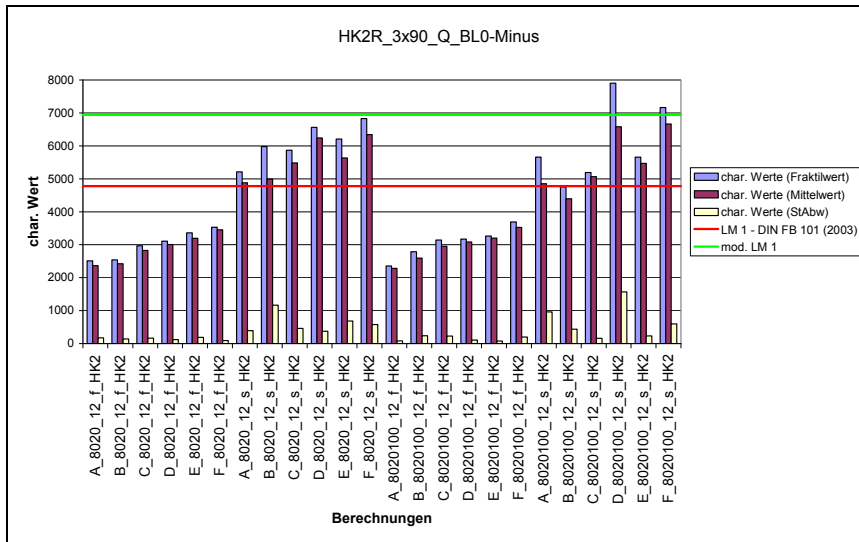


Bild 65: Ergebnisse für HK 2 – Auflagerquerkraft erstes Mittellauger links

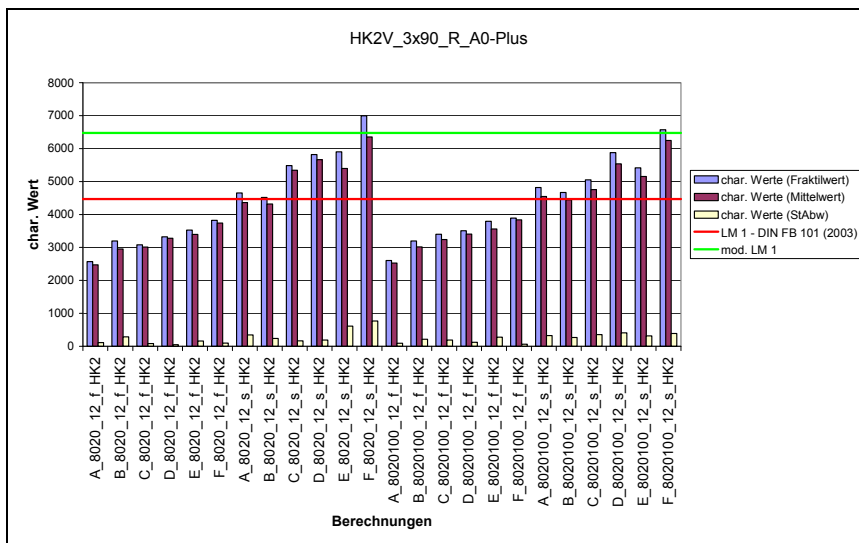


Bild 66: Ergebnisse für HK 2 – Auflagerkraft Anfangs- bzw. Endauflager

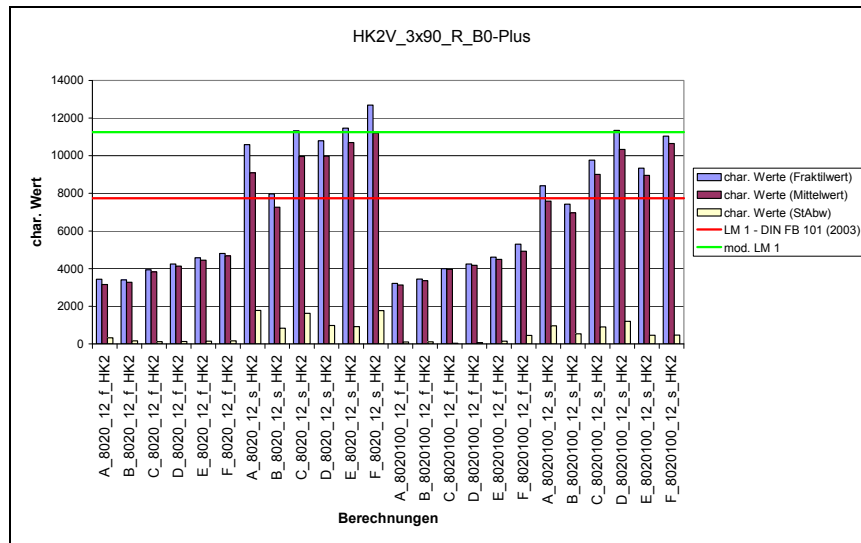


Bild 67: Ergebnisse für HK 2 – Auflagerkraft erstes Mittelaflager

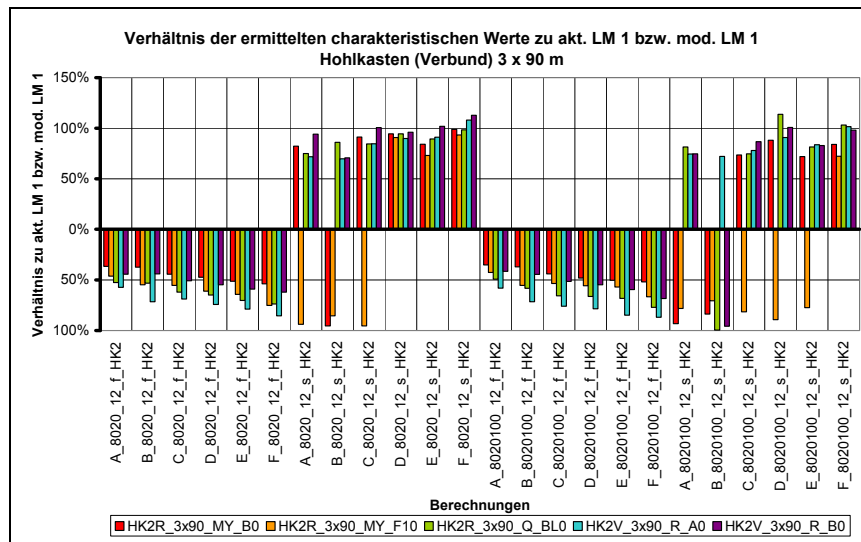


Bild 68: Ergebnisse für HK 2 – Verhältnisse zu akt. LM 1 und mod. LM 1

4.2.8 Fertigteilquerschnitt – 2 · 25 m

In den folgenden Abbildungen (Bild 69 bis Bild 80) sind die ermittelten charakteristischen Werte für das 2 x 25 m System mit Fertigteilquerschnitt (vgl. Abschnitt 3.1) dargestellt. Da es sich um einen vierstegigen Querschnitt handelt, werden sowohl die Ergebnisse der Schnittgrößen des Randsteges als auch des ersten Mittelsteges dargestellt. Analog zum 2 x 40 m System handelt es sich bei den Schnittgrößen um das Stützmoment am Mittelaflager, das maximale Feldmoment im ersten Feld, die Auflagerquerkraft links vom Mittelaflager sowie die Auflagerkräfte am Anfangs- bzw. Endauflager und am Mittelaflager.

Die Ergebnisse zeigen, dass keine signifikanten Unterschiede zwischen „fließendem Verkehr“ und

„Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ bestehen. Auch die Spurbelegung (8020 oder 100100) verursacht keine wesentlichen Unterschiede. Es wird außerdem ersichtlich, dass insbesondere für das Stützmoment und die Mittelaflagerkraft am Randsteg das Niveau des modifizierten Lastmodells sehr häufig deutlich überschritten wird. Die eingetragenen Standardabweichungen zeigen hierbei aber, dass das absolute Niveau der jeweils ermittelten charakteristischen Werte nur bedingt zuverlässig sein kann. Die Tendenz zwischen den verschiedenen Schwerverkehrsszenarien sollte aber dennoch richtig abgebildet werden. Generell ist für Systeme mit kleinen Stützweiten die in diesen Untersuchungen verwendete Methodik in der Fahrzeugfolgen simuliert, hieraus Kennwert-Zeit-Verläufe berechnet und diese dann statistisch ausgewertet werden weniger gut geeignet.

Für diese Systeme sind vordergründig die einzelnen Achsen der Fahrzeuge mit ihrer jeweiligen Achslast und den Abständen zu den vorhergehenden bzw. folgenden Achsen von Bedeutung und weniger die Fahrzeuge selbst. Bei den in den folgenden Absätzen dargestellten Ergebnissen der

Plattenquerschnitte mit 10 m bzw. 25 m Stützweiten zeigen sich ähnliche Probleme. Eine Lösungsmöglichkeit hierfür ist in Abschnitt 5.3 aufgezeigt.

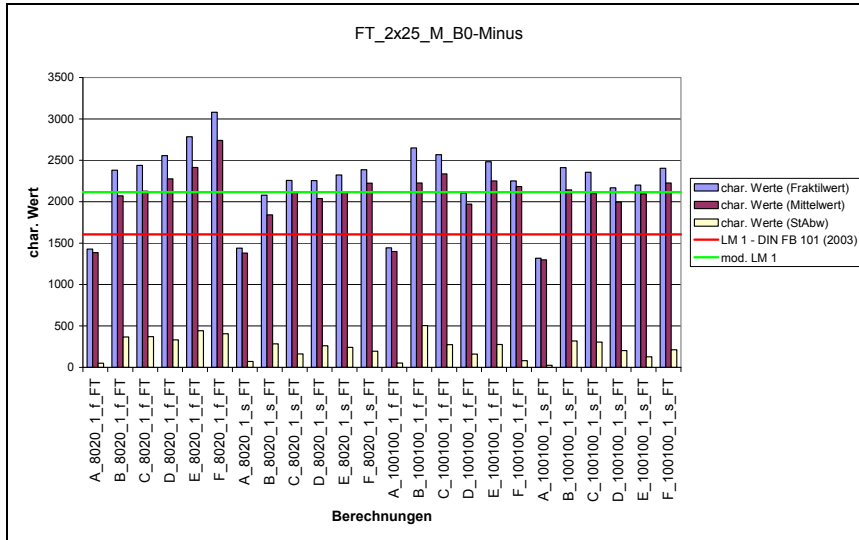


Bild 69: Ergebnisse für FT – Stützmoment (Randsteg)

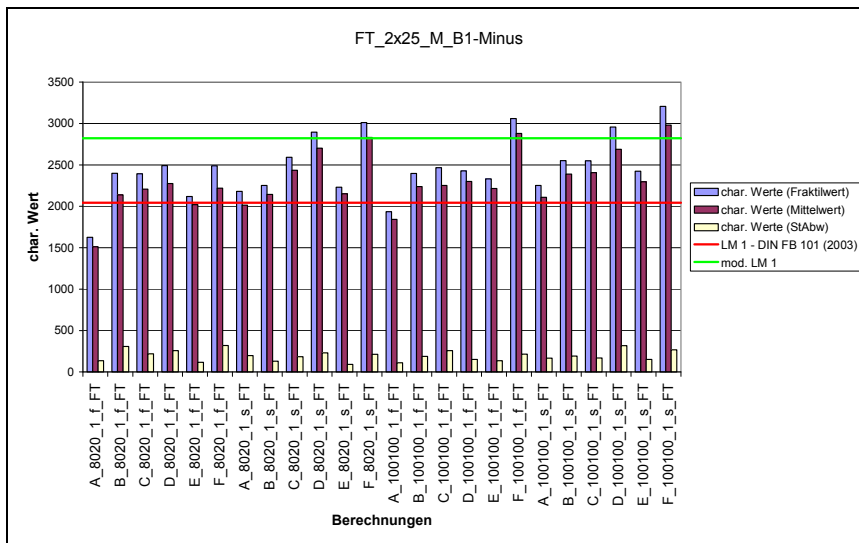


Bild 70: Ergebnisse für FT – Stützmoment (Mittelsteg)

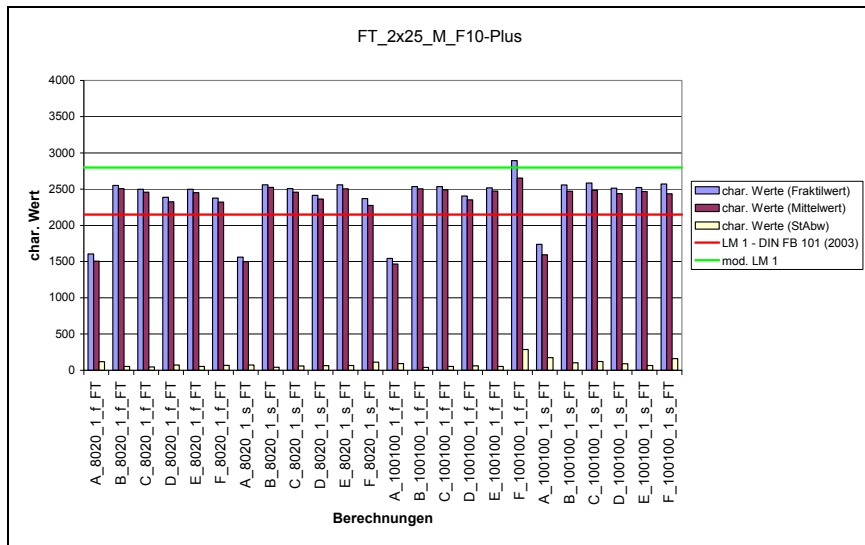


Bild 71: Ergebnisse für FT – Feldmoment (Randsteg)

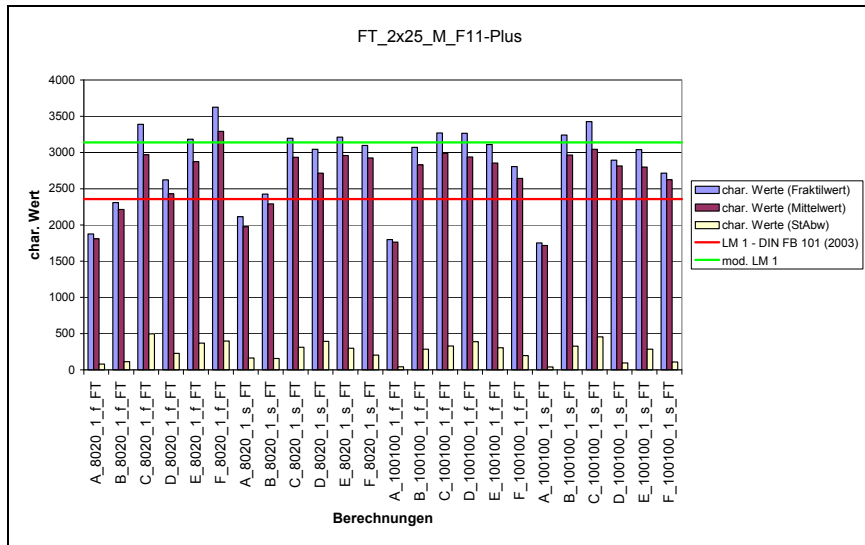


Bild 72: Ergebnisse für FT – Feldmoment (Mittelsteg)

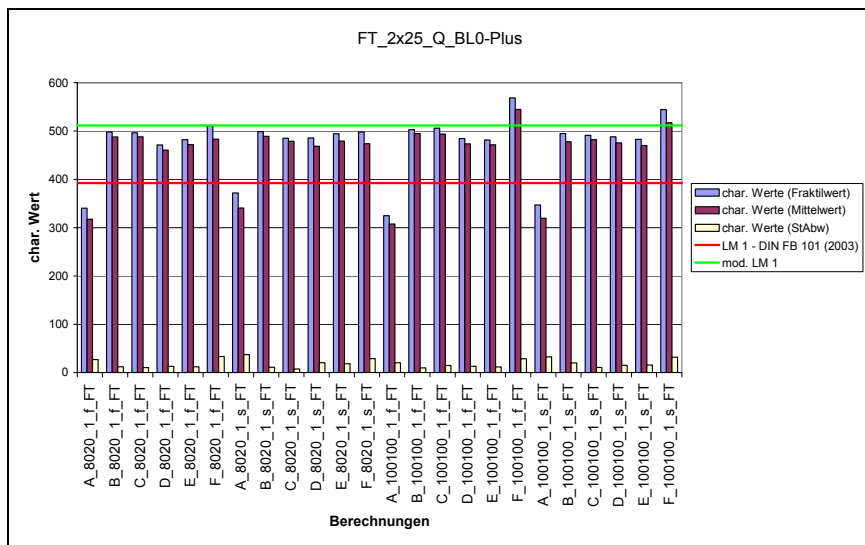


Bild 73: Ergebnisse für FT – Auflagerquerkraft Mittelaugler links (Randsteg)

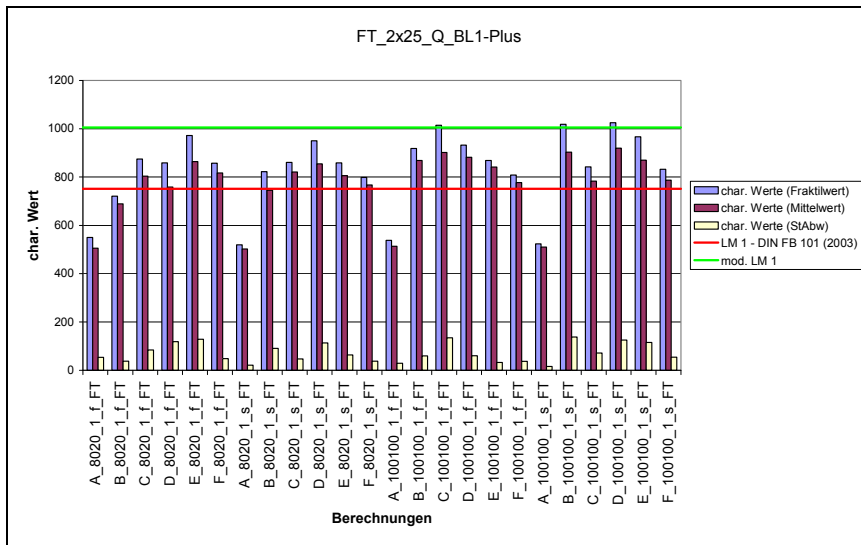


Bild 74: Ergebnisse für FT – Auflagerquerkraft Mittelaufleger links (Mittelsteg)

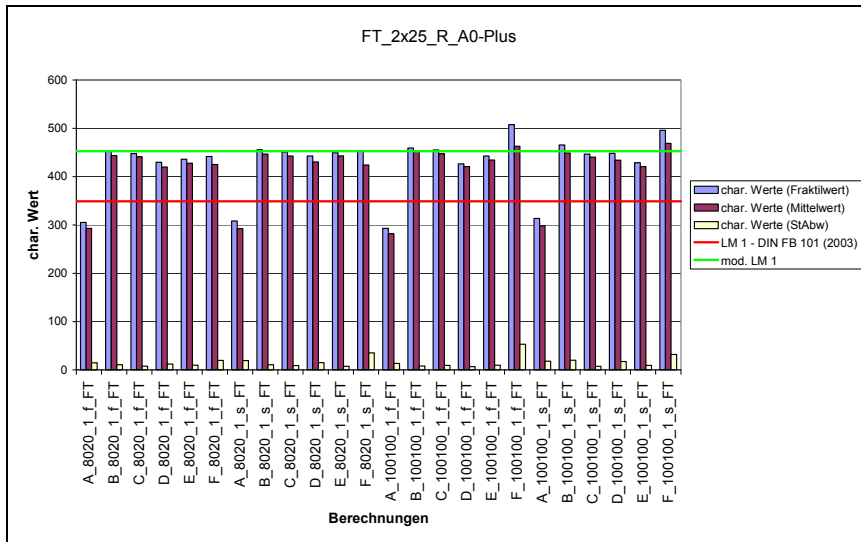


Bild 75: Ergebnisse für FT – Auflagerkraft Anfangs- bzw. Endauflager (Randsteg)

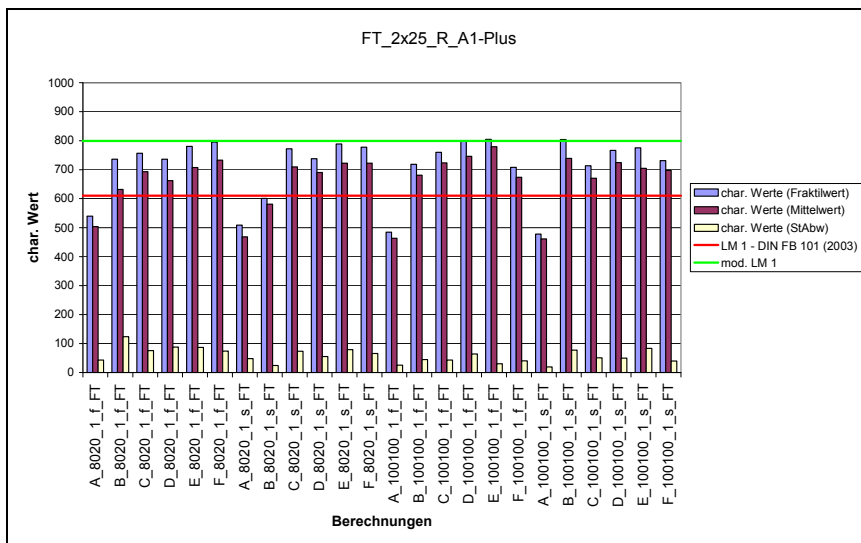


Bild 76: Ergebnisse für FT – Auflagerkraft Anfangs- bzw. Endauflager (Mittelsteg)

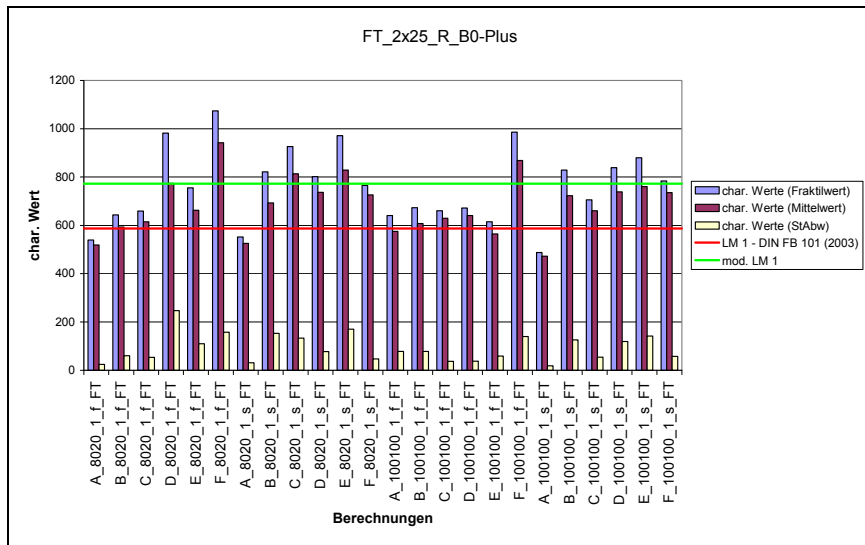


Bild 77: Ergebnisse für FT – Auflagerkraft Mittelaufleger (Randsteg)

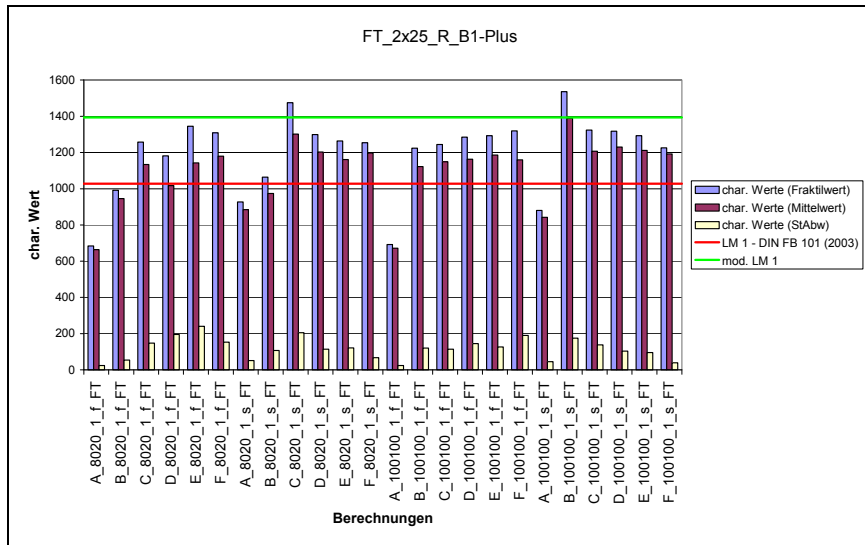


Bild 78: Ergebnisse für FT – Auflagerkraft Mittelaufleger (Mittelsteg)

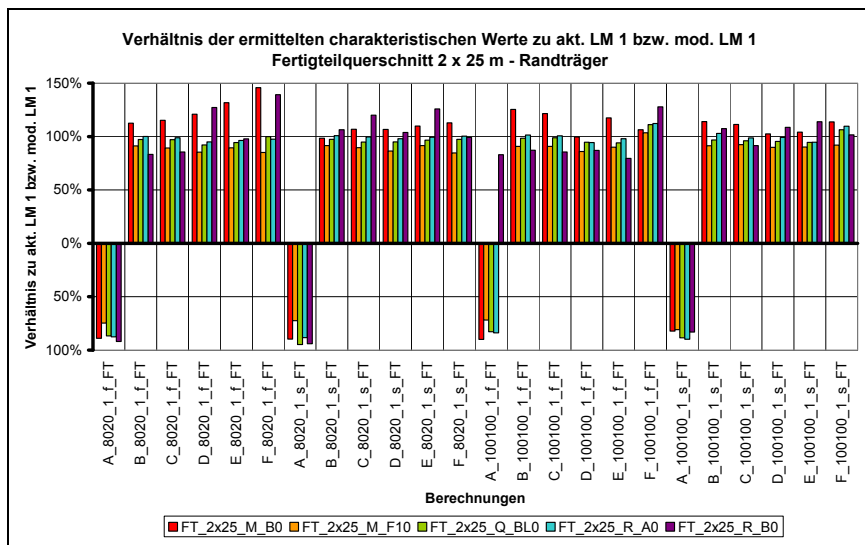


Bild 79: Ergebnisse für FT – Verhältnisse zu akt. LM 1 und mod. LM 1 (Randträger)

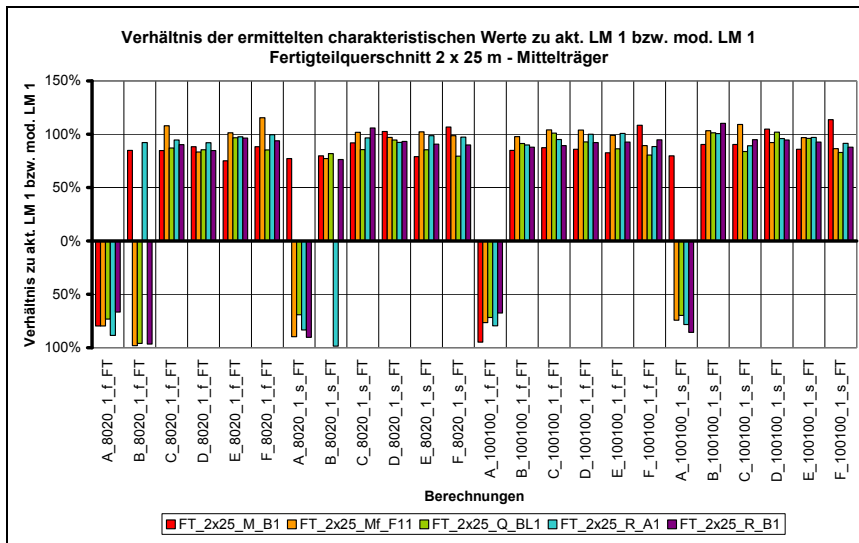


Bild 80: Ergebnisse für FT – Verhältnisse zu akt. LM 1 und mod. LM 1 (Mittelträger)

4.2.9 Vollplatte – 10 m

Für das 10 m Einfeldsystem mit einem Vollplattenquerschnitt in Massivbauweise (vgl. Abschnitt 3.1) werden in den folgenden Abbildungen (Bild 81 bis Bild 83) die ermittelten charakteristischen Werte für das Moment in Feldmitte und die Auflagerkraft am Anfangs- bzw. Endauflager dargestellt. Für dieses System wurden die Schnittgrößen am Stabsystem berechnet.

In vergleichbarer Weise wie beim 2 x 25 m System zeigen sich in den Abbildung geringe Unterschiede zwischen „fließendem Verkehr“ und „Verkehr mit

erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“. Die eingetragenen Standardabweichungen zeigen eine vergleichsweise große Streuung auf. Das Niveau des aktuellen Lastmodells wird abgesehen von der Schwerverkehrsvariante A von nahezu allen Schwerverkehrsvariante überschritten. Für die Auflagerkraft zeigen sich zusätzlich häufige Überschreitungen des Niveaus des modifizierten Lastmodells. Die im vorhergehenden Abschnitt beschriebene Problematik der Systeme mit kleinen Stützweiten wird auch hier sehr deutlich. In Abschnitt 5.3 ist hierfür ein anderer Lösungsansatz aufgezeigt.

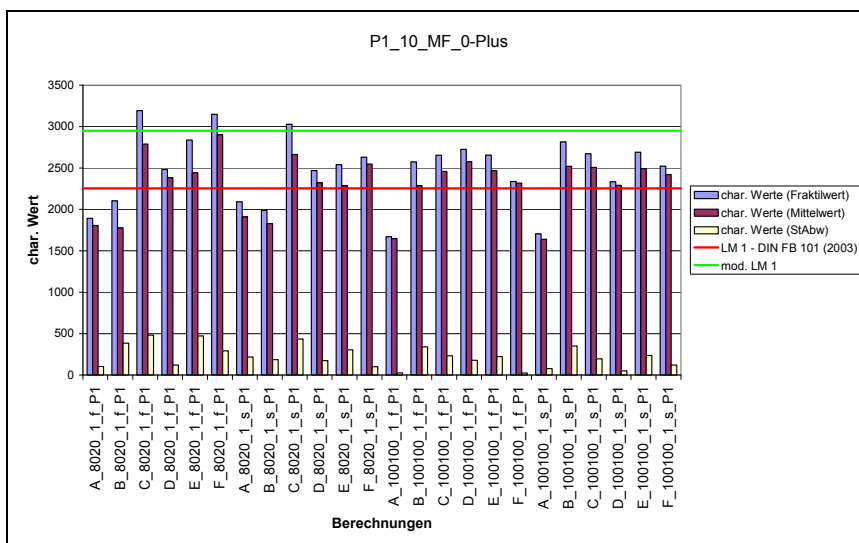


Bild 81: Ergebnisse für P 1 – Feldmoment

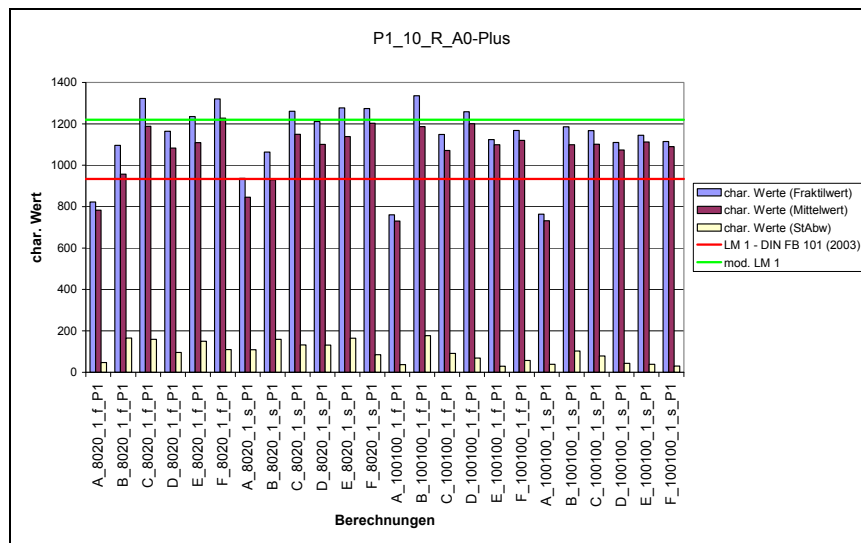


Bild 82: Ergebnisse für P 1 – Auflagerkraft Anfangs- bzw. Endauflage

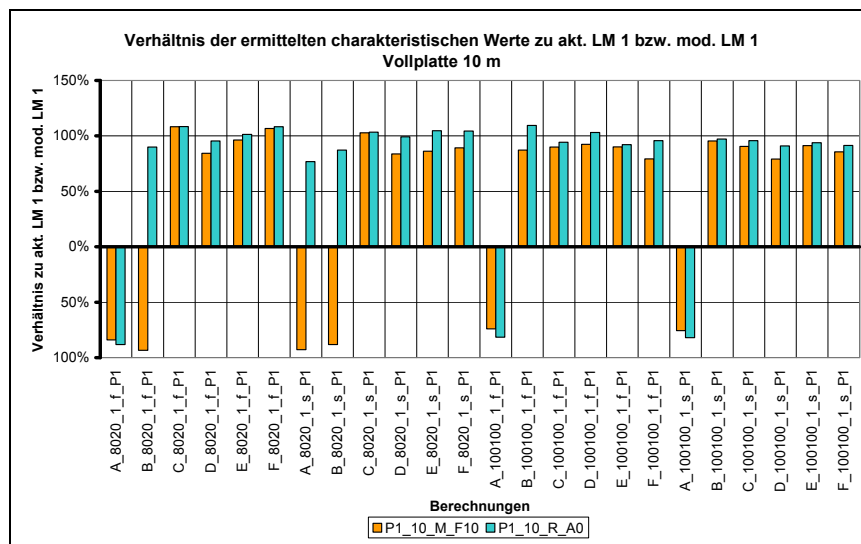


Bild 83: Ergebnisse für P 1 – Verhältnisse zu akt. LM 1 und mod. LM 1

4.2.10 Vollplatte – 25 m

Für das 25 m Einfeldsystem mit einem Vollplattenquerschnitt in Massivbauweise (vgl. Abschnitt 3.1) werden in den folgenden Abbildungen (Bild 84 bis Bild 86) die ermittelten charakteristischen Werte für das Moment in Feldmitte und die Auflagerkraft am Anfangs- bzw. Endauflager dargestellt. Wie für das 10 m Einfeldsystem im vorhergehenden Abschnitt wurden auch hier die Schnittgrößen am Stabsystem bestimmt.

In den Abbildungen wird ersichtlich, dass die durch das beschriebene Auswertungsverfahren ermittel-

ten charakteristischen Werte für alle Schwerverkehrsszenarien sowohl im „fließenden Verkehr“ als auch im „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ über dem Niveau des aktuellen Lastmodells liegen und auch das Niveau des modifizierten Lastmodells zum Teil beträchtlich überschritten wird. Auch für dieses System gilt die Problematik der kleinen Stützweiten. Der in Abschnitt 5.3 dargestellte alternative Lösungsansatz liefert charakteristische Werte, die deutlich niedriger sind als die hier aufgezeigten. Dies wird für diese Systeme als zutreffender angesehen.

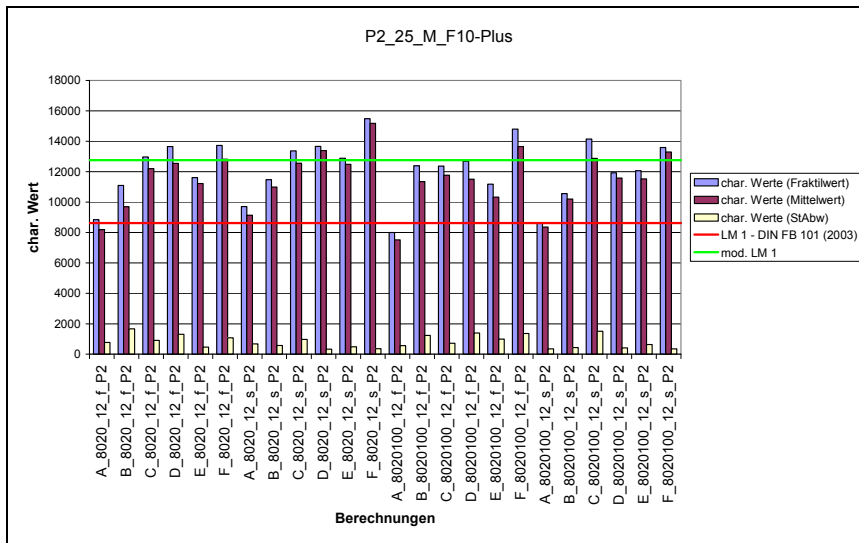


Bild 84: Ergebnisse für P 2 – Feldmoment

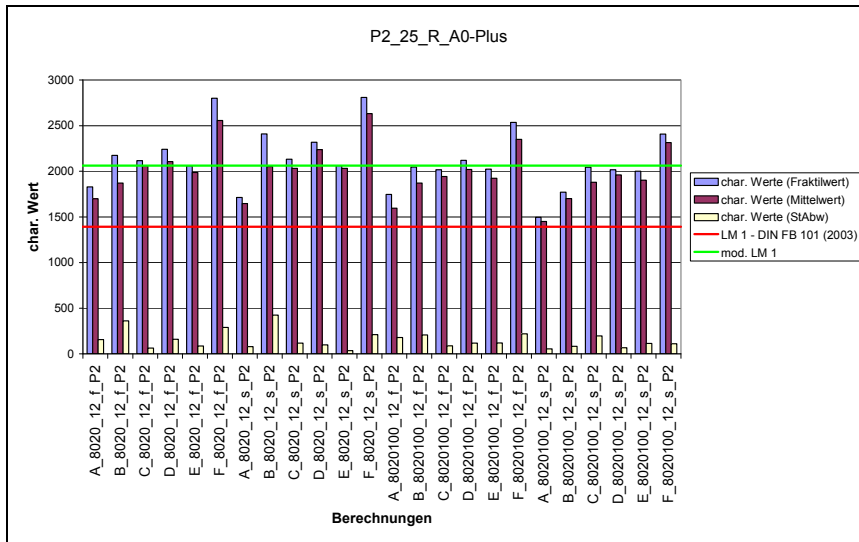


Bild 85: Ergebnisse für P 2 – Auflagerkraft Anfangs- bzw. Endauflager

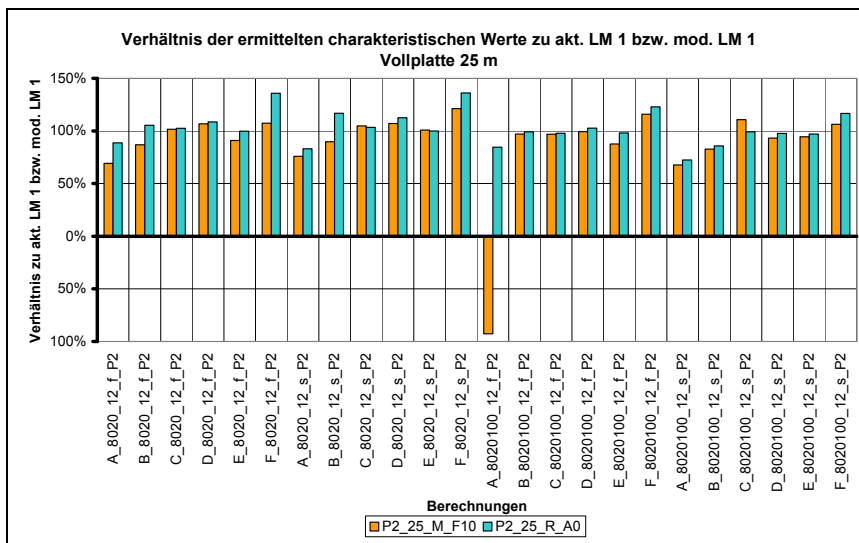


Bild 86: Ergebnisse für P 2 – Verhältnisse zu akt. LM 1 und mod. LM 1

4.3 Zusammenfassung der Ergebnisse der charakteristischen Werte

Die dargestellten Ergebnisse der Untersuchungen zeigen für den Großteil der Systeme und Schnittgrößen, dass der aktuelle Schwerverkehr (Schwerverkehrsvariante A) sowohl im „fließenden Verkehr“ als auch im „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ durch das Lastmodell 1 des DIN Fachberichtes 101 (2003) abgedeckt ist. Ab der Schwerverkehrsvariante B kommt es zu Überschreitungen des Niveaus dieses Lastmodells. Die Schwerverkehrsvariante B unterscheidet sich von der Schwerverkehrsvariante A darin, dass ein zusätzliches Fahrzeug (72 t Mobilkran) mit einem Anteil von 0,5 % am gesamten Schwerverkehr (DTSV) in das simulierte Verkehrsband hineingemischt wurde.

Für das zukünftige Schwerverkehrsaufkommen, welches hier durch verschiedene Prognosevarianten abgebildet wurde, ist demnach das Lastmodell des DIN Fachberichtes 101 (2003) nicht ausreichend. Das aus Vorbetrachtungen ermittelte modifizierte Lastmodell bildet hingegen über die verschiedenen untersuchten Tragsysteme und Schnittgrößen hinweg recht gut eine Obergrenze der ermittelten Ergebnisse ab. Überschreitungen des Niveaus des modifizierten Lastmodells werden vordergründig durch die Schwerverkehrsvariante F, welche die Einführung eines 6achsigen Sattel-schleppers mit einem zulässigen Gesamtgewicht von 65 t darstellt, verursacht. Da dies aus heutiger Sicht als ehe unwahrscheinlich anzusehen ist, stellt das modifizierte Lastmodell ein zukunfts-sicheres Lastmodell dar.

Zwischen den verschiedenen untersuchten Querschnittssystemen treten keine signifikanten Unterschiede in den Ergebnissen auf. Deutlich wird hingegen der Einfluss der Stützweiten. Für Systeme mit kleineren Stützweiten ist der Unterschied zwischen „fließendem Verkehr“ und „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ je nach betrachteter Schnittgröße vergleichsweise gering. Die Größe der ermittelten charakteristischen Werte ist hier vordergründig abhängig von den Schwerverkehrsvarianten und somit von der Zusammensetzung des Schwerverkehrsaufkommens in Qualität und Quantität. Für Systeme mit größeren Stützweiten ist hingegen der Einfluss der Verkehrssituation (fließender Verkehr oder Stau) bei allen betrachteten Schnittgrößen deutlich ausgeprägt. Dieses Verhalten ist aufgrund der Form und der Größe der jeweiligen Einflussflächen nachvollziehbar und wurde in vorhergehenden Untersuchungen ebenso festgestellt.

Aus den erzielten Ergebnissen lässt sich daher ableiten, dass eine Untersuchung einer Vielzahl verschiedener Querschnittssysteme nicht zwingend erforderlich ist. Vielmehr sollte bei einem gleichbleibenden Querschnittssystem eine größere Varianz der Stützweiten betrachtet werden. Dies ist somit ein Ansatz für weitergehende Untersuchungen.

5 Weitergehende Untersuchungen

Nach der Bestimmung der charakteristischen Werte und dem Vergleich dieser Werte mit dem Niveau des aktuellen und des modifizierten Lastmodells wurde das modifizierte Lastmodell als zukunftsfähiges Lastmodell identifiziert. Es dient als Basis für die im Folgenden dargestellten weiteren Untersuchungen.

Aus den statistischen Auswertungen der berechneten Kennwert-Zeit-Verläufe lassen sich Reduktionsfaktoren für den quasi-ständigen, häufigen und nicht häufigen Anteil aus Verkehr bestimmen. Voraussetzung hierfür ist, dass für diese Anteile entsprechende Wiederkehrperioden definiert werden. In Abschnitt 5.1 werden diese Wiederkehrperioden definiert und die hiermit ermittelten Reduktionsfaktoren dargestellt.

Die Aufteilung des Lastmodells in Querrichtung wird in Abschnitt 5.2 anhand von Wahrscheinlichkeitstheoretischen Betrachtungen der Begegnungshäufigkeit von Fahrzeugen und der Gesamtgewichtverteilung der Fahrzeuge untersucht.

In Abschnitt 5.3 erfolgt eine erweiterte Betrachtung von Systemen mit kleinen Stützweiten für die mit der verwendeten Methode „Simulation - Berechnung von Kennwert-Zeit-Verläufen - statistische Auswertung“ bereichsweise unlogische Ergebnisse ermittelt wurden.

5.1 Reduktionsfaktoren

5.1.1 Vorbetrachtungen

In Abschnitt 4 wurden die Ergebnisse der ermittelten charakteristischen Werte, also der Werte, die mit einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren auftreten, dargestellt. Die Untersuchungen zeigten hierbei, dass das modifizierte Lastmodell den als zukünftig prognostizierten Schwerverkehr abdeckt. Dieses modifizierte Lastmodell bildet nunmehr die Basis der im Folgenden dargestellten weiteren Untersuchungen.

Für die Nachweise der Brücken im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind neben den charakteristischen Werten auch Werte der veränderlichen Lasten erforderlich, deren Überschreitszeitraum nur einen Teil des Bezugszeitraumes darstellt. Dies betrifft häufige, nicht-häufige und quasi-ständige Werte des Verkehrs. Diese Werte werden praktisch bestimmt, indem die charakteristische Last (aus dem Lastmodell) durch entsprechende Reduktionsfaktoren abgemindert wird. Ordnet man

diesen Werten Wiederkehrperioden zu, so können ausgehend von den in den vorhergehenden Absätzen dargestellten Ergebnissen diese Reduktionsfaktoren bestimmt werden.

Für die weiteren Untersuchungen werden hierfür folgende Wiederkehrperioden definiert:

Nicht-häufiger Wert:	1 Jahr
Häufiger Wert	1 Woche (5 Verkehrstage)

Für den quasi-ständigen Wert ist die Festlegung einer Wiederkehrperiode schwierig, da es sich hier um einen Wert handelt, der eben quasi-ständig, also ähnlich des Eigengewichtes, permanent vorhanden ist. Für den sich im Idealfall permanent bewegenden und somit verändernden Verkehr ist eine Festlegung eines solchen permanenten Wertes aber schwierig. In [4] wurde für den quasi-ständigen Wert eine Wiederkehrperiode von 15 min oder 3 h vorgeschlagen, in den folgenden Darstellungen wird aber zunächst eine Wiederkehrperiode von 1 Tag angenommen. Des Weiteren wird davon ausgegangen, dass der quasi-ständige und der häufige Wert aus einem „fließenden Verkehr“ und der nicht-häufige Wert aus einem „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ entsteht.

Anhand der statistischen Auswertungen der berechneten Kennwert-Zeit-Verläufe die in Abschnitt 2.3.2 erläutert sind, lassen sich über die Gleichung 2.20 Werte beliebiger Wiederkehrperioden ermitteln und in ein Verhältnis zu einem charakteristischen Wert setzen. In den folgenden Absätzen sind die Ergebnisse dieser Untersuchungen dargestellt.

5.1.2 Verhältnis zum jeweiligen charakteristischen Wert

Für die verschiedenen betrachteten Verkehrsvarianten liegen statistische Funktionen vor, aus denen die charakteristischen Werte (Wiederkehrperiode 1000 Jahre) ermittelt wurden. Gleichfalls lassen sich hieraus auch Werte mit anderen Wiederkehrperioden bestimmen (1 Jahr, 1 Woche, 1 Tag). Für den durch das modifizierte Lastmodell erzeugten charakteristischen Wert liegt aber keine statistische Funktion vor, da das Lastmodell vielmehr eine obere Grenze aller Verkehrsvarianten darstellt.

In Bild 87 wird zunächst exemplarisch für das Stützmoment des 2 x 40 m Systems mit Plattenbalkenquerschnitt das Verhältnis von Werten unterschiedlicher Wiederkehrperioden zum jeweiligen

charakteristischen Wert dargestellt. Also zum Beispiel das Verhältnis des Wertes mit einer Wiederkehrperiode von 5 d einer Verkehrsvariante X im „fließenden Verkehr“ zum charakteristischen Wert der Verkehrsvariante X im „fließenden Verkehr“ bzw. das Verhältnis des Wertes mit einer Wiederkehrperiode von 5 d einer Verkehrsvariante X im „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ zum charakteristischen Wert der Verkehrsvariante X im „im Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“. Die im Diagramm auf der x-Achse als „MaxMin“ aufgeführten Verhältnisse stehen für den in der jeweiligen Simulation tatsächlich aufgetretenen Minimal- bzw. Maximalwert. Da der Betrachtungszeitraum ein Tag beträgt (Länge des simulierten Verkehrsbandes), sollten diese Werte ungefähr den aus der statistischen Auswertung ermittelten Werten für eine Wiederkehrperiode von einem Tag entsprechen. In der Abbildung wird ersichtlich, dass die Streuung mit zunehmender Wiederkehrperiode geringer wird. Aus den vorhergehenden Darstellungen wurde ersichtlich, dass Unterschiede zwischen den charakteristischen Werten aus „fließendem Verkehr“ und „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ in Anhängigkeit von System und betrachteter Schnittgröße unterschiedlich stark ausgeprägt sind. Die charakteristischen Werte aus Simulationen des „fließenden Verkehrs“ sind hierbei je nach Größe dieses Unterschiedes mehr oder

weniger kleiner als die Werte aus Simulationen des „Verkehrs mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“. Dieser Unterschied muss in den Reduktionsfaktoren berücksichtigt werden, da als Grundannahme gelten soll, dass der quasi-ständige und der häufige Wert aus „fließendem Verkehr“ resultiert. In Bild 86 wurden daher die Verhältnisse zum zugehörigen charakteristischen Wert aus „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ gebildet. Also zum Beispiel das Verhältnis des Wertes mit einer Wiederkehrperiode von 5 d einer Verkehrsvariante X im „fließenden Verkehr“ zum charakteristischen Wert der Verkehrsvariante X im „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ bzw. das Verhältnis des Wertes mit einer Wiederkehrperiode von 5 d einer Verkehrsvariante X im „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ zum charakteristischen Wert der Verkehrsvariante X im „im Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“. In Bild 88 wird ersichtlich, dass die Reduktionsfaktoren für den „fließenden Verkehr“ (Mittelwert) deutlich unterhalb der Reduktionsfaktoren für den „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ (Mittelwert) liegen. Der Abstand dieser beiden im Diagramm dick gezeichneten Linien der Mittelwerte ist dabei in Abhängigkeit des Systems und der Schnittgröße unterschiedlich groß.

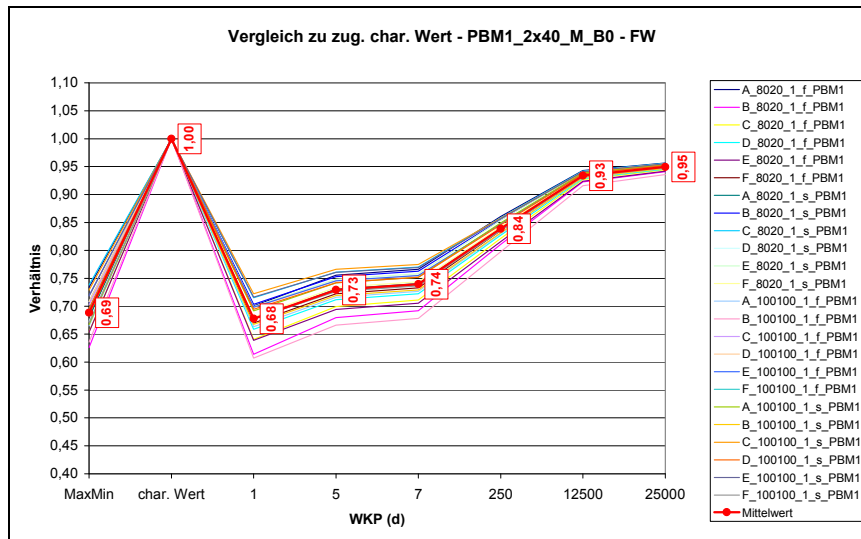


Bild 87: Verhältnis der Werte verschiedener Wiederkehrperioden (WKP) zum jeweiligen charakteristischen Wert

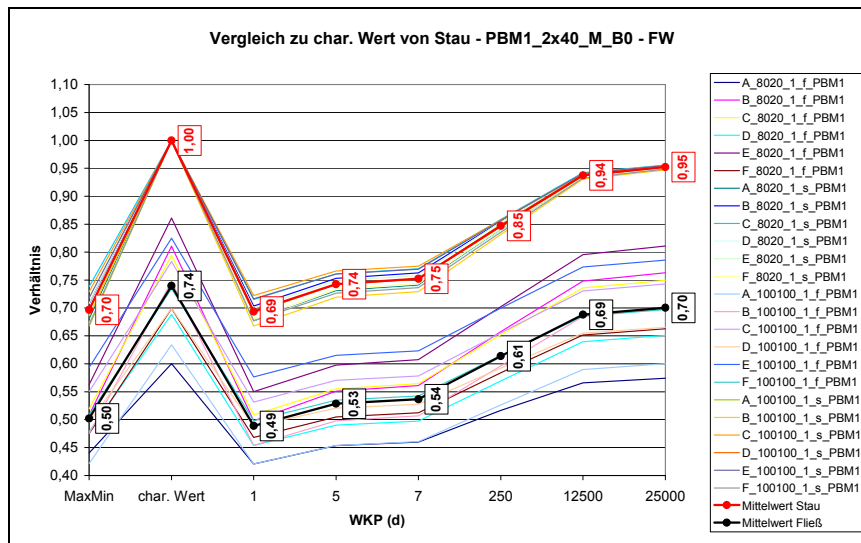


Bild 88: Verhältnis der Werte verschiedener Wiederkehrperioden zum zugehörigen charakteristischen Wert aus „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“

Für eine zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse aller untersuchten Tragsysteme in den folgenden Bildern wurde wie folgt vorgegangen:

- Für jedes System und jede Schnittgröße ist der Wert, der sich aus der Verwendung des modifizierten Lastmodells ergibt, bekannt
- In Abhängigkeit des Systems und der Schnittgröße ist hierbei der Anteil der beiden Komponenten Tandemsystem (TS) und Flächenlast (UDL) des Lastmodells variabel und bekannt
- Wie in Bild 88 wurden die Verhältnisse der Werte der unterschiedlichen Wiederkehrperioden zum zugehörigen charakteristischen Wert aus „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ gebildet

In den folgenden Darstellungen wurden die Ergebnisse entsprechend des Verhältnisses TS / (TS + UDL) aufgetragen. Dargestellt sind hierbei die Ergebnisse für eine Wiederkehrperiode von 250 Tagen (Abbildung eines Jahres, Bild 89), 5 Tagen (Abbildung einer Woche, Bild 90) und 1 Tag (Bild 91). Diese Darstellungsform ermöglicht es, getrennte Reduktionsfaktoren für die beiden Komponenten des Lastmodells (TS und UDL) zu bestimmen. Im DIN Fachbericht 101 (2003) sind folgende Reduktionsfaktoren (ψ -Werte) festgelegt:

Nicht häufiger Wert: 0,8 für TS und UDL

Häufiger Wert: 0,75 für TS, 0,4 für UDL

Quasi-ständiger Wert: 0,2 für TS und UDL

Diese ψ -Werte sind in den Diagrammen als schwarze Linie eingetragen.

Die Ergebnisse aus den Simulationen sind als Punktwolke und deren linearer Trend als gestrichelte Linie im Diagramm eingetragen. Aus der Trendlinie können die Reduktionsfaktoren für TS und UDL abgelesen werden. Der Reduktionsfaktor für UDL ist dabei der Wert der Trendlinie bei $x = 0$ und der Reduktionsfaktor für TS der Wert der Trendlinie bei $x = 1$.

In Bild 89 wird ersichtlich, dass die in der beschriebenen Weise ermittelten Reduktionsfaktoren für den nicht häufigen Wert relativ nah an dem im DIN Fachbericht 101 festgelegten Reduktionsfaktor liegen. Die Trendlinie liegt im Mittel bei etwa 0,83.

In Bild 90 wird hingegen deutlich, dass die Reduktionsfaktoren für TS und UDL für den häufigen Wert von den Festlegungen des DIN Fachberichtes 101 abweichen. Aus der Trendlinie lässt sich für UDL ein Reduktionsfaktor von 0,25 (anstatt 0,4 laut DIN Fachbericht 101) und für TS ein Reduktionsfaktor von 0,98 (anstatt 0,75 laut DIN Fachbericht 101) ablesen.

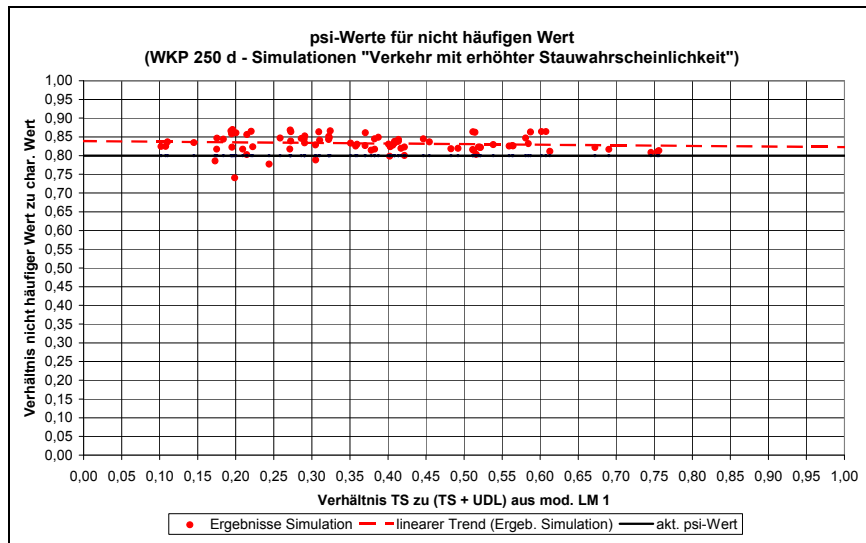


Bild 89: ψ -Werte für nicht häufigen Wert – Simulationen „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“

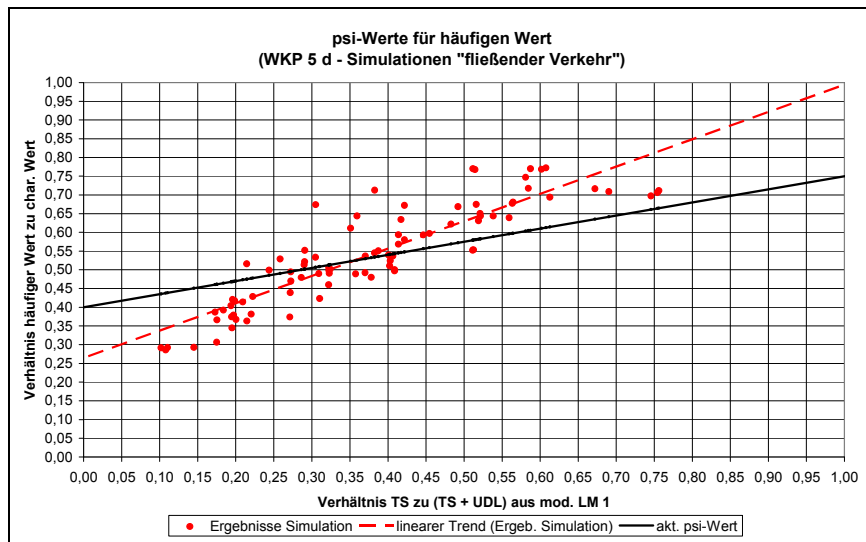


Bild 90: ψ -Werte für häufigen Wert – Simulationen „fließender Verkehr“

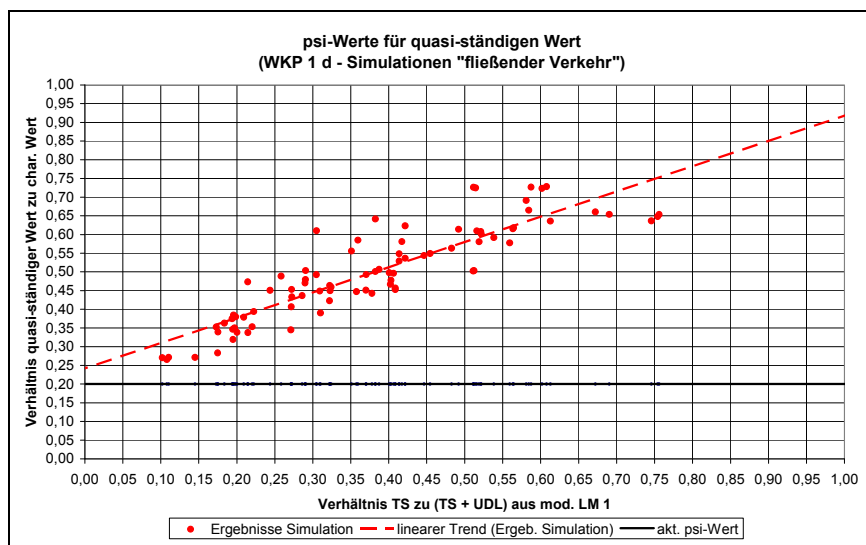


Bild 91: ψ -Werte für quasi-ständigen Wert – Simulationen „fließender Verkehr“

In Bild 91 wird ersichtlich, dass bei einer Definition des quasi-ständigen Wertes als Wert mit einer Wiederkehrperiode von 1 Tag der Reduktionsfaktoren für TS über 0,9 liegen müsste (Wert der Trendlinie bei $x = 1$). Definiert man den quasi-ständigen Wert über eine niedrigere Wiederkehrperiode wie z.B. in [4] mit 15 min oder 3 h so würde sich aber dieser Reduktionsfaktor nur leicht abmindern. Generell ist offenbar eine Definition des quasi-ständigen Wertes über eine Wiederkehrperiode als ungünstig anzusehen, da ein Wert, der einmal in 15 min, 3 h oder auch 1 Tag auftritt eben nicht permanent vorhanden ist.

Eine andere Möglichkeit einen Reduktionsfaktor für den quasi-ständigen Wert zu bestimmen besteht darin, den „zeitlichen Mittelwert“ eines Kennwert-Zeit-Verlaufes zu ermitteln. Hierzu werden wiederum zunächst Klassen definiert und berechnet, wie lange sich der Kennwert-Zeit-Verlauf innerhalb dieser Klassen befindet. Aus der daraus resultierenden Häufigkeitsverteilung lässt sich ein Mittelwert bestimmen und dieser ins Verhältnis zum charakteristischen Wert des modifizierten Lastmodells setzen. In Bild 92 und Bild 93 sind hierfür exemplarisch Ergebnisse für das System mit Plattenbalkenquerschnitt (PBM 1) und das System mit Hohlkastenquerschnitt (HK 1) für ausgewählte Schwerverkehrsvarianten dargestellt.

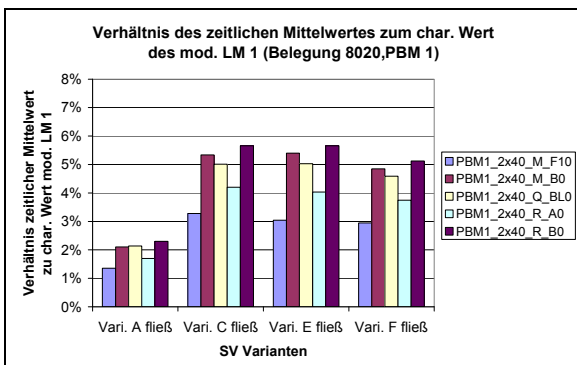


Bild 92: Zeitlicher Mittelwert zu char. Wert aus Lastmodell (PBM 1)

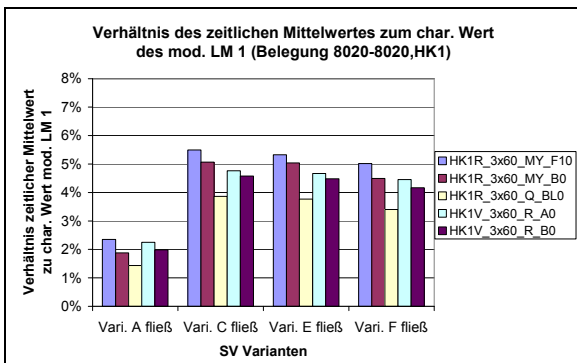


Bild 93: Zeitlicher Mittelwert zu char. Wert aus Lastmodell (HK 1)

Es wird ersichtlich, dass für beide Systeme das Verhältnis des zeitlichen Mittelwertes zum charakteristischen Wert des Lastmodells 6 % nicht überschreitet. Dieser Wert liegt deutlich unterhalb des im DIN Fachbericht 101(2003) festgelegten Reduktionsfaktors für den quasi-ständigen Wert von 0,2.

In Abhängigkeit der Verkehrsstärke und der Systemlänge gibt es hierbei aber unterschiedliche lange Zeiträume, in denen sich kein Fahrzeug auf der Brücke befindet und somit der Kennwert-Zeit-Verlauf identisch Null ist. Bei der beschriebenen Auswertungsmethode werden diese Bereiche natürlich zunächst in die entsprechende Klasse, in der sich auch die Nulllinie des Kennwert-Zeit-Verlaufes befindet, hineingezählt. Dies wirkt sich entsprechend auf den berechneten zeitlichen Mittelwert aus. Ermittelt man aber zusätzlich die Zeitdauer, in der der Kennwert-Zeit-Verlauf identisch Null ist, so kann man dies entsprechend bei der Berechnung des zeitlichen Mittelwertes herausrechnen. In Bild 94 und Bild 95 sind diese berechneten zeitlichen Mittelwerte „ohne Nullzeiten“ dargestellt.

Vergleicht man Bild 92 mit Bild 94 und Bild 93 mit Bild 95 so wird deutlich, dass sich das Herausrechnen der Nullzeiten für das System mit Hohlkastenquerschnitt kaum auswirkt. Aufgrund der im Vergleich zum Plattenbalkensystem deutlich größeren Gesamtlänge sind hier die Zeiten, in denen sich kein Fahrzeug auf dem System befindet, deutlich geringer.

Insgesamt übersteigen die zeitlichen Mittelwerte aber dennoch nie ein Verhältnis von 8 % zum charakteristischen Wert des modifizierten Lastmodells. Der im DIN Fachbericht 101 (2003) festgelegte Reduktionsfaktor für den quasi-ständigen Wert von 0,2 wird somit deutlich unterschritten.

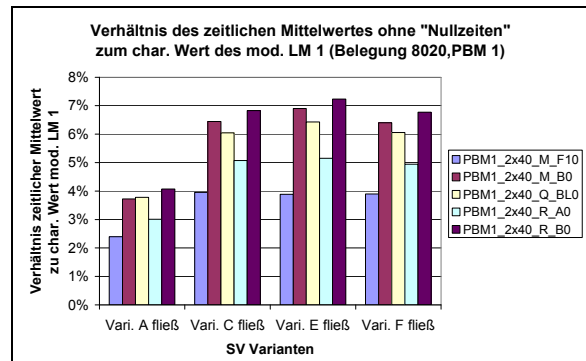


Bild 94: Zeitlicher Mittelwert ohne „Nullzeiten“ zu char. Wert aus Lastmodell (PBM 1)

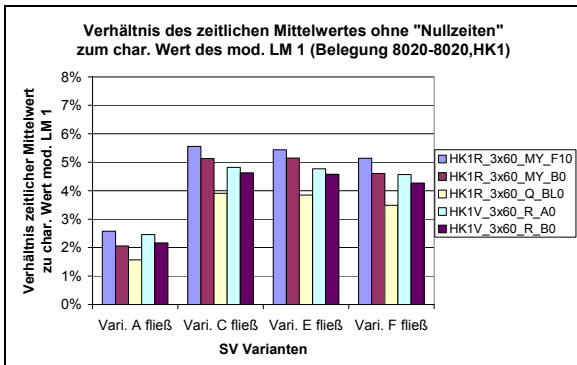


Bild 95: Zeitlicher Mittelwert ohne „Nullzeiten“ zu char. Wert aus Lastmodell (HK 1)

5.1.3 Verhältnis zum charakteristischen Wert des modifizierten Lastmodells

Im vorhergehenden Abschnitt wurde für die Ermittlung der Reduktionsfaktoren stetes das Verhältnis eines Wertes mit einer bestimmten Wiederkehrperiode einer Verkehrsvariante zum charakteristischen Wert (Wert mit einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren) der zugehörigen Verkehrsvariante im „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ gebildet. Das modifizierte Lastmodell, welches mit den Reduktionsfaktoren entsprechend abgemindert wird, um den quasi-ständigen, häufigen und nicht häufigen Wert zu erhalten stellt aber, wie die Untersuchungsergebnisse in Abschnitt 4.2 deutlich zeigen, eine extreme, zukünftige Last dar, welche sich erst in „ferner Zukunft“ einstellt, wenn sich entsprechend den verwendeten Prognoseszenarien der Verkehr in Zukunft wesentlich erhöht und sich in seiner Zusammensetzung ändert (neue Fahrzeugtypen). Die Belastungen, die sich durch den aktuellen Verkehr ergeben sind hierbei in Abhängigkeit von Tragsystem und Schnittgröße zum

Teil noch deutlich vom Niveau des modifizierten Lastmodells entfernt. Für eine jetzt neu errichtete Brücke ist dieser Verkehr erst in Zukunft von Bedeutung. Für die Festlegung einer Belastung die das Bauwerk abtragen muss ohne zu Versagen ist diese zukünftige Last auch anzusetzen. Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit dienen dem Einhalten von Gebrauchstauglichkeitskriterien. Diese sind nicht für ein einmaliges Auftreten ausgelegt, sondern auf den „täglichen“ Gebrauch.

Daher wurde für die in den folgenden Bildern dargestellten Reduktionsfaktoren das Verhältnis eines Wertes mit einer bestimmten Wiederkehrperiode einer Verkehrsvariante zum charakteristischen Wert aus dem modifizierten Lastmodell gebildet. Hierbei ist es einleuchtend, dass zum Beispiel für die Schwerverkehrsvariante A dieses Verhältnis je nach Tragsystem und Stützweite deutlich kleiner ist, als das im vorhergehenden Abschnitt dargestellte.

In den Bildern 96 und 97 sind die Reduktionsfaktoren für die häufige und nicht häufige Last dargestellt, wenn man zur Bestimmung dieser lediglich die Schwerverkehrsvariante A und auch nur die Belegungsvariante 8020 (für 8 m Fahrbahnbreite) bzw. 8020-8020 (für ≥ 12 m Fahrbahnbreite) berücksichtigt. Die Einschränkung der Spurbelegung resultiert aus der Überlegung, dass die Belegungsvarianten 100100 bzw. 8020-100 vordergründig während Baumaßnahmen, in denen der Verkehr entsprechend geführt wird, vorhanden sind. Solche Baumaßnahmen sollten aber nicht in den ersten Lebensjahren des Bauwerkes durchgeführt werden. Die Reduktionsfaktoren bilden damit also die häufige bzw. nicht häufige Last die auf das „jugendliche Bauwerk“ wirkt.

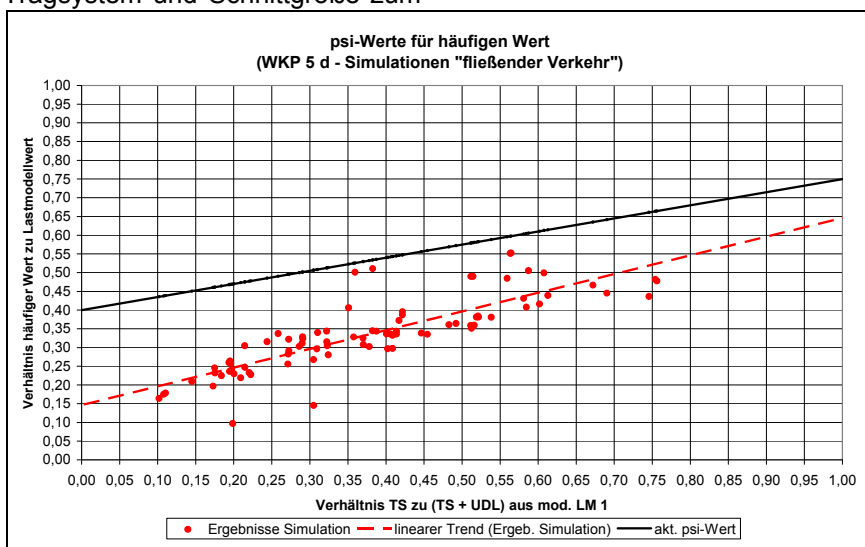


Bild 96: ψ -Werte für häufigen Wert – nur Schwerverkehrsvariante A und Belegung 8020 bzw. 8020-8020 - Simulationen „fließender Verkehr“

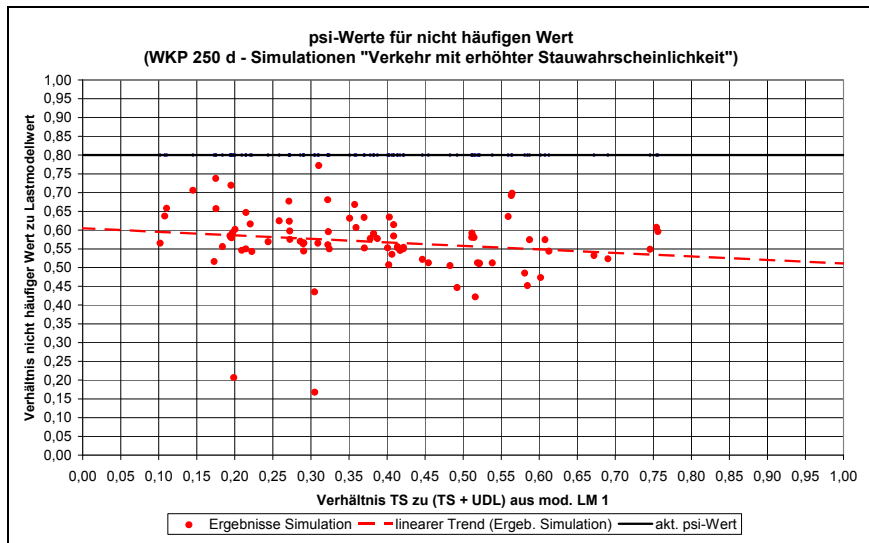


Bild 97: ψ -Werte für nicht häufigen Wert – nur Schwerverkehrsvariante A und Belegung 8020 bzw. 8020-8020 - Simulationen „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“

Anhand der in Bild 96 und Bild 97 eingetragenen linearen Trendlinie wird ersichtlich, dass für den häufigen Wert ein Reduktionsfaktor von 0,15 für UDL und 0,65 für TS verwendet werden kann (0,4 bzw. 0,75 laut DIN Fachbericht 101). Für den nicht häufigen Wert würde sich im Mittel ein Reduktionsfaktor von 0,55 für TS und UDL ergeben (0,8 laut DIN Fachbericht 101).

Folgt man nicht dem Ansatz, das für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit lediglich die Einwirkungen, die auf das „jugendliche Bauwerk“ wirken relevant sind, so kann man die Reduktionsfaktoren als Mittel über alle Schwerverkehrs- und Belegungsvarianten bilden.

In Bild 98 und Bild 99 sind die sich dann ergebenden Reduktionsfaktoren ersichtlich. Anhand der Trendlinie lässt sich für den häufigen Wert (Bild 98) ein Reduktionsfaktor von 0,17 für UDL und 0,9 für TS ablesen. Für den nicht häufigen Wert (Bild 99) würde sich im Mittel ein Reduktionsfaktor von 0,72 ergeben. Erwartungsgemäß sind diese Faktoren und damit natürlich auch die Lasten die in den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angesetzt werden, höher als wenn nur die Belastungen auf das „jugendliche Bauwerk“ berücksichtigt werden. Im Vergleich zu den in Abschnitt 5.1.2 aufgeführten Faktoren sind diese Werte aber niedriger.

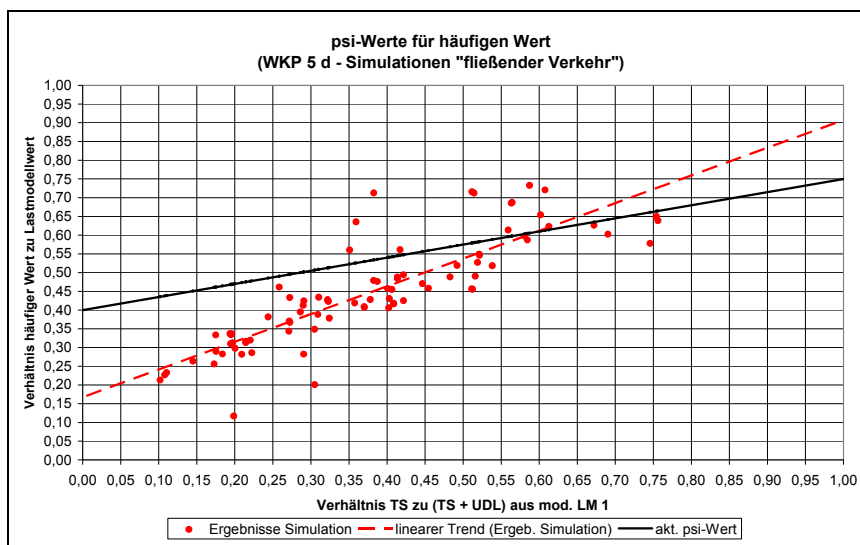


Bild 98: ψ -Werte für häufigen Wert – alle Schwerverkehrs- und Belegungsvarianten - Simulationen „fließender Verkehr“

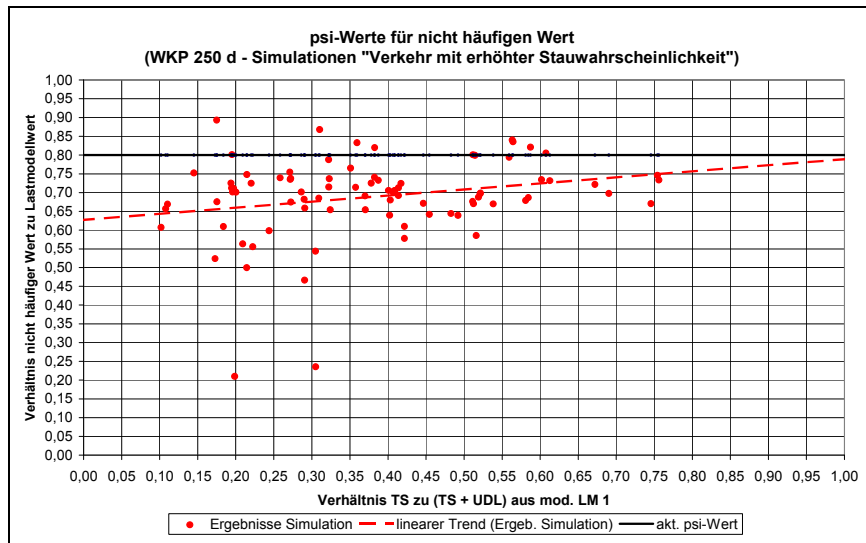


Bild 99: ψ -Werte für nicht häufigen Wert – alle Schwerverkehrs- und Belegungsvarianten - Simulationen „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“

Berücksichtigt man eine Verkehrslebensgeschichte einer Brücke, so kann diese wie folgt gebildet werden.

Unbestritten ist, dass gegenwärtig die Schwerverkehrsvarianten C bis F nicht vorhanden sind. Ein jetzt neu errichtetes Bauwerk unterliegt somit überwiegend den Belastungen, die der Schwerverkehrsvariante A entsprechen. Brücken werden allgemein für eine Lebensdauer von 100 Jahren geplant und gebaut. Innerhalb dieser Lebensdauer ändert sich die Verkehrsbelastung gemäß den Prognoseansätzen in einer Form, die einer nicht genau definierbaren Mischung der untersuchten Prognose-Verkehrsvarianten entsprechen sollte. Ein Versuch, solch eine Mischung zu bilden, besteht darin, den unterschiedlichen Schwerverkehrsvarianten gewisse Zeitdauern zuzuordnen, über die sie im Laufe der Lebensdauer des Bauwerkes auf dieses einwirken. Für die in den folgenden Bildern dargestellten Ergebnisse wurden hierfür folgende Zeitdauern für die Schwerverkehrs- und Belegungsvarianten angesetzt:

Schwerverkehrsvariante A	20 Jahre
Schwerverkehrsvariante B	10 Jahre
Schwerverkehrsvariante C	30 Jahre
Schwerverkehrsvariante D	5 Jahre
Schwerverkehrsvariante E	30 Jahre
Schwerverkehrsvariante F	5 Jahre
Belegung 8020 bzw. 8020-8020	95 Jahre
Belegung 100100 bzw. 8020-100	5 Jahre

Wie in den Bildern 100 und 101 ersichtlich, ergeben sich aus diesen Ansätzen im Vergleich zu der gleichverteilten Mittelwertbildung über alle Schwerverkehrs- und Belegungsvarianten leicht veränderte Reduktionsfaktoren. Für den häufigen Wert kann an der Trendlinie ein Reduktionsfaktor von 0,17 für UDL und 0,88 für TS abgelesen werden. Für den nicht häufigen Wert ergibt sich im Mittel ein Reduktionsfaktor von 0,7 für UDL und TS.

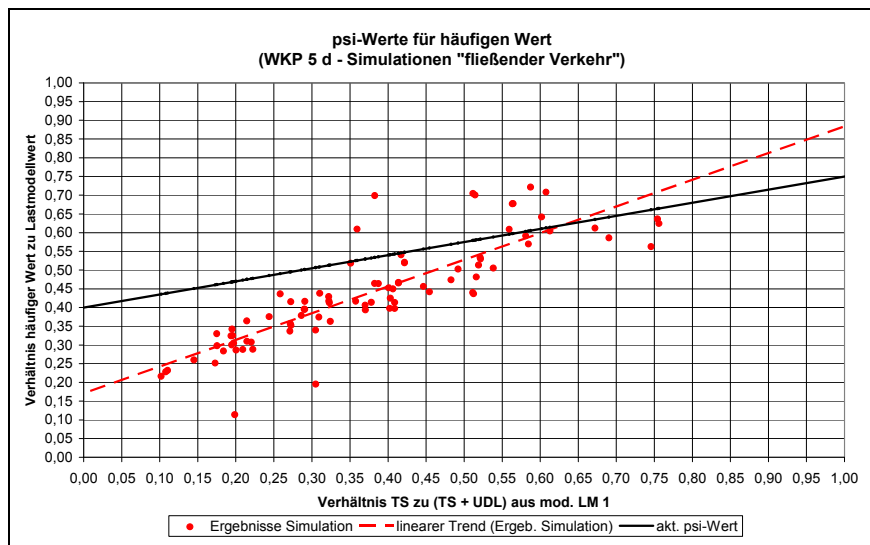


Bild 100: ψ -Werte für häufigen Wert – Schwerverkehrs- und Belegungsvarianten gewichtet - Simulationen „fließender Verkehr“

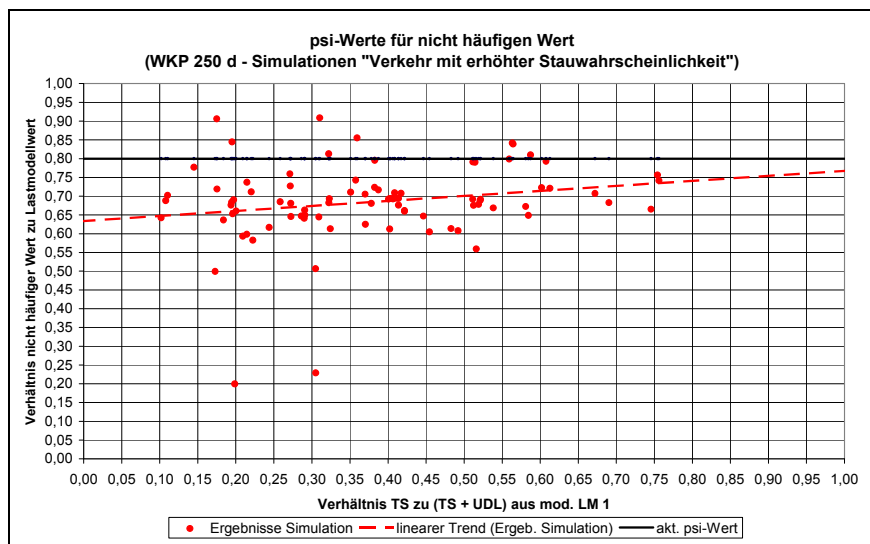


Bild 101: ψ -Werte für nicht häufigen Wert – Schwerverkehrs- und Belegungsvarianten gewichtet - Simulationen „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“

5.1.4 Ergebniszusammenfassung

Die dargestellten Ergebnisse zeigen, dass eine Ermittlung der Reduktionsfaktoren über die in Abschnitt 5.1.2 beschriebene Methodik zu Werten führt, die nahe dem charakteristischen Wert liegen. Das Verhältnis zwischen einem Wert mit einer definierten Wiederkehrperiode einer Verkehrsvariante und dem zugehörigen charakteristischen Wert dieser Verkehrsvariante im „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ ist für die einzelnen Verkehrsvarianten im Allgemeinen immer in der gleichen Größenordnung. Nicht beachtet wird aber bei dieser Vorgehensweise, dass die ermittelten charakteristischen Werte dieser Verkehrsvarianten in Abhängigkeit von System und Schnittgrößen zum Teil sehr große Abstände vom Niveau des modifi-

zierten Lastmodells haben. Für die Festlegung des Lastmodells ist dies auch sinnvoll, da hierdurch eine zukünftige extreme Belastung abgebildet wird, der das Tragwerk ohne Versagen standhalten muss und das Lastmodell im Wesentlichen die Obergrenze der ermittelten Ergebnisse darstellt.

Für die Festlegung der Reduktionsfaktoren ist es aber hingegen erforderlich, die Abstände, die die Werte der einzelnen Schwerverkehrsvarianten zum Niveau des modifizierten Lastmodells aufweisen, mit zu berücksichtigen. In Abschnitt 5.1.3 wurde dies in dieser Form durchgeführt.

Problematisch ist generell die Festlegung des quasi-ständigen Wertes. Definiert man diesen Wert über eine Wiederkehrperiode, wie beispielsweise 1 Tag, 3 h oder 15 min, so liegen die mit diesen

Wiederkehrperioden ermittelten Reduktionsfaktoren deutlich über den im aktuellen DIN Fachbericht festgelegten Wert von 0,2. Bildet man als Vergleich zeitliche Mittelwerte der Kennwert-Zeit-Verläufe, so zeigt sich, dass diese Werte im Bereich zwischen 5 % und 7 % des charakteristischen Wertes aus dem modifizierten Lastmodell liegen, also deutlich unterhalb des im DIN Fachbericht festgelegten Wertes.

Für die Ermittlung der Reduktionsfaktoren für den häufigen und den nicht häufigen Wert wurde davon ausgegangen, dass der häufige Wert aus „fließendem Verkehr“ und der nicht häufige Wert aus „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ entsteht.

Geht man des Weiteren von der Annahme aus, dass für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit vorwiegend die Belastungen relevant sind, die auf das „jugendliche Bauwerk“ wirken, so lässt sich aus den in den Bildern 96 und 97 gezeigten Trendlinien für den häufigen Wert ein Reduktionsfaktor von 0,65 für das Tandemsystem (TS) und 0,15 für die Flächenlasten (UDL) ermitteln. Für den nicht häufigen Wert liegt der Reduktionsfaktor für TS und UDL im Mittel bei 0,55.

Bestimmt man die Reduktionsfaktoren aus einem gleichverteilten Mittelwert aus allen Verkehrs- und Belegungsvarianten, so ergeben sich hierdurch für den häufigen Wert Reduktionsfaktoren von 0,9 für TS und 0,17 für UDL bzw. für den nicht häufigen Wert 0,72 für TS und UDL.

Die unterschiedlichen Verkehrsvarianten werden aber mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht alle in gleichem Umfang eintreten. Eine Möglichkeit der Wichtung dieser Varianten wurde in Abschnitt 4.4.3 aufgezeigt. Unter Berücksichtigung dieser Wichtung ergeben sich für den häufigen Wert Reduktionsfaktoren von 0,17 für UDL und 0,88 für TS sowie für den nicht häufigen Wert von 0,7 für TS und UDL.

In Tab. 26 werden Vorschläge für neue Reduktionsfaktoren unterbreitet. Die aus den Trendlinien ermittelten Reduktionsfaktoren wurden hierfür gerundet. Des Weiteren liegen die vorgeschlagenen Reduktionsfaktoren des Tandemsystems für den häufigen Wert etwas unterhalb der aus den Trendlinien abgelesenen Werte. Die aus den Auswertungen der Simulationsrechnungen ermittelten Reduktionsfaktoren für die Systeme deren Verhältnis TS / (TS + UDL) oberhalb von ca. 0,5 liegt weisen stärkeren Streuungen auf. In den dargestellten Punktwolken wird dies ersichtlich. Die Lage dieser Punkte in den Punktwolken beeinflusst aber die Trendlinie hinsichtlich ihres Wertes bei $x = 1$ sehr stark, sodass der an der Trendlinie ablesbare Reduktionsfaktor für das Tandemsystem gewissen Unsicherheiten unterlegen ist. Aus diesem Grund sind die vorgeschlagenen Reduktionsfaktoren des Tandemsystems für den häufigen Wert etwas niedriger angesetzt als die abgelesenen Werte.

Tab. 26: Vorschläge für neue Reduktionsfaktoren

		ψ-Werte nach DIN FB 101 (2003)		ψ-Werte für Varianten A bis F gewichtet		ψ-Werte für Variante A („jugendliches Bauwerk“)	
		TS	UDL	TS	UDL	TS	UDL
quasi-ständig	ψ_2	0,2		0,2		0,2	
häufig	ψ_1	0,75	0,4	0,85	0,2	0,6	0,2
nicht häufig	ψ_1'	0,8		0,7		0,6	

5.2 Aufteilung des Lastmodells in Querrichtung

5.2.1 Vorbetrachtungen

In den durchgeführten Untersuchungen wurden für unterschiedliche Systeme und Schnittgrößen charakteristische Werte aus Verkehrssimulationen, deren Grundlage Verkehrsvarianten bildeten, ermittelt und mit den Werte verglichen, die sich aus der Verwendung des modifizierten Lastmodells ergeben. Hierbei zeigte sich, dass das modifizierte Lastmodell den aktuellen und den prognostizierten zukünftigen Verkehr gut abdeckt. Betrachtet wurde bei diesen Untersuchungen die Brückenlängsrichtung. Die Stufung des Lastmodells in Querrichtung (unterschiedliche Werte für TS und UDL in den einzelnen Spuren) kann auf Grundlage dieser Untersuchungen nicht direkt überprüft werden. Dafür folgen nun gesonderte Untersuchungen.

5.2.2 Untersuchung der Spuranteile

Für die Berechnung der charakteristischen Werte wurden Fahrzeugfolgen für die verschiedenen Spuren mit unterschiedlicher Schwerverkehrsstärke (vgl. Abschnitt 3.2.1) simuliert, diese Folgen über Einflussflächen geführt und pro Spur Kennwert-Zeit-Verläufe berechnet. Diese Kennwert-Zeit-Verläufe der einzelnen Spuren wurden anschließend überlagert und statistisch ausgewertet. Die bisher ermittelten charakteristischen Werte bein-

halten somit den Verkehr in allen Spuren. In den folgenden Bildern 102 bis 105 sind die charakteristischen Werte der Schnittgrößen infolge jeweils einer Spurbelegung dargestellt. Die Spurbelegungen wurden wie bisher für die Schwerverkehrsvarianten A bis F für „fließenden Verkehr“ und „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ ermittelt. Die geometrische Lage der Spur auf dem Brückenquerschnitt wurde nicht variiert.

Es wird ersichtlich, dass im Allgemeinen keine signifikanten Unterschiede zwischen den Fahrzeugfolgen mit unterschiedlicher Schwerverkehrsstärke auftreten. Unterschiede zwischen den Schwerverkehrsvarianten (A bis F) und den Szenarien „fließender Verkehr“ und „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ werden hingegen deutlich und sind in ihrer Ausprägung abhängig vom System und von dem jeweils betrachteten Kennwert. Diese Ergebnisse zeigen sich in vergleichbarer Weise bei einer gemeinsamen Betrachtung aller Spuren durch eine entsprechende Überlagerung der jeweiligen Kennwert-Zeit-Verläufe der einzelnen Spuren.

Die dargestellten Ergebnisse zeigen, dass hieraus eine Abstufung der Komponenten des Lastmodells zwischen der 1. und 2. Spur nicht belegbar ist.

Für eine vertiefende Untersuchung dieses Sachverhaltes wird eine andere Betrachtungsweise herangezogen die im folgenden Abschnitt dargestellt ist.

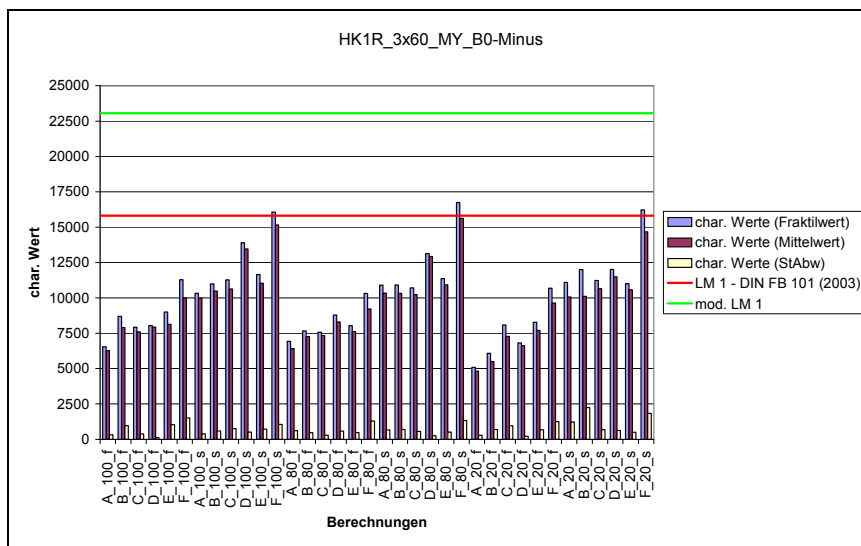


Bild 102: Charakteristische Werte einzelner Spuren für HK 1 - Stützmoment

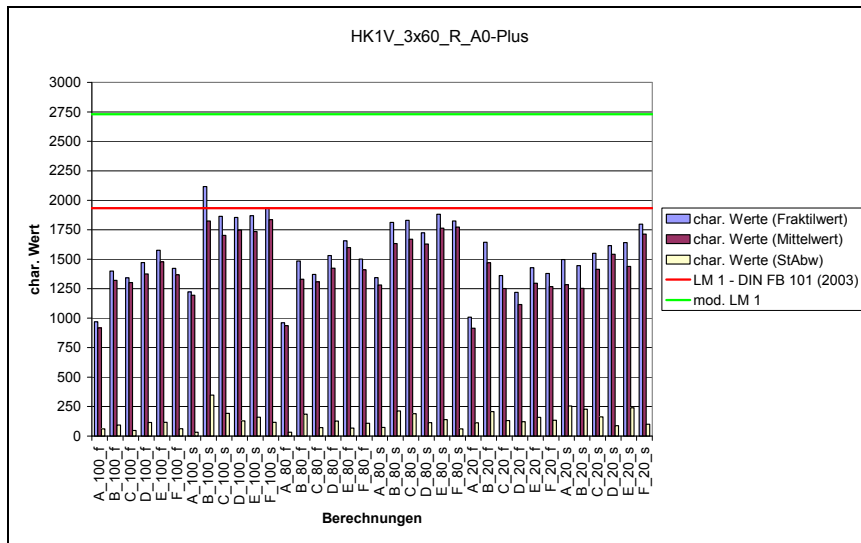


Bild 103: Charakteristische Werte einzelner Spuren für HK 1 – Anfangs – bzw. Endauflagerkraft

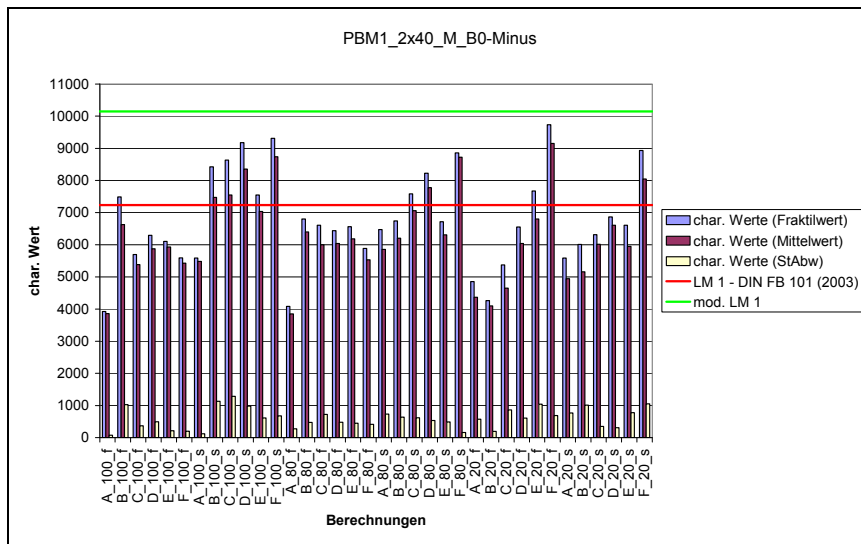


Bild 104: Charakteristische Werte einzelner Spuren für PBM 1 - Stützmoment

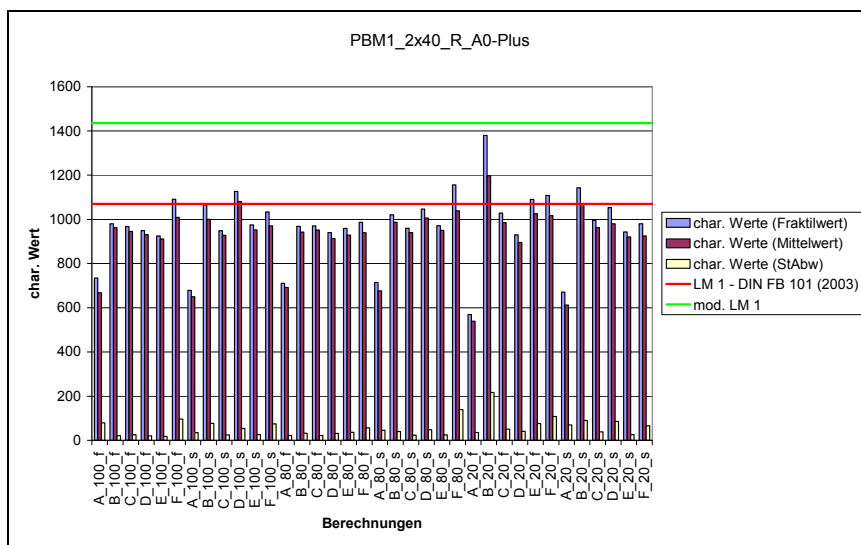


Bild 105: Charakteristische Werte einzelner Spuren für PBM 1 – Anfangs – bzw. Endauflagerkraft

5.2.3 Berechnung von Begegnungshäufigkeiten

In diesem Abschnitt wird ermittelt, wie häufig es zu Begegnungen zwischen zwei Fahrzeugen in zwei Spuren kommt. Hierzu ist eine wahrscheinlichkeitstheoretische Betrachtung bei Festlegungen von Annahmen erforderlich. Die Vorgehensweise und die Annahmen sollen an einem Beispiel erläutert werden.

In Schwerverkehrvariante C wird von einem DTSV-Wert von 25000 Fahrzeugen pro Richtung ausgegangen. Der Fahrzeugtyp 98 hat hieran einen Anteil von 58,9 %. In der Spurbelegungsvariante 100100 (für Systeme mit 8 m Fahrbahnbreite) bewegen sich somit pro Spur 14725 Fahrzeuge des Typs 98 an einem Tag über die Brücke. Zu Berechnen ist die Anzahl der Fälle, in denen zur gleichen Zeit auf beiden Spuren jeweils ein Fahrzeug des Typs 98 direkt nebeneinander steht (als „direkt nebeneinander“ wird ein Versatz ≤ 1 m definiert). Es wird davon ausgegangen, dass sich alle Fahrzeuge innerhalb der Spur mit einheitlich 80 km/h bewegen. Die Gesamtlänge des Verkehrsstromes eines Tages beträgt dann demnach $24 \text{ h} \cdot 80 \text{ km/h} \cdot 1000 = 1.920.000 \text{ m}$. Befindet sich auf einer Spur ein Fahrzeug des Typs 98 so ist dann die Wahrscheinlichkeit, dass sich auf der zweiten Spur direkt daneben (Versatz ≤ 1 m) auch ein Fahrzeug des Typs 98 befindet $p = (14725 \cdot 1 \text{ m}) / 1.920.000 = 0,007669$. Dieses „Zufallsexperiment“ wiederholt sich entsprechend dieses Beispiels 14725 mal pro Tag. Die Wahrscheinlichkeiten der möglichen Begegnungszahlen zwischen 0 und 14725 ergeben sich aus der Formel in Gl. 4.1, der Formel für die Binomialverteilung. Varianz, Standardabweichung und Erwartungswert einer Binomialverteilung ergeben sich aus den Gleichungen 4.2 bis 4.4.

$$b(n, p, k) = P(X = k) \\ = \binom{n}{k} \cdot p^k \cdot (1-p)^{n-k} \quad (4.1)$$

$$\sigma^2 = \text{Var}(X) = n \cdot p \cdot (1-p) \quad (4.2)$$

$$\sigma = \sqrt{n \cdot p \cdot (1-p)} \quad (4.3)$$

$$\mu = E(X) = n \cdot p \quad (4.4)$$

Für die weiteren Betrachtungen wird lediglich der Erwartungswert der Binomialverteilung verwendet, also die Anzahl der Begegnungen pro Tag, die sich bei einer unendlichen Durchführungsanzahl

des „Zufallsexperimentes“ im Mittel ergibt. Die Parameter n und p des Erwartungswertes ergeben sich dabei allgemein nach den Gleichungen 4.5 und 4.6.

$$n = DTSV_{Spur0} \cdot fzh_{TypX, Spur0} \quad (4.5)$$

$$p = \frac{DTSV_{Spur1} \cdot fzh_{TypY, Spur1} \cdot abst}{v \cdot t_b} \quad (4.6)$$

In Gl. 4.7 auf der folgenden Seite ist die Formel für die Berechnung des Erwartungswertes einer Binomialverteilung für den hier zu betrachtenden Fall nochmals ausführlich dargestellt. In die Formel fließen die DTSV-Werte der beiden Spuren ($DTSV_{Spur0}$ und $DTSV_{Spur1}$), der Anteil beliebiger Fahrzeugtypen am DTSV für die beiden Spuren ($fzh_{TypX, Spur0}$, $fzh_{TypY, Spur1}$) und der Versatz über den das direkte nebeneinander stehen definiert ist ($abst$) ein. Es wird von einer einheitlichen Fahrzeuggeschwindigkeit von 80 km/h ausgegangen und ein Tag (24h) betrachtet.

In den Tabellen 27 bis 30 sind über diesen Formelsatz berechnete Erwartungswerte von Fahrzeugbegegnungen (pro Tag) aufgeführt. Betrachtet wurden hierbei exemplarisch lediglich die Schwerverkehrvarianten A und C. Aus Tab. 27 lässt sich ablesen, dass in der Schwerverkehrvariante A für die Spurbelegung 100-100, also zwei entgegengesetzte Verkehrsströme, ca. 18 Begegnungen von Fahrzeugen des Typs 98 pro Tag auftreten. Für die Spurbelegung 8020, also zwei gleichgerichtete Verkehrsströme, treten rechnerisch 2,9 Begegnungen pro Tag auf (Tab. 28).

Aufgrund der deutlich höheren angenommenen DTSV-Werte in der Schwerverkehrvariante C treten dort für die Spurbelegung 100100 ca. 113 (Tab. 29) und für die Spurbelegung 8020 ca. 18 Begegnungen des Typs 98 (Tab. 30) pro Tag auf.

Dieser Berechnungsansatz bildet natürlich ebenso wie die durchgeführten Verkehrssimulationen die Realität nicht komplett ab. Der Verkehr in zwei Fahrspuren gleicher Richtung hat unterschiedliche Geschwindigkeiten, sowohl zwischen den beiden Spuren als auch innerhalb der Spuren zwischen den Fahrzeugen. Diese verschiedenen Geschwindigkeiten werden aber auch in der Simulation der Verkehrsströme nicht widerspiegelt, da hierfür noch eine umfangreiche Weiterentwicklung des verwendeten Programmsystems erforderlich ist. Für die weiteren Betrachtungen werden aber dennoch die hier ermittelten Begegnungshäufigkeiten verwendet.

$$\mu = E(X) = \frac{1}{80 \frac{km}{h} \cdot 24h \cdot 1000} \cdot DTSV_{Spur0} \cdot fzh_{TypX, Spur0} \cdot DTSV_{Spur1} \cdot fzh_{TypY, Spur1} \cdot abst \quad (4.7)$$

Tab. 27: Begegnungshäufigkeit der Fahrzeugtypen – Schwerverkehrsvariante A – Mehrspurverkehr 100/100

Variante A Mehrspurverkehr 100-100		Fahrzeugtypen in Fahrstreifen 1						
		Typ 8	Typ 33	Typ 41	Typ 97	Typ 98	Typ Kran	Typ PKW
Fahrzeugtypen in Fahrstreifen 0	Typ 8	0,63	0,29	0,97	0,46	3,38	--	--
	Typ 33	0,29	0,13	0,44	0,21	1,54	--	--
	Typ 41	0,97	0,44	1,51	0,71	5,22	--	--
	Typ 97	0,46	0,21	0,71	0,33	2,46	--	--
	Typ 98	3,38	1,54	5,22	2,46	18,13	--	--
	Typ Kran	--	--	--	--	--	--	--

Tab. 28: Begegnungshäufigkeit der Fahrzeugtypen – Schwerverkehrsvariante A – Mehrspurverkehr 80/20

Variante A Mehrspurverkehr 80-20		Fahrzeugtypen in Fahrstreifen 1						
		Typ 8	Typ 33	Typ 41	Typ 97	Typ 98	Typ Kran	Typ PKW
Fahrzeugtypen in Fahrstreifen 0	Typ 8	0,10	0,05	0,16	0,07	0,54	--	3,67
	Typ 33	0,05	0,02	0,07	0,03	0,25	--	1,67
	Typ 41	0,16	0,07	0,24	0,11	0,84	--	5,67
	Typ 97	0,07	0,03	0,11	0,05	0,39	--	2,67
	Typ 98	0,54	0,25	0,84	0,39	2,90	--	19,67
	Typ Kran	--	--	--	--	--	--	--

Tab. 29: Begegnungshäufigkeit der Fahrzeugtypen – Schwerverkehrsvariante C – Mehrspurverkehr 100/100

Variante C Mehrspurverkehr 100-100		Fahrzeugtypen in Fahrstreifen 1						
		Typ 8	Typ 33	Typ 41	Typ 97	Typ 98	Typ Kran	Typ PKW
Fahrzeugtypen in Fahrstreifen 0	Typ 8	3,87	1,74	6,00	2,80	20,90	0,18	--
	Typ 33	1,74	0,78	2,70	1,26	9,39	0,08	--
	Typ 41	6,00	2,70	9,30	4,35	32,40	0,28	--
	Typ 97	2,80	1,26	4,35	2,03	15,15	0,13	--
	Typ 98	20,90	9,39	32,40	15,15	112,93	0,96	--
	Typ Kran	0,18	0,08	0,28	0,13	0,96	0,01	--

Tab. 30: Begegnungshäufigkeit der Fahrzeugtypen – Schwerverkehrsvariante C – Mehrspurverkehr 80/20

Variante C Mehrspurverkehr 80-20		Fahrzeugtypen in Fahrstreifen 1						
		Typ 8	Typ 33	Typ 41	Typ 97	Typ 98	Typ Kran	Typ PKW
Fahrzeugtypen in Fahrstreifen 0	Typ 8	0,62	0,28	0,96	0,45	3,34	0,03	9,08
	Typ 33	0,28	0,13	0,43	0,20	1,50	0,01	4,08
	Typ 41	0,96	0,43	1,49	0,70	5,18	0,04	14,08
	Typ 97	0,45	0,20	0,70	0,33	2,42	0,02	6,58
	Typ 98	3,34	1,50	5,18	2,42	18,07	0,15	49,08
	Typ Kran	0,03	0,01	0,04	0,02	0,15	0,00	0,42

5.2.4 Statistische Verteilung der Gesamtgewichte von zwei Fahrzeugen

Im vorhergehenden Abschnitt wurde ermittelt, wie häufig sich bestimmte Fahrzeugtypen innerhalb eines festgelegten Zeitraumes (pro Tag) im Mittel begegnen. Für jeden Fahrzeugtyp ist auf Basis von Achslastmessungen eine Dichtefunktion des Fahrzeuggesamtgewichtes definiert. Begegnen sich zwei Fahrzeuge so folgt deren gemeinsames Gewicht ebenfalls eine Dichtefunktion. Diese Dichtefunktion lässt sich aus den Parametern der Dichtefunktionen der Fahrzeuggesamtgewichte der einzelnen Fahrzeuge berechnen.

Die Dichtefunktionen der Fahrzeuggesamtgewichte können entsprechend den Erläuterungen in Abschnitt 2.1.2 durch eine mehrmodale Normalverteilung definiert werden. In den durchgeführten Untersuchungen wurden 2-modale Normalverteilungen verwendet. Für jeden Fahrzeugtypen gibt es somit einen definierten Satz von 6 Parametern über die die Dichtefunktion des Fahrzeuggesamtgewichtes gebildet wird. Hierbei handelt es sich um zwei Normalverteilungen mit den Parametern μ_1 und μ_2 (Erwartungswert) und σ_1 und σ_2 (Standardabweichung). Diese beiden Normalverteilungen werden über die Faktoren ξ_1 und ξ_2 skaliert und aufsummiert, sodass das Integral der Dichtefunktion für x gegen unendlich den Wert 1 annimmt.

Da sich die Dichtefunktionen des Gesamtgewichtes der einzelnen Fahrzeugtypen aus zwei Normalverteilungen zusammensetzen, ergibt sich für die Dichtefunktion des gemeinsamen Gesamtgewichtes von zwei Fahrzeugen im allgemeinen Fall eine Dichtefunktion die sich aus vier Normalverteilungen zusammensetzt.

In den folgenden Gleichungen ist aufgeführt, wie sich die Parameter dieser vier Normalverteilung aus den Parametern der Ausgangsverteilungen, also den Parametern der Dichtefunktionen der Fahrzeuggesamtgewichte der einzelnen Fahrzeuge, ergeben.

In den Gleichungen sind:

$\mu_{1,1}$ und $\mu_{1,2}$ Erwartungswerte der Normverteilungen der Dichtefunktion des Fahrzeuggesamtgewichtes des ersten bzw. zweiten Fahrzeugtyps
bzw.
 $\mu_{2,1}$ und $\mu_{2,2}$

$\sigma_{1,1}$ und $\sigma_{1,2}$ Standardabweichungen der Normverteilungen der Dichtefunktion des Fahrzeuggesamtgewichtes des ersten bzw. zweiten Fahrzeugtyps
bzw.
 $\sigma_{2,1}$ und $\sigma_{2,2}$

$\xi_{1,1}$ und $\xi_{1,2}$ Skalierungsfaktoren der Normverteilungen der Dichtefunktion des Fahrzeuggesamtgewichtes des ersten bzw. zweiten Fahrzeugtyps
bzw.
 $\xi_{2,1}$ und $\xi_{2,2}$

$\mu_{r,1}$ bis $\mu_{r,4}$ Erwartungswerte der Normverteilungen der Dichtefunktion des gemeinsamen Fahrzeuggesamtgewichtes von beiden Fahrzeugen

$\sigma_{r,1}$ bis $\sigma_{r,4}$ Standardabweichungen der Normverteilungen der Dichtefunktion des gemeinsamen Fahrzeuggesamtgewichtes von beiden Fahrzeugen

$\xi_{r,1}$ bis $\xi_{r,4}$ Skalierungsfaktoren der Normverteilungen der Dichtefunktion des gemeinsamen Fahrzeuggesamtgewichtes von beiden Fahrzeugen

Die insgesamt 12 Parameter ergeben sich dann wie folgt:

$$\mu_{r,1} = \mu_{1,1} + \mu_{2,1} \quad (4.8)$$

$$\sigma_{r,1} = \sqrt{\sigma_{1,1}^2 + \sigma_{2,1}^2} \quad (4.9)$$

$$\xi_{r,1} = \xi_{1,1} \cdot \xi_{2,1} \quad (4.10)$$

$$\mu_{r,2} = \mu_{1,1} + \mu_{2,2} \quad (4.11)$$

$$\sigma_{r,2} = \sqrt{\sigma_{1,1}^2 + \sigma_{2,2}^2} \quad (4.12)$$

$$\xi_{r,2} = \xi_{1,1} \cdot \xi_{2,2} \quad (4.13)$$

$$\mu_{r,3} = \mu_{1,2} + \mu_{2,1} \quad (4.14)$$

$$\sigma_{r,3} = \sqrt{\sigma_{1,2}^2 + \sigma_{2,1}^2} \quad (4.15)$$

$$\xi_{r,3} = \xi_{1,2} \cdot \xi_{2,1} \quad (4.16)$$

$$\mu_{r,4} = \mu_{1,2} + \mu_{2,2} \quad (4.17)$$

$$\sigma_{r,4} = \sqrt{\sigma_{1,2}^2 + \sigma_{2,2}^2} \quad (4.18)$$

$$\xi_{r,4} = \xi_{1,2} \cdot \xi_{2,2} \quad (4.19)$$

In Bild 106 ist ein Beispiel einer solchen Überlagerung von Dichtefunktionen dargestellt. Exemplarisch wurden hierfür die Dichtefunktionen des Fahrzeuggesamtgewichtes des Typs 98 und des Typs 41 verwendet.

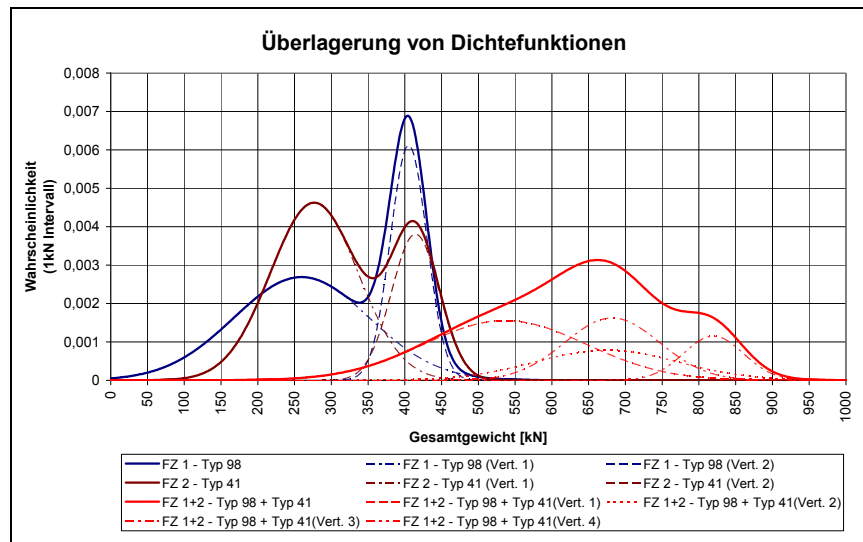


Bild 106: Beispiel einer Überlagerung von Dichtefunktion des Fahrzeuggesamtgewichtes von Fahrzeuge des Typs 98 und 41

Neben den Dichtefunktionen des Fahrzeuggesamtgewichtes einzelner Fahrzeugtypen und der Dichtefunktion des gemeinsamen Gesamtgewichtes von zwei Fahrzeugen ist die absolute Auftretenshäufigkeit eines bestimmten Fahrzeugtyps innerhalb der verschiedenen Schwerverkehrsvarianten definiert. Die rechnerische Anzahl (Erwartungswert) von Fahrzeugbegegnungen ist entsprechend den Erläuterungen in Abschnitt 5.2.3 ebenfalls bekannt. Hieraus lassen sich über eine Extremwertbetrachtung (Berechnung der Jahresextremwertverteilung des Gewichtes und Ermittlung des 0,999-Fraktilwertes) Gewichte, sowohl der einzelnen Fahrzeuge als von zwei Fahrzeugen gemeinsam, bestimmen, die mit einer definierten Wiederkehrperiode auftreten. Wie bei der Ermittlung der charakteristischen Schnittgrößen wird auch hier für die Gewichte eine Wiederkehrperiode von 1000 Jahren definiert. Die Ergebnisse werden dann analog als charakteristische Gewichte bezeichnet.

In Bild 107 ist das Ergebnis dieser Vorgehensweise für die Begegnungen von zwei Fahrzeugen des Typs 98 in Schwerverkehrsvariante C und Spurbeladung 100100 dargestellt. In der Abbildung sind die Dichtefunktionen der Gesamtgewichte der einzelnen Fahrzeuge („DichteFkt – Typ 98 (FZ 1)“ und „DichteFkt – Typ 98 (FZ 2)“) eingetragen. In die-

sem Beispiel liegen die beiden Funktionen, da es sich um zwei gleiche Fahrzeugtypen handelt, direkt übereinander, sodass hier nur ein Funktionsverlauf sichtbar ist. Die Dichtefunktion des gemeinsamen Gewichtes ist unter der Bezeichnung „DichteFkt – FZ 1+2“ ebenfalls im Diagramm eingezeichnet. Aus den Dichtefunktionen wurden die entsprechenden Verteilungsfunktionen gebildet. Diese sind unter den Bezeichnungen „VertFkt – Typ 98 (FZ 1)“, „VertFkt – Typ 98 (FZ 2)“ und „VertFkt – FZ 1+2“ im Diagramm eingetragen. Anschließend wurden aus diesen Verteilungsfunktionen Jahres-Extremwertverteilungsfunktionen berechnet. Diese Jahres-Extremwertverteilungsfunktionen werden durch Potenzieren der Verteilungsfunktionen gebildet. Der Exponent bildet sich dabei aus der Fahrzeug- bzw. Begegnungsanzahl pro Tag und angenommenen 250 Verkehrstagen pro Jahr. Der 99,9%-Fraktilwert der Jahresextremwertverteilungen entspricht dann dem charakteristischen Gewicht, also dem Gewicht eines Fahrzeuges bzw. von zwei Fahrzeugen gemeinsam, welches mit einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren auftritt. Diese Fraktilwerte sind ebenfalls in den Diagrammen eingetragen.

In Bild 107 wird ersichtlich, dass das charakteristische Gesamtgewicht des Fahrzeugtyps 98 (Sattel-schlepper mit zweiachsiger Zugmaschine und

dreiaxsigem Sattelaufleger bei der in der Schwerverkehrsvariante C und der Spurbelegung 100100 angenommenen täglichen Fahrzeuganzahl von 14725 pro Spur 824 kN beträgt. Das charakteristische Gewicht von zwei Fahrzeugen beträgt hier für die angenommenen 112 Begegnungen pro Tag 1201 kN. Dies entspricht dem rund 1,45-fachen Wert des charakteristischen Gewichtes eines einzelnen Fahrzeuges. In Bild 106 sind ana-

log die Werte für die Spurbelegung 8020 ersichtlich. Aufgrund der niedrigeren angenommenen Fahrzeuganzahl pro Tag in den beiden Spuren von 11780 bzw. 2445 und der täglichen Begegnungsanzahl von 18 sind hier die charakteristischen Gewichte mit 820 kN für das Fahrzeug in Spur 0, 800 kN für das Fahrzeug in Spur 1 und 1159 kN für beide Fahrzeuge gemeinsam erwartungsgemäß niedriger als in der Spurbelegung 100100.

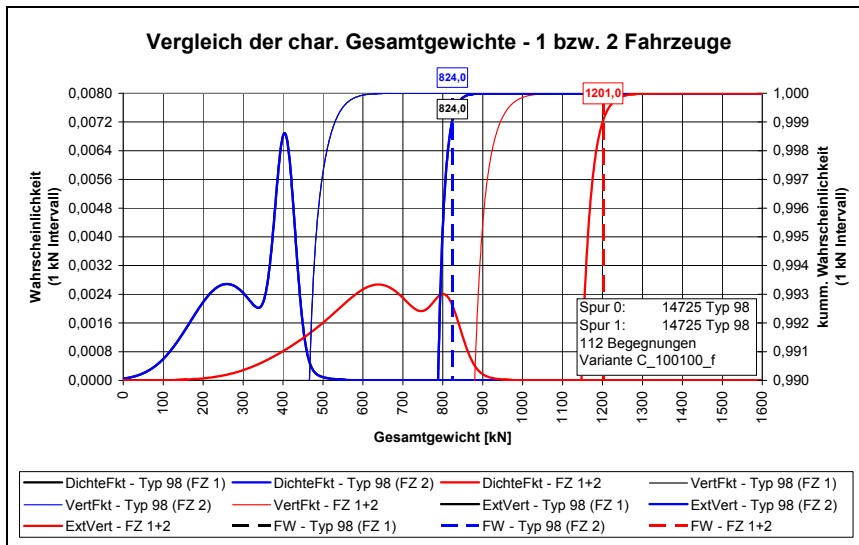


Bild 107: Charakteristische Gewichte von Fahrzeugtyp 98– Schwerverkehrvariante C – Spurbelegung 100100

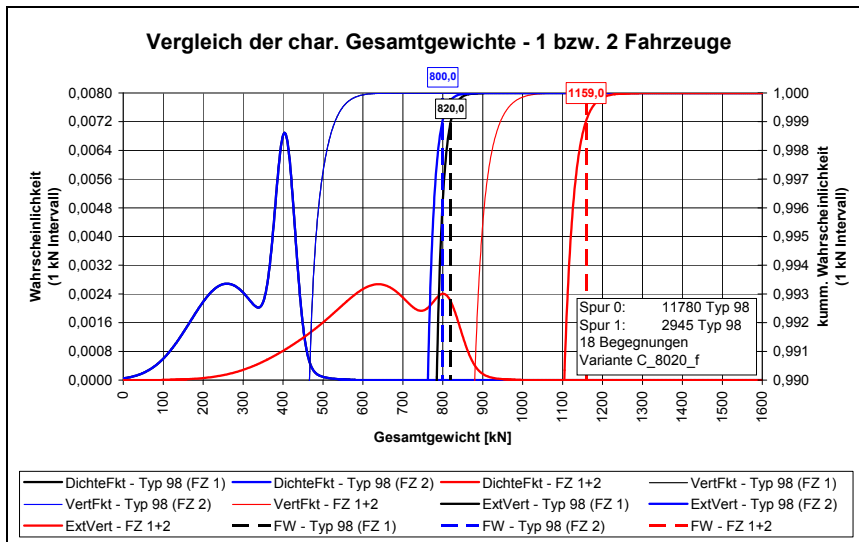


Bild 108: Charakteristische Gewichte von Fahrzeugtyp 98– Schwerverkehrvariante C – Spurbelegung 8020

Zur Klärung der Fragen hinsichtlich der Queraufteilung des Lastmodells ist es nun von Interesse, wie sich das charakteristische Gesamtgewicht von zwei Fahrzeugen auf die einzelnen Fahrzeuge aufteilt. Diese Aufteilung ist nicht zwangsläufig 50:50 sondern folgt vielmehr wiederum einer Dichtefunktion. Diese Dichtefunktion lässt sich aus den beiden Dichtefunktionen des Gesamtgewichtes der

einzelnen Fahrzeuge ermitteln. In den folgenden Bildern ist dies dargestellt. Für das charakteristische Gesamtgewicht zweier Fahrzeuge von 1201 kN (vgl. Bild 105) kann der Anteil des ersten Fahrzeugs zumindest theoretisch zwischen 0 und 1 liegen. Der Anteil des zweiten Fahrzeugs muss dann dementsprechend genau umgekehrt zwischen 1 und 0 liegen. Die Dichtefunktion des An-

teils des ersten Fahrzeugs am gemeinsamen charakteristischen Gesamtgewicht wird gebildet, indem die Dichtefunktion des Gewichtes des zweiten Fahrzeuges beim 0,5-fachen Wert des gemeinsamen Gewichtes gespiegelt wird. Aus dem Produkt der Dichtefunktion des Gewichtes des ersten Fahrzeugs und der gespiegelten Dichtefunktion des Gewichtes des zweiten Fahrzeuges ergibt sich die Dichtefunktion des Anteils des ersten Fahrzeuges am gemeinsamen charakteristischen Gewicht.

In dieser in Bild 109 dargestellten Dichtefunktion werden Extremwerte bei 0,5, 0,37 und 0,63 deutlich, wobei bei 0,5 die höchste Wahrscheinlichkeit liegt. Es ist somit am wahrscheinlichsten, dass sich für diese Fahrzeugtypenkombination das charakteristische Gesamtgewicht von 1201 kN im Verhältnis 50:50 auf die beiden einzelnen Fahrzeuge aufteilt.

Für den Fall der Spurbelegung 8020 beträgt das gemeinsame charakteristische Gesamtgewicht

beider Fahrzeuge 1159 kN (vgl. Bild 110). Die Dichtefunktion des Anteils des ersten Fahrzeuges an diesem gemeinsamen Gewicht ist in Bild 108 dargestellt. Hier zeigen sich ebenfalls die Extrempunkte bei 0,37, 0,5 und 0,63. Die y-Werte bei 0,37 und 0,63 sind aber im Verhältnis zum y-Wert bei 0,5 deutlich größer als in der vorhergehenden Variante.

Die Betrachtungen wurden auch für die Fahrzeugbegegnungen Typ 98 – Typ 41 und Kran – Typ 98 durchgeführt. Die dabei ermittelten charakteristischen Werte des gemeinsamen Gewichtes sind in Tab.31 aufgeführt. Zusätzlich ist in der Tabelle die aus der Dichtefunktion des Anteils des ersten Fahrzeuges am gemeinsamen Gewicht abgeleitete wahrscheinlichste Aufteilung angegeben.

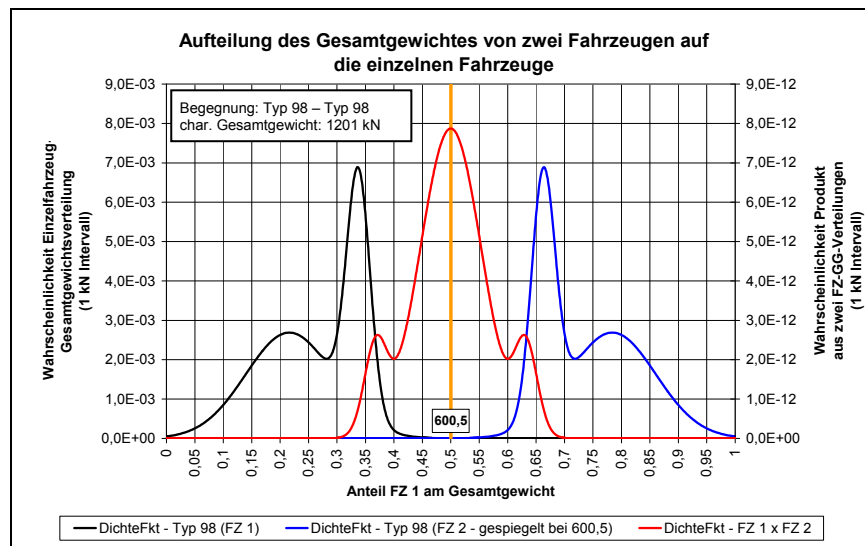


Bild 109: Dichtefunktion der Wahrscheinlichkeit des Anteils eines Fahrzeuggewichtes am charakteristischen Gesamtgewicht beider Fahrzeuge (Typ 98) von 1201 kN

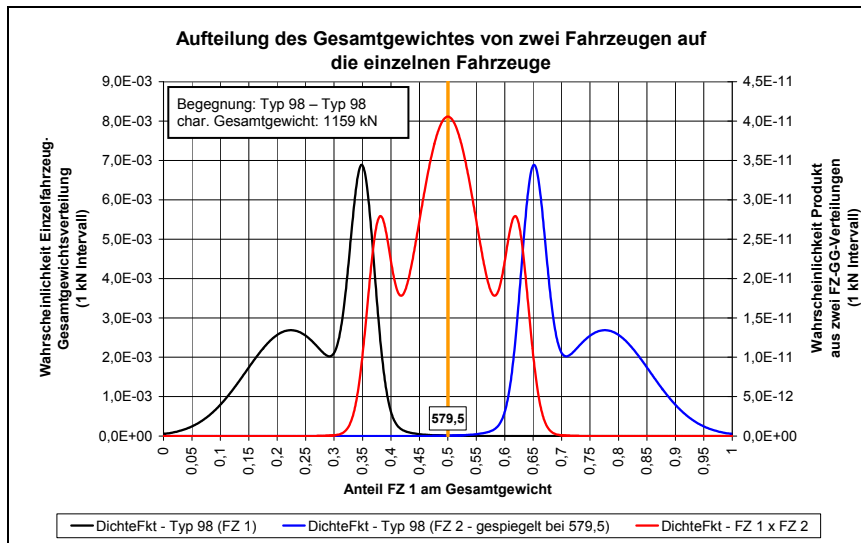


Bild 110: Dichtefunktion der Wahrscheinlichkeit des Anteils eines Fahrzeuggewichtes am charakteristischen Gesamtgewicht beider Fahrzeuge (Typ 98) von 1159 kN

Tab. 31: Charakteristische Gesamtgewichte zweier Fahrzeuge und wahrscheinlichste Aufteilung dieser auf die einzelnen Fahrzeuge

		Belegung (Schwerverkehrsvariante C)			
		100100		8020	
		char. Gesamtgewicht	Aufteilung	char. Gesamtgewicht	Aufteilung
Fahrzeugbegegnung	98 - 98	1201	50 : 50	1157	50 : 50
	98 - 41	1147	60 : 40	1110	60 : 40
	Kran - 98	1466	60 : 40	1421	60 : 40

5.2.5 Zusammenfassung

Zur Überprüfung der Queraufteilung des Lastmodells wurden zwei verschiedene Untersuchungswege beschrieben. Der erste Weg bestand darin, die charakteristischen Schnittgrößen, die sich aus den Verkehrsbändern der einzelnen Spuren ergeben, zu ermitteln. Hierbei ergeben sich für Verkehrsströme mit unterschiedlicher Schwerverkehrsstärke im Allgemeinen nur geringfügig veränderliche charakteristische Werte, sodass sich hieraus zunächst eine Abstufung des Lastmodells zwischen Fahrstreifen 1 und Fahrstreifen 2 nicht belegen lässt.

Bei einer wahrscheinlichkeitstheoretischen Ermittlung von Fahrzeugbegegnungshäufigkeiten, daraus abgeleiteten charakteristischen Werten des gemeinsamen Gesamtgewichtes und eine Ermittlung der Wahrscheinlichkeiten der Aufteilung dieses Gewichtes auf die beiden Fahrzeuge lässt sich in Abhängigkeit der Dichtefunktionen des Gesamtgewichtes des einzelnen Fahrzeuges aber hingegen die im Lastbild ausgewiesene Abstufung begründen.

5.3 Untersuchungen von Systemen mit kleinen Stützweiten

Auf Grundlage der in Abschnitt 5.2 erzielten Ergebnisse wird nun eine weitergehende Betrachtung der Systeme mit kleinen Stützweiten vorgenommen. In Abschnitt 4.2 wurde deutlich, dass die angewandte Untersuchungsmethodik für die Systeme P1, P2 und bereichsweise auch für FT unlogische, den Erwartungen gegenüber und im Vergleich zu den übrigen untersuchten Systemen deutlich zu hohe, Ergebnisse liefert. Für die Systeme P1 (10 m Einfeldsystem mit Vollplattenquerschnitt) und P2 (25 m Einfeldsystem mit Vollplattenquerschnitt) wird eine erweiterte Betrachtung mit folgenden Annahmen durchgeführt.

Aufgrund der kleinen Stützweiten befindet sich in einer Spur immer nur ein Fahrzeug zur gleichen Zeit auf der Brücke. Die Fahrzeuggeometrie und die Achslastverteilung sind innerhalb der einzelnen Fahrzeugtypen identisch. Somit gibt es für jeden Fahrzeugtyp eine Stellung, in der eine maximale Schnittgröße erzeugt wird. Diese ist proportional zum Fahrzeuggesamtgewicht. Als Fahrzeuggesamtgewicht werden die im vorherigen Abschnitt beschriebenen charakteristischen Fahrzeuggesamtgewichte (Wiederkehrperiode 1000 Jahre) verwendet. Wie in Bild 111 ersichtlich wird, ist dabei die Varianz dieser Gewichte über die verschiedenen Schwerverkehrsvarianten und Spurbeladungen hinweg (100%, 80% oder 20% des DTSV auf einer Spur) sehr klein. Für die folgenden Untersuchungen wird daher für jedes Fahrzeug nur ein charakteristisches Gesamtgewicht verwendet. Eine Unterteilung in die einzelnen Schwerverkehrsvarianten entfällt daher in den weiteren Darstellungen.

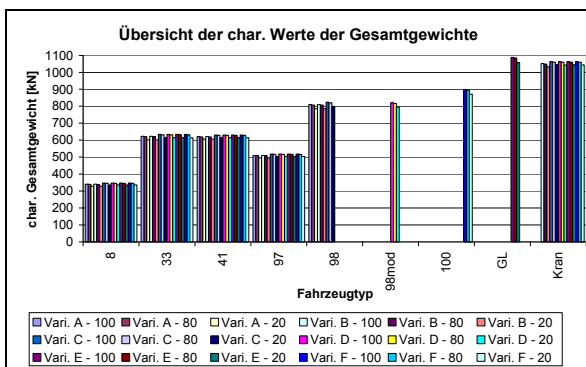


Bild 111: charakteristische Fahrzeuggesamtgewicht in den verschiedenen Verkehrsvarianten

In den folgenden Bildern werden die Ergebnisse dieser Betrachtungsweise dargestellt. Die Schnittgrößen wurden hierbei an Stabsystemen berechnet. Zusätzlich wurden die ermittelten Schnittgrößen mit einem Schwingbeiwert in Anlehnung an

die DIN 1072 (1,32 für 10 m System, 1,2 für 25 m System) erhöht. Das untersuchte 10 m EFT System hat eine Fahrbahnbreite von 8 m und das 25 m EFT System von 12 m. Die Fahrbahnbreiten sind hierbei aber zunächst nur relevant für die ermittelten Schnittgrößen aus der Anwendung des aktuellen bzw. des modifizierten Lastmodells.

In Bild 112 sind die Schnittgrößen (Feldmoment und Auflagerkraft) dargestellt, die sich aus den unterschiedlichen Fahrzeugen mit ihrer jeweils definierten Stellung auf dem System und ihrem charakteristischen Gewicht ergeben. Diese Ergebnisse beinhalten einen Schwingbeiwert von 1,32. Betrachtet werden zunächst nur Fahrzeuge in einer Spur. Es wird ersichtlich, dass die ermittelten Schnittgrößen deutlich unterhalb des Niveaus des aktuellen und des modifizierten Lastmodells liegen. In dieser Darstellung wurde das Lastmodell auf die gesamte Brückenbreite angesetzt.

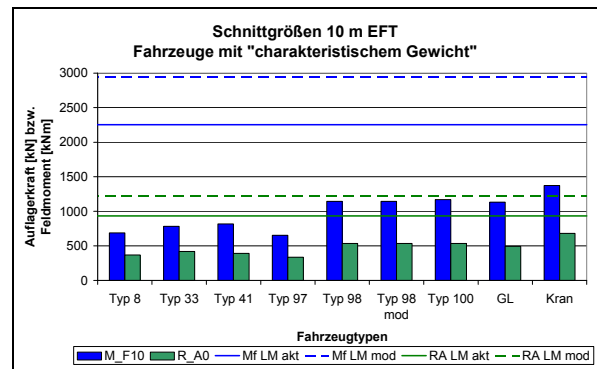


Bild 112: Feldmoment und Auflagerkraft des 10 m Systems für die verschiedenen Fahrzeugtypen (1 Spur) - Vergleichsbasis: Lastmodell auf der gesamten Brückenbreite

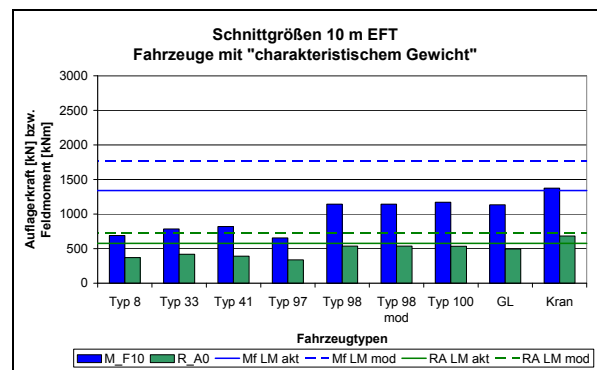


Bild 113: Feldmoment und Auflagerkraft des 10 m Systems für die verschiedenen Fahrzeugtypen (1 Spur) - Vergleichsbasis: Lastmodell lediglich auf Fahrstreifen 1

In Bild 113 wurde als Vergleichsbasis das Lastmodell lediglich im ersten Fahrstreifen angesetzt. Erwartungsgemäß liegen die durch die aufstehenden Fahrzeuge verursachten Schnittgrößen somit näher am Niveau des aktuellen und des modifizier-

ten Lastmodells bzw. genauer am Niveau der Komponenten des Lastmodells im Fahrstreifen 1. Es wird ersichtlich, dass durch den Fahrzeugtyp „Kran“ hier sowohl für das Feldmoment als auch für die Auflagerkraft eine Überschreitung des Niveaus des aktuellen Lastmodells vorhanden ist.

Für die Betrachtung von zwei Spuren wurde eine vereinfachte Vorgehensweise angewendet. In Abschnitt 5.2.4 wurde gezeigt, dass das gemeinsame charakteristische Gesamtgewicht von zwei Fahrzeugen um einen gewissen Faktor höher ist als das charakteristische Gesamtgewicht eines Fahrzeuges. Dieser Faktor ist abhängig von der betrachteten Fahrzeugbegegnung (z.B. Typ 98 mit Typ 98 oder Typ 98 mit Typ 41 usw.) und liegt über 1,4 und unter 2,0. Um auf Betrachtung sämtlicher möglichen Fahrzeugkombinationen verzichten zu können, wurden wie in den folgenden Bildern 114 und 115 dargestellt die Schnittgrößen, die sich aus einem Fahrzeug ergeben (einschließlich Schwingbeiwert) um den „Gewichtsfaktor“ 1,5 (Bild 114) und 2,0 (Bild 115) erhöht. Würde man eine genauere Betrachtung mit allen möglichen Fahrzeugkombinationen durchführen, so würden die Ergebnisse zwischen den in diesen Bildern dargestellten Werten liegen. Als Vergleichsbasis wurden hier wiederum die Werte verwendet, die sich aus dem Ansatz des aktuellen bzw. des modifizierten Lastmodells auf die gesamte Brückenbreite ergeben.

Es wird ersichtlich, dass abgesehen vom Fahrzeugtyp „Kran“, bei einem Gewichtsfaktor von 1,5 das Niveau des aktuellen Lastmodells noch weit unterschritten wird.

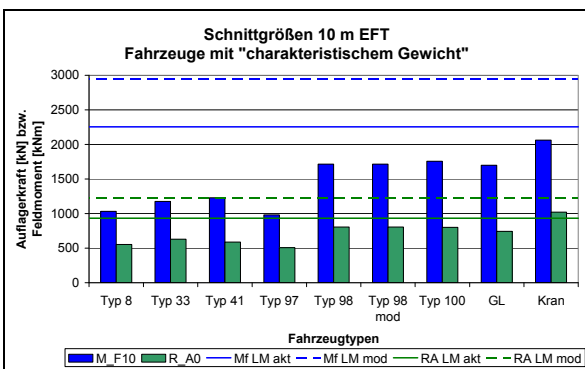


Bild 114: Feldmoment und Auflagerkraft des 10 m Systems für die verschiedenen Fahrzeugtypen (2 Spuren, Faktor 1,5) - Vergleichsbasis: Lastmodell auf der gesamten Brückenbreite

Erst bei einem Gewichtsfaktor von 2,0, der aber in dieser Größe in Wirklichkeit nicht auftritt, kommt es durch die verschiedenen Sattelschlepperfahrzeuge (Typ 98, Typ 98mod, Typ 100, Typ Gigaliner) zu leichten Überschreitungen des Niveaus des aktuellen Lastmodells. Vom Niveau des modifizierten Lastmodells, welches auf Grundlage der durchge-

fürten Untersuchungen der anderen Tragsystem als zukunftsfähige Lastmodells ermittelt wurde, haben diese Werte noch einen vergleichsweise großen Abstand

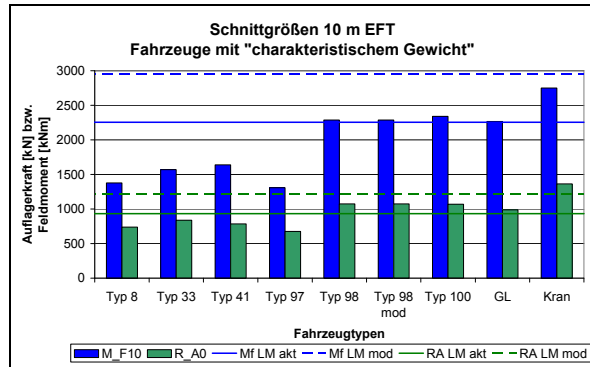


Bild 115: Feldmoment und Auflagerkraft des 10 m Systems für die verschiedenen Fahrzeugtypen (2 Spuren, Faktor 2) - Vergleichsbasis: Lastmodell auf der gesamten Brückenbreite

In den folgenden Bildern 116 bis 119 sind die Ergebnisse des 25 m Einfeldsystems in analoger Weise dargestellt. Auch die Ergebnisse sind hierbei vergleichbar zum 10 m System.

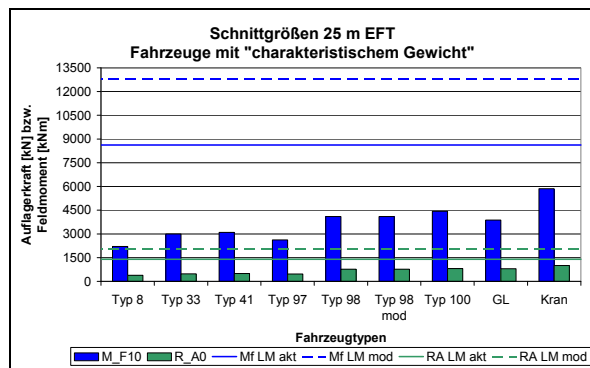


Bild 116: Feldmoment und Auflagerkraft des 25 m Systems für die verschiedenen Fahrzeugtypen (1 Spur) - Vergleichsbasis: Lastmodell auf der gesamten Brückenbreite

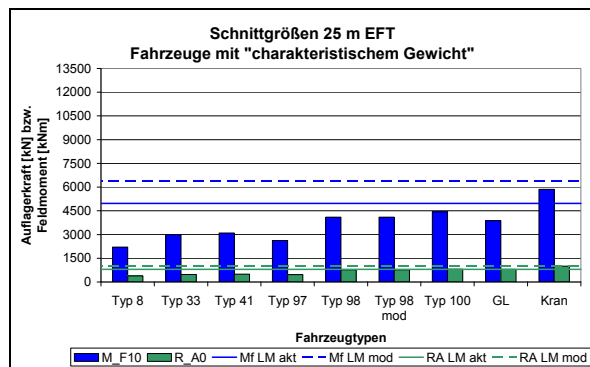


Bild 117: Feldmoment und Auflagerkraft des 25 m Systems für die verschiedenen Fahrzeugtypen (1 Spur) - Vergleichsbasis: Lastmodell lediglich auf Fahrstreifen 1

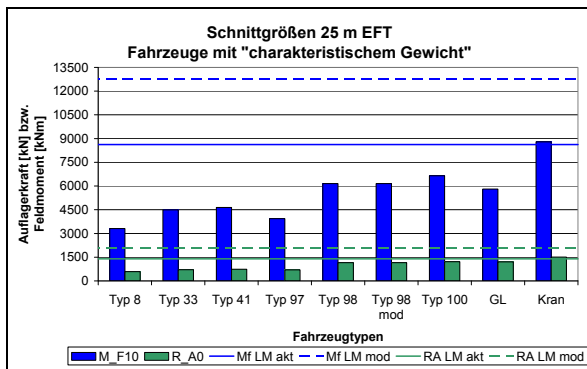


Bild 118: Feldmoment und Auflagerkraft des 25 m Systems für die verschiedenen Fahrzeugtypen (1 Spur) - Vergleichsbasis: Lastmodell lediglich auf Fahrstreifen 1

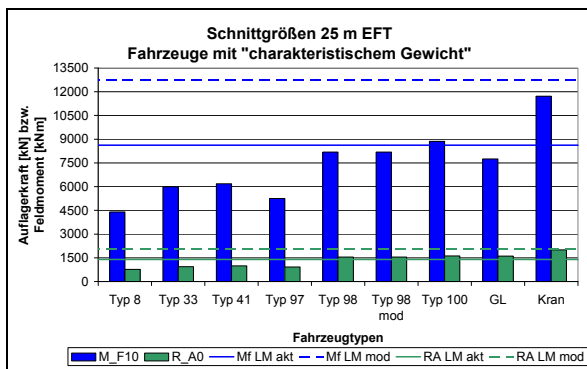


Bild 119: Feldmoment und Auflagerkraft des 10 m Systems für die verschiedenen Fahrzeugtypen (2 Spuren, Faktor 1,5) - Vergleichsbasis: Lastmodell auf der gesamten Brückenbreite

Anzumerken ist hierbei aber, dass die getroffene Annahme, dass sich pro Fahrstreifen nur ein Fahrzeug zur gleichen Zeit auf dem Tragwerk befinden kann für dieses System mit einer Gesamtlänge von 25 m nicht uneingeschränkt zutrifft. Betrachtet man einen Stauverkehr in dem entsprechend den hier getroffenen Annahmen ein Abstand zwischen den Fahrzeugen von 5 m vorhanden ist und geht man im Mittel von einer Fahrzeuglänge von 12 m aus, so ist es durchaus möglich, dass sich ein Fahrzeug am Anfang und ein Fahrzeug am Ende der Brücke befindet. Je nach Schnittgröße und deren Form der Einflusslinie bzw. -fläche ist es dann möglich, dass leicht höhere Schnittgrößen auftreten. Des Weiteren wurde hier nicht untersucht, wie sich extrem überladene Fahrzeugachsen auf die charakteristischen Werte der Schnittgrößen auswirken, da hier stets komplette Fahrzeuge mit innerhalb der jeweiligen Fahrzeugtypen konstanten Verteilungen des Gesamtgewichtes auf die einzelnen Achsen (z.B. hat die zweite Achse des Fahrzeugtyps 98 stets einen Anteil von 28,1 % des Gesamtgewichtes) zum Ansatz kommen.

6 Zusammenfassung

6.1 Lastmodell

Mit Hilfe von Verkehrssimulationen des aus aktuellen Verkehrsmessungen abgeleiteten gegenwärtigen Schwerverkehrsaufkommens und auf Grundlage von Verkehrsprognosen und möglichen Entwicklungstendenzen des zukünftigen Verkehrs aufgestellten Szenarien des zukünftigen Schwerverkehrs wurden für verschiedene Tragsysteme von Brücken charakteristische Werte verschiedener Schnittgrößen ermittelt. Diese sind als Werte mit einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren definiert. Die berechneten charakteristischen Werte wurden mit den Werten, die sich aus der Anwendung des Lastmodells 1, DIN Fachberichte 101 (2003), sowie eines aus Vorüberlegungen seitens der BAST und des BMVBS ermittelten modifizierten Lastmodells verglichen. In dem als Vergleichsbasis verwendeten modifizierten Lastmodell ist dabei die im Zuge der Einführung des Eurocodes vorgesehene Änderung des Teilsicherheitsbeiwertes für Verkehrslasten von 1,5 auf 1,35

berücksichtigt, indem die aus den Vorbetrachtungen ermittelten Werte der Komponenten des Lastmodells mit dem Faktor $1,5 / 1,35 = 1,11$ angehoben wurden.

Im Vergleich der aus den Simulationsrechnungen ermittelten charakteristischen Werte mit den Niveaus des aktuellen und des modifizierten Lastmodells zeigte sich, dass das Lastmodell 1 des DIN Fachberichtes 101 (2003) das aktuelle Schwerverkehrsaufkommen gut abdeckt. Für die verschiedenen Szenarien des zukünftigen Schwerverkehrs wurde dieses Niveau aber im Allgemeinen überschritten. Das modifizierte Lastmodell bildete hingegen über alle Tragsysteme, Schnittgrößen und die Mehrzahl der Verkehrsszenarien eine Obergrenze der aus den Simulationsrechnungen ermittelten Werte. Das modifizierte Lastmodell kann somit als zukunftsicheres Lastmodell für Verkehrslasten auf Straßenbrücken identifiziert werden. Die Werte der einzelnen Komponenten dieses Lastmodells sind in Tab. 32 nochmals zusammenfassend dargestellt.

Tab. 32: Grundwerte und angepasste Grundwerte „modifiziertes LM 1“ (für $\gamma_Q = 1,35$)

Stellung	Doppelachse			Gleichmäßig verteilte Last		
	Grundwert	α_{Qi}	angepasster Grundwert	Grundwert	α_{Qi}	angepasster Grundwert
	Achslast Q_{ik} in kN		Achslast $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ in kN	q_{ik} in kN/m ²		$\alpha_{Qi} \cdot q_{ik}$ in kN
Fahrstreifen 1	300	1,0	300	9,0	1,33	12,0
Fahrstreifen 2	200	1,0	200	2,5	2,4	6,0
Fahrstreifen 3	100	1,0	100	2,5	1,2	3,0
andere Fahrstreifen	0	-	0	2,5	1,2	3,0

6.2 Reduktionsfaktoren

Ausgehend von der statistischen Auswertung der aus den Verkehrssimulationen berechneten Kennwert-Zeit-Verläufe lassen sich die Reduktionsfaktoren für den quasi-ständigen, häufigen und nicht häufigen Anteil aus Verkehr bestimmen. Hierzu ist eine Definition der Wiederkehrperioden für diese Anteile erforderlich. Für den häufigen Anteil wurde eine Wiederkehrperiode von 5 Tagen und für den nicht häufigen Anteil eine Wiederkehrperiode von 250 Tagen festgelegt. Für den quasi-ständigen Anteil ist solch eine Festlegung nicht zutreffend.

Für die Ermittlung der Reduktionsfaktoren für den häufigen und den nicht häufigen Wert wurde davon

ausgegangen, dass der häufige Wert aus „fließendem Verkehr“ und der nicht häufige Wert aus „Verkehr mit erhöhter Stauwahrscheinlichkeit“ entsteht.

Die für die verschiedenen Schwerverkehrsvarianten ermittelten Werte mit Wiederkehrperioden von 5 Tagen bzw. 250 Tagen weisen in Abhängigkeit der jeweiligen Schwerverkehrsvariante einen unterschiedlichen großen Abstand zum charakteristischen Wert aus der Anwendung des modifizierten Lastmodells auf. Für ein jetzt errichtetes Bauwerk auf welches gegenwärtig der aktuellen Schwerverkehr einwirkt ist der Anteil des häufigen bzw. des nicht häufigen Wertes am charakteristischen Wert aus dem Lastmodell deutlich kleiner als für eine zukünftige Situation, in der ein Verkehr in Form der Prognose-Szenarien auf das Bauwerk einwirkt.

Für den aktuellen Schwerverkehr lassen sich zugeordnete Reduktionsfaktoren für den häufigen und den nicht häufigen Wert festlegen.

Wird eine Wichtung der verschiedenen Schwerverkehrsvarianten vorgenommen, ergeben sich Reduktionsfaktoren, die im Vergleich zu den im DIN Fachbericht 101 (2003) angegebenen Fakto-

ren, abgesehen vom Faktor des Tandemsystem für den häufigen Wert, kleiner sind.

Die auf Grundlage der Untersuchungen vorgeschlagenen neuen Reduktionsfaktoren sind in Tab. 33 zusammengefasst.

Tab. 33: Vorschläge für neue Reduktionsfaktoren

		ψ-Werte nach DIN FB 101 (2003)		ψ-Werte für Varianten A bis F gewichtet		ψ-Werte für Variante A	
		TS	UDL	TS	UDL	TS	UDL
quasi-ständig	ψ ₂	0,2		0,2		0,2	
häufig	ψ ₁	0,75	0,4	0,85	0,2	0,6	0,2
nicht häufig	ψ ₁ '	0,8		0,7		0,6	

6.3 Ausblick

Anhand der durchgeführten Untersuchungen konnten das aus Vorüberlegungen erstellte modifizierte Lastmodell als zukunftsicher identifiziert und Reduktionsfaktoren für den häufigen und den nicht häufigen Anteil aus Verkehr bestimmt werden.

Die Untersuchungen basieren auf einer Simulation mit anschließender statistischer Auswertung. Im verwendeten Simulationsmodell wird der tatsächliche Verkehr nicht komplett realistisch abgebildet. Der Verkehr in verschiedenen Fahrstreifen wird unabhängig voneinander simuliert und es wird von einer identischen Geschwindigkeit aller Fahrzeuge innerhalb des Verkehrsbandes ausgegangen. In der Realität bewegen sich die einzelnen Fahrzeuge aber eindeutig mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten. Hierdurch treten Überhol- und Spurwechsellvorgänge auf oder es kommt aufgrund von Fahrzeugen mit niedrigeren Geschwindigkeiten zu Pulkbildungen. Dieses Verhalten der Fahrzeuge wird im gegenwärtigen Simulationssystem nicht abgebildet, sodass hierin ein wesentlicher Schwerpunkt für Weiterentwicklungen liegt.

Das Simulationsmodell bildet gegenwärtig die Interaktion zwischen Fahrzeug, Fahrbahn und Tragwerk nicht wirklichkeitsnah ab. In den Untersuchungen wurde ersatzweise ein stützweitenabhängiger Schwingbeiwert verwendet. In einigen vorhergehenden Forschungsarbeiten wurde diese Interaktion berücksichtigt. Problematisch ist dabei aber die erforderliche Rechenzeit. Zugunsten der Möglichkeit, in vertretbaren Zeiträumen vergleichsweise lange Verkehrsbänder zu simulieren und die Auswirkungen des Verkehrs auf verschiedene Tragsysteme zu ermitteln, wurden bisher keine dynamischen Berechnungen durchgeführt.

Hier ist es erforderlich entsprechende Konzepte zu entwickeln, mit denen die Interaktion zwischen Fahrzeug, Fahrbahn und Tragwerk berücksichtigt werden kann, ohne dass die erforderlichen Rechenzeiten zu groß werden.

Die Untersuchungen sind auf einen Prognosezeitraum von 100 Jahren bezogen. Aus heutiger Sicht ist es nicht möglich, den zukünftigen Schwerverkehr abzuschätzen. Daher ist es erforderlich, die zukünftige Entwicklung des Schwerverkehrsaufkommens zu beobachten. Wird beispielsweise in Zukunft die Einführung neuer Fahrzeugkonzepte durch entsprechende Änderungen der gesetzlichen Rahmenbedingungen zugelassen, so muss anhand von Verkehrserfassungen ermittelt werden, wie sich hierdurch der Schwerverkehr in Qualität und Quantität verändert. Anhand des vorliegenden Untersuchungskonzeptes ist es dann sehr einfach möglich, unter Ansatz geänderter Verkehrsszenarien das Lastmodell zu überprüfen und gegebenenfalls anzupassen. Hierdurch ergibt sich die Möglichkeit, der tatsächlichen Verkehrsentwicklung einen Schritt voraus zu sein.

Bisherige Untersuchungen zum Sachverhalt haben den Prognoseverkehr ausschließlich durch Anhaben der DTSV-Werte und der Berücksichtigung von Überladungen abgebildet. Die hier zusätzlich eingeführten Verkehrsszenarien mit Fahrzeugen des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs und fiktiven Achslasten zeigen deren deutlichen Einfluss auf, der auch Verursacher erforderlicher Änderungen ist. Hier liegen Beobachtungsnotwendigkeiten und hier sind Ansätze zur Ableitung bauwerksschonender Einflusskriterien.

Erweiterte Simulationsmodelle und regelmäßige Verkehrslastmessungen werden den Weg zu zuverlässigkeitstheoretischen Bemessungsmodellen unserer Tragwerke ebnet.

Literatur

- [1] **Böning, S.:**
Analyse zur Simulation des Straßenverkehrs und der Auswirkungen des Verkehrs auf Brücken.
Weimar: Bauhaus-Universität Weimar, Diplomarbeit, 2006.
- [2] **Böning, S. et.al.:**
Analyse des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrsaufkommens -
Schlussbericht.
Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, 2008.
- [3] **Cremona, C.:**
Optimal extrapolation of traffic load effects.
In: Strcutural Safety 23 (2001), Heft 1, S. 31-46.
- [4] **Frenzel, B. et.al.:**
Bestimmung von Kombinationsbeiwerten- und -regeln für Einwirkungen auf Brücken.
In: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik (1996), Heft 715.
- [5] **Geißler, K.:**
FE 15.409 – Auswirkungen der Zulassung von 60t-LKW auf Brückenbauwerke.
Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, 2007.
- [6] **Kaschner, R. et.al.:**
Auswirkungen des zunehmenden Schwerverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen.
Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B68, 2008.
- [7] **Ickert, L. et.al.:**
Abschätzung der langfristigen Entwicklung des Güterverkehrs in Deutschland bis 2050 – Schlussbericht.
Basel: progtrans, 2007.
- [8] **Merzenich, G.; Sedlacek, G.:**
Hindergrundbericht zum Eurocode 1 – Teil 3.2: „Verkehrslasten auf Straßenbrücken“. In: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik (1995), Heft 711.
- [9] **Krieger, J.; Niebuhr, B.:**
Konzeption zur Auswertung von Achslastdaten für den Brückenbau – Schlussbericht.
Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, 1996.
- [10] **Ueckermann, A.; Steinauer, B.:**
Zusammenhang zwischen Längsunebenheit und Straßenbeanspruchung.
Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt e.V.

Teil 2:

Anpassung des DIN-Fachberichts 102 „Betonbrücken“ an Eurocodes

von

Reinhard Maurer

Technische Universität Dortmund
Betonbau

Andreas Arnold
Jana Gedwien
Matthias Müller
Michael Schrick
Christian Tappe

König und Heunisch Planungsgesellschaft
Dortmund

Bericht zum Forschungsprojekt 15.450/2007/FRB

Projektbetreuung: Franka Tauscher

1 Einleitung

1.1 Aufgabenstellung und Zielsetzung

Derzeit werden in Deutschland Betonbrücken im Wesentlichen auf der Grundlage vom DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“ sowie DIN-Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“, beide Ausgabe März 2003 ([1], [2]), bemessen und konstruiert. Aktualisierte Ausgaben hierzu sind im März 2009 ([3], [4]) erschienen. Diese Regelwerke basieren auf europäischen Vornormen (ENV) und stellten von Anfang an lediglich eine nationale Übergangslösung dar. Nach derzeitigem Stand sollen die DIN-Fachberichte im Jahr 2010 durch die endgültigen Fassungen der Eurocodes (EN) mit ihren zugehörigen nationalen Anhängen abgelöst werden.

Für die Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken sind vier Dokumente zu berücksichtigen:

- DIN EN 1992-1-1: 2005-10 [5] mit zugehörigem Nationalen Anhang DIN EN 1992-1-1/NA [6]
- DIN EN 1992-2: 2007-02 [7] mit zugehörigem Nationalen Anhang DIN EN 1992-2/NA [8]

Da DIN EN 1992-2, d. h. der Teil 2 für Betonbrücken des Eurocode 2 kein in sich geschlossenes, vollständiges Regelwerk darstellt und nur in Verbindung mit dem allgemeinen Teil 1 für den Hochbau DIN EN 1992-1-1 anwendbar ist, müssten bei der Anwendung in der Bemessungspraxis allein für die Betonbrücken vier Dokumente parallel angewendet werden. Daher ist vorgesehen, diese später wieder in einem in sich geschlossenen Dokument, vergleichbar den derzeitigen DIN-Fachberichten, zusammenzufassen.

Da dieses Gesamtwerk derzeit noch nicht existiert, müssen zur Identifikation der unterschiedlichen Regelungen die DIN-Fachberichte 102 „Betonbrücken“ in ihren Ausgaben 2003 sowie der aktualisierten Ausgabe 2009 mit den fertig gestellten Eurocodes Teil 1 und Teil 2 einschl. der beiden zugehörigen nationalen Anhänge verglichen werden. Alle für die Bemessung und Konstruktion relevanten unterschiedlichen Regelungen, Abweichungen und Ergänzungen werden dokumentiert. In einem weiteren Bearbeitungsschritt werden die Auswirkungen der so identifizierten, unterschiedlichen Regelungen durch Vergleichsrechnungen untersucht. Dies

erfolgt auf der Grundlage einer Auswahl repräsentativer Bauwerke, die nach DIN-Fachbericht 102 bemessen und ausgeführt wurden. Für diese Bauwerke liegen jeweils eine Statik sowie die Schal- und Bewehrungspläne vor. Die Vergleichsrechnungen werden gezielt für bestimmte Nachweise durchgeführt.

Die Untersuchungen im Rahmen der Vergleichsrechnungen umfassen sowohl das Haupttragssystem in Brückenlängsrichtung als auch die lokalen Beanspruchungen der Fahrbahnplatte mit dem Tragsystem in Brückenquerrichtung.

Einen speziellen Gesichtspunkt stellen die angepassten Kennwerte für den Ermüdungsnachweis von Betonstahl dar. Bei der Überarbeitung von DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102, Ausgabe März 2009, wurde $\Delta\sigma_{Rsk}$ von 195 N/mm² auf 175 N/mm² reduziert. Der zugehörige Teilsicherheitsbeiwert wurde bei $\gamma_{s,fat} = 1,15$ belassen. Die daraus sich ergebenden Auswirkungen werden ebenfalls durch Vergleichsrechnungen untersucht. Die Nachweise sind im Zustand II zu führen. Die Auswirkungen beschränken sich auf die Stellen, für die der Nachweis gegen Ermüdung bei der Bemessung maßgebend wird.

Eine Erhöhung der Verkehrslasten wirkt sich dagegen unmittelbar auf alle Bemessungsergebnisse aus. Betroffen hiervon ist beispielsweise in Brückenlängsrichtung der Nachweis der Dekompression, der für die Vorspannung bemessungsentscheidend ist. Ebenso ist die Querrichtung betroffen. Bei fehlender Quervorspannung kann sich dies beispielsweise aufgrund der einzuhaltenden Betonrandzugspannungen unmittelbar auf die erforderliche Dicke der Fahrbahnplatte auswirken. Ggf. ist in diesem Zusammenhang eine Neukalibrierung der Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu empfehlen, um die Wirtschaftlichkeit der Bauweise zu wahren.

Bei signifikanten Abweichungen im Bemessungsergebnis gegenüber der bewährten Bemessungspraxis erfolgen geeignete Vorschläge zur Anpassung der entsprechenden Regelungen, um je nach Problemstellung entweder die Wirtschaftlichkeit auf der einen Seite oder die gebotene Tragsicherheit auf der anderen Seite zu wahren.

1.2 Methodische Vorgehensweise

Zunächst erfolgt ein Vergleich der maßgebenden Regelwerke

- DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“, Ausgabe März 2003 [2]
- DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“, Ausgabe März 2009 [4]

mit

- DIN EN 1992-1-1: 2005-10 [5]
mit zugehörigem nationalen Anhang [6]
- DIN EN 1992-2: 2007-02 [7]
mit zugehörigen nationalen Anhang [8]

zur Identifizierung und Dokumentation unterschiedlicher Regelungen.

Auf der Grundlage der so dokumentierten Unterschiede erfolgen Vergleichsrechnungen, um die Auswirkungen zu untersuchen und auszuwerten. Bei signifikanten Abweichungen gegenüber der bewährten Bemessungspraxis auf der Grundlage der DIN-Fachberichte erfolgen Vorschläge zur Anpassung der entsprechenden Regelungen im Rahmen der nationalen Anhänge.

2 Identifizierung der unterschiedlichen Regelungen und angepasstes Verkehrslastmodell (LM1)

Der nationale Anhang für Deutschland zu DIN EN 1992-1-1/NA: 2007-12 enthält unterschiedliche Festlegungen:

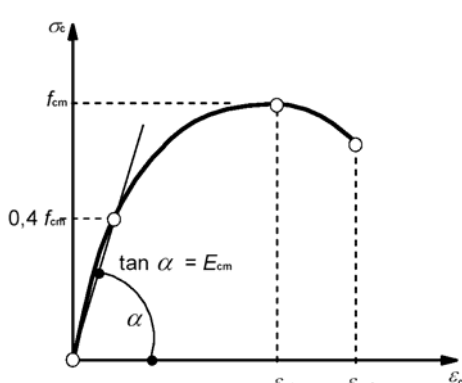
- Hinweise zu den Parametern, die im Eurocode für nationale Entscheidungen offen gelassen wurden: national festzulegende Parameter (NDP).
- Ergänzungen zur Anwendung des Eurocodes, soweit sie diesen ergänzen und nicht widersprechen.

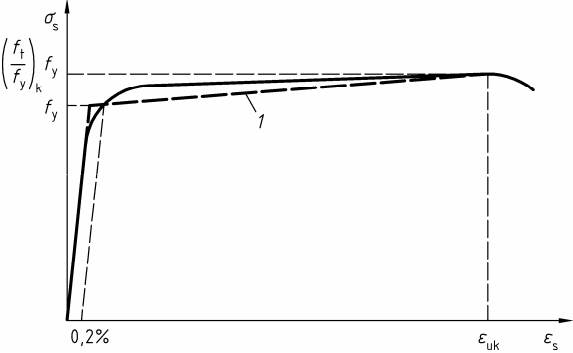
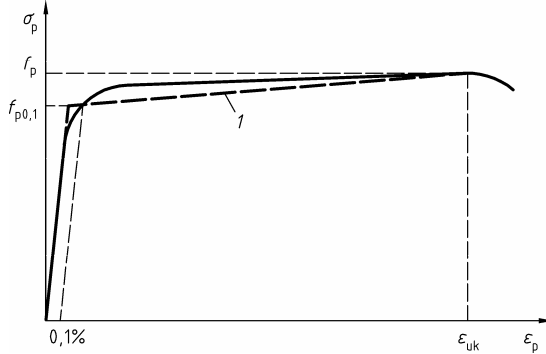
Es ist von Deutscher Seite beabsichtigt, auch die Ergänzungen verbindlich zu machen.

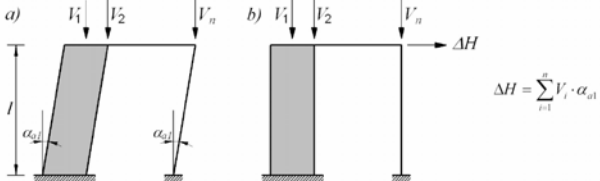
Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>1 Allgemeines</p> <p>1.6 bzw. 1.106 Formelzeichen</p> <p>ψ Beiwerte für die Kombination veränderlicher Einwirkungen</p> <p>ψ_0 Beiwert für die Werte der veränderlichen Einwirkungen</p> <p>ψ_1 Beiwert für häufige Werte der veränderlichen Einwirkungen</p> <p>ψ_2 Beiwert für quasi-ständige Werte der veränderlichen Einwirkungen</p> <p>Abweichung: Der nicht-häufige Wert ist im Eurocode nicht definiert.</p>	<p>1 Einleitung</p> <p>1.6 Formelzeichen</p> <p>ψ Kombinationsbeiwerte für bestimmte repräsentative Werte veränderlicher Einwirkungen</p> <p>ψ_0 Beiwert für den charakteristischen Wert</p> <p>ψ_1' Beiwert für den nicht-häufigen Wert</p> <p>ψ_1 Beiwert für den häufigen Wert</p> <p>ψ_2 Beiwert für den quasi-ständigen Wert</p> <p>Auswirkungen:</p> <p>4.4.0.3 Klassifizierung von Nachweisbedingungen Tab. 4.118 Anforderungen an die Begrenzung der Rissbreite und die Dekompression</p> <p>4.4.1 Begrenzung der Spannungen</p> <p>4.4.1.2 Begrenzung der Betondruckspannungen</p> <p>4.4.1.3 Begrenzung der Betonstahlspannungen</p> <p>4.3.7 Nachweis gegen Ermüdung</p> <p>4.3.7.1 Grundlagen der Nachweisführung (102) (g) Beton auf Druckbeanspruchung bei Straßenbrücken</p>
<p>2.3.1.2 Temperatur-Auswirkungen</p> <p>(1) In der Regel sind Auswirkungen der Temperatur für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.</p> <p>(2) Auswirkungen der Temperatur sollten für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur dann berücksichtigt werden, wenn sie wesentlich sind, z. B. beim Nachweis der Stabilität, der gegebenenfalls nach Theorie II. Ordnung geführt werden muss. In anderen Fällen muss die Temperatur nicht berücksichtigt werden, wenn Verformungsvermögen und Rotationsfähigkeit im ausreichenden Maße nachgewiesen werden können.</p>	<p>2.3.2.2 Kombinationen von Einwirkungen</p> <p>(102)P Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist es erforderlich, Zwangsschnittgrößen aus klimatischen Temperatureinwirkungen zu berücksichtigen. Sofern kein genauere Nachweis erfolgt, dürfen dabei zur Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls beim Übergang in den Zustand II die 0,6-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I angesetzt werden.</p> <p>Erfolgt ein genauere Nachweis gemäß DIN-Fachbericht 102, II-2.5.3.4.1 (1) P, sind mindestens die 0,4-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I anzusetzen.</p>

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>(3) Werden die Auswirkungen der Temperatur berücksichtigt, sind sie in der Regel als veränderliche Einwirkungen mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ und dem Kombinationsbeiwert ψ aufzubringen.</p> <p>ANMERKUNG Der Kombinationsbeiwert ψ ist im entsprechenden Anhang der EN 1990 und EN 1991-1-5 definiert.</p> <p>Anmerkung: Die Anpassung an die Regelung im DIN-Fachbericht 102 ist im Nationalen Anhang als Ergänzung vorgesehen.</p>	
<p>2.3.1.3 Setzungs-/Bewegungsunterschiede</p> <p>(1) Setzungs-/Bewegungsunterschiede des Tragwerks infolge von Bodensetzungen sind in der Regel als dauerhafte Einwirkung G_{set} zu behandeln und gehen auch als solche in Einwirkungskombinationen ein. Im Allgemeinen wird G_{set} aus einem Satz von Setzungs-/Bewegungsunterschieden $d_{\text{set},i}$ (bezogen auf einen Referenzwert) einzelner Gründungen oder Gründungsteilen bestehen. (Der Index i bezeichnet hier die einzelne Gründung, bzw. das Gründungsteil.)</p> <p>ANMERKUNG Werden Setzungen berücksichtigt, dürfen angemessene Schätzwerte der erwarteten Setzungen verwendet werden.</p> <p>(2) Auswirkungen von Setzungsunterschieden sind in der Regel immer für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.</p> <p>(3) Auswirkungen von Setzungsunterschieden sollten für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur dann berücksichtigt werden, wenn sie wesentlich sind, z. B. bei Nachweisen, die nach Theorie II. Ordnung geführt werden müssen. In anderen Fällen müssen Setzungsunterschiede nicht berücksichtigt werden, wenn Verformungsvermögen und Rotationsfähigkeit im ausreichenden Maße nachgewiesen werden können.</p> <p>(4) Werden die Auswirkungen von Setzungsunterschieden berücksichtigt, werden sie in der Regel mit einem Teilsicherheitsbeiwert für Setzungen aufgebracht.</p> <p>ANMERKUNG Der Sicherheitsbeiwert für Setzungen ist im entsprechenden Anhang der EN 1990 definiert.</p> <p>Anmerkung: Die Anpassung an die Regelung im DIN-Fachbericht 102 ist im Nationalen Anhang als Ergänzung vorgesehen.</p>	<p>2.3.2.2 Kombinationen von Einwirkungen</p> <p>(103)P Die Verschiebungen und Verdrehungen von Stützungen infolge möglicher Baugrundbewegungen sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Sofern kein genauere Nachweis erfolgt, dürfen dabei zur Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls beim Übergang in den Zustand II die 0,6-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I angesetzt werden.</p> <p>Erfolgt ein genauere Nachweis gemäß DIN-Fachbericht 102, II-2.5.3.4.1 (1) P, sind mindestens die 0,4-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I anzusetzen.</p>

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>2.3.2.2 Kriechen und Schwinden</p> <p>(1) Kriechen und Schwinden sind zeitabhängige Eigenschaften des Betons. Ihre Auswirkungen sind in der Regel immer für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.</p> <p>(2) Kriechen und Schwinden sollten für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur dann berücksichtigt werden, wenn es wesentlich ist, z. B. bei Nachweisen im GZT, die nach Theorie II. Ordnung geführt werden müssen. In anderen Fällen müssen Kriechen und Schwinden im GZT nicht berücksichtigt werden, wenn Verformungsvermögen und Rotationsfähigkeit im ausreichenden Maße nachgewiesen werden können.</p> <p>(3) Wird das Kriechen berücksichtigt, ist in der Regel sein Einfluss unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination zu ermitteln, unabhängig davon, ob eine ständige, eine vorübergehende oder eine außergewöhnliche Bemessungssituation betrachtet wird.</p> <p>ANMERKUNG Im Allgemeinen darf das Kriechen unter ständigen Lasten und dem Mittelwert der Vorspannung ermittelt werden.</p> <p>Anmerkung: Die Anpassung an die Regelung im DIN-Fachbericht 102 ist im Nationalen Anhang als Ergänzung vorgesehen</p>	<p>2.5.5 Auswirkungen des zeitabhängigen Betonverhaltens</p> <p>2.5.5.1 Allgemeines</p> <p>(2)P Die Einflüsse aus Kriechen und Schwinden müssen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und, sofern von Bedeutung, für den Grenzzustand der Tragfähigkeit verfolgt werden (Einflüsse nach Theorie II. Ordnung (siehe II-4.3.5), Fertigteile mit Ortbetonergänzungen, Schnittgrößenumlagerungen bei abschnittsweiser Herstellung oder Systemwechseln).</p>
<p>3.1.3 Elastische Verformungseigenschaften</p> <p>Elastizitätsmodul des Betons</p> $E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$ $f_{cm} = f_{ck} + 8$ <p>C 30/37 $E_{cm} = 33.000 \text{ MN/m}^2$</p> <p>C 40/50 $E_{cm} = 35.000 \text{ MN/m}^2$</p> <p>Sekantenmodul zwischen $\sigma_c = 0$ und $0,4 f_{cm}$</p> <p>(quarzithaltige Gesteinskörnungen)</p>	<p>3.1.5.2 Elastizitätsmodul</p> <p>Tangentenmodul</p> $E_{c0m} = 9500(f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (3.5)$ <p>Sekantenmodul</p> $E_{cm} = \alpha_i \cdot E_{c0m} \quad (3.5a)$ $\alpha_i = \left(0,8 + 0,2 \frac{f_{cm}}{88} \right) \leq 1,0$ <p>C 30/37 $E_{c0m} = 31.900 \text{ MN/m}^2$ $E_{cm} = 28.300 \text{ MN/m}^2$</p> <p>C 40/50 $E_{c0m} = 34.500 \text{ MN/m}^2$ $E_{cm} = 31.400 \text{ MN/m}^2$</p> <p>(quarzithaltige Gesteinskörnungen)</p>

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>3.1.4 Kriechen und Schwinden</p> <p>Kriechdehnung des Betons bei zeitlich konstanter Spannung</p> $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c0}} \quad (3.6)$ <p>E_{c0} Sekantenmodul (E_{cm}) für das Alter t_0</p>	<p>3.1.5.5 Kriechen und Schwinden</p> <p>Kriechdehnung des Betons bei zeitlich konstanter Spannung</p> $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c0}} \quad (3.6)$ <p>E_{c0} Tangentenmodul nach 28 Tagen</p>
<p>3.1.5 Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen</p> <p>(1) Der in Bild 3.2 gegebene Zusammenhang zwischen σ_c und ε_c für eine kurzzeitig wirkende, einachsige Druckbeanspruchung (Druckspannung und Stauchung sind als absolute Werte dargestellt) wird durch Gleichung (3.14) beschrieben:</p> $\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (3.14)$ <p>Dabei ist</p> $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1};$ <p>ε_{c1} Stauchung bei Höchstwert der Betondruckspannung nach Tabelle 3.1;</p> $k = 1,1 E_{cm} \times \varepsilon_{c1} / f_{cm} \quad (f_{cm} \text{ nach Tabelle 3.1}).$  <p>Bild 3.2 — Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren und für Verformungsberechnungen (Die Verwendung von $0,4f_{cm}$ zur Definition von E_{cm} ist eine Näherung.)</p>	<p>4.2.1.3.3 Spannungs-Dehnungs-Linien</p> $\frac{\sigma_c}{f_c} = - \left(\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \right) \quad (4.2)$ <p>mit</p> $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ $k = -E_{c0} \cdot \varepsilon_{c1} / f_c$ <p>Dabei ist</p> <p>ε_{c1} die Dehnung bei Erreichen des Höchstwertes der Betondruckspannung nach Tabelle 4.3</p> <p>E_{c0} der Elastizitätsmodul des Betons als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie. Vereinfachend darf $E_{c0} = E_{c0m}$ aus Tabelle 3.2 angenommen werden</p> <p>f_c der Höchstwert der ertragenen Betondruckspannung; bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung darf für f_c der Rechenwert f_{cR} nach II-Anhang 2 angenommen werden; bei Verformungsberechnungen f_{cm}</p> <p>Anmerkung: Die Anpassung an die Regelung im DIN-Fachbericht 102 ist im Nationalen Anhang als Ergänzung vorgesehen</p>

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>3.2 Betonstahl 3.3 Spannstahl</p> <p>Keine wirklichkeitsnahen Spannungs-Dehnungs-Linien für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung</p> <p>Anmerkung: Die Anpassung an die Regelung im DIN-Fachbericht 102 ist im Nationalen Anhang als Ergänzung vorgesehen</p>	<p>4.2.2 Betonstahl 4.2.3 Spannstahl</p>  <p>Legende 1 idealisierter Verlauf</p> <p>Abb. 4.5 a): Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung</p>  <p>Legende 1 idealisierter Verlauf</p> <p>Abb. 4.6 a): Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung</p>
<p>3.2 Betonstahl</p> <p>Weitere wichtige Anpassungen an die Regelungen im DIN-Fachbericht 102 durch Ergänzungen im Nationalen Anhang</p> <ul style="list-style-type: none"> - für Brücken ausschließlich Betonstabstahl und Betonstahl vom Ring - $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ - Brückenüberbauten ausschließlich hochduktiler Stahl (B) nach DIN 488 oder Zulassung - Für Brücken darf Betonstahl nicht geschweißt werden, wenn Ermüdung maßgebend ist 	

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>3.3 Spannstahl</p> <p>3.4 Spannlieder</p> <p>Weitere wichtige Anpassungen an die Regelungen im DIN-Fachbericht 102 durch Ergänzungen im Nationalen Anhang</p> <p>– Es gelten die Festlegungen der Zulassungen</p>	
<p>4. Dauerhaftigkeit und Betondeckung</p> <p>Expositionsklassen, Betonrezepturen, Betondeckung etc. auf Grundlage der umfangreichen Erfahrungen der Straßenbauverwaltung (ZTV-ING) sollen dem Nationalen Anhang entnommen werden.</p>	<p>4.1 Anforderungen an die Dauerhaftigkeit</p>
<p>5. Ermittlung der Schnittgrößen</p> <p>5.2 Imperfektionen</p> $\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha_h \quad (5.101)$ $\theta_0 = \frac{1}{200}$ $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \leq 1$ $\theta_1 = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{1}{100\sqrt{l}}$	<p>2.5 Schnittgrößenermittlung</p> <p>2.5.1.3 Imperfektionen</p> <p>Bei der Schnittgrößenermittlung am Tragwerk als Ganzes dürfen die Auswirkungen der Imperfektionen über eine Schiefstellung des Tragwerks gegen die Vertikale um den Winkel α_{a1} (Abb. 2.1a) oder über äquivalente Horizontalkräfte (Abb. 2.1b) berücksichtigt werden, mit:</p> $\alpha_{a1} = \frac{1}{200} \text{ im Bogenmaß} \quad (2.10)$  <p>a) Berücksichtigung von Imperfektionen über Schiefstellung des Tragwerks b) Berücksichtigung von Imperfektionen über äquivalente Horizontalkräfte</p> <p>Abb. 2.1: Berücksichtigung der geometrischen Ersatzimperfektionen</p>
<p>5.3.2.2 (104)</p> $\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,sup} \cdot t}{8} \quad (5.9)$ <p>Dabei ist</p> <p>$F_{Ed,sup}$ Bemessungswert der Auflagerkraft; t Auflagerbreite und Lastausbreitung unter 45° bis in die Schwerlinie des Überbauquerschnitts</p>	<p>2.5.3.3 (4)</p> $\Delta M_{Ed} = \frac{C_{Ed} \cdot a}{8} \quad (2.16)$ <p>Dabei ist</p> <p>C_{Ed} Bemessungswert der Auflagerkraft a Auflagerbreite und Lastausbreitung unter 35° gegen die Lotrechte vom Lagerrand bis zur Stabachse</p>

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>5.7 Nichtlineare Verfahren</p> <p>– Eine der folgenden Ungleichungen sollte erfüllt werden:</p> $\gamma_{Rd} E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right) \quad (5.102 \text{ aN})$ <p>oder</p> $E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \times \gamma_O} \right) \quad (5.102 \text{ bN})$ <p>oder</p> $\gamma_{Rd} \gamma_{Sd} E(\gamma_g G + \gamma_q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right) \quad (5.102 \text{ cN})$ <p>Dabei ist</p> <p>γ_{Rd} der Teilsicherheitsbeiwert für Modellunsicherheiten auf der Seite des Widerstandes, $\gamma_{Rd} = 1,06$;</p> <p>γ_{Sd} der Teilsicherheitsbeiwert für Modellunsicherheiten auf der Seite der Einwirkungen/Lastansatz, $\gamma_{Sd} = 1,15$;</p> <p>γ_O ein globaler Sicherheitsfaktor, $\gamma_O = 1,20$.</p> <p>Anmerkung: Im Nationalen Anhang ist das γ_R-Verfahren als Ergänzung vorgesehen</p>	<p>II-Anhang 2 Nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung</p> <p>γ_R-Verfahren:</p> $E_d \leq R_d = R(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}; f_{p0,1R}; f_{pR}) \cdot \frac{1}{\gamma_R}$ <p>$\gamma_R = 1,3$ ständige und vorübergehende Bemessungssituationen</p> <p>$\gamma_R = 1,1$ außergewöhnliche Bemessungssituationen</p>
<p>5.9 Seitliches Ausweichen schlanker Träger</p> <p>(3) Die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung in Bezug auf das seitliche Ausweichen dürfen ignoriert werden, falls die folgenden Bedingungen erfüllt sind:</p> <p>– ständige Bemessungssituationen:</p> $\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} \text{ und } h/b \leq 2,5 \quad (5.40a)$ <p>– vorübergehende Bemessungssituationen:</p> $\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \text{ und } h/b \leq 3,5 \quad (5.40b)$ <p>Dabei ist</p> <p>l_{0t} die Länge des Druckgurts zwischen seitlichen Abstützungen;</p> <p>h die Gesamthöhe des Trägers im zentralen Teil von l_{0t};</p> <p>b die Breite des Druckgurts.</p>	<p>4.3.5.7 Seitliches Ausweichen schlanker Träger</p> <p>(2)* Sie darf als ausreichend angenommen werden, wenn die Anforderung nach Gleichung (4.177) erfüllt ist. Andernfalls sollte ein genauere Nachweis geführt werden.</p> $b \geq \sqrt[4]{\left(\frac{l_{0t}}{50}\right)^3 \cdot h} \quad (4.177)$ <p>Dabei ist</p> <p>b die Breite des Druckgurts,</p> <p>h die Höhe des Trägers,</p> <p>l_{0t} die Länge des Druckgurts zwischen seitlichen Abstützungen.</p>

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>5.10.6 Zeitabhängige Spannkraftverluste bei sofortigem und nachträglichem Verbund</p> <p>(2) Gleichung (5.46) stellt ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der zeitabhängigen Verluste an der Stelle x unter ständigen Lasten dar.</p> $\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,qp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (5.46)$ <p>Dabei ist $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ der absolute Wert der Spannungsänderung in den Spanngliedern aus Kriechen, Schwinden und Relaxation an der Stelle x, bis zum Zeitpunkt t;</p>	<p>4.2.3.5.5 Spannkraftverluste</p> <p>(8) Zeitabhängige Verluste zum Zeitpunkt t dürfen bei Vorspannung mit Verbund im Zustand I nach Gleichung (4.10) berechnet werden, sofern keine genauere Berechnung durchgeführt wird.</p> $\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha_p \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (4.10)$ <p>Dabei ist $\Delta \sigma_{pr}$ Spannungsänderung im Spannstahl an der Stelle x infolge Relaxation ($\Delta \sigma_{pr} < 0$). Diese darf für das Verhältnis Ausgangsspannung / charakteristische Zugfestigkeit (σ_{p0} / f_{pk}) der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für den Spannstahl entnommen werden mit einer Ausgangsspannung von</p> $\sigma_{p0} = \sigma_{pg0} - 0,3 \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} \quad (4.11)$ <p>wobei σ_{pg0} die anfängliche Spannung im Spannstahl aus Vorspannung und ständigen Einwirkungen ist.</p>
<p>6.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft</p> <p>(109) Der Absatz 5(P) aus 5.10.1 für Spannbetontragwerke kann durch jede der nachfolgenden Methoden erfüllt werden:</p> <ol style="list-style-type: none"> Nachweis der Tragfähigkeit unter Verwendung einer reduzierten Spannstahlfläche. Dieser Nachweis sollte wie folgt geführt werden: <ol style="list-style-type: none"> Berechnung des maßgebenden Biegemoments infolge der häufigen Einwirkungskombination. Ermittlung der reduzierten Spannstahlfläche, die zu einer Zugspannung in der am stärksten gezogenen Randfaser führt, die dann f_{ctm} erreicht, wenn der Querschnitt dem unter i) berechneten Biegemoment ausgesetzt wird. 	<p>4.3.1.3 Versagen ohne Vorankündigung und scheinbare Überfestigkeiten</p> <p>(105)P Für Spannbetontragwerke darf Prinzip (1)P durch eine der folgenden alternativen Regeln erfüllt werden:</p> <ol style="list-style-type: none"> Rechnerische Reduzierung der Spannglieder auf eine Anzahl, dass das auf der Grundlage der Zugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$ berechnete Rissmoment kleiner oder höchstens gleich dem Moment infolge der häufigen Einwirkungskombination ist, und anschließende Sicherstellung, dass der Biegetragwiderstand nach Zustand II mit dieser reduzierten Anzahl an Spanngliedern größer als das Biegemoment infolge der selteneren Einwirkungskombination ist. Dabei darf das statisch unbestimmte Moment aus Vorspannung nicht abgemindert werden. <p>Bei diesem Nachweis dürfen Momentenumlagerungen berücksichtigt werden. Der Biegetragwiderstand sollte auf der Grundlage der Beiwerte γ_M für die außergewöhnliche Bemessungssituation berechnet werden.</p>

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>iii) Berechnung der Gesamtbiegetragfähigkeit unter Verwendung dieser reduzierten Spannstahlfläche. Es sollte sichergestellt werden, dass diese größer ist als das Biegemoment aus der häufigen Einwirkungskombination. Umlagerungen innerer Schnittgrößen können in diesem Nachweis mit berücksichtigt werden und der Gesamtbiegegewiderstand sollte unter Nutzung der Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe in außergewöhnlichen Bemessungssituationen, die in Tabelle 2.1N in 2.4.2.4 angegeben sind, berechnet werden.</p> <p>b) Einbau einer Mindestbewehrung entsprechend Gleichung (6.101a). Betonstahl zur Abdeckung anderer Beanspruchungen darf auf $A_{s,min}$ angerechnet werden:</p> $A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s \cdot f_{yk}} \quad (6.101a)$ <p>Dabei ist</p> <p>M_{rep} das Rissmoment, berechnet unter der Annahme einer zutreffenden Betonzugspannung f_{ctx} und unter Vernachlässigung eines jeglichen Vorspannungseffektes an der am stärksten gezogenen Faser des Querschnitts. In der Fuge von vorgefertigten Segmenten sollte $M_{rep} = 0$ vorausgesetzt werden.</p> <p>z_s der Hebelarm im Grenzzustand der Tragfähigkeit, bezogen auf die Bewehrung.</p> <p>ANMERKUNG Der Wert f_{ctx} für die Nutzung im jeweiligen Land darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für f_{ctx} ist f_{ctm}.</p>	<p>b) Anordnung einer Mindestbewehrung (Robustheitsbewehrung) mit einer Querschnittsfläche nach Gleichung (4.184):</p> $A_s = \frac{M_{r,ep}}{f_{yk} \cdot z_s} \quad (4.184)$ <p>Dabei ist</p> <p>$M_{r,ep}$ Rissmoment unter Annahme einer Zugspannung von $f_{ctk;0,05}$ entsprechend Tabelle 3.1 in der äußersten Zugfaser des Querschnitts ohne Wirkung der Vorspannung</p> <p>z_s innerer Hebelarm im Grenzzustand der Tragfähigkeit, bezogen auf die Betonstahlbewehrung; für Rechteckquerschnitte bei Stahlbetonbauteilen darf $z_s = 0,9 d$ angenommen werden</p>

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>c) Vereinbarung mit den relevanten nationalen Behörden über ein sinnvolles Inspektionsregime auf der Grundlage hinreichender Beweismittel.</p> <p>ANMERKUNG Die im jeweiligen Land anzuwendende(n) Methode oder Methoden (ausgewählt aus a), b) oder c)) dürfen im Nationalen Anhang vorgegeben werden.</p> <p>Nationale Anwendungsregeln Deutschland</p> <p>Die Methoden a) und b) sind zugelassen. Die Methode c) ist nur zugelassen, wenn ausschließlich externe Vorspannung oder kontrollierbare interne Vorspannung ohne Verbund verwendet wird, da ein Spanngliedausfall im Rahmen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 zeitnah bemerkt würde. (Dr. Benning prüft für Straßenbrücken hinsichtlich der Verwendung von Verfahren c))</p> <p>(110) Folgende Regeln sind anzuwenden in den Fällen, in denen Verfahren b) aus (109) gewählt worden ist:</p> <ul style="list-style-type: none"> i) Die Mindestbewehrung sollte in den Bereichen eingebaut werden, wo unter der seltenen Einwirkungskombination Zugspannungen im Beton auftreten. In diesem Nachweis sollte die statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung berücksichtigt werden und die statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung vernachlässigt werden. ii) Bei Bauteilen mit Vorspannung im sofortigen Verbund sollte Gleichung (6.101a) unter Nutzung einer der nachfolgend beschriebenen alternativen Näherungen angewandt werden: <ul style="list-style-type: none"> a) Litzen mit einer Betondeckung von mindestens dem k_{cm}-fachen des in 4.4.1.2 angegebenen Minimums werden als wirksam für $A_{s,min}$ betrachtet. In der Gleichung ist ein Wert für z_s auf Basis der effektiv mitwirkenden Litzen zu verwenden und f_{yk} ist durch $f_{p0,1k}$ zu ersetzen. 	<p>c) entfallen</p> <p>(106) In Fällen, in denen die Methode b) in (105) P angewendet wird, gelten die folgenden Regeln.</p> <p>(107) Die Mindestbewehrung ist gleichmäßig über die Breite sowie anteilmäßig über die Höhe der Zugzone zu verteilen. Die im Feld erforderliche untere Mindestbewehrung muss zur Verbesserung der Duktilität unabhängig von den Regelungen zur Zugkraftdeckung zwischen den Auflagern durchlaufen.</p> <p>(108) In Stützbereichen sollte die obere Mindestbewehrung nach Gleichung (4.184) in den Bereichen angeordnet werden, in denen unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination Zugspannungen im Beton auftreten. Für diesen Nachweis sollte die statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung nicht, die statisch unbestimmte Wirkung jedoch berücksichtigt werden.</p>

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>b) Litzen, die Spannungen aus der charakteristischen Einwirkungskombination nach Spannkraftverlusten kleiner als $0,6 f_{pk}$ ausgesetzt sind, werden als voll mitwirkend berücksichtigt. In diesem Fall ist die Gleichung (6.101a) wie folgt zu ersetzen:</p> $A_{s,min} f_{yk} + A_p \Delta \sigma_p \geq \frac{M_{rep}}{z} \quad (6.101b)$ <p>Dabei ist $\Delta \sigma_p$ der kleinere Wert von $0,4 f_{ptk}$ und 500 N/mm^2.</p> <p>ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für k_{cm} darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für k_{cm} ist 2,0.</p> <p>NAD: $k_{cm} = 2,0$</p> <p>iii) Zur Sicherstellung einer adäquaten Duktilität sollte die Mindestbewehrung $A_{s,min}$, definiert in Gleichung (6.101a), in durchlaufenden Balken bis zum Zwischenaufleger des untersuchten Feldes durchgeführt werden.</p> <p>Jedoch ist dieses Verlängern der Bewehrung nicht notwendig, wenn im Grenzzustand der Tragfähigkeit die widerstehende Zugtragfähigkeit, die durch die einfache Bewehrung und Spannstahlbewehrung über den Auflagern bereitgestellt ist und mit den zugehörigen charakteristischen Festigkeiten f_{yk} und $f_{p0,1k}$ berechnet wird, geringer ist als die widerstehende Drucktragfähigkeit des unteren Gurtes. Das bedeutet dann, dass ein Versagen der Druckzone wahrscheinlich nicht eintreten wird.</p> $A_s f_{yk} + k_p A_p f_{p0,1k} < t_{inf} b_0 \alpha_{cc} f_{ck} \quad (6.102)$ <p>Dabei ist</p> <ul style="list-style-type: none"> t_{inf}, b_0 die Dicke bzw. Breite des Untergurtes des Querschnittes. Im Fall von Plattenbalken wird $t_{inf} = b_0$ angenommen; A_s, A_p die Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrungsfläche in der Zugzone im Grenzzustand der Tragfähigkeit. <p>ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für k_p darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für k_p ist 1,0.</p> <p>NAD: $k_p = 1,0$</p>	

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>6.2.2 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung</p> <p>(6) Bei Bauteilen, deren Oberseite innerhalb eines Bereichs von $0,5d \leq a_v \leq 2d$ vom Rand des Auflagers (oder der Mitte des Lagers, wenn verformbare Lager verwendet werden) durch eine Last beansprucht wird, darf der Anteil dieser Last an der Querkraft V_{Ed} mit $\beta = a_v/2d$ multipliziert werden. Diese Abminderung darf beim Nachweis von $V_{Rd,c}$ in Gleichung (6.2.a) verwendet werden. Dies ist nur gültig, wenn die Längsbewehrung vollständig am Auflager verankert ist. Für $a_v \leq 0,5d$ ist in der Regel der Wert $a_v = 0,5d$ zu benutzen.</p> <p>Die ohne die Abminderung β berechnete Querkraft hat in der Regel allerdings immer folgende Bedingung zu erfüllen</p> $V_{Ed} \leq 0,5 b_w d \nu f_{cd} \quad (6.5)$ <p>Dabei ist ν ein Festigkeitsabminderungsbeiwert für unter Querkraft gerissenen Beton.</p> <p>ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für ν darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert folgt aus:</p> $\nu = 0,6 (1 - f_{ck}/250) \quad (f_{ck} \text{ in N/mm}^2) \quad (6.6N)$	<p>4.3.2.2 Nachweisverfahren und Bemessungswert der einwirkenden Querkraft</p> <p>(11)* Der Anteil der Querkraft einer im Abstand $x \leq 2,5 d$ vom Auflagerrand wirkenden Einzellast darf bei direkter Auflagerung mit dem Beiwert β abgemindert werden:</p> $\beta = \frac{x}{2,5 \cdot d}$ <p>Bei Bauteilen mit veränderlicher Höhe darf dabei der Bemessungswert der Querkraftkomponente V_{cdd} infolge der Biegedruckkraft F_{cd} aus dem Momentenanteil der abgeminderten Einzellast nach Abb. 4.14 nicht zusätzlich angesetzt werden, da sich die auflagernahe Einzellast im Wesentlichen konsolartig direkt auf das Auflager abstützt.</p> <p>(12)*P Beim Nachweis von $V_{Rd,max}$ dürfen die Abminderungen nach den Absätzen (10)* und (11)* nicht vorgenommen werden.</p>
<p>6.2.3 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung</p> <p>(1) Die Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung basiert auf einem Fachwerkmodell (Bild 6.5). Die Begrenzung der Druckstrebenneigung θ im Steg ist in 6.2.3 (2) gegeben.</p> $\dots z = 0,9 d \dots$ <p>Bei Bauteilen mit geneigten Spanngliedern ist in der Regel Längsbewehrung im Zuggurt einzulegen, um die in Gleichung (6.18) definierte Längszugkraft aus Querkraft aufzunehmen.</p> <p>(107) Die zusätzliche Zugkraft ΔF_{td} in der Längsbewehrung infolge der Querkraft V_{Ed} darf wie folgt bestimmt werden:</p> $\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (6.18)$ <p>$(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ sollten nicht größer als $M_{Ed,max}/z$ angenommen werden.</p>	<p>4.3.2.4.2 Bauteile mit konstanter Höhe</p> <p>(2)* Beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit sollte im Allgemeinen der innere Hebelarm z aus dem Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Biegung mit oder ohne Längskraft verwendet werden. Für Stahlbetonquerschnitte mit rechteckiger Betondruckzone darf im Allgemeinen näherungsweise der Wert $z = 0,9 \cdot d$ angenommen werden.</p>

Eurocodes

ANMERKUNG Die landesspezifische Anleitung für die Überlagerung verschiedener Fachwerkmodelle darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlene Anleitung ist folgende:

Im Fall der Vorspannung mit im Verbund liegenden Spanngliedern im Bereich des Zuggurtes darf der widerstehende Effekt der Vorspannung angerechnet werden, um die Gesamtzugkraft aufnehmen zu können. Im Fall geneigter, im Verbund liegender Spannglieder zusammen mit anderer Längsbewehrung/Spanngliedern darf die Festigkeit gegen Querkraftbeanspruchung vereinfacht durch die Überlagerung zweier unterschiedlicher Stabwerkmodelle mit unterschiedlichen Geometrien (Bild 6.102) festgestellt werden; der gewichtete Mittelwert zwischen θ_1 und θ_2 darf für den Nachweis des Druckspannungsfeldes nach Gleichung (6.9) verwendet werden.

DIN-Fachbericht 102: 2009

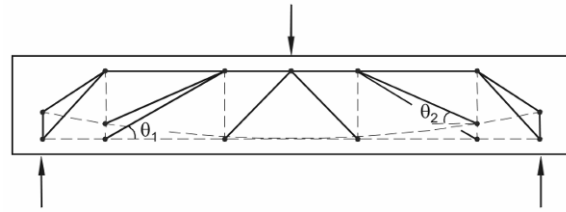


Bild 6.102N Überlagertes Widerstandsmodell für Beanspruchung aus Querkraft

6.3 Torsion

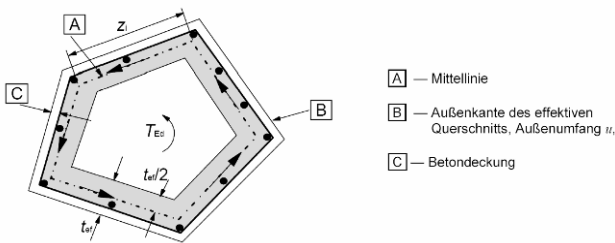
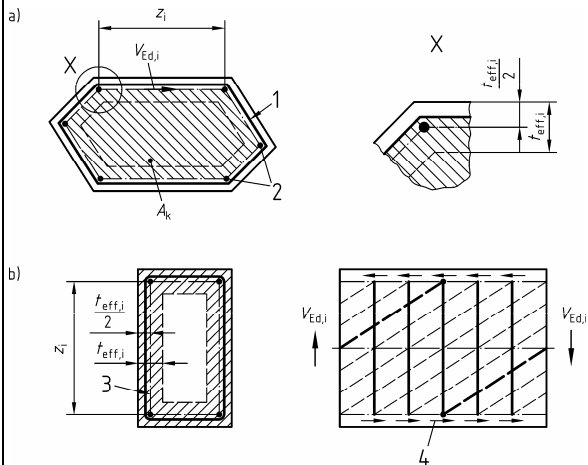


Bild 6.11 — In 6.3 verwendete Formelzeichen und Definitionen

$t_{eff,i}$ die effektive Wanddicke. Diese darf zu A/u angenommen werden, hat in der Regel aber nicht unter dem doppelten Abstand von der Mittellinie zur Außenfläche der Längsbewehrung zu liegen. Für Hohlquerschnitte ist die wirkliche Dicke eine Obergrenze;

4.3.3 Torsion



Legende

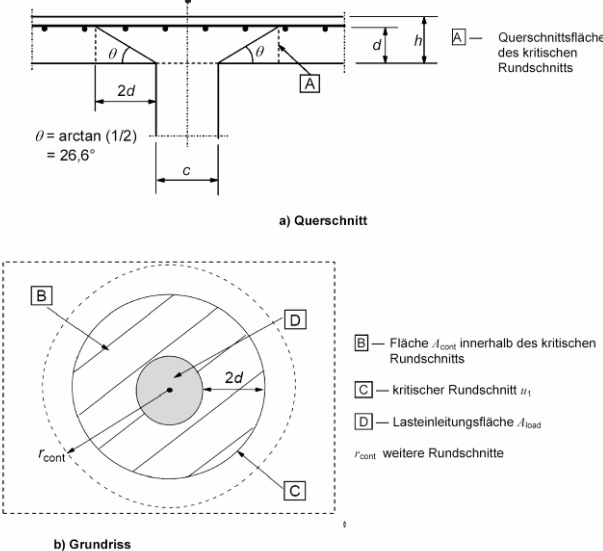
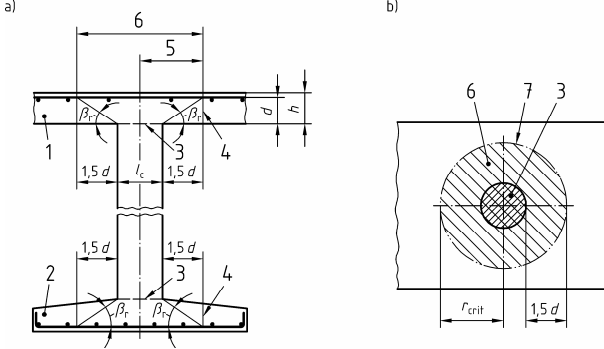
- 1 Bügel
- 2 Längsstäbe
- 3 Mittellinie der Wand i
- 4 Schubfluss $V_{Ed,i} / z_i$

- a) Benennung bei der Torsion
- b) Definition des Ersatzhohlkastens und Fachwerkmodells einer Ersatzwand

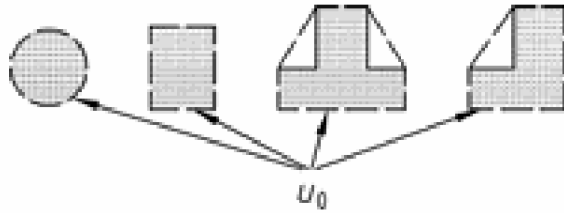
Abb. 4.15: Benennungen und Modellbildung bei Torsion

t_{eff} die effektive Dicke einer Wand: t_{eff} ist gleich dem doppelten Abstand von der Mittellinie zur Außenfläche, aber nicht größer als die vorhandene Wanddicke (s. Abb. 4.15)

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>6.3.2 (4)</p> <p>$T_{Rd,max}$ der Bemessungswert des aufnehmbaren Torsionsmoments gemäß</p> $T_{Rd,max} = 2\nu \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta, \quad (6.30)$ <p>wobei ν aus 6.2.2 (6) und α_{cw} aus Gleichung (6.9) folgt.</p> <p>Nationaler Anhang</p> <p>$\alpha_{cw} = 1,0$</p> <p>$\nu = 0,525$ (allgemein für Torsion)</p>	<p>4.3.3.1</p> <p>(6)*P Der Bemessungswert des maximal aufnehmbaren Torsionsmoments des Querschnitts oder eines jeden Teilquerschnitts bei Torsion allein ist mit Gleichung (4.40) zu ermitteln; der kleinste Wert der Wände i des Nachweisquerschnitts ist maßgebend:</p> $T_{Rd,max} = \frac{\alpha_{c,red} \cdot f_{cd} \cdot 2 A_k \cdot t_{eff}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (4.40)$ <p>Dabei ist</p> <p>$\alpha_{c,red} = 0,7 \alpha_c$ allgemein (mit $\alpha_c = 0,75$)</p> <p>$\alpha_{c,red} = \alpha_c$ bei Kastenquerschnitten mit Bewehrung an den Innen- und Außenseiten der Wände</p>
<p>6.3.2 Nachweisverfahren</p> <p>entsprechende Regelung fehlt</p>	<p>4.3.3.2 Kombinierte Beanspruchung aus Einwirkungen</p> <p>4.3.3.2.2 Vereinfachtes Verfahren</p> <p><u>Torsion und Querkraft mit Biegung und/oder Längskräften</u></p> <p>(2) Wenn Torsion gleichzeitig mit Querkraften, Biegemomenten und Normalkräften auftritt, kann dies besonders bei Kastenträgern zu kritischen Hauptspannungen in der Druckzone führen. In diesen Fällen dürfen in ungerissenen Bereichen die Hauptdruckspannungen den Wert f_{cd} (siehe II-4.2.1.3.3 (11)) nicht überschreiten. Die Hauptdruckspannungen sind dabei nach Zustand I aus der mittleren Längsspannung σ_{Ed} sowie der Schubspannung $\tau_{Ed,T+V}$ aus Querkraft $\tau_{Ed,V}$ und Torsion $\tau_{Ed,T} = T_{Ed} / (2 A_k \cdot t_{eff,i})$ zu ermitteln. Für A_k und t siehe II-4.3.3.1.</p> <p>Von einem ungerissenen Druckgurt darf ausgegangen werden, wenn die Hauptzugspannungen infolge σ_{Ed} aus Biegung und $\tau_{Ed,T+V}$ aus Torsion und Querkraft die charakteristische Betonzugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ nicht überschreiten. Ist die so ermittelte Hauptzugspannung größer als $f_{ctk;0,05}$, sind die Hauptdruckspannungen nach der Fachwerk-analogie im Zustand II zu ermitteln und der Wert f_{cd} ist angemessen abzumindern.</p> <p>Auf den Nachweis der Hauptdruckspannung darf bei druckbeanspruchten Gurten verzichtet werden, wenn die maximale Schubspannung $\tau_{Ed,T+V}$ infolge Torsion und Querkraft kleiner als $0,1 f_{ck}$ ist.</p>

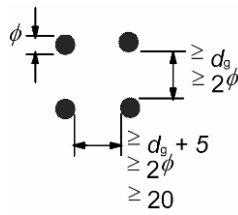
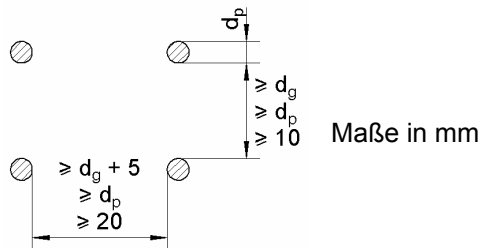
Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>6.4 Durchstanzen</p> <p>6.4.1 Allgemeines</p> <p>Bemessungsmodell</p>  <p>Bild 6.12 — Bemessungsmodell für den Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen im Grenzzustand der Tragfähigkeit</p> <p>Kritischer Rundschnitt im Abstand 2,0 d von der Lasteinleitungsfläche</p>	<p>4.3.4 Durchstanzen</p> <p>4.3.4.1 Allgemeines</p> <p>Bemessungsmodell</p>  <p>Legende:</p> <p>a) Querschnitt b) Plattendraufsicht $\beta_r = 33,7^\circ$</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 Platte 2 Fundamentplatte 3 Lasteinleitungsfläche A_{load} kritischer Rundschnitt kritischer Radius r_{crit} kritische Fläche A_{crit} Umfang des kritischen Rundschnitts u_{crit} <p>Abb. 4.16: Bemessungsmodell für den Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen</p> <p>Kritischer Rundschnitt im Abstand 1,5 d von der Lasteinleitungsfläche</p>
<p>6.4.3 Nachweisverfahren</p> <p>(3) Wenn die Auflagerreaktion ausmittig bezüglich der Fläche des betrachteten Rundschnitts ist, ist in der Regel die maximale einwirkende Querkraft je Flächeneinheit nach folgender Gleichung zu ermitteln:</p> $v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (6.38)$ $\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$	

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>6.4.4 Durchstanzwiderstand für Platten oder Fundamente ohne Durchstanzbewehrung</p> <p>(1) Der Durchstanzwiderstand einer Platte ist in der Regel für die Querschnittsfläche des kritischen Rundschnitts nach 6.4.2 zu bestimmen. Der Bemessungswert des Durchstanzwiderstands [N/mm²] darf wie folgt bestimmt werden:</p> $v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{op} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{op}) \quad (6.47)$ <p>(NDP) 6.4.4 (1)</p> <p>Es gilt:</p> $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c \quad \text{für } u_0/d \geq 4$ <p>Für Innenstützen gilt:</p> $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c \cdot (0,1 u_0/d + 0,6) \quad \text{für } u_0/d < 4$ <p>Für Einzelfundamente mit $a \leq 3 d$ gilt:</p> $C_{Rd,c} = 0,12/\gamma_c \cdot \lambda^{0,4} \quad \text{mit } \lambda = a_\lambda/d \text{ siehe 6.4.4 (2)}$ <p>$k_1 = 0,10$</p> <p>v_{min} wie im Abschnitt 6.2.2 (1)</p> <p>Der Biegebewehrungsgrad ρ_l ist zusätzlich auf $\rho_l \leq 0,5 f_{cd}/f_{yd}$ zu begrenzen.</p>	<p>4.3.4.5 Querkrafttragfähigkeit</p> <p>4.3.4.5.1 Platten oder Fundamente ohne Durchstanzbewehrung</p> <p>(1)*P Die Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,ct}$ längs des kritischen Rundschnitts nach II-4.3.4.2.2 ist nach Gleichung 4.156 zu ermitteln:</p> $v_{Rd,ct} = \left[\frac{0,21}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot d \quad (4.156)$
<p>6.4.5 Durchstanzwiderstand für Platten oder Fundamente mit Durchstanzbewehrung</p> <p>(1) Ist Durchstanzbewehrung erforderlich, ist sie in der Regel gemäß Gleichung (6.52) zu ermitteln:</p> $v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha \quad (6.52)$ <p>Dabei ist</p> <p>A_{sw} die Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung in einem Rundschnitt um die Stütze [mm²];</p> <p>s_r der radiale Abstand der Durchstanzbewehrungsreihen [mm];</p> <p>$f_{ywd,ef}$ der wirksame Bemessungswert der Festigkeit der Durchstanzbewehrung, gemäß $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd}$ [N/mm²];</p> <p>u_1 [mm];</p> <p>d der Mittelwert der statischen Nutzhöhen in den orthogonalen Richtungen [mm];</p> <p>α der Winkel zwischen Durchstanzbewehrung und Plattenebene</p>	<p>4.3.4.5.2 Platten oder Fundamente mit Durchstanzbewehrung</p> <p>(2)*P Bei Durchstanzbewehrung rechtwinklig zur Plattenebene ist die erforderliche Bewehrung für die jeweils betrachtete Bewehrungsreihe nach Abb. 4.100 aus den Gleichungen (4.158a) und (4.158b) zu ermitteln und auf dem betrachteten Umfang gleichmäßig verteilt anzuordnen:</p> <p>(a) für die erste Bewehrungsreihe im Abstand $0,5 d$ vom Stützenrand gilt:</p> $v_{Rd,sy} = v_{Rd,c} + \frac{\kappa_S \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}}{u} \quad (4.158a)$ <p>(b) für die weiteren Bewehrungsreihen im Abstand $s_w \leq 0,75 d$ untereinander gilt:</p> $v_{Rd,sy} = v_{Rd,c} + \frac{\kappa_S \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d}{u \cdot s_w} \quad (4.158b)$

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>$V_{Rd,max}$ Nachweis am Stützenrand im Rundschnitt u_0</p>  <p>Bild 6.13.1 DE — Rundschnitt u_0 beim Nachweis $V_{Rd,max}$</p> <p>(NDP) 6.4.5 (3) Es gilt:</p> $V_{Rd,max} = 11 \cdot \sqrt{\frac{d}{u_0}} \cdot V_{Rd,c}$ <p>Für die Annahme von u_0 siehe Bild 6.13DE.</p>	<p>$V_{Rd,max}$ Nachweis im kritischen Rundschnitt</p> <p>(1)*P Die maximale Querschnittstragfähigkeit $V_{Rd,max}$ für Platten mit Durchstanzbewehrung im kritischen Rundschnitt ist nach Gleichung (4.157) zu ermitteln:</p> $V_{Rd,max} = 1,5 \cdot V_{Rd,ct} \quad (4.157)$
<p>6.6 Teilflächenbelastung</p> <p>zu 6.7 (4) Ist die Aufnahme der Spaltzugkräfte nicht durch Bewehrung gesichert, sollte die Teilflächenlast auf $F_{Rd,u} \leq 0,6 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$ begrenzt werden.</p>	<p>bisher keine entsprechende Regelung</p> <p>Regelung wurde ergänzt für die Neuausgabe 2009</p>
	<p>4.3.7 Nachweis gegen Ermüdung</p> <p>Gegenüber Ausgabe 2003</p> <p>Betonstahl $\Delta\sigma_{Rs,k} = 175 \text{ N/mm}^2$ (bisher $\Delta\sigma_{Rs,k} = 195 \text{ N/mm}^2$)</p>

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009																																	
<p>7 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)</p> <p>7.2 Begrenzung der Spannungen</p> <p>Druckspannungen im Beton</p> $\sigma_{c,selten} \leq 0,6 f_{ck}$ <p>Betonstahlspannungen</p> $\sigma_{s,selten} \leq 0,8 f_{yk}$	<p>4.4.1 Begrenzung der Spannungen</p> <p>4.4.1.2 Begrenzung der Betondruckspannungen</p> $\sigma_{c,nicht-h\u00e4ufig} \leq 0,6 f_{ck}$ <p>4.4.1.3 Begrenzung der Betonstahlspannungen</p> $\sigma_{s,nicht-h\u00e4ufig} \leq 0,8 f_{yk}$ <p>4.4.2 Begrenzung der Rissbreiten und Nachweis der Dekompression</p> <p>Nachweis der Dekompression bzw. der Rissbreite nach Tab. 4.118 f\u00fcr Anforderungsklasse A und B unter der nicht-h\u00e4ufigen Einwirkungskombination</p> <table border="1" data-bbox="842 999 1417 1518"> <thead> <tr> <th rowspan="3">Zeile</th> <th>Spalte</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> </tr> <tr> <th rowspan="2">Anforderungsklasse</th> <th colspan="2">Einwirkung f\u00fcr den Nachweis der</th> <th rowspan="2">Rechenwert der Rissbreite wk in mm</th> </tr> <tr> <th>Dekompression</th> <th>Rissbreitenbegrenzung</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>A</td> <td>nicht-h\u00e4ufig</td> <td>selten</td> <td rowspan="4">0,2</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>B</td> <td>h\u00e4ufig</td> <td>nicht-h\u00e4ufig</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>C</td> <td>quasi-st\u00e4ndig</td> <td>h\u00e4ufig</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>D</td> <td>-</td> <td>h\u00e4ufig</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>E</td> <td>-</td> <td>quasi-st\u00e4ndig</td> <td>0,3</td> </tr> </tbody> </table>	Zeile	Spalte	1	2	3	Anforderungsklasse	Einwirkung f\u00fcr den Nachweis der		Rechenwert der Rissbreite wk in mm	Dekompression	Rissbreitenbegrenzung	1	A	nicht-h\u00e4ufig	selten	0,2	2	B	h\u00e4ufig	nicht-h\u00e4ufig	3	C	quasi-st\u00e4ndig	h\u00e4ufig	4	D	-	h\u00e4ufig	5	E	-	quasi-st\u00e4ndig	0,3
Zeile	Spalte		1	2	3																													
	Anforderungsklasse		Einwirkung f\u00fcr den Nachweis der		Rechenwert der Rissbreite wk in mm																													
		Dekompression	Rissbreitenbegrenzung																															
1	A	nicht-h\u00e4ufig	selten	0,2																														
2	B	h\u00e4ufig	nicht-h\u00e4ufig																															
3	C	quasi-st\u00e4ndig	h\u00e4ufig																															
4	D	-	h\u00e4ufig																															
5	E	-	quasi-st\u00e4ndig	0,3																														

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>7.3 Begrenzung der Rissbreiten</p> <p>7.3.2 Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite</p> $A_{s,\min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.1)$ <p>Dabei ist</p> <p>k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen:</p> <p>= 1,0 für Stege mit $h \leq 300$ mm oder Gurten mit Höhen unter 300 mm;</p> <p>= 0,65 für Stege mit $h \geq 800$ mm oder Gurten mit Höhen über 800 mm;</p> <p>Zwischenwerte dürfen interpoliert werden;</p>	<p>4.4.2.2 Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite</p> $A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad (4.194)$ <p>Dabei ist</p> <p>k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen. Werte für k sind nachfolgend für unterschiedliche Fälle angegeben:</p> <p>a) Zugspannungen infolge im Bauteil selbst hervorgerufenen Zwangs (z.B. Zwang infolge Abfließen der Hydratationswärme):</p> <p>$k = 0,8$ für $h \leq 300$ mm</p> <p>$k = 0,5$ für $h \geq 800$ mm</p> <p>Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden. Dabei ist für h der kleinere Wert von Höhe oder Breite des Querschnitts oder Teilquerschnitts zu setzen.</p>
<p>8 Allgemeine Bewehrungsregeln</p> <p>8.4.2 Bemessungswert der Verbundfestigkeit</p> <p>(1)P Die Verbundtragfähigkeit muss zur Vermeidung von Verbundversagen ausreichend sein.</p> <p>Zu 8.4.2 (1)</p> <p>Bei Brücken und anderen Bauteilen unter Ermüdungsbelastung muss die Verbundfestigkeit f_{bd} nach den gleichen Regeln abgemindert werden wie die Bemessungsdruckfestigkeit des Betons nach 6.8, Gl. (6.76).</p> $f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6.76)$ <p>Dabei ist</p> <p>$\beta_{cc}(t_0)$ der Beiwert für die Betonfestigkeit bei der Erstbelastung (siehe 3.1.2 (6));</p> <p>t_0 der Zeitpunkt der ersten zyklischen Belastung des Betons in Tagen</p> <p>$k_1 = 1,0$</p>	<p>5 Bauliche Durchbildung</p> <p>5.2.2 Verbund</p> <p>5.2.2.2 Bemessungswert der Verbundspannungen</p> <p>(keine entsprechende Regelung für Bauteile unter Ermüdungsbelastung)</p>

Eurocodes	DIN-Fachbericht 102: 2009
<p>8.4.4 Bemessungswert der Verankerungslänge</p> <p>(1) Der Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} darf wie folgt ermittelt werden:</p> $l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.4)$ <p>Beiwerte zur Berücksichtigung</p> <ul style="list-style-type: none"> α_1 Biegeform α_2 Mindestbetondeckung α_3 Querbewehrung α_4 angeschweißte Querstäbe α_5 Querdruck 	<p>5.2.3.4 Verankerungslänge</p> <p>(1)*P Die erforderliche Verankerungslänge darf berechnet werden aus:</p> $l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,erf}}{A_{s,vorh}} \geq l_{b,min} \quad (5.4)$ <p>Dabei ist</p> <ul style="list-style-type: none"> $A_{s,erf}$ rechnerisch erforderliche Querschnittsfläche der Bewehrung $A_{s,vorh}$ vorhandene Querschnittsfläche der Bewehrung $l_{b,min}$ der Mindestwert der Verankerungslänge: $l_{b,min} = 0,3\alpha_a \cdot l_b \geq 10d_s \geq 100$ mm für Verankerungen von Zugstäben (5.5) $l_{b,min} = 0,6l_b \geq 10d_s \geq 100$ mm für Verankerungen von Druckstäben α_a der Beiwert zur Berücksichtigung der Wirksamkeit der Verankerungsarten nach Tabelle 5.4
<p>8.10.1.2 Spannglieder im sofortigen Verbund</p>  <p>ANMERKUNG Hier sind ϕ der Durchmesser des Spannglieds im sofortigen Verbund und d_g die Größe des Größtkorns.</p> <p>Bild 8.14 — Lichter Mindestabstand für Spannglieder im sofortigen Verbund</p>	<p>5.3.3.1 Spannglieder im sofortigen Verbund</p>  <p>Abb. 5.11: Lichter Mindestabstand für Spannglieder im sofortigen Verbund</p>

Angepasstes Verkehrslastmodell (LM1)

Erhöhung der Verkehrslasten des DIN-Fachberichtes 101 „Einwirkungen auf Brücken“ an ein zukünftiges europäisches Verkehrslastmodell

	LM1 gegenwärtig				Vorschlag LM1 neu			
	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]	α_{Qi}	α_{qj}	α_{Qi}	α_{qj}	$\alpha_{Qi} Q_{ik}$	$\alpha_{qj} q_{ik}$
Fahrstreifen 1	300	9,0	0,8	1,0	1,0	1,33	300	12,0
Fahrstreifen 2	200	2,5	0,8	1,0	1,0	2,40	200	6,0
Fahrstreifen 3	100	2,5	0	1,0	1,0	1,20	100	3,0
Weitere Fahrstreifen	0	2,5	-	1,0	-	1,20	-	3,0
Restfläche	0	2,5	-	1,0	-	1,20	-	3,0
Teilsicherheitsbeiwert ULS	1,50				1,35			

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrslasten soll europäisch harmonisiert werden!

Die Kombinationsbeiwerte ψ für die charakteristische, nicht-häufige, häufige und quasi-ständige Kombination werden zunächst unverändert beibehalten!

3 Festlegungen für die Vergleichsrechnungen

Im Rahmen der Vergleichsrechnungen werden die Auswirkungen der für die Bemessung und Konstruktion relevanten unterschiedlichen Regelungen untersucht (Tab. 3-1).

Die Untersuchungen erfolgen getrennt zunächst für das Haupttragwerk in Brückenlängsrichtung und anschließend für die lokalen Auswirkungen

im Bereich der Fahrbahnplatte in Brückenquerrichtung. Dabei wird der Einfluss auf die Querschnittsabmessungen des Betons, die Größe der erforderlichen Vorspannkraft sowie der Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung ermittelt (Tab. 3-2).

Hinweis: Nicht bei jedem Bauwerk werden alle Punkte untersucht.

Tab. 3-1: Festlegungen für die Vergleichsrechnungen

Regelungsunterschied	Abschnitt	
	EC 2 Teil 2	DIN FB 102
Wegfall der nichthäufigen Einwirkungskombination	1.6 bzw. 1.106	1.6
Unterschiede bei der Ermittlung der Spannkraftverluste	5.10.6	4.2.3.5.5
Ansatz unterschiedlicher Betonzugfestigkeiten und Einwirkungskombinationen bei der Ermittlung der Robustheitsbewehrung	6.1	4.3.1.3
Querkraftbemessung: Hebelarm z	6.2.3	4.3.2.4.2
Torsion: unterschiedliche Definition der effektiven Wanddicke	6.3	4.3.3
Verringerung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ von 195 N/mm ² auf 175 N/mm ²	6.8.4	4.3.7
Unterschiedliche Definition der k-Werte bei der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite	7.3.2	4.4.2.2
Anhebung der Lasten im Lastmodell 1	EC 1 Teil 2	DIN FB 101

Tab. 3-2: Wesentliche Auswirkungen

Auswirkungen auf	Untersuchung in	
	Längsrichtung	Querrichtung
Querschnittsabmessungen des Betons		
zulässige Spannungen	✓	✓
Tragfähigkeit	✓	✓
Größe der Vorspannkraft		
Dekompression	✓	entfällt
Querschnittsfläche der Bewehrung infolge		
Tragfähigkeit	✓	✓
Ermüdung	✓	✓
Ankündigungsverhalten	✓	entfällt
Rissbreite	✓	✓

4 Auswahl repräsentativer Bauwerke für die Vergleichsrechnungen

Die Auswahl der repräsentativen Bauwerke, an denen die Untersuchungen in Form von Vergleichsrechnungen durchgeführt wurden, erfolgte in Abstimmung mit der BAST sowie der Betreuungsguppe. Kriterien hierfür waren

- Haupttragsystem mit Spannweiten
- Querschnittsform
- Bauverfahren
- Vorspannung (ohne, mit nachträglichem Verbund; rein extern; Mischbauweise)

Eine Übersicht über die ausgewählten Bauwerke enthält die

Tab. 4-1. Anschließend erfolgt eine Darstellung der einzelnen Bauwerke als Übersicht. Es handelt sich um 2 Stahlbeton- und 7 Spannbetonbrücken.

Tab. 4-1: Bauwerke für die Vergleichsrechnungen

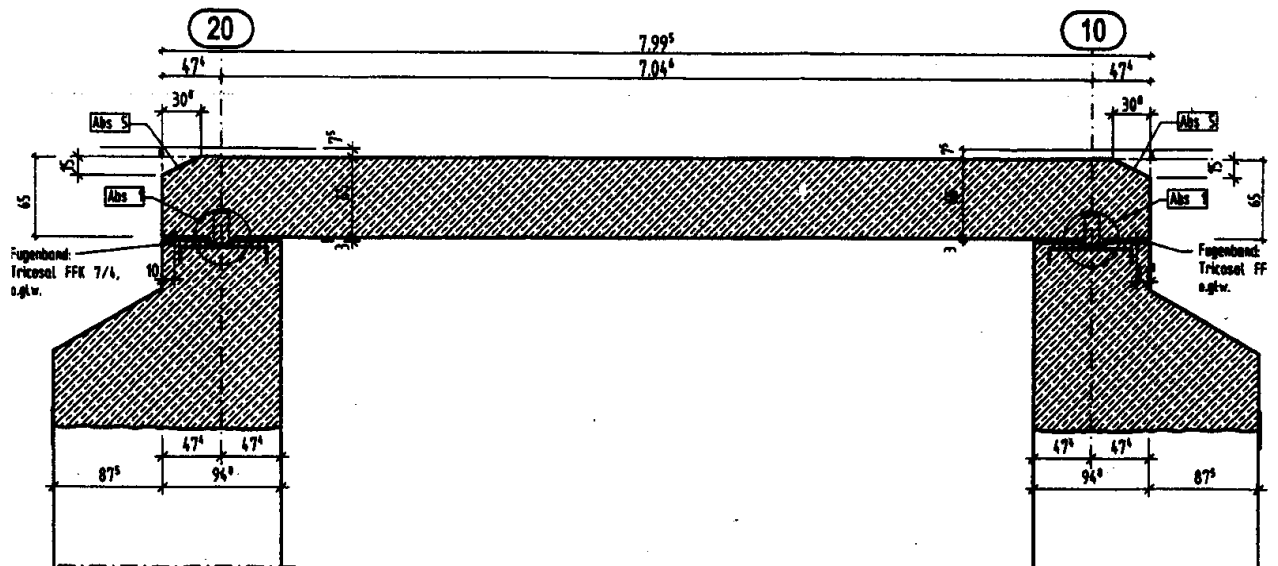
Bauwerk	Bauweise	Felder	Länge [m]	Tragsystem			Querschnitt			Bauverfahren				
				Einf	Dlt	Rah	PI	PB	HK	LG	VSR	FV	TS	FT
1) BW 647 (A2)	St	1	6,90	X			X			X				
2) BW 1 (L778)	St	1	21			X	X			X				
3) Ahse (A2)	Sp	1	28	X				X						X
4) BW 33 (A14)	Sp	2	47		X			X						X
5) BW Ü53	Sp	2	43		X			X		X				
6) BW3 Laub	Sp	5	200		X			X		X				
7) Hesper. (A44)	Sp	6	233		X				X		X			
8) Weidatal (A38)	Sp	5	455		X				X			X		
9) Kulmbachtal	Sp	9	518		X				X				X	

Legende

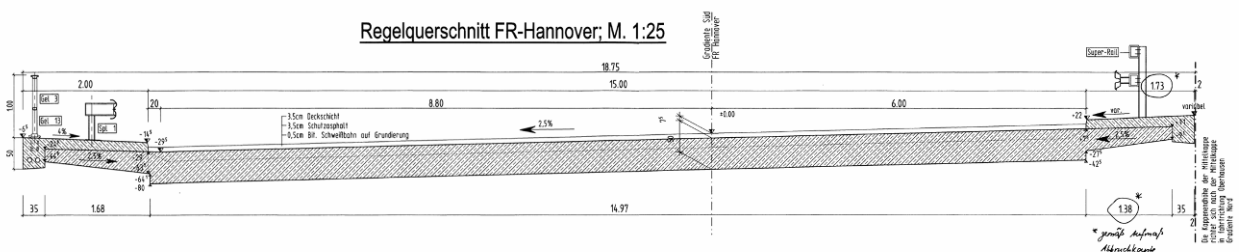
St: Stahlbeton	Einf: Einfeldsystem	PI: Platte	LG: Lehrgerüst
Sp: Spannbeton	Dlt: Durchlaufträger	PB: Plattenbalken	VSR: Vorschubrüstung
	Rah: Rahmen	HK: Hohlkasten	FV: Freivorbau
			TS: Taktschiebeverfahren
			FT: Fertigteil

Bauwerk 1: BW 647 im Zuge der BAB A2

- Ansicht:



- Querschnitt:

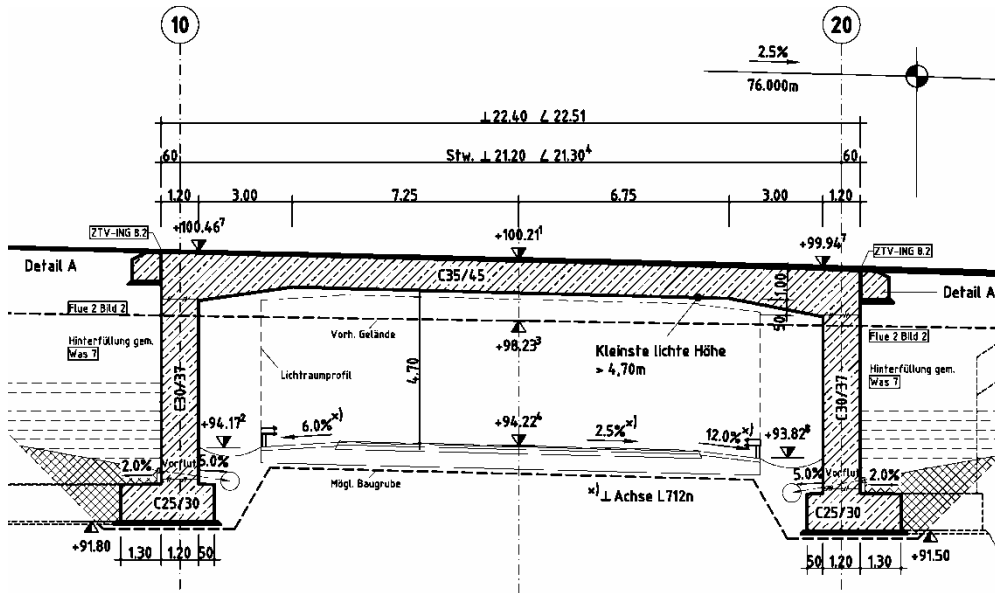


- Angaben zum Bauwerk:

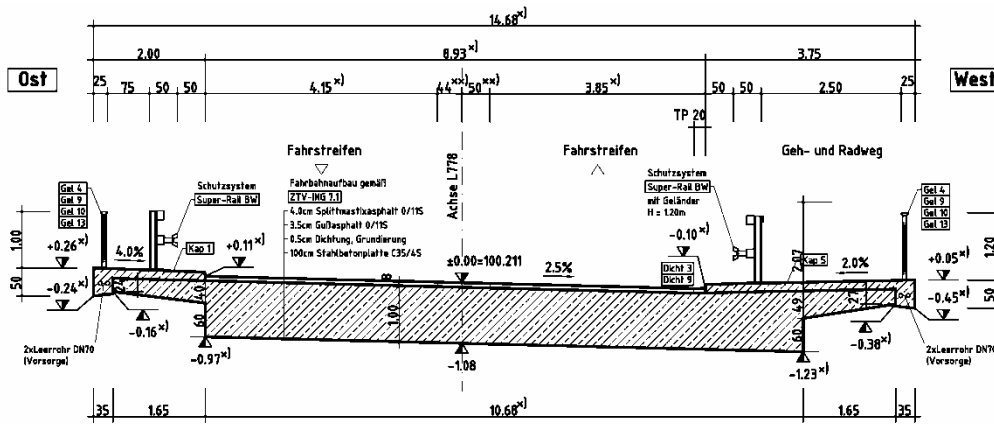
- statisches System: Einfeldträger
- Stützweiten [m]: ca. 5,30 m
- Querschnitt: Platte
- Konstruktionshöhe: 0,50 m
- Fahrbahnbreite: 15 m
- Bauweise: Stahlbeton
- Bauverfahren: Herstellung auf Lehrgerüst
- Besonderheiten: Betongelenk

Bauwerk 2: BW 1 im Zuge der L778 bei Bielefeld

• **Ansicht:**



• **Querschnitt:**

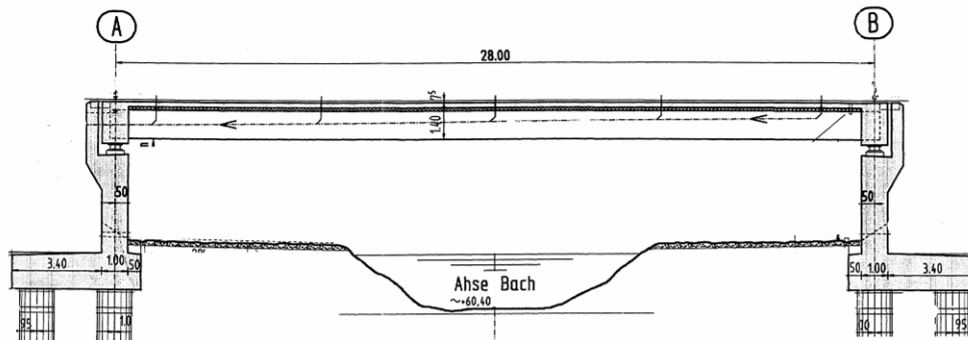


• **Angaben zum Bauwerk:**

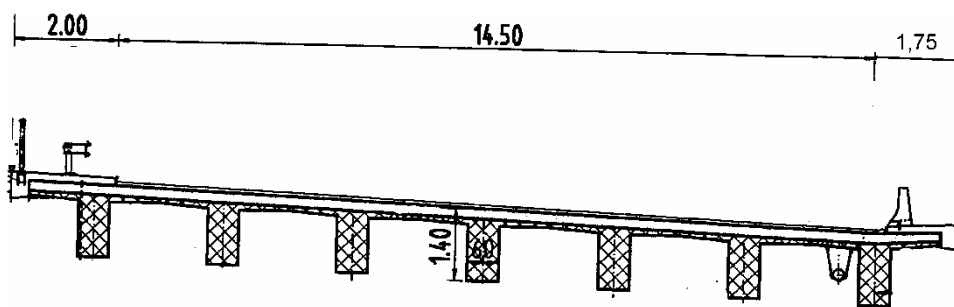
- statisches System: Rahmen
- Stützweiten [m]: 21,5 m
- Querschnitt: Platte
- Konstruktionshöhe: 1,02 / 1,50
- Fahrbahnbreite: ca. 8,90 m
- Bauweise: Stahlbeton
- Bauverfahren: Herstellung auf Lehrgerüst

Bauwerk 3: Ahsebrücke im Zuge der BAB A2

- **Ansicht:**



- **Querschnitt:**

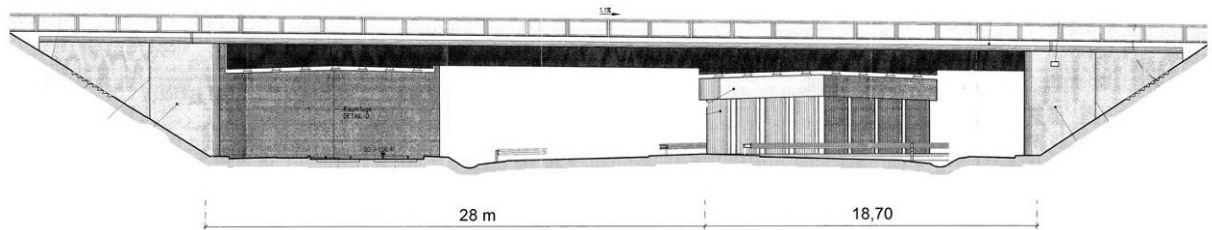


- **Angaben zum Bauwerk:**

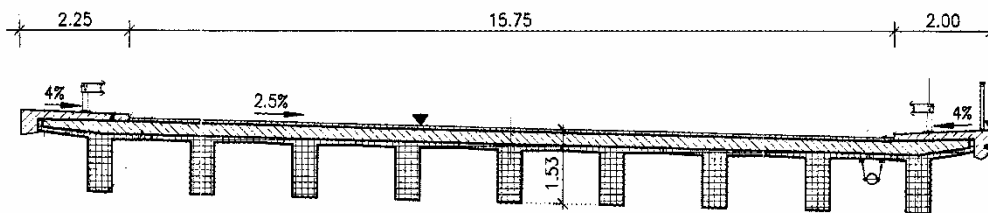
- statisches System: Einfeldsystem
- Stützweiten [m]: 28 m
- Querschnitt: Plattenbalken
- Konstruktionshöhe: 1,40 m
- Fahrbahnbreite: 15 m
- Bauweise: Spannbeton
nachträglicher Verbund
- Bauverfahren: Fertigteile mit Ortbetonergänzung

Bauwerk 4: BW 33 im Zuge der A14 über die B87

- **Ansicht:**



- **Querschnitt:**

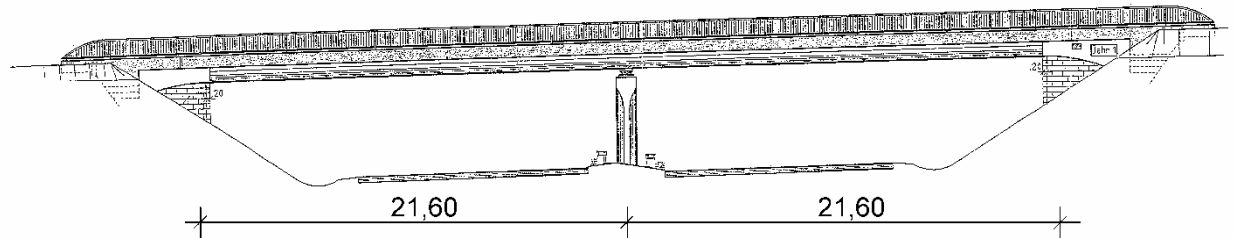


- **Angaben zum Bauwerk:**

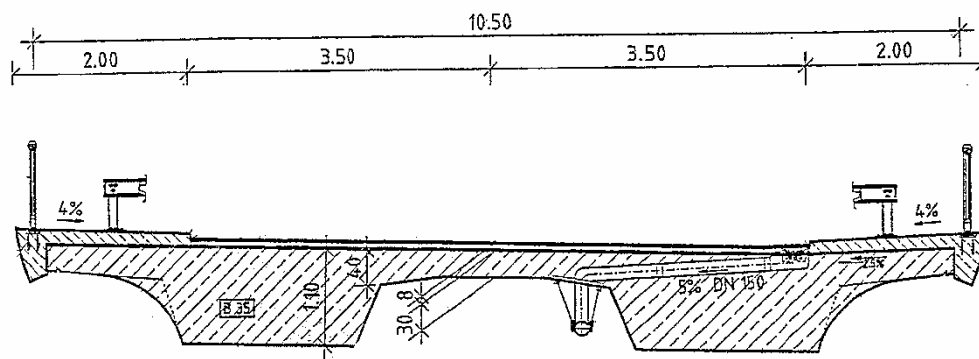
- statisches System: Zweifeldträger
- Stützweiten [m]: 28 / 18,70 m
- Querschnitt: Plattenbalken
- Konstruktionshöhe: 1,45 m
- Fahrbahnbreite: 15,75 m
- Bauweise: Spannbeton,
nachträglicher Verbund
- Bauverfahren: Fertigteile mit Ortbetonergänzung
- Besonderheiten: System- und Querschnittswechsel bei den Bauzuständen

Bauwerk 5: BW 53Ü im Zuge der K8758 Liebstadt-Göppersdorf über BAB A17

• **Ansicht:**



• **Querschnitt:**

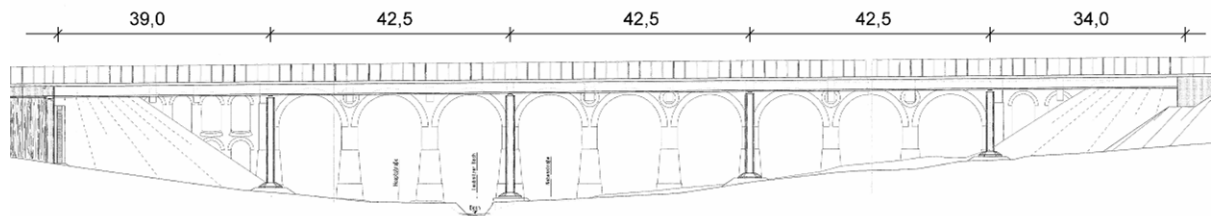


• **Angaben zum Bauwerk:**

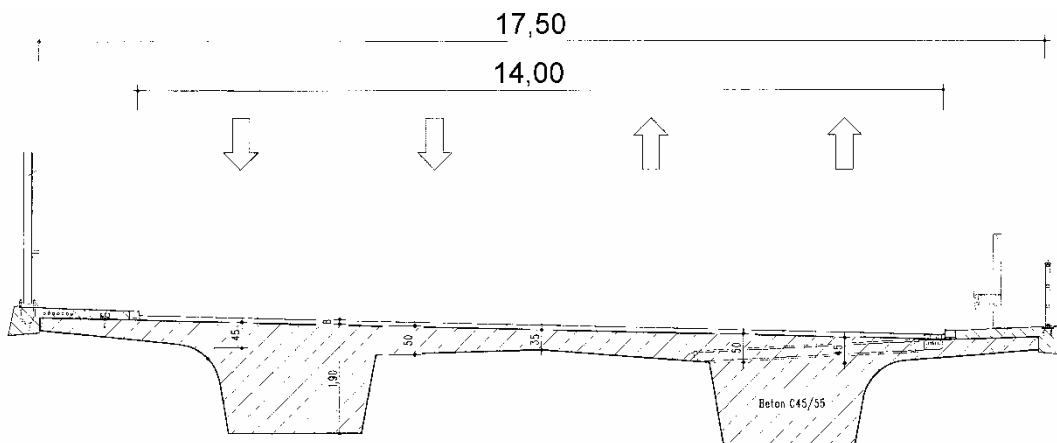
- statisches System: Zweifeldträger
- Stützweiten [m]: 2 x 21,60 m
- Querschnitt: Plattenbalken
- Konstruktionshöhe: 1,10 m
- Fahrbahnbreite: 7,0 m
- Bauweise: Spannbeton,
nachträglicher Verbund
- Bauverfahren: Herstellung auf Lehrgerüst

Bauwerk 6: BW3 im Zuge der S289 Laubnitztal - Werdau

- **Ansicht:**



- **Querschnitt:**



- **Angaben zum Bauwerk:**

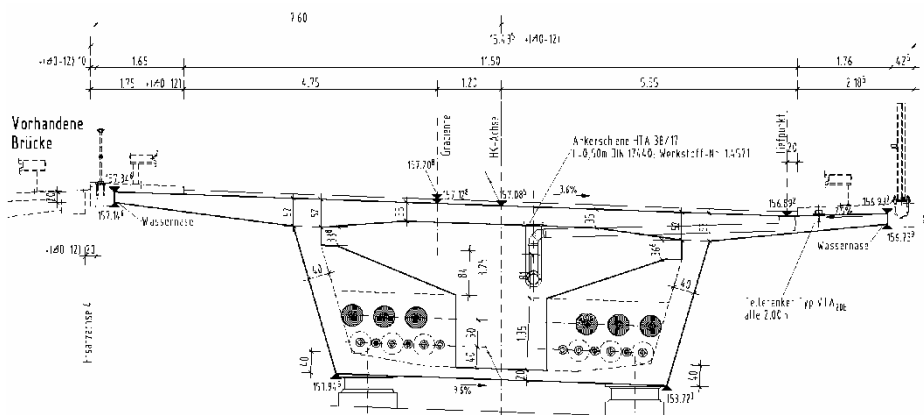
- statisches System: Durchlaufträger
- Stützweiten [m]: 39 / 3x42,5 / 34 m
- Querschnitt: Plattenbalken
- Konstruktionshöhe: 1,90
- Fahrbahnbreite: 14,00 m
- Bauweise: Spannbeton, nachträglicher Verbund
- Bauverfahren: Herstellung auf Lehrgerüst
- Besonderheiten: abschnittsweise Herstellung

Bauwerk 7: Hesperbachtalbrücke im Zuge der BAB A44

- **Ansicht:**



- **Querschnitt:**



- **Angaben zum Bauwerk:**

- statisches System: 6-Feldträger
- Stützweiten [m]: 33 / 43 / 41 / 42 / 42 / 33
- Querschnitt: einzelliger Hohlkasten
- Konstruktionshöhe: 3,25 m
- Fahrbahnbreite: 11,50 m
- Bauweise: Spannbeton,
(rein extern)
- Bauverfahren: abschnittsweise Herstellung auf Vorschubrüstung

Bauwerk 8: Weidatalbrücke im Zuge der BAB A38

- **Ansicht:**

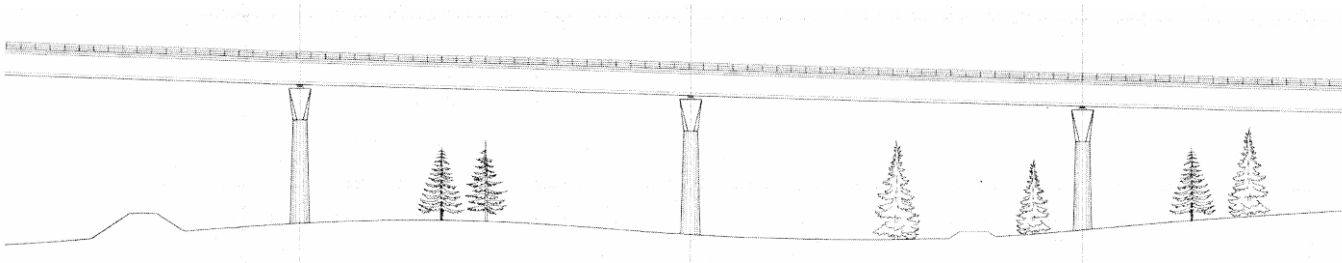


- **Angaben zum Bauwerk:**

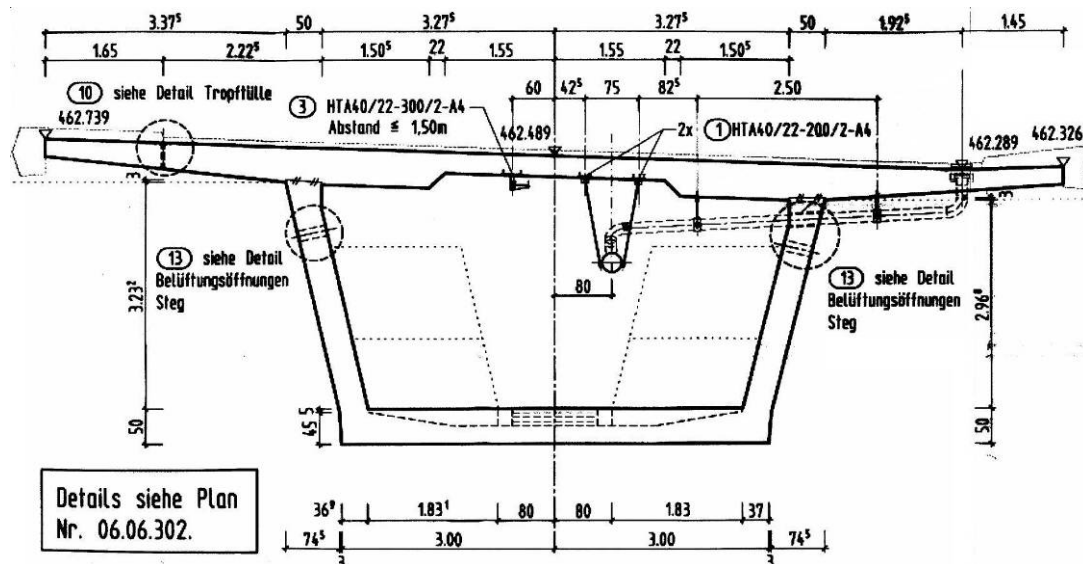
- statisches System: 5-Feldträger
- Stützweiten [m]: 40 / 57 / 85,5 / 171 / 102,5
- Querschnitt: einzelliger Hohlkasten
- Konstruktionshöhe: 3,50 / 8,50 m
- Fahrbahnbreite: 11,50 m
- Bauweise: Spannbeton,
(Mischbauweise)
- Bauverfahren: Freivorbau

Bauwerk 9: Kulmbachtalbrücke im Zuge der BAB A6

- **Ansicht:**



- **Querschnitt:**



- **Angaben zum Bauwerk:**

- statisches System: 9-Feldträger
- Stützweiten [m]: 52 / 5 x 62 / 55 / 55 / 46
- Querschnitt: einzelliger Hohlkasten
- Konstruktionshöhe: 4,10 m
- Fahrbahnbreite: 11,50 m
- Bauweise: Spannbeton, (Mischbauweise)
- Bauverfahren: Taktschieben

5 Vergleichsrechnungen und Auswertung der Ergebnisse

5.1 Allgemeines

Nachfolgend werden mit Hilfe von Vergleichsrechnungen an den ausgewählten repräsentativen Bauwerken die Auswirkungen folgender abweichender Regelungen untersucht:

- Erhöhung der Verkehrslasten
- Robustheitsbewehrung
- Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten
- Wegfall der nicht-häufigen Einwirkungskombination
- Hebelarm z bei der Querkraftbemessung
- Effektive Wanddicke beim Nachweis der Torsion im Zustand II
- Herabgesetzte Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ für Betonstahl

Die Untersuchungen erfolgen getrennt für die Längs- und Querrichtung.

Nachfolgend werden wesentliche ausgewählte Ergebnisse dargestellt, um die Auswirkungen aufzuzeigen. Die vollständigen Berechnungen sind in den Anhängen enthalten.

Die Vergleichsrechnungen erfolgen nicht für die Bauzustände sondern ausschließlich für den Endzustand der fertig gestellten Bauwerke unter normalen Nutzungsbedingungen.

5.2 Brückenlängsrichtung

5.2.1 Auswirkungen infolge der Verkehrslasterhöhung

5.2.1.1 Vergleich der Lasten und Schnittgrößen

Bauwerk 1: BW 647, BAB A2

Aus dem unmittelbaren Lastvergleich ergeben sich die nachfolgenden Erhöhungsfaktoren:

- Flächenlasten (UDL): $91/65 = 1,40$
- Achslasten (TS): $1200/800 = 1,50$

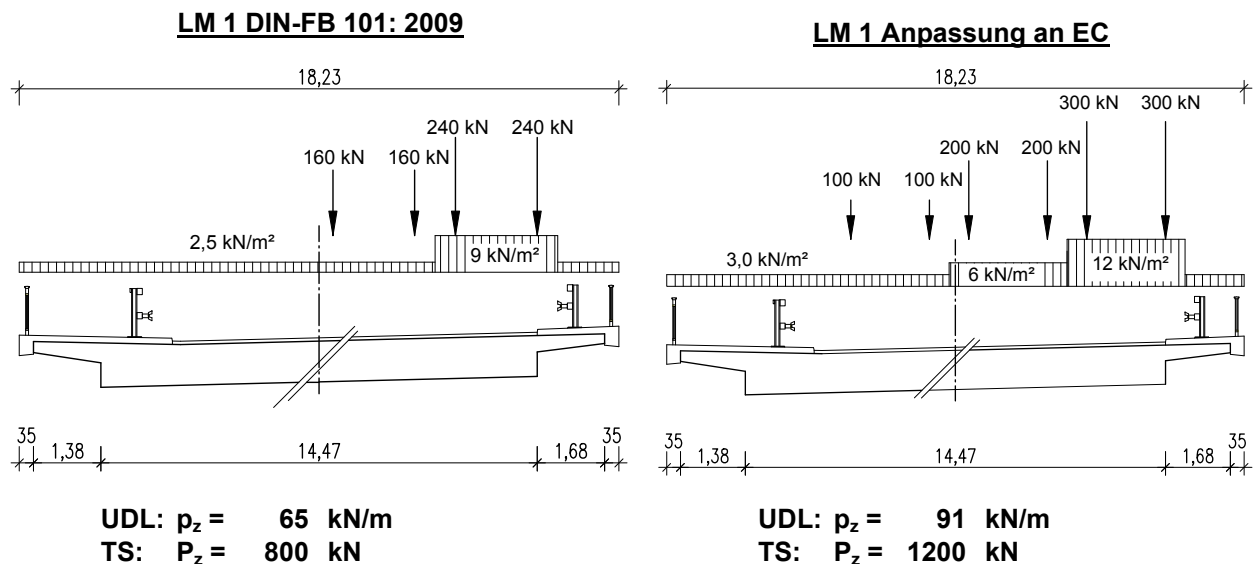


Bild 5-1: Vergleich der Verkehrslasten

Der Vergleich der charakteristischen Verkehrslastschnittgrößen für das maximale Feldmoment ergibt den folgenden Erhöhungsfaktor:

- max Feldmoment: $300/252 = 1,29$

Der Vergleich der Gesamtschnittgrößen auf der Grundlage der Einwirkungskombinationen für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit ergibt die folgenden Erhöhungsfaktoren:

- max Feldmoment: $1,07 \dots 1,18$

Tab. 5-1: Vergleich der Gesamtschnittgrößen für das maximale Feldmoment

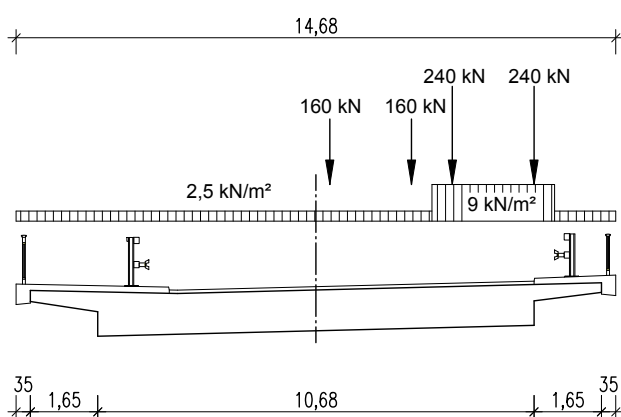
Einwirkungskombination		$M_{Ed,F,DIN}$	$M_{Ed,F,EC}$	η
		[MNm]	[MNm]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		232	300	1,29
GdG	Quasi-ständig	196	209	1,07
	Häufig	308	354	1,15
	Nicht-häufig	337	391	1,16
	Selten	387	455	1,18
GdT	S + V	550	607	1,10

Bauwerk 2: BW 1, Bielefeld

Aus dem unmittelbaren Lastvergleich ergeben sich die nachfolgenden Erhöhungsfaktoren:

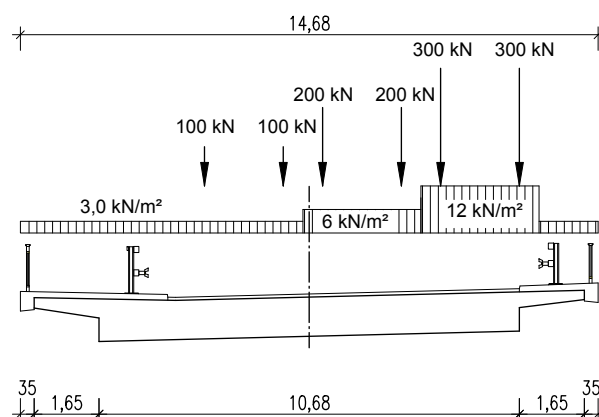
- Flächenlasten (UDL): $80/56 = 1,43$
- Achslasten (TS): $1200/800 = 1,50$

LM 1 DIN-FB 101: 2009



UDL: $p_z = 56 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 800 \text{ kN}$

LM 1 Anpassung an EC

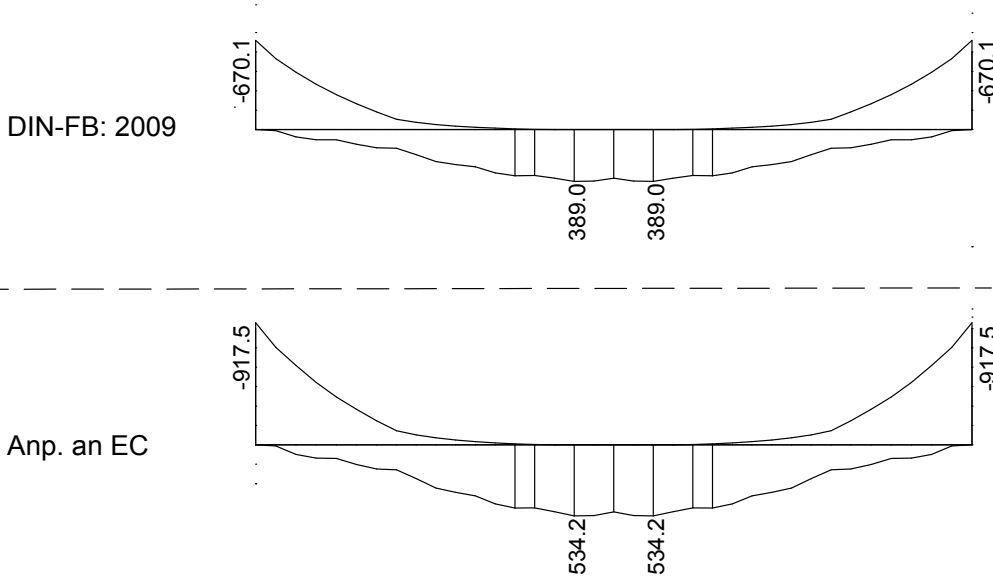


UDL: $p_z = 80 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 1200 \text{ kN}$

Bild 5-2: Vergleich der Verkehrslasten

Der Vergleich der charakteristischen Verkehrslastschnittgrößen für den Feldbereich und die Rahmenecken ergibt die folgenden Erhöhungsfaktoren:

- Feldbereiche: 534/389 = 1,37
- Rahmenecken: -918/-630 = 1,37



	$M_{Ed,F,DIN}$	$M_{Ed,F,EC}$	η	$M_{Ed,St,DIN}$	$M_{Ed,St,EC}$	η
Verkehr TS + UDL	389,0	534,2	1,37	-670,1	-917,5	1,37

Bild 5-3: Vergleich der Schnittgrößen infolge der charakteristischen Verkehrslasten

Der Vergleich der Gesamtschnittgrößen auf der Grundlage der Einwirkungskombinationen für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

und Tragfähigkeit ergibt die folgenden Erhöhungsfaktoren:

- Rahmenecke: 1,03 ... 1,11

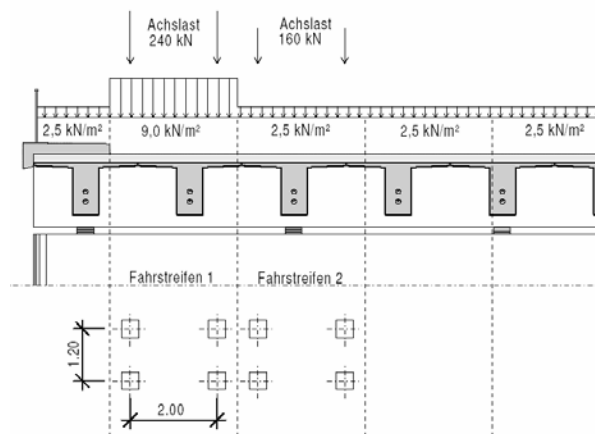
Tab. 5-2: Vergleich der Gesamtschnittgrößen für Rahmeneckmoment

Einwirkungskombination		$M_{Ed,St,DIN}$	$M_{Ed,St,EC}$	η
		[MNm]	[MNm]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		-670	-917	1,37
GdG	Quasi-ständig	-1758	-1807	1,03
	Häufig	-2023	-2166	1,07
	Nicht-häufig	-2168	-2366	1,09
	Selten	-2320	-2567	1,11
GdT	S + V	-3245	-3478	1,07

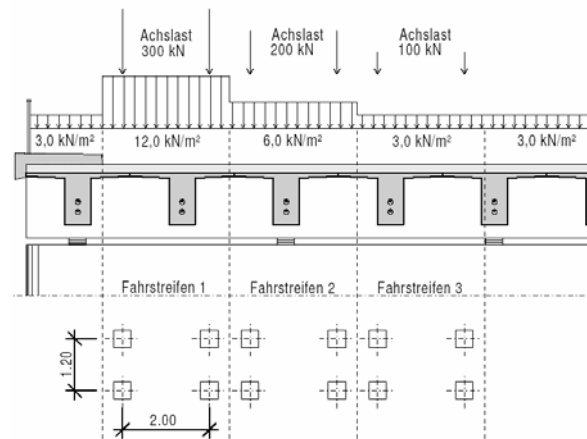
Bauwerk 3: Ahsebrücke, BAB A2

Aus dem unmittelbaren Lastvergleich ergeben sich die nachfolgenden Erhöhungsfaktoren:

- Flächenlasten (UDL): $88,5/63,3 = 1,40$
- Achslasten (TS): $1200/800 = 1,50$

LM 1 DIN-FB 101: 2009

UDL: $p_z = 63,3 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 800 \text{ kN}$

LM 1 Anpassung an EC

UDL: $p_z = 88,5 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 1200 \text{ kN}$

Bild 5-4: Vergleich der Verkehrslasten

Der Vergleich der charakteristischen Verkehrslastschnittgrößen für das größte Feldmoment ergibt den folgenden Erhöhungsfaktor:

- Feldbereich: $3685/2698 = 1,36$

Der Vergleich der Gesamtschnittgrößen auf der Grundlage der Einwirkungskombinationen für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit ergibt die folgenden Erhöhungsfaktoren:

- **1,04 ... 1,14**

Tab. 5-3: Vergleich der Gesamtschnittgrößen für das größte Feldmoment

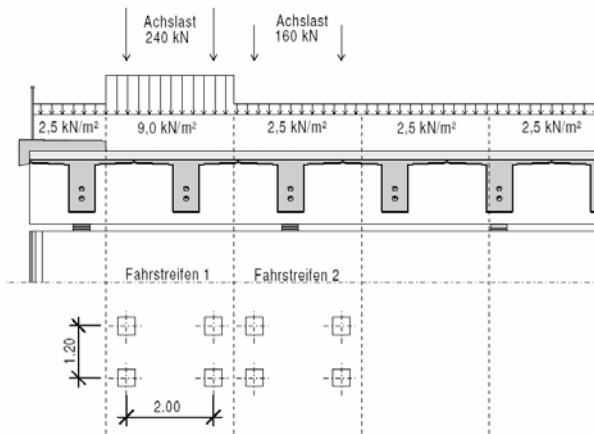
Einwirkungskombination		$M_{Ed,F,DIN}$	$M_{Ed,F,EC}$	η
		[MNm]	[MNm]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		2698	3685	1,36
GdG	Quasi-ständig	5117	5315	1,04
	Häufig	6151	6700	1,09
	Nicht-häufig	6736	7526	1,12
	Selten	7276	8263	1,14
GdT	S + V	10196	11122	1,09

Bauwerk 4: BW 33, BAB A14

Aus dem unmittelbaren Lastvergleich ergeben sich die nachfolgenden Erhöhungsfaktoren:

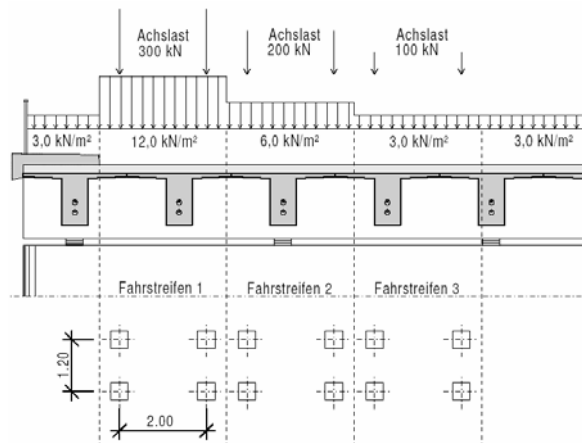
- Flächenlasten (UDL): $90,9/65,2 = 1,39$
- Achslasten (TS): $1200/800 = 1,50$

LM 1 DIN-FB 101: 2009



UDL: $p_z = 65,2 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 800 \text{ kN}$

LM 1 Anpassung an EC



UDL: $p_z = 90,9 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 1200 \text{ kN}$

Bild 5-5: Vergleich der Verkehrslasten

Der Vergleich der charakteristischen Verkehrslastschnittgrößen für das größte Feldmoment und betragsmäßig größte Stützmoment ergibt die folgenden Erhöhungsfaktoren:

- Feldbereiche: $2630/1943 = 1,35$
- Stützbereiche: $-2579/-1936 = 1,33$

Der Vergleich der Gesamtschnittgrößen auf der Grundlage der Einwirkungskombinationen für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit ergibt die folgenden Erhöhungsfaktoren:

- maximales Feldmoment: **1,04 ... 1,12**
- minimales Stützmoment: **1,10 ... 1,23**

Bei den Schnittgrößen infolge Vorspannung wurden nur die statisch unbestimmten Anteile berücksichtigt.

Tab. 5-4: Vergleich der Gesamtschnittgrößen für das größte Feldmoment und für das betragsmäßig größte Stützmoment

Einwirkungskombination		$M_{Ed,F,DIN}$	$M_{Ed,F,Ec}$	η	$M_{Ed,St,DIN}$	$M_{Ed,St,Ec}$	η
		[MNm]	[MNm]	[-]	[MNm]	[MNm]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		1943	2630	1,35	-1936	-2579	1,33
GdG	Quasi-ständig	4060	4198	1,04	-1226	-1354	1,10 ¹⁾
	Häufig	4841	5234	1,08	-1916	-2252	1,18 ¹⁾
	Nicht-häufig	5226	5776	1,10	-2387	-2902	1,22 ¹⁾
	Selten	5615	6302	1,12	-2775	-3417	1,23 ¹⁾
GdT	S + V	7185	7821	1,09	-4036	-4614	1,14

1) Schnittgrößen über der Mittelstütze zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe.
D. h.: Biegemomente nur infolge Ausbaulast und Verkehr (ohne Kriechumlagerung)

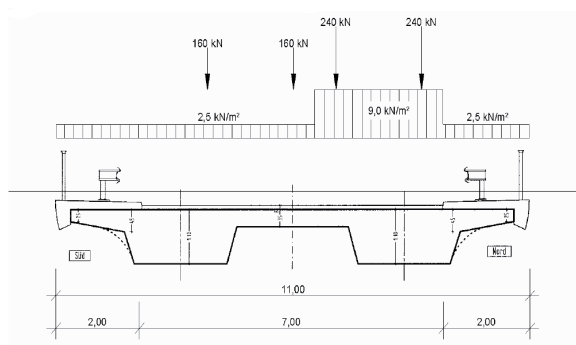
Bauwerk 5: BW 53 Ü, BAB A17

Aus dem unmittelbaren Lastvergleich ergeben sich die nachfolgenden Erhöhungsfaktoren:

- Flächenlasten (UDL): $69/47 = 1,47$
- Achslasten (TS): $1000/800 = 1,25$

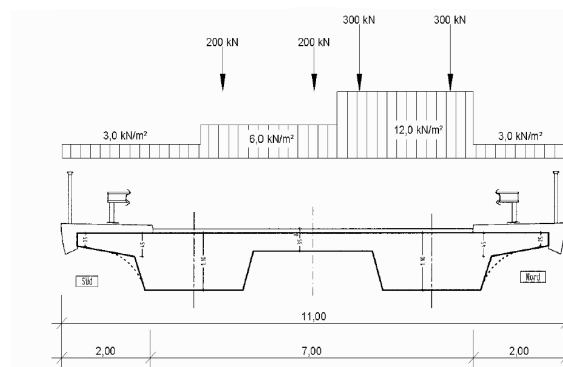
Es passen nur 2 rechn. Fahrstreifen mit Achslasten auf die Fahrbahn.

LM 1 DIN-FB 101: 2009



UDL: $p_z = 47 \text{ kN/m}$
TS: $P_z = 800 \text{ kN}$

LM 1 Anpassung an EC



UDL: $p_z = 69 \text{ kN/m}$
TS: $P_z = 1000 \text{ kN}$

Bild 5-6: Vergleich der Verkehrslasten

Der Vergleich der charakteristischen Verkehrs-
lastschnittgrößen für den jeweils ungünstigsten
Schnitt in den Feld- und Stützbereichen ergibt
die folgenden Erhöhungsfaktoren:

- Feldbereiche: $3877/2919 = 1,33$
- Stützbereiche: $-3407/-2500 = 1,36$

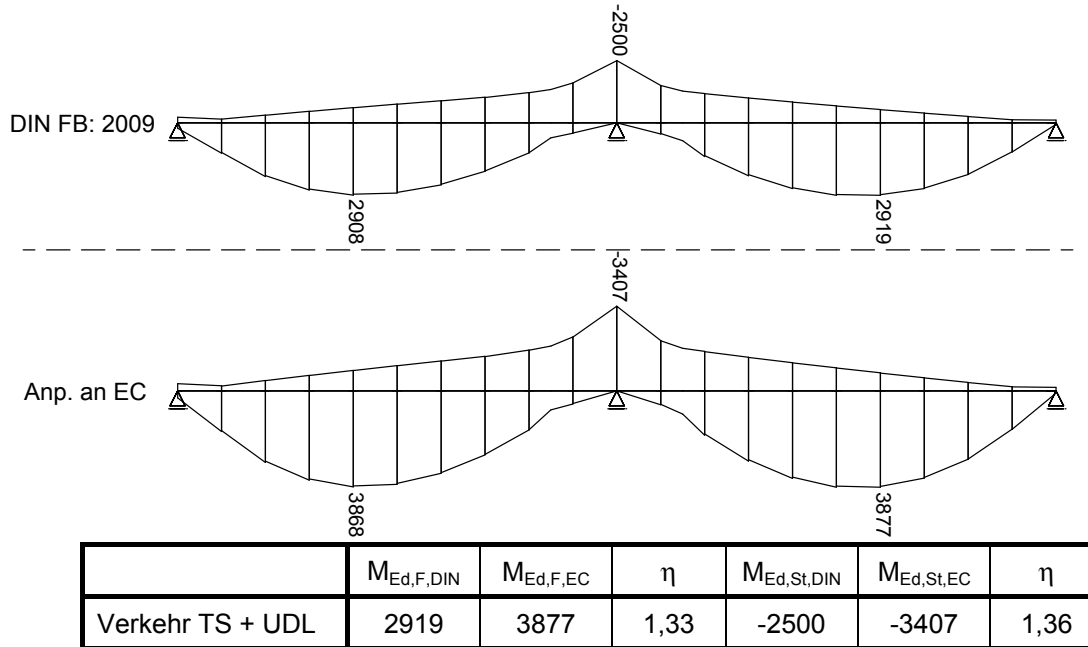


Bild 5-7: Vergleich der Schnittgrößen infolge der charakteristischen Verkehrslasten

Der Vergleich der Gesamtschnittgrößen auf der
Grundlage der Einwirkungskombinationen für
die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit
und Tragfähigkeit ergibt die folgenden Erhö-
hungsfaktoren:

- maximales Feldmoment: **1,04 ... 1,14**
- minimales Stützmoment: **1,02 ... 1,10**

Tab. 5-5: Vergleich der Gesamtschnittgrößen für das größte Feldmoment und für das betragsmäßig größte Stützmoment

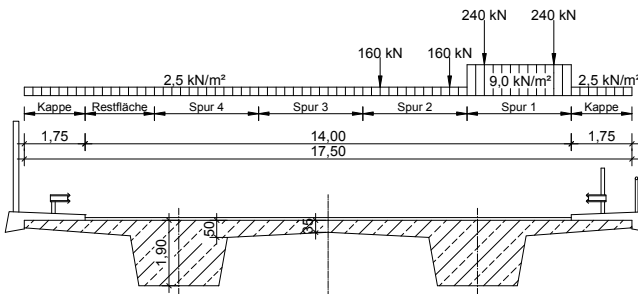
Einwirkungskombination		$M_{Ed,F,DIN}$	$M_{Ed,F,EC}$	η	$M_{Ed,St,DIN}$	$M_{Ed,St,EC}$	η
		[MNm]	[MNm]	[-]	[MNm]	[MNm]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		2919	3877	1,33	-2500	-3407	1,36
GdG	Quasi-ständig	4959	5150	1,04	-8255	-8437	1,02
	Häufig	6198	6745	1,09	-9108	-9559	1,05
	Nicht-häufig	6775	7540	1,11	-9861	-10587	1,07
	Selten	7487	8445	1,13	-10578	-11485	1,09
GdT	S + V	10210	11646	1,14	-13980	-15340	1,10

Bauwerk 6: BW 3 im Zuge der S 289

Aus dem unmittelbaren Lastvergleich ergeben sich die nachfolgenden Erhöhungsfaktoren:

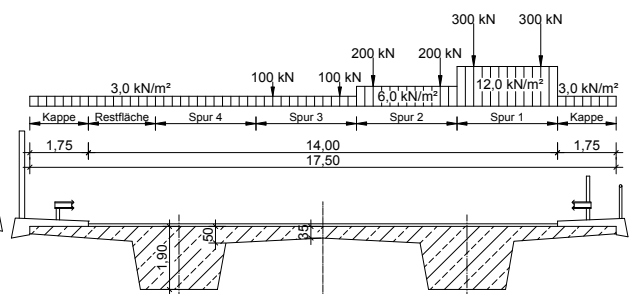
- Flächenlasten (UDL): $89/63 = 1,41$
- Achslasten (TS): $1200/800 = 1,50$

LM 1 DIN-FB 101: 2009



UDL: $p_z = 63 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 800 \text{ kN}$

LM 1 Anpassung an EC

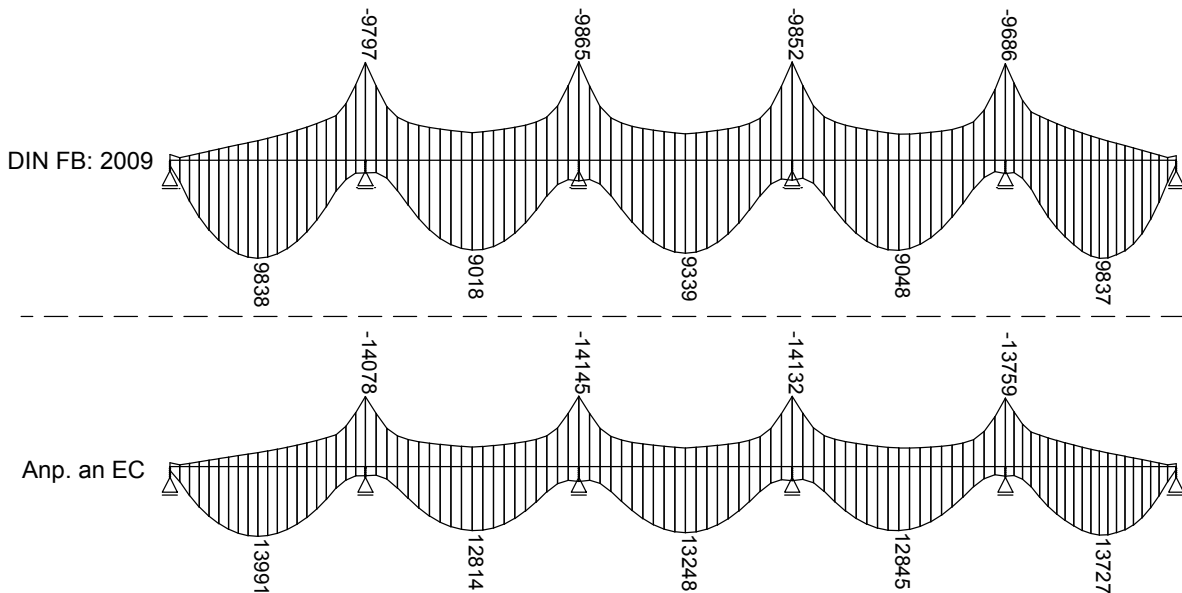


UDL: $p_z = 89 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 1200 \text{ kN}$

Bild 5-8: Vergleich der Verkehrslasten

Der Vergleich der charakteristischen Verkehrslastschnittgrößen für den jeweils ungünstigsten Schnitt in den Feld- und Stützbereichen ergibt die folgenden Erhöhungsfaktoren:

- Feldbereiche: $13,991/9,838 = 1,42$
- Rahmenecken: $-14,145/-9,865 = 1,43$



	$M_{Ed,F,DIN}$	$M_{Ed,F,EC}$	η	$M_{Ed,St,DIN}$	$M_{Ed,St,EC}$	η
Verkehr TS + UDL	9838	13991	1,42	-9865	-14145	1,43

Bild 5-9: Vergleich der Schnittgrößen infolge der charakteristischen Verkehrslasten

Der Vergleich der Gesamtschnittgrößen auf der Grundlage der Einwirkungskombinationen für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit ergibt die folgenden Erhöhungsfaktoren:

- Feldbereiche: **1,03 ... 1,11**
- Stützbereiche: **1,02 ... 1,08**

Bei den Gesamtschnittgrößen wurden infolge der Vorspannung nur die statisch unbestimmten Anteile berücksichtigt.

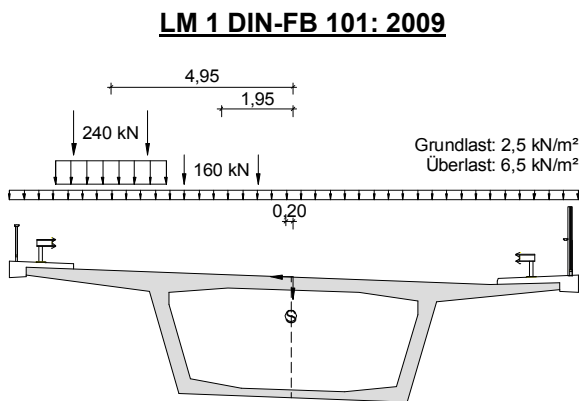
Tab. 5-6: Vergleich der Gesamtschnittgrößen max Feldmoment und das minimale Stützmoment

Einwirkungskombination		$M_{Ed,F,DIN}$	$M_{Ed,F,EC}$	η	$M_{Ed,St,DIN}$	$M_{Ed,St,EC}$	η
		[MNm]	[MNm]	[-]	[MNm]	[MNm]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		26,0	37,6	1,45	-29,3	-42	1,43
GdG	Quasi-ständig	74,7	76,9	1,03	-133,7	-136,3	1,02
	Häufig	82,4	88,1	1,07	-141,1	-146,9	1,04
	Nicht-häufig	89,8	98,3	1,09	-152,1	-162,2	1,07
	Selten	96,1	106,8	1,11	-159,8	-172,4	1,08
GdT	S + V	131,1	142,0	1,08	-217,5	-230,2	1,06

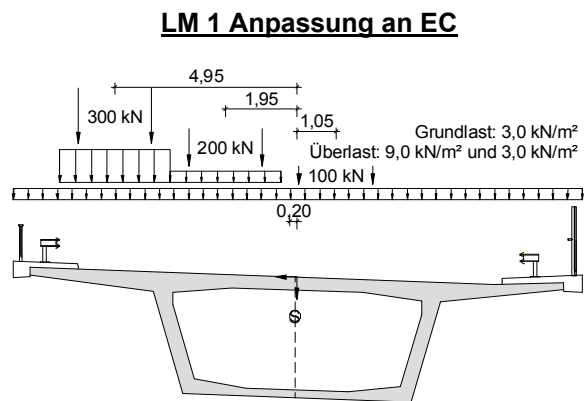
Bauwerk 7: Hesperbachtalbrücke

Aus dem unmittelbaren Lastvergleich ergeben sich die nachfolgenden Erhöhungsfaktoren:

- Flächenlasten (UDL): $81/57 = 1,42$
- Achslasten (TS): $1200/800 = 1,50$



UDL: $p_z = 57 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 800 \text{ kN}$



UDL: $p_z = 81 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 1200 \text{ kN}$

Bild 5-10: Vergleich der Verkehrslasten

Der Vergleich der charakteristischen Verkehrslastschnittgrößen für den jeweils ungünstigsten Schnitt in den Feld- und Stützbereichen ergibt die folgenden Erhöhungsfaktoren:

- Feldbereiche: $19,61/13,48 = 1,45$
- Stützbereiche: $-18,37/-12,78 = 1,44$

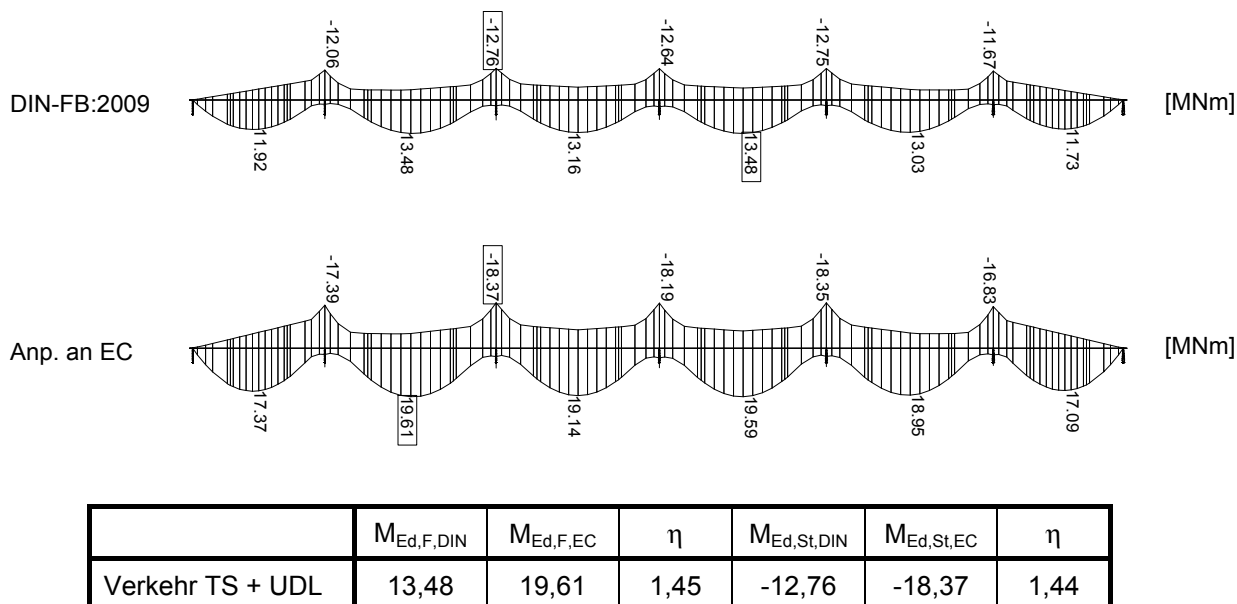


Bild 5-11: Vergleich der Schnittgrößen infolge der charakteristischen Verkehrslasten

Der Vergleich der Gesamtschnittgrößen auf der Grundlage der Einwirkungskombinationen für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit ergibt die folgenden deutlich kleineren Erhöhungsfaktoren:

- maximales Feldmoment: **1,04 ... 1,16**
- minimales Stützmoment: **1,01 ... 1,06**

Tab. 5-7: Vergleich der Gesamtschnittgrößen für das größte Feldmoment und das betragsmäßig größte Stützmoment

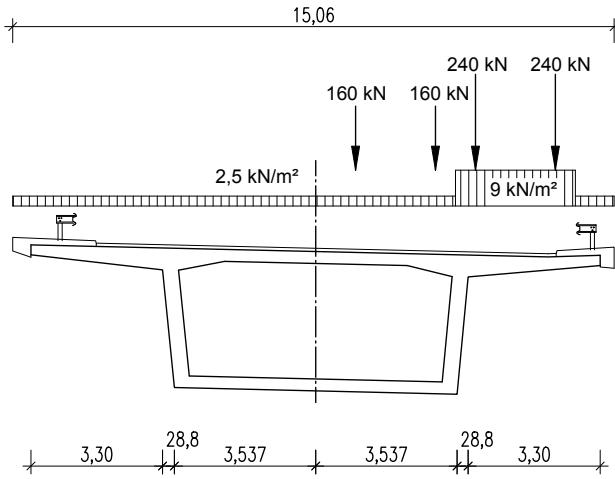
Einwirkungskombination		$M_{Ed,F,DIN}$	$M_{Ed,F,EC}$	η	$M_{Ed,St,DIN}$	$M_{Ed,St,EC}$	η
		[MNm]	[MNm]	[-]	[MNm]	[MNm]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		13,48	19,61	1,45	-12,76	-18,37	1,44
GdG	Quasi-ständig	23,35	24,38	1,04	-72,13	-73,19	1,01
	Häufig	27,33	30,31	1,11	-75,57	-78,22	1,04
	Nicht-häufig	30,58	34,80	1,14	-80,02	-84,28	1,05
	Selten	33,76	39,03	1,16	-83,75	-89,08	1,06
GdT	S + V	44,67	50,05	1,12	-110,9	-116,29	1,05

Bauwerk 8: Weidatalbrücke

Aus dem unmittelbaren Lastvergleich ergeben sich die nachfolgenden Erhöhungsfaktoren:

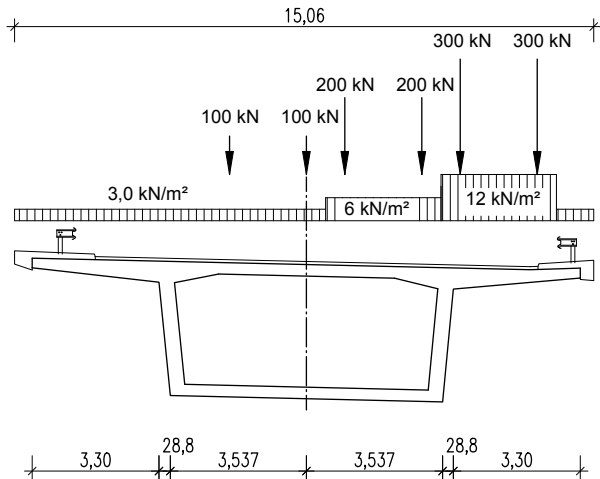
- Flächenlasten (UDL): $81/57 = 1,42$
- Achslasten (TS): $1200/800 = 1,50$

LM 1 DIN-FB 101: 2009



UDL: $p_z = 57 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 800 \text{ kN}$

LM 1 Anpassung an EC

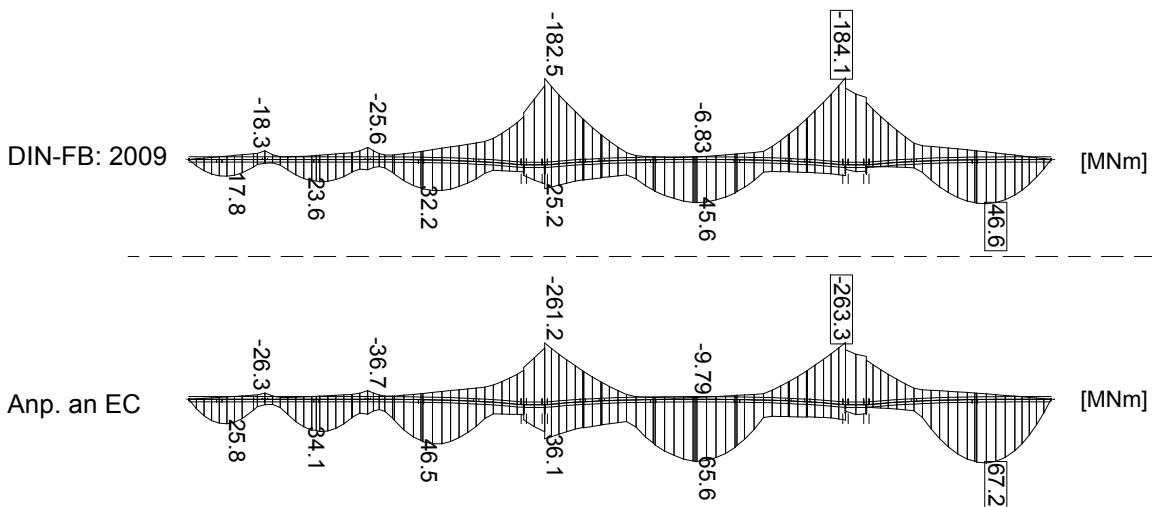


UDL: $p_z = 81 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 1200 \text{ kN}$

Bild 5-12: Vergleich der Verkehrslasten

Der Vergleich der charakteristischen Verkehrslastschnittgrößen für den jeweils ungünstigsten Schnitt in den Feld- und Stützbereichen ergibt die folgenden Erhöhungsfaktoren:

- Feldbereiche: $67,2/46,6 = 1,44$
- Stützbereiche: $-263,3/-184,1 = 1,43$



	$M_{Ed,F,DIN}$	$M_{Ed,F,EC}$	η	$M_{Ed,St,DIN}$	$M_{Ed,St,EC}$	η
Verkehr TS + UDL	46,6	67,2	1,44	-184,1	-263,3	1,43

Bild 5-13: Vergleich der Schnittgrößen infolge der charakteristischen Verkehrslasten

Der Vergleich der Gesamtschnittgrößen auf der Grundlage der Einwirkungskombinationen für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit ergibt deutlich kleinere Erhöhungsfaktoren:

- 1,02....1,06

Bei den Gesamtschnittgrößen wurden infolge der Vorspannung nur die statisch unbestimmten Anteile berücksichtigt.

Tab. 5-8: Vergleich der Gesamtschnittgrößen für das betragsmäßig größte Stützmoment

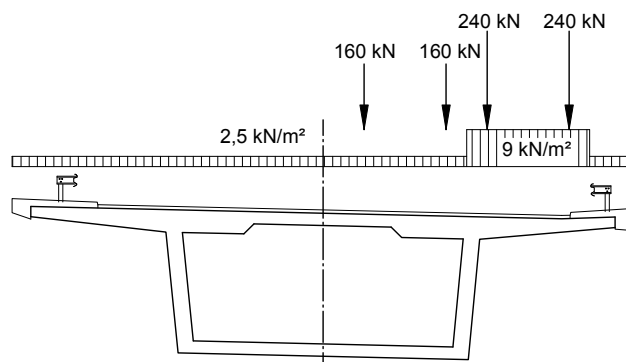
Einwirkungskombination		$M_{Ed,St,DIN}$	$M_{Ed,St,Ec}$	η
		[MNm]	[MNm]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		-184	-263	1,43
GdG	Quasi-ständig	-1149	-1165	1,02
	Häufig	-1194	1229	1,03
	Nicht-häufig	-1262	-1325	1,05
	Selten	-1303	1382	1,06
GdT	S + V	-1777	-1854	1,04

Bauwerk 9: Kulmbachtalbrücke

Aus dem unmittelbaren Lastvergleich ergeben sich die nachfolgenden Erhöhungsfaktoren:

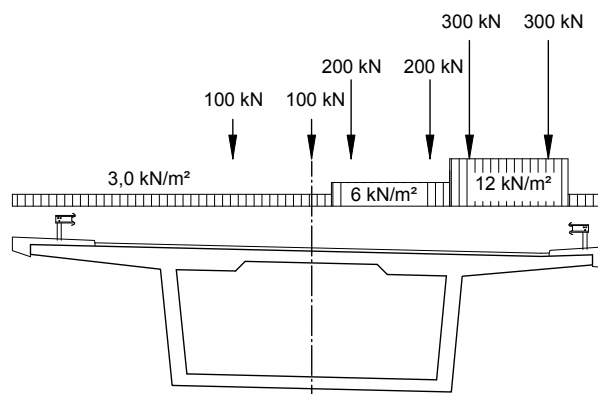
- Flächenlasten (UDL): $81/57 = 1,42$
- Achslasten (TS): $1200/800 = 1,50$

LM 1 DIN-FB 101: 2009



UDL: $p_z = 57 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 800 \text{ kN}$

LM 1 Anpassung an EC

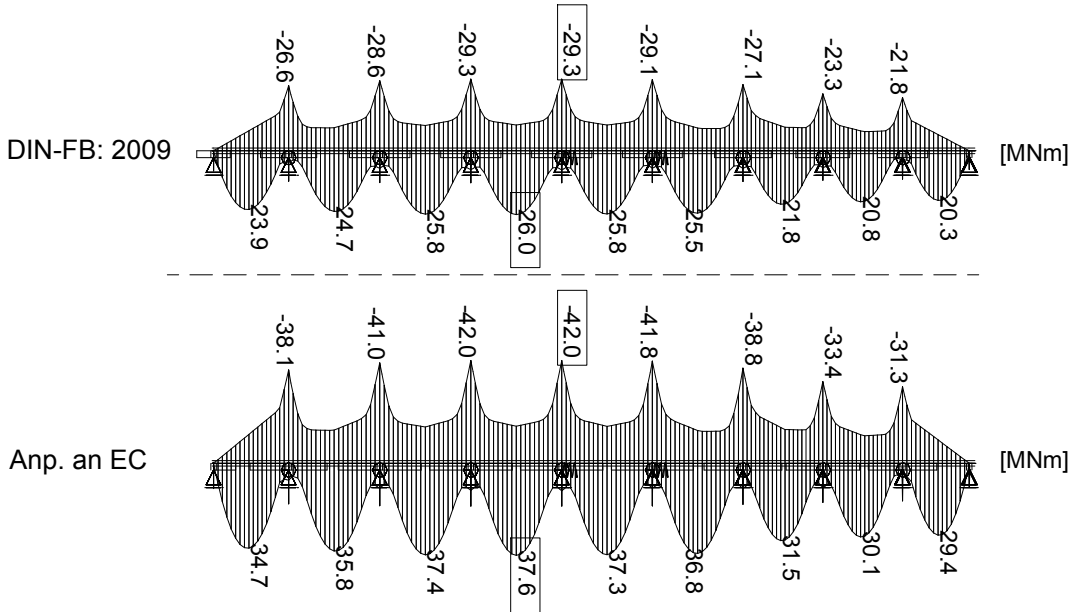


UDL: $p_z = 81 \text{ kN/m}$
 TS: $P_z = 1200 \text{ kN}$

Bild 5-14: Vergleich der Verkehrslasten

Der Vergleich der charakteristischen Verkehrslastschnittgrößen für den jeweils ungünstigsten Schnitt in den Feld- und Stützbereichen ergibt die folgenden Erhöhungsfaktoren:

- Feldbereiche: $37,6/26,0 = 1,45$
- Rahmenecken: $-42,0/-29,3 = 1,43$



	$M_{Ed,F,DIN}$	$M_{Ed,F,EC}$	η	$M_{Ed,St,DIN}$	$M_{Ed,St,EC}$	η
Verkehr TS + UDL	26,0	37,6	1,45	-29,3	-42,0	1,43

Bild 5-15: Vergleich der Schnittgrößen infolge der charakteristischen Verkehrslasten

Der Vergleich der Gesamtschnittgrößen auf der Grundlage der Einwirkungskombinationen für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit ergibt die folgenden Erhöhungsfaktoren:

Bei den Schnittgrößen infolge Vorspannung wurden nur die statisch unbestimmten Anteile berücksichtigt

- Feldbereiche: **1,03 ... 1,11**
- Stützbereiche: **1,02 ... 1,08**

Tab. 5-9: Vergleich der Gesamtschnittgrößen max Feldmoment und das minimale Stützmoment

Einwirkungskombination		$M_{Ed,F,DIN}$	$M_{Ed,F,EC}$	η	$M_{Ed,St,DIN}$	$M_{Ed,St,EC}$	η
		[MNm]	[MNm]	[-]	[MNm]	[MNm]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		26,0	37,6	1,45	-29,3	-42	1,43
GdG	Quasi-ständig	74,7	76,9	1,03	-133,7	-136,3	1,02
	Häufig	82,4	88,1	1,07	-141,1	-146,9	1,04
	Nicht-häufig	89,8	98,3	1,09	-152,1	-162,2	1,07
	Selten	96,1	106,8	1,11	-159,8	-172,4	1,08
GdT	S + V	131,1	142,0	1,08	-217,5	-230,2	1,06

Folgerungen

Für die Erhöhung der reinen Verkehrslastschnittgrößen ist die Spannweite von Einfluss. Bei den kleinen bis mittleren Spannweiten der Bauwerke 1 bis 5 (5,30 bis 28 m) betragen die Erhöhungsfaktoren für die reinen Verkehrslastschnittgrößen ca. 30 bis 35 %. Bei den großen Spannweiten der Bauwerke 6 bis 9 (42,50 bis 169 m) betragen sie dagegen ca. 40 bis 45 %

Dagegen sind die Auswirkungen der untersuchten Verkehrslasterhöhung bei den Gesamt-

schnittgrößen für die Bemessung auf der Grundlage der Einwirkungskombinationen deutlich geringer.

Eine übersichtliche Zusammenfassung für die Auswirkungen bei den Gesamtschnittgrößen enthält Tab. 5-10 beispielhaft für die quasi-ständige Kombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und die ständige und vorübergehende Bemessungssituation im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Tab. 5-10: Zusammenfassung Gesamtschnittgrößen in Brückenlängsrichtung

Bauwerke	Systemangaben			Bemessungsschnittgrößen			
	Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	GZG _{quasi-ständig}		GZT _{s+v}	
				Feld	Stütze	Feld	Stütze
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	1,07	-	1,10	-
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	1,04	1,03	1,09	1,07
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	1,04	-	1,09	-
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	1,04	1,06	1,09	1,11
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	1,04	1,02	1,08	1,06
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	1,03	1,02	1,08	1,07
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	1,04	1,02	1,12	1,05
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	1,04	1,02	1,09	1,04
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	1,03	1,02	1,08	1,06

5.2.1.2 Auswirkungen auf die Größe der erforderlichen Vorspannkraft

Die erforderliche Größe der Vorspannkraft ergibt sich aus dem Nachweis der Dekompression. Dieser ist bei statisch unbestimmten Tragwerken unter der quasi-ständigen Kombination und bei Einfeldträgern unter der häufigen Kombination zu führen. Dabei wird der charakteristische Wert der Vorspannung zu Grunde gelegt.

Bei den hier untersuchten Spannbetonbrücken ergaben sich die erforderlichen Erhöhungsfaktoren f für die Vorspannkraft zum Ausgleich der höheren Randzugspannungen infolge der größeren Verkehrslasten wie folgt:

Durchlaufträger

- BW 4: BW 33, BAB A14 $f = 1,02$
- BW 5: BW 53Ü, BAB A17 $f = 1,03$
- BW 6: BW 3, S 289 $f = 1,02$
- BW 7: Hesperbachtalbrücke $f = 1,03$
- BW 8: Weidatalbrücke $f = 1,04$
- BW 9: Kulmbachtalbrücke $f = 1,03$

Einfeldträger

- BW 3: Ahsebrücke, BAB A2 $f = 1,06$

Die Auswirkungen auf die Größe der erforderlichen Vorspannkraft sind demnach bei den Durchlaufträgern mit $f = 1,02 \dots 1,04$ kleiner als bei den Einfeldsystemen. Bei dem hier untersuchten Einfeldsystem betrug $f = 1,06$.

5.2.1.3 Auswirkungen auf die maximalen Betondruckspannungen unter Gebrauchslastniveau

Die Betondruckspannungen sind im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen:

- unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination:
 $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}$
- unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination:
 $\sigma_c \leq 0,60 f_{ck}$

Dabei ist die Vorspannung mit ihrem Mittelwert anzusetzen.

Wie aus Tab. 5-11 und Tab. 5-12 zu ersehen ist, steigen die Betondruckspannungen nur geringfügig an, ohne dass die zulässigen Werte überschritten werden.

Die Betonquerschnittsabmessungen brauchen daher aufgrund dieser Nachweise infolge der erhöhten Verkehrslasten nicht vergrößert zu werden.

Tab. 5-11: Minimale Betondruckspannungen unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination ($\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}$)

Bauwerke	Min. Betonspannung σ_c [MN/m ²] unter Verkehrslastmodell		zul σ_c [MN/m ²]
	DIN-FB: 2009	Anpassung an EC	
BW 1: BW 647, BAB A2	-4,9	-5,3	-15,75
BW 2: BW 1, Bielefeld	-12,1	-12,5	-15,75
BW 3: Ahsebrücke	-13,3	-13,3	-18,00
BW 4: BW 33, BAB A14	-20,1	-20,5	-22,50
BW 5: BW 53Ü, BAB A17	-8,1	-8,4	-13,50
BW 6: BW 3, S289	-11,7	-11,8	-20,30
BW 7: Hesperbachtalbrücke	-10,4	-10,5	-15,75
BW 8: Weidatalbrücke	-17,0	-17,0	-20,00
BW 9: BW 1 Kulmbachtal	---	---	---

Tab. 5-12: Minimale Betondruckspannungen unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination ($\sigma_c \leq 0,60 f_{ck}$)

Bauwerke	Min. Betondruckspannung σ_c [MN/m ²] unter Verkehrslastmodell		zul σ_c [MN/m ²]
	DIN-FB: 2009	Anpassung an EC	
BW 1: BW 647, BAB A2	-8,5	-9,9	-21,0
BW 2: BW 1, Bielefeld	-15,2	-16,6	-21,0
BW 3: Ahsebrücke	-14,5	-15,1	-24,0
BW 4: BW 33, BAB A14	-22,6	-24,9	-30,0
BW 5: BW 53Ü, BAB A17	-9,9	-11,1	-18,0
BW 6: BW 3, S289	-12,2	-14,5	-27,0
BW 7: Hesperbachtalbrücke	-11,1	-11,5	-21,0
BW 8: Weidatalbrücke	-19,0	-20,0	-27,0
BW 9: BW 1 Kulmbachtal	---	---	---

5.2.1.4 Auswirkungen auf die Spannstahlspannungen unter Gebrauchslastniveau

Die Spannstahlspannungen sind unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination mit dem Mittelwert der Vorspannung zum Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ im Zustand II nachzuweisen:

$$\sigma_{p,perm} \leq 0,65 f_{pk}$$

Die Auswirkungen wurden bei 5 Spannbetonbrücken untersucht. Die teilweise geringfügigen Zuwächse führten zu keinen Überschreitungen der zulässigen Spannungen (Tab. 5-13).

Tab. 5-13: Spannstahlspannungen ($\sigma_{p,perm} \leq 0,65 f_{pk}$)

Bauwerke	Spannstahlspannung σ_p [MN/m ²] unter Verkehrslastmodell		zul σ_p [MN/m ²]
	DIN-FB: 2009	Anpassung an EC	
BW 1: BW 647, BAB A2	---	---	---
BW 2: BW 1, Bielefeld	---	---	---
BW 3: Ahsebrücke	944	944	1150
BW 4: BW 33, BAB A14	1080	1080	1150
BW 5: BW 53Ü, BAB A17	992	1011	1150
BW 6: BW 3, S289	1110	1112	1150
BW 7: Hesperbachtalbrücke	---	---	---
BW 8: Weidatalbrücke	1121	1126	1150
BW 9: BW 1 Kulmbachtal	---	---	---

5.2.1.5 Auswirkungen auf die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten

Spannbetonbrücken

Bei Spannbetonbrücken wird in der Regel die Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreiten im Gegensatz zu Stahlbetonbrücken nicht auf der Grundlage einer Einwirkungskombination ermittelt, sondern auf der Grundlage der Risschnittgrößen. Allerdings werden bei den Spannbetonbrücken die Bereiche mit wahrscheinlicher Rissbildung, in denen eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten anzuordnen ist, von einer Erhöhung der Verkehrslasten beeinflusst.

Der Nachweis der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten auf der Grundlage der Risschnittgrößen ist dann maßgebend, wenn die Randzugspannung im Beton unter der maßgebenden Einwirkungskombination den Mittelwert der Betonzugfestigkeit nicht überschreitet:

$$\sigma_c, \text{ maßgebend} \leq f_{ctm}$$

Dabei ist die Vorspannkraft mit ihrem charakteristischen Wert zu berücksichtigen.

Wie aus den nachfolgenden Darstellungen zu ersehen ist, ergibt sich infolge des angepassten Verkehrslastmodells bei den Spannbetonbrücken keine Erhöhung der Querschnittsfläche für die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten. Allerdings werden die Bereiche, in denen eine entsprechende Mindestbewehrung anzuordnen ist, etwas größer.

Stahlbetonbrücken

Bei den Stahlbetonbrücken ist im Gegensatz zu den Spannbetonbrücken nicht die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten auf der Grundlage der Risschnittgrößen maßgebend, sondern der Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten für das abgeschlossene Rissbild unter der häufigen Kombination. Bei den beiden untersuchten Stahlbetonbrücken steigt infolge des angepassten Verkehrslastmodells die erforderliche Längsbewehrung aus dem Nachweis der Rissbreitenbegrenzung um 5 % bzw. 16 % an.

Tab. 5-14: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Bauwerk 1)

BW 1: BW 647, BAB A2 (Stahlbeton)	
<u>Nachweis der Rissbreite (ohne direkte Berechnung)</u>	
unter der häufigen Einwirkungskombination	
rechnerische Rissbreite $w_k = 0,2 \text{ mm}$	
Stababstand $s = 100 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{s,h} \leq 240 \text{ N/mm}^2$	
Verkehrslastmodell	erf a_s [cm ² /m]
DIN-FB: 2009	32,0
Anpassung an EC	37,0
Faktor η	1,16
<u>Bereiche mit Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite</u>	
⇒ nicht erforderlich, da hier das abgeschlossene Rissbild über die gesamte Länge maßgebend ist	

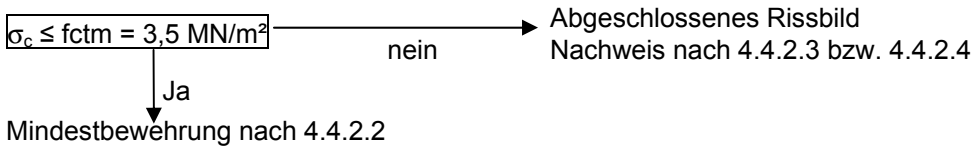
Tab. 5-15: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Bauwerk 2)

BW 2: BW 1, Bielefeld (Stahlbeton)		
<u>Nachweis der Rissbreite (direkte Berechnung)</u>		
unter der häufigen Einwirkungskombination		
rechnerische Rissbreite $w_k = 0,2 \text{ mm}$		
Stabdurchmesser $d_s = 20 \text{ mm}$		
Verkehrslastmodell	erf a_{s2} (oben) [cm ² /m]	erf a_{s1} (unten) [cm ² /m]
DIN-FB: 2009	45,2	51,4
Anpassung an EC	47,0	54,5
Faktor η	1,04	1,06
<u>Bereiche mit Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite</u>		
⇒ nicht erforderlich, da hier das abgeschlossene Rissbild über die gesamte Länge maßgebend ist		

BW 3: Ahsebrücke (Spannbeton)

Nachweis der Rissbreite

unter der häufigen Einwirkungskombination



Verkehrslastmodell	Faktor Vorspannung	Maximale Betonrandspannung	f_{ctm} [MN/m ²]
DIN-FB: 2009	0,9 P _{mt}	1,15	3,5
Anpassung an EC	0,9 P _{mt}	3,80	3,5
Anpassung an EC	1,06*0,9 P _{mt}	1,84	3,5

⇒ Mindestbewehrung maßgebend; bei Berücksichtigung der erhöhten Vorspannung

Bereiche mit Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite: $\sigma_c > -1,0 \text{ MN/m}^2$

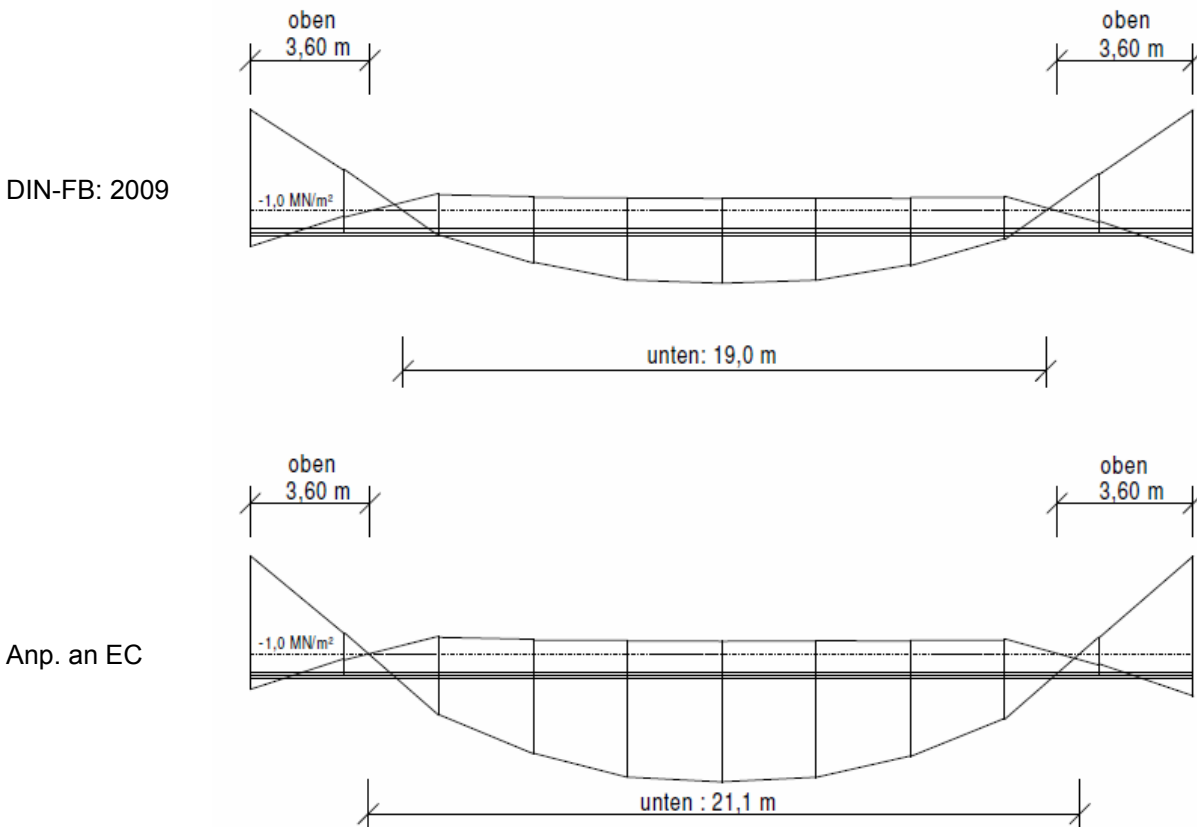
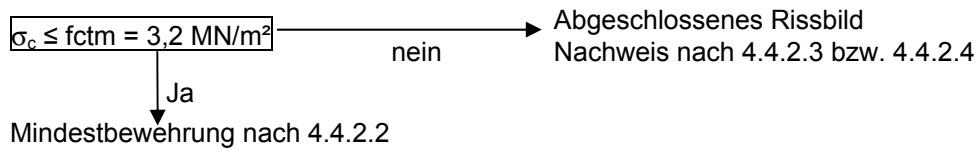


Bild 5-16: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Bauwerk 3)

BW 4: BW 33, BAB A14 (Spannbeton)**Nachweis der Rissbreite**

unter der häufigen Einwirkungskombination



Verkehrslastmodell	Faktor Vorspannung	Maximale Betonrandspannung	f_{ctm} [MN/m ²]
DIN-FB: 2009	0,9 P _{mt}	1,29	3,2
Anpassung an EC	0,9 P _{mt}	1,96	3,2

⇒ Mindestbewehrung maßgebend; kein Einfluss des Lastmodells

Bereiche mit Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite:

$$\sigma_c > -1,0 \text{ MN/m}^2$$

DIN-FB: 2009

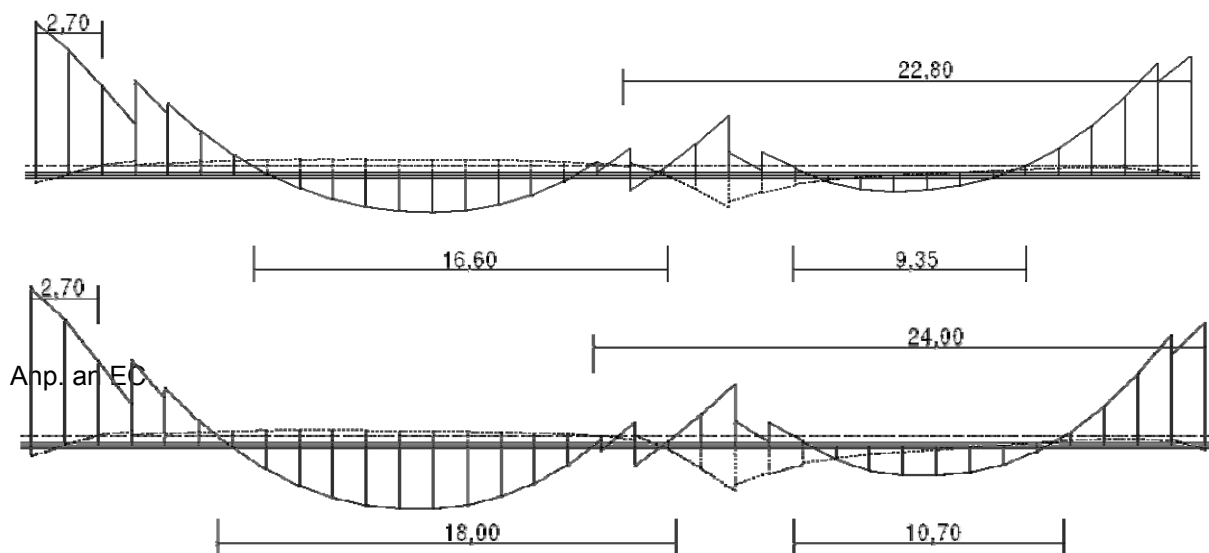
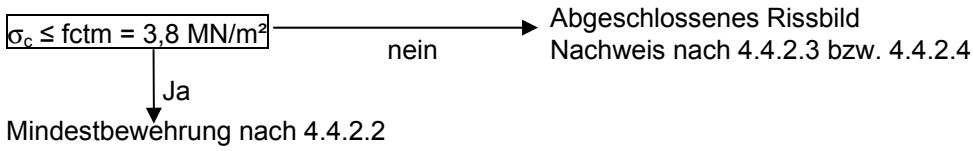


Bild 5-17: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Bauwerk 4)

BW 5: BW 53Ü, BAB A17 (Spannbeton)

Nachweis der Rissbreite

unter der häufigen Einwirkungskombination

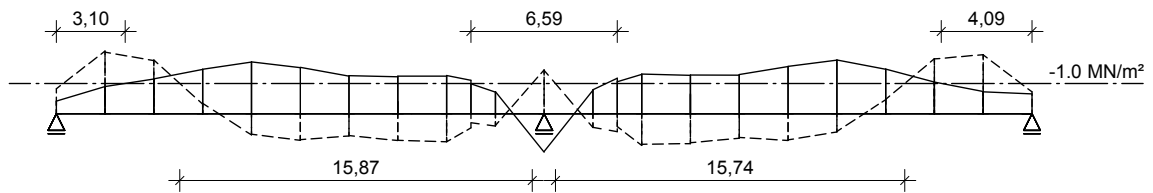


Verkehrslastmodell	Faktor Vorspannung	Maximale Betonrandspannung	f_{ctm} [MN/m ²]
DIN-FB: 2009	0,9 P _{mt}	2,19	3,8
Anpassung an EC	0,9 P _{mt}	2,34	3,8

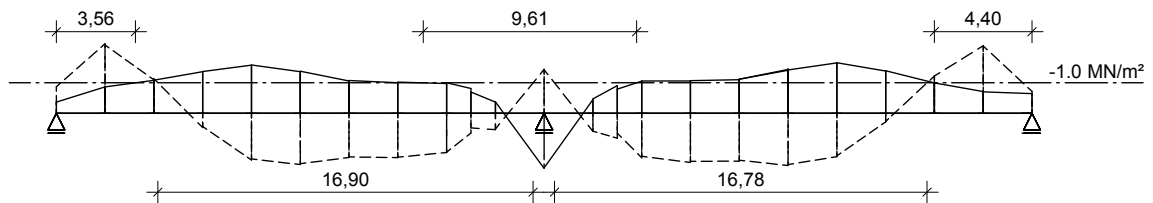
⇒ Mindestbewehrung maßgebend; kein Einfluss des Lastmodells

Bereiche mit Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite: $\sigma_c > -1,0 \text{ MN/m}^2$

DIN-FB: 2009



Anp. an EC



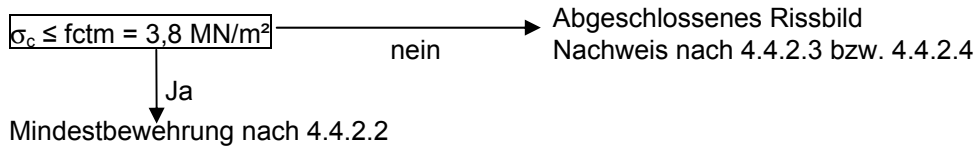
----- unterer Querschnittsrand ————— oberer Querschnittsrand

Bild 5-18: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Bauwerk 5)

BW 6: BW 3, im Zuge der S289 (Spannbeton)

Nachweis der Rissbreite

unter der häufigen Einwirkungskombination



Verkehrslastmodell	Faktor Vorspannung	Maximale Betonrandspannung	f_{ctm} [MN/m ²]
DIN-FB: 2009	0,9 P _{mt}	1,56	3,8
Anpassung an EC	0,9 P _{mt}	2,34	3,8

⇒ Mindestbewehrung maßgebend; kein Einfluss des Lastmodells

Bereiche mit Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite:

$\sigma_c > -1,0 \text{ MN/m}^2$

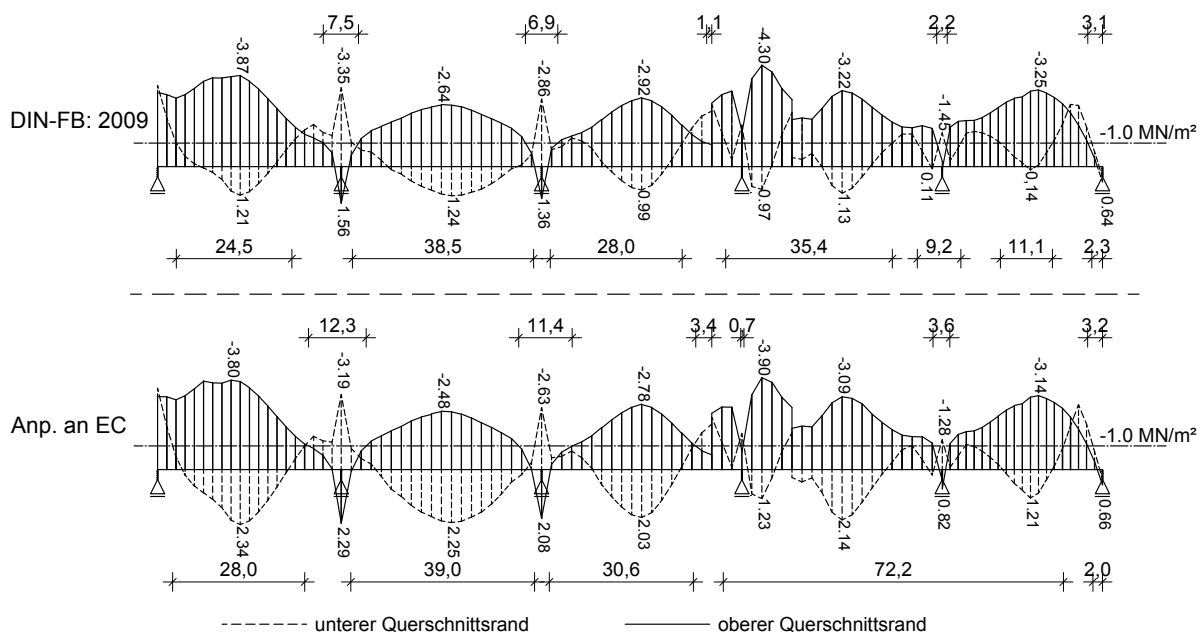


Bild 5-19: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Bauwerk 6)

BW 7: Hesperbachtalbrücke (Spannbeton)

Nachweis der Rissbreite

unter der häufigen Einwirkungskombination

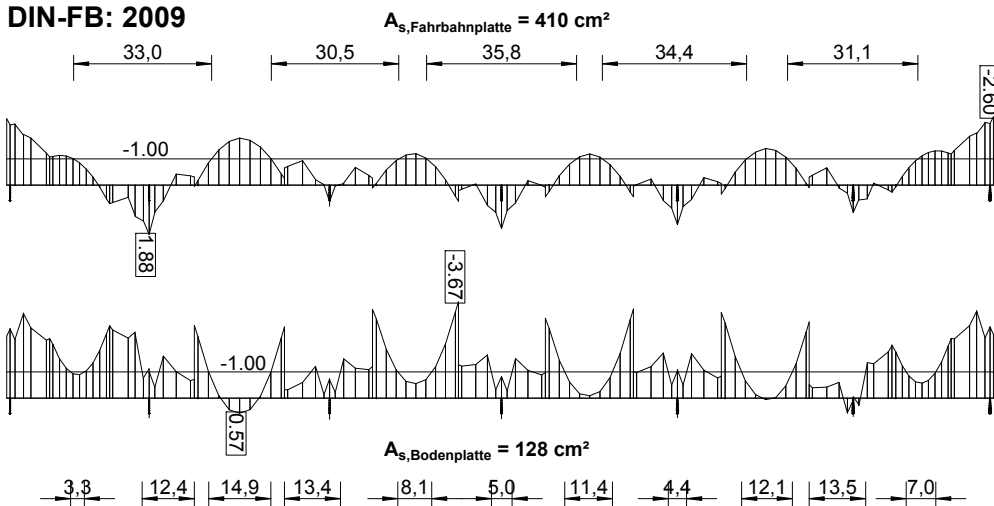


Verkehrslastmodell	Faktor Vorspannung	Maximale Betonrandspannung	f_{ctm} [MN/m ²]
DIN-FB: 2009	0,9 P _{mt}	0,87	3,2
Anpassung an EC	0,9 P _{mt}	1,20	3,2

⇒ Mindestbewehrung maßgebend; kein Einfluss des Lastmodells

Bereiche mit Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite: $\sigma_c > -1,0 \text{ MN/m}^2$

DIN-FB: 2009



Anp. an Eurocode

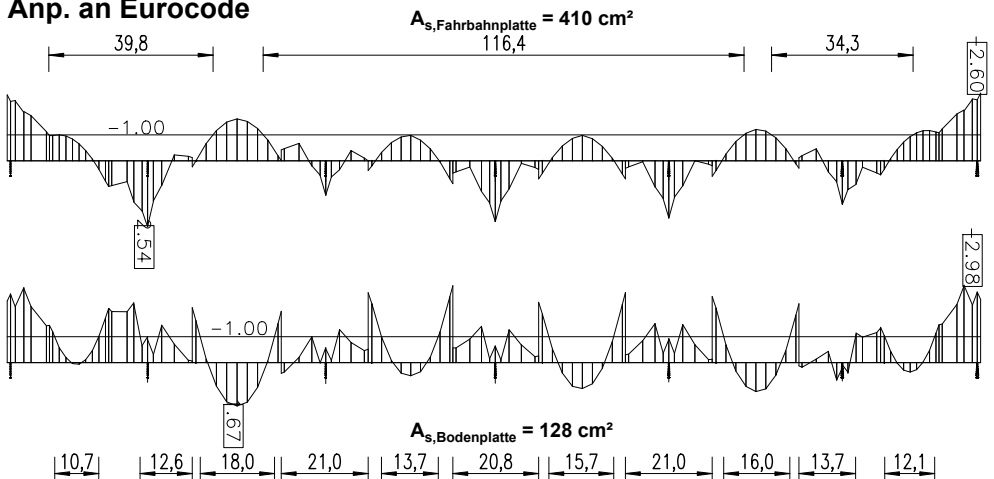
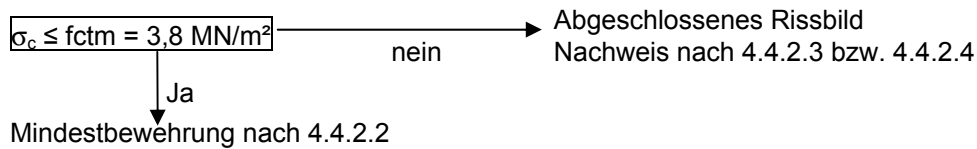


Bild 5-20: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Bauwerk 7)

BW 8: Weidatalbrücke (Spannbeton)**Nachweis der Rissbreite**

unter der häufigen Einwirkungskombination



Verkehrslastmodell	Faktor Vorspannung	Maximale Betonrandspannung	f_{ctm} [MN/m ²]
DIN-FB: 2009	0,9 P _{mt}	2,42	3,8
Anpassung an EC	0,9 P _{mt}	3,55	3,8

⇒ Mindestbewehrung maßgebend; kein Einfluss des Lastmodells

Bereiche mit Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite:

$$\sigma_c > -1,0 \text{ MN/m}^2$$

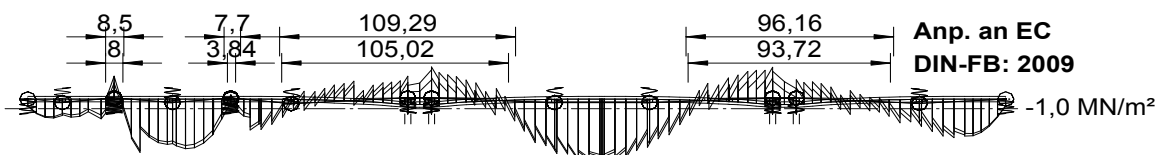
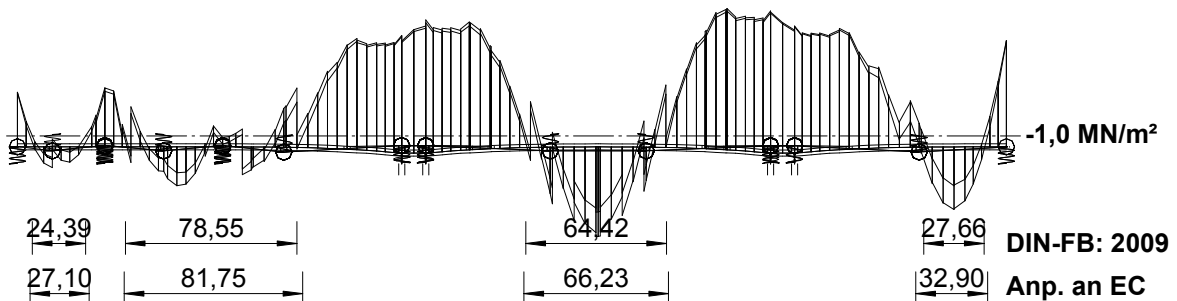
Fahrbahnplatte**Bodenplatte**

Bild 5-21: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Bauwerk 8)

5.2.1.6 Auswirkungen auf die Längsbewehrung

Die Vergleichsrechnungen ergaben für die Spannbetonbrücken infolge der erhöhten Verkehrslasten lediglich örtliche Bewehrungserhöhungen in einzelnen Querschnitten der Stütz- bzw. Feldbereiche aus der Bemessung für Biegung im GZT. In diesen Querschnitten steigt die Querschnittsfläche von A_s überproportional an, da der Zugkraftanteil

$$F_{sd} = A_s \cdot f_{yd}$$

nur einem Anteil der Gesamtzugkraft entspricht:

$$F_{pd} + F_{sd} = A_p \cdot f_{pd} + A_s \cdot f_{yd}$$

Die Bewehrungserhöhungen in den ungünstigsten Einzelquerschnitten der Spannbetonbrücken gehen aus Tab. 5-16 hervor. Die entsprechenden Ergebnisse für die Stahlbetonbrücken sind in Tab. 5-17 enthalten.

Eine zusammenfassende Darstellung der Erhöhung der Längsbewehrung aus verschiedenen zu führenden Nachweisen in den ungünstigsten Querschnitten enthält Tab. 5-18.

Tab. 5-16: Längsbewehrung aus der Bemessung für Biegung im GZT der Spannbetonbrücken in den ungünstigsten Stütz- und Feldquerschnitten

Bauwerke			DIN-FB: 2009	Anp. an EC	Erhöhung η
BW 3: Ahsebrücke	min $M_{Ed, St}$	[MNm]	---	---	---
	erf A_s (oben)	[cm ²]	---	---	---
	min $M_{Ed, F}$	[MNm]	10,2	11,1	1,09
	erf A_s (unten)	[cm ²]	---	---	1,00 ²⁾
BW 4: BW 33, BAB A14	min $M_{Ed, St}$	[MNm]	-4,3	-4,9	1,13
	erf A_s (oben)	[cm ²]	8,6	19,6	2,27 ¹⁾
	min $M_{Ed, F}$	[MNm]	7,2	7,8	1,09
	erf A_s (unten)	[cm ²]	5,2	8,9	1,70 ¹⁾
BW 5: BW 53Ü, BAB A17	min $M_{Ed, St}$	[MNm]	-9,3	-10,6	1,15
	erf A_s (oben)	[cm ²]	20,1	35,1	1,75 ¹⁾
	min $M_{Ed, F}$	[MNm]	13,1	14,5	1,11
	erf A_s (unten)	[cm ²]	7,9	7,9	1,00 ²⁾
BW 6: BW 3 im Zuge der S289	min $M_{Ed, St}$	[MNm]	-50,5	-54,8	1,09
	erf A_s (oben)	[cm ²]	---	---	1,00 ²⁾
	min $M_{Ed, F}$	[MNm]	58,5	62,3	1,06
	erf A_s (unten)	[cm ²]	---	---	1,00 ²⁾
BW 7: Hesperbachtalbrücke	min $M_{Ed, St}$	[MNm]	-113,3	-118,7	1,05
	erf A_s (oben)	[cm ²]	110 ²⁾	148	1,35 ¹⁾
	min $M_{Ed, F}$	[MNm]	46,28	51,66	1,12
	erf A_s (unten)	[cm ²]	47	47	1,00 ²⁾
BW 8: Weidatalbrücke	min $M_{Ed, St}$	[MNm]	-1520	-1600	1,05
	erf A_s (oben)	[cm ²]	665	990	1,50 ¹⁾
	min $M_{Ed, F}$	[MNm]	195	215	1,10
	erf A_s (unten)	[cm ²]	130	265	2,01 ¹⁾

1) überproportionale Zunahme von A_s da $f_{yd} \cdot A_s$ der wesentlich kleinere Anteil der gesamten Zuggurkraft $f_{yd} \cdot A_s + f_{pd} \cdot A_p$

2) Mindestbewehrung $\varnothing 10 / 20$

Tab. 5-17: Längsbewehrung aus der Bemessung für Biegung im GZT der Stahlbetonbrücken in den ungünstigsten Stütz- und Feldquerschnitten

Bauwerke		DIN-FB: 2009	Anp. an EC	Erhöhung η
BW 1: BW 647, BAB A2	min $m_{Ed, St}$	[MNm/m]	---	---
	erf A_s (oben)	[cm ² /m]	---	---
	min $m_{Ed, F}$	[MNm/m]	0,55	0,61
	erf A_s (unten)	[cm ² /m]	30,0	33,0
BW 2: BW 1, Bielefeld	min $m_{Ed, St}$	[MNm/m]	-3,3	-3,5
	erf A_s (oben)	[cm ² /m]	37,6	40,6
	min $m_{Ed, F}$	[MNm/m]	1,6	1,7
	erf A_s (unten)	[cm ² /m]	44,6	48,9

Tab. 5-18: Zusammenfassung der Bewehrungserhöhung infolge verschiedener Nachweise in Längsrichtung aus dem Einfluss erhöhter Verkehrslasten (ungünstigste Querschnitte)

Bauwerke	Systemangaben			Erhöhung der Längsbewehrung		
	Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	Tragfähigkeit	Rissbreite	Ermüdung
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	1,10	1,16	- ³⁾
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	1,08	1,05	- ³⁾
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	1,0 ²⁾	-	- ³⁾
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	1,0 ²⁾	-	- ³⁾
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	1,07 ¹⁾	-	- ³⁾
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	1,0 ²⁾	-	- ³⁾
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	1,0 ²⁾	-	- ³⁾
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	1,05 ¹⁾	-	- ³⁾
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	x	x	x

¹⁾ $A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd}$ nur örtlich im Stütz- bzw. Feldbereich
²⁾ Mindestbewehrung maßgebend
³⁾ Ermüdungsnachweis wurde mit LM 3 geführt

Die nachfolgenden Darstellungen enthalten eine Zusammenstellung der Längsbewehrung für die einzelnen Bauwerke aus den verschiedenen Nachweisen, die für die Bemessung der Längsbewehrung zu führen sind:

- Biegung im GZT
- Begrenzung der Rissbreiten
- Robustheitsbewehrung

Die zugrunde gelegten Schnittgrößen werden jeweils mit dem Verkehrslastmodell nach DIN-Fachbericht 101 bzw. für das angepasste Verkehrslastmodell ermittelt.

BW 1: BW 647, BAB A2

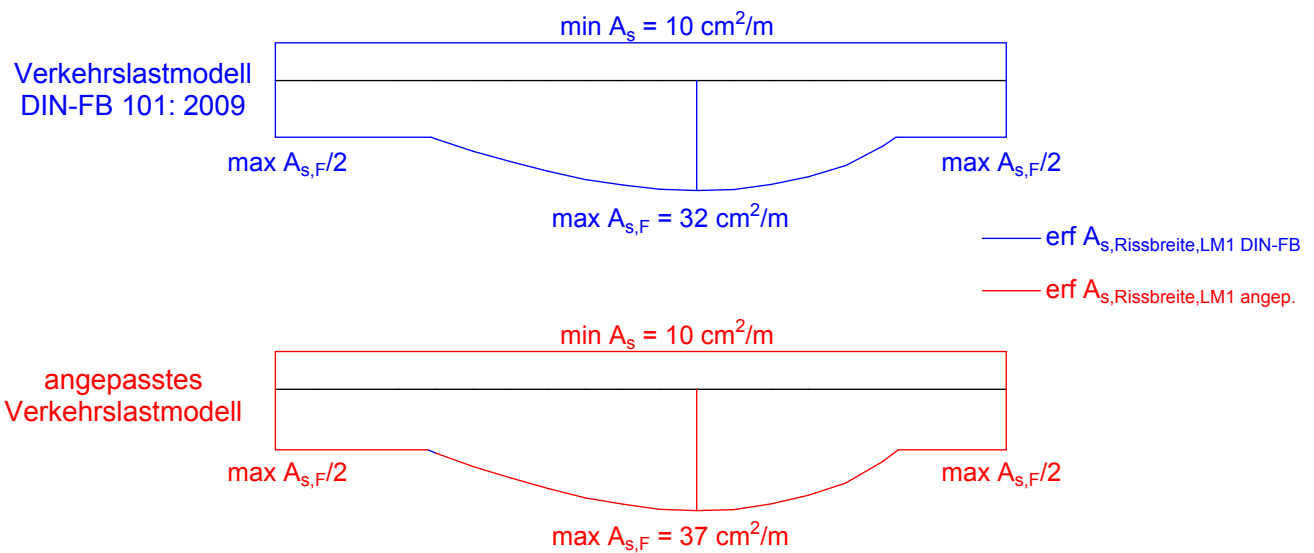


Bild 5-22: BW 647, BAB A2: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination

BW 2: BW 1, Bielefeld

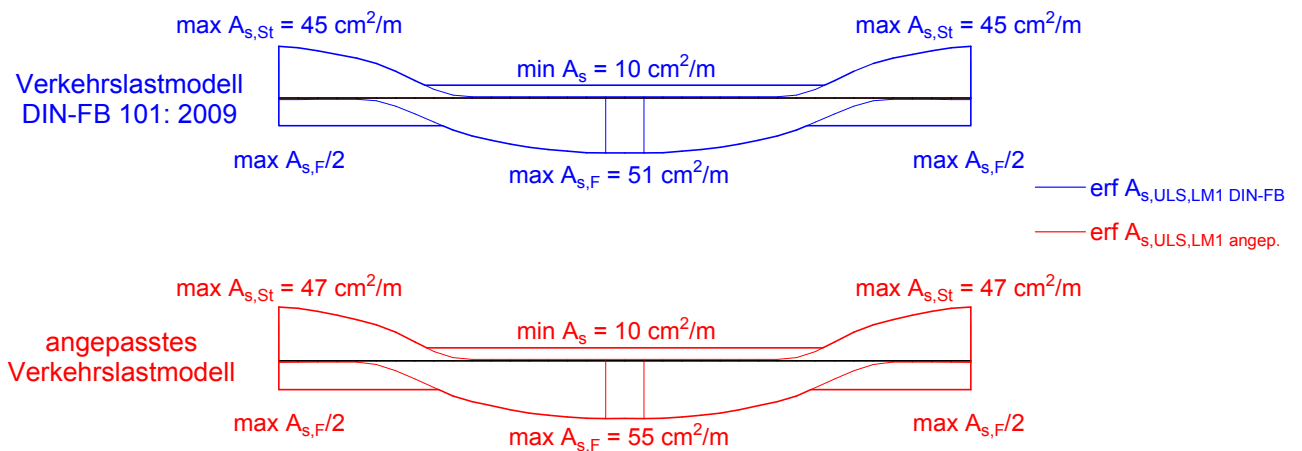


Bild 5-23: BW 1, Bielefeld: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination

BW 3: Ahsebrücke

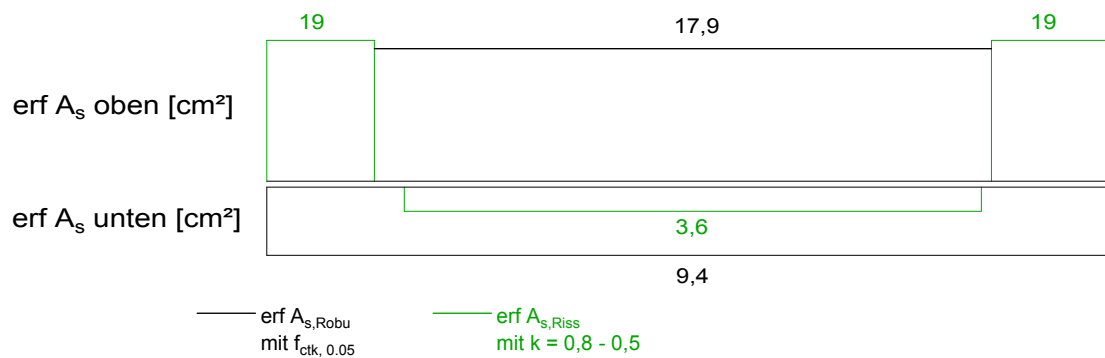


Bild 5-24: Ahsebrücke: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung. Maßgebend sind die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten bzw. die Robustheitsbewehrung

BW 4: BW 33, BAB A14

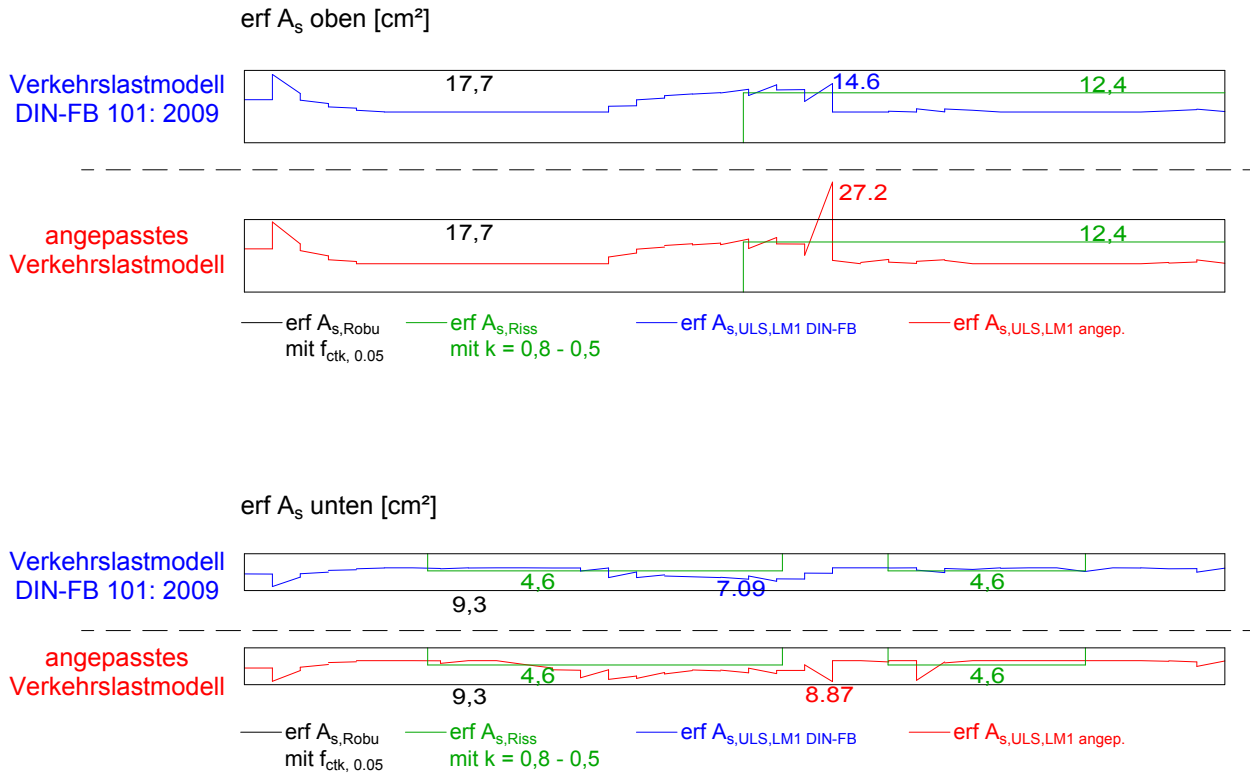


Bild 5-25: BW 33, BAB A14: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination sowie Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite und Robustheitsbewehrung

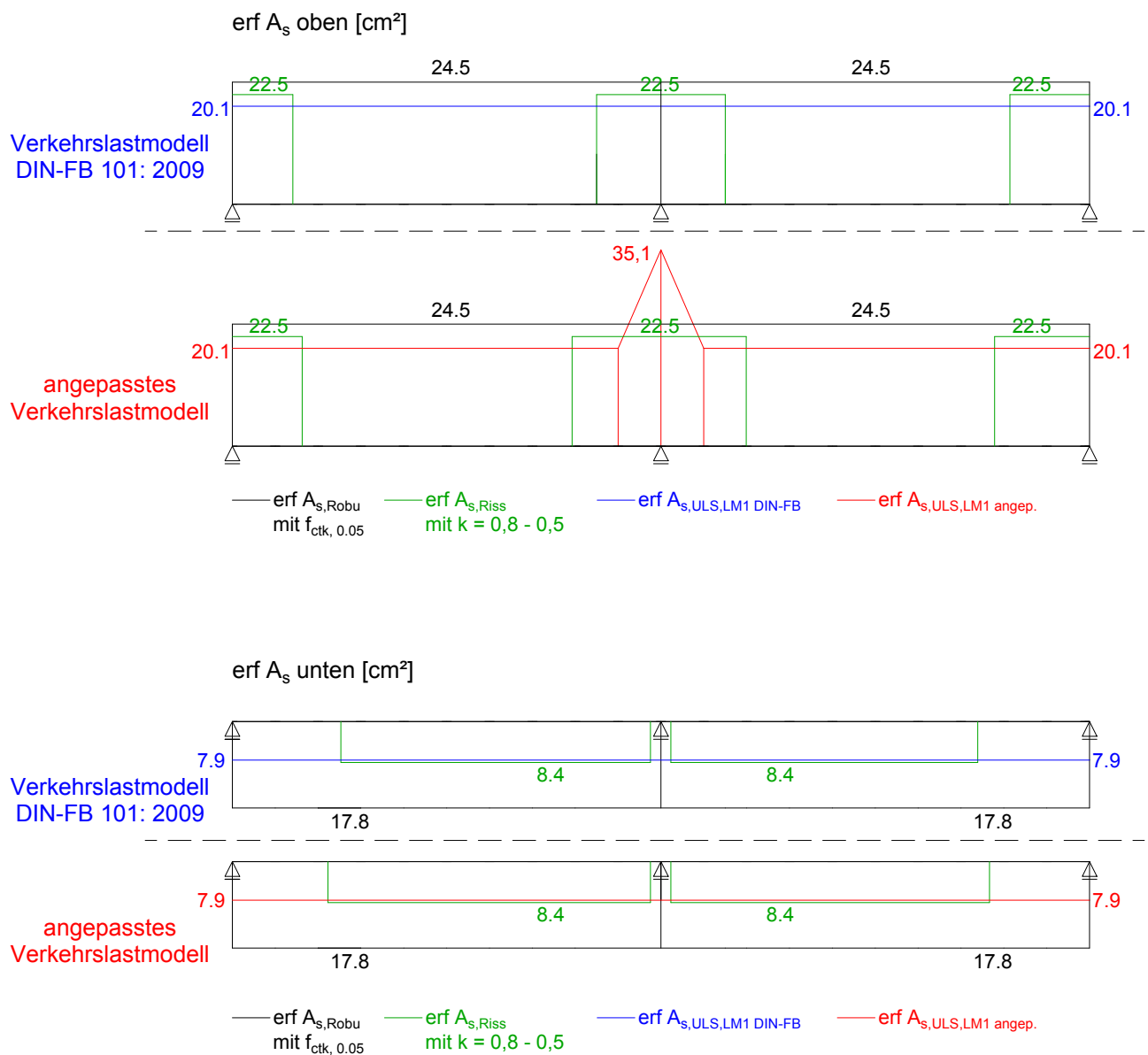
BW 5: BW 53Ü, BAB A17


Bild 5-26: BW 53Ü, BAB A17: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination sowie Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite und Robustheitsbewehrung

BW 6: BW 3 im Zuge der S289

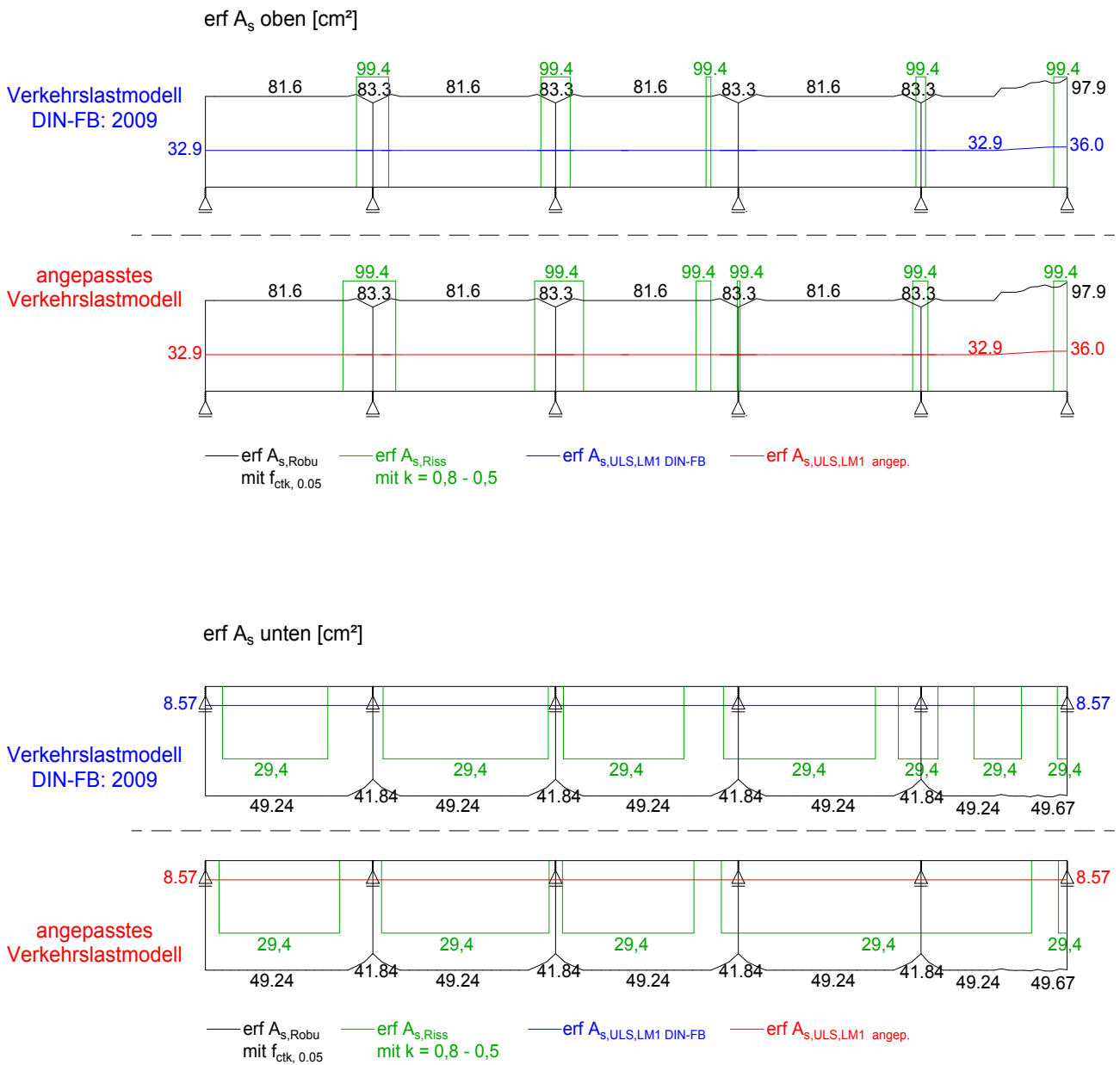


Bild 5-27: BW 3 im Zuge der S289: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination sowie Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite und Robustheitsbewehrung

BW 7: Hesperbachtalbrücke

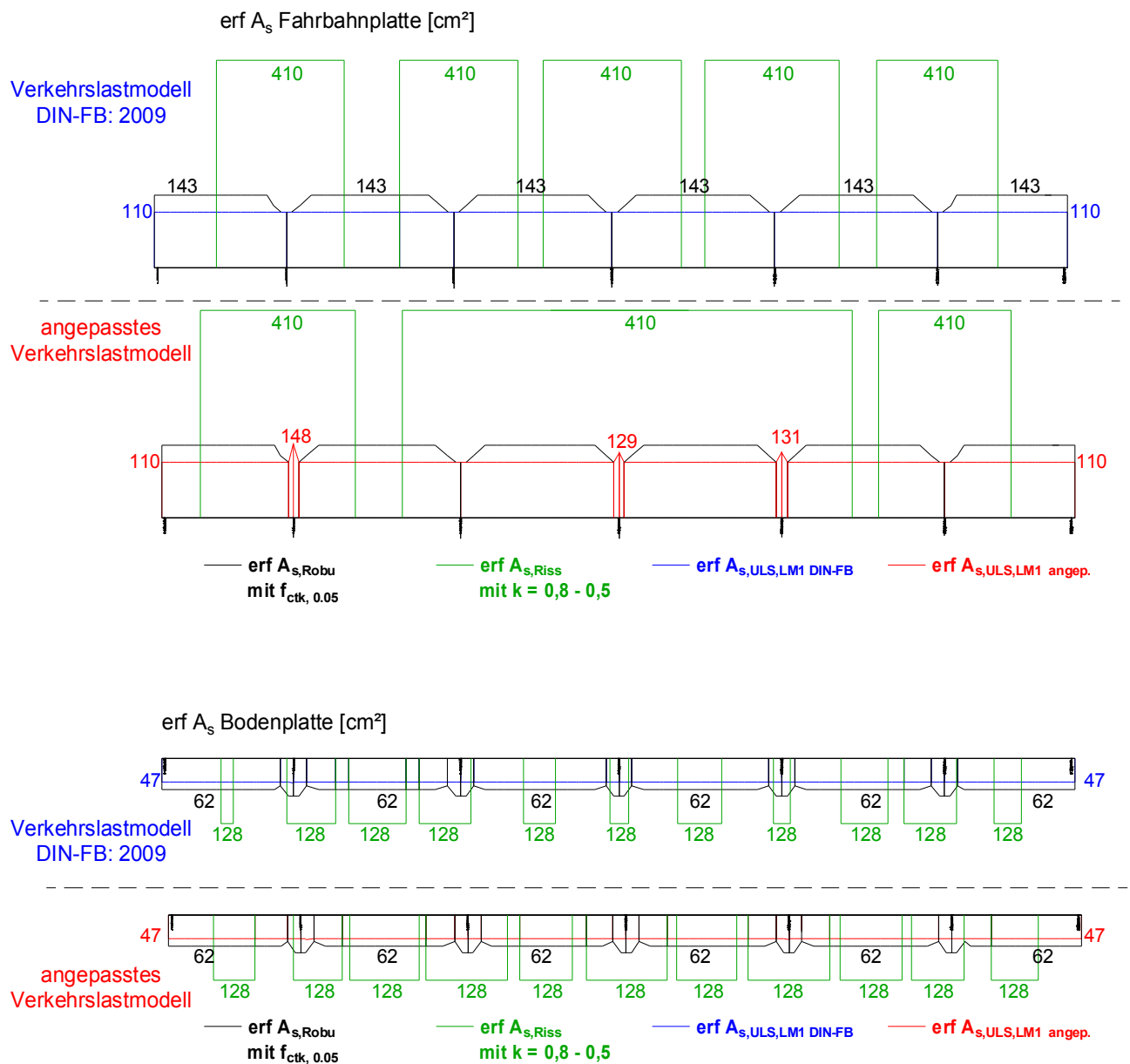


Bild 5-28: Hesperbachtalbrücke: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination sowie Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite und Robustheitsbewehrung

BW 8: Weidatalbrücke

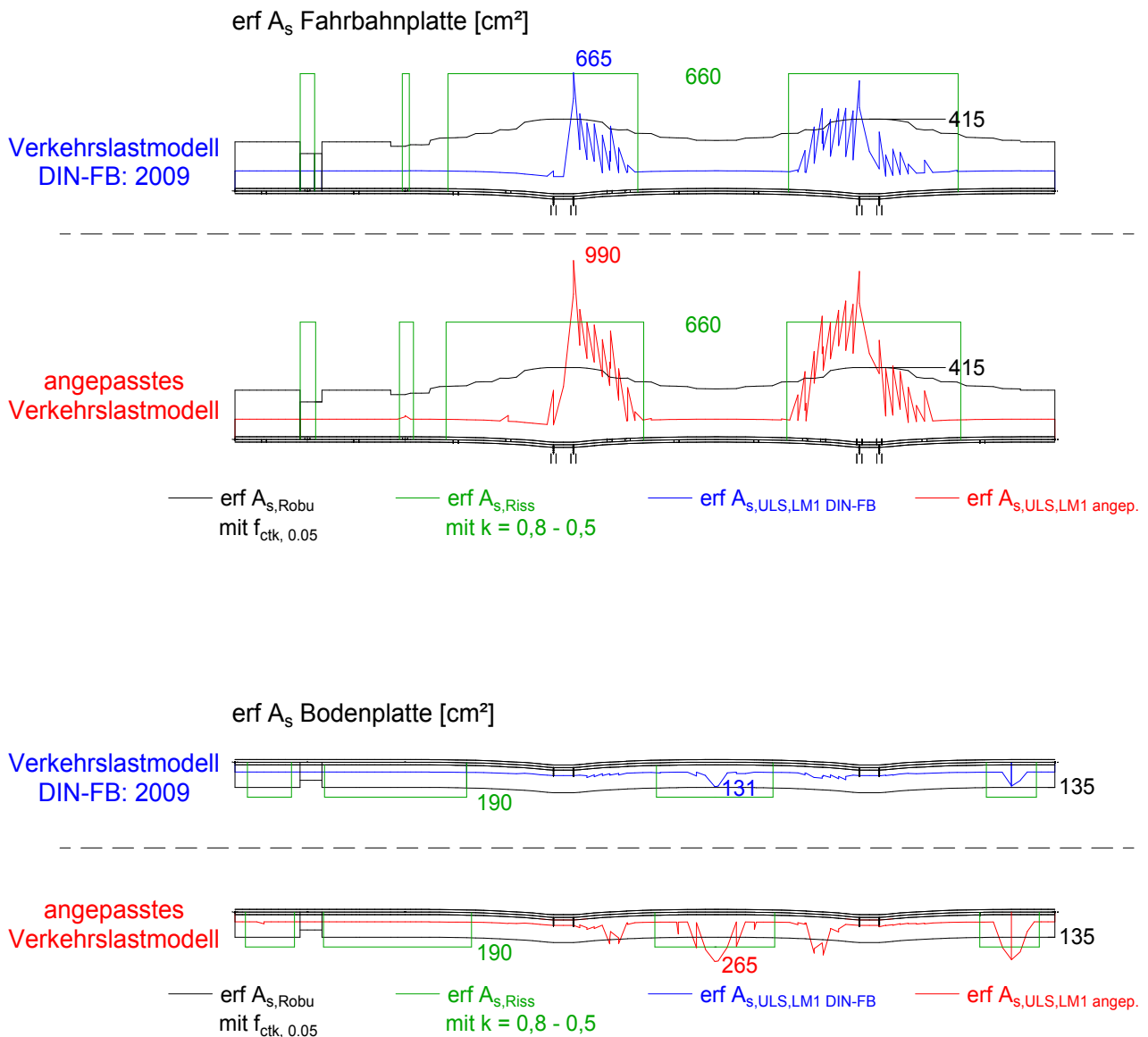


Bild 5-29: Weidatalbrücke: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination sowie Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite und Robustheitsbewehrung

BW 9: Kulmbachtalbrücke

Bei der Kulmbachtalbrücke wurden die Auswirkungen auf die Längsbewehrung nicht untersucht.

5.2.1.7 Auswirkungen auf die Bewehrung für Querkraft und Torsion

Die Auswirkungen der erhöhten Verkehrslasten auf die Querkraft- und Torsionsbewehrung sind für die untersuchten Spannbetonbrücken in Tab. 5-19 zusammengefasst. Danach erhöht sich die erforderliche Bügelbewehrung für Querkraft und Torsion $a_{sbü,V+T}$ um 3 % bis 20 %.

Die angegebenen Werte beziehen sich auf die ungünstigsten Querschnitte.

Die Auswirkungen auf die Stahlbetonbrücken gehen aus Tab. 5-20 hervor. Die Erhöhungen betragen bei den beiden untersuchten Bauwerken 7 % und 9 %.

Eine Zusammenfassung für die jeweils ungünstigsten Querschnitte über alle untersuchten Bauwerke enthält Tab. 5-21. Die Erhöhungen im Mittel über die jeweils gesamten Bauwerkslängen sind entsprechend geringer und dürften auch in den ungünstigsten Fällen unter 10 % liegen.

Tab. 5-19: Querkraftbewehrung der Spannbetonbrücken

Bauwerke			DIN-FB: 2009	Anp. an EC	Erhöhung η
BW 3: Ahsebrücke	min/max V_{zd}	[MN]	1,36	1,47	1,08
	min/max M_{Td}	[MNm]	0,24	0,23	0,94 ¹⁾
	erf $a_{sbü,V+T}$	[cm ² /m]	24,5	25,9	1,06
	erf $A_{sL,T}$	[cm ²]	7,7	7,3	0,95 ¹⁾
BW 4: BW 33, BAB A14	min/max V_{zd}	[MN]	1,42	1,54	1,09
	min/max M_{Td}	[MNm]	0,18	0,20	1,06
	erf $a_{sbü,V+T}$	[cm ² /m]	21,8	22,4	1,03
	erf $A_{sL,T}$	[cm ²]	7,3	7,7	1,06
BW 5: BW 53Ü, BAB A17	min/max V_{zd}	[MN]	3,07	3,47	1,13
	min/max M_{Td}	[MNm]	0,49	0,59	1,18
	erf $a_{sbü,V+T}$	[cm ² /m]	71	85	1,20
	erf $A_{sL,T}$	[cm ²]	4,6	5,42	1,19
BW 6: BW im Zuge der S289	min/max V_{zd}	[MN]	8,49	9,12	1,07
	min/max M_{Td}	[MNm]	2,15	2,33	1,08
	erf $a_{sbü,V+T}$	[cm ² /m]	84,9	93,3	1,10
	erf $A_{sL,T}$	[cm ²]	9,9	10,7	1,08
BW 7: Hesperbachtalbrücke	min/max V_{zd}	[MN]	12,5	13,4	1,07
	min/max M_{Td}	[MNm]	14,5	17,0	1,17
	erf $a_{sbü,V+T}$	[cm ²]	51	55	1,07
	erf $A_{sL,T}$	[cm ²]	13	15	1,15
BW 8: Weidatalbrücke	min/max V_{zd}	[MN]	35	37	1,05
	min/max M_{Td}	[MNm]	25	31	1,25
	erf $a_{sbü,V+T}$	[cm ²]	35	40	1,14
	erf $A_{sL,T}$	[cm ²]	17	20,5	1,20
1) Ungenauigkeiten im Rechenmodell					

Tab. 5-20: Querkraftbewehrung der Stahlbetonbrücken

Bauwerke		DIN-FB: 2009	Anp. an EC	Erhöhung η	
BW 1: BW 647, BAB A2	min v_{Ed}	[kN/m]	469	512	1,09
	erf $a_{sbü,v}$	[cm ² /m]	10,6	11,6	1,09
BW 2: BW 1, Bielefeld	min v_{Ed}	[kN/m]	1465	1562	1,07
	erf $a_{sbü,v}$	[cm ² /m]	15,0	16,0	1,07

Tab. 5-21: Zusammenfassung der Erhöhung der Bügelbewehrung $a_{sbü,V+T}$ (ungünstigste Querschnitte)

Bauwerke		Systemangaben			Erhöhung der Bügelbewehrung GZT für Querkraft + Torsion
		Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	
BW 1:	BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	1,09
BW 2:	BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	1,07
BW 3:	Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	1,06
BW 4:	BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	1,03
BW 5:	BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	1,20
BW 6:	BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	1,10
BW 7:	Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	1,07
BW 8:	Weidatal	169 m	HK	Durchl.	1,14
BW 9:	Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	x
x nicht untersucht					

5.2.1.8 Auswirkungen auf den Nachweis gegen Ermüdung

Die Nachweise gegen Ermüdung wurden seinerzeit durch die Ausführungsplaner für alle Bauwerke auf der Grundlage der Schnittgrößen für das Ermüdungslastmodell 3 geführt. Daher ergibt sich kein Einfluss aus den erhöhten Verkehrslasten des Lastmodells 1 auf die Ermüdungsnachweise der hier untersuchten Bauwerke.

5.2.2 Auswirkungen einer höheren Betonzugfestigkeit auf die Robustheitsbewehrung

Durch die Robustheitsbewehrung soll das Ankündigungsverhalten bei Verlust des inneren Tragwiderstandes infolge eines Ausfalles von Spanngliedern durch Spannungsrisskorrosion sichergestellt werden. Das spröde Versagen eines Spannbetontragwerks oder-bauteils bei Erstrissbildung ohne Vorankündigung muss vermieden werden. Hierzu wird eine entsprechende Mindestbewehrung bestimmt, die sogenannte Robustheitsbewehrung.

Zur Vermeidung eines spröden Versagens ohne Vorankündigung infolge Spannungsrisskorrosion des Spannstahls stehen 2 Nachweisverfahren zur Verfügung:

- Genaues Verfahren

Die Spannglieder werden rechnerisch so lange reduziert, bis das Rissmoment auf der Grundlage der Betonzugfestigkeit f_{ct} gleich oder kleiner als das Moment infolge der häufigen Einwirkungskombination ist. Diese Berechnung erfolgt im Zustand I. Anschließend ist der Nachweis zu führen, dass der Biegetragwiderstand nach Zustand II mit der so reduzierten Anzahl an Spanngliedern größer ist als die Momentenbeanspruchung infolge der seltenen Einwirkungskombination. Dabei darf das statisch unbestimmte Moment infolge Vorspannung nicht abgemindert werden.

Momentenumlagerungen dürfen berücksichtigt werden. Die Teilsicherheitsbeiwerte dürfen entsprechend der außergewöhnlichen Bemessungssituation angesetzt werden.

Bei diesem „genauen“ Verfahren ergeben sich in der Regel relativ kleine Querschnittsflächen für die erforderliche Mindest- bzw. Robustheitsbewehrung.

- Vereinfachtes Verfahren

Hierbei wird vereinfachend von einem vollständigen Ausfall der Spannglieder ausgegangen. Die Querschnittsfläche der Mindestbewehrung ergibt sich wie folgt:

$$\min A_s = \frac{M_{r,ep}}{f_{yk} \cdot z_s}$$

Dabei ist

$M_{r,ep}$ Rissmoment unter Annahme einer Zugfestigkeit des Betons f_{ct} am Querschnittsrand ohne Wirkung der Vorspannung

z_s Hebelarm der inneren Kräfte bezogen auf die Betonstahlbewehrung ($z_s \approx 0,9 \cdot d$)

Bei Anwendung des vereinfachten Verfahrens ergeben sich deutlich größere Bewehrungsquerschnitte als nach dem „genauen“ Verfahren. Von großem Einfluss ist der gewählte Ansatz für die Betonzugfestigkeit f_{ct} .

Bei den hier untersuchten repräsentativen Bauwerken, die alle nach DIN-Fachbericht 102: 2003 bemessen, konstruiert und ausgeführt wurden, wurde von den Aufstellern ausschließlich das vereinfachte Nachweisverfahren angewandt.

Während im DIN-Fachbericht 102 für f_{ct} der 5 %-Quantilwert $f_{ctk;0,05}$ vorgegeben ist, lautet der empfohlene Wert in der Euronorm DIN EN 1992-2 für die Betonzugfestigkeit f_{ctm} . Nachfolgend werden die Auswirkungen aus dem unterschiedlichen Ansatz für f_{ct} untersucht.

$$\min A_s = \frac{M_{r,ep}}{f_{yk} \cdot z_s}$$

DIN-FB 102: 2003

$$M_{r,ep} = f_{ctk;0,05} \cdot W$$

DIN EN 1992-2:

$$M_{r,ep} = f_{ctm} \cdot W \quad (\text{empfohlener Wert})$$

Bauwerk 1: BW 647, BAB A2

Stahlbetonbrücke, Nachweis nicht erforderlich

Bauwerk 2: BW 1, Bielefeld

Stahlbetonbrücke, Nachweis nicht erforderlich

Bauwerk 3: Ahsebrücke

$$\frac{f_{ctm}}{f_{ctk;0,05}} = \frac{3,5}{2,5} \approx 1,4$$

⇒ Bewehrungserhöhung um ca. 40 %

Bauwerk 4: BW 33, BAB A14

$$\frac{f_{ctm}}{f_{ctk;0,05}} = \frac{4,1}{2,9} \approx 1,4$$

⇒ Bewehrungserhöhung um ca. 40 %

Bauwerk 5: BW 53Üm BAB A17

$$\frac{f_{ctm}}{f_{ctk;0,05}} = \frac{2,9}{2,0} \approx 1,4$$

⇒ Bewehrungserhöhung um ca. 40 %

Bauwerk 6: BW 3 im Zuge der S289

$$\frac{f_{ctm}}{f_{ctk;0,05}} = \frac{3,8}{2,7} \approx 1,4$$

⇒ Bewehrungserhöhung um ca. 40 %

Bauwerk 8: Weidatalbrücke

$$\frac{f_{ctm}}{f_{ctk;0,05}} = \frac{3,8}{2,7} = \frac{1}{0,7} \approx 1,4$$

⇒ Bewehrungserhöhung um ca. 40 %

Bauwerk 7: Hesperbachtalbrücke

$$\frac{f_{ctm}}{f_{ctk;0,05}} = \frac{3,8}{2,7} \approx 1,4$$

⇒ Bewehrungserhöhung um ca. 40 %

Bauwerk 9: Kulmbachtalbrücke

Tab. 5-22: Auswirkungen auf die Längsbewehrung aus dem vereinfachten Nachweis für die Robustheitsbewehrung mit $f_{ct} = f_{ctm}$ gegenüber $f_{ct} = f_{ctk;0,05}$

Bauwerke	Systemangaben			Erhöhung der Längsbewehrung i. M. über die gesamte Bauwerkslänge
	Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	---
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	---
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	1,15
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	1,40
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	1,40
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	1,40
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	1,15
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	1,20
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	x
x nicht untersucht				

Danach ergibt sich für die untersuchten Spannbetonbrücken bei Ansatz von $f_{ct} = f_{ctm}$ eine deutliche Erhöhung der Längsbewehrung um 15 % bis 40 %.

Bei Auswertung des genauen Verfahrens wären diese Erhöhungen deutlich geringer.

5.2.3 Auswirkungen erhöhter k-Werte auf die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

Die gegenüber DIN-Fachbericht 102 in DIN EN 1992-1-1 empfohlenen höheren k-Werte gehen aus Bild 5-30 hervor. Daraus ergeben sich in den nachzuweisenden Querschnitten für die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

die folgenden Erhöhungen:

$$\frac{k_{EC}}{k_{DIN-FB}} = \frac{1,00}{0,80} \dots \frac{0,65}{0,50} = 1,25 \dots 1,30$$

⇒ Bewehrungserhöhung um ca. 25 %...30 %

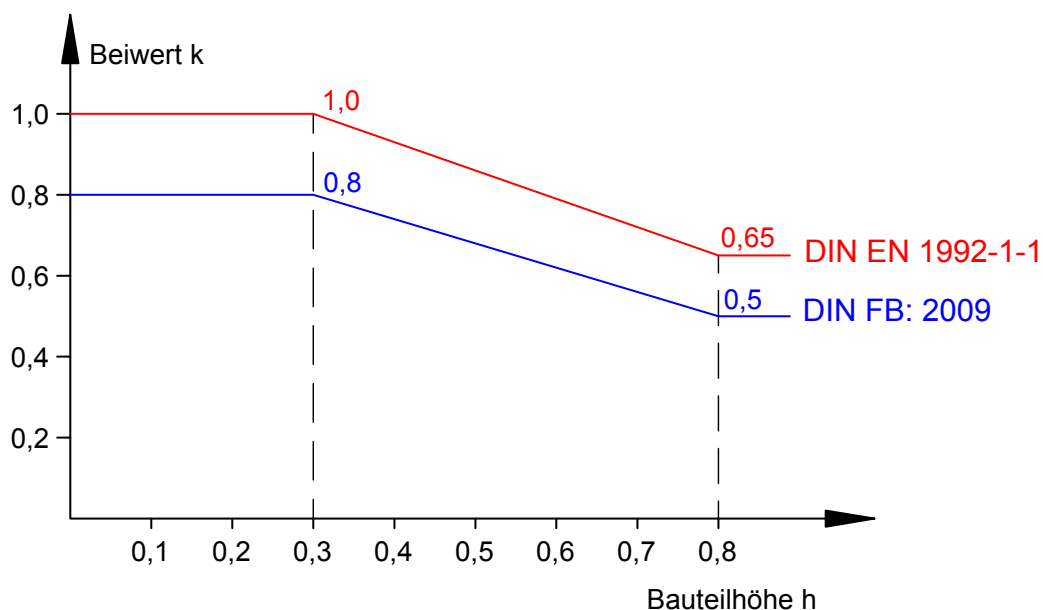


Bild 5-30: k-Werte nach DIN-Fachbericht 102 bzw. DIN EN 1992-1-1

Die Auswirkungen aus den größeren k-Werten gehen für die hier untersuchten Bauwerke aus Bild 5-31 bis Bild 5-38 hervor. Die Darstellungen enthalten auch die Auswirkungen auf die Längsbewehrung infolge des Nachweises zum Ankündungsverhalten (Robustheitsbewehrung) sowie infolge der erhöhten Verkehrslasten.

Eine Zusammenfassung der über die Bauwerkslänge gemittelten Bewehrungserhöhungen infolge der größeren k-Werte kann Tab. 5-23 entnommen werden. Teilweise wirken sich die erhöhten k-Werte nicht aus, in ungünstigen Fällen betragen die Erhöhungen ca. 10 bis 15 %.

Tab. 5-23: Über die Bauwerkslänge gemittelte Erhöhungen der Längsbewehrung infolge der größeren k-Werte

Bauwerke		Systemangaben			Erhöhung der Längsbewehrung i. M. über die gesamte Bauwerkslänge
		Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	
BW 1:	BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	---
BW 2:	BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	---
BW 3:	Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	1,03
BW 4:	BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	1,00
BW 5:	BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	1,00
BW 6:	BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	1,00
BW 7:	Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	1,15
BW 8:	Weidatal	169 m	HK	Durchl.	1,10
BW 9:	Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	x
x nicht untersucht					

BW 1: BW 647, BAB A2

abgeschlossenes Rissbild maßgebend

- ⇒ Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite nicht erforderlich
- ⇒ Bewehrungserhöhung nur aus erhöhten Verkehrslasten

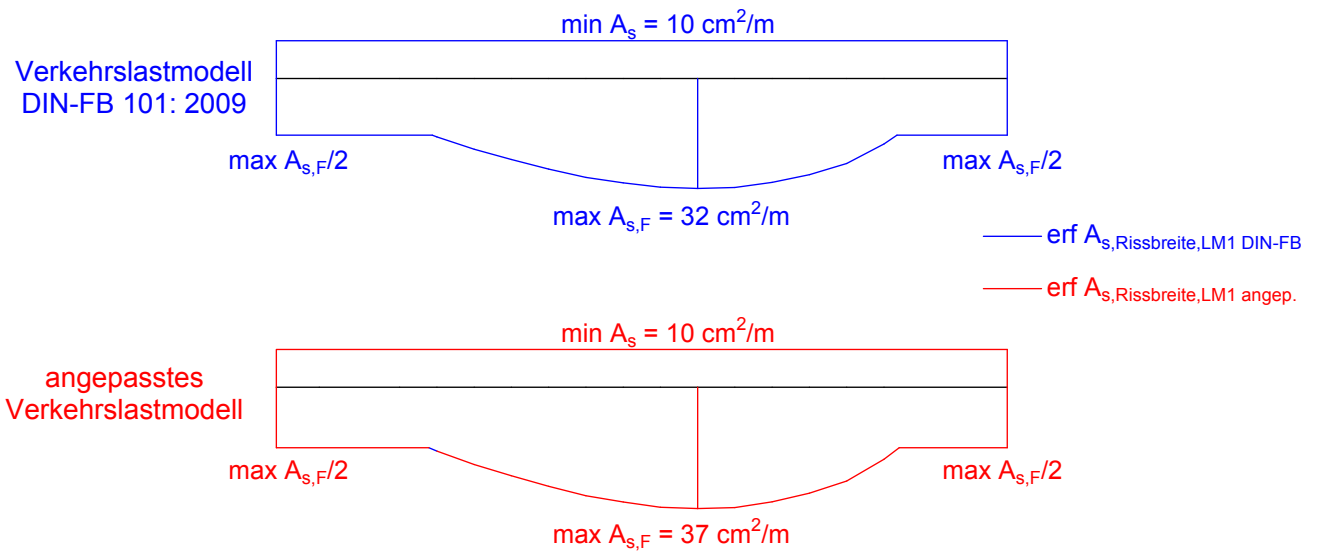


Bild 5-31: BW 647, BAB A2: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination. Kein Einfluss aus der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten sowie der Robustheitsbewehrung.

BW 2: BW 1, Bielefeld

abgeschlossenes Rissbild maßgebend

- ⇒ Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite nicht erforderlich
- ⇒ Bewehrungserhöhung nur aus erhöhten Verkehrslasten

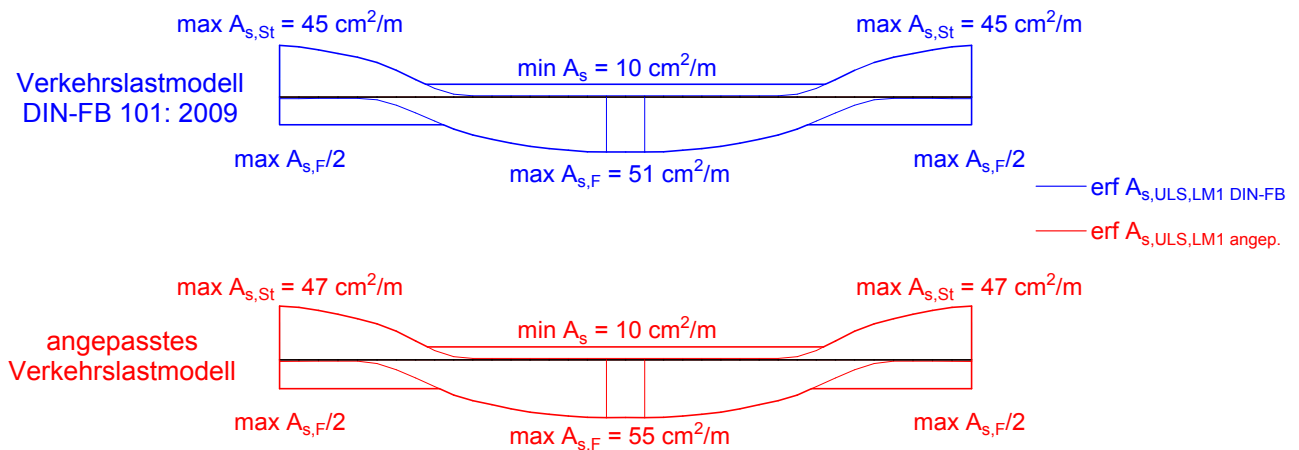


Bild 5-32: BW 1, Bielefeld: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination. Kein Einfluss aus der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten sowie der Robustheitsbewehrung.

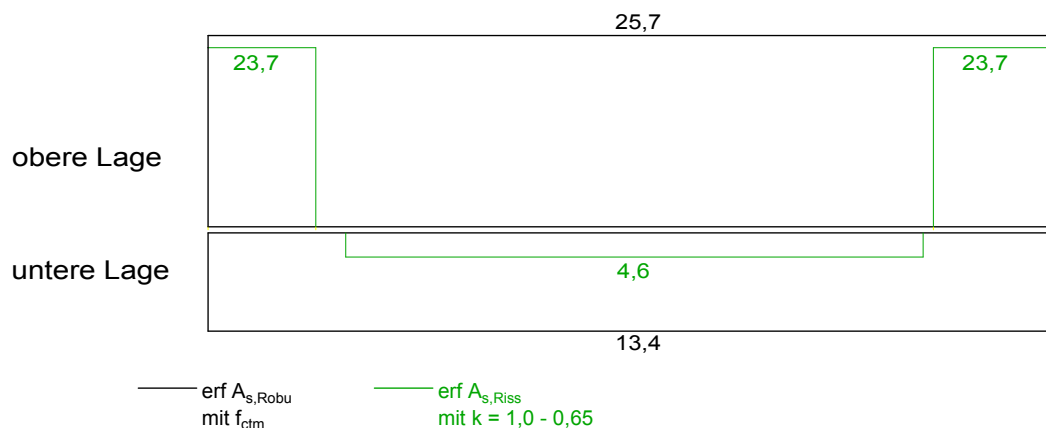
BW 3: Ahsebrücke

Bild 5-33: Ahsebrücke: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung. Maßgebend sind die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten (erhöhte k-Werte) bzw. die Robustheitsbewehrung (erhöhte Zugfestigkeit)

BW 4: BW 33, BAB A14

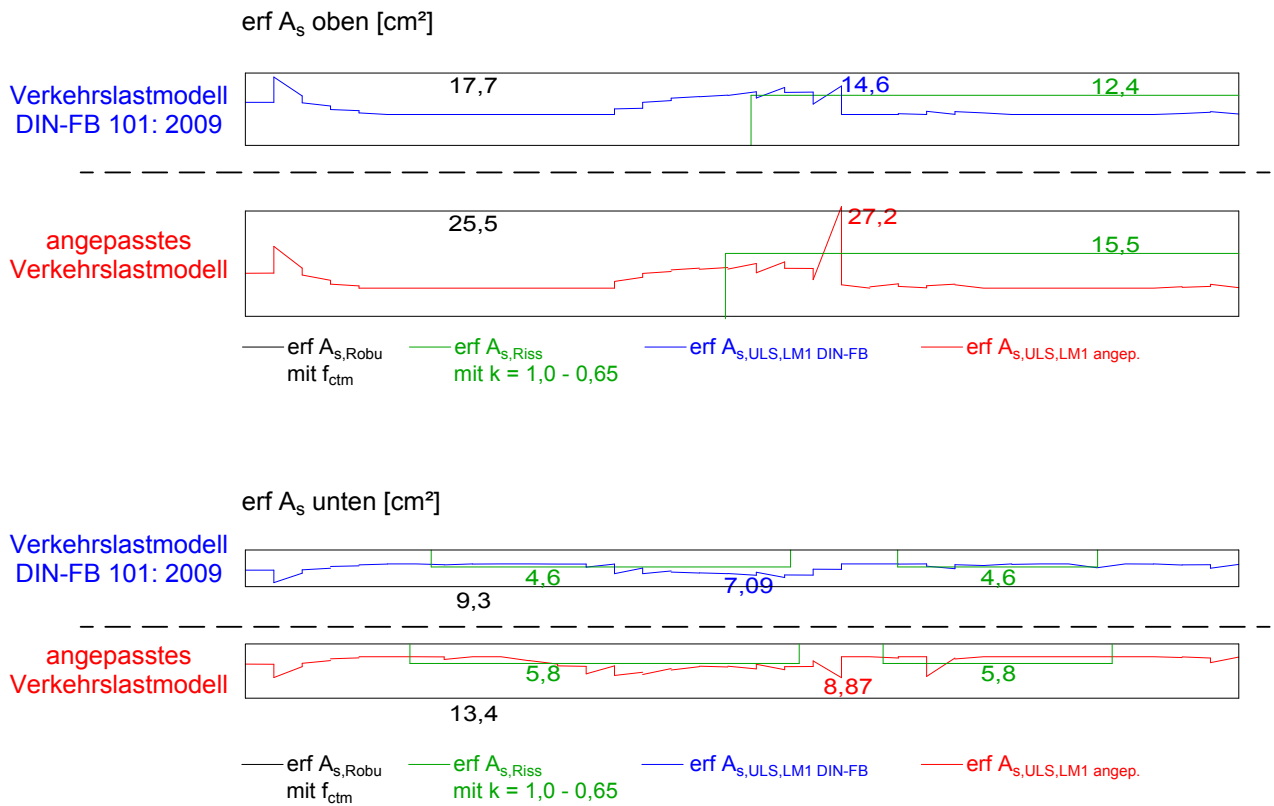


Bild 5-34: BW 33, BAB A14: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination sowie Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite und Robustheitsbewehrung

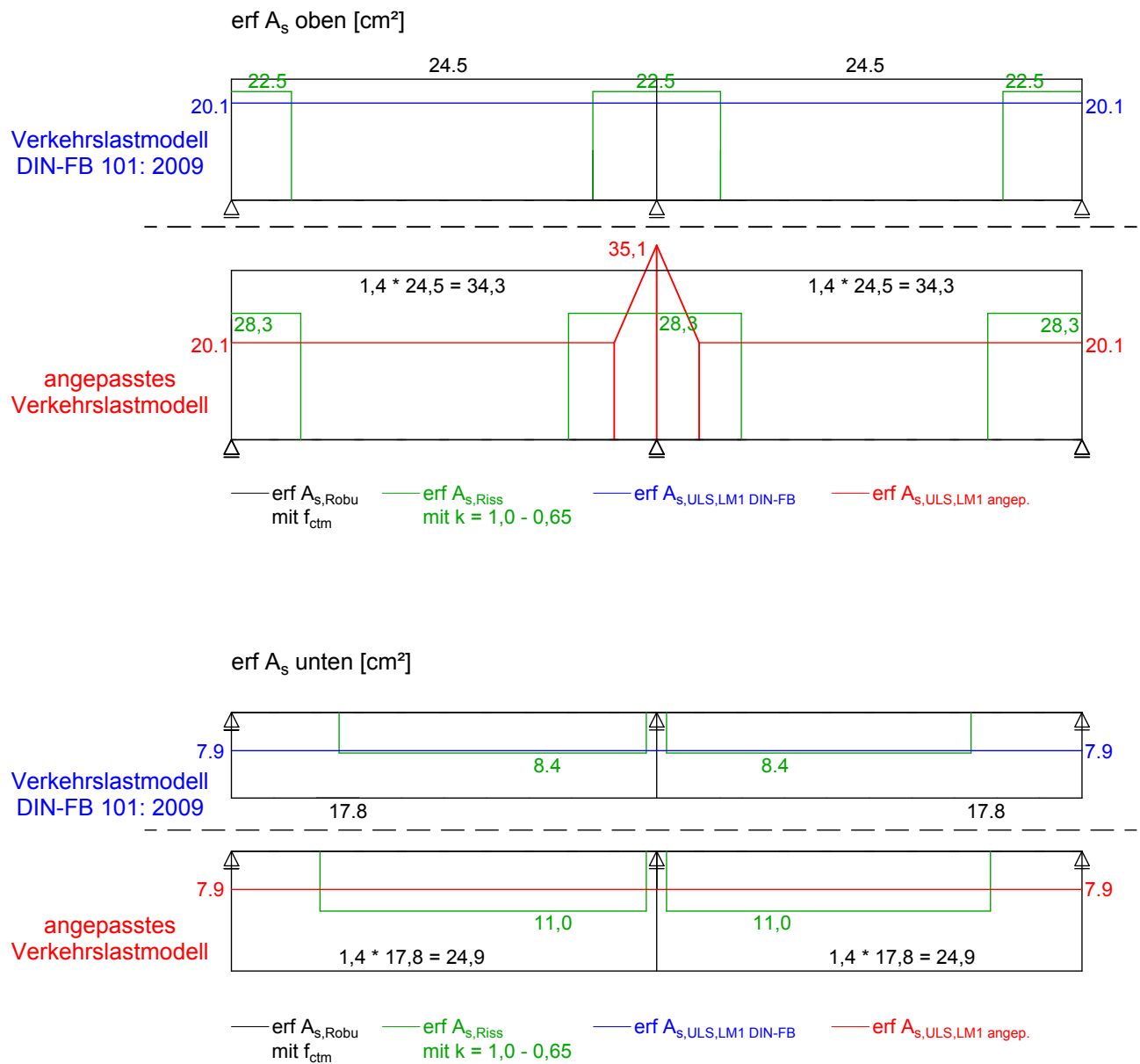
BW 5: BW 53Ü, BAB A17


Bild 5-35: BW 53Ü, BAB A17: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination sowie Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite und Robustheitsbewehrung

BW 6: BW 3 im Zuge der S289

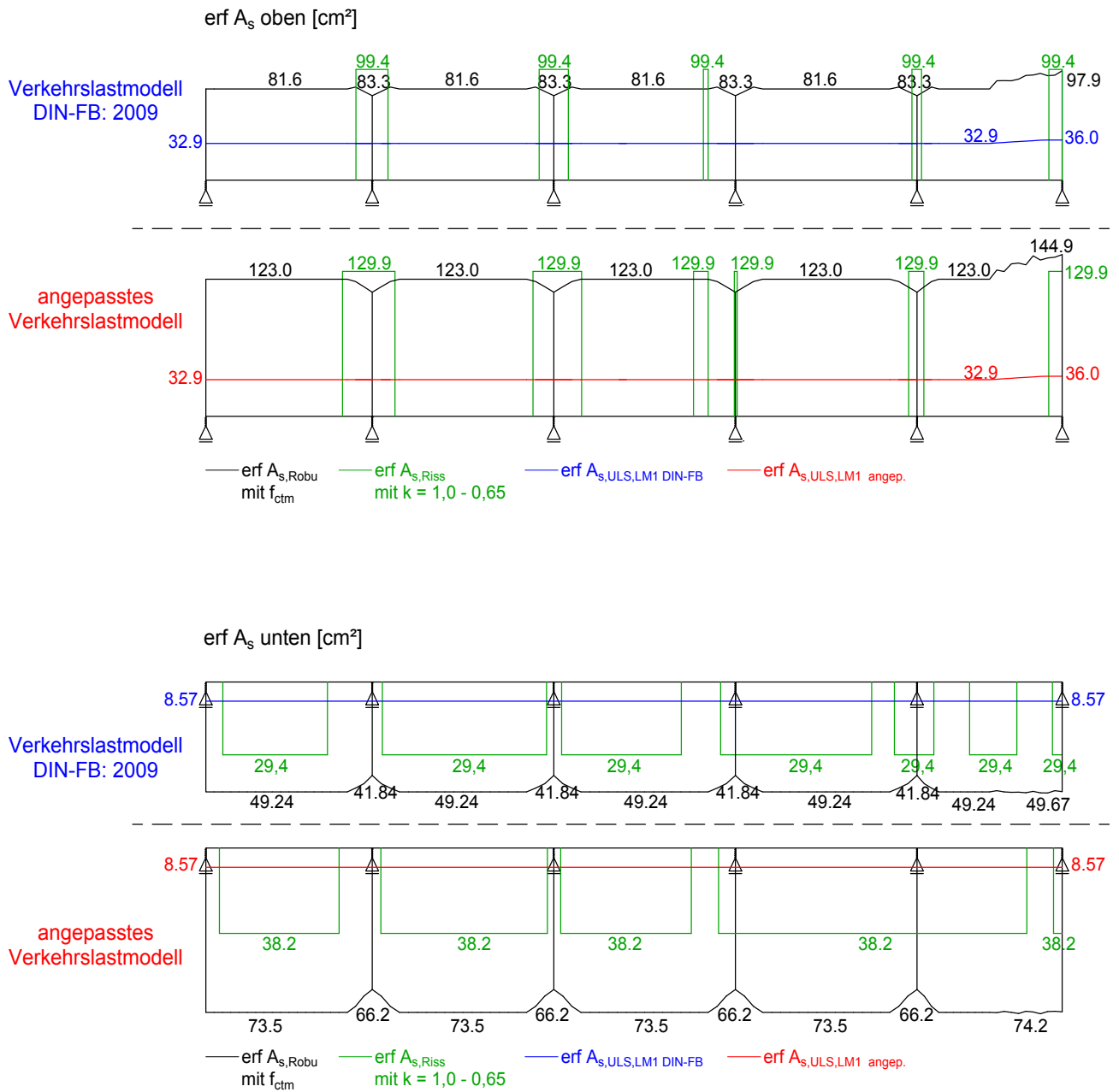


Bild 5-36: BW 3 im Zuge der S289: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination sowie Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite und Robustheitsbewehrung

BW 7: Hesperbachtalbrücke

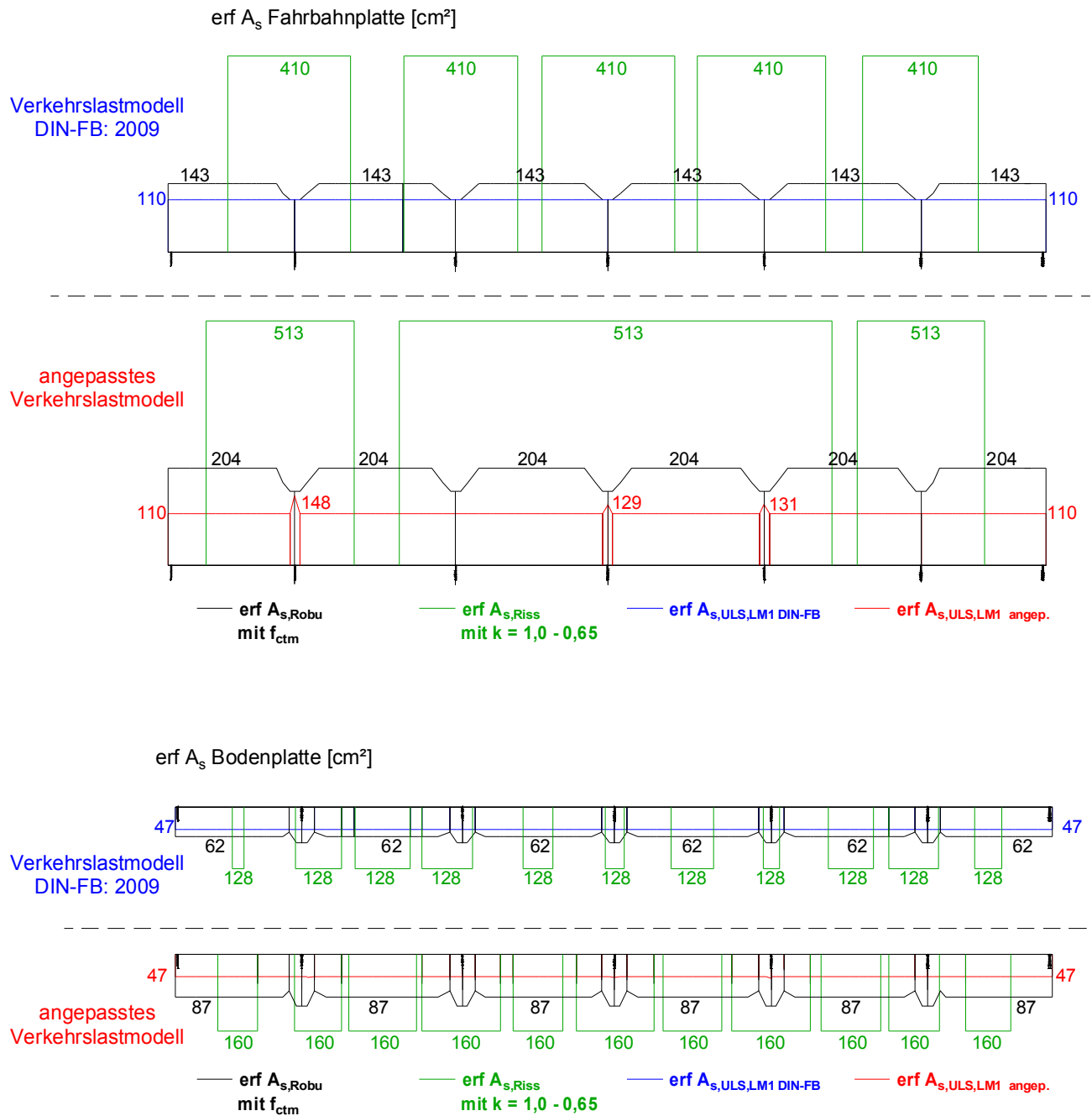


Bild 5-37: Hesperbachtalbrücke: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination sowie Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite und Robustheitsbewehrung

BW 8: Weidatalbrücke

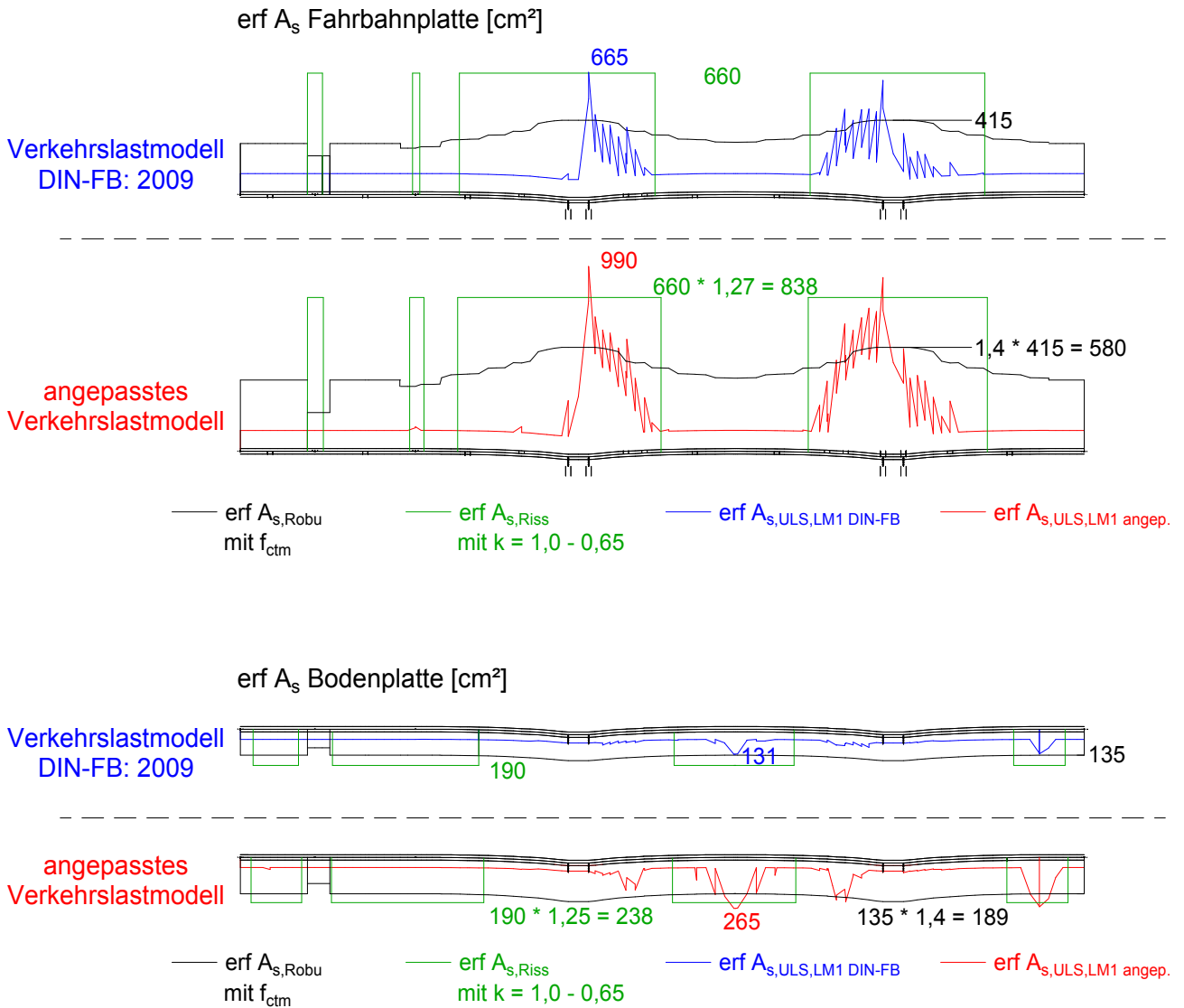


Bild 5-38: Weidatalbrücke: Zusammenstellung der erforderlichen Längsbewehrung infolge Verkehrslastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101: 2009 und angepasstem Verkehrslastmodell in der für die Bemessung maßgebenden Einwirkungskombination sowie Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite und Robustheitsbewehrung

BW 9: Kulmbachtalbrücke

Bei der Kulmbachtalbrücke wurden die Auswirkungen auf die Längsbewehrung aus einer höheren Betonzugfestigkeit auf die Robustheitsbewehrung sowie aus erhöhten k-Werten auf die

Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten nicht untersucht.

5.2.4 Auswirkungen aus dem Wegfall der nicht-häufigen Einwirkungskombination

Betondruckspannungen

Die Betondruckspannungen sind unter den Gebrauchslasten zu begrenzen auf

$$\sigma_c \leq 0,60 f_{ck}$$

Der Nachweis ist bei Spannbetonbrücken mit dem Mittelwert der Vorspannkraft zu führen. Nach DIN-Fachbericht 102 ist dabei die nicht-

häufige Einwirkungskombination zugrunde zu legen, die jedoch in der Normenreihe DIN EN 1992 nicht definiert ist.

Nachfolgend werden die Auswirkungen dargestellt, die sich ergeben, wenn die Betondruckspannungen unter der seltenen Einwirkungskombination nachgewiesen werden. Dabei werden sowohl die derzeit maßgebenden Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101 als auch die erhöhten Verkehrslasten berücksichtigt.

Tab. 5-24: Minimale Betondruckspannungen unter der nicht-häufigen und seltenen Einwirkungskombination ($\sigma_c \leq 0,60 f_{ck}$)

Bauwerk	Einwirkungskombination		min. Betondruckspannung σ_c [MN/m ²]	zul σ_c [MN/m ²]
BW 1: BW 647, BAB A2	DIN-FB: 2009	nicht-häufig	-8,5	-21,0
	erhöhte Verkehrslasten	selten	-9,8	
BW 2: BW 1, Bielefeld	DIN-FB: 2009	nicht-häufig	-15,2	-21,0
	DIN-FB: 2009	selten	-17,3	
	erhöhte Verkehrslasten	nicht-häufig	-16,6	
	erhöhte Verkehrslasten	selten	-18,8	
BW 3: Ahsebrücke	DIN-FB: 2009	nicht-häufig	-14,5	-24,0
	DIN-FB: 2009	selten	-14,9	
	erhöhte Verkehrslasten	nicht-häufig	-15,1	
	erhöhte Verkehrslasten	selten	-15,4	
BW 4: BW 33, BAB A14	DIN-FB: 2009	nicht-häufig	-22,6	-30,0
	DIN-FB: 2009	selten	-24,7	
	erhöhte Verkehrslasten	nicht-häufig	-24,7	
	erhöhte Verkehrslasten	selten	-27,4	
BW 5: BW 53Ü, BAB A17	DIN-FB: 2009	nicht-häufig	-9,9	-18,0
	DIN-FB: 2009	selten	-11,7	
	erhöhte Verkehrslasten	nicht-häufig	-11,3	
	erhöhte Verkehrslasten	selten	-14,4	
BW 6: BW 3 im Zuge der S289	DIN-FB: 2009	nicht-häufig	-12,2	-27,0
	DIN-FB: 2009	selten	-13,9	
	erhöhte Verkehrslasten	nicht-häufig	-14,5	
	erhöhte Verkehrslasten	selten	-16,8	
BW 7: Hesperbachtalbrücke	DIN-FB: 2009	nicht-häufig	-11,1	-21,0
	DIN-FB: 2009	selten	-11,5	
	erhöhte Verkehrslasten	nicht-häufig	-11,5	
	erhöhte Verkehrslasten	selten	-12,0	

Fortsetzung Tab. 5-24

Bauwerk	Einwirkungskombination		min. Betondruckspannung σ_c [MN/m ²]	zul σ_c [MN/m ²]
BW 8: Weidatalbrücke	DIN-FB: 2009	nicht-häufig	-19,0	-27,0
	DIN-FB: 2009	selten	-20,0	
	erhöhte Verkehrslasten	nicht-häufig	-20,0	
	erhöhte Verkehrslasten	selten	-21,0	
BW 9: Kulmbachtalbrücke	Die Auswirkungen wurden nicht untersucht			

Wie aus Tab. 5-24 zu erkennen ist, steigen die Betondruckspannungen etwas an, überschreiten aber in keinem Fall die zulässigen Werte. Aus dem Wegfall der nicht-häufigen Einwirkungskombination ergeben sich bei keinem der untersuchten Bauwerke größere erforderliche Querschnittsabmessungen für den Beton.

Längsbewehrung

Bei der Ahsebrücke handelt es sich um ein Einfeldsystem mit Spannbeton-Fertigteilträgern und Ortbetonergänzung. Bei Einfeldsystemen ist der Nachweis der Dekompression unter der häufigen und der Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination zu führen.

Bei Wegfall der nicht-häufigen Kombination ist der Nachweis zur Begrenzung der Rissbreiten unter der seltenen Kombination zu führen. Dies führt bei der Ahsebrücke dazu, dass der Rissbreitennachweis für die abgeschlossene Rissbildung zu führen ist (Tab. 5-25) und hat eine entsprechende Erhöhung der Längsbewehrung zur Folge.

Bei den erhöhten Verkehrslasten wurde die Größe der Vorspannkraft mit und ohne die daraus resultierende Erhöhung aus dem Nachweis der Dekompression mit dem Faktor 1,06 angesetzt.

Tab. 5-25: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite beim Einfeldsystem

BW 4: Ahsebrücke					
Nachweis der Rissbreite					
unter der häufigen Einwirkungskombination					
$\sigma_c \leq f_{ctm} = 3,5 \text{ MN/m}^2$					
			nein	Abgeschlossenes Rissbild Nachweis nach 4.4.2.3 bzw. 4.4.2.4	
			Ja	Mindestbewehrung nach 4.4.2.2	
Verkehrslastmodell	Einwirkungskombination	Faktor Vorspannung	Maximale Betonrandspannung		zul f_{ctm} [N/mm ²]
DIN-FB: 2009	nicht-häufige EWK	0,9 P _{mt}	1,15	<	3,5
DIN-FB: 2009	seltene EWK	0,9 P _{mt}	3,80	<	3,5
Anpassung an EC	nicht-häufige EWK	0,9 P _{mt}	3,80	>	3,5
Anpassung an EC	seltene EWK	0,9 P _{mt}	6,32	>	3,5
Anpassung an EC	nicht-häufige EWK	1,06*0,9 P _{mt}	1,81	<	3,5
Anpassung an EC	seltene EWK	1,06*0,9 P _{mt}	4,34	>	3,5

5.2.5 Auswirkungen aus dem unterschiedlichen Ansatz des inneren Hebelarms bei der Querkraftbemessung

Nach DIN-Fachbericht 102 Ausgaben 2003 und 2009 ist bei der Querkraftbemessung der innere Hebelarm aus der Biegebemessung anzusetzen. Dieser entspricht i. A. dem Abstand zwischen der Biegedruckkraft F_{cd} im Beton und der resultierenden Fließkraft $F_{pd} + F_{sd}$ der Spannstahl- und Betonstahlbewehrung.

Dagegen darf nach DIN EN 1992-2 beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im Allgemeinen näherungsweise der Wert $z = 0,9 d$ angenommen werden. Dabei wird vorausgesetzt, dass bei Bauteilen mit geneigten Spanngliedern in der vorgedrückten Zugzone Längsbewehrung aus Betonstahl vorhanden ist, die zur Aufnahme der Längszugkräfte infolge Querkraft ausreichend ist.

Im Folgenden werden die Auswirkungen aus dem unterschiedlichen Ansatz für den inneren Hebelarm z für die hier untersuchten Bauwerke dargestellt.

Querkraftnachweis für Bügel unter 90°:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta$$

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse enthalten die Tab. 5-26 und die Tab. 5-27. Danach ergeben sich bei Ansatz des inneren Hebelarms z nach DIN EN 1992-2 gegenüber dem inneren Hebelarm nach DIN-Fachbericht 102 um bis zu 36 % kleinere Querschnitte für die Bügelbewehrung.

Tab. 5-26: Querkraftbewehrung für inneren Hebelarm z nach DIN-FB: 2009 und DIN EN 1992-2 (ungünstigste Querschnitte)

		Innerer Hebelarm	erf a_{sw} [cm ² /m]
BW 1: BW 647, BAB A2	DIN-FB: 2009	z aus Biegebemessung	⇒ Regelung bei Stahlbetonbauwerken ohne Einfluss
	DIN-EN 1992-2	$z = 0,9 d$	
BW 2: BW 1, Bielefeld	DIN-FB: 2009	z aus Biegebemessung	⇒ Regelung bei Stahlbetonbauwerken ohne Einfluss
	DIN-EN 1992-2	$z = 0,9 d$	
BW 3: Ahsebrücke	DIN-FB: 2009	z aus Biegebemessung	24,6
	DIN-EN 1992-2	z aus Biegebemessung	26,0
	DIN-EN 1992-2	$z = 0,9 d$	19,4
BW 4: BW 33, BAB A14	DIN-FB: 2009	z aus Biegebemessung	18,5
	DIN-EN 1992-2	z aus Biegebemessung	19,8
	DIN-EN 1992-2	$z = 0,9 d$	15,1
BW 5: BW 53Ü, BAB A17	DIN-FB: 2009	z aus Biegebemessung	71,5
	DIN-EN 1992-2	z aus Biegebemessung	85,3
	DIN-EN 1992-2	$z = 0,9 d$	51,4
BW 6: BW 3 im Zuge der S289	DIN-FB: 2009	z aus Biegebemessung	84,9
	DIN-EN 1992-2	z aus Biegebemessung	93,3
	DIN-EN 1992-2	$z = 0,9 d$	77,0
BW 7: Hesperbachtalbrücke	DIN-FB: 2009	z aus Biegebemessung	⇒ Regelung ohne Einfluss, da rein externe Vorspannung
	DIN-EN 1992-2	$z = 0,9 d$	
BW 8: Weidatalbrücke	DIN-FB: 2009	z aus Biegebemessung	⇒ Regelung ohne Einfluss, da alle Spannglieder in der Fahrbahnplatte bzw. in der Bodenplatte liegen.
	DIN-EN 1992-2	$z = 0,9 d$	
BW 9: Kulmbachtalbrücke	nicht untersucht		

Tab. 5-27: Zusammenfassung der Auswirkungen auf die Querkraftbewehrung aus dem unterschiedlichen Ansatz für den inneren Hebelarm z (ungünstigste Querschnitte)

Bauwerke		Systemangaben			Reduzierung der Bügelbewehrung GZT für Querkraft + Torsion
		Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	
BW 1:	BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	---
BW 2:	BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	---
BW 3:	Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	0,79
BW 4:	BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	0,82
BW 5:	BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	0,64
BW 6:	BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	0,85
BW 7:	Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	---
BW 8:	Weidatal	169 m	HK	Durchl.	---
BW 9:	Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	---

5.2.6 Auswirkungen aus dem unterschiedlichen Ansatz für die Wanddicke t_{eff} beim Torsionsnachweis

Die Torsionstragfähigkeit eines Querschnittes kann unter der Annahme eines dünnwandigen, geschlossenen Querschnittes nachgewiesen werden, in dem das Gleichgewicht durch einen umlaufenden Schubfluss erfüllt wird. Vollquerschnitte können hierzu durch einen dünnwandigen Ersatzhohlkasten mit einer Wanddicke t_{eff} ersetzt werden. Dabei sind die Mittellinien der Schubwände durch die Achsen der Längsstäbe in den Ecken definiert.

Die Bemessung erfolgt auf der Grundlage eines Fachwerkmodells. Dieses besteht aus dem unter dem Winkel θ geneigten Betondruckstreben und den Zugstreben, die durch die Torsionsbewehrung rechtwinklig und in Richtung der Bauteilachse abgedeckt werden.

Der Bemessungswert des durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten maximal aufnehmbaren Torsionsmomentes ergibt sich zu

$$T_{Rd,max} = \frac{\alpha_{c,red} \cdot f_{cd} \cdot 2A_k \cdot t_{eff}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

Dabei darf die Wanddicke t_{eff} des Ersatzhohlkastens wie folgt angesetzt werden:

DIN-FB 102: 2009

$$t_{eff} = 2 \cdot (c_{nom} + d_{sbü} + d_{sl} / 2) \leq b_w$$

DIN EN 1992-2

$$t_{eff} = A/u \geq 2 \cdot (c_{nom} + d_{sbü} + d_{sl} / 2) \leq b_w$$

Auf die erforderliche Torsionsbewehrung hat der Ansatz von t_{eff} bei gegebener Druckstrebenneigung $\theta = 45^\circ$ keinen Einfluss.

Aus den Vergleichsrechnungen ergeben sich die nachfolgend dargestellten Auswirkungen aus dem unterschiedlichen Ansatz für t_{eff} . Letzterer ist nur für $T_{Rd,max}$ bei Brücken mit Plattenbalkenquerschnitt von Einfluss.

Bauwerk 1: BW 647, BAB A2

keine Auswirkungen (Plattenbrücke)

Bauwerk 2: BW 1, Bielefeld

keine Auswirkungen (Plattenbrücke)

Bauwerk 3: Ahsebrücke, BAB A2**Torsionsnachweis**

$$T_{Rd,max} = \frac{\alpha_{c,red} \cdot f_{cd} \cdot 2A_k \cdot t_{eff}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

	t_{eff} [cm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]
DIN-FB: 2009	0,11	720
DIN EN 1992-2	0,21	1000
Faktor η	1,91	1,39

Bauwerk 4: BW 33; BAB A14**Torsionsnachweis**

$$T_{Rd,max} = \frac{\alpha_{c,red} \cdot f_{cd} \cdot 2A_k \cdot t_{eff}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

	t_{eff} [cm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]
DIN-FB: 2009	0,11	598
DIN EN 1992-2	0,19	767
Faktor η	1,73	1,28

Bauwerk 5: BW 53Ü, BAB A17**Torsionsnachweis**

$$T_{Rd,max} = \frac{\alpha_{c,red} \cdot f_{cd} \cdot 2A_k \cdot t_{eff}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

	t_{eff} [cm]	$T_{Rd,max}$ [MNm]
DIN-FB: 2009	16,0	2,68
DIN EN 1992-2	37,5	4,36
Faktor η	2,34	1,63

Bauwerk 6: BW 3 im Zuge der S289**Torsionsnachweis**

$$T_{Rd,max} = \frac{\alpha_{c,red} \cdot f_{cd} \cdot 2A_k \cdot t_{eff}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

	t_{eff} [cm]	$T_{Rd,max}$ [MNm]
DIN-FB: 2009	15,0	7,51
DIN EN 1992-2	55,0	17,77
Faktor η	3,67	2,37

Bauwerk 7: Hesperbachtalbrücke

keine Auswirkungen, da bei dem Hohlkastenquerschnitt die tatsächlichen Wanddicken der Stege, Fahrbahnplatte und Bodenplatte für t_{eff} angesetzt werden.

Bauwerk 8: Weidatalbrücke

keine Auswirkungen (Hohlkastenquerschnitt)

Bauwerk 9: Kulmbachtalbrücke

keine Auswirkungen (Hohlkastenquerschnitt)

Beim Ansatz für t_{eff} entsprechend DIN EN 1992 ergeben sich für das durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzte maximal aufnehmbare Torsionsmoment $T_{Rd,max}$ bei den hier untersuchten Plattenbalkenbrücken um 28 bis 137 % größere Werte gegenüber DIN-Fachbericht 102.

5.2.7 Auswirkungen aus der Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit für den Betonstahl

Aufgrund neuerer Erkenntnisse aus Konformitätsnachweisen für die Ermüdungsfestigkeit, wurde für den Betonstahl der Wert $\Delta\sigma_{Rsk}$ von 195 N/mm² auf 175 N/mm² reduziert. Bei den hier untersuchten Bauwerken war von den Aufstellern der Ermüdungsnachweis ausschließlich mit dem Ermüdungslastmodell 3 geführt worden, so dass Auswirkungen ausschließlich aus dem reduzierten Wert für $\Delta\sigma_{Rsk}$ des Betonstahls zu erwarten waren. Nachfolgend werden die Ergebnisse aus den Vergleichsrechnungen mitgeteilt.

Bauwerk 1: BW 647, BAB A2**Ermüdungsnachweis Betonstahl**

DIN-FB 102: 2003

$$\Delta\sigma_{s,equ} = 92,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} = \frac{195}{1,15} = 169 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

Reduzierte Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ nach DIN-FB 102: 2009

$$\Delta\sigma_{s,equ} = 92,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} = \frac{175}{1,15} = 152 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

\Rightarrow bei voller Ausnutzung nach alter Norm ergäbe sich durch die Herabsetzung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ eine Bewehrungserhöhung um ca. 10 %

$$\frac{\Delta\sigma_{Rsk,alt}}{\Delta\sigma_{Rsk,neu}} = \frac{195}{175} \approx 10\%$$

Bauwerk 2: BW1, Bielefeld**Ermüdungsnachweis Betonstahl**

DIN-FB 102: 2003

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 61,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{195}{1,15} = 169 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

Reduzierte Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ nach DIN-FB 102: 2009

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 61,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{175}{1,15} = 152 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

\Rightarrow bei voller Ausnutzung nach alter Norm ergäbe sich durch die Herabsetzung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ eine Bewehrungserhöhung um ca. 10 %

$$\frac{\Delta\sigma_{Rsk, alt}}{\Delta\sigma_{Rsk, neu}} = \frac{195}{175} \approx 10\%$$

Bauwerk 3: Ahsebrücke**Ermüdungsnachweis Betonstahl**

DIN-FB 102: 2003

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 86,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{195}{1,15} = 169 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

Reduzierte Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ nach DIN-FB 102: 2009

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 86,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{175}{1,15} = 152 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

\Rightarrow bei voller Ausnutzung nach alter Norm ergäbe sich durch die Herabsetzung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ eine Bewehrungserhöhung um ca. 10 %

$$\frac{\Delta\sigma_{Rsk, alt}}{\Delta\sigma_{Rsk, neu}} = \frac{195}{175} \approx 10\%$$

Bauwerk 4: BW 33, BAB A14**Ermüdungsnachweis Betonstahl**

DIN-FB 102: 2003

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 119,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{195}{1,15} = 169 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

Reduzierte Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ nach DIN-FB 102: 2009

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 119,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{175}{1,15} = 152 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

\Rightarrow bei voller Ausnutzung nach alter Norm ergäbe sich durch die Herabsetzung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ eine Bewehrungserhöhung um ca. 10 %

$$\frac{\Delta\sigma_{Rsk, alt}}{\Delta\sigma_{Rsk, neu}} = \frac{195}{175} \approx 10\%$$

Bauwerk 5: BW 53Ü, BAB A17**Ermüdungsnachweis Betonstahl**

DIN-FB 102: 2003

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 70,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{195}{1,15} = 169 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

Reduzierte Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ nach DIN-FB 102: 2009

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 70,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{175}{1,15} = 152 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

\Rightarrow bei voller Ausnutzung nach alter Norm ergäbe sich durch die Herabsetzung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ eine Bewehrungserhöhung um ca. 10 %

$$\frac{\Delta\sigma_{Rsk, alt}}{\Delta\sigma_{Rsk, neu}} = \frac{195}{175} \approx 10\%$$

Bauwerk 6: BW 3 im Zuge der S289**Ermüdungsnachweis Betonstahl**

DIN-FB 102: 2003

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 96,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{195}{1,15} = 169 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

Reduzierte Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ nach DIN-FB 102: 2009

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 96,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{175}{1,15} = 152 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

\Rightarrow bei voller Ausnutzung nach alter Norm ergäbe sich durch die Herabsetzung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ eine Bewehrungserhöhung um ca. 10 %

$$\frac{\Delta\sigma_{Rsk, alt}}{\Delta\sigma_{Rsk, neu}} = \frac{195}{175} \approx 10\%$$

Bauwerk 7: Hesperbachtalbrücke**Ermüdungsnachweis Betonstahl**

DIN-FB 102: 2003

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 166,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{195}{1,15} = 169 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

Reduzierte Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ nach DIN-FB 102: 2009

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 166,0 \text{ N/mm}^2 > \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{175}{1,15} = 152 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis nicht erbracht}$$

\Rightarrow Erhöhung der Bewehrung auf: $erf A_s = \frac{\Delta\sigma_{s, equ}}{\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s, fat}} \cdot vorh A_s = 1,09 \cdot vorh A_s$

Bauwerk 8: Weidatalbrücke**Ermüdungsnachweis Betonstahl**

DIN-FB 102: 2003

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 125,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{195}{1,15} = 169 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

Reduzierte Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ nach DIN-FB 102: 2009

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 125,0 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s, fat}} = \frac{175}{1,15} = 152 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Nachweis erbracht}$$

\Rightarrow bei voller Ausnutzung nach alter Norm ergäbe sich durch die Herabsetzung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ eine Bewehrungserhöhung um ca. 10 %

$$\frac{\Delta\sigma_{Rsk, alt}}{\Delta\sigma_{Rsk, neu}} = \frac{195}{175} \approx 10\%$$

Bauwerk 9: Kulmbachtalbrücke

nicht untersucht

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse enthält Tab. 5-28. Lediglich bei einem Bauwerk resultiert aus der Reduzierung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ für den Betonstahl von 195 auf 175 N/mm² eine Erhöhung der Längsbewehrung um 9 %. Es handelt sich

dabei um den ungünstigsten Querschnitt. Im Mittel über die gesamte Bauwerkslänge ist die Erhöhung entsprechend geringer.

Tab. 5-28: Zusammenfassung der Ergebnisse infolge der Reduzierung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ in Brückenlängsrichtung

Bauwerke	Systemangaben			Erhöhung der Längsbewehrung für die ungünstigste Stelle
	Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	---
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	---
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	---
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	---
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	---
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	---
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	1,09
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	---
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	---

5.3 Brückenquerrichtung

5.3.1 Auswirkungen infolge der Verkehrslasterhöhung

5.3.1.1 Unmittelbarer Vergleich der Lasten

Für einen Teil der untersuchten Bauwerke werden die Auswirkungen der erhöhten Verkehrslasten aus dem angepassten Verkehrslastmodell (LM1) auch in Brückenquerrichtung untersucht. Zunächst erfolgt der unmittelbare Lastvergleich.

Bauwerk 5: BW 53Ü, BAB A17

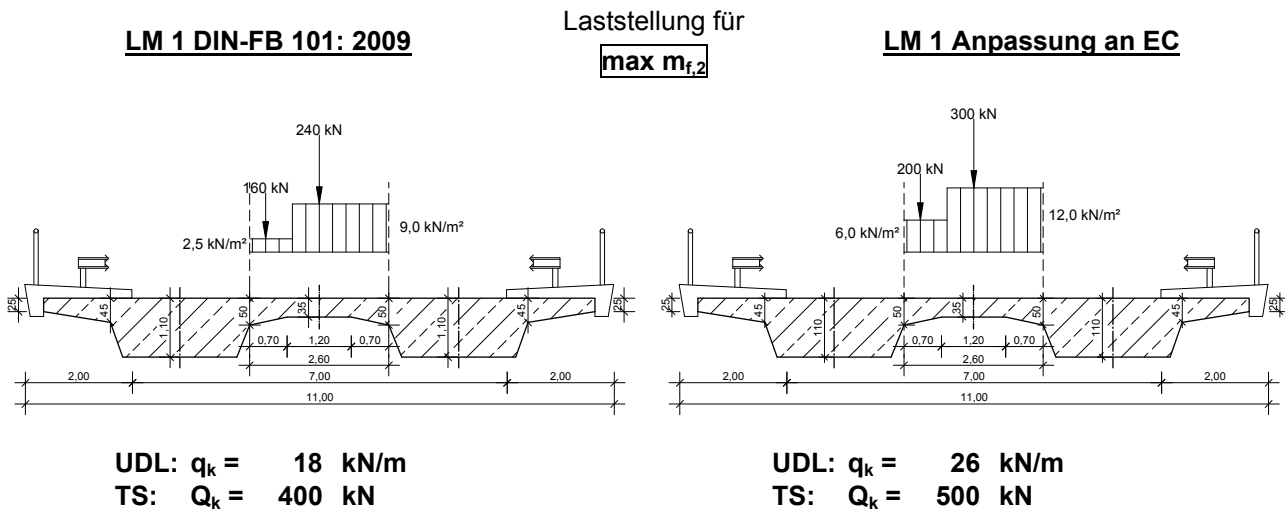
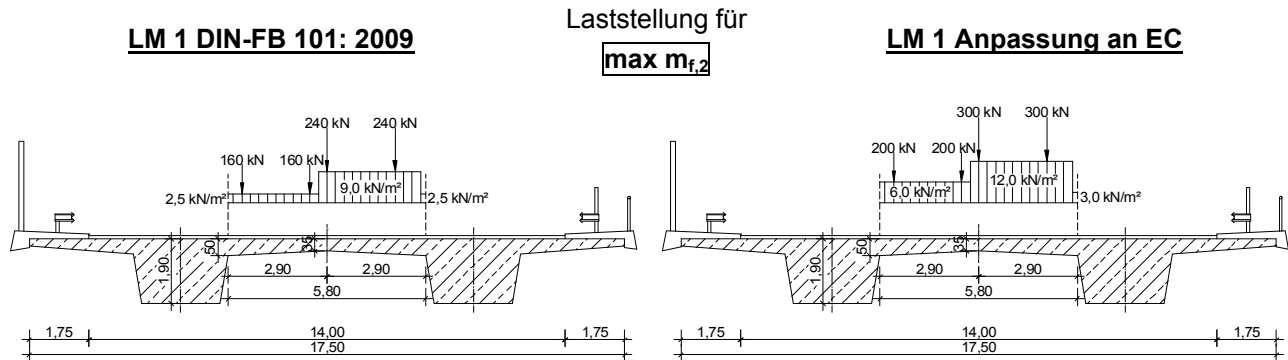


Bild 5-39: Vergleich der Verkehrslasten für das maximale Moment in Feldmitte ($\max m_f$)

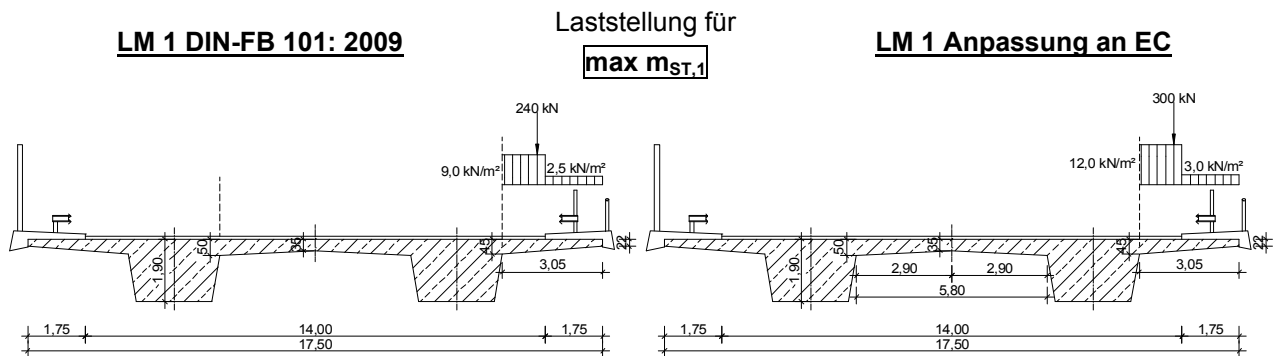
Bauwerk 6: BW 3 im Zuge der S289



UDL: $q_k = 34 \text{ kN/m}$
 TS: $Q_k = 800 \text{ kN}$

UDL: $q_k = 52 \text{ kN/m}$
 TS: $Q_k = 1000 \text{ kN}$

Bild 5-40: Vergleich der Verkehrslasten für das maximale Moment in Feldmitte ($\max m_{f,2}$)



UDL: $q_k = 16 \text{ kN/m}$
 TS: $Q_k = 240 \text{ kN}$

UDL: $q_k = 21 \text{ kN/m}$
 TS: $Q_k = 300 \text{ kN}$

Bild 5-41: Vergleich der Verkehrslasten für das minimale Kragmoment ($\min m_{St,1}$)

Bauwerk 8: Weidatalbrücke

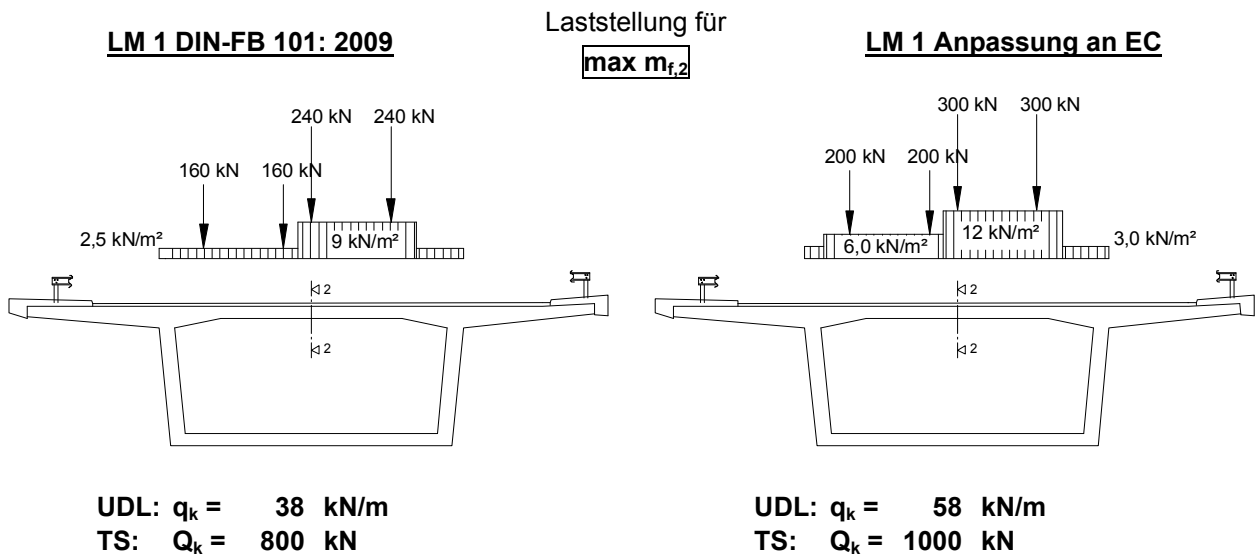


Bild 5-42: Vergleich der Verkehrslasten für das maximale Moment in Feldmitte ($\max m_{f,2}$)

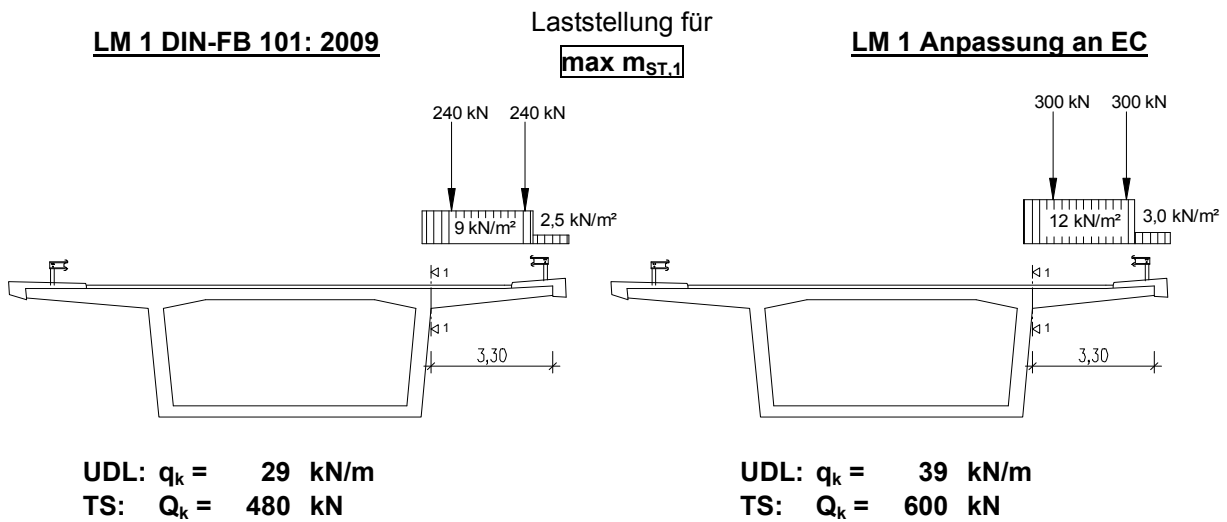


Bild 5-43: Vergleich der Verkehrslasten für das minimale Kragmoment ($\min m_{St,1}$)

Tab. 5-29: Zusammenfassung der Erhöhungsfaktoren in Brückenquerrichtung infolge der angepassten Verkehrslasten

Bauwerke		Feldmoment		Kragmoment	
		q_k	Q_k	q_k	Q_k
BW 5:	BW 53Ü	1,44	1,25	---	---
BW 6:	BW 3 S289	1,53	1,25	1,31	1,25
BW 8:	Weidatalbrücke	1,53	1,25	1,34	1,25

Daraus resultieren die Erhöhungsfaktoren aus Tab. 5-29, die getrennt für die Flächenlasten q_k und Einzellasten Q_k angegeben werden. Während sich die Flächenlasten um 31 % bis 53 % erhöhen, beträgt die Lasterhöhung bei den Einzellasten 25 %.

5.3.1.2 Vergleich der Schnittgrößen

Nachfolgend erfolgt der Vergleich der lokalen Plattenschnittgrößen infolge der Verkehrslasten alleine sowie infolge der maßgebenden Einwirkungskombination. Die Ermittlung der Schnittgrößen für die Hohlkastenquerschnitte erfolgt am FE-Modell eines Falterwerks mit Schalenelementen (Tab. 5-44). Das Rechenmodell für die Plattenbalkenbrücken ist in Bild 5-45 dargestellt.

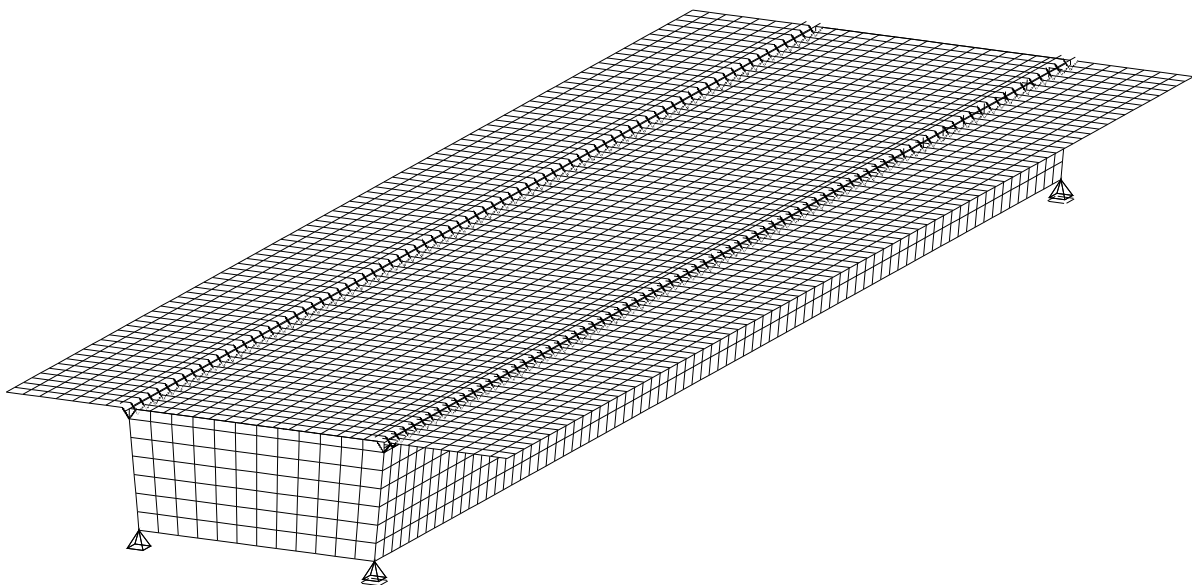
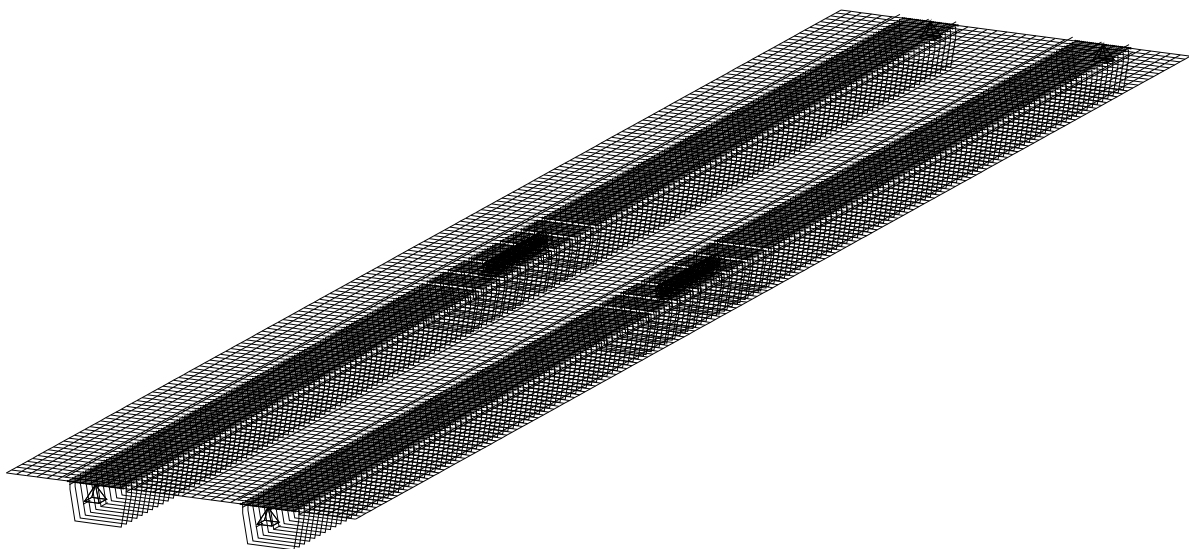


Bild 5-44: Rechenmodell für die Hohlkastenquerschnitte

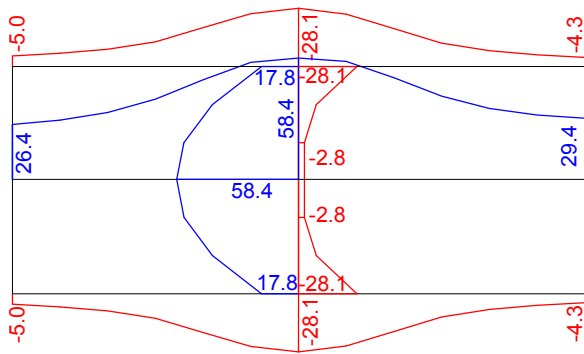
Bild 5-45: Rechenmodell für die Plattenbalken



Bauwerk 5: BW 53Ü, BAB A17

Die Momenten- und Querkraftgrenzlinien infolge der Verkehrslasten alleine sind in Bild 5-46 und Bild 5-47 dargestellt.

DIN-FB: 2009



Anp. an EC

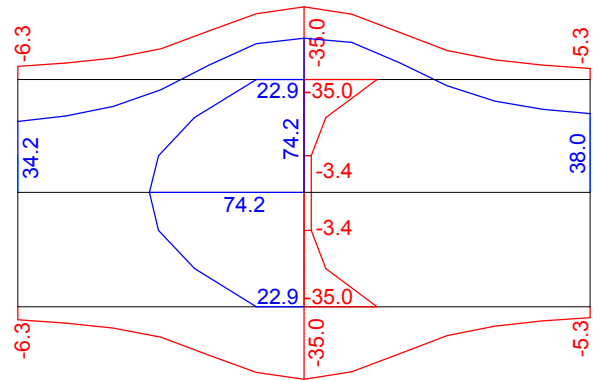
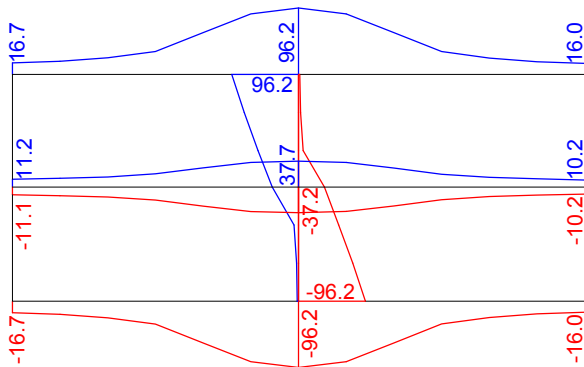


Bild 5-46: Momentengrenzlinie: TS + UDL im Feldbereich (Bauwerk 5)

DIN-FB: 2009



Anp. an EC

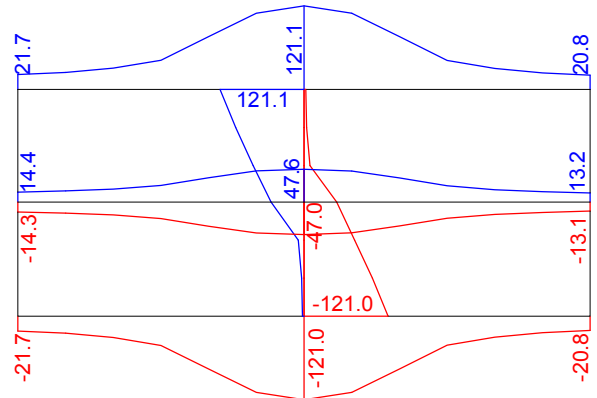


Bild 5-47: Querkraftgrenzlinie: TS + UDL im Feldbereich (Bauwerk 5)

Der Schnittgrößenvergleich für die Verkehrslasten alleine sowie für die maßgebenden Einwirkungskombinationen ist beispielhaft für die Biegemomente in Tab. 5-30 und für die Querkräfte in Tab. 5-31 dargestellt. Bei den Schnittgrößen infolge der Verkehrslasten alleine handelt es sich um charakteristische Werte, bei der Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) sind die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwert enthalten. Bei den Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101: 2009 beträgt der Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrslasten $\gamma_Q = 1,5$, bei den erhöhten Verkehrslasten $\gamma_Q = 1,35$.

Für die Schnittgrößen aus den Verkehrslasten alleine betragen die Erhöhungsfaktoren **1,25** bis **1,27**.

Bei den Einwirkungskombinationen für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit liegen die Erhöhungsfaktoren zwischen **1,05** und **1,40**.

Die entsprechenden Werte für die Grenzzustände der Tragfähigkeit liegen zwischen **1,07** und **1,17**.

Tab. 5-30: Vergleich der Schnittgrößen in Querrichtung, Momente (Bauwerk 5)

Einwirkungskombination		$m_{Ed,3,DIN}$	$m_{Ed,3,Ec}$	η	$m_{Ed,2,DIN}$	$m_{Ed,2,Ec}$	η
		[kNm/m]	[kNm/m]	[-]	[kNm/m]	[kNm/m]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		58,4	74,2	1,27	-28,1	-35,0	1,25
GZG	Quasi-ständig	-1,6	1,6	-	-27,4	-28,8	1,05
	Häufig ¹⁾	25,1	35,2	1,40	-41,7	-46,6	1,11
	Nicht-häufig	33,5	46,1	1,38	-44,3	-49,8	1,12
	Selten ²⁾	45,1	61,0	1,35	-49,9	-56,8	1,14
GZT	s + v ³⁾	74,4	86,9	1,17	-71,5	-76,7	1,07
¹⁾ Nachweis der Rissbreite ²⁾ Nachweis der Betonrandspannungen ³⁾ Bemessung ($\gamma_Q = 1,50$ bzw. $\gamma_Q = 1,35$)							

Tab. 5-31: Vergleich der Schnittgrößen in Querrichtung, Querkraft (Bauwerk 5)

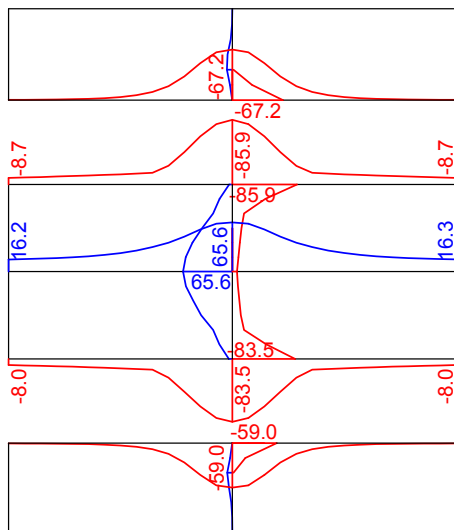
Einwirkungskombination		$V_{Ed,2,DIN}$	$V_{Ed,2,Ec}$	η
		[MNm]	[MNm]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		96,2	121,1	1,26
GZT	s + v	158,9	178,0	1,12

Bauwerk 6: BW 3 im Zuge der S289

Die Momenten- und Querkraftgrenzlinien infolge der Verkehrslasten alleine sind in Bild 5-48 und 5-49 dargestellt.

Bild 5-49 dargestellt.

DIN-FB: 2009



Anp. an EC

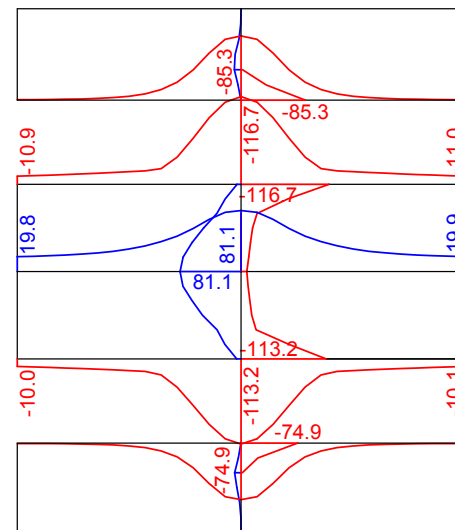
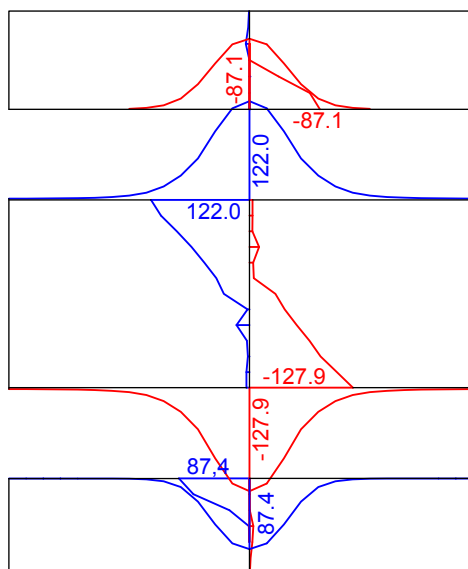


Bild 5-48: Momentengrenzlinie: TS + UDL im Stützbereich (Bauwerk 6)

DIN-FB: 2009



Anp. an EC

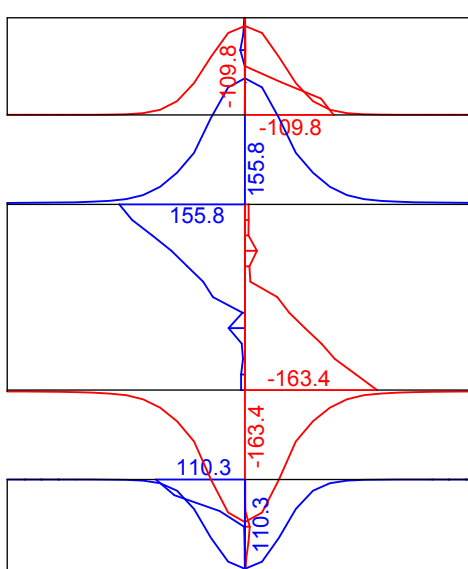


Bild 5-49: Querkraftgrenzlinie: TS + UDL im Stützbereich (Bauwerk 6)

Der Schnittgrößenvergleich für die Verkehrslasten alleine sowie für die maßgebenden Einwirkungskombinationen ist beispielhaft für die Plattenmomente zwischen den Stegen und am Kragarmanschnitt in Tab. 5-32 und Tab. 5-33 enthalten. Der entsprechende Vergleich für die Querkräfte ist in Tab. 5-34 dargestellt. Für die Darstellungen gelten die Erläuterungen zu Bauwerk 5 gleichermaßen.

Für die Schnittgrößen aus den Verkehrslasten alleine betragen die Erhöhungsfaktoren **1,24** bis **1,36**.

Bei den Einwirkungskombinationen für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit liegen die Erhöhungsfaktoren zwischen **1,06** und **1,35**. Lediglich für das maximale Biegemoment in Feldmitte zwischen den Stegen beträgt der Erhöhungsfaktor unter der quasi-ständigen Kombination **2,36**. Dieser Wert ist aber für die Bemessung nicht relevant.

Die entsprechenden Werte für die Grenzzustände der Tragfähigkeit liegen zwischen **1,14** und **1,31**.

Tab. 5-32: Vergleich der Schnittgrößen in Querrichtung – Innenfeld – Momente (Bauwerk 6)

Einwirkungskombination		$m_{Ed,3,DIN}$	$m_{Ed,3,Ec}$	η	$m_{Ed,2,DIN}$	$m_{Ed,2,Ec}$	η
		[kNm/m]	[kNm/m]	[-]	[kNm/m]	[kNm/m]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		65,6	81,1	1,24	-85,9	-116,7	1,36
GZG	Quasi-ständig	3,8	8,95	2,36	-118,5	-126,1	1,06
	Häufig ¹⁾	45,2	60,9	1,35	-170,3	-195,8	1,15
	Nicht-häufig	59,0	79,6	1,35	-186,2	-216,4	1,16
	Selten ²⁾	77,4	103,1	1,33	-208,7	-246,5	1,18
GZT	s + v ³⁾	123,4	162,0	1,31	-298,7	-355,4	1,19
¹⁾ Nachweis der Rissbreite ²⁾ Nachweis der Betonrandspannungen ³⁾ Bemessung ($\gamma_Q = 1,50$ bzw. $\gamma_Q = 1,35$)							

Tab. 5-33: Vergleich der Schnittgrößen in Querrichtung – Kragarm – Momente (Bauwerk 6)

Einwirkungskombination		$m_{Ed,1,DIN}$	$m_{Ed,1,Ec}$	η
		[kNm/m]	[kNm/m]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		-67,2	-85,3	1,27
GZG	Quasi-ständig	-84,5	-92,1	1,09
	Häufig ¹⁾	-140,6	-155,7	1,11
	Nicht-häufig	-149,5	-166,9	1,12
	Selten ²⁾	-165,7	-187,4	1,13
GZT	s + v ³⁾	-235,8	-268,5	1,14
¹⁾ Nachweis der Rissbreite ²⁾ Nachweis der Betonrandspannungen ³⁾ Bemessung ($\gamma_Q = 1,50$ bzw. $\gamma_Q = 1,35$)				

Tab. 5-34: Vergleich der Schnittgrößen in Querrichtung, Querkraft (Bauwerk 6)

Einwirkungskombination		$V_{Ed,1,DIN}$	$V_{Ed,1,Ec}$	η	$V_{Ed,2,DIN}$	$V_{Ed,2,Ec}$	η
		[kNm/m]	[MNm]	[-]	[MNm]	[MNm]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		-87,4	-110,3	1,26	127,9	163,4	1,28
GdT	s + v	-213,1	-251,7	1,18	293,8	356,0	1,21

Bauwerk 8: Weidatalbrücke

Die Momenten- und Querkraftgrenzlinien infolge der Verkehrslasten alleine sind in Bild 5-50 und Bild 5-51 dargestellt.

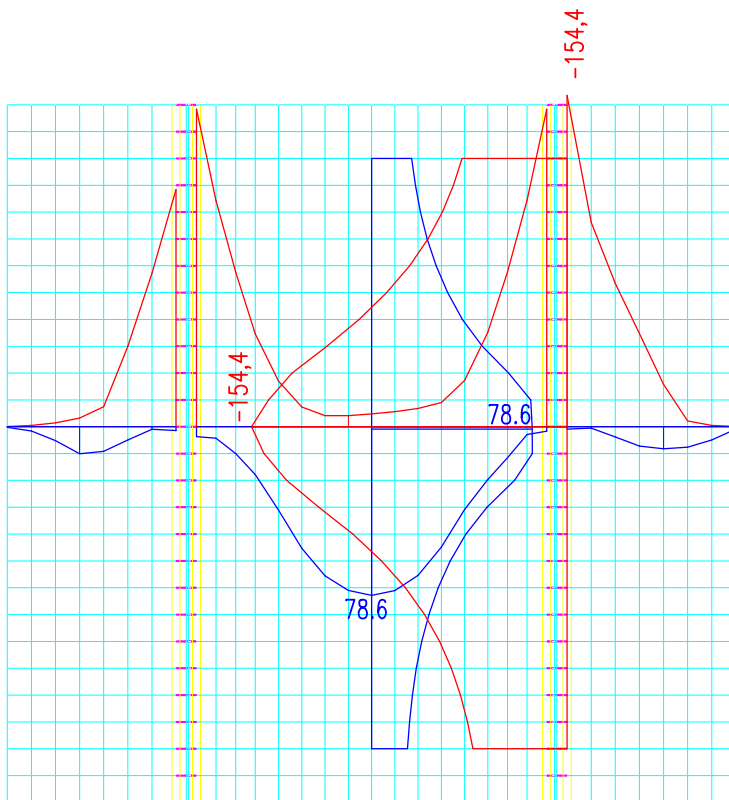


Bild 5-50: Momentengrenzlinie: TS + UDL nach DIN-FB: 2009 (Bauwerk 8)

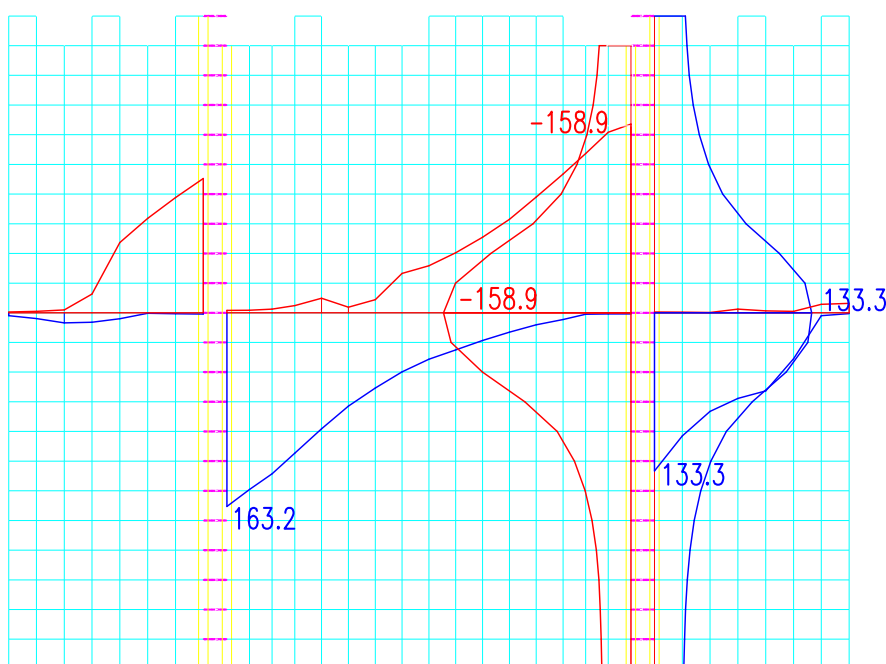


Bild 5-51: Querkraftgrenzlinie: TS + UDL nach DIN-FB: 2009 (Bauwerk 8)

Der Schnittgrößenvergleich für die Verkehrslasten alleine sowie für die maßgebenden Einwirkungskombinationen ist beispielhaft für das maximale Feldmoment in Tab. 5-35 sowie für die maximale Querkraft in Tab. 5-36 enthalten. Für die Verkehrslastschnittgrößen allein betragen die Erhöhungsfaktoren **1,26** bis **1,28**. Für die Darstellungen gelten die zu Bauwerk 5 an gegebenen Erläuterungen gleichermaßen.

Bei den Einwirkungskombinationen für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit liegen die Erhöhungsfaktoren zwischen **1,08** und **1,25**.

Die entsprechenden Werte für die Grenzzustände der Tragfähigkeit liegen zwischen **1,10** und **1,14**.

Tab. 5-35: Vergleich der Schnittgrößen in Querrichtung, Momente (Bauwerk 8)

Einwirkungskombination		$m_{Ed,F,DIN}$	$m_{Ed,F,Ec}$	η	$m_{Ed,St,DIN}$	$m_{Ed,St,Ec}$	η
		[kNm/m]	[kNm/m]	[-]	[kNm/m]	[kNm/m]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		79	100	1,26	-148	-190	1,28
GZG	Quasi-ständig	24	28	1,16	-105	-114	1,08
	Häufig ¹⁾	62	76	1,22	-178	-205	1,15
	Nicht-häufig	71	88	1,24	-198	-231	1,17
	Selten ²⁾	86	108	1,25	-229	-271	1,18
GZT	s + v ³⁾	128	146	1,14	-332	-365	1,10

¹⁾ Nachweis der Rissbreite
²⁾ Nachweis der Betonrandspannungen
³⁾ Bemessung ($\gamma_Q = 1,50$ bzw. $\gamma_Q = 1,35$)

Tab. 5-36: Vergleich der Schnittgrößen in Querrichtung, Querkraft (Bauwerk 8)

Einwirkungskombination		$V_{Ed,1,DIN}$	$V_{Ed,1,Ec}$	η	$V_{Ed,2,DIN}$	$V_{Ed,2,Ec}$	η
		[kNm/m]	[MNm]	[-]	[MNm]	[MNm]	[-]
Nur Verkehr TS + UDL		163	208	1,27	133	168	1,26
GdT	s + v	289	325	1,12	253	280	1,11

5.3.1.3 Auswirkungen auf die Bemessung für Biegung mit Längskraft

Nachfolgend werden die Auswirkungen aus der Erhöhung der Verkehrslasten auf die statisch erforderliche Bewehrung in Brückenquerrichtung (Fahrbahnplatte) aus dem Nachweis für Biegung mit Längskraft im Grenzzustand der Tragfähig-

keit dargestellt. Grundlage ist die ständige und vorübergehende Bemessungssituation.

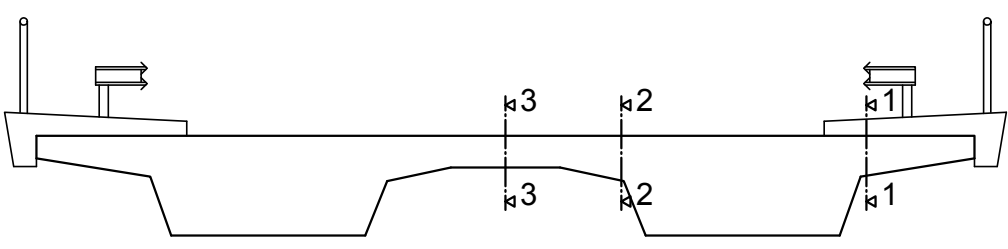
Die Erhöhungsfaktoren für die Bewehrung in Querrichtung liegen je nach Bemessungsquerschnitt zwischen $\eta = 1,06$ und $1,34$.

Bauwerk 1: BW 647, BAB A2

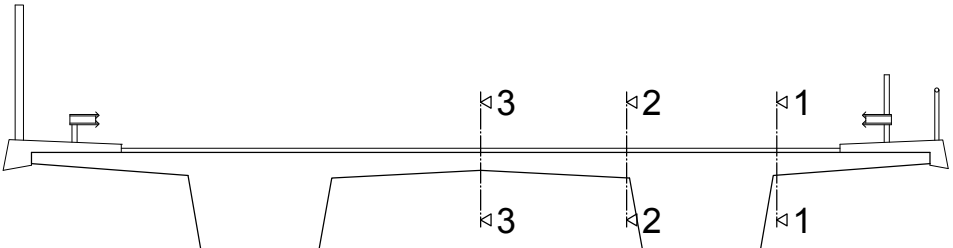
Verkehrslastmodell	$\max m_{Ed}$ [kNm/m]	erf a_s (unten) [cm ² /m]
DIN-FB: 2009	205	15,9
Anp. an EC	215	17,6
Faktor η	1,05	1,11

Bauwerk 2: BW 1, Bielefeld

Verkehrslastmodell	$\max m_{Ed}$ [kNm/m]	erf a_s (unten) [cm ² /m]	$\min m_{Ed}$ [kNm/m]	erf a_s (oben) [cm ² /m]
DIN-FB: 2009	226	8,4	-66	3,3
Anp. an EC	242	9,2	-69	3,5
Faktor η	1,07	1,10	1,05	1,06

Bauwerk 5: BW 53Ü über BAB A17


Verkehrslastmodell	max $m_{Ed,3}$ [kNm/m]	erf $a_{s,3}$ (unten) [cm ² /m]	min $m_{Ed,2}$ [kNm/m]	erf $a_{s,2}$ (oben) [cm ² /m]
DIN-FB: 2009	74,4	6,1	-79,3	4,2
Anp. an EC	86,9	7,2	-84,0	4,6
Faktor η	1,17	1,18	1,06	1,09

Bauwerk 6: BW 3 im Zuge der S289


Verkehrslastmodell	max $m_{Ed,3}$ [kNm/m]	erf $a_{s,3}$ (unten) [cm ² /m]	min $m_{Ed,2}$ [kNm/m]	erf $a_{s,2}$ (oben) [cm ² /m]	min $m_{Ed,1}$ [kNm/m]	erf $a_{s,1}$ (oben) cm ² /m
DIN-FB: 2009	124,5	10,21	-298,7	16,31	-235,8	14,46
Anp. an EC	166,0	13,67	-355,4	19,34	-268,5	16,41
Faktor η	1,33	1,34	1,19	1,19	1,14	1,13

Bauwerk 8: Weidatalbrücke

Verkehrslastmodell	max m_{Ed} [kNm/m]	erf a_s (unten) [cm ² /m]	min m_{Ed} [kNm/m]	erf a_s (unten) [cm ² /m]
DIN-FB: 2009	128	12	-332	16,4
Anp. an EC	146	13,9	-365	18,0
Faktor η	1,15	1,15	1,10	1,10

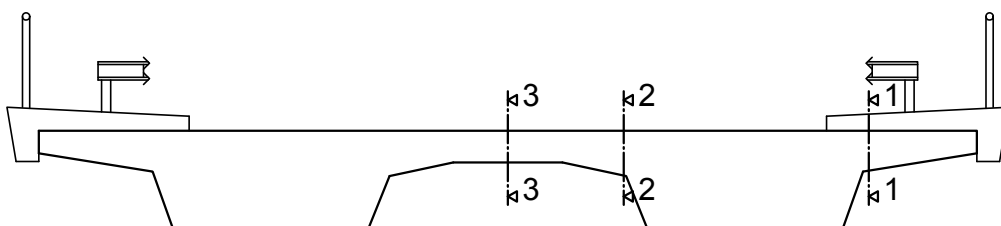
5.3.1.4 **Auswirkungen auf die Begrenzung der Rissbreite**

Die Fahrbahnplatten der hier untersuchten Bauwerke wurden alle ohne Quervorspannung ausgeführt. Daher ist unter der häufigen Einwirkungskombination der Nachweis der Begrenzung der Rissbreite in Brückenquerrichtung für die Fahrbahnplatte zu führen. Nachfolgend werden die Ergebnisse aus den Vergleichsrechnungen dargestellt. Angegeben wird der Faktor für

die notwendige Erhöhung der Bewehrung infolge der erhöhten Verkehrslasten aus dem Nachweis zur Begrenzung der Rissbreiten. Zunächst wird die Stahlspannung im Rissquerschnitt unter der Momentenbeanspruchung ermittelt. Die Nachweise erfolgen nach DIN-FB 102, 4.4.2.3.

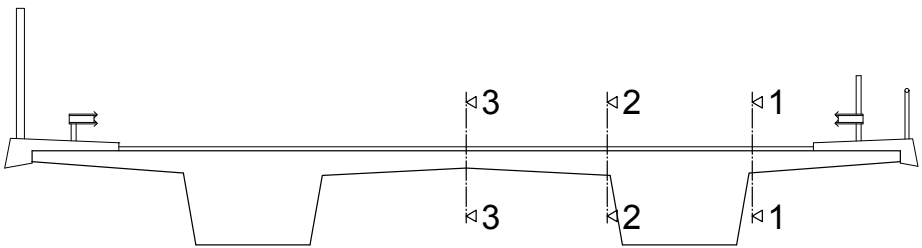
Die Erhöhungsfaktoren liegen zwischen $\eta = 1,10$ und 1,34

Bauwerk 5: BW 53Ü, BAB A17



Verkehrslastmodell	Schnitt 3-3		Schnitt 2-2	
	vorh as [cm ² /m]	erf as [cm ² /m]	vorh as [cm ² /m]	erf as [cm ² /m]
DIN-FB: 2009	6,08	6,08	4,20	5,74
Anp. an EC	7,16	7,16	4,56	6,29
Faktor η		1,18		1,10

Bauwerk 6: BW 3 im Zuge der S289



Verkehrslastmodell	Schnitt 3-3		Schnitt 2-2		Schnitt 1-1	
	vorh as [cm ² /m]	erf as [cm ² /m]	vorh as [cm ² /m]	erf as [cm ² /m]	vorh as [cm ² /m]	erf as [cm ² /m]
DIN-FB: 2009	10,21	10,21	16,31	18,06	14,46	16,83
Anp. an EC	13,67	13,67	19,34	20,77	16,41	18,63
Faktor η		1,34		1,15		1,11

Bauwerk 8: Weidatalbrücke

Verkehrslastmodell	Feldquerschnitt		Kragarmanschnitt	
	vorh a_s [cm ² /m]	erf a_s [cm ² /m]	vorh a_s [cm ² /m]	erf a_s [cm ² /m]
DIN-FB: 2009	12	12	16,4	16,4
Anp. an EC	13,9	13,9	18,0	19,4
Faktor η		1,16		1,18

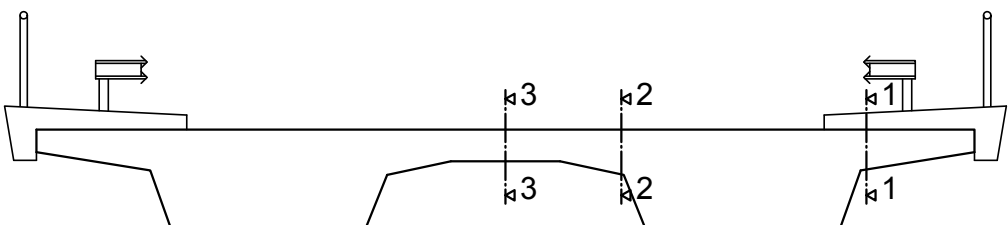
5.3.1.5 Auswirkungen auf den Nachweis gegen Ermüdung

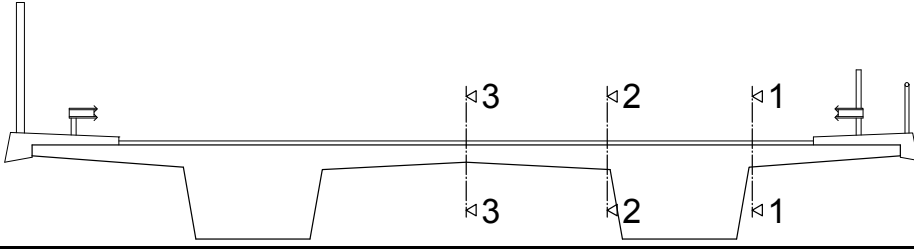
Die Nachweise gegen Ermüdung wurden für alle hier untersuchten Bauwerke von den Aufstellern auch in Brückenquerrichtung mit dem Ermüdungslastmodell 3 geführt. Daher ergeben sich aus einer Erhöhung des Lastmodells 1 keine Auswirkungen auf den Nachweis gegen Ermüdung.

5.3.1.6 Auswirkungen auf die erforderliche Dicke der Fahrbahnplatte

Da bei den hier untersuchten Bauwerken die Fahrbahnplatten in Querrichtung nicht vorgespannt sind, sind nach DIN-Fachbericht 102 die Betonzugspannungen unter der seltenen Einwirkungskombination auf die zulässigen Werte nach Tab. 4.118a zu begrenzen. Hieraus können sich teilweise infolge des Einflusses erhöhter Verkehrslasten Querschnittvergrößerungen für die Fahrbahnplatte ergeben.

Bauwerk 5: BW 53Ü, BAB A17

			
Nachweis der Betonrandspannungen:		$\sigma_c \leq 4 \text{ MN/m}^2$ (C 30/37)	
Verkehrslastmodell	max $\sigma_{c,3}$ [MN/m ²]	max $\sigma_{c,2}$ [MN/m ²]	zul σ [MN/m ²]
DIN-FB: 2008	2,21	1,34	4,0
Anpassung an EC	2,99	1,49	

Bauwerk 6: BW 3 im Zuge der S289


Nachweis der Betonrandspannungen: $\sigma_c \leq 6 \text{ MN/m}^2 \text{ (C 45/55)}$				
Verkehrslastmodell	$\max \sigma_{c,3}$ [MN/m ²]	$\max \sigma_{c,2}$ [MN/m ²]	$\max \sigma_{c,1}$ [MN/m ²]	zul σ [MN/m ²]
DIN-FB: 2008	3,81	5,01	4,91	6,0
Anpassung an EC	5,16	5,92	5,55	

Bauwerk 8: Weidatalbrücke

Nachweis der Betonrandspannungen: $\sigma_c \leq 6 \text{ MN/m}^2 \text{ (C 45/55)}$			
Verkehrslastmodell	$\max \sigma_{c,F}$ [MN/m ²]	$\max \sigma_{c,St}$ [MN/m ²]	zul σ [MN/m ²]
DIN-FB: 2008	5,68	4,03	6,0
Anpassung an EC	7,07	4,89	
⇒ Querschnittsvergrößerung um 5 cm im Feld: von 30 cm auf 35 cm			

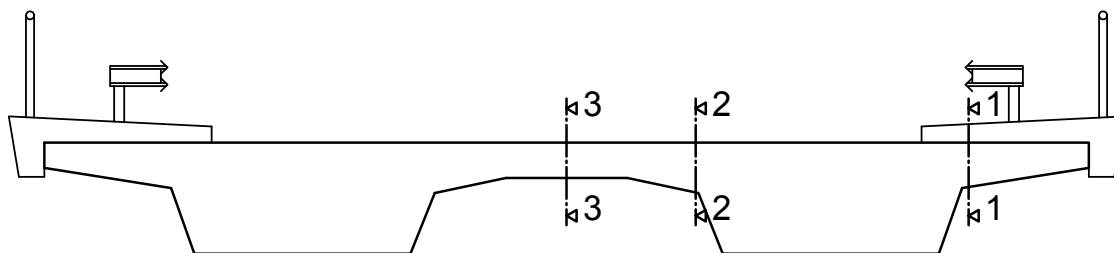
5.3.1.7 Auswirkungen auf die Querkraftmessung

Die Fahrbahnplatten von Betonbrücken werden nach Möglichkeit ohne Querkraftbewehrung ausgeführt. Aufgrund der Nachweisformate der neuen Normengeneration im Betonbau, ist die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung stark abhängig vom geometrischen Bewehrungsgrad ρ . Bei dicken Bauteilen mit entsprechend geringem Bewehrungsgrad ρ ergeben sich dann vermehrt erforderliche Querkraftbewehrungen, auch an Stellen, die nach den alten Normen keiner Querkraftbewehrung bedurften. Bei einer Erhöhung der Rad- und Achslasten ist zu erwarten, dass diese Entwicklung in der Tendenz noch zunimmt.

Es bestehen jedoch 2 Möglichkeiten für die Abminderung der Querkraftbeanspruchung v_{Ed} :

- auflagernahe Einzellasten
- Querkraftkomponente $V_{c,d}$ der geeigneten Biegedruckkraft bei gevouteten Platten

Nachfolgend werden die Auswirkungen aus den erhöhten Verkehrslasten auf die Querkraftmessung auch unter Berücksichtigung der beiden Abminderungsmöglichkeiten dargestellt.

Bauwerk 5: BW 53Ü, BAB A17

Bild 5-52: Nachweisschnitte für die Querkrafttragfähigkeit

	<ul style="list-style-type: none"> • Anteil aus dem geneigten Druckgurt • auflagernahe Einzellasten der Tandemachse $V_{Ed} = V_{Ed0} - V_{ccd} - V_{Ed,TS} \cdot (1 - \beta)$
--	--

Bild 5-53: Abminderungsmöglichkeiten für die Querkraftbeanspruchung v_{Ed}
Tab. 5-37: Nachweis der Querkrafttragfähigkeit und erforderlichen Querkraftbewehrung (Bauwerk 5)

	V_{Ed0}	$V_{Ed,TS} (1-\beta)$	V_{ccd}	V_{Ed}	$V_{Rd,ct}$	erf $a_{s,bü}$
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[cm ² /m]
Schnitt 2-2	ohne Abminderung					
DIN-FB	170,0	-	-	170,0	182,0	0
EC	188,7	-	-	188,7	182,0	6,3
Schnitt 2-2	mit Abminderung aus auflagernahe Einzellast					
DIN-FB	170,0	33,3	-	136,7	182,0	0
EC	188,7	37,5	-	151,2	182,0	0
Schnitt 2-2	mit Abminderung aus geneigtem Druckgurt					
DIN-FB	170,0	-	53,3	116,7	182,0	0
EC	188,7	-	58,6	130,1	182,0	0

Eine Querkraftbewehrung ist lediglich im Nachweisschnitt 2 unter den erhöhten Verkehrslasten erforderlich, sofern die Abminderungsmöglichkeiten nicht in Ansatz gebracht werden. Bei Be-

rücksichtigung von nur einer der beiden Abminderungsmöglichkeiten ist keine Querkraftbewehrung erforderlich.

Bauwerk 6: BW 3 im Zuge der S289

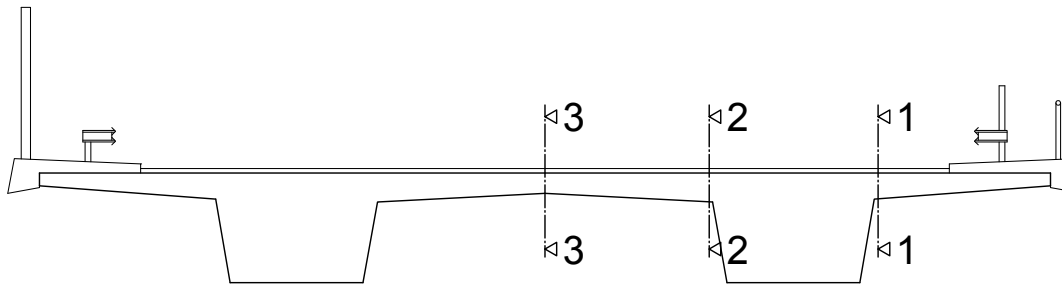


Bild 5-54: Nachweisschnitte für die Querkrafttragfähigkeit

- Anteil aus dem geneigten Druckgurt
- auflagernahe Einzellasten der Tandemachse

$$V_{Ed} = V_{Ed0} - V_{ccd} - V_{Ed,TS} \cdot (1 - \beta)$$

Bild 5-55: Abminderungsmöglichkeiten für die Querkraftbeanspruchung v_{Ed}

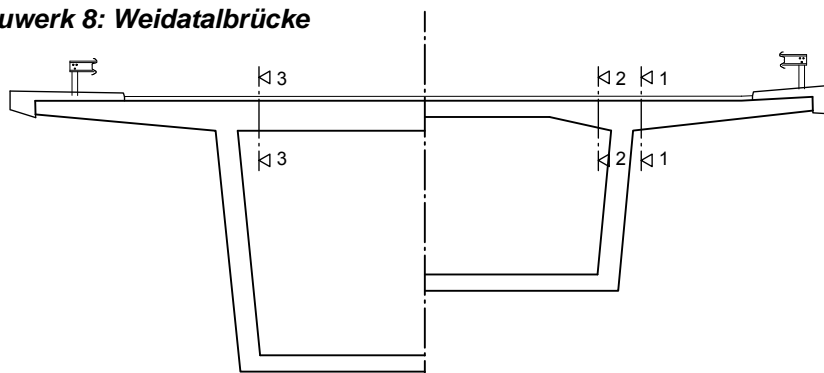
Tab. 5-38: Nachweis der Querkrafttragfähigkeit und erforderlichen Querkraftbewehrung (Bauwerk 6)

	V_{Ed0}	$V_{Ed,TS} (1-\beta)$	V_{ccd}	V_{Ed}	$V_{Rd,ct}$	erf $a_{s,bü}$
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[cm ² /m]
Schnitt 1-1						
DIN-FB	213,1	-	55,2	157,9	205,9	0
EC	251,7	-	61,1	190,6	205,9	0
Schnitt 3-3						
DIN-FB	293,8	29,3	40,6	223,9	223,8	0
EC	356,0	36,6	46,7	272,7	223,8	9,1

Im Nachweisschnitt 1 ist unter Berücksichtigung von V_{ccd} auch unter der erhöhten Verkehrsbelastung keine Querkraftbewehrung erforderlich. Eine zus. Abminderung für die auflagernahe Einzellast ist dabei nicht erforderlich.

Dagegen wird im Nachweisschnitt 2 unter den erhöhten Verkehrslasten auch bei Ansatz beider Abminderungsmöglichkeiten eine Querkraftbewehrung erforderlich. Infolge der derzeit gültigen Verkehrslasten nach DIN-FB 101: 2009 wäre unter Berücksichtigung beider Abminderungs-

möglichkeiten auch im Schnitt 2 keine Querkraftbewehrung erforderlich.

Bauwerk 8: Weidatalbrücke**Bild 5-56: Nachweisschnitte für die Querkrafttragfähigkeit**

	<ul style="list-style-type: none"> • Anteil aus dem geneigten Druckgurt • auflagernahe Einzellasten der Tandemachse $V_{Ed} = V_{Ed0} - V_{ccd} - V_{Ed,TS} \cdot (1 - \beta)$
	<ul style="list-style-type: none"> • auflagernahe Einzellasten der Tandemachse $V_{Ed} = V_{Ed0} - V_{TS} \cdot (1 - \beta)$

Bild 5-57: Abminderungsmöglichkeiten für die Querkraftbeanspruchung v_{ED} **Tab. 5-39: Nachweis der Querkrafttragfähigkeit und erforderlichen Querkraftbewehrung (Bauwerk 8)**

	V_{Ed0}	$V_{Ed,TS} (1-\beta)$	V_{ccd}	V_{Ed}	$V_{Rd,ct}$	erf $a_{s,bü}$
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[cm ² /m]
Schnitt 1-1						
DIN-FB	253	-	60	193	239	0
EC	280	-	67	213	239	0
Schnitt 3-3						
DIN-FB	288,8	60,6	-	228,2	239	0
EC	325,4	68,4	-	257	239	7,5

Im Nachweisschnitt 1 ist auch unter der erhöhten Verkehrslast bei Berücksichtigung der Abminderungsmöglichkeiten keine Querkraftbewehrung erforderlich. Dabei ist bereits die Berücksichtigung nur einer Möglichkeit der Abminderung, hier V_{ccd} , ausreichend.

Im Nachweisschnitt 3 ist unter den erhöhten Verkehrslasten bei Berücksichtigung lediglich

der Abminderung der auflagernahen Einzellast eine Querkraftbewehrung erforderlich, während letztere unter Ansatz der derzeit gültigen Verkehrslasten nach DIN-FB 101: 2009 nicht erforderlich ist.

5.3.2 Auswirkungen einer höheren Betonzugfestigkeit auf die Robustheitsbewehrung

Aufgrund der derzeit gültigen Regelungen im DIN-FB 102: 2009 sowie in DIN EN 1992-2 ist im Brückenquerrichtung hieraus kein Einfluss gegeben. Die Fahrbahnplatten aller hier untersuchten Bauwerke wurden ohne Quervorspannung ausgeführt.

5.3.3 Auswirkungen erhöhter k-Werte auf die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten.

Bei den hier untersuchten Bauwerken haben die höheren k-Werte in Brückenquerrichtung keine Auswirkungen. Da die Fahrbahnplatten in Querrichtung nicht vorgespannt sind wird der Nachweis für die Begrenzung der Rissbreiten für das abgeschlossene Rissbild geführt.

5.3.4 Auswirkungen aus dem Wegfall der nicht-häufigen Einwirkungskombination

Der Wegfall hat keine Auswirkungen auf die Brückenquerrichtung.

5.3.5 Auswirkungen aus dem unterschiedlichen Ansatz des inneren Hebelarms z bei der Querkraftbemessung

Da die Fahrbahnplatten in Querrichtung nicht vorgespannt sind, ergeben sich für die hier untersuchten Bauwerke keine Auswirkungen aus dem unterschiedlichen Ansatz für den inneren Hebelarm z bei der Querkraftbemessung. Bei den Stahlbetonplatten kann der innere Hebelarm generell mit $z = 0,9 d$ angesetzt werden.

5.3.6 Auswirkungen aus dem unterschiedlichen Ansatz für die Wanddicke t_{eff} beim Torsionsnachweis

Bei den Fahrbahnplatten bleibt der unterschiedliche Ansatz für t_{eff} ohne Auswirkungen.

5.3.7 Auswirkungen aus der Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit für den Betonstahl

Nachfolgend werden die Ergebnisse aus den Vergleichsrechnungen dargestellt, die die Untersuchung der Auswirkungen aus der Reduzierung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ von 195 N/mm² auf 175 N/mm² beim Betonstahl für die Bewehrung der Fahrbahnplatte in Brückenquerrichtung zum Gegenstand hatten. Grundlage für die Schnittgrößenermittlung war das Ermüdungslastmodell 3.

Bei den Fahrbahnplatten der Bauwerke 5 und 6 wurde der Nachweis gegen Ermüdung auch bei der reduzierten Ermüdungsfestigkeit für den Betonstahl nicht für die Bemessung maßgebend. Lediglich bei Bauwerk 8 wurde der Nachweis gegen Ermüdung maßgebend und führte infolge der Reduzierung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ zu einer Bewehrungserhöhung um 13 %.

Bauwerk 5: BW 53Ü, BAB A17

Der Nachweis gegen Ermüdung wird in Feldmitte zwischen den Stegen geführt.

	vorh A_s	$\Delta\sigma_{s,equ}$		$\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$
DIN-FB: 2009	10,21	128,8	<	169
Anpassung an EC	13,67	96,1	<	152

Bauwerk 6: BW 3 im Zuge der S289

Der Nachweis gegen Ermüdung wird in Feldmitte zwischen den Stegen geführt.

	vorh A_s	$\Delta\sigma_{s,equ}$		$\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$
DIN-FB: 2009	10,21	128,8	<	169
Anpassung an EC	13,67	96,1	<	152

Bauwerk 8: Weidatalbrücke

Der Nachweis gegen Ermüdung wird in Feldmitte zwischen den Stegen geführt.

	vorh A_s	$\Delta\sigma_{s,equ}$		$\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$	erf A_s
DIN-FB: 2009	12,0	172	≈	169	12,0
Anpassung an EC	12,0	172	>	152	13,6
⇒ Erhöhung der unteren Feldbewehrung um ca. 13%					

5.4 Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Vergleichsrechnungen

5.4.1 Längsrichtung

Nachfolgend werden nochmals die wesentlichen Ergebnisse aus den Vergleichsrechnungen in Tabellenform zusammengefasst. Es handelt sich bei den Bauwerken um 2 Stahlbetonbrücken (BW 1 und BW 2) und 7 Spannbetonbrücken (BW 3 bis BW 9).

1) Einfluss erhöhter Verkehrslasten

Tab. 5-40: Einfluss erhöhter Verkehrslasten – Auswirkungen auf die Schnittgrößen

Bauwerke	Systemangaben			Bemessungsschnittgrößen			
	Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	GZG _{quasi-ständig}		GZT _{s+v}	
				Feld	Stütze	Feld	Stütze
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	1,07	-	1,10	-
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	1,04	1,03	1,09	1,07
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	1,04	-	1,09	-
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	1,04	1,06	1,09	1,11
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	1,04	1,02	1,08	1,06
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	1,03	1,02	1,08	1,07
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	1,04	1,02	1,12	1,05
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	1,04	1,02	1,09	1,04
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	1,03	1,02	1,08	1,06

Tab. 5-41: Einfluss erhöhter Verkehrslasten – Auswirkungen auf die Querschnittsabmessungen des Betons

Bauwerke	Systemangaben			Vergrößerung der Querschnittsabmessungen des Betons
	Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	---
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	---
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	---
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	---
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	---
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	---
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	---
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	---
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	---

Tab. 5-42: Einfluss erhöhter Verkehrslasten – Auswirkungen auf die Vorspannkraft

Bauwerke	Systemangaben			Erhöhung der Vorspannkraft zum Nachweis der Dekompression
	Stütz- weite	Quer- schnitt	Trag- system	
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	-
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	-
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	1,06 ¹⁾ (1,08) ²⁾
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	1,02
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	1,03
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	1,02
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	1,03
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	1,04
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	1,03

1) Nachweis unter der häufigen Einwirkungskombination (Vorspannung wirkt auf den Fertigteilquerschnitt)
2) wie ¹⁾ Vorspannung wirkt auf den Gesamtquerschnitt (Ortbeton)

Tab. 5-43: Einfluss erhöhter Verkehrslasten – Auswirkungen auf die Längsbewehrung

Bauwerke	Systemangaben			Erhöhung der Längsbewehrung		
	Stütz- weite	Quer- schnitt	Trag- system	Tragfä- higkeit	Rissbreite	Ermüdung
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	1,10	1,16	- ³⁾
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	1,08	1,05	- ³⁾
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	1,0 ²⁾	-	- ³⁾
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	1,0 ²⁾	-	- ³⁾
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	1,07 ¹⁾	-	- ³⁾
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	1,0 ²⁾	-	- ³⁾
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	1,0 ²⁾	-	- ³⁾
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	1,05 ¹⁾	-	- ³⁾
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	x	x	x

1) $A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd}$ nur örtlich im Stütz- bzw. Feldbereich
2) Mindestbewehrung maßgebend
3) Ermüdungsnachweis wurde mit LM 3 geführt

Tab. 5-44: Einfluss erhöhter Verkehrslasten – Auswirkungen auf die Querkraftbewehrung (ungünstigste Querschnitte)

Bauwerke	Systemangaben			Erhöhung der Bügelbewehrung GZT für Querkraft + Torsion
	Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	1,09
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	1,07
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	1,06
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	1,03
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	1,20
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	1,10
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	1,07
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	1,14
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	x
x nicht untersucht				

2) vereinfachter Robustheitsnachweis mit erhöhter Zugfestigkeit

Tab. 5-45: vereinfachter Robustheitsnachweis mit erhöhter Zugfestigkeit – Auswirkungen auf die Längsbewehrung

Bauwerke	Systemangaben			Erhöhung der Längsbewehrung i. M.
	Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	---
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	---
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	1,15
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	1,40
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	1,40
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	1,40
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	1,15
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	1,20
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	x
x nicht untersucht				

3) Mindestbewehrung Rissbreite mit veränderten k-Werten

Tab. 5-46: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten mit erhöhten k-Werten – Auswirkungen auf die Längsbewehrung

Bauwerke	Systemangaben			Erhöhung der Längsbewehrung i. M.
	Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	---
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	---
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	1,03
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	1,00
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	1,00
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	1,00
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	1,15
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	1,10
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	x
x nicht untersucht				

4) Wegfall der nichthäufigen Einwirkungskombination

Tab. 5-47: Wegfall der nichthäufigen Einwirkungskombination – Auswirkungen auf die Abmessungen (Betonruckspannungen) und die Längsbewehrung (Begrenzung der Rissbreiten)

Bauwerke	Systemangaben			Vergrößerung der Querschnittsabmessungen des Betons	Erhöhung der Längsbewehrung
	Stützweite	Querschnitt	Tragsystem		
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	---	---
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	---	---
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	---	*1)
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	---	---
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	---	---
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	---	---
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	---	---
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	---	---
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	---	---
*1) Rissbreitennachweis für abgeschlossene Rissbildung					

5) Hebelarm z bei der Querkraftbemessung

Tab. 5-48: Hebelarm z bei der Querkraftbemessung – Auswirkungen auf die Bügelbewehrung

Bauwerke	Systemangaben			Reduzierung der Bügelbewehrung GZT für Querkraft + Torsion
	Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	---
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	---
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	0,79 ^{*1)}
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	0,82 ^{*1)}
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	0,64 ^{*1)}
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	0,85 ^{*1)}
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	---
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	---
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	---

^{*1)} örtliche Verringerung der Schubbewehrung

6) Effektive Wanddicke beim Nachweis für Torsion

Tab. 5-49: Effektive Wanddicke beim Nachweis für Torsion – Auswirkungen auf $T_{Rd,max}$

Bauwerke	Systemangaben			Erhöhungsfaktor für $T_{Rd,max}$
	Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	---
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	---
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	1,39
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	1,28
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	1,63
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	2,37
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	---
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	---
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	---

7) Herabgesetzte Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$

Tab. 5-50: Herabgesetzte Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ – Auswirkungen auf die Längsbewehrung (ungünstigste Querschnitte)

Bauwerke	Systemangaben			Erhöhung der Längsbewehrung
	Stützweite	Querschnitt	Tragsystem	
BW 1: BW 647	5,30 m	Platte	Einf.	---
BW 2: BW 1	21,5 m	Platte	Rahm	---
BW 3: Ahsebrücke	28 m	PB (FT)	Einf.	---
BW 4: BW 33	28 m	PB (FT)	Durchl.	---
BW 5: BW 53Ü	21 m	PB	Durchl.	---
BW 6: BW 3 S289	42,50	PB	Durchl.	---
BW 7: Hesperbachtal	43 m	HK	Durchl.	1,09
BW 8: Weidatal	169 m	HK	Durchl.	---
BW 9: Kulmbachtal	62 m	HK	Durchl.	---

5.4.2 Querrichtung

1) Einfluss erhöhter Verkehrslasten

Tab. 5-51: Einfluss erhöhter Verkehrslasten – Auswirkungen auf die Schnittgrößen

Bauwerke	Systemangaben Querrichtung			Bemessungsschnittgrößen			
	Brückenquerschnitt	Stützweite		GZG _{selten}		GZT _{s+v}	
		Feld [m]	Stütze [m]	Feld	Anschnitt	Feld	Anschnitt
BW 5: BW 53Ü	PB	2,60	1,25	1,35	1,14	1,17	1,07
BW 6: BW 3 S289	PB	5,80	3,05	1,35	1,19	1,31	1,21
BW 7: Hesperbachtal	HK	6,76	3,35	1,25	1,18	1,14	1,10
BW 8: Weidatal	HK	6,85	3,30				
BW 9: Kulmbachtal	HK	6,55	3,37				

Tab. 5-52: Einfluss erhöhter Verkehrslasten – Auswirkungen auf die Abmessungen der Fahrbahnplatten

Bauwerke	Systemangaben Querrichtung			Vergrößerung der Plattendicke			
	Brücken- quer- schnitt	Querschnittsdicke		Feld		Anschnitt	
		Feld [cm]	An- schnitt [cm]	[cm]	Faktor	[cm]	Faktor
BW 5: BW 53Ü	PB	35	50/45 ¹⁾	35	-	50/45 ¹⁾	-
BW 6: BW 3 S289	PB	35	50/45 ¹⁾	35	-	50/45 ¹⁾	-
BW 7: Hesperbachtal	HK	35	52	35	-	52	-
BW 8: Weidatal	HK	30	55	35	1,17	55	-
BW 9: Kulmbachtal	HK	30	52	35	1,17	52	-

¹⁾ Höhe Anschnitt Feld/Höhe Anschnitt Kragarm

Tab. 5-53: Einfluss erhöhter Verkehrslasten – Auswirkungen auf die Querbewehrung

Bauwerke	Brücken- quer- schnitt	Erhöhung der Querbewehrung					
		Feld			Anschnitt		
		Tragfä- higkeit	Riss- breite	Ermü- dung	Tragfä- higkeit	Riss- breite	Ermü- dung
BW 5: BW 53Ü	PB	1,18	-	-	1,09	1,10	-
BW 6: BW 3 S289	PB	1,34	-	-	1,19	1,15	-
BW 7: Hesperbachtal	HK	wie Weidatalbrücke					
BW 8: Weidatal	HK	1,15	-	1,13	1,10	1,18	-
BW 9: Kulmbachtal	HK	wie Weidatalbrücke					

Tab. 5-54: Einfluss erhöhter Verkehrslasten – Auswirkungen auf die Querkraftbewehrung

Bauwerke	Systemangaben		Querkraftbewehrung		
	Brücken querschnitt	Höhe An-schnitt	vorh $a_{s,Bü}$	DIN-FB erf $a_{s,Bü}^{2)}$	Anpassung an EC erf $a_{s,Bü}^{2)}$
BW 5: BW 53Ü	PB	50/45 ¹⁾	ja	0	0
BW 6: BW 3 S289	PB	50/45 ¹⁾	nein	0	9 cm ² /m
BW 7: Hesperbachtal	HK	52	nein	0	7-10 cm ² /m
BW 8: Weidatal	HK	55	nein	0	
BW 9: Kulmbachtal	HK	52	ja	0	

¹⁾ Höhe Anschnitt Feld/Höhe Anschnitt Kragarm
²⁾ unter Berücksichtigung aller Abminderungsmöglichkeiten

7) Herabgesetzte Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$

Tab. 5-55: Herabgesetzte Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ – Auswirkungen auf die Querbewehrung

Bauwerke	Systemangaben Brückenquerschnitt	Erhöhung der Querbewehrung	
		Feldbereich	Stützbereich
BW 5: BW 53Ü	PB	1,10	---
BW 6: BW 3 S289	PB	---	---
BW 7: Hesperbachtal	HK	x	---
BW 8: Weidatal	HK	1,10	---
BW 9: Kulmbachtal	HK	x	---

6 Schlussfolgerungen und Empfehlungen

6.1 Einfluss erhöhter Verkehrslasten

Die Auswirkungen aus der Erhöhung der Verkehrslasten wurden durch umfangreiche Vergleichsrechnungen auf Schnittgrößen- und Bemessungsebene anhand von 2 Stahlbetonbrücken und 7 Spannbetonbrücken auf der Grundlage der zugehörigen Ausführungsplanung untersucht. Die Vergleichsrechnungen an den 9 Bauwerken, die nach den DIN-Fachberichten 101 und 102 (Ausgabe 2003) bemessen, konstruiert und ausgeführt worden waren, ermöglichen so eine Beurteilung der vorgesehenen Anpassung des Verkehrslastmodells.

In Brückenlängsrichtung wurden die Auswirkungen in Hinblick auf die erforderlichen Vorspannkräfte, die Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung und die Querschnittsabmessungen des Betons untersucht.

Die Auswirkungen auf die Größe der erforderlichen Vorspannkraft sind bei den untersuchten Durchlaufträgern mit Erhöhungsfaktoren von $f = 1,02$ bis $1,04$ gering. Bei dem untersuchten Einfeldsystem in Spannbetonbauweise betrug der Erhöhungsfaktor $1,06$.

Die Erhöhung der Längsbewehrung liegt bei den Spannbetonbrücken unter 10% . Bei den beiden untersuchten Stahlbetonplattenbrücken ergab sich eine Erhöhung der Längsbewehrung um ca. 5 bis 15% . Bei der Bügelbewehrung infolge Querkraft und Torsion ergaben sich Erhöhungen um 3 bis 14% in den jeweils ungünstigsten Querschnitten.

In keinem Fall mussten in Brückenlängsrichtung die Abmessungen des tragenden Betonquerschnitts erhöht werden.

Insgesamt gesehen sind die Auswirkungen aus den erhöhten Verkehrslasten auf die Bemessungsergebnisse in Brückenlängsrichtung gering bis moderat.

In Brückenquerrichtung sind die Auswirkungen aus der Verkehrslasterhöhung größer als in Brückenlängsrichtung. Dies hängt damit zusammen, dass der Anteil der Verkehrslastschnittgrößen an den Gesamtschnittgrößen in Brückenquerrichtung größer als in Brückenlängsrichtung ist.

Bei 2 Bauwerken mit Hohlkastenquerschnitt würde die Dicke der Fahrbahnplatte in Feldmitte

zwischen den Stegen von 30 cm auf 35 cm verstärkt werden müssen, um die zulässigen Randzugspannungen infolge der Plattenmomente nach der derzeitigen Regelung im DIN-Fachbericht 102 einhalten zu können. Dieser Nachweis wird in DIN EN 1992-2 nicht gefordert. Der Nachweis dient dazu, zweckmäßige Dicken für die Fahrbahnplatten so festzulegen, dass die Durchbiegungen bei fehlender Quervorspannung nicht zu groß werden. Es ist jedoch denkbar, diese Konstruktionsregel durch andere Nachweise sicherzustellen. Alternativ dazu könnte dieser Nachweis mit der häufigen Kombination in Verbindung mit entsprechend angepassten zulässigen Randzugspannungen geführt werden. Bisher werden die Randzugspannungen unter der seltenen Einwirkungskombination nachgewiesen.

Je nach Querschnittsform kann sich die Querbewehrung in den ungünstigsten Querschnitten um ca. 10 bis 35% gegenüber der Bemessung mit den bisherigen Verkehrslasten erhöhen. Im Mittel betrug die Erhöhung bei den hier untersuchten Bauwerken etwa 10 bis 20% . Dabei ist zu beachten, dass die Fahrbahnplatten in Querrichtung nicht vorgespannt waren. Bei vorgespannten Fahrbahnplatten würden sich die erforderlichen Vorspannkräfte in Querrichtung erhöhen.

Infolge der höheren Verkehrslasten wird sich in der Tendenz die Notwendigkeit einer Querkraftbewehrung in den Fahrbahnplatten erhöhen. Allerdings spielen für diese Aussage auch andere Einflüsse eine wesentliche Rolle, wie z. B. die Nicht-Ausnutzung der Möglichkeiten zur Abminderung der Querkraftbeanspruchung v_{Ed} bei auflagennahen Einzellasten sowie der Ansatz von $v_{c,d}$ bei gevouteten Platten. Hiervon wird in der Bemessungspraxis nicht in jedem Fall Gebrauch gemacht. Darüber hinaus kann der derzeitige Ansatz für $v_{Rd,ct}$ bei Einzellasten auf Platten, wie das Lastmodell es vorsieht, als sehr konservativ angesehen werden.

6.2 Einfluss einer erhöhten Betonzugfestigkeit auf die Robustheitsbewehrung

Bei den hier untersuchten Bauwerken war die Robustheitsbewehrung von den Aufstellern ausschließlich mit dem vereinfachten Verfahren ermittelt worden. Beim vereinfachten Nachweisverfahren wirkt sich eine Erhöhung der Betonzugfestigkeit von $f_{ctk;0,05}$ auf f_{ctm} relativ stark auf

die erforderliche Querschnittsfläche der Robustheitsbewehrung aus. Daraus resultierte im Mittel über die Bauwerkslänge eine Erhöhung der Längsbewehrung um 15 bis 40 %. Bei Anwendung des genaueren Verfahrens wären die Auswirkungen deutlich geringer.

Für den Ansatz von $f_{\text{ctk};0,05}$ sprechen die folgenden Gründe:

- die Betonzugfestigkeit wird durch verschiedene physikalische Einflüsse abgemindert (Eigenspannungen, Dauerstandfestigkeit, Kerbwirkung durch die Querbewehrung)
- der Riss stellt sich nicht an der Stelle mit der höchsten Betonzugfestigkeit ($f_{\text{ctk};0,95}$) ein
- bei der Aufnahme des Rissmomentes wird die Stahlstreckgrenze nur mit ihrem 5 %-Quantilwert angesetzt

Auch im Nationalen Anhang von DIN EN 1992-2 wird der vereinfachte Nachweis mit dem 5 %-Quantilwert der Betonzugfestigkeit ($f_{\text{ctk};0,05}$) geführt.

6.3 Einfluss aus den erhöhten k-Werten bei der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten

Die Erhöhung der k-Werte gemäß DIN EN 1992-1-1 gegenüber DIN-Fachbericht 102 führt bei den hier untersuchten Bauwerken im Mittel über die gesamte Bauwerkslänge zu einer Erhöhung der Längsbewehrung um bis zu 15 %.

Gegen eine Erhöhung der k-Werte entsprechend den Empfehlungen des Eurocodes sprechen jedoch die sehr positiven Erfahrungen über viele Jahre mit dem DIN-Fachbericht 102 sowie mit den entsprechenden vorherigen Regelungen seit dem ARS 10/1990 bzw. den Ergänzungen zu DIN 4227: 1988.

Daher wird der Einspruch durch den DAfStb zu DIN EN 1992-1-1 unterstützt, die k-Werte der DIN 1045-1 bzw. des DIN-Fachbericht 102 beizubehalten. Die k-Werte sind nicht als NDPs vorgesehen.

Vorschlag für die Definition des Faktors k:

Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen. Werte für k

sind nachfolgend für unterschiedliche Fälle angegeben:

- a) Zugspannungen infolge im Bauteil selbst hervorgerufenen Zwangs (z. B. Eigenspannungen infolge Abfließen der Hydratationswärme)

$$k = 0,8 \quad \text{für } h \leq 300\text{mm}$$

$$k = 0,5 \quad \text{für } h > 800\text{mm}$$

Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden. Dabei ist für h der kleinere Wert von Höhe oder Breite des Querschnittes oder Teilquerschnittes zu setzen.

- b) Zugspannungen infolge außerhalb des Bauteils hervorgerufenen Zwangs. (z. B. Stützensenkung), wenn der Querschnitt frei von nichtlinear verteilten Eigenspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen ist.

$$k = 1,0$$

Die Variante b) sollte für Brücken gestrichen werden, weil es sich dabei um Außenbauteile handelt, die mehr oder weniger immer Eigenspannungen aufweisen.

6.4 Einfluss aus dem Wegfall der nicht-häufigen Einwirkungskombination (Beiwert ψ_1')

Unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination werden im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Betondruckspannungen nachgewiesen und auf $0,6 f_{\text{ck}}$ begrenzt. Bei Wegfall der nicht-häufigen Kombination ist dieser Nachweis unter der seltenen Kombination zu führen. Der Nachweis der Betondruckspannungen unter der seltenen Kombination stellte sich bei den hier untersuchten Bauwerken als unkritisch heraus.

Bei Einfeldsystemen ist derzeit nach DIN-Fachbericht 102 aufgrund der fehlenden Zwangsmomente der Nachweis der Dekompression unter der häufigen und der Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten unter der nicht-häufigen Kombination zu führen. Wie die Vergleichsrechnungen gezeigt haben, müsste bei Wegfall der nicht-häufigen Einwirkungskombination der Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten unter Anwendung der seltenen Kombination für das abgeschlossen Rissbild geführt werden.

Alternativ dazu kann empfohlen werden, den Nachweis der

- Dekompression unter $g_k + q_k/2 + Q_k/2$
- Rissbreiten unter der häufigen Kombination

zu führen.

Es wird empfohlen, künftig im Sinne einer Vereinheitlichung auf europäischer Ebene auf den nicht-häufigen Wert ψ_1' zu verzichten und den Alternativvorschlag anzuwenden

6.5 Einfluss aus dem unterschiedlichen Ansatz für den inneren Hebelarm z bei der Querkraftbemessung

Wird bei der Querkraftbemessung anstatt $z = 0,9 d$ der resultierende Hebelarm z aus der Fließkraft der Spannglieder und der Fließkraft der Betonstahlbewehrung angesetzt, ergeben sich bei der Querschnittsfläche der Bügel Unterschiede bis zu 36 %.

Das übliche Fachwerkmodell für die Querkraftbemessung weist einen parallelen Zuggurt und Druckgurt auf. Daher kann bei Stahlbetonbauteilen der innere Hebelarm in guter Näherung mit $z \approx 0,9 d$ angesetzt werden. Dagegen weist ein Spannbetonbalken mit Vorspannung im nachträglichen Verbund zwei Zuggurte auf. Werden die Spannglieder girlandenförmig entsprechend der Momentenbeanspruchung geführt, können sich die inneren Hebelarme für den Betonstahl und die Spannglieder deutlich unterscheiden. Es stellt sich dann die Frage nach dem richtigen Ansatz für z bei der Querkraftbemessung.

Nachfolgend wird ein denkbarer Lösungsansatz des erstgenannten Verfassers skizziert, Hinweise auf das tatsächliche Tragverhalten geben Rissbilder an Spannbetonversuchsbalken mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund.

Wie aus Bild 6-1 eines entsprechenden Versuchsträgers zu erkennen ist, stützen sich die schrägen Druckstreben im Steg mit ihren Horizontalkomponenten sowohl auf das Spannglied als auch auf das untere Zugband aus Betonstahl ab. Die Druckstreben weisen dann zwei unterschiedliche Neigungen auf.

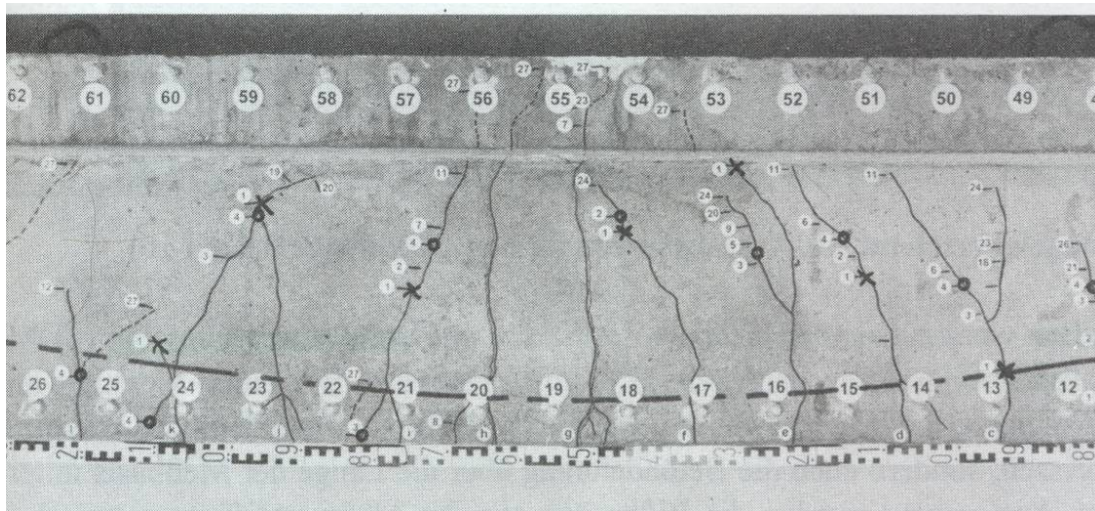


Bild 6-1: Rissbild eines Versuchsbalkens (aus [9])

Die grundsätzlichen Verhältnisse an der Innenstütze eines Durchlaufträgers sind in Bild 6-2 und am Endauflager in Bild 6-3 dargestellt.

Geht man davon aus, dass die Kraft im Spannglied am Trägerende bzw. im Momentennullpunkt der Vorspannkraft $P_{m,t}$ entspricht, dann muss bei Ausnutzung des Spannstahls bis zur Streckgrenze an der Stelle der maximalen Feldmomente bzw. minimalen Stützmomente die Kraft im Spannglied um den Betrag

$$\Delta F_p = (f_{yp} - \sigma_{pm,t}) \cdot A_p$$

ansteigen. Dieser Anstieg erfolgt durch die Abstützung der geneigten Druckstreben mit ihrer

horizontalen Kraftkomponente. Eine weitere Krafteinleitung ist in die Bewehrung aus Betonstahl erforderlich, um auch in dieser die Fließkraft zu erreichen.

Der innere Hebelarm z könnte daher etwa wie folgt angesetzt werden:

$$z = \frac{F_s \cdot z_s + \Delta F_p \cdot z_p}{F_s + \Delta F_p}$$

Zur vollständigen Klärung der Zusammenhänge ist noch weitere Forschung erforderlich.

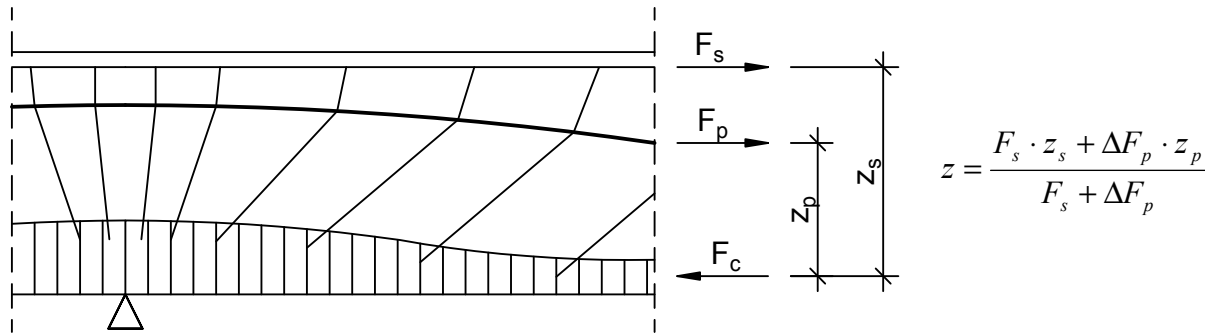
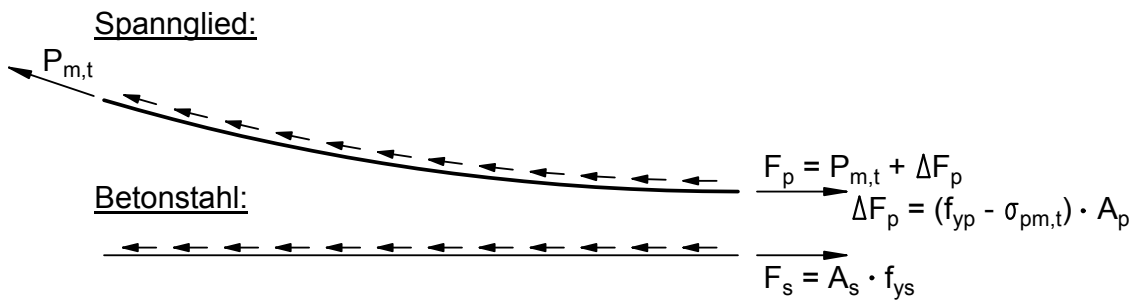
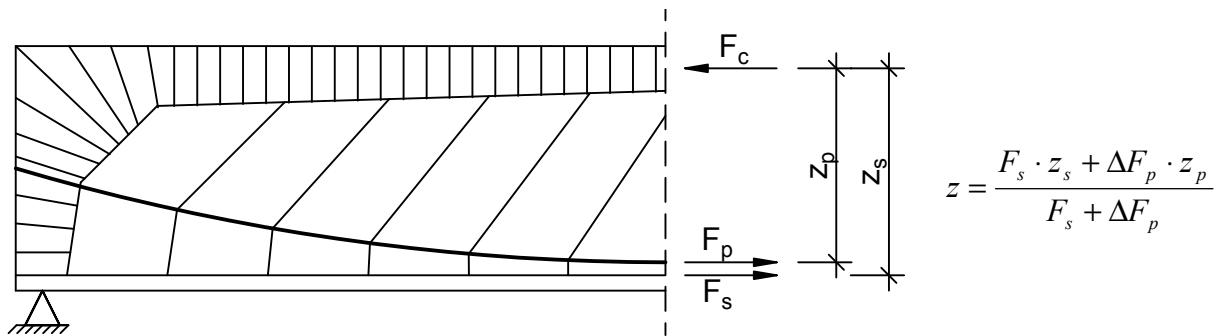


Bild 6-2: Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens mit zwei Zuggurten an der Innenstütze



6-3: Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens mit zwei Zuggurten am Endauflager

Bild

6.6 Einfluss aus dem unterschiedlichen Ansatz für t_{eff} bei der Torsionsbemessung

Die Ermittlung des Tragwiderstandes für Torsion erfolgt auf der Grundlage eines räumlichen Fachwerkmodells. Der Bemessungswert des durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten maximal aufnehmbaren Torsionsmomentes ist dabei direkt proportional zur effektiven Wanddicke t_{eff} in Verbindung mit der maximal gleichzeitig aufnehmbaren Betondruckfestigkeit.

Aufgrund der Festlegungen im nationalen Anhang für DIN EN 1992-1-1 ergeben sich bei gleichem t_{eff} für den Bemessungswert des maximal aufnehmbaren Torsionsmomentes $T_{\text{Rd,max}}$ identische Werte. Unterschiede sind ausschließlich auf die verschiedenen Ansätze für t_{eff} zurückzuführen.

Für die effektive Wanddicke des Ersatzhohlkastens gelten die in Bild 6-5 und Bild 6-6 dargestellten unterschiedlichen Regelungen, wobei für t_{eff} bzw. $t_{\text{ef,i}}$ kein NDP vorgesehen ist.

Nach DIN-Fachbericht 102, 4.3.3 ist $T_{\text{Rd,max}}$ wie folgt zu ermitteln:

$$T_{\text{Rd,max}} = \frac{\alpha_{c,\text{red}} \cdot f_{\text{cd}} \cdot 2 A_k \cdot t_{\text{eff}}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

$$\alpha_{c,\text{red}} = 0,7 \alpha_c = 0,7 \cdot 0,75 = 0,525$$

allgemein

$$\alpha_{c,\text{red}} = \alpha_c = 0,75$$

bei Kastenquerschnitten mit Bewehrung an den Innen- und Außenseiten der Wände

Nach DIN EN 1992-1-1, Abschn. 6.3.2 (4) gilt:

$$T_{\text{Rd,max}} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{\text{cw}} \cdot f_{\text{cd}} \cdot A_k \cdot t_{\text{ef,i}} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$$= \frac{v \cdot \alpha_{\text{cw}} \cdot f_{\text{cd}} \cdot 2 A_k \cdot t_{\text{ef,i}}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

$$v = 0,525$$

allgemein für Torsion (NA)

$$\alpha_{\text{cw}} = 1,0$$

(NA)

Bild 6-4: Ermittlung von $T_{\text{Rd,max}}$ nach DIN-Fachbericht 102 im Vergleich zu DIN EN 1992-1-1

t_{eff} die effektive Dicke einer Wand; t_{eff} ist gleich dem doppelten Abstand von der Mittellinie zur Außenfläche, aber nicht größer als die vorhandene Wanddicke.

Die Mittellinien der Wände sind durch die Achsen der Längsstäbe in den Ecken definiert

Legende

1	Bügel	3	Mittellinie der Wand i
2	Längsstäbe	4	Schubfluss $V_{Ed,i}/z_i$

a) Benennungen bei der Torsion
b) Definition des Ersatzhohlkastens und Fachwerkmodell einer Ersatzwand

Bild 6-5: Regelung für t_{eff} nach DIN-FB 102, 4.3.3.1 (6)P

$t_{ef,i}$ is the effective wall thickness. It may be taken as A/U , but should not be taken as less than twice the distance between edge and center of the longitudinal reinforcement. For hollow the real thickness is an upper limit.

$$t_{ef,i} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{u} \\ 2 \cdot (c_{nom,bü} + d_{sw} + d_{sl} / 2) \end{array} \right\}$$

A — Mittellinie
B — Außenkante des effektiven Querschnitts, Außenumfang u ,
C — Betondeckung

Bild 6-6: Regelung für $t_{ef,i}$ nach DIN EN 1992-1-1, Abschn. 6.3.2 (1)

Vergleich zwischen DIN-FB 102 und DIN EN 1992

Die Ermittlung der effektiven Wanddicke t_{eff} nach DIN-Fachbericht 102 erfolgt entsprechend Bild 6-7.

In Bild 6-7 ist darüber hinaus die übliche Bandbreite für t_{eff} nach DIN-Fachbericht 102 darge-

stellt. Danach nimmt t_{eff} i. A. Werte zwischen 12 und 16 cm an.

Dagegen sind nach DIN EN 1992 die Werte für die effektive Wanddicke sehr stark von den Querschnittsverhältnissen abhängig (Bild 6-8).

DIN-FB 102	$t_{\text{eff}} = 2 \cdot (c_{\text{nom,bü}} + d_{\text{sw}} + \frac{d_{\text{sl}}}{2})$
	$\Rightarrow c_{\text{nom,bü}} = 4,5 \text{ cm}$
	$\left. \begin{array}{l} d_{\text{sw}} = 10 \text{ mm} \\ d_{\text{sl}} = 10 \text{ mm} \end{array} \right\} t_{\text{eff}} = 2 \cdot (4,5 + 1,0 + \frac{1,0}{2}) = 12 \text{ cm}$
	$\left. \begin{array}{l} d_{\text{sw}} = 20 \text{ mm} \\ d_{\text{sl}} = 28 \text{ mm} \end{array} \right\} t_{\text{eff}} = 2 \cdot (4,5 + 2,0 + \frac{2,8}{2}) = 16 \text{ cm}$

Bild 6-7: Werte für t_{eff} nach DIN-Fachbericht 102

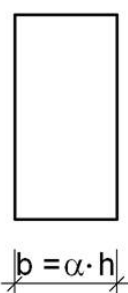
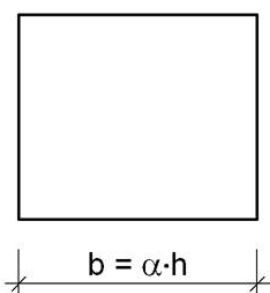
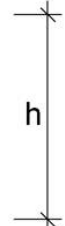
DIN EN 1992-1-1	$t_{\text{ef},i} = \frac{A}{u}$			
	mit			
	$A = b \cdot h$			
	$u = 2 \cdot (b + h)$			
	$t_{\text{ef},i} = \frac{b \cdot h}{2 \cdot (b + h)}$	$b = \alpha \cdot h$	$\alpha < 1$	
	mit	$b = \alpha \cdot h$	$\alpha > 1$	
	$\alpha = \frac{b}{h}$			
	$b = \alpha \cdot h$			
	$t_{\text{ef},i} = \frac{\alpha \cdot h^2}{2 \cdot (\alpha \cdot h + h)} = \frac{\alpha \cdot h^2}{2h \cdot (\alpha + 1)} = \frac{\alpha}{2 \cdot (\alpha + 1)}$			

Bild 6-8: Werte für t_{eff} nach DIN EN 1992-1-1

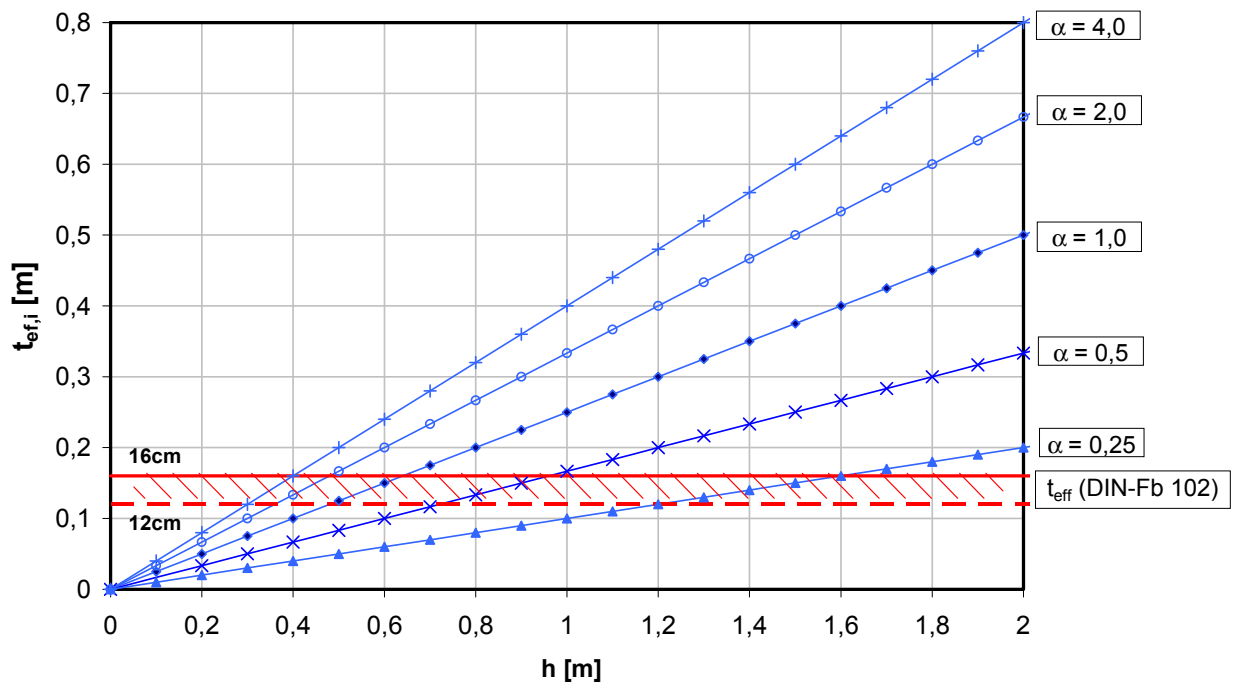
Nachfolgend werden die Auswirkungen aus den unterschiedlichen Ansätzen für t_{eff} am Beispiel aufgezeigt.

Eine vergleichende Auswertung für die beiden unterschiedlichen Regelungen für t_{eff} bzw. $t_{\text{ef},i}$ enthält Bild 6-9. Gegenüber DIN-Fachbericht 102 ergeben sich nach DIN EN 1992-1-1 insbesondere bei massigen Vollquerschnitten (Stege Plattenbalkenbrücken)

deutlich größere Werte für die effektive Wanddicke.

Damit kann das maximal aufnehmbare Torsionsmoment $T_{\text{Rd,max}}$ nach DIN EN 1992-1-1 gegenüber DIN-Fachbericht 102 deutlich größer werden, wie auch die Vergleichsrechnungen gezeigt haben. Hierdurch kann ein Sicherheitsrisiko entstehen.

Bild 6-9: Effektive Wanddicke nach DIN-Fachbericht 102 im Vergleich mit DIN EN 1992-1-1

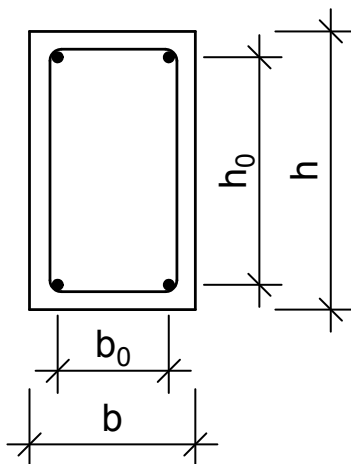


Vorschläge für t_{eff} weiterer Autoren zum Vergleich

In [10] ersetzen Thürlimann/Lüchinger den Vollquerschnitt im gerissenen Zustand durch einen Hohlquerschnitt, dessen Wanddicke t dem kleineren der beiden Werte

$$t = b/6 \quad \text{und} \quad t = b_0/5$$

entspricht. Dabei bezeichnet b die Breite der Querschnittsfläche bzw. die Breite der von den Längsstäben umschriebenen Fläche.



Vom gleichen Ansatz geht Leonhardt in seinen Vorlesungen über Massivbau aus [11].

Kordina/Teutsch schlagen in [12] für die effektive Wanddicke und die zugehörige Druckstrebenfestigkeit den folgenden Ansatz vor:

$$ef t = \frac{2}{3} \cdot \frac{A}{u}$$

Zugehörige Druckstrebenfestigkeit

$$\sigma_{D,u} = \sigma_{D,T} + \sigma_{D,V} \leq \beta_D = \chi \cdot \beta_p$$

$$\chi = 0,4 + 0,027 \cdot \eta \leq 0,67$$

$$\eta = \frac{2 \cdot V_u \cdot A}{z \cdot T_u}$$

$$\beta_p \text{ Prismenfestigkeit}$$

In jüngeren Untersuchungen zeigen Stangenberg/Mark/Zedler ([13] und [14]), dass die Druckstrebentragfähigkeit unter Torsionsbeanspruchung nach DIN EN 1992 insbesondere im Falle einer großen Betondeckung deutlich überschätzt wird (Bild 6-10). Im Rahmen dieser Untersuchungen werden selbst für den Ansatz nach DIN 1045-1 bzw. DIN-Fachbericht 102 gewisse Überschätzungen für $T_{Rd,max}$ festgestellt.

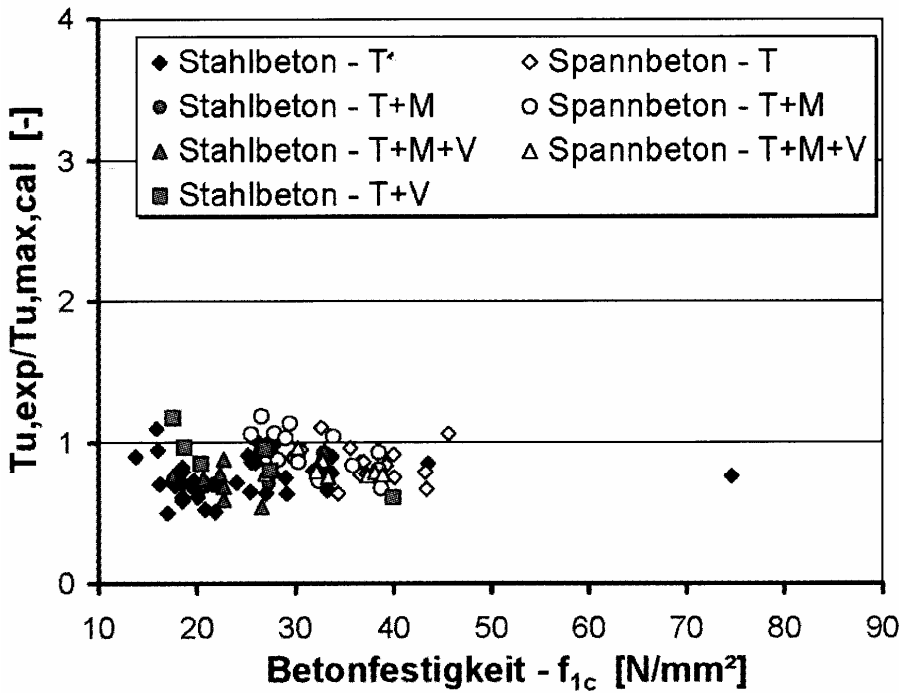


Bild 6-10: Gegenüberstellung der Druckstreben­tragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 mit Versuchen mit Druckstrebenversagen (aus [13])

Stangenberg/Mark/Zedler schlagen folgenden Ansatz für die effektive Wanddicke vor in Verbindung mit einem Abminderungsfaktor für die Druckstreben­tragfähigkeit.

Stahlbetonbalken:

$$t = \frac{2}{3} \cdot \frac{A_c}{u_c} \leq \begin{cases} t^* = 2 \cdot (c_{nom,bü} + d_{sw} + d_{sl} / 2) \\ \min \left\{ \frac{b}{4}; \frac{h}{4} \right\} \end{cases}$$

Spannbetonbalken:

$$t_{ef,i} = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{A_c}{u_c} \right) \\ \min \left\{ \frac{b}{h}; \frac{h}{4} \right\} \end{array} \right\} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{1c}} \right)$$

$$\leq t^* = 2 \cdot (c_{nom,bü} + d_{sw} + d_{sl} / 2)$$

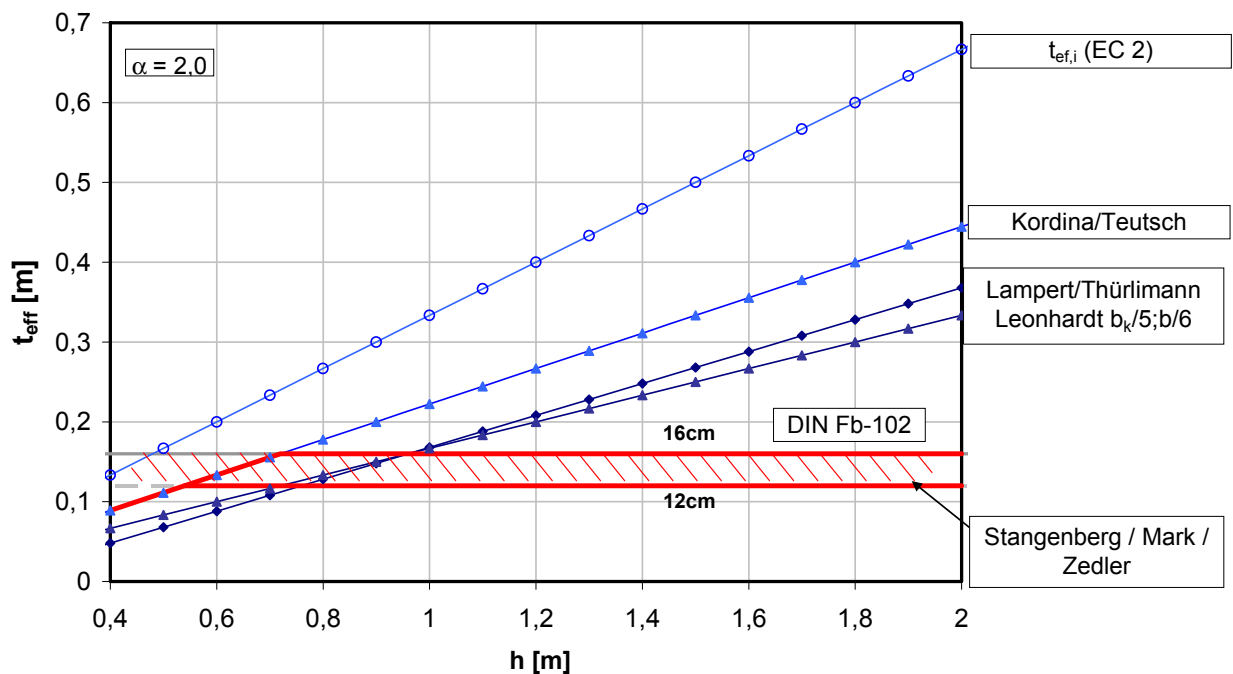
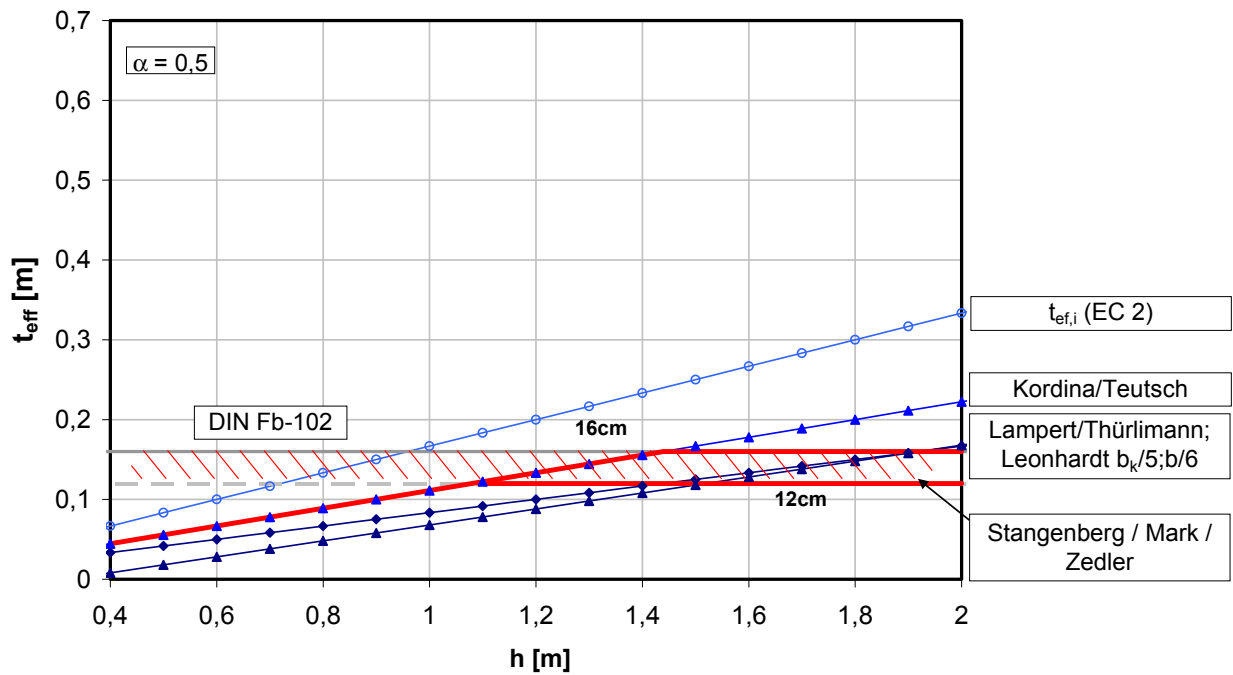
Druckstreben­tragfähigkeit:

$$\alpha_{c,MC90} = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

Die verschiedenen Ansätze für die effektive Wanddicke sind in Bild 6-11 für das Seitenverhältnis $\alpha = 0,5$ und in Bild 6-12 für $\alpha = 2,0$ vergleichend dargestellt. Daraus ist zu erkennen, dass sich nach DIN EN 1992-1-1 für die im Brückenbau üblichen eher großen Querschnittsabmessungen deutlich größere Werte für die effektive Wanddicke ergeben als nach dem DIN-Fachbericht 102.

Auch im Hinblick auf die Untersuchungen in [13] und [14] wird zur Vermeidung etwaiger Sicherheitsrisiken empfohlen, die deutlich größeren Werte für t_{eff} nach DIN EN 1992-1-1 nicht anzuwenden.

	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55
α_c	0,528	0,516	0,504	0,492

Bild 6-11: Vergleich der unterschiedlichen Ansätze für t_{eff} für das Seitenverhältnis $\alpha = b/h = 0,5$ Bild 6-12: Vergleich der unterschiedlichen Ansätze für t_{eff} für das Seitenverhältnis $\alpha = b/h = 2,0$

6.7 Einfluss der reduzierten Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ des Betonstahls

Sofern der Nachweis gegen Ermüdung für die Bemessung der Bewehrung aus Betonstahl maßgebend ist, ergibt sich in den entsprechenden Querschnitten aus der Reduzierung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ von 195 auf 175 N/mm² eine Erhöhung der Längsbewehrung um ca. 10 %.

Wie die Vergleichsrechnungen gezeigt haben, waren bei weitem nicht alle Bauwerke davon betroffen. Bei den betroffenen Bauwerken wurde der Nachweis gegen Ermüdung nicht in allen Querschnitten maßgebend. Die gesamte Bewehrungserhöhung aus diesem Einfluss ist deutlich geringer als 10 %.

Die Abminderung von $\Delta\sigma_{Rsk}$ ist auf der Grundlage der Ergebnisse aus den Konformitätsnachweisen statistisch abgesichert. Der Wert $\Delta\sigma_{Rsk} = 175$ N/mm² wurde auch bei den an der TU Dortmund im Auftrag der BAST durchgeführten Ermüdungsversuchen als Dauerschwingfestigkeit ermittelt. Bei diesem FE-Vorhaben wurde allerdings nur Betonstahl $d_s = 20$ mm eines Herstellers untersucht, so dass damit alleine noch nicht die Richtigkeit der Normanpassung als nachgewiesen angesehen werden kann [15].

7 Zusammenfassung

Die unterschiedlichen Regelungen zwischen der künftigen europäischen Norm für Betonbrücken DIN EN 1992-2 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1 und den jeweils zugehörigen Nationalen Anhängen sowie dem derzeit gültigen DIN-Fachbericht 102 wurden identifiziert. Die sich daraus ergebenden Auswirkungen für die Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken wurden mit Hilfe von Vergleichsrechnungen an 2 Stahlbeton- und 7 Spannbetonbrücken, die einem repräsentativen Querschnitt für den Betonbrückenbau darstellen, untersucht.

Des Weiteren wurden die Auswirkungen aus einer deutlichen Anhebung des Lastmodells 1 für die Verkehrslasten im Rahmen von Vergleichsrechnungen an den ausgewählten repräsentativen Bauwerken untersucht, ebenso wie die Auswirkungen der Abminderung der Ermüdungsfestigkeit für den Betonstahl von $\Delta\sigma_{Rsk} = 195$ auf 175 N/mm².

Angepasstes Verkehrslastmodell

Die Vergleichsrechnungen für die erhöhten Verkehrslasten zeigen, dass die reinen Verkehrslastschnittgrößen zwar deutlich ansteigen, die Gesamtschnittgrößen infolge der Einwirkungskombinationen dagegen jedoch nur gering bis mäßig ansteigen (bis zu 10 %). Dies ist eine Folge der relativ hohen Schnittgrößenanteile aus der Eigenlast und den Ausbaulasten bei den Betonbrücken mit ihren üblicherweise relativ großen Querschnittsabmessungen. Daher sind die Auswirkungen der erhöhten Verkehrslasten auf die Bemessungsergebnisse bei den Betonbrücken ebenfalls eher gering bis moderat, wobei die Auswirkungen in Querrichtung größer sind als in Längsrichtung.

In *Brückenlängsrichtung* ergab sich bei den hier untersuchten Bauwerken keine Notwendigkeit einer Vergrößerung der Abmessungen der tragenden Betonquerschnitte. Bei den Durchlaufträgern betrug die erforderliche Erhöhung der Vorspannkraft aus dem Nachweis der Dekompression unter 5 %, bei dem Einfeldsystem betrug sie 6 %. Die Erhöhung der Bewehrung aus Betonstahl betrug bei den Spannbetonbrücken unter 10 %, bei den Stahlbetonbrücken etwa 10 bis 15 %. Die Bügelbewehrung erhöhte sich in den ungünstigsten Schnitten um etwa 5 bis 15 %.

In *Brückenquerrichtung* mussten die Fahrbahnplatten von 2 Bauwerken in Bereichen um 5 cm dicker gewählt werden, um die zulässigen Randzugspannungen nach derzeitiger Regelung im DIN-Fachbericht 102 einzuhalten. Dieser Nachweis ist in DIN EN 1992-2 nicht enthalten und kann daher im Nationalen Anhang entsprechend angepasst werden. Die Fahrbahnplatten aller untersuchten Bauwerke waren ohne Quervorspannung ausgeführt worden. Die Gesamtschnittgrößen infolge der Einwirkungskombinationen erhöhten sich in den ungünstigsten Querschnitten um 10 bis 35 %, was zu einer entsprechenden Erhöhung der Querbewehrung führte. Infolge der erhöhten Radlasten wird in der Tendenz die Notwendigkeit einer Querkraftbewehrung in den Fahrbahnplatten zunehmen.

Robustheitsbewehrung

Der Nachweis der Robustheitsbewehrung war von den Aufstellern, der hier untersuchten Bauwerke, seinerzeit ausschließlich mit dem vereinfachten Verfahren geführt worden. In diesem Fall ergeben sich bei Ansatz des Mittelwertes der Betonzugfestigkeit f_{ctm} anstelle des 5%-Quantilwertes entsprechend DIN-Fachbericht

102 deutliche Erhöhungen bei der Längsbewehrung. Bei den untersuchten Spannbetonbrücken betragen die Erhöhungen der Längsbewehrung aus diesem Einfluss 15 bis 40 %. Bei Anwendung des genauen Verfahrens wären diese Erhöhungen deutlich geringer.

Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten

Die erhöhten k -Werte für die Ermittlung der Mindestbewehrung bei Spannbetonbrücken von DIN EN 1992-1-1 führten bei 2 Bauwerken zu einer Erhöhung der Längsbewehrung um 3 bzw. 15 %, bei 4 Bauwerken jedoch zu keiner Erhöhung, da andere Nachweise für die Ermittlung der Längsbewehrung maßgebend waren.

Wegfall der nicht-häufigen Einwirkungskombination

In DIN EN 1992 ist die nicht-häufige Einwirkungskombination nicht mehr vorgesehen. Daher wurden die entsprechenden Nachweise gegenüber DIN-Fachbericht 102 mit der seltenen Einwirkungskombination geführt. Bei allen untersuchten Bauwerken wurden die zulässigen Betondruckspannungen eingehalten. Lediglich bei dem Einfeldsystem ergab sich aus dem Nachweis zur Begrenzung der Rissbreiten eine Erhöhung der Längsbewehrung, wobei der Nachweis für das abgeschlossene Rissbild zu führen war. Hier ist eine entsprechende Anpassung für die anzusetzende Einwirkungskombination beim Nachweis der Dekompression und zur Begrenzung der Rissbreiten bei Einfeldsystemen zu empfehlen.

Hebelarm z bei der Querkraftbemessung

Beim unterschiedlichen Ansatz der Hebelarms z für die Querkraftbemessung nach DIN-Fachbericht 102 gegenüber DIN EN 1992, können sich bei der Vorspannung mit nachträglichem Verbund und in den Stegen einbetonierten und geneigten Spanngliedern deutliche Unterschiede bei der erforderlichen Querkraftbewehrung ergeben. Die Unterschiede bei den hier untersuchten Plattenbalkenbrücken betragen bis zu ca. 35 %. Zur Klärung der Zusammenhänge empfehlen sich hier noch dringend weitere Forschungsaktivitäten.

effektive Wanddicke beim Torsionsnachweis

Mit den Regelungen in DIN EN 1992 für die effektive Wanddicke beim Nachweis für Torsion, kann das maximal durch die Druckstreben aufnehmbare Torsionsmoment, insbesondere bei den massiven Vollquerschnitten (Stege von Plattenbalkenbrücken) offensichtlich deutlich überschätzt werden. Es wird daher empfohlen, die bisherige Regelung zu t_{eff} entsprechend dem DIN-Fachbericht 102 beizubehalten, obwohl es sich dabei um kein NDP handelt.

Reduzierte Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls

Aus der reduzierten Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{\text{Rsk}}$ für den Betonstahl ergab sich in Brückenlängsrichtung lediglich bei einem Bauwerk eine Erhöhung der Betonstahlbewehrung um 9 %. Die Querbewehrung der Fahrbahnplatte erhöhte sich bei 2 Bauwerken im Feldbereich um jeweils 10 %. In den übrigen Nachweisschnitten waren andere Nachweise für die Bemessung maßgebend.

Literatur

Normen

- [1] **DIN-Fachbericht 101**
Einwirkungen auf Brücken
Ausgabe März 2003
- [2] **DIN-Fachbericht 102**
Betonbrücken
Ausgabe März 2003
- [3] **DIN-Fachbericht 101**
Einwirkungen auf Brücken
Ausgabe März 2009
- [4] **DIN-Fachbericht 102**
Betonbrücken
Ausgabe März 2009
- [5] **DIN EN 1992-1-1: 2005-10**
Bemessung und Konstruktion von Stahl-
beton- und Spannbetontragwerken -
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln
und Regeln für den Hochbau
- [6] **DIN EN 1992-1-1/NA**
Nationaler Anhang Deutschland
Bemessung und Konstruktion von Stahl-
beton- und Spannbetontragwerken
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln
und Regeln für den Hochbau
Entwurf Februar 2009
- [7] **DIN EN 1992-2: 2007-02**
Bemessung und Konstruktion von Stahl-
beton- und Spannbetontragwerken -
Teil 2: Betonbrücken -
Bemessungs- und Konstruktionsregeln
- [8] **DIN EN 1992-2/NA**
Nationaler Anhang Deutschland
Bemessung und Konstruktion von Stahl-
beton- und Spannbetontragwerken
Teil 2: Betonbrücken -
Bemessungs- und Konstruktionsregeln
(noch in Bearbeitung)

Weiterführende Literatur

- [9] **Abel, M.:**
Zur Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in
teilweise vorgespannten Bauteilen unter
Betriebsbedingungen
Diss. RWTH Aachen, 1996
Schriftenreihe des IMB, Heft 4
- [10] **Thürlimann, B.; Lüchinger, P.:**
Steifigkeit von Stahlbetonbalken unter
Torsion und Biegung
Beton- und Stahlbetonbau 6/1973
- [11] **Leonhardt, F.:**
Vorlesungen über Massivbau, Teil1
Springer Verlag 1984
- [12] **Kordina, K.; Teutsch, M.:**
Bemessung von Stahlbeton- und Spann-
betonbalken unter kombinierter Bean-
spruchung infolge Biegung, Querkraft und
Torsion
Beton- und Stahlbetonbau 1/1983
- [13] **Zedler, T.; Stangenberg, F.:**
Zur Torsionsbemessung von Stahlbeton-
und Spannbetonbalken nach DIN 1045-1
Beton- und Stahlbetonbau 2006, Heft 1
- [14] **Zedler, T.; Mark, P.:**
Druckstrebenfestigkeit torsionsbean-
spruchter Stahlbetonbalken mit üblicher
Betondeckung
Beton- und Stahlbetonbau 2006, Heft 9
- [15] **Maurer, R.; Block, K.; Dreier, F.:**
Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von
Betonstahl mit dem Interaktiven Verfahren
Forschungsvorhaben der BAST
FE 89.200/2007/AP
Schlussbericht 19.11.2008

Teil 3:

Anpassung des DIN-Fachberichts 103 „Stahlbrücken“ an Eurocodes

von

Ulrike Kuhlmann
Christina Rasche
Bernadette Froschmeier
Mathias Euler

Universität Stuttgart
Institut für Konstruktion und Entwurf

Bericht zum Forschungsprojekt 15.452/2007/FRB

Projektbetreuung: Heinz Friedrich

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Stahlbrücken werden in Deutschland derzeit mithilfe von DIN-FB 103:2003 bemessen. Die DIN-Fachberichte wurden entwickelt, um dem Anwender die Bemessung zu erleichtern, in dem die Regelungen der ENV-Fassungen der Eurocodes unter Berücksichtigung der nationalen Regelungen in einem Dokument zusammengefasst wurden.

Die DIN-Fachberichte werden voraussichtlich im Jahr 2011 durch die endgültigen Fassungen der Eurocodes mit nationalen Anhängen abgelöst. Im Interesse der Anwender wird daran gedacht, die Regelungen der Eurocodes und der zugehörigen nationalen Anhänge für den Brückenbau auch weiterhin in der Form von DIN-Fachberichten zusammenzufassen.

1.2 Zielsetzung

Durch die Überarbeitung der europäischen Normen haben sich zum einen neue Möglichkeiten und Verbesserungen ergeben, zum anderen ergibt sich im Zusammenspiel von Änderungen einzelner Bemessungsregeln einerseits und Änderungen der Einwirkungen andererseits evtl. ein anderes Bemessungsniveau hinsichtlich Sicherheit und Wirtschaftlichkeit. Es wird verglichen, wo das Bemessungsniveau im Einzelnen im Vergleich zur bisherigen Praxis liegt und welche Parameter möglicherweise beeinflusst werden müssen, um Vergleichbarkeit zu erreichen.

Ziel der Untersuchungen ist es, die für den Stahlbrückenbau und damit auch für den Verbundbrückenbau wesentlichen Änderungen, die sich zwischen DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und den neuen Eurocode-Regelungen ergeben, aufzuarbeiten und zu beurteilen.

1.3 Vorgehen

Es werden Vergleichsberechnungen an einer konkreten nach DIN-FB 103:2003 ausgeführten Brücke durchgeführt. Als Beispiel wurde die Stabbogenbrücke Würth ausgewählt. Die statischen Berechnungen für die Stabbogenbrücke Würth sind bereits vorhanden, (DONGES/ MEYER + SCHUBART, 2005), und sind in Kapitel 2 zusammengefasst. Die Brücke ist in **Bild 1** dargestellt.



Bild 1: Stabbogenbrücke Würth

Die wesentlichen Änderungen der Normen werden an Einzelquerschnitten von charakteristischen Haupttragelementen dieser Brücke wie dem Bogen, dem Versteifungsträger und den Hängern erarbeitet. Ebenso wird gezielt ein Standardquerträger als charakteristisches Bauteil der Fahrbahn untersucht.

Die Änderung der Einwirkungskombinationen und Lasten und deren Auswirkungen für die Bemessung sind im Kapitel 3 und 4 dargestellt. Die Änderungen des DIN-Fachberichts und deren Auswirkungen werden, gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Lasten, für die Aspekte

- Werkstoffe (Kapitel 5),
- Tragwerksberechnung (Kapitel 6),
- Plattenbeulen (Kapitel 7),
- Stabstabilität (Kapitel 8),
- Gebrauchstauglichkeit (Kapitel 9),
- Verbindungen (Kapitel 10),
- Ermüdung (Kapitel 11) und
- Hänger von Stabbogenbrücken (Kapitel 12)

betrachtet. Kapitel 13 und 14 geben eine Beurteilung und eine Zusammenfassung.

1.4 Entwicklung des DIN-Fachberichts 103

Der DIN-FB 103:2003 beruht im Wesentlichen auf den Eurocode Vornormen DIN V ENV 1993 und den zugehörigen Nationalen Anwendungsdokumenten (NAD). Der DIN-FB 103:2003 wurde mit dem ARS Nr. 12/2003 für den Straßenbau, ebenso wie im Geschäftsbereich der Wasser- und Schiff-

fahrtsverwaltung und vom Eisenbahn-Bundesamt eingeführt. In diesem ARS sind Hinweise, Angaben und Einschränkungen zur Anwendung des DIN-Fachberichts 103 gegeben.

Die Vornormen DIN V ENV 1993 wurden nun in die endgültigen Eurocodes mit zugehörigen Nationalen Anhängen (NA) umgewandelt. **Tab. 1** gibt einen Überblick über die damaligen und die heutigen europäischen Normen.

Der DIN-Fachbericht 103 wurde auf Grundlage von Einwänden einzelner Fachleute, einer Zusammenstellung der Fachgemeinschaft Brückenbau, des Deutschen Stahlbau-Verbandes (DSTV) und auf der Basis von BAST-Anfragen überarbeitet. Als Basis diente der DIN-FB 103:2003 und somit indirekt die ENV-Fassungen von Eurocode 3. Die Änderungspunkte sind neben rein editorischen Klarstellungen auch inhaltliche Änderungen.

Einerseits nehmen die Änderungen Regelungen vorweg, die durch die neue Europäische Normengeneration bekannt sind. Andererseits sind es Anregungen und Klärungen durch die Praxis, bzw. neue Erkenntnisse der Wissenschaft, die auch wieder in die Überarbeitung der europäischen Normen einfließen werden oder über die Nationalen Anhänge zu den Eurocodes in die deutsche Bemessungspraxis Eingang finden werden. Hier seien als Beispiele der neue Anhang II-H „Hänger von Stabbogenbrücken“ oder Einzelregelungen zum Schweißen wie das Schweißen in kaltumgeformten Bereichen oder die Beiwerte für die Beanspruchbarkeit von Kehlnahtverbindungen genannt.

Weitere inhaltliche Änderungen betreffen die Werkstoffe hinsichtlich anzunehmender Festigkeiten und Zähigkeitsanforderungen, auch bezüglich des Einsatzes höherfester Stähle, die Stabilitätsnachweise, insbesondere Beulen und die Ermüdungsnachweise.

Im Straßenbau ist der DIN-FB 103:2009 durch das Allgemeine Rundschreiben Straßenbau (ARS Nr. 6/2009) eingeführt. Das ARS Nr. 6/2009 enthält im Wesentlichen nur noch die Festlegungen, die die Straßenbaubehörde trifft, da die Hinweise zur Anwendung des DIN-Fachberichts 103 des Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau ARS Nr. 12/2003 bei Überarbeitung des DIN-Fachberichts 103 berücksichtigt wurden. Es werden zwei zusätzliche Anforderungen im ARS Nr. 6/2009 gestellt, die in den Hinweisen (3) (Stege der Querschnittsklasse 4) und (7) (Kerbdetail 7a) aufgeführt sind.

Bei der Erstellung des Entwurfs zum Nationalen Anhang E DIN EN 1993-2/NA:2009 zu DIN EN 1993-2:2007 wurden, soweit möglich, die Regeln und das Sicherheitsniveau an den Bemessungsstandard von DIN-FB 103:2009 angeglichen. Die zusätzlichen Anforderungen des ARS Nr. 6/2009 wurden aufgenommen.

Grundlage für DIN Fachbericht 103 (2003)		Aktueller Stand (2009)
DIN V ENV 1993-1-1:1993 DIN V ENV 1993-1-1/A1:2002 DIN V ENV 1993-1-1/A2:2002 NAD zu DIN V ENV 1993-1-1	→	DIN EN 1993-1-1:2005 DIN EN 1993-1-1 Berichtigung 1:2006 E DIN EN 1993-1-1/NA:2007
		DIN EN 1993-1-8:2005 DIN EN 1993-1-8 Berichtigung 1:2006 E DIN EN 1993-1-8/NA:2007
		DIN EN 1993-1-9:2005 DIN EN 1993-1-9 Berichtigung 1:2006 E DIN EN 1993-1-9/NA:2007
		DIN EN 1993-1-10:2005 DIN EN 1993-1-10 Berichtigung 1:2006 E DIN EN 1993-1-10/NA:2007
DIN V ENV 1993-1-5:2001	→	DIN EN 1993-1-5:2007 E DIN EN 1993-1-5/NA:2009
DIN V ENV 1993-2:2001 NAD zu DIN V ENV 1993-2	→	DIN EN 1993-2:2007 E DIN EN 1993-2/NA:2009 DIN EN 1993-1-11:2007 E DIN EN 1993-1-11/NA:2009

Tab. 1: Überblick über die für Stahlbrücken relevanten verschiedenen Teile und Versionen von Eurocode 3

2 Brückenbeispiel

2.1 Allgemeines

Als typisches Beispiel für eine Straßenbrücke wurde die Stabbogenbrücke Wörth mit orthotroper Stahlbahnplatte und einer Spannweite von 82,5 m gewählt.

Die Angaben wurden dankenswerterweise von den Projektpartnern Fa. Donges und dem Ingenieurbüro Meyer + Schubart zur Verfügung gestellt.

Nachfolgend einige Daten des Brückenbauwerkes:

- Ort: Wörth
- Bauherr/Auftraggeber: Stadt Wörth
- Bauzeit: 2006
- Konstruktionstyp: Stabbogenbrücke mit 2 Bögen und 10 lotrechten Rundstahlhängern
- Bauart: Stahl
- Geometrie: Länge 82,5 m / Bogenstich 16,5 m / Fahrbahnbreite 7,0 m (2 Fahrstreifen)
- Ausführungsplanung: Ing. Büro Meyer & Schubart, Wunstorf
- Ausführung: Fa. Donges Stahlbau, Darmstadt

Die Brücke wurde auf Hilfsstützen montiert. Durch den Bauvorgang entstanden Lastfälle, die im Endzustand zu berücksichtigen sind.

2.2 System

Die statischen Berechnungen für die Stabbogenbrücke Wörth wurden vom Ingenieurbüro Meyer + Schubart durchgeführt, (DONGES/ MEYER + SCHUBART, 2005).

Das Gesamtsystem wurde als räumliches Stabwerk mit dem Programm (R-STAB) von Dlubal berechnet. Die Bögen wurden als Polygonzug dargestellt. Die Hänger sind an der Oberkante des Versteifungsträgers biegesteif angeschlossen, beim Anschluss der Hänger an den Bogen wurde durch das Verdrehen des Knotenbleches um 90° ein Gelenk in Brückenlängsrichtung vorgesehen. Der Versteifungsträger wurde als durchgehender Stabzug eingegeben. Die Lasteingabe der Verkehrslasten erfolgte als Punktlasten über die Querträgeranschlussknoten an den Versteifungsträger.

2.3 Statische Berechnungen

2.3.1 Allgemeines

Die statischen Berechnungen wurden nach DIN-FB 103:2003 geführt. Die Berechnungen erfolgten nach Theorie I. Ordnung. Die statischen Berechnungen und die jeweiligen Schnittgrößen und Spannungen liegen für die maßgebenden Stellen der betrachteten Bauteile Bogen, Versteifungsträger, Querträger und Hänger vor. Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden elastisch geführt.

An den nach der Ursprungsstatik maßgebenden Stäben wurden auch die Schnittgrößen für das neue Lastmodell ermittelt und Betrachtungen zu höherfesten Stählen durchgeführt. Alle Vergleiche beziehen sich auf die maßgebenden Stellen in der Ursprungsstatik.

2.3.2 Spannungsnachweise

Die Berechnungen der Ursprungsstatik wurden nachvollzogen. Das Vorgehen zur Berechnung der maßgebenden Spannungen wurde auch für die Schnittgrößen des neuen Lastmodells LM1 und die Spannungsberechnungen mit veränderten Querschnittswerten angewendet.

Für die Tragfähigkeitsnachweise wurde der Sicherheitsbeiwert $\gamma_{M0} = 1,0$ verwendet. Die Normalspannung wurde folgendermaßen berechnet:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}$$

Dabei wurde der Vorzeichenwechsel bei der Berechnung von W_y und W_z berücksichtigt.

2.3.3 Beulnachweise

Die Beulnachweise wurden mit dem Programm FE-BEUL von Dlubal nach DIN 18800-3 geführt. Dieses Verfahren ist dem Verfahren mit reduzierten Spannungen nach DIN EN 1993-2:2007 sehr ähnlich und führt zu ähnlichen Ergebnissen. Es wurden Nachrechnungen für den Bogen und den Versteifungsträger der Ursprungsstatik nach DIN 18800-3 und Vergleichsberechnungen nach DIN EN 1993-2:2007 und damit nach DIN EN 1993-1-5:2007 durchgeführt. Die Berechnungsverfahren nach DIN EN 1993-1-5:2007 entsprechen denen der DIN-Fachberichte, vgl. Kapitel 7.

	Ausnutzungsgrad [-]	
	DIN 18800-3 Ursprungsstatik	DIN EN 1993-1-5:2007 Methode der reduzierten Spannungen
OG Bogen	0,88	0,94
UG Bogen	0,75	0,83
Steg Bogen	0,70	0,82

Tab. 2: Vergleich der Ausnutzungsgrade

Ein Vergleich der Ausnutzungsgrade beider Verfahren ist für den Bogen in **Tab. 2** dargestellt. Im Weiteren wurden für alle Vergleiche die Werte und Ausnutzungsgrade der Berechnungen nach DIN EN 1993-1-5:2007, Methode der reduzierten Spannungen, verwendet. Für die Beulnachweise wurde der Sicherheitsbeiwert $\gamma_{M0} = 1,1$ verwendet.

Der Beulnachweis mit der Methode der wirksamen Querschnitte wird in Kapitel 7 vorgestellt und mit den Verfahren nach DIN 18800-3 und dem Verfahren mit reduzierten Spannungen nach DIN EN 1993-2:2007 verglichen.

2.3.4 Ermüdungsnachweise

Für die Ermüdungsnachweise wurde das Lastmodell LM 3 verwendet. Die maßgebenden Details wurden, soweit nach DIN-FB 103:2003 erforderlich, nachgewiesen.

2.3.5 Bogen

Querschnitt

Bei dem Bogenquerschnitt handelt es sich um einen geschweißten Rechteckquerschnitt, wie **Bild 2** zeigt. Die Querschnittswerte sind in **Tab. 3** für die einzelnen Stellen (a), (b), (c) und (d), an denen die Nachweise geführt wurden, aufgeführt.

Tragfähigkeitsnachweise

Für den Bogen wird zunächst ein Spannungsnachweis der Tragfähigkeit erbracht. Der Knicknachweis wurde nicht geführt, da nachgewiesen wurde, dass keine Berechnung nach Theorie II. Ordnung erforderlich ist, vgl. DIN-FB 103:2003, II-5.2.4.2(3). Maßgebend werden die Beulnachweise am Obergurt, Untergurt und am Steg, die nach DIN 18800-3 geführt wurden. Die Einwirkungskombination (EWK) mit Verkehr als Leiteinwirkung und Wind als Begleiteinwirkung wurde maßgebend.

Die Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde wie folgt berechnet:

$$\gamma_G \cdot G_K + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum \gamma_{Qi} \cdot \psi_{Qi} \cdot Q_{Ki}$$

EWK mit Verkehr als Leiteinwirkung und Wind:

$$1,35 \cdot G_K + 1,5 \cdot V + 1,5 \cdot 0,3 \cdot W$$

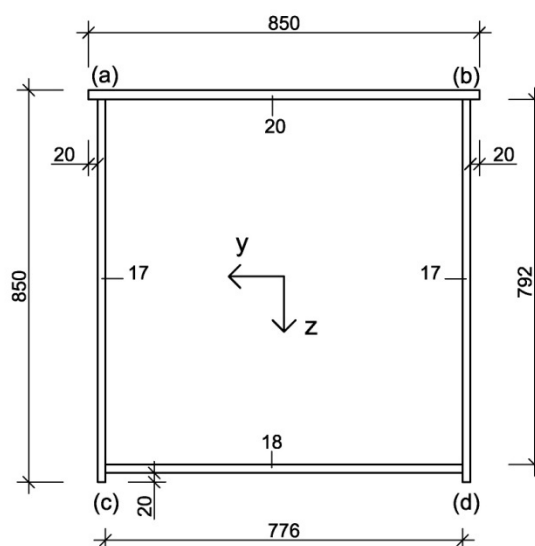


Bild 2: Bogenquerschnitt

	(a)	(b)	(c)	(d)
z [cm]	-40,40	-40,40	42,60	42,60
y [cm]	-40,50	40,50	-40,50	40,50
W _y [cm ³]	-16623	-16623	15766	15766
W _z [cm ³]	-15214	15214	-15214	15214
A [cm ²]	592			
I _y [cm ⁴]	671602			
I _z [cm ⁴]	616168			

Tab. 3: Brutto-Querschnittswerte des Bogens

	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]
OG (a)	-4565	2876	322	-271
OG (b)	-4675	2807	-46	-251
UG (c)	-5493	-1857	59	-214
UG (d)	-5322	-1815	-228	-220
Steg (a)	-4640	1807	430	-215
Steg (c)	-5322	-1113	117	-168

Tab. 4: Maßgebende Spannungen und zugehörige Schnittgrößen des Bogens mit Verkehr als Leiteinwirkung

Die maßgebenden Spannungen und die zugehörigen Schnittgrößen sind in **Tab. 4** zusammengestellt. Für die Schubspannungen wird auf der sicheren Seite für Obergurt und Untergurt $\tau = 20 \text{ N/mm}^2$ und beim Steg $\tau = 10 \text{ N/mm}^2$ verwendet.

Die Schweißnähte wurden als Halskehlnähte ausgebildet und für eine Querkraft aus der Hängerkraft dimensioniert, vgl. Kapitel 10.3.

Ermüdungsnachweise

Für den Ermüdungsnachweis des Bogens ist die Verbindung zwischen Bogen und Riegel nachzuweisen. Das Anschlussdetail Bogen-Riegel ist in **Bild 3** abgebildet. Die Verbindung wird mit einem Radius von $r = 50 \text{ mm}$ ausgebildet, die Länge $L > 100 \text{ mm}$. Nach DIN-FB 103:2003 wurde dieses Kerbdetail in den Kerbfall 56 eingeordnet, vgl. **Bild 60**.

Für Haupttragwerke ist $\gamma_{Mf} = 1,15$ zu verwenden. Die vorhandene Spannungsschwingbreite liegt bei $\Delta\sigma = 40,5 \text{ N/mm}^2$. $\lambda = 1,196$ ergibt sich nach **Tab. 48** für DIN-FB 103:2003.

Der Nachweis wurde wie folgt geführt:

$$\lambda_{\max} \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{Mf}} \Leftrightarrow 1,195 \cdot 40,5 \leq \frac{56}{1,15} \Leftrightarrow 48,4 \leq 48,7$$

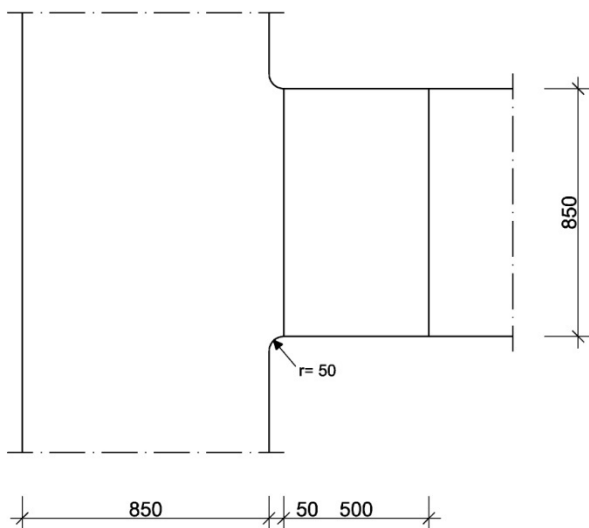


Bild 3: Ermüdungsdetail Anschluss Bogen – Riegel

2.3.6 Versteifungsträger

Querschnitt

Für die statischen Nachweise wurde der Querschnitt des Versteifungsträgers idealisiert, indem die Längssteifen zusammengefasst wurden und die Trapezsteifen als T-Steifen abgebildet wurden, siehe **Bild 4**. Die Querschnittswerte sind in **Tab. 5** gegeben. Die maßgebenden Stellen am Obergurt (a) und (b) und Untergurt (c) und (d) sind in **Bild 4** gekennzeichnet.

Die maßgebende Einwirkungskombination wird mit Verkehr als Leiteinwirkung und Temperatur als Begleiteinwirkung berechnet:

$$1,35 \cdot G_K + 1,5 \cdot V + 1,5 \cdot 0,8 \cdot \text{Temperatur}$$

Tragfähigkeitsnachweise

Beim Nachweis des Versteifungsträgers wird die Spannung im Untergurt für die Einwirkungskombination mit Verkehr als Leiteinwirkung bemessungsrelevant. Der Untergurt wird voll ausgenutzt, vgl. **Tab. 5**.

Beim Beulnachweis des Steges ergibt sich mit dem Verfahren der reduzierten Spannungen nach DIN EN 1993-1-5:2007 eine Ausnutzung von 91 %. Der Beulnachweis wird durch die große Schubspannung als Schubbeulen maßgebend. Die Schubspannung ergibt sich vereinfacht mit der Kraft $V = 1093 \text{ kN}$ und der Stegfläche zu:

$$\tau = \frac{V}{h \cdot t} = \frac{1093}{121,6 \cdot 1,4} = 6,42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 64,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

	(a)	(b)	(c)	(d)
z [cm]	-46,94	-42,94	78,66	82,66
W _y [cm ³]	-53799	-58810	32106	30552
A [cm ²]	1453,18			
I _y [cm ⁴]	2525383			
	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]
UG	3916	10205	17	361
Steg (b)	4594	-8315	29	173
Steg (c)	4594	-8315	29	-229

Tab. 5: Brutto-Querschnittswerte und maßgebende Spannungen und zugehörige Schnittgrößen des Versteifungsträgers

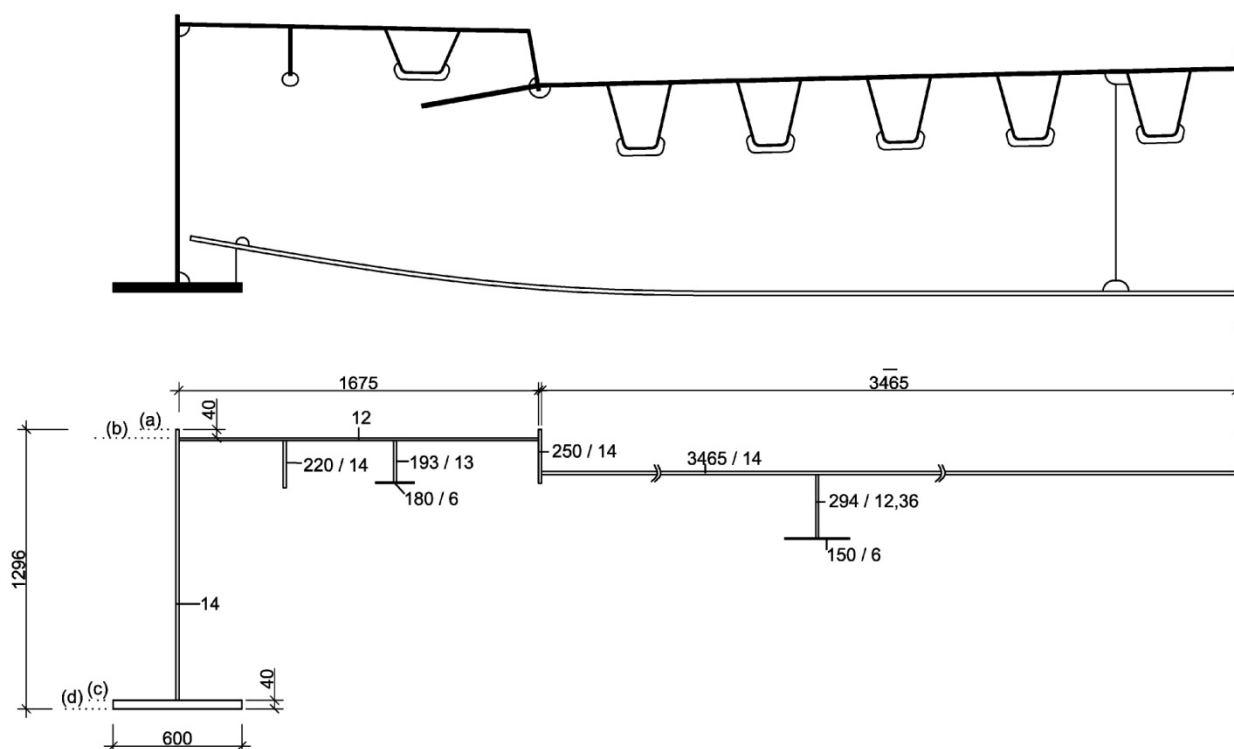


Bild 4: Tatsächlicher und idealisierter Querschnitt des Versteifungsträgers

Ermüdungsnachweise

Ein Ermüdungsnachweis wurde nicht geführt, da bei allen Kerbdetails der Kerbfall 71 eingehalten wurde, und somit kein Ermüdungsnachweis erforderlich ist, wenn die Stützweite > 45 m ist, vgl. Kapitel 11.2 und 11.12. 2006 wurde als Antwort auf eine BAST-Anfrage (BAST Erfahrungssammlung) dargelegt, dass diese Regel für diese Art von Stabbogenbrücken nicht verwendet werden sollte. Nach Einführung des DIN-FB 103:2009 wurde richtiggestellt, dass anstelle der Stützweite die maßgebende Länge der Einflusslinie zu verwenden und somit nach DIN-FB 103:2003 die halbe Stützweite = 42,5 m. Damit wäre eigentlich ein Ermüdungsnachweis zu führen gewesen. Im Folgenden wird der Nachweis geführt.

Für den Ermüdungsnachweis des Versteifungsträgers ist der Anschluss zwischen Oberkante Untergurt und Querträgersteg (KF 80 für $l \leq 50$ mm) nachzuweisen. Das Anschlussdetail ist in **Bild 5** abgebildet. KF 80 ist der maximal zu erreichende Kerbfall für dieses Detail.

Für Haupttragwerke ist $\gamma_{Mf} = 1,15$ zu verwenden. Die vorhandene Spannungsschwingbreite liegt bei $\Delta\sigma = 69,76$ N/mm². Nach **Tab. 49** ergibt sich $\lambda = 1,195$.

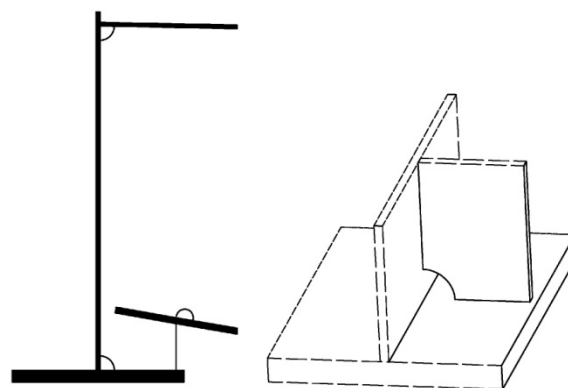


Bild 5: Anschluss Versteifungsträger - Querträger

Der Nachweis ist wie folgt zu führen:

$$\lambda \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{Mf}} \Leftrightarrow 1,195 \cdot 69,76 \leq \frac{80}{1,15} \Leftrightarrow 83,36 \geq 69,56$$

Der Nachweis ist somit in der Ursprungsstatik um 19,8 % nicht erfüllt. Um den Nachweis zu erfüllen, ist es nicht möglich, das Kerbdetail zu verbessern. Zur Verringerung der Spannungen ist eine Vergrößerung des Querschnitts erforderlich.

Es ist eine Vergrößerung des Untergurtes von $t = 40$ mm auf $t = 50$ mm erforderlich. Mit dem verstärkten Querschnitt ergibt sich eine vorhandene

Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma = 57,71 \text{ N/mm}^2$.
Der Nachweis ist wie folgt zu führen:

$$\lambda \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{Mf}} \Leftrightarrow 1,195 \cdot 57,71 \leq \frac{80}{1,15} \Leftrightarrow 68,96 \leq 69,56.$$

Der Ausnutzungsgrad des Untergurtes für die Tragfähigkeit liegt bei dem verstärkten Untergurt bei 91,4 %. Der Beulnachweis des Steges hat eine Ausnutzung von 79 %.

Die „45 m“-Regel wurde für typische Verbund-Plattenbalkenbrücken bestätigt (KUHLMANN, U. et al., 2003), (ROOS, F., 2003). Im Unterschied dazu handelt es sich hier im Beispiel der Stabbogenbrücke um eine reine Stahlbrücke, bei der ein anderes Verhältnis von Eigengewicht zu Verkehrslast vorliegt. Außerdem herrschen nicht nur Momente sondern Momente und Normalkräfte vor. Inwieweit das eine Rolle spielt, und ob für diesen Fall eine ähnliche Grenze für die Einflusslänge tatsächlich festgelegt werden kann, wäre zu klären.

2.3.7 Hänger

Querschnitt

Die Hänger sind als Rundprofile mit einem Durchmesser von $D = 70 \text{ mm}$ ausgewählt.

Tragfähigkeitsnachweise

Die Tragfähigkeit des Hängers wird durch die Zugnormalkraft im Hänger bestimmt. Die Spannungen im Hänger liegen bei 268 N/mm^2 . Die maßgebende Einwirkungskombination mit Verkehr als Leiteinwirkung und Wind liegt bei:

$$1,35 \cdot G_K + 1,5 \cdot V + 1,5 \cdot 0,3 \cdot W.$$

Alle weiteren Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind in Kapitel 12.8.6 geführt.

Ermüdungsnachweise

Für den Ermüdungsnachweis der Hänger wird der Ermüdungsnachweis am Übergang zwischen Rundstahl und Anschlussblech geführt, vgl. **Bild 6**. Für Haupttragwerke ist $\gamma_{Mf} = 1,15$ zu verwenden. Die vorhandene Spannungsschwingbreite liegt bei $\Delta\sigma = 29,4 \text{ N/mm}^2$. $\lambda = 1,028$ ergibt sich nach **Tab. 50**. Der Nachweis ist wie folgt zu führen:

$$\lambda \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{Mf}} \Leftrightarrow 1,028 \cdot 29,4 \leq \frac{56}{1,15} \Leftrightarrow 30,2 \leq 48,7$$

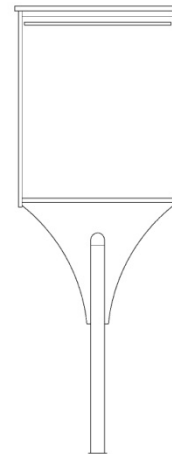


Bild 6: Maßgebende Stelle für den Ermüdungsnachweis des Hängers

Am Hängeranschlussblech wird der Nachweis geführt, dass die vorhandenen Spannungen kleiner als $26/\gamma_{Mf}$ sind, vgl. Kapitel 11.2.

Alle weiteren Nachweise im Grenzzustand der Ermüdung sind in Kapitel 12.8.7 geführt.

Konstruktive Empfehlungen

Unter Einhaltung der konstruktiven Empfehlungen nach DIN-FB 103:2009 ergibt sich ein erforderlicher Durchmesser von $D = 80 \text{ mm}$. Alle weiteren Nachweise unter Berücksichtigung dieser Empfehlungen und nach DIN-FB 103:2009 sind in Kapitel 12.9 geführt.

2.3.8 Querträger

Querschnitt

Der Querschnitt ist in **Bild 7** in Feldmitte und für den sogenannten „Zahn“-Nachweis dargestellt, die Höhe variiert in Abhängigkeit der Stelle des Querträgers. Die Breite des Obergurtes ergibt sich in Abhängigkeit der mitwirkenden Breite und der Lastausbreitung in der Nähe des Schrammbords.

Tragfähigkeitsnachweise

Untersucht wurde die Einwirkungskombination mit Verkehr als Leiteinwirkung: $1,35 \cdot G_K + 1,5 \cdot V$.

Der Querträger wurde als Einfeldträger im Trägerrost modelliert. Maßgebend sind der Nachweis in Feldmitte mit dem maximalen Moment und der „Zahn“-Nachweis zwischen dem ersten und zweiten „Zahn“.

Der Nachweis in Feldmitte wurde mit dem maximalen Moment $M = 2,8 \text{ MN}$ und den in **Tab. 6** gegebenen Querschnittswerten geführt. Es ergibt sich die in **Tab. 6** aufgezeigte Spannung und die Ausnutzung bei Verwendung von S355.

Der „Zahn“-Nachweis wurde zwischen erstem und zweitem „Zahn“ geführt. An dieser Stelle wurde das Blech in der Ursprungsstatik von $t = 14 \text{ mm}$ auf $t = 20 \text{ mm}$ verstärkt, da der Nachweis nur so eingehalten werden konnte. Die benötigten Abmessungen sind in **Bild 8** dargestellt. Die vorhandene Querkraft liegt bei $V = 784 \text{ kN}$. Die Berechnungen und Nachweise sind in **Tab. 7** aufgeführt.

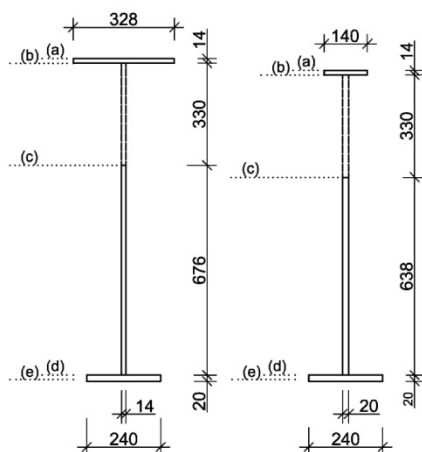


Bild 7: Querschnitt des Querträgers in Feldmitte (links) und zwischen 1. und 2. „Zahn“ (rechts)

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
$z \text{ [cm]}$	-19,47	-18,07	14,93	82,53	82,53
$W_y \text{ [cm}^3\text{]}$	-38902	-41915	50752	9180	8962
$A \text{ [cm}^2\text{]}$	602				
$I_y \text{ [cm}^4\text{]}$	757555				
$M \text{ [MNm]}$	2,8				
$\sigma_x \text{ [N/mm}^2\text{]}$	-72	-67	55	305	312
Ausnutzung	0,20	0,19	0,16	0,86	0,88

Tab. 6: Querschnittswerte und Spannungsnachweis des Querträgers in Feldmitte

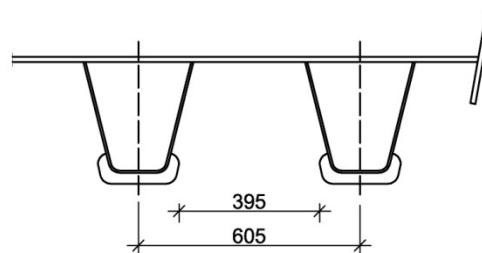


Bild 8: Ansicht des Querträgers: Maßgebende Stelle für den „Zahn“-Nachweis

Max V [kN]	784
S [cm ³]	6909
$I_y \text{ [cm}^4\text{]}$	596435
	$T = \frac{V \cdot S}{I} \cdot b_2 = \frac{784 \cdot 6909}{596435} \cdot 60,5 = 549,3 \text{ kN}$
	$M = T \cdot e = 519,3 \cdot 0,3 = 164,8 \text{ kNm}$
$W_y \text{ [cm}^3\text{]}$	$W = \frac{t \cdot b_1^2}{6} = \frac{2,0 \cdot 39,5^2}{6} = 520 \text{ cm}^3$
$\sigma \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,1648}{0,00052} = 317 \text{ N/mm}^2$
$\tau \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$\tau = \frac{T}{b_1 \cdot t} = \frac{0,5493}{0,395 \cdot 0,02} = 69,5 \text{ N/mm}^2$
Vergleichsspannungsnachweis	$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 339 \text{ N/mm}^2$
Ausnutzung	0,96

Tab. 7: Querschnittswerte und Nachweise des Querträgers zwischen 1. und 2. „Zahn“

Ermüdungsnachweise

Die Fahrbahn wurde als orthotrope Platte nach den Konstruktionsrichtlinien des DIN-FB 103:2003 ausgeführt. Der Stegstoß wurde mit einer durchgeschweißten Stumpfnaht gestoßen. Der Untergurt wurde nach DIN-FB 103:2003 IV-1.4.3(3) ausgeführt, damit war kein Ermüdungsnachweis nötig.

2.4 Zusammenfassung

In diesem Kapitel werden die durchgeführten Berechnungen der untersuchten Bauteile der Bestandsstatik vorgestellt und beurteilt.

Für den Versteifungsträger wurde festgestellt, dass infolge der Richtigstellungen nach Einführung des DIN-FB 103:2003 ein Ermüdungsnachweis erforderlich ist. Die entsprechende Regel lautet, dass kein Ermüdungsnachweis geführt werden muss, wenn bei allen Kerbdetails der Kerbfall 71 eingehalten wurde, und die Einfluslänge $> 45 \text{ m}$ ist. In Fall der Stabbogenbrücke Wörth liegt die Einfluslänge bei $42,5 \text{ m}$, die Grenze wird somit um

ca. 5 % unterschritten. Der Ermüdungsnachweis wurde geführt, und es stellte sich heraus, dass der Nachweis in der Ursprungsstatik um 20 % nicht erfüllt ist. Der Nachweis ist somit bemessungsrelevant.

Die „45 m“-Regel wurde für typische Verbund-Plattenbalkenbrücken bestätigt (KUHLMANN, U. et al., 2003), (ROOS, F., 2003). Im Unterschied dazu handelt es sich hier im Beispiel der Stabbogenbrücke um eine reine Stahlbrücke, bei der ein anderes Verhältnis von Eigengewicht zu Verkehrslast vorliegt. Außerdem herrschen nicht nur Momente sondern Momente und Normalkräfte vor. In den Schlusssentwurf zum Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-2/NA von März 2010 wurde die „45 m“-Regel wie folgt einschränkt: „Das Kriterium von 45 m gilt nur für Durchlaufträger von Verbund-Deckbrücken mit vorwiegender Biegebeanspruchung.“

3 Neue Einwirkungskombinationen

3.1 Allgemeines

Im Rahmen der Überarbeitung des DIN-Fachberichts 101 „Einwirkungen“ fand eine Änderung der Teilsicherheitsbeiwerte statt. Nach DIN-FB 101:2009 wird für die Einwirkungskombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Verkehr als Leiteinwirkung und Wind als Begleiteinwirkung der ψ_0 -Wert von $\psi_0 = 0,3$ auf $\psi_0 = 0,5$ erhöht.

Die Einwirkungskombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden danach wie folgt berechnet:

EWK mit Verkehr als Leiteinwirkung und Wind:

$$1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot V + 1,5 \cdot 0,5 \cdot W$$

Der Anteil des Windes erhöht sich somit um 66 %. Durch die Windzonen im neuem Fachbericht DIN-FB 101:2009 ergeben sich ggf. geringere Windlasten, die an dieser Stelle nicht berücksichtigt wurden.

Zur Beurteilung der Auswirkungen dieser Änderungen wurden mit den gegebenen Schnittgrößen des Lastmodells 1 der Ursprungsstatik die Einwirkungskombinationen erneut gebildet und somit die größten und damit maßgebenden Spannungen ermittelt.

Tab. 8 zeigt den Vergleich der Spannungen bei gleichbleibendem Querschnitt am Beispiel des Bogens und des Hängers unter Berücksichtigung des neuen Kombinationsbeiwertes ψ_0 . Für den Versteifungsträger und den Querträger ist diese Einwirkungskombination nicht maßgebend.

	Alte EWK $\psi_0 = 0,30$	Neue EWK $\psi_0 = 0,50$	Vergleich [%]
	σ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	
Bogen OG	271	280	3
Bogen UG	220	224	2
Bogen Steg	215	228	6
Hänger	268	269	0

Tab. 8: Spannungsvergleich: Alte und neue Einwirkungskombination, Leiteinwirkung Verkehr

	Ausnutzungsgrad [-]	
	Alte EWK $\psi_0 = 0,30$	Neue EWK $\psi_0 = 0,50$
OG Bogen	0,94	0,97
UG Bogen	0,83	0,85
Steg Bogen	0,82	0,87

Tab. 9: Vergleich der Ausnutzungsgrade bei verschiedenen Einwirkungskombinationen, Methode der reduzierten Spannungen

3.2 Betrachtung des Bogens

Mit den erhöhten Spannungen wurde der Beulnachweis nach DIN-FB 103:2009, Methode der reduzierten Spannungen geführt. **Tab. 9** zeigt den Vergleich der Ausnutzungsgrade beim Beulnachweis.

Die Spannungen ändern sich im Bereich von 5 - 10 N/mm². Diese Erhöhung macht sich im Weiteren durchaus bemerkbar. Da alle Nachweise weiterhin eingehalten sind, wird auf eine Neudimensionierung des Bogens an dieser Stelle jedoch verzichtet.

3.3 Betrachtung der Hänger

Wie **Tab. 8** zeigt, ändern sich die Spannungen beim Hänger durch die Änderungen der Einwirkungskombination nur in sehr geringem Maße.

3.4 Beurteilung

Im Fall der Stabbogenbrücke Wörth ergeben sich Gesamtspannungen, die bis zu 6 % erhöht sind. Der Einfluss ist eher gering. Die neue Einwirkungskombination wird bei allen weiteren Berechnungen berücksichtigt.

4 Neues Lastmodell

4.1 Allgemeines

Vom BMVBS und der BASt wurde ein neues Lastmodell entwickelt, das in Zukunft dem erhöhten Verkehrsaufkommen Rechnung tragen soll. Dieses Lastmodell wird jedoch frühestens mit dem Eurocode eingeführt.

Das neue Lastmodell ist im Vergleich zu dem bestehenden Lastmodell in den folgenden Tabellen **Tab. 10**, **Tab. 11** und in **Bild 9** dargestellt. Im Interesse der europäischen Harmonisierung wurde der Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung Verkehr von 1,50 auf 1,35 abgesenkt.

Mit diesem neuen Lastmodell wurden die Schnittgrößen neu berechnet, und der Einfluss dieser Änderung auf die Querschnittsbemessung wurde untersucht. Die Konsequenzen der Änderung des Lastmodells für den Tragsicherheitsnachweis wurden für markante Querschnitte der Haupttragelmente, wie Versteifungsträger, Stabbogen und Hänger und am Beispiel eines Standardquerträgers als wichtiges Fahrbauteil untersucht.

	LM1 bisher			
	α_{Qi}	α_{qi}	$\alpha_{Qi} Q_{ik}$	$\alpha_{qi} q_{ik}$
	[-]	[-]	[kN]	[kN/m ²]
Fahrstreifen 1	0,8	1,0	240	9,0
Fahrstreifen 2	0,8	1,0	160	2,5
Fahrstreifen 3	0,0	1,0	0	2,5
Weitere Fahrstreifen	-	1,0	-	2,5
Restfläche	-	1,0	-	2,5
Teilsicherheitsbeiwert ULS	1,50			

Tab. 10: Gegenwärtiges Lastmodell

	LM1neu			
	α_{Qi}	α_{qi}	$\alpha_{Qi} Q_{ik}$	$\alpha_{qi} q_{ik}$
	[-]	[-]	[kN]	[kN/m ²]
Fahrstreifen 1	1,0	1,333	300	12,0
Fahrstreifen 2	1,0	2,40	200	6,0
Fahrstreifen 3	1,0	1,20	100	3,0
Weitere Fahrstreifen	-	1,20	-	3,0
Restfläche	-	1,20	-	3,0
Teilsicherheitsbeiwert ULS	1,35			

Tab. 11: Zukünftiges Lastmodell

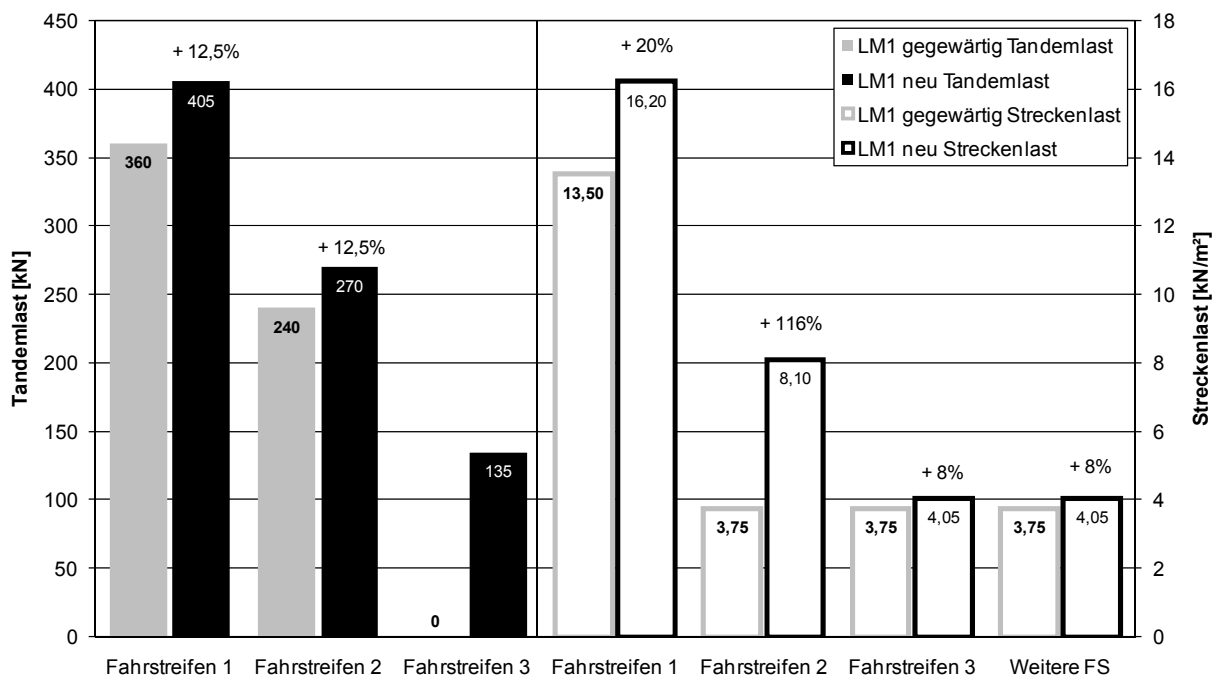


Bild 9: Vergleich gegenwärtiges Lastmodell LM1 und neues Lastmodell LM1neu (ULS)

	Gegenwärtiges Lastmodell LM1 $\gamma = 1,50$		Neues Lastmodell LM1neu $\gamma = 1,35$		Vergleich	
	Nur Verkehr	Gesamt	Nur Verkehr	Gesamt	Nur Verkehr	Gesamt
Normalspannungen	σ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	[%]	[%]
Bogen OG/UG/Steg	144/141/144	271/220/215	176/177/176	313/260/260	22/26/22	15/18/21
Versteifungsträger	254	361	297	406	17	12
Hänger	141	268	176	304	25	13
Querträger, Feldmitte	258	312	303	354	17	13

Tab. 12: Spannungsvergleich: Gegenwärtiges und neues Lastmodell, Leiteinwirkung Verkehr

Für den Ermüdungsnachweis wird es im Rahmen dieses Projekts kein neues Lastmodell geben. Änderungen ergeben sich nach DIN EN 1993-1-9:2005 und den übrigen Eurocode-Teilen somit nicht bei den Schnittgrößen sondern bei den Nachweisformaten und durch Änderungen des Querschnitts.

4.2 Änderungen der Spannungen

Zur Beurteilung der Auswirkungen der Änderungen des Lastmodells wurden für das Lastmodell 1 Berechnungen mit dem gegenwärtigen Lastmodell (vgl. Tab. 10) denen mit dem neuen Lastmodell (vgl. Tab. 11) für die Stabbogenbrücke Wörth gegenüber gestellt. Mit Hilfe dieser Schnittgrößen des neuen Lastmodells 1 wurden die Einwirkungskombinationen erneut gebildet und somit die größten und damit maßgebenden Spannungen ermittelt. Für diese Betrachtung wird für alle Bauteile die Einwirkungskombination mit Verkehr als Leiteinwirkung betrachtet. Falls erforderlich, wurden die Änderungen bei den Einwirkungskombinationen (vgl. Kapitel 3) mitberücksichtigt.

Tab. 12 zeigt den Vergleich der Spannungen bei gleichbleibendem Querschnitt für die wesentlichen Bauteile unter Berücksichtigung der zu verwendenden Teilsicherheitsbeiwerte (ULS). In der Tabelle werden Spannungen aus Verkehrslasten und Gesamtspannungen unterschieden und verglichen.

Im Fall der Stabbogenbrücke Wörth ergeben sich Gesamtspannungen, die um bis zu 21 % erhöht sind.

4.3 Dimensionierung des Bogens

Tragfähigkeitsnachweise

Die Einwirkungskombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden wie folgt berechnet:

EWK mit Verkehr als Leiteinwirkung und Wind:

$$1,35 \cdot G_K + 1,35 \cdot V + 1,5 \cdot 0,5 \cdot W$$

Für die Begleiteinwirkung Wind wurde der ψ_0 -Wert von $\psi_0 = 0,3$ auf $\psi_0 = 0,5$ im neuen DIN-FB 101:2009 erhöht, vgl. Kapitel 3.

Die Erhöhung der Spannungen ist in Tab. 12 zusammengefasst.

Durch die Erhöhung der Spannungen im Obergurt um 15 % wird der Beulnachweis, der mit dem jetzigen Lastmodell eine Ausnutzung von 94 % hat, nicht mehr eingehalten, die Ausnutzung liegt bei 108 %. Somit ist eine Verstärkung des Obergurtes erforderlich. Die Blechdicke des Obergurtes wird von $t = 20$ mm auf $t = 22$ mm erhöht. Die Ausnutzung des Beulnachweises des verstärkten Bleches liegt dann bei 98 %.

Durch die Erhöhung der Spannungen im Untergurt um 18 % erhöht sich die Ausnutzung des Beulnachweises von 83 % auf 98 %. Der Untergurt wird auf 20 mm verstärkt, um eine Ausnutzung von 86 % zu erreichen.

Die um 21 % erhöhten Spannungen im Steg führen zu einer erhöhten Ausnutzung des Beulnachweises von 82 % auf 99 %. Der Steg wird auf 18 mm verstärkt, um eine Ausnutzung von 86 % zu erreichen.

Die Schubspannungen werden nicht erneut berechnet, da sie gering sind. Auf der sicheren Seite wird für den Obergurt und Untergurt $\tau = 20$ N/mm² und beim Steg $\tau = 10$ N/mm² verwendet.

In Tab. 13 und Bild 10 sind die Vergrößerungen des Querschnitts zusammengefasst. Einen Vergleich der Ausnutzungsgrade zeigt Tab. 14, gemeinsam mit den Ausnutzungsgraden des insgesamt verstärkten Querschnitts.

Die Querschnittswerte sind in Tab. 15 für die einzelnen Stellen (a), (b), (c) und (d), an denen die Nachweise geführt wurden, aufgeführt. Die maßgebenden Spannungen und die zugehörigen Spannungen des verstärkten Querschnitts sind in Tab. 16 zusammengestellt.

[mm]	Ursprung	1. Var.	2. Var.	Endvar.
b	776	776	776	774
h	792	790	790	790
t _{OG}	20	22	22	22
t _{UG}	18	18	20	20
t _{Steg}	17	17	17	18

Tab. 13: Änderung der Querschnittsabmessung des Bogens durch das neue Lastmodell LM1

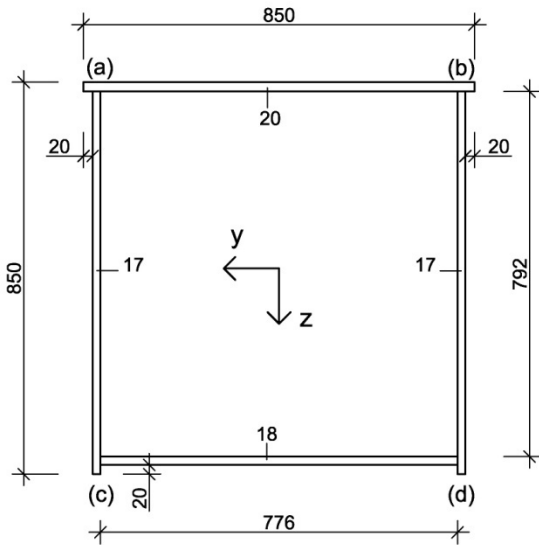


Bild 10: Änderung der Querschnittsabmessungen

Verstärkung	Ausnutzungsgrad [-]		
	OG Bogen	UG Bogen	Steg Bogen
LM1 alt, QS alt	0,94	0,83	0,82
LM1neu, QS alt	1,08	0,98	0,99
OG t = 22 mm	0,98	0,96	0,95
UG t = 20 mm	0,96	0,86	0,93
Steg t = 18 mm	0,93	0,79	0,86

Tab. 14: Vergleich der Ausnutzungsgrade bei verschiedenen Lastmodellen für den Bogen

	(a)	(b)	(c)	(d)
z [cm]	-39,67	-39,67	43,13	43,13
y [cm]	-40,50	40,50	-40,50	40,50
W _y [cm ³]	-18237	-18237	16774	16774
W _z [cm ³]	-17259	17259	-17259	17259
A [cm ²]	658			
I _y [cm ⁴]	723458			
I _z [cm ⁴]	699008			

Tab. 15: Querschnittswerte des Bogens für den verstärkten Querschnitt, LM1neu

	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]
OG (a)	-5068	3259	470	-283
OG (b)	-5201	3157	-141	-260
UG (c)	-6215	-2240	140	-236
UG (d)	-5930	-2170	-339	-239
Steg (a)	-5131	2257	736	-268
Steg (c)	-5996	-1512	377	-219

Tab. 16: Maßgebende Spannungen und zugehörige Schnittgrößen des Bogens für LM1neu mit verstärktem Querschnitt

Da die Schweißverbindungen mit einer Nahtdicke von a = 4 mm nur zu 24 % ausgenutzt sind, muss die Nahtdicke und damit das Nahtvolumen wegen der höheren Lasten nicht erhöht werden.

Ermüdungsnachweise

Durch die Vergrößerung des Querschnittes verringern sich die Spannungen des Ermüdungslastmodells auf Δσ = 37,7 N/mm², obwohl das Ermüdungslastmodell nicht geändert wurde.

Im Folgenden wird der zu führende Nachweis vorgestellt, (vgl. Kapitel 2.3.5). Es ergeben sich unterschiedliche Werte für den Nachweise nach DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-2:2007, vgl. Kapitel 11.11.

Nach DIN-FB 103:2009 ergibt sich:

$$\lambda_{\max} \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{MF}} \Leftrightarrow 1,239 \cdot 37,7 \leq \frac{56}{1,15} \Leftrightarrow 46,7 \leq 48,7$$

Der Nachweis ist also erbracht.

Da sich nach DIN EN 1993-2:2007 und DIN EN 1993-1-9:2005 der Kerbfall von 56 auf 50 verringert hat und sich für λ_{max} andere Werte ergeben, vgl. Tab. 48, ergibt sich:

$$\lambda_{\max} \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{MF}} \Leftrightarrow 1,195 \cdot 37,7 \leq \frac{50}{1,15} \Leftrightarrow 45,1 > 43,5$$

Der Nachweis für das bestehende Ermüdungslastmodell ist trotz der verringerten Spannungen nach DIN EN 1993-2:2007 nicht mehr erfüllt. Das Detail muss so ausgebildet werden, dass der Kerbfall > 52 N/mm² liegt. Um Kerbfall 71 zu erreichen, muss der Ausrundungsradius r in Abhängigkeit der Länge L = 850 mm folgendermaßen gewählt werden, vgl. Bild 60: 1/6 ≤ r/L ≤ 1/3 und somit 142 ≤ r ≤ 283.

4.4 Dimensionierung des Versteifungsträgers

Tragfähigkeitsnachweise

Für den Nachweis des Versteifungsträgers wird die Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit wie folgt berechnet:

EWK mit Verkehr als Leiteinwirkung und Temperatur:

$$1,35 \cdot G_k + 1,35 \cdot V + 1,5 \cdot 0,8 \cdot T$$

Beim Nachweis des Versteifungsträgers wird die Spannung im Untergurt bemessungsrelevant. An der maßgebenden Stelle wird die Spannung in der Ursprungsstatik um 1,7 % überschritten. Durch das neue Lastmodell ergibt sich eine Erhöhung der Spannungen im Untergurt um 12 %, vgl. **Tab. 12**. Der Tragfähigkeitsnachweis ist nicht mehr erfüllt. Somit ist eine Verstärkung des Querschnitts erforderlich.

Wenn die Blechdicke des Untergurtes (bisher $t = 40$ mm) erhöht wird, darf als Nennwert der Streckgrenze anstelle $f_y = 355$ N/mm² nur noch $f_y = 335$ N/mm² berücksichtigt werden, vgl. DIN EN 1993-1-1:2005 3.2.1 (1). Für das neue Lastmodell ergibt sich damit eine erforderliche Blechdicke $t = 50$ mm bei einer Ausnutzung von 102,7 %. Die Brutto-Querschnittswerte und die maßgebenden Spannungen und zugehörigen Schnittgrößen des verstärkten Versteifungsträgers sind in **Tab. 17** zusammengefasst.

Alternativ dazu kann der Nachweis bei gleichbleibender Blechdicke $t = 40$ mm erfüllt werden, wenn die Breite des Untergurtes von 600 mm auf 700 mm erhöht wird (Überschreitung von 1,8 %). Die Brutto-Querschnittswerte und die maßgebenden Spannungen und die zugehörigen Schnittgrößen des verstärkten Versteifungsträgers sind in **Tab. 18** zusammengefasst.

	(a)	(b)	(c)	(d)
z [cm]	-50,24	-46,24	75,36	80,36
W _y [cm ³]	-58200	-63234	38798	36384
A [cm ²]	1513			
I _y [cm ⁴]	2923860			
	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]
UG VT	3746	11615	90	344

Tab. 17: Brutto-Querschnittswerte und maßgebende Spannungen und zugehörige Schnittgrößen des aufgedickten Untergurtes des Versteifungsträgers

	(a)	(b)	(c)	(d)
z [cm]	-49,10	-45,10	76,50	80,50
W _y [cm ³]	-56590	-61609	36324	34519
A [cm ²]	1493,18			
I _y [cm ⁴]	2778699			
	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]
UG VT	3746	11615	90	361

Tab. 18: Brutto-Querschnittswerte und maßgebende Spannungen und zugehörige Schnittgrößen des verbreiterten Untergurtes des Versteifungsträgers

Die Lösung mit dem breiteren Untergurt kann zu Problemen beim Anschluss im Bogenfußpunkt führen. Praktikabler ist die Lösung mit dem dickeren Blech.

Die Beulnachweise werden in beiden Fällen nicht maßgebend.

Da die maßgebenden Schweißverbindungen am Untergurt mit einer Nahtdicke von $a = 5$ mm nur zu 44 % ausgenutzt sind, muss die Nahtdicke und damit das Nahtvolumen nicht erhöht werden.

Ermüdungsnachweise

Durch die Vergrößerung des Querschnittes verringern sich die Spannungen des Ermüdungslastmodells, obwohl das Ermüdungslastmodell nicht geändert wurde. Die maximal aufnehmbare Spannung bleibt bei $KF/\gamma_{Mf} = 80/1,15 = 69,56$.

Die vorhandene Spannungsschwingbreite liegt für den breiteren Untergurt bei $\Delta\sigma = 61,65$ N/mm². Der Nachweis ist in **Tab. 19** geführt. Der Nachweis ist um 6- 10 % nicht eingehalten.

Die vorhandene Spannungsschwingbreite liegt für den dickeren Untergurt bei $\Delta\sigma = 57,71$ N/mm². Der Nachweis ist in **Tab. 19** geführt. Der Nachweis ist erfüllt.

Es zeigt sich auch hier der Einfluss der „45 m“-Regel, vgl. Kapitel 2.3.6.

Ermüdungsnachweis für den breiteren Untergurt		
	DIN-FB 103:2009	DIN EN 1993-2:2007
λ	1,239	1,195
$\lambda \cdot \Delta\sigma = \lambda \cdot 61,65$	76,38	76,67
$(\lambda \cdot \Delta\sigma)/(KF/\gamma_{MF})$	1,06	1,10
	NW nicht erfüllt	NW nicht erfüllt
Ermüdungsnachweis für den dickeren Untergurt		
λ	1,239	1,195
$\lambda \cdot \Delta\sigma = \lambda \cdot 57,71$	71,50	68,96
$(\lambda \cdot \Delta\sigma)/(KF/\gamma_{MF})$	1,03	0,99
	NW nicht erfüllt	NW erfüllt

Tab. 19: Ermüdungsnachweis des Versteifungsträgers nach DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-2:2007

4.5 Dimensionierung der Hänger

Tragfähigkeitsnachweise

Beim Nachweis des Hängers wurde die Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Verkehr als Leiteinwirkung und Wind wie folgt berechnet:

$$1,35 \cdot G_K + 1,35 \cdot V + 1,5 \cdot 0,5 \cdot W$$

Durch das neue Lastmodell (unter Berücksichtigung der neuen Einwirkungskombination) erhöhen sich die Spannungen im Hänger bei einem Durchmesser $D = 70 \text{ mm}$ von 268 N/mm^2 um 13 % auf 304 N/mm^2 . Um die gleiche Ausnutzung wie beim alten Lastmodell zu erreichen, muss der Hängerdurchmesser auf $D = 75 \text{ mm}$ erhöht werden, es ergibt sich dann eine Spannung von 264 N/mm^2 .

Ermüdungsnachweise

Für den Ermüdungsnachweis verringert sich die vorhandene Spannungsschwingbreite durch Vergrößerung des Querschnitts. Der Ausnutzungsgrad wird somit geringer. Durch die neuen Normen ergeben sich keine Änderungen, vgl. Tab. 50.

Der Einfluss des vergrößerten Durchmessers und der erhöhten Lasten auf die Gestaltung der Hängeranschlüsse werden in Kapitel 12 Hänger von Stabbogenbrücken betrachtet.

Weitere Nachweise

Die weiteren Nachweise, die nach DIN-FB 103:2009 zu führen sind, werden in Kapitel 12.10 in Einzelnen vorgestellt. Insbesondere sind der Tragfähigkeitsnachweis von Regen-Wind-induzierten Schwingungen und die Ermüdungs-

nachweise von Regen-Wind-induzierten Schwingungen und von wirbelerregten Schwingungen quer zum Wind zu nennen. Außerdem führt die Einhaltung der Konstruktiven Empfehlungen zu einem größeren Durchmesser von $D = 90 \text{ mm}$.

4.6 Dimensionierung der Querträger

Tragfähigkeitsnachweise

Untersucht wurde die Einwirkungskombination mit Verkehr als Leiteinwirkung: $1,35 \cdot G_K + 1,35 \cdot V$. Durch das neue Lastmodell erhöhen sich die bemessungsrelevanten Schnittgrößen auf $V = 877 \text{ kN}$ und $M = 3,17 \text{ MNm}$. Damit erhöhen sich die Spannungen, vgl. Tab. 12.

Um die Ausnutzung der Ursprungsstatik zu erhalten, wird der Querträger durch Verstärkung des Steges von $t = 14 \text{ mm}$ auf $t = 18 \text{ mm}$ in Feldmitte vergrößert. Daraus ergeben sich an der maßgebenden Stelle neue Querschnittswerte und mit dem erhöhten Moment eine neue Spannung, wie Tab. 20 zeigt. Um den „Zahn“-Nachweis erfüllen zu können, ist eine Erhöhung der Blechdicke des Steges zwischen erstem und zweitem Zahn von $t = 20 \text{ mm}$ auf $t = 22 \text{ mm}$ erforderlich. Der Nachweis ist in Tab. 21, analog zu Tab. 7, dargestellt.

	(e)		(e)
$z \text{ [cm]}$	82,43	$M \text{ [MNm]}$	3,17
$W_y \text{ [cm}^3\text{]}$	10060	$\sigma_x \text{ [N/mm}^2\text{]}$	316
$A \text{ [cm}^2\text{]}$	629	Ausnutzung	0,89
$I_y \text{ [cm}^4\text{]}$	829292		

Tab. 20: Spannungsnachweis des verstärkten Querträgers in Feldmitte, LM1neu

Max V [kN]	877
S [cm³]	7106
$I_y \text{ [cm}^4\text{]}$	612127
	$T = \frac{V \cdot S}{I} \cdot b_2 = 616 \text{ kN}$
	$M = T \cdot e = 184,8 \text{ kNm}$
$W_y \text{ [cm}^3\text{]}$	$W = \frac{t \cdot b_1^2}{6} = 572 \text{ cm}^3$
$\sigma \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$\sigma = 323 \text{ N/mm}^2$
$\tau \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$\tau = \frac{T}{b_1 \cdot t} = 70,9 \text{ N/mm}^2$
Vergleichsspannungs-NW	$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 345 \text{ N/mm}^2$
Ausnutzung	0,97

Tab. 21: Querschnittswerte und Nachweise des verstärkten Querträgers zwischen 1. und 2. „Zahn“, LM1neu

Ermüdungsnachweise

Die Konstruktionsgrundsätze bei denen auf einen Ermüdungsnachweis verzichtet werden kann, (vgl. Kapitel 2.3.8) sind weiterhin eingehalten. Somit darf auf einen Ermüdungsnachweis verzichtet werden.

4.7 Zusammenfassung

Durch die erhöhten Lasten des neuen Lastmodells ergeben sich bei gleichen Querschnitten Spannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, die um bis zu 20 % erhöht sind. Um die gleiche Ausnutzung wie in der Ursprungsstatik zu erhalten, müssen die Querschnitte verstärkt werden.

Der Querschnitt des Bogens muss auf Grund der erhöhten Spannungen um 11 % erhöht werden. Bei gleichbleibendem Ermüdungslastmodell verringern sich somit die ermüdungswirksamen Spannungen. Dennoch ist der Nachweis für das bestehende Ermüdungslastmodell trotz der verringerten Spannungen nicht mehr erfüllt, da das maßgebende Detail beim Bogen nach DIN EN 1993-2:2007 in einen ungünstigeren Kerbfall eingestuft wird. Somit ist eine konstruktive Veränderung des Anschlusses erforderlich, um den Nachweis zu erfüllen.

Beim Versteifungsträger muss der Untergurt zur Erfüllung des Tragfähigkeitsnachweises um 25 % bzw. um 17 % verstärkt werden. Durch diese Verstärkung ist auch der Ermüdungsnachweis, der nach neuer Norm zu führen ist, erfüllt.

Auch beim Nachweis der Hänger und Querträger führen die erhöhten Lasten zu vergrößerten Querschnitten. Der Querschnitt des Hängers ist um 15 % zu vergrößern. In Feldmitte liegt die Verstärkung des Querträgersteges bei 29 %, insgesamt wird der Querschnitt um 5 % verstärkt, für den „Zahn“-Nachweis wird der Querträgersteg um 10 %, insgesamt wird der Querschnitt um 4 % verstärkt.

5 Werkstoffe

5.1 Allgemeines

Mit der Einführung der harmonisierten technischen Lieferbedingungen für warmgewalzte Baustähle gemäß DIN EN 10025:2005 sowie dem Ersatz des bisherigen Aufschweißbiegeversuchs SEP 1390:1996 durch ein Äquivalenzkriterium (SEDLACEK, G. et al., 2005) ergeben sich Änderungen bei der Werkstoffauswahl und damit auch bei der Bemessung von Stahlbrücken.

Die wichtige Änderung im Normenwerk im Bereich Werkstoffe ist die Verwendung höherfester Stähle, die zu anderen Querschnitten, anderen Schweißverbindungen und anderem Stabilitätsverhalten führen kann.

5.2 Werkstofffestigkeiten

5.2.1 Stahlsorten

Im DIN-FB 103:2003 sind die Stahlsorten S235, S275, S355, S420 und S460 aufgeführt, nach ARS Nr. 12/2003 sind jedoch nur die Stähle S235 und S355 ohne Einschränkung zugelassen, andere Stähle bedürfen der Zustimmung im Einzelfall.

Bei der Überarbeitung wurden im neuen DIN-FB 103:2009 die Stahlbezeichnungen aktualisiert und alle Stähle übernommen. In Deutschland üblich sind die Stähle S235, S355 und S460, das ARS Nr. 6/2009 gibt eine Einschränkung auf diese Stähle vor und ermöglicht somit den Einsatz von S460. Außerdem dürfen für tragende Bauteile keine Stähle der Gütegruppen JR und J0 verwendet werden.

DIN EN 1993-2:2007 enthält keine Einschränkungen für die Auswahl der Stahlsorten im Vergleich zum Hochbau. Nach DIN EN 1993-1-1:2005 sind somit die Stähle bis zu einer Streckgrenze von $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$ zugelassen. Höherfeste Stähle mit $f_y > 460 \text{ N/mm}^2$ sind in DIN EN 1993-1-12:2007 geregelt. Dort wird auf die Brückenbaunorm DIN EN 1993-2:2007 verwiesen und über den Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-1-12:2007 die Möglichkeit gegeben, die Verwendung von höherfesten Stählen mit $f_y > 460 \text{ N/mm}^2$ für den Brückenbau auszuschließen. Bisher ist dieser Nationale Anhang noch nicht veröffentlicht.

5.2.2 Werkstoffkennwerte

Die Werkstoffkennwerte nach DIN-FB 103:2003 sind als Tabellenwerte für die Streckgrenze und die Zugfestigkeit gegeben und stimmen mit den Werten aus DIN V ENV 1993-2:2001 überein. Im DIN-FB 103:2003 sind jedoch bei den Hohlprofilen nur Angaben zu warmgefertigten Hohlprofilen gemacht, in DIN V ENV 1993-2:2001 sind auch kaltgefertigte Hohlprofile aufgeführt. Nach DIN-FB 103:2003 ist es alternativ erlaubt, für größere Dickenbereiche die Werte aus den Werkstoffnormen, z. B. DIN EN 10025:1994 zu entnehmen. Die Anwendung dieser Regel ist durch das ARS Nr. 12/2003 auf die Zustimmung im Einzelfall begrenzt.

Bei der Überarbeitung des DIN-Fachberichts 103 wurden die Werkstoffkennwerte als Tabellenwerte an DIN EN 1993-1-1:2005 angepasst, die fehlenden Werte wurden der Werkstoffnorm DIN EN 10025:2005 entnommen. Nach DIN-FB 103:2009 können die Nennwerte von Streckgrenze und Zugfestigkeit immer den Produktspezifikationen entnommen werden, vereinfachend dürfen die oben genannten Tabellenwerte verwendet werden. ARS Nr. 6/2009 schreibt die Verwendung der Tabellenwerte bis 100 mm vor und lässt nur über 100 mm die Werkstoffkennwerte zu unter der Bedingung, dass die Blechdickenbegrenzung eingehalten ist.

Im neuen Eurocode DIN EN 1993-2:2007 wird auf DIN EN 1993-1-1:2005 verwiesen. Dort sind die beiden Möglichkeiten gegeben:

- Verwendung von Tabellenwerten oder
- Verwendung der Werte aus der Produktnorm.

Der Nationale Anhang E DIN EN 1993-1-1/NA:2007, der regeln darf, welche Werte zu verwenden sind, lässt beide Verfahren zu: Die (unteren) Werte für f_y und f_u dürfen sowohl den entsprechenden Produktnormen (DIN EN 10025:2005, DIN EN 10210-1:2006 (warmgefertigte Hohlprofile) und DIN EN 10219-1:2006 (kaltgefertigte Hohlprofile)) als auch DIN EN 1993-1-1:2005, Tabelle 3.1 entnommen werden. Für die endgültigen Eurocodes wird es somit keine Einschränkungen mehr geben.

5.3 Zähigkeiten

In DIN-FB 103:2003 sind Tabellenwerte für die Blechdickenbegrenzung gegeben, bei deren Verwendung kein weiterer Nachweis des Sprödbruchs erforderlich wird. Die Bemessungstemperatur liegt

bei -30°C . Diese Werte stammen aus DIN V ENV 1993-2:2001 und dem NAD zu DIN V ENV 1993-2. Im DIN-FB 103:2003 fehlen die Werte für kaltgefertigte Hohlprofile, es sind zusätzlich Werte für den Stahl S235JR aufgeführt.

Nach DIN-FB 103:2009 ist es erlaubt, den Nachweis der Spröbruchsicherheit nach DIN EN 1993-1-10:2005 oder DASt Ri 009 zu führen. Es ist kein Nachweis erforderlich, wenn die Blechdickenbegrenzungen der angegebenen Tabelle eingehalten sind. Die Tabelle gilt für eine Einsatztemperatur von -30°C . Die Werte in der Tabelle wurden DIN EN 1993-1-10:2005 entnommen und entsprechen bei Straßenbrücken den Angaben bei vorhandenen Druckspannungen für $0,25 f_y$ und bei Zugspannungen für $0,5 f_y$ und bei Eisenbahnbrücken bei Druckspannungen für $0,25 f_y$ und bei Zugspannungen für $0,6 f_y$ für -30°C jeweils. Die genannten Spannungen (z. B. $0,25 f_y$) lassen sich wie folgt erläutern: Für eine Ermittlung der zulässigen Erzeugnisdicke nach DIN EN 1993-1-10:2005 werden die vorhandenen Spannungen der außergewöhnlichen Bemessungssituation, z. B. für Verkehr als Leiteinwirkung $1,0 \cdot G_k + 0,75 \cdot TDL + 0,4 \cdot UDL + 0 \cdot \text{Wind} + 0,5 \cdot T$, zugrunde gelegt. Mit Hilfe des Verhältnisses zwischen vorhandener Spannung und Streckgrenze ergeben sich unterschiedliche zulässige Erzeugnisdicken, die als Tabellenwerte ermittelt werden können. In der Tabelle sind jeweils zwei Blechdickenbegrenzungen ge-

geben: Die ersten Werte enthalten nicht die Anforderungen des Aufschweißbiegeversuchs oder des Äquivalenzkriteriums, es handelt sich nur um Bedingungen der Spröbruchsicherheit und nicht der Schweißbarkeit. Daher ist bei Dicken ≥ 30 mm ein Aufschweißbiegeversuch nach SEP 1390:1996 erforderlich, bei Anwendung der zweiten Werte (Klammerwerte), die dem Äquivalenzkriterium nach DIN 18800-7 entsprechen, kann der Aufschweißbiegeversuch entfallen. Die Angabe der Berechnung nach DIN EN 1993-1-10:2005 oder DASt Ri 009 ist nicht eindeutig, weil zur Bestimmung der einwirkenden Spannungen nach DIN EN 1993-1-10:2005 die außergewöhnliche Kombination und nach DASt Ri 009 die häufige Kombination verwendet wird.

DIN EN 1993-2:2007 fordert für den Nachweis der Spröbruchsicherheit die Erfüllung der Anforderungen nach DIN EN 1993-1-10:2005. Es können über das NA zusätzliche Anforderungen an die Zähigkeit gestellt werden. Die Vorgehensweise aus dem DIN-FB 103:2009 wurde für den Nationalen Anhang übernommen.

Die Blechdickenbegrenzung nach DIN-FB 103:2003 im Vergleich zu DIN-FB 103:2009 und damit DIN EN 1993-2:2007 ist in **Bild 11** für Straßenbrücken und **Bild 12** für Eisenbahnbrücken dargestellt.

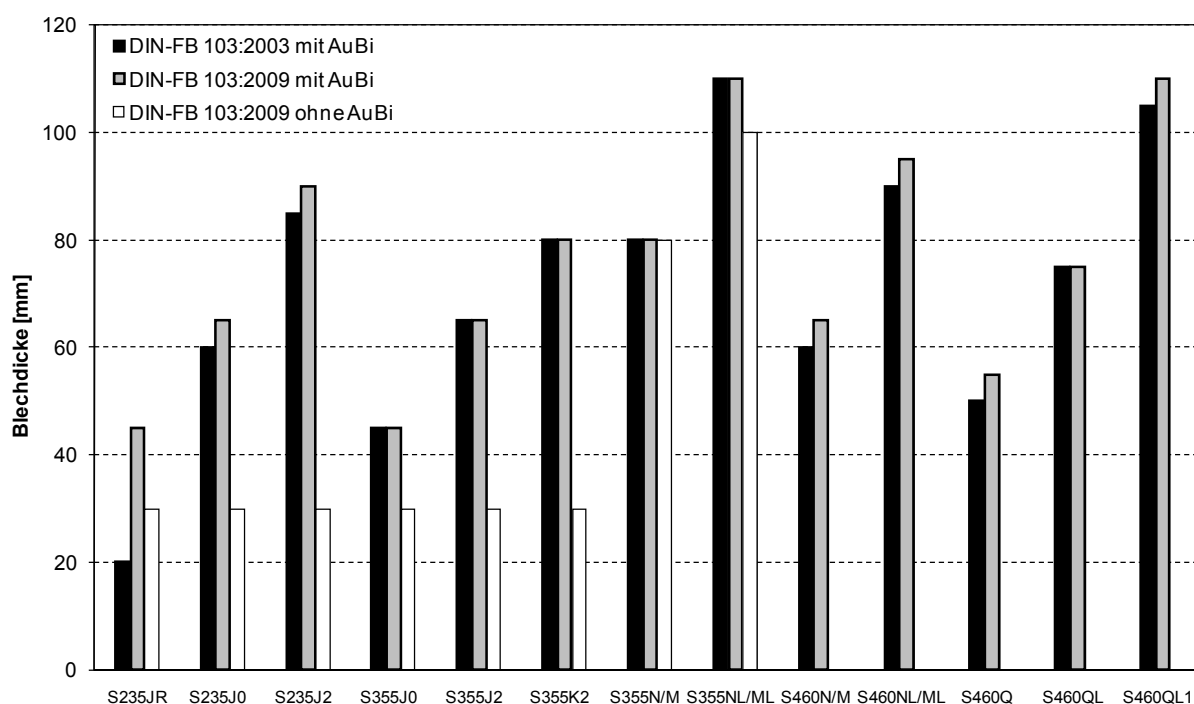


Bild 11: Blechdickenbegrenzung für Straßenbrücken

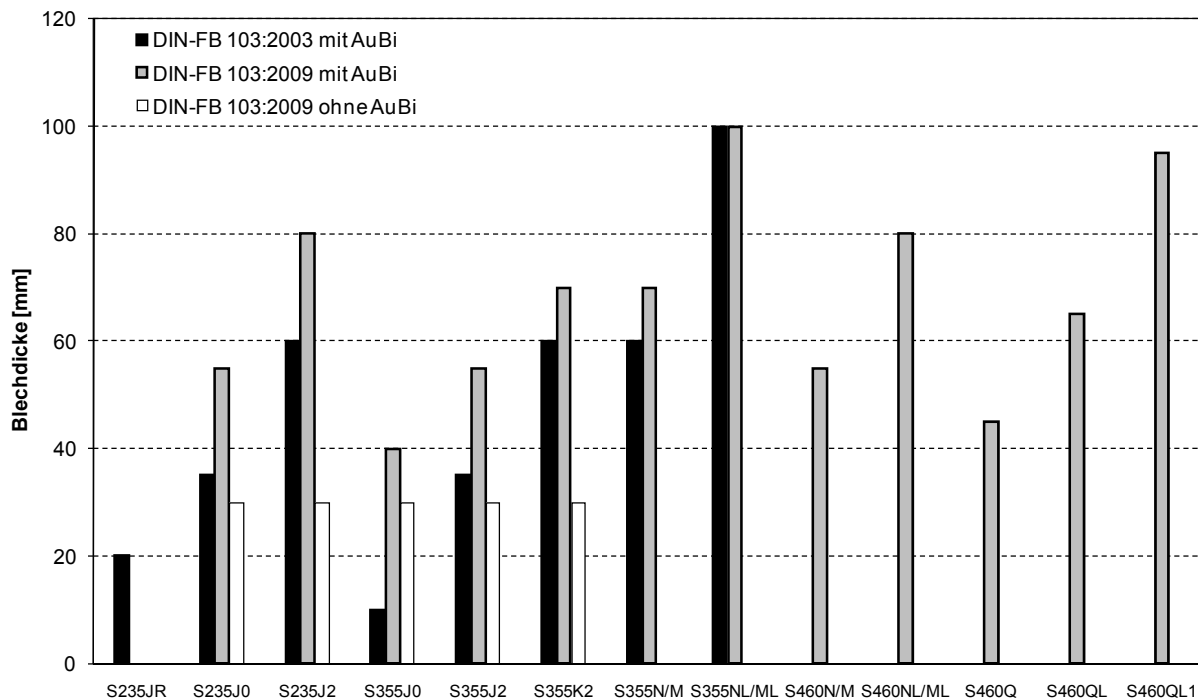


Bild 12: Blechdickenbegrenzung für Eisenbahnbrücken

5.4 Terrassenbruch

Im DIN-FB 103:2003 ist zur Vermeidung von Terrassenbruch der Nachweis nach DASt Ri 014 gefordert.

Nach DIN-FB 103:2009 werden zur Vermeidung von Terrassenbruch Empfehlungen zur Z-Güte gegeben. Für Rundstähle ist kein Nachweis erforderlich.

DIN EN 1993-2:2007 gibt für den Nachweis der Eigenschaften in Dickenrichtung Empfehlungen für die Z-Güte, die in den Nationalen Anhang übernommen wurden.

In allen Normengenerationen werden dieselben Nachweise gefordert, es gibt keine Unterschiede. Lediglich die genannte Ausnahme der Rundstähle ist nur im DIN-FB 103:2009 zu finden.

5.5 Verwendung höherfester Stähle

Anhand des vorliegenden Brückenbauwerks *Stabbogenbrücke Wörth* sollen die Auswirkungen beim Einsatz der Stahlsorten S460, die bisher gemäß ARS Nr. 12/2003 nur über Zustimmung im Einzelfall anwendbar waren, aufgezeigt werden. Der Ein-

fluss der Änderungen auf die Schweißverbindung wird in Kapitel 10.3 betrachtet.

Es werden zwei Berechnungen durchgeführt:

- Nach DIN-FB 103:2009 und DIN-FB 101:2009, mit dem bisherigen Lastmodell LM1, der neuen Einwirkungskombination und unter Verwendung von S460
- Mit dem neuen Lastmodell LM1neu (vgl. Kapitel 4), der neuen Einwirkungskombination und unter Verwendung von S460

5.6 Bogen - Stahl S460

5.6.1 Bogen - Bisheriges Lastmodell LM1

Tragfähigkeitsnachweise

Durch die Verwendung von Stahl S460 mit einer Streckgrenze von $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$ reduziert sich die Ausnutzung beim Beulnachweis, obwohl sich der Abminderungsfaktor p erhöht, da die Streckgrenze im Nachweis berücksichtigt wird. Deshalb kann eine Reduzierung der Querschnittswerte erfolgen. Die Reduzierung wird so vorgenommen, dass die Außenabmessungen des Querschnitts gleich bleiben und etwa gleiche Ausnutzungsgrade entste-

hen. Für die maßgebenden Schnittgrößen (Tab. 4) reduziert sich beim Obergurt die Ausnutzung beim Beulnachweis von 94 % auf 82 %, beim Untergurt von 83 % auf 74 % und beim Steg von 82 % auf 72 %.

Beim Obergurt des Ursprungsquerschnitts kann bei dem bisherigen Lastmodell die Blechdicke des Obergurtes von $t = 20$ mm auf $t = 18$ mm reduziert werden. Unter Berücksichtigung der verringerten Blechdicke im Obergurt kann die Blechdicke des Untergurtes von $t = 18$ mm auf $t = 17$ mm reduziert werden. Die Blechdicke des Steges kann von $t = 17$ mm auf $t = 16$ mm verringert werden. Die Reduzierungen sind in Tab. 22 zusammengefasst, die zugehörigen Bezeichnungen sind in Bild 10 dargestellt. Es ergibt sich beim Beulnachweis für den Obergurt eine Ausnutzung von 95 %, beim Untergurt von 80 % und beim Steg von 83 %. Einen Vergleich der Ausnutzungsgrade zeigt Tab. 23, gemeinsam mit den Ausnutzungsgraden des insgesamt reduzierten Querschnitts.

Die Querschnittswerte des verringerten Querschnitts mit dem Stahl S460 sind in Tab. 24 für die einzelnen Stellen (a), (b), (c) und (d), an denen die Nachweise geführt wurden, aufgeführt. Die maßgebenden Spannungen und die zugehörigen Schnittgrößen sind in Tab. 25 zusammengestellt. Die Schubspannungen werden nicht erneut berechnet, da sie gering sind. Auf der sicheren Seite wird für den Obergurt und Untergurt $\tau = 20$ N/mm² und beim Steg $\tau = 10$ N/mm² verwendet.

[mm]	Ursprung	1. Var.	2. Var.	Endvar.
b	776	776	776	778
h	792	794	795	795
t _{OG}	20	18	18	18
t _{UG}	18	18	17	17
t _{Steg}	17	17	17	16

Tab. 22: Änderung der Querschnittsabmessung bei Verwendung von S460 für den Bogen

Reduzierung	Ausnutzungsgrad [-]		
	OG Bogen	UG Bogen	Steg Bogen
S355, QS alt	0,94	0,83	0,82
S460, QS alt	0,82	0,72	0,74
OG t = 18 mm	0,93	0,77	0,73
UG t = 17 mm	0,93	0,78	0,78
Steg t = 16 mm	0,95	0,80	0,83

Tab. 23: Änderung der Ausnutzungsgrade infolge von Reduzierung des Querschnitts durch Einsatz von S460

	(a)	(b)	(c)	(d)
z [cm]	-40,90	-40,90	42,30	42,30
y [cm]	-40,50	40,50	-40,50	40,50
W _y [cm ³]	-15284	-15284	14780	14780
W _z [cm ³]	-14284	14284	-14284	14284
A [cm ²]	552			
I _y [cm ⁴]	625167			
I _z [cm ⁴]	578506			

Tab. 24: Querschnittswerte des Bogens für S460 mit reduziertem Querschnitt

	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]
OG (a)	-4575	2886	443	-303
OG (b)	-4665	2796	-167	-279
UG (c)	-5551	-1871	155	-238
UG (d)	-5265	-1801	-324	-240
Steg (a)	-4697	1808	614	-246
Steg (c)	-5379	-1113	300	-194

Tab. 25: Maßgebende Spannungen und zugehörige Schnittgrößen des Bogens für S460 mit reduziertem Querschnitt

Ermüdungsnachweise

Durch die Verkleinerung des Querschnitts ändern sich die Querschnittswerte und somit erhöhen sich die Spannungen des Ermüdungslastmodells, obwohl das Ermüdungslastmodell nicht geändert wurde.

Die vorhandene Spannungsschwingbreite erhöht sich von $\Delta\sigma = 40,5$ N/mm² auf $\Delta\sigma = 43,2$ N/mm². Der Nachweis ist nach DIN-FB 103:2003 wie folgt zu führen, vgl. 2.3.5:

$$\lambda_{\max} \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{Mf}} \Leftrightarrow 1,195 \cdot 43,2 \leq \frac{56}{1,15} \Leftrightarrow 51,6 \geq 48,7$$

Der Nachweis ist somit nicht erbracht. Das Detail muss so ausgebildet werden, dass der Kerbfall > 62 N/mm² liegt. Um Kerbfall 71 zu erreichen, muss der Ausrundungsradius r in Abhängigkeit der Länge $L = 850$ mm folgendermaßen gewählt werden, vgl. Bild 60: $1/6 \leq r/L \leq 1/3$ und somit $142 \leq r \leq 283$.

5.6.2 Bogen - Neues Lastmodell LM1neu

Tragfähigkeitsnachweise

Im Folgenden werden die berechneten Spannungen des Bogens unter Verwendung von S460 und mit dem neuen Lastmodell LM1neu (vgl. Kapitel 4) und der neuen Einwirkungskombination vorgestellt.

	Ausnutzungsgrad [-]		
	OG	UG	Steg
S355, QS alt	0,94	0,83	0,82
S460, LM1neu, QS alt	0,91	0,83	0,84

Tab. 26: Änderung der Ausnutzungsgrade bei erhöhtem Lastmodell unter Verwendung von S460

Die Spannungen werden durch das neue Lastmodell erhöht, gleichzeitig reduziert sich die Ausnutzung durch die Verwendung von Stahl S460 mit einer Streckgrenze von $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$. Dazu wird folgender Vergleich geführt:

- Ursprungsstatik mit bisherigem Lastmodell LM1, alter Einwirkungskombination und unter Verwendung von S355 (vgl. Kapitel 2)
- Mit dem neuen Lastmodell LM1neu der neuen Einwirkungskombination und unter Verwendung von S460

Da der Beulnachweis maßgebend wird, zeigt Tab. 26 den Vergleich der Ausnutzungsgrade beim Beulnachweis.

Es zeigt sich, dass trotz der Verwendung von S460 keine Querschnittsreduzierung möglich ist, da das Einsparpotential durch die erhöhten Lasten „aufgebraucht“ wird.

Ermüdungsnachweise

Da sich die Querschnittswerte nicht ändern, ändert sich auch der Ermüdungsnachweis nicht.

5.7 Versteifungsträger - Stahl S460

5.7.1 Versteifungsträger - Bisheriges Lastmodell LM1

Tragfähigkeitsnachweise

Beim Nachweis des Versteifungsträgers reduziert sich die Ausnutzung im bemessungsrelevanten Untergurt durch die Verwendung von S460 von 101,7 % auf 78,5 %. Die Ausnutzung im Beulnachweis reduziert sich von 91 % auf 78 %. Somit ist eine Reduzierung des Querschnitts möglich.

Wenn die Blechdicke des Untergurtes (bisher $t = 40 \text{ mm}$) auf eine erforderliche Blechdicke von $t = 28 \text{ mm}$ reduziert wird, wird der Nachweis wie in der Ursprungsstatik um 0,5 % überschritten. Jedoch ist der Beulnachweis des Steges nicht mehr eingehalten.

	(a)	(b)	(c)	(d)
z [cm]	-43,40	-39,40	82,20	85,20
$W_y [\text{cm}^3]$	-48451	-53370	25584	24683
A [cm ²]	1393,18			
$I_y [\text{cm}^4]$	2102932			
	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ_x [N/mm ²]
UG VT	3916	10205	17	442
Steg oben	4606	-8340	24	189
Steg unten	4606	-8340	24	-294

Tab. 27: Brutto-Querschnittswerte und maßgebende Spannungen und zugehörige Schnittgrößen des verkleinerten Versteifungsträgers unter Verwendung von S460

Die Blechdicke des Untergurtes wird auf $t = 30 \text{ mm}$ reduziert, damit sind alle Tragfähigkeitsnachweise eingehalten. Der Beulnachweis hat eine Ausnutzung von 97 %. Tab. 27 zeigt die Querschnittswerte, Spannungen und Schnittgrößen für $t = 30 \text{ mm}$.

Ermüdungsnachweise

Die Bedingung, (vgl. Kapitel 2.3.6 und 11.2), nach der kein Ermüdungsnachweis geführt werden muss, ist für S460 nicht gültig.

Durch die Verringerung des Querschnittes vergrößern sich die Spannungen des Ermüdungslastmodells, obwohl das Ermüdungslastmodell nicht geändert wurde. Die vorhandene Spannungsschwingbreite liegt bei $\Delta\sigma = 87,57 \text{ N/mm}^2$. Es bleibt $\lambda = 1,239$ nach Tab. 49. Der Nachweis ist wie folgt zu führen:

$$\lambda \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{Mf}} \Leftrightarrow 1,239 \cdot 87,57 \leq \frac{80}{1,15} \Leftrightarrow 108,5 \geq 69,56$$

Der Nachweis ist nicht eingehalten.

Insgesamt kann also der Untergurt des Versteifungsträgers nicht reduziert werden, da der Nachweis der Ermüdung maßgebend ist. Der Ermüdungsnachweis ist nur eingehalten, wenn der Untergurt des Versteifungsträgers mit einer größeren Dicke von $t = 50 \text{ mm}$ gewählt wird (vgl. Kapitel 2.3.6 für S355).

5.7.2 Versteifungsträger - Neues Lastmodell LM1neu

Tragfähigkeitsnachweise

Für das neue Lastmodell reduziert sich beim Nachweis des Versteifungsträgers die Ausnutzung im bemessungsrelevanten Untergurt durch die Verwendung von S460 von 101,7 % (beim bisheri-

gen Lastmodell LM1 und S355) auf 88,2 %. Die Ausnutzung im Beulnachweis reduziert sich von 91 % auf 79 %. Die Querkraft ändert sich nur wenig durch das neue Lastmodell. Somit ist eine Reduzierung des Querschnitts möglich.

Wenn die Blechdicke des Untergurtes (bisher $t = 40$ mm) auf eine erforderliche Blechdicke von $t = 34$ mm reduziert wird, liegt der Ausnutzungsgrad bei 99 %. Der Beulnachweis hat eine Ausnutzung von 89 %. **Tab. 28** zeigt die Querschnittswerte, Spannungen und Schnittgrößen für $t = 34$ mm.

Ermüdungsnachweise

Die Bedingung, (vgl. Kapitel 2.3.6 und 11.2), nach der kein Ermüdungsnachweis geführt werden muss, ist für S460 nicht gültig.

Durch die Verringerung des Querschnitts vergrößern sich die Spannungen des Ermüdungslastmodells, obwohl das Ermüdungslastmodell nicht geändert wurde. Die vorhandene Spannungsschwingbreite liegt bei $\Delta\sigma = 79,51$ N/mm². Es bleibt $\lambda = 1,239$ nach **Tab. 49**. Der Nachweis ist wie folgt zu führen:

$$\lambda \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{Mf}} \Leftrightarrow 1,239 \cdot 79,51 \leq \frac{80}{1,15} \Leftrightarrow 98,51 \geq 69,56$$

Der Nachweis ist nicht eingehalten.

Insgesamt kann also der Untergurt des Versteifungsträgers nicht reduziert werden, da der Nachweis der Ermüdung maßgebend ist. Der Ermüdungsnachweis ist nur eingehalten, wenn der Untergurt des Versteifungsträgers mit einer größeren Dicke von $t = 50$ mm gewählt wird.

	(a)	(b)	(c)	(d)
z [cm]	-44,84	-40,89	80,75	84,15
W _y [cm ³]	-50726	-55693	28173	27035
A [cm ²]	1417			
I _y [cm ⁴]	2274992			
	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]
UG VT	3746	11615	90	456
Steg oben	4602	-8411	63	184
Steg unten	4602	-8411	63	-266

Tab. 28: Brutto-Querschnittswerte und maßgebende Spannungen und zugehörige Schnittgrößen des verkleinerten Versteifungsträgers für S460 und LM1neu

5.8 Hänger - Stahl S460

5.8.1 Hänger - Bisheriges Lastmodell LM1

Tragfähigkeitsnachweise

Durch die Verwendung von S460 kann der Durchmesser der Hänger bei gleichbleibender Ausnutzung (vorher 76 %, jetzt 80 %) von $D = 70$ mm auf $D = 60$ mm reduziert werden.

Ermüdungsnachweise

Für den Ermüdungsnachweis erhöht sich die Spannungsschwingbreite durch Reduktion des Querschnitts. Die vorhandene Spannungsschwingbreite liegt nun bei $\Delta\sigma = 39,7$ N/mm². $\lambda = 1,028$ ergibt sich nach **Tab. 50**. Der Nachweis ist wie folgt zu führen:

$$\lambda \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{Mf}} \Leftrightarrow 1,028 \cdot 39,7 \leq \frac{56}{1,15} \Leftrightarrow 40,8 \leq 48,7$$

Der Nachweis ist erbracht.

Wenn man jedoch fordert, dieselbe Ausnutzung wie bei der Ursprungsstatik zu erzielen, ist keine Reduktion des Querschnitts möglich.

Weitere Nachweise

Die weiteren Nachweise, die nach DIN-FB 103:2009 zu führen sind, werden in Kapitel 12.11 in Einzelnen vorgestellt. Bei Einhaltung der Konstruktiven Empfehlungen kann der Durchmesser von $D = 80$ mm (S355) auf $D = 70$ mm reduziert werden.

5.8.2 Hänger - Neues Lastmodell LM1neu

Tragfähigkeitsnachweise

Im Folgenden werden die berechneten Spannungen des Hängers unter Verwendung von S460 und mit dem neuen Lastmodell LM1neu (vgl. Kapitel 4) und der neuen Einwirkungskombination vorgestellt. Die Spannungen werden durch das neue Lastmodell erhöht, gleichzeitig reduziert sich die Ausnutzung durch die Verwendung von Stahl S460.

Durch die Verwendung von S460 kann der Durchmesser der Hänger bei gleichbleibender Ausnutzung (vorher 76 %, jetzt 78 %) von $D = 70$ mm auf $D = 65$ mm reduziert werden.

Ermüdungsnachweise

Für den Ermüdungsnachweis erhöht sich die Spannungsschwingbreite durch Reduktion des Querschnitts. Die vorhandene Spannungsschwingbreite liegt nun bei $\Delta\sigma = 34,0 \text{ N/mm}^2$. $\lambda = 1,028$ ergibt sich nach **Tab. 50**. Der Nachweis ist wie folgt zu führen:

$$\lambda \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{Mf}} \Leftrightarrow 1,028 \cdot 34,0 \leq \frac{56}{1,15} \Leftrightarrow 35,0 \leq 48,7$$

Der Nachweis ist erbracht.

Wenn jedoch gefordert wird, dieselbe Ausnutzung wie bei der Ursprungsstatik zu erzielen, ist keine Reduktion des Querschnitts möglich.

Weitere Nachweise

Die weiteren Nachweise, die nach DIN-FB 103:2009 zu führen sind, werden in Kapitel 12 in einzelnen vorgestellt. Bei Einhaltung der Konstruktiven Empfehlungen bleibt der Durchmesser bei $D = 80 \text{ mm}$ (S355 und S460, LM1neu).

5.9 Querträger - Stahl S460

5.9.1 Querträger - Bisheriges Lastmodell LM1

Tragfähigkeitsnachweise

Für den Querträger verringert sich in Feldmitte die Ausnutzung durch die Verwendung von S460 von 88,0 % auf 67,9 %. Um die gleiche Ausnutzung wie in der Ursprungsstatik zu erhalten, kann der Querschnitt in Feldmitte verringert werden, in dem der Steg von $t = 14 \text{ mm}$ auf $t = 12 \text{ mm}$ und der Untergurt von $t = 20 \text{ mm}$ auf $t = 14 \text{ mm}$ reduziert werden. Daraus ergeben sich an der maßgebenden Stelle neue Querschnittswerte und eine neue Spannung, wie **Tab. 29** zeigt.

	(e)		(e)
z [cm]	87,19	M [MNm]	2,80
W_y [cm ³]	7020	σ_x [N/mm ²]	399
A [cm ²]	574	Ausnutzung	0,87
I_y [cm ⁴]	612047		

Tab. 29: Spannungsnachweis des verminderten Querträgers in Feldmitte, S460

Max V [kN]	784
S [cm ³]	5907
I_y [cm ⁴]	496711
	$T = \frac{V \cdot S}{I} \cdot b_2 = 564 \text{ kN}$
	$M = T \cdot e = 169,2 \text{ kNm}$
W_y [cm ³]	$W = \frac{t \cdot b_1^2}{6} = 416 \text{ cm}^3$
σ [N/mm ²]	$\sigma = 407 \text{ N/mm}^2$
τ [N/mm ²]	$\tau = \frac{T}{b_1 \cdot t} = 89,2 \text{ N/mm}^2$
Vergleichsspannungs-NW	$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 435 \text{ N/mm}^2$
Ausnutzung	0,95

Tab. 30: Querschnittswerte und Nachweise des reduzierten Querträgers zwischen 1. und 2. „Zahn“, S460

Beim „Zahn“-Nachweis zwischen 1. und 2. „Zahn“ verringert sich die Ausnutzung durch die Verwendung von S460 von 0,96 auf 0,74. Um eine vergleichbare Ausnutzung zu erreichen, kann die Stegdicke von $t = 20 \text{ mm}$ auf $t = 16 \text{ mm}$ reduziert werden. Der Nachweis ist in **Tab. 30** dargestellt.

Die Fahrbahn wurde als orthotrope Platte nach den Konstruktionsrichtlinien des DIN-FB 103:2003 ausgeführt: Der Stegstoß wurde mit einer durchgeschweißten Stumpfnahnt gestoßen. Der Untergurt wurde nach DIN-FB 103:2003 IV-1.4.3(3) ausgeführt. Somit darf auch bei Verwendung von S460 auf einen Ermüdungsnachweis verzichtet werden.

5.9.2 Querträger - Neues Lastmodell LM1neu

Durch das neue Lastmodell erhöhen sich die Schnittgrößen, gleichzeitig kann eine höhere Fließgrenze beim Stahl S460 angesetzt werden. Im Vergleich zur Ursprungsstatik (vgl. Kapitel 2.3.8) verringert sich für den Querträger in Feldmitte die Ausnutzung durch die Verwendung von S460 von 88,0 % auf 77,0 %. Um die gleiche Ausnutzung wie in der Ursprungsstatik zu erhalten, kann der Querschnitt in Feldmitte verringert werden, in dem der Steg von $t = 14 \text{ mm}$ auf $t = 12 \text{ mm}$ und der Untergurt von $t = 20 \text{ mm}$ auf $t = 18 \text{ mm}$ reduziert werden. Daraus ergeben sich an der maßgebenden Stelle neue Querschnittswerte und eine neue Spannung, wie **Tab. 31** zeigt.

Beim „Zahn“-Nachweis zwischen 1. und 2. Zahn verringert sich die Ausnutzung durch die Verwendung von S460 von 0,96 auf 0,82. Die eine vergleichbare Ausnutzung zu erreichen, kann die Stegdicke von $t = 20 \text{ mm}$ auf $t = 17 \text{ mm}$ reduziert werden. Der Nachweis ist in **Tab. 32** dargestellt.

	(e)		(e)
z [cm]	86,15	M [MNm]	3,17
W _y [cm ³]	7941	σ _x [N/mm ²]	400
A [cm ²]	584	Ausnutzung	0,87
I _y [cm ⁴]	684152		

Tab. 31: Spannungsnachweis des verminderten Querträgers in Feldmitte, S460

Max V [kN]	877
S [cm ³]	6408
I _y [cm ⁴]	550285
	$T = \frac{V \cdot S}{I} \quad b_2 = 618 \text{ kN}$
	$M = T \quad e = 185,3 \text{ kNm}$
W _y [cm ³]	$W = \frac{t \cdot b_1^2}{6} = 442 \text{ cm}^3$
σ [N/mm ²]	σ = 419 N/mm ²
τ [N/mm ²]	$\tau = \frac{T}{b_1 \cdot t} = 92,0 \text{ N/mm}^2$
Vergleichsspannungs-NW	$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 449 \text{ N/mm}^2$
Ausnutzung	0,98

Tab. 32: Querschnittswerte und Nachweise des reduzierten Querträgers zwischen 1. und 2. „Zahn“, S460

Ermüdungsnachweise

Die Fahrbahn wurde als orthotrope Platte nach den Konstruktionsrichtlinien des DIN-FB 103:2003 ausgeführt: Der Stegstoß wurde mit einer durchgeschweißten Stumpfnaht gestoßen. Der Untergurt wurde nach DIN-FB 103:2003 IV-1.4.3(3) ausgeführt. Somit darf auch bei Verwendung von S460 auf einen Ermüdungsnachweis verzichtet werden.

5.10 Beurteilung

Berechnungen mit dem bisherigen Lastmodell LM1

Durch die Verwendung von S460 kann der Querschnitt des Bogens verringert werden, da beim Bogen die Einhaltung des Ermüdungsnachweises durch eine konstruktive Veränderung des Anschlusses erbracht werden kann.

Für den Versteifungsträger wird der Ermüdungsnachweis maßgebend. Um die gleichen Ausnutzungsgrade wie in der Ursprungsstatik zu erhalten, kann der Versteifungsträger nicht reduziert werden.

Beim Hänger ist eine Querschnittsreduktion möglich. Es gilt jedoch, dass eine Verringerung der

Querschnittsfläche zu einer höheren Ausnutzung des Ermüdungsnachweises führt.

Für den Querträger wird der Ermüdungsnachweis nicht maßgebend, die Querschnittsreduzierung durch Einsatz von S460 ist voll wirksam.

Berechnungen mit dem neuen Lastmodell LM1neu

Unter Berücksichtigung des neuen Lastmodells und der Verwendung von S460 kann der Querschnitt des Bogens nicht verringert werden, er muss aber auch nicht vergrößert werden, da die erhöhten Lasten durch die höhere Streckgrenze kompensiert werden.

Für den Versteifungsträger wird der Ermüdungsnachweis maßgebend. Um die gleichen Ausnutzungsgrade wie in der Ursprungsstatik zu erhalten, kann der Versteifungsträger nicht reduziert werden.

Beim Hänger ist beim neuen Lastmodell eine etwas geringere Querschnittsreduktion als beim aktuellen Lastmodell möglich. Es gilt jedoch, dass eine Verringerung der Querschnittsfläche zu einer höheren Ausnutzung des Ermüdungsnachweises führt.

Für den Querträger wird der Ermüdungsnachweis nicht maßgebend, eine Querschnittsreduzierung ist möglich, aber geringer als beim alten Lastmodell 1.

6 Tragwerksberechnung

6.1 Allgemeines

Die Angaben in DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 stimmen weitestgehend überein. In allen Nachweisformaten sind lediglich elastische Berechnungen erlaubt. Eine Ausnahme bilden außergewöhnliche Einwirkungen, wie der Ausfall eines Hängers, die zumindest bei Querschnitten der Klasse 1 und 2 plastisch nachgewiesen werden dürfen. Im Folgenden wird kurz auf die Klassifizierung der Querschnitte eingegangen. Des Weiteren werden die Unterschiede bei der Ermittlung der Imperfektionen in den DIN Fachberichten und den Eurocodes aufgezeigt.

6.2 Klassifizierung der Querschnitte

Die Klassifizierung der Querschnitte erfolgt in allen betrachteten Regelwerken (DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-2:2007) in Tabellenform. In Abhängigkeit von der Schlankheit c/t der Querschnittsteile und der Spannungsverteilung bestimmen sich die jeweiligen Querschnittsklassen. Die Darstellung wurde vereinfacht, es wurde aber inhaltlich nichts verändert.

6.3 Kriterien für die Schnittgrößenberechnung nach Theorie I. bzw. II. Ordnung

6.3.1 Allgemeines

Die Berechnung der Schnittgrößen darf nur nach Theorie I. Ordnung, also am unverformten Tragwerk erfolgen, wenn die Verformungen so klein sind, dass sie die Ergebnisse der Berechnung nur unwesentlich beeinflussen.

Als Kriterium wird üblicherweise angenommen, dass der Zuwachs der Schnittgröße, der durch die Berücksichtigung der Verformung entsteht, kleiner oder gleich 10 % ist. Dieses Kriterium gibt es in unterschiedlichen Formulierungen. Die ausführlichste Darstellung enthält DIN 18800-1, vgl. Kapitel 6.3.2. Darüberhinaus enthalten die Normen zum Teil ein zweites $\bar{\lambda}$ -abhängiges Kriterium, das aber mit der „10%-Regel“ nicht identisch ist, vgl. 6.3.3. Die zukünftigen Regeln nach DIN EN 1993-2:2007 werden in Kapitel 6.3.4 zusammengestellt.

Bei einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung ist es erforderlich, die ungewollten Abweichungen, also Imperfektionen des Tragwerkes von der geplan-

ten Geometrie und die Vorverformungen der Bauteile (z. B. Krümmung von Druckstäben) zu berücksichtigen. Die Größe dieser Imperfektionen nach unterschiedlichen Normen wird in Abschnitt 6.4 vorgestellt.

6.3.2 Kriterien nach DIN 18800-1

DIN 18800-1 regelt in Abschnitt 7.5.1 die Abgrenzung folgendermaßen: „Der Einfluss, der sich nach Theorie II. Ordnung ergebenden Verformungen auf das Gleichgewicht darf vernachlässigt werden, wenn der Zuwachs der maßgebenden Biegemomente infolge der nach Theorie I. Ordnung ermittelten Verformungen nicht größer als 10 % ist“. Diese Bedingung darf als erfüllt angesehen werden, wenn z. B. wie unter b) aufgeführt die bezogenen Schlankheitsgrade nicht größer sind als:

$$\bar{\lambda}_k \leq 0,3 \sqrt{f_{yd} / \sigma_N} \quad \text{mit } \sigma_N = N_A / A$$

$$\bar{\lambda}_k = \lambda_k / \lambda_a, \quad \lambda_k = s_k / i, \quad \lambda_a = \pi \sqrt{E / f_{y,k}}$$

Die Bedingungen DIN 18800-1 Abschnitt 7.5.1 a) bis c) stimmen nach einigen Umformungen miteinander überein und entsprechen dem 10% Kriterium.

6.3.3 Kriterien nach DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009

In der Ursprungsstatik (DONGES/ MEYER + SCHUBART, 2005) wurde für den Bogen kein Stabilitätsnachweis geführt. Es wurde folgende Bedingung aus DIN-FB 103:2003 Abschnitt 5.2.4.2 angewandt, nach der eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung für einzelne Bauteile nicht geführt werden braucht, wenn gilt:

$$\bar{\lambda} < 0,5 [A \cdot f_y / N_{sd}]^{0,5}$$

Hierbei ist $\bar{\lambda}$ die bezogene Schlankheit in der Bautelebene, berechnet mit der Knicklänge.

Die vorhandene bezogene Schlankheit $\bar{\lambda}$ wird mit dem Laststeigerungsfaktor η_{ki} wie folgt ermittelt:

$$\text{vorh } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_i \cdot f_{yd}}{\eta_{ki} \cdot N_i}}$$

Mit $\max \bar{\lambda} = 0,92 > \text{vorh } \bar{\lambda} = 0,72$ ist die Bedingung für das vorliegende Beispiel erfüllt und eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung wurde demnach nicht geführt.

Das Kriterium aus DIN-FB 103:2003 entspricht in stark verkürzter Form dem Kriterium nach DIN V ENV 1993-1-1:1993, nach dem es heißt „Auswirkungen von Bauteilimperfectionen dürfen bei der Tragwerksberechnung außer acht gelassen werden, außer bei seitenweichen Tragwerken mit druckbeanspruchten Bauteilen mit Momenten übertragenden Verbindungen bei denen gilt:

$$\bar{\lambda} > 0,5 [A \cdot f_y / N_{Ed}]^{0,5}$$

Die Bedingung aus DIN-FB 103:2003 Abschnitt 5.2.4.2 stellt also eigentlich keine Abfrage für die Notwendigkeit von Theorie II. Ordnung dar. Sie definiert wie das ε -Kriterium der DIN 18800-2 Element (207), ab wann zusätzlich zur Schiefstellung eine Vorkrümmung anzusetzen ist. Leider zeigt die Formulierung nach DIN-FB 103:2003 das nicht deutlich auf. Das eigentliche Kriterium der „10%-Regel“ für die Berechnung nach Theorie II. Ordnung ist in DIN-FB 103:2003 in Abschnitt 5.2.1.2 zu finden.

Die Formulierung nach DIN-FB 103:2003 wurde in DIN-FB 103:2009 übernommen, ohne dass eine Klarstellung erfolgte.

6.3.4 Kriterium nach DIN EN 1993-2:2007 und DIN EN 1993-1-1:2005

Nach DIN EN 1993-2:2007 Abschnitt 5.1.2 dürfen Brückentragwerke und Bauteile von Brücken nach Theorie I. Ordnung berechnet werden, wenn für jedes Bauteil oder Tragwerk das folgende Kriterium erfüllt wird:

$$\alpha_{cr} \geq 10.$$

Auch dies entspricht also dem 10 % Kriterium.

Hierbei ist bei der Ermittlung von α_{cr} auf DIN EN 1993-1-1:2005 Abschnitt 5.2.1 (3) verwiesen. In diesem wird α_{cr} als „Faktor, mit dem die Bemessungswerte der Belastung erhöht werden müssten, um die ideale Verzweigungslast des Gesamttragwerks zu erreichen“ definiert. Das Kriterium ist dort folgendermaßen dargestellt:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ für die elastische Berechnung.}$$

F_{cr} ist hierbei die kritische Verzweigungslast, F_{Ed} der Bemessungswert der Einwirkungen.

In DIN EN 1993-1-1:2005 Abschnitt 5.3.2 „Imperfektionen für die Tragwerksbemessung“, auf den DIN EN 1993-2:2007 für die Imperfektionsannah-

men verweist, ist in Unterpunkt (6) folgendes Kriterium aufgeführt, nach dem lokale Vorkrümmungen bei der Schnittgrößenermittlung vernachlässigt werden dürfen, wenn u. a. folgende Bedingungen gilt:

$$\bar{\lambda} > 0,5 [A \cdot f_y / N_{Ed}]^{0,5}.$$

Hier wird also wie in DIN V ENV 1993-1-1:1993 deutlich, dass das Kriterium wie das ε -Kriterium in DIN 18800-1 zur Festlegung der Imperfektionen dient.

Somit ist in DIN EN 1993-1-1:2005 Abschnitt 5.2.1 (3) ein Kriterium vorhanden, das die 10 % Regel wiedergibt und nach dem die Notwendigkeit einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung überprüft werden kann und ein zweites damit nicht zu verwechselndes Kriterium in Abschnitt 5.3.2, unter welchen Umständen lokale Vorkrümmungen (zusätzlich zu einer Vorverdrehung) anzusetzen sind.

6.4 Imperfektionen

6.4.1 Allgemeines

Bei der Tragwerksberechnung sind in der Regel geeignete Ansätze zu wählen, um die Wirkung von Imperfektionen zu erfassen. Diese berücksichtigen insbesondere Eigenspannungen und geometrische Imperfektionen wie Abweichungen von der Geradheit, Ebenheit und Exzentrizitäten. In den Berechnungen sollen äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen verwendet werden, deren Werte die möglichen Wirkungen aller Imperfektionen berücksichtigen, die nicht direkt in den Gleichungen für die Beanspruchbarkeit von Bauteilen erfasst werden.

6.4.2 Imperfektionen gemäß DIN-FB 103

Die Bestimmung der Imperfektionen nach DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 stimmen weitestgehend überein. Die Ermittlung der Vorverformung ist in **Bild 13** dargestellt. Die Amplitude der geometrischen Ersatzimperfektion $e_{0,d}$ ist demnach abhängig vom Imperfektionswert der maßgebenden Knickspannungslinie α , von der bezogenen Schlankheit des Stabes $\bar{\lambda}$, von den Querschnittswerten A und W_{el} und vom Abminderungsfaktor χ .

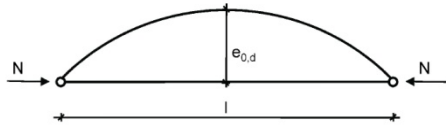
	
Verwendetes Berechnungsverfahren	Stichmaß $e_{0,d}$
Elastisch [II-5.4.8.2]	$e_{0,d} = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) \cdot \frac{W_{el}}{A} \cdot \frac{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^{-2}}{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2} \cdot \frac{\gamma_{M1}}{\gamma_u} \text{ für } \bar{\lambda} \geq 0,2$
Elastisch-Plastisch mit linearer Interaktion	$e_{0,d} = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) \cdot \frac{W_{pl}}{A} \cdot \frac{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^{-2}}{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2} \cdot \frac{\gamma_{M1}}{\gamma_u} \text{ für } \bar{\lambda} \geq 0,2$
Hierbei ist: α der Imperfektionsbeiwert für die maßgebende Knickspannungslinie, s. Tabellen II-5.5.1 und II-5.5 χ der Abminderungsfaktor für die maßgebende Knickspannungslinie abhängig vom Querschnitt, s. Abschnitt II-5 und W_{el} , W_{pl} und A sind die Querschnittswerte an der Stelle, die für γ_u maßgebend wird.	

Bild 13: Bemessungswerte der Stichmaße $e_{0,d}$ für Imperfektionen (Vorkrümmungen) nach DIN-FB 103:2009

In DIN-FB 103:2009 Abschnitt 5.2.4.3 steht, dass die angenommene Form der Imperfektion des Tragsystems von der kritischen elastischen Eigenform des Systems in der betrachteten Knickebene abgeleitet werden kann. Bei dieser Methode sollten beide Möglichkeiten, Knicken in und senkrecht zur Tragwerksebene mit symmetrischen und antisymmetrischen Knickfiguren, berücksichtigt werden.

DIN-FB 103:2009, 5.5.1.5 „Knicklängen“ besagt, dass für die Knicklänge l eines druckbeanspruchten Bauteils, dessen Enden seitlich unverschieblich gehalten sind, auf der sicheren Seite liegend die Systemlänge L verwendet werden darf.

Nach der in **Bild 13** abgebildeten Formel wird jedoch die Vorverformung $e_{0,d}$ mit der zugehörigen Knicklänge s_{kz} , die in die bezogene Schlankheit $\bar{\lambda}_z$ eingeht, berechnet. Nach Meinung der Autoren müsste als Bezugsgröße l deshalb die Knicklänge s_{kz} verwendet werden.

Wie im Leitfaden zum DIN FB Abschnitt II-X.4.3.2 dargestellt, müsste für einen beidseitig eingespannten Stab die doppelte Amplitude angesetzt werden, wie im Folgenden erläutert wird. Zunächst wird der gelenkig gelagerte Stab betrachtet. Für diesen ergibt sich, wie im Kommentar zum DIN-FB 103:2003 in Abschnitt II-X.4.1 hergeleitet die Eigenform η_{crit} zu:

$$\eta_{crit} = a_1 \cdot \sin \frac{\pi}{l} x \text{ mit } x = l/2 = s_{kz}/2 \text{ und } a_1 = e_{0,d}.$$

Eingesetzt ermittelt sich die Eigenform η_{crit} zu:

$$\eta_{ini} = a_1 \cdot \sin \frac{\pi}{l} x = e_{0,d}.$$

Für den an beiden Seiten eingespannten Stab gilt (Leitfaden DIN-FB 103, 2003), vgl. **Bild 14**:

$$\eta_{ini} = 2 \cdot e_{0,d}.$$

Dieser Sachverhalt ist des Weiteren auch im Dokument (CEN/TC250/SC3 N1639E, 2008) erläutert.

In der Praxis wird u. U. aber als Bezug für e_0 die Systemlänge L gewählt, so dass dann insgesamt zu kleine Stiche angesetzt werden. Dieses Vorgehen liegt also anders als gefordert nicht auf der sicheren Seite.

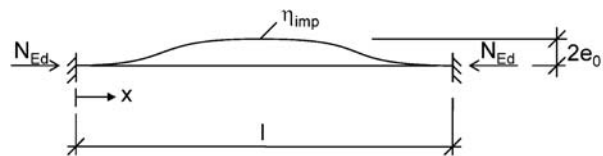


Bild 14: Vorverformung eines beidseitig eingespannten Sta-
bes

6.4.3 Imperfektionen gemäß DIN EN 1993-2

DIN EN 1993-2:2007 erlaubt in Abschnitt 5.3 für die Imperfektionen unterschiedliche Ansätze:

- Nach DIN EN 1993-1-1:2005, vgl. Abschnitt 6.4.4
- Nach Anhang D.

In Anhang D sind zusätzliche Hinweise für Imperfektionsannahmen von Brückenbauteilen gegeben. Abschnitt D.3.5 besagt, dass wenn nicht die entsprechende Eigenform als Imperfektion, siehe DIN EN 1993-1-1:2005, 5.3.2 (11), angesetzt wird, die in **Bild 15** angegebenen Imperfektionen für Bögen bei Knicken aus der Belastungsebene angesetzt werden dürfen. Die in **Bild 15** dargestellte Tabelle ist ebenso in DIN 18800-2 zu finden.

6.4.4 Imperfektionen gemäß DIN EN 1993-1-1

In DIN EN 1993-2:2007 Abschnitt 5.3.2 „Imperfektionen für die Tragwerksbemessung“ wird unter Punkt (1) auf DIN EN 1993-1-1:2005, 5.3.2 (1), (2), (3) verwiesen.

In DIN EN 1993-1-1:2005 werden zum einen Pauschalwerte für e_0/L in Abhängigkeit von der Knicklinie empfohlen, zum Anderen wird eine Möglichkeit gegeben, e_0 rechnerisch zu bestimmen.

DIN EN 1993-1-1:2005, 5.3.2 (1), (2), (3) besagt, dass die anzunehmende Form der Imperfektion aus der maßgebenden Eigenform in der betrachteten Ebene hergeleitet werden kann. Des Weiteren ist Knicken, sowohl in als auch aus der Ebene, in der Regel in der ungünstigsten Richtung und Form zu berücksichtigen. Bei Tragwerken, deren Eigenform durch eine seitliche Verschiebung charakteri-

siert ist, können in der Regel die Einflüsse der Imperfektionen bei der Berechnung durch eine äquivalente Ersatzvorverformung in Form einer Anfangsschiefstellung des Tragwerks und der Vorkrümmung der einzelnen Bauteile berücksichtigt werden. Die eingeprägte Vorkrümmung $e_{0,d}$ von Bauteilen ist dann mit der Bauteillänge L als Pauschalwert für e_0/L in Abhängigkeit der Knicklinie zu ermitteln. In **Tab. 33** sind die Pauschalwerte angegeben. Eine Anmerkung in DIN EN 1993-1-1:2005 verweist auf den Nationalen Anhang (E DIN EN 1993-1-1/NA:2007), wonach kleinere Werte verwendet werden dürfen.

Die Anwendung der im Nationalen Anhang vorgegebenen Vorkrümmung beschränkt sich auf Querschnittsnachweise mit einer linearen Querschnittsinteraktion, da bei der Herleitung dieser Beziehung aus der Druckstabtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Knickspannungslinie eine lineare Querschnittsinteraktion verwendet wurde. Die Werte dürfen die zulässigen Toleranzen nicht unterschreiten.

Angaben für die Ermittlung der Länge l für Bögen sind hier nicht zu finden und müssen demnach der Literatur entnommen werden. Grundsätzlich darf mit der Bauteillänge L gerechnet werden, vgl. DIN EN 1993-1-1:2005 Abschnitt 5.3.2 (3) b).

Knicklinie	Elastische Querschnittsausnutzung e_0/L	
	DIN EN 1993-1-1:2005	E DIN EN 1993-1-1/NA:2007
a_0	1/350	1/900
a	1/300	1/550
b	1/250	1/350
c	1/200	1/250
d	1/150	1/150

Tab. 33: Bemessungswerte der Vorkrümmung $e_{0,d}/L$ von Bauteilen

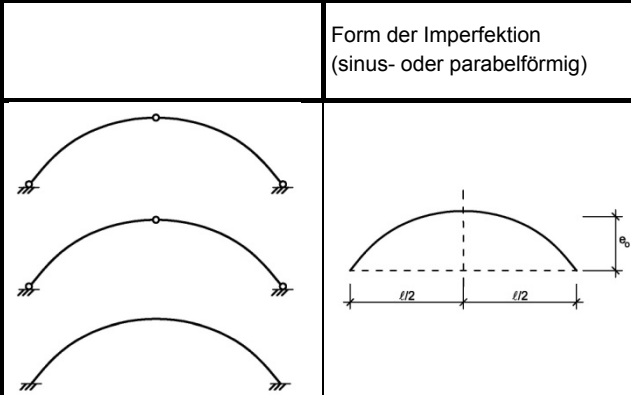
	Form der Imperfektion (sinus- oder parabelförmig)	e_0 entsprechend der Zuordnung des Querschnitts in die Knicklinien				
		a	b	c	d	
		$l \leq 20 \text{ m}$	$\frac{l}{300}$	$\frac{l}{250}$	$\frac{l}{200}$	$\frac{l}{150}$
		$l > 20 \text{ m}$ $l_1 = \sqrt{20l} \text{ (m)}$	$\frac{l_1}{300}$	$\frac{l_1}{250}$	$\frac{l_1}{200}$	$\frac{l_1}{150}$

Bild 15: Form und maßgebende Amplitude der Imperfektionen für Bögen bei Knicken aus der Belastungsebene nach DIN EN 1993-2:2007

Hinweis:

Alternativ kann für die Ermittlung von e_0 die Ersatzstablänge zugrunde gelegt werden. Die Imperfektion ist dann auf den Ersatzstab anzuwenden.

Außerdem wird in DIN EN 1993-1-1:2005, 5.3.2 (11) eine Möglichkeit gegeben, $e_{0,d}$ rechnerisch zu bestimmen. Dort ist ausgeführt, dass die Form der maßgebenden Eigenfigur η_{cr} für das gesamte Tragwerk als Imperfektionsfigur angesetzt werden kann.

Die maximale Amplitude dieser Imperfektionsfigur η_{init} darf wie folgt ermittelt werden:

$$\eta_{init} = e_{0,d} \frac{N_{cr}}{EI \eta_{cr,max}} \eta_{cr} = \frac{e_{0,d}}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{RK}}{EI \eta_{cr,max}} \eta_{cr}$$

$$\text{mit: } e_{0,d} = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) \cdot \frac{M_{RK}}{N_{RK}} \cdot \frac{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^{-2}}{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2} \text{ für } \bar{\lambda}^{-2} > 0,2.$$

$e_{0,d}$ = Amplitude des Imperfektion

N_{cr} = ideale Verzweigungslast

EI = Biegesteifigkeit

η_{cr} = auf „1“ skalierte 1. Eigenform der Knickfigur

$\eta_{cr,max}''$ = maximale Krümmung (2. Ableitung) der Knickfigur.

$\bar{\lambda}$ = Schlankheit des Tragwerks

N_{RK} = charakteristische Normalkrafttragfähigkeit

M_{RK} = charakteristische Momentenragfähigkeit

α = Imperfektionsbeiwert der Knickspannungslinie

χ = Abminderungsfaktor

γ_{M1} = Teisicherheitsbeiwert bei Stabilitätsversagen ($\gamma_{M1} = 1,0$)

Die Gleichung für $e_{0,d}$ ist identisch mit Gleichung aus DIN-FB 103:2009, vgl. **Bild 13**, da:

$$\frac{M_{RK}}{N_{RK}} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{A \cdot f_{yk}} = \frac{W_{el}}{A}$$

6.4.5 Zusammenfassung

Insgesamt stehen für den Anwender nach DIN EN 1993-2:2007 also 4 Möglichkeiten für den Ansatz der Imperfektionen zur Verfügung:

- Nach Anhang D in DIN EN 1993-2:2007
- Nach DIN EN 1993-1-1:2005 5.3.2 (1) - (3) als Pauschalwert nach **Tab. 33**, 2. Spalte

- Nach E DIN EN 1993-1-1/NA:2007 als Pauschalwert nach **Tab. 33**, 3. Spalte
- Nach DIN EN 1993-1-1:2005 5.3.2 (11) als $\bar{\lambda}$ abhängige Formel

6.5 Beispiel

6.5.1 Allgemeines

Auf der Grundlage des Beispiels der Brücke in Wörth wurden 3 Varianten untersucht.

- Variante 1 wurde in Anlehnung an die ursprüngliche Statik mit Querriegeln berechnet. Bei der Berechnung von
- Variante 2 und 3 wurden die Querriegel der Brücke weggelassen, um ein starkes Stabilitätsversagen des Bogens aus der Ebene zu provozieren.
- Variante 3 wurde im Gegensatz zu den anderen Varianten mit dem neuen Lastmodell berechnet.

In diesem Abschnitt werden zunächst die unterschiedlichen Knicklängen für den Stabbogen in und aus der Ebene heraus dargestellt. Dies führt zu unterschiedlich großen anzusetzenden Imperfektionen e_0 . Die Knickfiguren weisen für die Varianten unterschiedliche Formen auf. Auf Grund dessen, und weil die Imperfektionen teilweise auf die Bauteillänge und teilweise über die Knicklänge angesetzt werden, sind die anzusetzenden Imperfektionsfiguren unterschiedlich. Diese werden miteinander verglichen.

6.5.2 Ersatzstablänge s_{kz}

Die Ersatzstablänge s_{kz} senkrecht zur Bogenebene wurde aus dem Verzweigungslastfaktor der Statik folgendermaßen berechnet.

$$s_{kz} = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{\eta \cdot N}}$$

η = Verzweigungslastfaktor

N = Druckkraft

EI = Steifigkeit des Maßgebenden Querschnitts

Die Werte für die Ersatzstablänge sind in **Tab. 34** dargestellt. Sie ist beim Anwendungsbeispiel für die ursprüngliche Variante sehr viel kleiner als für die Varianten ohne Riegel, da die erste Eigenform der Knickfiguren unterschiedlich ist.

Ersatzstablänge in m	s_{kz}	s_{ky}
Variante 1	18,28	21,43
Variante 2	28,92	21,43
Variante 3	28,33	21,43

Tab. 34: Ersatzstablänge s_{kz} für die verschiedenen Varianten

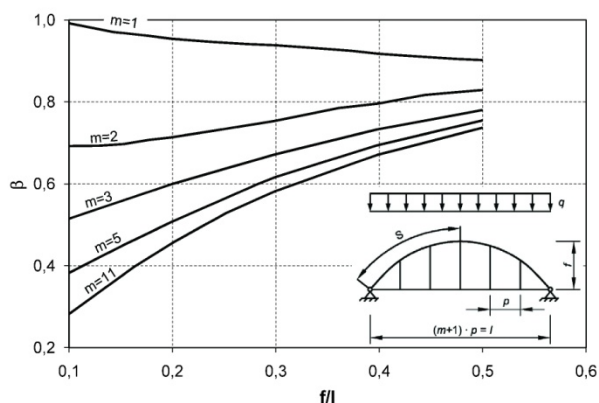


Bild 16: Knicklängenbeiwert β für Knicken in Bogenebene nach DIN EN 1993-2:2007

Die Knickfigur von Variante 1 ähnelt einem beidseitig eingespannten Stab, der durch die Hänger der Brücke zusätzlich stabilisiert wird. Bei Variante 2 und 3 verläuft die Knickfigur auf den ersten Blick zweiwellig. Diese zwei großen Wellen sind jedoch mit Wendepunkten in ihrem Verlauf unterbrochen, so dass eine deutlich kürzere Ersatzstablänge als die halbe Bogenlänge aus dem Verzweigungslastfaktor berechnet wird. Die Ersatzstablänge der Variante 2 und 3 ist größer als die der Variante 1 mit Querriegeln.

Die Ersatzstablänge s_{ky} für Knicken in der Bogenebene wurde mit Hilfe der Tabelle in DIN EN 1993-2:2007 Anhang D.4 bestimmt vgl. Bild 16. Mit dem Verhältnis der Stichlänge zur Brückenlänge $f/l = 16,5 \text{ m} / 82,5 \text{ m} = 0,2$ ergibt sich für den Knicklängenbeiwert für Knicken in Bogenebene $\beta = 0,47$. Dieser Wert gilt für eine Brücke mit der Anzahl an Hängern von $m = 11$. Mit der halben Bogenlänge $s = 45,59 \text{ m}$ ergibt sich die Ersatzstablänge in Bogenebene $s_{ky} = 21,43 \text{ m}$, unabhängig von der gewählten Variante.

6.5.3 Vergleich der Werte e_0 für die Imperfektionen des Bogens

Für die Tragwerksberechnung sind wie gezeigt verschiedene Ansätze für die Imperfektionen möglich. Diese spielen bei der Systemberechnung nach Theorie II. Ordnung, also bei den Stabilitäts-

nachweisen, eine Rolle. Im Folgenden wird die Ermittlung der maßgebenden Imperfektionen in Form von Vorkrümmungen am Beispiel des Stab Bogens vorgestellt.

Die Vorkrümmungen werden senkrecht zur Bogenebene angesetzt, da dies der maßgebende Fall ist. Für den Kastenquerschnitt gilt die Knickspannungslinie b , somit ist $\alpha = 0,34$. Es werden die Imperfektionen gemäß DIN-FB 103:2009 (vgl. 6.4.2), mit denen gemäß DIN EN 1993-2:2007 (vgl. 6.4.3), DIN EN 1993-1-1:2005 und E DIN EN 1993-1-1/NA:2007 (vgl. 6.4.4) ermittelten, verglichen. Es wird zwischen der Berechnung von e_0 mit einer Formel in Abhängigkeit von der bezogenen Schlankheit und der pauschalen Ermittlung aus einer Tabelle unterschieden. Den jeweiligen Imperfektionen liegen die Bezugsgrößen Brückenlänge, Bogenlänge (Bauteillänge) bzw. Ersatzstablänge zugrunde. Teilweise sind auch unterschiedliche Möglichkeiten vorhanden. Wird die Ersatzstablänge als Bezugsgröße verwendet, wird zwischen Variante 1 (wie in der Ursprungsstatik (DONGES/MEYER + SCHUBART, 2005)), Variante 2 (ohne Querriegel) und Variante 3 (ohne Querriegel und mit neuem Lastmodell) unterschieden.

In Tab. 35 sind die Ergebnisse für e_0 dargestellt. Die zugrunde gelegten Werte für die bezogene Schlankheit $\bar{\lambda}$, die Querschnittswerte A und W_{el} , und den Abminderungsfaktor χ können Tab. 39 und Tab. 40 in Kapitel 8 entnommen werden. Es ist zu beachten, dass diese Werte e_0 entweder auf die Bauteillänge oder auf die Knicklänge bezogen auf das Tragwerk aufgebracht werden und so ein absoluter Vergleich nur eingeschränkt möglich ist.

Die Vorverformung ist für Variante 1 mit Querriegeln im Vergleich zu Variante 2 ohne Querriegel auf Grund der kleineren Knicklänge kleiner.

Werden die Amplituden, die mittels der Tabellen auf Basis der Ersatzstablänge in DIN EN 1993-1-1:2005 und E DIN EN 1993-1-1/NA:2007 ermittelt wurden, verglichen, sind diese höher als bei genauer Ermittlung mit den $\bar{\lambda}$ abhängigen Formeln in DIN-FB 103:2009. Der Vergleich von E DIN EN 1993-1-1/NA:2007 und DIN EN 1993-1-1:2005 zeigt, dass der Nationale Anhang deutlich kleinere pauschale Amplituden für Querschnittsnachweise mit linearer Querschnittsinteraktion zulässt, als die zugehörige Norm.

		DIN FB 103	DIN EN 1993-2	DIN EN 1993-1-1		DIN EN 1993-1-1 NA
Bezugsgröße		Formel (Bild 13)	Tabelle (Bild 15)	Formel (Abs. 6.4.4)	Tabelle (Tab. 33)	Tabelle (Tab. 33)
Brückenlänge		-	16,3 cm	-	-	-
Bogenlänge		-	-	-	36,5 cm	26,1 cm
Ersatzstablänge	V 1	3,8 cm	-	3,8 cm	7,3 cm	5,2 cm
	V 2	7,0 cm	-	7,0 cm	11,6 cm	8,3 cm
	V 3	6,8 cm	-	6,8 cm	11,3 cm	8,1 cm

Tab. 35: Bemessungswerte der Vorkrümmung e_0 für den Bogen

6.5.4 Ansatz der Imperfektionen mit der $\bar{\lambda}$ abhängigen Formel gemäß DIN EN 1993-1-1 für die Variante 2 ohne Querriegel

In Abschnitt 6.4.4 wurde die Berechnung der Imperfektionsgröße e_0 und der Form der geometrischen Vorimperfektion η_{init} erläutert. Für das Berechnungsbeispiel der Statik (DONGES/ MEYER + SCHUBART, 2005)), wird an dieser Stelle der Ansatz der Imperfektionen für die Variante 2 ohne Querriegel gezeigt. Zunächst wird das in DIN EN 1993-1-1:2005, Abschnitt 5.3.2 (11) neu eingeführte Verfahren vorgestellt. Es darf die entsprechende, maßgebende Eigenform der Knickfigur des gesamten Tragwerks als Imperfektionsfigur angesetzt werden. Die Imperfektionsfigur kann wie folgt ermittelt werden:

- Ausgabe der auf „1“ skalierten Knickfigur aus der statischen Berechnung.
- Ausgabe der Knickfigur als Gleichung ($y = \dots$), z. B. als polynomische Funktion höherer Ordnung durch Anpassen einer Trendlinie in Excel.
- Zweimaliges Ableiten dieser Funktion ($y'' = \dots$), Bezeichnung in DIN EN 1993-1-1:2005: η_{cr}'' . Das Maximum der zweiten Ableitung $\eta_{\text{cr,max}}'' = 0,0053$ ist der Wert der größten Krümmung, mit der das maximale Biegemoment infolge η_{cr} am kritischen Querschnitt $EI\eta_{\text{cr,max}}''$ berechnet werden kann.
- Berechnung des Wertes:

$$e_{0,d} = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) \cdot \frac{M_{\text{Rk}}}{N_{\text{Rk}}} \cdot \frac{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^{-2}}{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2} = 6,8 \text{ cm}$$

$$\text{Es ergibt sich: } \eta_{\text{init}} = \frac{e_{0,d}}{\bar{\lambda}^2} \cdot \frac{N_{\text{Rk}}}{EI\eta_{\text{cr,max}}''} \cdot \eta_{\text{cr}} = 19 \text{ cm} \cdot \eta_{\text{cr}}$$

Der Wert 19 cm ist die maximale Amplitude auf den ganzen Stab (nicht auf die Ersatzstablänge) bezogen.

- Skalierung der Knicklinie, so dass der maximale Wert $\eta_{\text{init}} = 19 \text{ cm}$ beträgt.
- Ansetzen der Kurve als Imperfektionsfigur.

6.5.5 Ansatz der Imperfektionen gemäß DIN-FB 103:2009 und der Tabelle in DIN EN 1993-1-1/NA:2007 für die Variante 2 ohne Querriegel

Für das Berechnungsbeispiel der Statik (DONGES/ MEYER + SCHUBART, 2005)), wird hier der Ansatz der Imperfektionen für die Variante 2 ohne Querriegel gezeigt. Vergleichend zum Ansatz der Imperfektionen mit der $\bar{\lambda}$ abhängigen Formel gemäß DIN EN 1993-1-1:2005, siehe Abschnitt 6.5.4, wird nun das mögliche Vorgehen nach DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-1-1/NA:2007 vorgestellt. Die Berechnung der Imperfektionsgröße e_0 wurde in Abschnitt 6.4.2 und 6.4.4 gezeigt. Voraussetzung hierfür ist das Vorhandensein der maßgebenden Knickfigur:

- Ausgabe der auf „1“ skalierten Knickfigur aus der statischen Berechnung.
- Ausgabe der Knickfigur als Gleichung ($y = \dots$), z. B. als polynomische Funktion höherer Ordnung durch Anpassen einer Trendlinie in Excel.
- Zweimaliges Ableiten dieser Funktion ($y'' = \dots$).
- Bestimmung der Wendepunkte, indem die zweite Ableitung zu Null gesetzt wird ($y'' = 0$).
- Verschieben und Drehen der Knickfigur, so dass die Wendepunkte auf der Achse $x = 0$ liegen und Skalieren der Knickfigur, so dass zwischen den Wendepunkten (= Knickstablänge) der Wert des Stiches z. B. $e_{0,d} = 6,8 \text{ cm}$ (DIN-FB 103:2009) bzw. $e_0 = 8,09 \text{ cm}$ (E DIN EN 1993-1-1/NA:2007) beträgt, vgl. **Bild 17**.
- Anpassen der gesamten Knickfigur und Ansetzen der Kurve als Imperfektionsfigur.

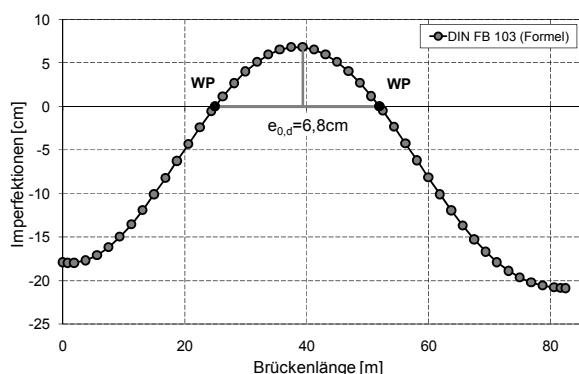


Bild 17: Ansatz der Imperfektionen auf die Ersatzstablänge gemäß DIN-FB 103:2009

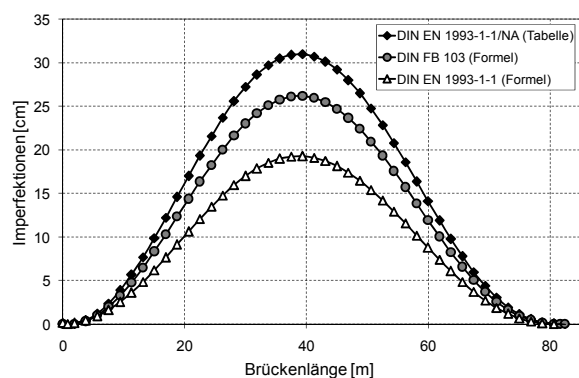


Bild 18: Auf die Knickfigur bezogene Imperfektionen für die Berechnung nach Theorie II. Ordnung

6.5.6 Vergleich der anzusetzenden Imperfektionen für das Beispiel

In **Bild 18** sind die Imperfektionen für die Berechnung nach Theorie II. Ordnung dargestellt. Die beschriebene „Schlankheitsabhängige Methode“ nach DIN EN 1993-1-1:2005 ergibt für dieses Beispiel mit 19 cm die geringsten Imperfektionen. Wird die gleiche Imperfektionsgröße e_0 nach dem Verfahren nach DIN-FB 103:2009 angesetzt, beträgt die maximale Amplitude 26 cm und mit der für den E DIN EN 1993-1-1/NA:2007 dargestellten Variante 31 cm, vgl. **Bild 18**.

6.6 Zusammenfassung

Im Bereich der Tragwerksberechnung wurden nach einem kurzen Abschnitt über die Klassifizierung der Querschnitte die Kriterien für die Schnittgrößenberechnung nach Theorie I. bzw. II. Ordnung erläutert. Es wurde festgestellt, dass in allen Normengenerationen die so genannte 10 %-Regel,

jedoch in verschiedenen Schreibweisen, vorhanden ist.

Es hat sich gezeigt, dass die Regel nach DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009, nach der eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung für einzelne Bauteile nicht erforderlich ist:

$$\bar{\lambda} < 0,5 \left[A \cdot f_y / N_{sd} \right]^{0,5}$$

auf der unsicheren Seite liegt und nicht anzuwenden ist. Diese Bedingung stellt eigentlich keine Abfrage für die Notwendigkeit von Theorie II. Ordnung dar. Sie definiert, wie das ε -Kriterium der DIN 18800-2 Element (207), ab wann zusätzlich zur Schiefstellung eine Vorkrümmung anzusetzen ist.

Weiterhin wurde die Anwendung der Formeln und Tabellenwerte für die Ermittlung der Imperfektionen nach verschiedenen Regelwerken untersucht und bewertet.

Die Auswirkungen der unterschiedlichen Imperfektionen auf die Bemessung (Berechnungen nach Theorie II. Ordnung) werden in Kapitel 8.5.5 betrachtet.

7 Plattenbeulen

7.1 Vergleich der Normen

Für den Nachweis beulgefährdeter Querschnitte enthält DIN-Fachbericht 103 zwei Vorgehensweisen zur Bestimmung der Beanspruchbarkeit: Die Methode der wirksamen Breiten nach Abschnitt III-4 bis III-6 und die Methode der reduzierten Spannungen nach Abschnitt III-10. Letzteres Verfahren kommt auf nationaler Ebene seit Jahren im Brückenbau zur Anwendung. Die Anwendung der Methode der wirksamen Breiten gemäß DIN-FB 103:2003 und ARS Nr. 12/2003 ist nur in Abstimmung mit den zuständigen Behörden möglich.

Im neuen DIN-FB 103:2009 ist diese restriktive Handhabung gelockert worden. Die Anwendung des Verfahrens mit wirksamen Querschnitten ist auf nicht längsausgesteifte Stegbleche von Trägern beschränkt. Bei Anwendung dieses Nachweises wird außerdem gefordert, einen zusätzlichen Gebrauchstauglichkeitsnachweis mit der Methode der reduzierten Spannungen für die charakteristische Lastkombination zu führen. Hierbei ist für den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M1} = 1,1$ zu verwenden.

Als Ergebnis von BASt-Anfragen, sonstigen Einsprüchen und auch als Ergebnis der in (COMBRI, 2007) durchgeführten Untersuchungen wurden außerdem bei der Überarbeitung des DIN-FB 103:2003 in den DIN DIN-FB 103:2009 folgende Anpassungen vorgenommen:

- Neuer Nachweis für querbelastete Träger mit Längssteifen.
- Berücksichtigung von geschlossenen Längssteifen für den Schubnachweis.
- Vernachlässigung sehr kleiner Längssteifen bei ausgesteiften Blechen unter Längsdruck.
- Interaktionsnachweis bei Querbelastung und Querkraft.

Nach DIN EN 1993-2:2007 sind für den Nachweis des Plattenbeulens beide Verfahren zulässig:

- Mit wirksamen Querschnittsflächen nach DIN EN 1993-1-5:2007, Abschnitt 4, 5 und 6.
- Mit Begrenzung der Spannungen nach DIN EN 1993-1-5:2007, Abschnitt 10.

Der Nationale Anhang darf die Wahl des Verfahrens treffen. Die Regelungen des DIN-FB 103:2009 wurden übernommen.

7.2 Beschreibung der Verfahren

7.2.1 Methode der wirksamen Breiten

Mit diesem Verfahren werden Querschnittsnachweise von Bauteilen, die auf Druck und/oder Biegung beansprucht sind, bei beulgefährdeten Querschnitten der Klasse 4 mit den auf wirksame Breiten reduzierten Querschnitten geführt. Querschnitte der Klasse 4 sind solche, bei denen örtliches Beulen vor Erreichen der Streckgrenze in einem oder mehreren Teilen des Querschnitts auftritt. Neben der Schlankheit des belasteten Bleches geht auch der Verlauf der äußeren Beanspruchung in die Größe der wirksamen Breite ein. Im Falle einer konstanten Druckspannung ist die Reduktion größer als im Falle einer linear veränderlichen Beanspruchung, wie z.B. im Steg eines Profils, das sowohl durch eine Normalkraft als auch durch ein Moment beansprucht wird. Die Verschiebung des Querschnittsschwerpunktes führt zu einem zusätzlich auf den Querschnitt einwirkenden Moment. Für die Gesamtgeometrie der wirksamen Breiten wird eine wirksame Fläche A_{eff} und für reine Biegebeanspruchung ein wirksames Trägheitsmoment I_{eff} bzw. Widerstandsmoment W_{eff} ermittelt, (DETZEL, A., 2006), (COMMENTARY EN 1993-1-5, 2007).

Hilfsmittel zur Anwendung des Verfahrens für einfache Brückenquerschnitte wurden in (DAST/AiF 14771, 2008) aufbereitet. Weitere Hintergründe und Beispiele können in (COMBRI+, 2008) und (BRAUN, B., KUHLMANN, U., 2009) gefunden werden.

Vereinfacht dürfen nach DIN EN 1993-1-5:2007 die Querschnittswerte A_{eff} und I_{eff} getrennt ermittelt werden. Zur Ermittlung von A_{eff} wird der Querschnitt unter reiner Druckbeanspruchung ($\psi = 1$) betrachtet. Zur Bestimmung der effektiven Flächenträgheitsmomente I_{eff} wird ein reiner Biegezustand betrachtet. Es sind zwei Schritte erforderlich. Zunächst wird die wirksame Breite des Druckflansches bestimmt. Daraus ergibt sich ein neuer Schwerpunkt, der als geometrische Bedingung zu einem neuen Spannungsverhältnis führt, welches von $\psi = -1$ für reine Biegung abweichen kann. Im Fall eines Querschnitts der Klasse 4 unter diesem Spannungsverhältnis werden die wirksamen Flächen der Stege ermittelt. Aus der insgesamt vorhandenen Fläche werden ein neuer Schwerpunkt und ein neues Flächenträgheitsmoment bestimmt, die zu verwenden sind.

Mit den ermittelten Querschnittswerten wird dann der Spannungsnachweis mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{M0} geführt. Für den Entwurf von E DIN EN

1993-2/NA:2009 wurde festgelegt, dass die Nachweise mit effektiven Querschnittswerten nach DIN EN 1993-1-5:2007 mit $\gamma_{M0} = 1,1$ geführt werden müssen. Dies entspricht der Philosophie von DIN-FB 103:2009 und DIN-FB 103:2003 .

Der tatsächliche Spannungszustand muss nicht berücksichtigt werden. Somit müssen die Querschnittswerte nur im Falle einer Änderung der Geometrie und nicht im Falle von Spannungsänderungen neu berechnet werden. Die Erhöhung des Moments infolge der Exzentrizität zwischen altem und neuem Schwerpunkt muss berücksichtigt werden. **Bild 20** zeigt schematisch das Vorgehen zur Bestimmung der effektiven Querschnittswerte.

Nach DIN-FB 103:2009 ist zusätzlich ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis nach Abschnitt III-10 (DIN-FB 103:2009) für die charakteristische Lastkombination mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M1} = 1,1$ zu führen. Im Fall der Stabbogenbrücke Wörth ist folgende Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit Verkehr als Leiteinwirkung und Wind zu verwenden:

$$G_K + Q_{K1} + \sum \psi_{Qi} \cdot Q_{Ki} = G_K + V + 0,5 \cdot W.$$

Die so ermittelte Spannung σ_{Ed} muss kleiner sein als die Grenzspannung $\rho \cdot f_{y,d}$: $\sigma_{Ed} \leq \rho \cdot f_{y,k}/1,1$.

Der Reduktionsbeiwert ρ wird in Abhängigkeit des Spannungsverhältnisses, das sich unter der charakteristischen Einwirkungskombination ergibt, wie in **Bild 21** für die Methode der reduzierten Spannungen beschrieben, berechnet.

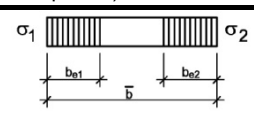
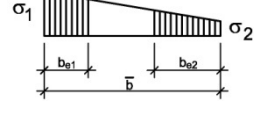
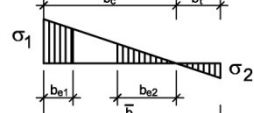
Spannungsverteilung (Druck positiv)		Wirksame Breite b_{eff}	
	$\psi = 1$: $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff}$, $b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$		
	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = 2/(5 - \psi) \cdot b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff}$, $b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff}$		
$\psi = \sigma_1/\sigma_2$	Beulwert k_σ	$\psi = \sigma_1/\sigma_2$	Beulwert k_σ
1	4,0	$0 > \psi > -1$	$7,81 - 6,29 \cdot \psi + 9,78 \cdot \psi^2$
$1 > \psi > 0$	$8,2/(1,05 + \psi)$	-1	23,9
0	7,81	$-1 > \psi > -3$	$5,98 \cdot (1 - \psi)^2$

Bild 19: Bestimmung der effektiven Breiten nach DIN EN 1993-1-5:2007

Zur Bestimmung von A_{eff} darf keine Druckbeanspruchung angenommen werden: $\psi = 1$
Bestimmung von $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$
Bestimmung von $d/t_w = \text{Breite/Dicke}$
Nachweis: für QS3: $d/t_w \leq 42\varepsilon$, sonst QS 4
$\kappa_\sigma = 4$ nach Bild 19 für $\psi = 1$
Bestimmung von $\bar{\lambda}_P = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$
Bestimmung von ρ : für $\bar{\lambda}_P \leq 0,673$: $\rho = 1,0$, für $\bar{\lambda}_P > 0,673$ und $(3 + \psi) \geq 0$: $\rho = \frac{\bar{\lambda}_P - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_P^2} \leq 1,0$
Bestimmung von b_{eff} , b_{e1} und b_{e2} nach Bild 19
Berechnung von A_{eff}
Ermittlung von $e_N = \text{Außermittigkeit alter und neuer SP infolge von } A_{eff}$
Zur Bestimmung von I_{eff} Annahme reiner Biegung
Berechnung der effektiven Breite des Druckflansches mit $\psi = 1$, s. o.
Ermittlung eines neuen Schwerpunktes unter Berücksichtigung der effektiven Flächen des Druckflansches
Ermittlung von ψ in Abhängigkeit des neuen Schwerpunktes
Bestimmung von $d/t_w = \text{Breite/Dicke des Steges}$
Nachweis: für QS3, sonst QS 4: für $\psi > 1$: $d/t_w \leq 42\varepsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$, für $\psi < 1$: $d/t_w \leq 62\varepsilon / (1 - \psi) \cdot (-\psi)^{0,5}$
Bestimmung von κ_σ nach Bild 19 , Bestimmung von $\bar{\lambda}_P$: s. o.
Bestimmung von ρ : s. o.
Bestimmung von b_{eff} , b_{e1} und b_{e2} nach Bild 19
Ermittlung der neuen Querschnittswerte mit effektiven Breiten
Spannungsnachweis: $\frac{N_{Ed}}{f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{f_y \cdot W_{eff}} \leq 1,0 \text{ mit } \gamma_{M0} = 1,1$

Bild 20: Beulnachweis nach DIN EN 1993-2:2007 – Methode der effektiven Breiten

7.2.2 Methode der reduzierten Spannungen

Als Alternative zu dem Verfahren mit wirksamen Breiten dürfen die Querschnitte auch der Querschnittsklasse 3 zugeordnet werden, wenn die Längsspannungen für jedes Blechfeld bestimmte Grenzwerte nicht überschreiten. Bei ausgesteiften und nicht ausgesteiften Blechfeldern, die mit den gemeinsam wirkenden Spannungen $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ und τ_{Ed} beansprucht werden, darf ausreichende Beulsicherheit angenommen werden, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x \cdot f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z \cdot f_y / \gamma_{M1}}\right)^2} - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x \cdot f_y / \gamma_{M1}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z \cdot f_y / \gamma_{M1}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{x,Ed}}{k_{\tau} \cdot f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1$$

Weitere Hinweise zur Anwendung der Methode der reduzierten Spannungen enthält (Leitfaden DIN-FB 103, 2003) bzw. auch (DAST/AiF 14771, 2008).

Das Vorgehen zum Nachweis der reduzierten Spannungen ist in **Bild 21** zusammengefasst.

Bestimmung von $\alpha_{ult,x}$:
$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right) + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2$
Bestimmung des Randspannungsverhältnisses $\psi = \sigma_2/\sigma_1$: mit σ_1 größte Normalspannung, σ_2 Normalspannung (Druck positiv)
Bestimmung von k_σ nach Bild 24 , a = Beulfeldlänge/-breite
Bestimmung der Bezugsspannung $\sigma_E = 190000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \frac{N}{mm^2}$, t = Plattendicke, b = Breite des Beulfeldes
Bestimmung Bestimmung von $\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \sigma_E$ und $\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{x,Ed}}$
Bestimmung von k_τ : für $a/h_w \geq 1$: $k_\tau = 5,34 + 4,0 \cdot (h_w/a)^2 + k_{\tau,sl}$, für $a/h_w < 1$: $k_\tau = 4,00 + 5,34 \cdot (h_w/a)^2 + k_{\tau,sl}$, mit a/h_w = Beulfeldlänge/Beulfeldbreite
Bestimmung von $\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E$ und $\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr,\tau}}{\tau_{Ed}}$
Bestimmung von $\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1+\psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,z}} + \left[\frac{(1+\psi_x + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,x}})^2}{4\alpha_{cr,x}^2} + \frac{1-\psi_x}{2\alpha_{cr,x}^2} + \frac{1-\psi_z}{2\alpha_{cr,z}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr,\tau}^2} \right]^{-1/2}$
Bestimmung von $\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$
Bestimmung von ρ : für $\bar{\lambda}_P \leq 0,673$: $\rho = 1,0$, für $\bar{\lambda}_P > 0,673$ und $(3+\psi) \geq 0$: $\rho = \frac{\bar{\lambda}_P - 0,055 \cdot (3+\psi)}{\bar{\lambda}_P^2} \leq 1,0$
Knickstabähnliches Verhalten: $\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1-\nu^2) a^2}$, $\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}}$, $\varphi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_c - 0,2) + \bar{\lambda}_c^2)$, $\alpha = 0,21$ (KSL a) und $\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}_c^2}}$ aber $\chi \leq 1,0$, $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1$ jedoch $0 \leq \xi \leq 1$, $\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c$
Bestimmung von $\bar{\lambda}_w = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_{y,w}}{\tau_{cr}}}$
Bestimmung von χ_w nach Bild 22
Nachweis mit $\gamma_{M1} = 1,1$: $\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x \cdot f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z \cdot f_y / \gamma_{M1}}\right)^2} - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x \cdot f_y / \gamma_{M1}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z \cdot f_y / \gamma_{M1}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{x,Ed}}{\chi_w \cdot f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1$

Bild 21: Beulnachweis nach DIN EN 1993-1-5:2007 - Methode der reduzierten Spannungen

7.2.3 DIN 18800 Teil 3

Da die Beulnachweise der Ursprungsstatik nach DIN 18800-3 geführt wurden, wurden Nachrechnungen auch nach DIN 18800 durchgeführt. Der Beulnachweis nach DIN 18800-3 ist in **Bild 23** dargestellt.

	Starre Auflagersteife	Verformbare Auflagersteife
$\bar{\lambda}_w < 0,83 / \eta$	η	η
$0,83 / \eta < \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37 / (0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$

Bild 22: Beitrag des Steges zur Schubbeanspruchung nach DIN EN 1993-1-5:2007

Nachweis bei alleiniger Wirkung von Randspannungen σ_x
Bestimmung des Randspannungsverhältnisses $\psi = \sigma_2/\sigma_1$: mit σ_1 größte Normalspannung, σ_2 Normalspannung, (Druck positiv)
Bestimmung von k_σ nach Bild 24 , a = Beulfeldlänge/-breite
Bestimmung der Bezugsspannung $\sigma_E = 189800 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \frac{N}{mm^2}$ mit t = Plattendicke, b = Breite des Beulfeldes
Bestimmung der idealen Beulspannung bei alleiniger Wirkung von Randspannungen σ_x : $\sigma_{x,pi} = k_\sigma \cdot \sigma_E$
Bezogener Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_P$ nach Bild 25
Bestimmung von k_σ nach Bild 25
Grenzbeulspannung ohne Knickstabähnliches Verhalten: $\sigma_{P,Rd} = \kappa \cdot \frac{f_{y,k}}{\gamma_M}$
Knickstabähnliches Verhalten ist zu berücksichtigen, wenn gilt: $\rho = \frac{\Lambda - \sigma_{Pi}/\sigma_{Ki}}{\Lambda - 1} \geq 0$ mit $\Lambda = \bar{\lambda}_P^2 + 0,5$ jedoch $2 \leq \Lambda \leq 4$ und $\frac{\sigma_{Pi}}{\sigma_{Ki}} \cdot k_\sigma \cdot \alpha^2 \cdot \frac{1 + \Sigma \delta^L}{1 + \Sigma \gamma^L}$ jedoch $\frac{\sigma_{Pi}}{\sigma_{Ki}} \geq 1$
Nachweis $\frac{\sigma_{Pi}}{\sigma_{Ki}} \geq 1$
Nachweis bei alleiniger Wirkung von Randspannungen τ
Bestimmung von k_τ nach Bild 24
Bestimmung der idealen Beulspannung bei alleiniger Wirkung von Randspannungen τ : $\tau_{pi} = k_\tau \cdot \sigma_E$
Bezogener Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_P$ nach Bild 25
Bestimmung von k_τ nach Bild 24
Grenzbeulspannung $\tau_{P,Rd} = \kappa_\tau \cdot \frac{f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M}$
Nachweis $\frac{\sigma}{\sigma_{P,Rd}} \leq 1$
Nachweis bei gleichzeitiger Wirkung von Randspannungen: σ_x und τ : $\left(\frac{ \sigma_x }{\sigma_{xP,Rd}}\right)^{e_1} + \left(\frac{ \sigma_y }{\sigma_{yP,Rd}}\right)^{e_2} - V \cdot \left(\frac{ \sigma_x \cdot \sigma_y }{\sigma_{xP,Rd} \cdot \sigma_{yP,Rd}}\right) + \left(\frac{\tau}{\tau_{P,Rd}}\right)^{e_3} \leq 1$ mit $e_1 = 1 + \kappa_x^4$, $e_2 = 1 + \kappa_y^4$, $e_3 = 1 + \kappa_x \kappa_y \kappa_\tau^2$

Bild 23: Beulnachweis nach DIN 18800-3

Belastung		Beulspannung	Gültigkeitsbereich	Beulwert
Geradlinig verteilte Druckspannungen $0 \leq \psi \leq 1$		$\sigma_{x,Pl} = k_{\sigma x} \cdot \sigma_e$	$\alpha \geq 1$	$k = \frac{8,4}{\psi + 1,1}$
			$\alpha < 1$	$k = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \cdot \frac{2,1}{\psi + 1,1}$
Geradlinig verteilte Druck- und Zugspannungen mit überwiegendem Druck $-1 \leq \psi \leq 0$		$\sigma_{x,Pl} = k_{\sigma x} \cdot \sigma_e$		$k = (1 + \psi) \cdot k' - \psi \cdot k'' + 10 \cdot \psi \cdot (1 + \psi)$ dabei ist k' der Beulwert für $\psi = 0$ und k'' der Beulwert für $\psi = -1$
Geradlinig verteilte Druck- und Zugspannungen mit gegengleichen Randwerten $\psi = -1$ oder mit überwiegendem Zug $\psi < -1$		$\sigma_{x,Pl} = k_{\sigma x} \cdot \sigma_e$	$\alpha \geq 2/3$	$k = 23,9$
			$\alpha < 2/3$	$k = 15,87 + \frac{1,87}{\alpha^2} + 8,6 \cdot \alpha^2$
Geradlinig verteilte Schubspannungen		$\tau_{Pl} = k_{\tau} \cdot \sigma_e$	$\alpha \geq 1$	$k = 5,34 + \frac{4,00}{\alpha^2}$
			$\alpha < 1$	$k = 4,00 + \frac{5,34}{\alpha^2}$

Bild 24: Bestimmung der Beulwerte k nach DIN 4114-1

Beulfeld	Lagerung	Beanspruchung	Bezogener Schlankheitsgrad	Abminderungsfaktor
Einzel- feld	allseitig gela- gert	Normalspannung σ mit dem Randspannungsverhältnis $\psi_T \leq -1$ *)	$\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\sigma_{Pl}}}$	$\kappa = c \cdot \left(\frac{1}{\bar{\lambda}_P} - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_P^2} \right) \leq 1$ mit $c = 1,25 - 0,12 \cdot \psi_T \leq 1,25$
	allseitig gela- gert	Schubspannung τ	$\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\tau_{Pl} \cdot \sqrt{3}}}$	$\kappa = \frac{0,84}{\bar{\lambda}_P} \leq 1$
Teil- und Ge- samt- feld	allseitig gela- gert	Normalspannung σ mit dem Randspannungsverhältnis $\psi_T \leq 1$	$\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\sigma_{Pl}}}$	$\kappa = c \cdot \left(\frac{1}{\bar{\lambda}_P} - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_P^2} \right) \leq 1$ mit $c = 1,25 - 0,25 \cdot \psi_T \leq 1,25$
	dreiseitig gela- gert	Normalspannung σ	$\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\sigma_{Pl}}} **)$	$\kappa = \frac{1}{\bar{\lambda}_P^2 + 0,51} \leq 1$
	dreiseitig gela- gert	Konstante Randverschie- bung u	$\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\sigma_{Pl}}}$	$\kappa = \frac{0,7}{\bar{\lambda}_P} \leq 1$
	allseitig gela- gert, ohne Längssteifen	Schubspannung τ	$\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\tau_{Pl} \cdot \sqrt{3}}}$	$\kappa = \frac{0,84}{\bar{\lambda}_P} \leq 1$
	allseitig gela- gert, mit Längssteifen	Schubspannung τ	$\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\tau_{Pl} \cdot \sqrt{3}}}$	$\kappa = \frac{0,84}{\bar{\lambda}_P} \leq 1$ für $\bar{\lambda}_P \leq 1,38$ $\kappa = \frac{1,16}{\bar{\lambda}_P^2} \leq 1$ für $\bar{\lambda}_P > 1,38$

*) Bei Einzelfeldern ist ψ_T das Randspannungsverhältnis des Teilfeldes, in dem das Einzelfeld liegt.
**) Zur Ermittlung von σ_{Pl} ist der Beulwert $\min k_{\sigma}(a)$ für $\psi = 1$ einzusetzen.

Bild 25: Bestimmung der Abminderungsfaktoren κ nach DIN 18800-3

7.3 Vergleich der Verfahren - Bogen

7.3.1 Allgemeines

Am Beispiel des Bogens wird die Bemessung mit der Methode der wirksamen Breiten im Vergleich zur Methode der reduzierten Spannungen und nach DIN 18800 dargestellt und die Auswirkungen untersucht.

Es werden sechs Fälle für Querschnitte und Spannungen untersucht und verglichen:

- Querschnitt der Ursprungsstatik, S355, gegenwärtiges Lastmodell LM1
- Querschnitt der Ursprungsstatik, S355, neues Lastmodell LM1neu
- Verstärkter Querschnitt, S355, neues Lastmodell LM1neu
- Querschnitt der Ursprungsstatik, S460, gegenwärtiges Lastmodell LM1
- Reduzierter Querschnitt, S460, gegenwärtiges Lastmodell LM1
- Querschnitt der Ursprungsstatik, S460, neues Lastmodell LM1neu

Es werden die in Kapitel 2.3.5, 4.3, 5.6 erläuterten Schnittgrößen und Brutto-Querschnittswerte verwendet. Die dort ermittelten Verstärkungen / Reduktionen werden für den Beulnachweis verwendet.

7.3.2 Methode der wirksamen Breiten

Für den Bogen wurden jeweils die effektiven Querschnittswerte für die Verwendung von A_{eff} unter reiner Druckbeanspruchung (s. **Bild 26**) und $I_{y,\text{eff}}$ unter reiner Biegung bestimmt, vgl. **Bild 20**. Unter reiner Biegung ergibt sich für den Steg die Querschnittsklasse 3, so dass keine Teilflächen ausfallen. Die Bestimmung von $I_{z,\text{eff}}$ erfolgt analog. Die berechneten Werte sind in **Tab. 36** dargestellt.

Mit den Spannungen nach **Tab. 36** ist ein Spannungsnachweis zu führen. Zusätzlich muss ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis, wie in Kapitel 7.2.1 beschrieben, geführt werden. Die ermittelten Schnittgrößen und Spannungen für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis unter der charakteristischen Lastkombination sind in **Tab. 37** dargestellt. Außerdem ist der ermittelte Reduktionsbeiwert ρ und der geführte Nachweis dargestellt. Die zugehörigen Brutto-Querschnittswerte sind in Kapitel 4.3 für das neue Lastmodell LM1neu und in

Kapitel 5.6 bei Verwendung höherfester Stähle zusammengestellt.

Es zeigt sich, dass dieser Gebrauchstauglichkeitsnachweis in diesen Fällen nicht maßgebend wird.

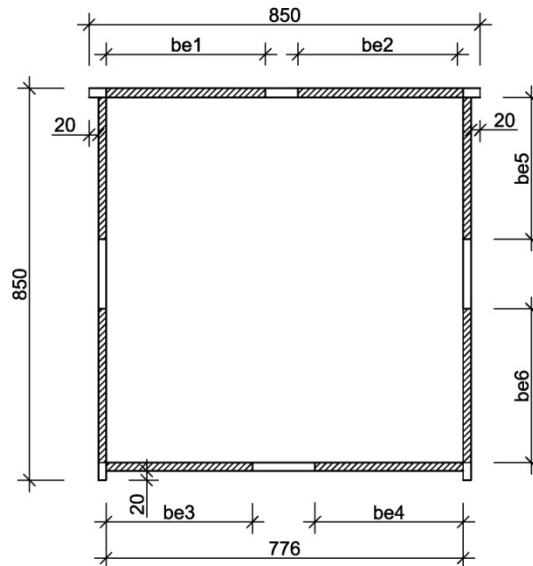


Bild 26: Effektiver Bogenquerschnitt zur Bestimmung von A_{eff}

Effektive Querschnittswerte, max. Spannungen und zugehörige Schnittgrößen: QS der Ursprungsstatik, S355, Ursprungsstatik										
	(a)	(b)	(c)	(d)			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]
z [cm]	-40,69	-40,69	40,41	40,41		OG (a)	-4565	2935	419	-311
y [cm]	-41,78	37,52	-41,78	37,52		OG (b)	-4675	2867	-146	-287
W _y [cm ³]	-15763	-15763	15876	15876		UG (c)	-5493	-1928	176	-247
W _z [cm ³]	-13548	15089	-13548	15089		UG (d)	-5322	-1883	-342	-250
A _{eff} [cm ²]	487					Steg (a)	-4640	1867	529	-253
I _{y,eff} [cm ⁴]	641476	I _{z,eff} [cm ⁴]		566079		Steg (c)	-5322	-1182	230	-201
Effektive Querschnittswerte, max. Spannungen und zugehörige Schnittgrößen: QS der Ursprungsstatik, S355, LM1neu										
	(a)	(b)	(c)	(d)			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]
z [cm]	-40,69	-40,69	40,41	40,41		OG (a)	-5068	3324	578	-358
y [cm]	-41,78	37,52	-41,78	37,52		OG (b)	-5201	3224	-252	-328
W _y [cm ³]	-15763	-15763	15876	15876		UG (c)	-6215	-2321	273	-294
W _z [cm ³]	-13548	15089	-13548	15089		UG (d)	-5930	-2247	-466	-294
A _{eff} [cm ²]	487					Steg (a)	-5131	2241	756	-303
I _{y,eff} [cm ⁴]	641476	I _{z,eff} [cm ⁴]		566079		Steg (c)	-5996	-1493	399	-247
Effektive Querschnittswerte, max. Spannungen und zugehörige Schnittgrößen: Verstärkter Querschnitt, S355, LM1neu										
	(a)	(b)	(c)	(d)			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]
z [cm]	-40,17	-40,17	40,83	40,83		OG (a)	-5068	3340	559	-316
y [cm]	-41,25	37,75	-41,25	37,75		OG (b)	-5201	3240	-232	-289
W _y [cm ³]	-17832	-17832	17546	17546		UG (c)	-6215	-2340	249	-262
W _z [cm ³]	-14885	16267	-14885	16267		UG (d)	-5930	-2265	-443	-263
A _{eff} [cm ²]	557					Steg (a)	-5131	2257	736	-268
I _{y,eff} [cm ⁴]	716358	I _{z,eff} [cm ⁴]		614043		Steg (c)	-5996	-1512	377	-219
Effektive Querschnittswerte, max. Spannungen und zugehörige Schnittgrößen: QS der Ursprungsstatik, S460										
	(a)	(b)	(c)	(d)			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]
z [cm]	-41,52	-41,52	39,58	39,58		OG (a)	-4575	2983	574	-346
y [cm]	-42,51	-36,79	-42,51	-36,79		OG (b)	-4665	2895	-300	-318
W _y [cm ³]	-14985	-14985	15720	15720		UG (c)	-5551	-1989	314	-275
W _z [cm ³]	-12917	14924	-12917	14924		UG (d)	-5265	-1912	475	-271
A _{eff} [cm ²]	447					Steg (a)	-4697	1907	748	-290
I _{y,eff} [cm ⁴]	622201	I _{z,eff} [cm ⁴]		549068		Steg (c)	-5379	-1227	454	-234
Effektive Querschnittswerte, max. Spannungen und zugehörige Schnittgrößen: Reduzierter Querschnitt, 460										
	(a)	(b)	(c)	(d)			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]
z [cm]	-42,71	-42,71	38,54	38,54		OG (a)	-4575	3008	581	-381
y [cm]	-42,67	36,63	-42,67	36,63		OG (b)	-4665	2921	308	-351
W _y [cm ³]	-13432	-13432	14888	14888		UG (c)	-5551	-2019	323	-295
W _z [cm ³]	-12538	14608	-12538	14608		UG (d)	-5265	-1941	483	-291
A _{eff} [cm ²]	414					Steg (a)	-4697	1933	756	-317
I _{y,eff} [cm ⁴]	573731	I _{z,eff} [cm ⁴]		535028		Steg (c)	-5379	-1256	463	-251
Effektive Querschnittswerte, max. Spannungen und zugehörige Schnittgrößen: QS der Ursprungsstatik, 460, LM1neu										
	(a)	(b)	(c)	(d)			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]
z [cm]	-41,52	-41,52	39,58	39,58		OG (a)	-5068	3366	615	-386
y [cm]	-42,51	-36,79	-42,51	-36,79		OG (b)	-5201	3267	-290	-354
W _y [cm ³]	-14985	-14985	15720	15720		UG (c)	-6215	-2372	318	-315
W _z [cm ³]	-12917	14924	-12917	14924		UG (d)	-5930	-2296	-509	-314
A _{eff} [cm ²]	447					Steg (a)	-5131	2284	793	-329
I _{y,eff} [cm ⁴]	622201	I _{z,eff} [cm ⁴]		549068		Steg (c)	-5996	-1543	443	-267

Tab. 36: Effektive Querschnittswerte, max. Spannungen und zugehörige Schnittgrößen beim Bogen, Leiteinwirkung Verkehr

Max. Spannungen und zugehörige Schnittgrößen: QS der Ursprungsstatik, S355, Ursprungsstatik							
	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]	ρ [-]	ρ · f _{y,k} /1,1 [N/mm ²]	Ausnutzung η
OG (a)	-3241	2014	321	-197	0,899	290	0,68
OG (b)	-3296	1950	-136	-182			
UG (c)	-3922	-1278	122	-155	0,822	265	0,59
UG (d)	-3708	-1225	-237	-156			
Steg (a)	-3352	1212	446	-159	0,821	265	0,60
Steg (c)	-3806	-735	237	-127			

Max. Spannungen und zugehörige Schnittgrößen: QS der Ursprungsstatik, S355, LM1neu							
	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]	ρ [-]	ρ · f _{y,k} /1,1 [N/mm ²]	Ausnutzung η
OG (a)	-3754	2414	351	-232	0,900	290	0,80
OG (b)	-3853	2338	-107	-213			
UG (c)	-4605	-1660	106	-190	0,824	266	0,73
UG (d)	-4391	-1607	-253	-193			
Steg (a)	-3802	1611	483	-193	0,819	264	0,73
Steg (c)	-4443	-1049	205	-155			

Max. Spannungen und zugehörige Schnittgrößen: Verstärkter Querschnitt, S355, LM1neu							
	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]	ρ [-]	ρ · f _{y,k} /1,1 [N/mm ²]	Ausnutzung η
OG (a)	-3754	2414	351	-210	0,956	309	0,68
OG (b)	-3853	2338	-107	-193			
UG (c)	-4605	-1660	106	-175	0,884	285	0,62
UG (d)	-4391	-1607	-253	-177			
Steg (a)	-3802	1611	483	-174	0,852	275	0,63
Steg (c)	-4443	-1049	205	-142			

Max. Spannungen und zugehörige Schnittgrößen: QS der Ursprungsstatik, S460							
	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]	ρ [-]	ρ · f _{y,k} /1,1 [N/mm ²]	Ausnutzung η
OG (a)	-3241	2014	321	-197	0,824	345	0,57
OG (b)	-3296	1950	-136	-182			
UG (c)	-3922	-1278	122	-155	0,750	314	0,50
UG (d)	-3708	-1225	-237	-156			
Steg (a)	-3352	1212	446	-159	0,746	312	0,51
Steg (c)	-3806	-735	237	-127			

Max. Spannungen und zugehörige Schnittgrößen: Reduzierter Querschnitt, 460							
	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]	ρ [-]	ρ · f _{y,k} /1,1 [N/mm ²]	Ausnutzung η
OG (a)	-3241	2014	321	-213	0,824	345	0,62
OG (b)	-3296	1950	-136	-197			
UG (c)	-3922	-1278	122	-166	0,749	313	0,53
UG (d)	-3708	-1225	-237	-167			
Steg (a)	-3352	1212	446	-171	0,748	313	0,55
Steg (c)	-3806	-735	237	-135			

Max. Spannungen und zugehörige Schnittgrößen: QS der Ursprungsstatik, 460, LM1neu							
	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ _x [N/mm ²]	ρ [-]	ρ · f _{y,k} /1,1 [N/mm ²]	Ausnutzung η
OG (a)	-3754	2414	351	-232	0,825	345	0,67
OG (b)	-3853	2338	-107	-213			
UG (c)	-4605	-1660	106	-190	0,751	314	0,61
UG (d)	-4391	-1607	-253	-193			
Steg (a)	-3802	1611	483	-193	0,744	311	0,62
Steg (c)	-4443	-1049	205	-155			

Tab. 37: Gebrauchstauglichkeitsnachweis mit der charakteristischen Einwirkungskombination beim Bogen, Leiteinwirkung Verkehr

7.3.3 Methode der reduzierten Spannungen

Die Ergebnisse der Berechnungen mit der Methode der reduzierten Spannungen sind im Kapitel 4.3 für das neue Lastmodell LM1 und in Kapitel 5.6 für die Verwendung höherfester Stähle vorgestellt.

7.3.4 Berechnungen nach DIN 18800 Teil 3

Die Berechnungen wurden nach Kapitel 7.2.3 durchgeführt. Das Ergebnis ist in Kapitel 7.4 dargestellt.

7.4 Zusammenfassung und Vergleich

Es wurden die beiden Nachweise für beulgefährdete Querschnitte nach DIN-Fachbericht 103 vorgestellt: Die Methode der wirksamen Breiten nach Abschnitt III-4 bis III-6 und die Methode der reduzierten Spannungen nach Abschnitt III-10. Da die Beulnachweise in der Ursprungsstatik nach DIN 18800-3 geführt wurden, wurde dieses Nachweisformat ebenfalls dargestellt. Am Beispiel des Bogens wurden Vergleichsberechnungen nach allen drei Verfahren durchgeführt und beurteilt.

Tab. 38 zeigt den Vergleich der Ausnutzungsgrade zwischen den verschiedenen Verfahren. Es zeigt sich, dass sich die Ausnutzungsgrade nach den verschiedenen Methoden nur begrenzt unterscheiden. Vergleicht man die Ausnutzungsgrade nach der Methode der reduzierten Spannungen mit denen der Methode der wirksamen Breiten ergibt sich, dass zumindest für den Steg und den Untergurt die Methode der reduzierten Spannungen tendenziell etwas höhere Ausnutzungen liefert.

Die Ausnutzungsgrade nach DIN 18800-3 liefert teilweise günstigere Werte als nach den europäischen Normen.

Insgesamt liefern jedoch alle Verfahren ähnliche Ergebnisse, der Nachweis ist jeweils bei allen Verfahren erfüllt oder bei allen nicht erfüllt.

An diesem Beispiel hat sich auch gezeigt, dass für den Beulnachweis mit der Methode der effektiven Breiten der Zusatznachweis der Gebrauchstauglichkeit hier nicht maßgebend wird.

	Ausnutzungsgrad [-]		
	DIN 18800	Methode der reduzierten Spannungen	Methode der wirksamen Breiten
Ursprung OG	0,88	0,94	0,96
Ursprung UG	0,75	0,83	0,78
Ursprung Steg	0,70	0,82	0,78
LM1neu OG	1,11	1,08	1,11
LM1neu UG	0,96	0,98	0,91
LM1neu Steg	0,94	0,99	0,94
LM1 verstärkt OG	0,84	0,93	0,98
LM1 verstärkt UG	0,62	0,79	0,81
LM1 verstärkt Steg	0,75	0,86	0,83
S460 OG	0,74	0,82	0,83
S460 UG	0,65	0,72	0,66
S460 Steg	0,64	0,74	0,69
S460 red. OG	0,93	0,95	0,94
S460 red.UG	0,76	0,80	0,74
S460 red. Steg	0,76	0,83	0,79
S460 LM1neu OG	0,86	0,91	0,92
S460 LM1neu UG	0,78	0,83	0,75
S460 LM1neu Steg	0,77	0,84	0,79

Tab. 38: Vergleich der Ausnutzungsgrade Bogen für das neue Lastmodell, Verkehr als Leiteinwirkung

8 Stabstabilität

8.1 Allgemeines

Der Nachweis der Stabstabilität kann grundsätzlich auf zwei unterschiedliche Weisen geführt werden. Wie in **Bild 27** zu sehen, ist es zum einen möglich, die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung (programmgestützt) am Gesamtsystem zu ermitteln und damit einen Spannungsnachweis zu führen. Zum anderen kann das Ersatzstabverfahren angewendet werden. Hierbei wird der zu untersuchende Stab aus dem Gesamttragwerk herausgeschnitten und der Nachweis unter Berücksichtigung eines von der Schlankheit des Stabes abhängigen Abminderungsfaktors für die Schnittgrößen M und N geführt. Die gleichzeitige Einwirkung von mehreren Schnittgrößen wird durch so genannte Interaktionsfaktoren berücksichtigt.

Auf der sicheren Seite liegend kann für Biegedrillknickgefährdete Bauteile der Nachweis des Druckgurtes als Knickstab als Sonderfall des Ersatzstabnachweises geführt werden. Gerade der letztgenannte hat im Brückenbau eine besondere Bedeutung, da hier sowohl die elastische Bettung der Querrahmen für die Druckgurte, wie auch veränderliche Druckkräfte und Querschnitte einfach berücksichtigt werden können.

8.2 Nachweise am Gesamtstab

8.2.1 Allgemeines

Auf die Darstellung der Biegeknicknachweise (reine Druckkraft) wird im Folgenden verzichtet, da hier keine wesentliche Änderung erfolgte.

8.2.2 Nachweise nach DIN Fachbericht

Hinsichtlich der Nachweise der Stabstabilität für Biegeknicken und Biegedrillknicken beruht die

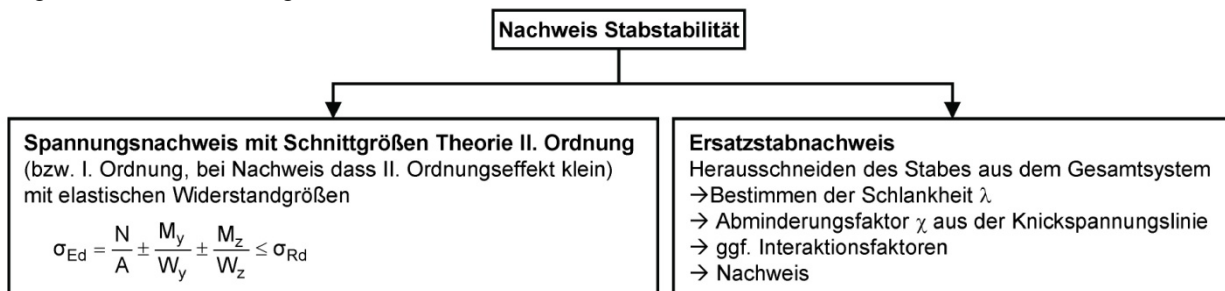


Bild 27: Nachweisverfahren nach DIN EN 1993-1-1

Vorgehensweise im DIN-FB 103:2003, Kapitel 5.5 noch weitestgehend auf der Vornorm DIN V ENV 1993-1-1:1993.

Bei der Überarbeitung des DIN-Fachberichts 103 wurden keine wesentlichen Änderungen für die Stabilitätsnachweise von Stäben vorgenommen.

In beiden DIN Fachberichten 103 erfolgt der Nachweis des Biegeknickens in Abschnitt 5.5.4.2 in folgendem Format für Querschnitte der Klasse 1 und 2:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Für Querschnitte der Klassen 3 und 4 enthält das Nachweisformat entsprechende elastische bzw. effektive Widerstandsmomente und Querschnitte.

Der Nachweise für Biegedrillknicken am Gesamtstab ist für Biegung und Druck in Abschnitt 5.5.4.3.2 zu finden und erfolgt in folgendem Nachweisformat für Querschnitte der Klasse 1 und 2, bzw. entsprechend angepasst auch für Querschnitte der Klassen 3 und 4.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Für geschweißte Profile wird die Knickspannungslinie c und ein Grenzwert der Schlankheit, für den Biegedrillknicken keine Rolle mehr spielt, von $\lambda_{LT} = 0,4$ vorausgesetzt.

8.2.3 Nachweise nach DIN EN 1993-1-1:2005

Allgemeines

In der neuen Normengeneration DIN EN 1993-2:2007, die hinsichtlich der Stabstabilität auf DIN EN 1993-1-1:2005 verweist, wurden in Bezug auf den Biegedrillknicknachweis und den Interaktionsnachweis für Druckkraft und Biegung eine Reihe von Weiterentwicklungen berücksichtigt (ECCS, 2006), (MÜLLER, C., 2003), (STANGENBERG, H., 2007). Dadurch stehen jetzt für den Nutzer eine Reihe von verschiedenen Verfahren und Nachweisformaten zur Verfügung.

In **Bild 28** ist eine Übersicht über die Nachweise in DIN EN 1993-1-1:2005 abgebildet. Wie bereits eingangs erläutert, kann neben dem Spannungsnachweis mit Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung der Stabilitätsnachweis mit dem Ersatzstabverfahren geführt werden. Dieses ist untergliedert in ein Allgemeines Verfahren, ein vereinfachtes Verfahren, das in die Methode A und B untergliedert ist, und in den Nachweis des Druckgurtes als Druckstab. Die Bezugsgrößen sind jeweils das ideale Biegedrillknickmoment und die ideellen Verzweigungslasten. Die Nachweisformen werden im Folgenden erläutert.

Allgemeines Verfahren nach DIN EN 1993-1-1:2005

Beim Allgemeinen Verfahren nach DIN EN 1993-1-1:2005 Abschnitt 6.3.4 erfolgen die Berechnungen meistens numerisch. Es wird ein ideal elastischer kritischer Versagenszustand mit Hilfe einer globalen Schlankheit und eines globalen Abminderungsfaktors ermittelt.

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \rightarrow \chi_{op} = \frac{1}{\Phi_{op} + \sqrt{\Phi_{op}^2 - \lambda_{op}^{-2}}} \rightarrow \frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}}$$

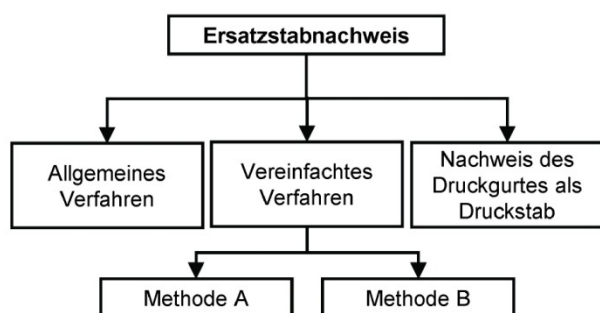


Bild 28: Nachweisverfahren nach DIN EN 1993-1-1

Vereinfachte Verfahren nach DIN EN 1993-1-1:2005

Das vereinfachte Verfahren besteht aus folgenden Nachweisen. Äußerlich entsprechen die Nachweise den Interaktionsnachweisen in den DIN-Fachberichten:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \text{ und}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Mit Hilfe der Schlankheitsgrade $\bar{\lambda}_y$, $\bar{\lambda}_z$ und $\bar{\lambda}_{LT}$ werden hier die Abminderungsfaktoren χ_y , χ_z und χ_{LT} bestimmt. Die Interaktionsfaktoren k_{yy} , k_{zy} , k_{yz} und k_{zz} können nach 2 verschiedenen Methoden A und B ermittelt werden.

Zusätzlich bietet DIN EN 1993-2:2007 noch optional mit Gleichung (6.9) eine „Vereinfachung“ für den Fall einachsige Biegung und Druckkraft“ an.

In DIN EN 1993-1-1:2005 gibt es mehrere Nachweisverfahren für die Bestimmung der Knicklinien für das Biegedrillknicken. Abschnitt 6.3.2.2 enthält den so genannten Allgemeinen Fall, der einen Grenzwert $\lambda_{LT} = 0,2$ und die Knickspannungslinie c und d für geschweißte Profile vorgibt. In Abschnitt 6.3.2.3 wird für das Biegedrillknicken gewalzter oder gleichartiger geschweißter Querschnitte eine modifizierte χ_{LT} -Linie und ein Grenzwert $\lambda_{LT} = 0,4$ aufgeführt. Im zweiten Fall enthält der Nationale Anhang zu DIN EN 1993-1-1:2005 auch noch eine länderspezifische Modifikationsmöglichkeit. Abschnitt 6.3.3 gibt die entsprechenden Hinweise für den Interaktionsnachweis von M und N bzw. Biegeknicken und Biegedrillknicken. Für die Berechnung der Interaktionsbeiwerte wird nach Methode A oder Methode B auf Anhang A bzw. B verwiesen.

Für den Praktiker ist rein durch den Text der Norm nicht ohne Weiteres erkennbar, welches Format für seinen Fall geeignet ist. Entsprechende Vergleiche werden aber zurzeit auch schon an anderer Stelle durchgeführt, (ECCS, 2006), (SNIJDER, B. et al., 2008), (LECHNER, A. et al., 2008).

8.2.4 Folgerungen

Zu den Auswirkungen der Änderungen des Biegedrillknickens gibt es einige parallele Untersuchungen, unter anderem vom Technischen Komitee 8 Stabilität der ECCS, (ECCS, 1976) und (ECCS,

2006), so dass in diesem Bereich keine eigenen Vergleichsberechnungen durchgeführt wurden.

8.3 Nachweis des Druckgurtes als Druckstab

8.3.1 Allgemeines

DIN-FB 103:2003 kennt mit Abschnitt 5.5.2.4 ein entsprechendes Nachweisformat sowohl für den Fall mit konstanter Druckkraft wie für veränderliche Druckkraft. Die κ -Werte und der Grenzwert für $\bar{\lambda}$ richten sich nach dem Biegedrillknicken.

Im Eurocode verweist Teil 2 für Brücken mit ähnlichen Ansätzen auf DIN EN 1993-1-1:2005 Abschnitt 6.3.2.4 auf das „Vereinfachte Bemessungsverfahren für Träger mit Biegedrillknickbehinderungen im Hochbau“. Für geschweißte Träger wird hier die Knickspannungslinie d angesetzt. Auch wird durch den Ansatz der Knickspannungslinie der Grenzwert $\bar{\lambda}$ zu 0,2.

DIN-FB 103:2009 hat in Hinblick auf diese Entwicklung eine Anpassung vorgenommen. Es wurde festgelegt, dass für geschweißte Querschnitte mit $h/t_{fl} \leq 44\epsilon$ die Knickspannungslinie d zu verwenden, für alle anderen die Knickspannungslinie c.

Davaine hat eine Untersuchung durchgeführt, die die unterschiedlichen Verfahren vergleicht, (DAVAINE, L.; Lebet, J.-P.; 2007). Sie kommt zu dem Schluss, dass besonders durch die Wahl der Knickspannungskurve d die neuen europäischen Regeln im Vergleich zu bisherigen nationalen Regeln in Frankreich, Schweiz und Deutschland sehr ungünstig sind, vgl. **Bild 29**. Das gilt auch, wenn der Nachweis nicht nach dem vereinfachten Verfahren nach DIN EN 1993-1-1:2005 6.3.2.4 sondern dem allgemeinen numerischen Verfahren nach 6.3.4 geführt wird. Nach ihren Untersuchungen liefern Berechnungen nach Theorie II. Ordnung mit zutreffenderen Annahmen bezüglich Eigenspannungen und Imperfektionen deutlich günstigere Ergebnisse.

8.3.2 Folgerungen

In der Ursprungsstatik (DONGES/ MEYER + SCHUBART, 2005) wurde für den Versteifungsträger kein Biegedrillknicknachweis auch nicht als Knicknachweis des Druckgurtes geführt. Da es sich um eine reine Stahlbrücke handelt, gibt es eine durchgehende Verbindung zwischen Versteifungsträger und Deckblech, so dass ein Biegedrillknickversagen nicht auftritt.

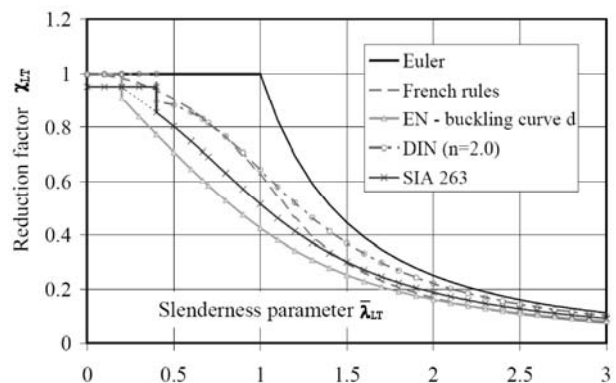


Bild 29: Vergleich unterschiedlicher Kurven für das BDK (DAVAINE, L.; Lebet, J.-P.; 2007)

8.4 Interaktion von globalem und lokalem Stabilitätsversagen

8.4.1 Allgemeines

Interaktion zwischen Beulen und Biegeknicken im Bogen wird rechnerisch im Stabstabilitätsnachweis erfasst, indem bei Querschnitten der Klasse 4 der Nachweis bei Druckbeanspruchten Bauteilen mit wirksamen Flächen A_{eff} geführt wird. Die wirksame Fläche A_{eff} ist die infolge Beulen abgeminderte Querschnittsfläche.

Sowohl die DIN Fachberichte 103, als auch die Eurocodes kennen eine Einstufung der Querschnitte in unterschiedliche Klassen, um die lokale Stabilitätsgefahr zu berücksichtigen. Querschnitte der Klasse 4 sind solche, bei denen die Widerstände gegen Momenten- oder Druckbeanspruchung unter Berücksichtigung des örtlichen Ausbeulens bestimmt werden müssen. Die notwendige Reduktion des Widerstandes der Querschnitte infolge örtlichen Ausbeulens darf bei Querschnitten der Klasse 4 durch den Ansatz effektiver Breiten berücksichtigt werden.

Die Ermittlung der effektiven Querschnittsgrößen A_{eff} und I_{eff} wurde bereits im Kapitel 7.3.2 vorgenommen.

Zuerst wird die wirksame Querschnittsfläche des Profils ermittelt (siehe **Bild 30**). Für die Bestimmung der effektiven Querschnittsfläche A_{eff} wird die reduzierte Fläche bei Druckbelastung verwendet. Im Gegensatz dazu wird das effektive Flächenträgheitsmoment $I_{y,eff}$ aus der reduzierten Fläche bei Biegebeanspruchung ermittelt.

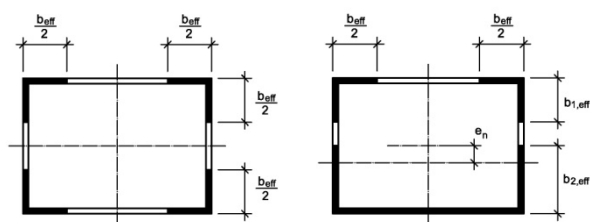


Bild 30: Effektiver Querschnitt für Normalkraft (links) und Moment (rechts)

Mit Hilfe eines Anpassungsbeiwertes der effektiven Querschnittsgrößen wird dann die „effektive“ Stabslankheit für Druckstäbe mit Querschnitten der Klasse 4 berechnet:

$$\bar{\lambda}(Klasse\ 4) = \sqrt{\frac{A_{eff}}{A} \cdot \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1}} = \sqrt{\frac{A_{eff}}{A} \cdot \bar{\lambda}(el.)} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

mit λ_1 = Bezugsschlankheit

L_{cr} = Knicklänge

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

A = Bruttoquerschnittsfläche

A_{eff} = wirksame Querschnittsfläche

I = Trägheitsmoment des Bruttoquerschnitts

N_{cr} = ideale Verzweigungslast.

Unter Anwendung der europäischen Knickspannungslinie (KSL) kann dann der Reduktionsfaktor χ für den Knicknachweis ermittelt werden vgl. das Vorgehen beim Stabilitätsnachweis nach DIN EN 1993-1-1:2005 in **Bild 31**.

Die Angaben in DIN V ENV 1993-2:2001, DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 stimmen weitestgehend überein.

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M1} = 1,1$ (Brückenbau)	
Bestimmung der Idealen Verzweigungslasten $N_{cr,z}$ und $N_{cr,y}$	
$N_{cr,z} = \frac{EI_z \cdot \pi^2}{S_{k,y}^2}$	$N_{cr,y} = \frac{EI_y \cdot \pi^2}{S_{k,z}^2}$
Berechnung der bezogenen Schlankheitsgrade $\bar{\lambda}_y$ und $\bar{\lambda}_z$	
$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,y}}}$	$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,z}}}$
Wahl der Knickspannungslinie b, vgl. Bild 33	
Imperfektionsbeiwert $\alpha = 0,34$, vgl. Bild 32	
Berechnung von Φ_y und Φ_z	
$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$	
$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$	
Ermittlung der Abminderungsfaktoren χ_y und χ_z	
$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$	$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$
Der Abminderungsfaktor für Biegedrillknicken wird zu $\chi_{LT} = 1,0$ da der Kastenquerschnitt nicht Biegedrillknickgefährdet ist.	
Berechnung der Tragfähigkeiten mit den effektiven Querschnittswerten	
$N_{Rd} = A_{eff,Druck} \cdot f_{yd}$	
$M_{y,Rd} = W_{el,y,eff} \cdot f_{yd}$	
$M_{z,Rd} = W_{el,z,eff} \cdot f_{yd}$	
Berücksichtigung von zusätzlichen Momenten aus der Exzentrizität durch die Schwerpunktverschiebung	
$\Delta M_{y,Ed} = e_{N,z} \cdot N_{Ed}$	
$\Delta M_{z,Ed} = e_{N,y} \cdot N_{Ed}$	
Ermittlung der Interaktionsbeiwerte nach Methode B	
$k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0,6 \times \bar{\lambda}_y \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \leq C_{my} \times \left(1 + 0,6 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$	
$k_{zy} = 0,8 \cdot k_{yy}$	
$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + 0,6 \times \bar{\lambda}_z \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \leq C_{mz} \times \left(1 + 0,6 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$	
$k_{yz} = k_{zz}$	
Wahl des äquivalenten Momentenbeiwertes C_m	
$C_{my} = C_{mz} = 1$, vgl. Bild 34	
Nachweis 1)	
$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$	
Nachweis 2)	
$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$	

Bild 31: Stabstabilitätsnachweis nach DIN EN 1993-1-1:2005

Knicklinie	a_0	a	b	c	d
Imperfektionsbeiwert α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Bild 32: Imperfektionsbeiwert nach DIN EN 1993-1-1:2005

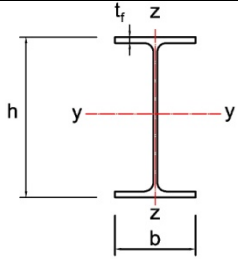
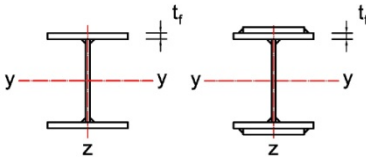
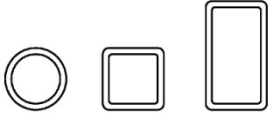
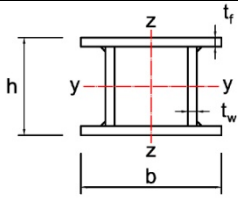
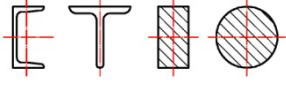


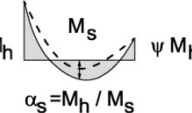
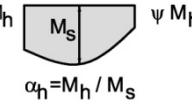
Querschnitt	Begrenzungen	Ausweichen rechtwinklig zur Achse	Knicklinie		
			S235 S275 S355 S420	S460	
gewalzte I-Querschnitte 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f < 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
Geschweißte I-Querschnitte 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Hohlquerschnitte 	warmgefertigte	jede	a	a ₀	
	kaltgefertigte	jede	c	c	
Geschweißte Kastentransverschnitte 	allgemein (außer den Fällen der nächsten Zeile)	jede	b	b	
	dicke Schweißnähte $a > 0,5t_f$ $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	jede	c	c	
U-, T- und Vollquerschnitte 		jede	c	c	
L-Querschnitte 		jede	b	b	

Bild 33: Auswahl der Knicklinie nach DIN EN 1993-1-1:2005

Momentenverlauf	Bereich		C_{my} und C_{mz} und C_{mLT}	
			Gleichlast	Einzellast
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$	$-0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$
$-1 \leq \psi < 0$		$0,1 \cdot (1 - \psi) - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$	$0,2 \cdot (-\psi) - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$	
 $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$	$0,90 + 0,10 \cdot \alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$	$0,90 + 0,10 \cdot \alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi)$	$0,90 - 0,10 \cdot \alpha_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi)$

Für Bauteile mit Knicken in Form seitlichen Ausweichens sollte der äquivalente Momentenbeiwert als $C_{my} = 0,9$ bzw. $C_{mz} = 0,9$ angenommen werden.

C_{my} , C_{mz} und C_{mLT} sind in der Regel unter Berücksichtigung der Momentenverteilung zwischen den maßgebenden seitlich gehaltenen Punkten wie folgt zu ermitteln:

Momentenbeiwert	Biegeachse	In der Ebene gehalten
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

Bild 34: Äquivalente Momentenbeiwerte nach DIN EN 1993-1-1:2005

Für den Nachweis einer geschweißten Kastenstütze gilt unabhängig davon, ob es sich um einen dünnwandigen Querschnitt oder um gedrungene Bleche handelt, Knickspannungslinie b (bzw. für sehr gedrungene Querschnitte mit dicken Schweißnähten Knickspannungslinie c). Mit dieser Knickspannungslinie wird der Einfluss der Eigenspannungen auf das Tragvermögen des Druckstabs berücksichtigt. Im Falle von dünnwandigen Blechen bedeutet dies erstens eine zu ungünstige Einordnung, da die Eigenspannungen über einen großen Blechbereich viel kleinere Werte annehmen, als für dicke Bleche bzw. große Nähte, (ECCS, 1976). Außerdem wird bereits über die Querschnittsreduktion auf Basis der Winterkurve der Eigenspannungseinfluss berücksichtigt. Dies bedeutet also eine doppelte Reduktion der Tragfähigkeit, um Eigenspannungseinflüsse zu berücksichtigen.

Das Verfahren der wirksamen Breiten berücksichtigt die Einflüsse der strukturellen und lokalen geometrischen Imperfektionen auf effiziente und sehr zutreffende Weise. Wird nun dieses Verfahren mit den europäischen Knickspannungslinien für Standardprofile verknüpft, bedeutet dies, dass der Einfluss der strukturellen und lokalen geometrischen Imperfektionen, der in den europäischen Knickspannungslinien integriert ist, ein zweites Mal berücksichtigt wird. Einen Vorschlag für eine wirtschaftlichere Bemessung wurde von (DETZEL, A., 2006) gemacht.

Im Fall des Stabbogens handelt es sich um einen zusammengesetzten Rechteckquerschnitt, der nicht durch Längssteifen verstärkt ist und als Druckglied gleichzeitiger Knick- und Beulgefahr unterliegt. Arbeiten am Institut (DETZEL, A., 2006), auch im Rahmen eines europäischen Forschungsprojekts (COMBRI, 2007), (DEGÉE, H. et al., 2008) haben hier Defizite bei den bisherigen europäischen Regeln aufgezeigt. Bei der Stabbogenbrücke Wörth wurden die beiden Bögen an vier Stellen gekoppelt, so dass durch die kleinere Knicklänge die Gefahr des Knickens aus der Bogenebene vergleichsweise gering ist. Durch Weglassen dieser Streben entsteht ein deutlich kritischerer Zustand, der einer Untersuchung zugrunde gelegt wurde.

8.4.2 Ansatz von A. Detzel

Die Tragfähigkeit von Kastenquerschnitten wird von der Materialfestigkeit, von Eigenspannungen und von geometrischen Imperfektionen beeinflusst. Die geometrischen und strukturellen Imperfektionen für Querschnittsklasse 4 werden beim Nach-

weis des lokalen Beulens mit der Methode der wirksamen Breiten durch die Reduzierung der Querschnittsfläche auf A_{eff} berücksichtigt. Ebenso werden diese Einflüsse auch durch die Wahl der Knickspannungslinie, die auf imperfektionsbehafteten Versuchen beruht, beachtet. Beim Nachweis der Stabilität nach DIN EN 1993-1-1:2005 werden also die Imperfektionen doppelt angesetzt.

Aufgrund der deshalb unwirtschaftlichen Bemessung von Hohlkastenstützen nach EC 3 wurden mit Hilfe von numerischen bzw. experimentellen Untersuchungen im Rahmen eines Forschungsprojektes von A. Detzel Verbesserungsvorschläge für die Bemessung von Hohlkastenstützen unter Druckbelastung gemacht (DETZEL, A., 2006), die eine wirtschaftliche und ebenso sichere Bemessung ermöglichen.

Der daraus resultierende Bemessungsvorschlag von A. Detzel beinhaltet zwei wesentliche Punkte. Das sind zum einen die Modifikation der Stabschlankheit und zum anderen die Wahl der Knickspannungslinie. Die globale Schlankheit der Stützen, die nach DIN EN 1993-1-1:2005 mit der wirksamen Querschnittsfläche A_{eff} und dem Bruttoflächenmoment I ermittelt wird, wird danach mit der Bruttoquerschnittsfläche A berechnet. Die KSL für die geschweißten Hohlprofile wird von KSL b in KSL a eingestuft.

Hinweis:

Im Forschungsprojekt „Effiziente Nachweisführung von biegeknickgefährdeten, dünnwandigen Stahlquerschnitten“ (DASt/AiF 15025 N) wurden verschiedene Nachweiskonzepte mit folgendem Ergebnis untersucht. Der Bemessungsansatz von A. Detzel ist für einen mittleren lokalen und globalen Schlankheitsbereich kalibriert. Nur für diesen Bereich liefert der Ansatz sichere und sehr gute Ergebnisse. Das zweite untersuchte Verfahren nach Brune (BRUNE, B., 2000) ist so gut wie in allen Bereichen sicher, aber andererseits sind die Ergebnisse für große globale Schlankheiten und für den mittleren Schlankheitsbereich recht konservativ. Das Verfahren nach Eurocode liefert eine bessere Übereinstimmung, jedoch ist es für eine sehr große lokale und fast für den kompletten globalen Schlankheitsbereich etwas unsicher.

Modifikation der Stabschlankheit

Bei der Ermittlung der Stabschlankheit (elastisch) wird nach DIN EN 1993-1-1:2005 die effektive Querschnittsfläche A_{eff} und das Bruttoflächenmoment I eingesetzt. A. Detzel schlägt vor,

die globale Schlankheit $\bar{\lambda}$ mit dem Bruttoquerschnitt A wie folgt zu berechnen:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}}$$

$N_{cr,y}$ = ideale Verzweigungslast

f_y = Streckgrenze des Stahls

A = Querschnittsfläche.

Zudem ist die globale Schlankheit $\bar{\lambda}_{(\text{elastisch})}$ mit einem Modifikationsfaktor β (χ , ρ , i_{eff}) zu multiplizieren:

$$\bar{\lambda}_{y,\text{ges}} = \bar{\lambda}_y(\text{elastisch}) \cdot \beta(\chi_y, \rho, i_{\text{eff}})$$

$$\text{mit } \beta(\chi_y, \rho, i_{\text{eff}}) = \frac{i_y}{i_{y,\text{eff}}} \cdot [1 - 0,5 \cdot \chi_y^3 \cdot (1 - 0,6 \cdot \sqrt{\rho})]$$

χ = Abminderungsfaktor für globales Versagen

ρ = Abminderungsfaktor infolge lokalem Beulen

i bzw. i_{eff} = brutto bzw. netto Trägheitsradius.

Der Brutto- bzw. Nettoträgheitsradius wird wie folgt berechnet:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad \text{und} \quad i_{y,\text{eff}} = \sqrt{\frac{I_{y,\text{eff}}}{A_{\text{eff}}}}$$

I_y bzw. $I_{y,\text{eff}}$ = brutto bzw. netto Flächenträgheitsmoment des Querschnitts.

A bzw. A_{eff} = brutto bzw. netto Querschnittsfläche

Für Stabschlankheiten $\lambda_{(\text{elastisch})} \leq 1,0$ wird die Schlankheit $\bar{\lambda}_{y,\text{ges}}$ verkleinert. Im Bereich größerer Stabschlankheiten $\lambda_{(\text{elastisch})} > 1,0$ liegen die Werte der Gesamtstabschlankheit oberhalb der Werte verglichen mit denen nach DIN EN 1993-1-1:2005.

Veränderte Knickspannungslinie

Nach DIN EN 1993-1-1:2005 werden dünnwandige geschweißte Hohlkastenprofile in Knickspannungslinie b eingeordnet. Im Fall von relativ dünnen Blechdicken liefert diese Einstufung konservative Ergebnisse. Das haben von A. Detzel durchgeführte numerische Untersuchungen gezeigt, bei denen die Tragfähigkeit bei der Wahl von KSL b bei dünnwandigen Hohlprofilen nicht voll ausgenutzt war.

Aus diesem Grund ist ihr Vorschlag, die KSL anzupassen und die geschweißten, dünnwandigen Hohlkastenformen in eine höhere Knickspannungslinie, folglich in KSL a einzustufen. In **Bild 35** ist zu sehen, dass durch die Multiplikation mit dem Faktor β ($\leq 1,0$) die Schlankheit der Stützen redu-

ziert wird. Durch die Einstufung in KSL a liefert das Diagramm in diesem Fall einen größeren Abminderungswert für Biegeknicken.

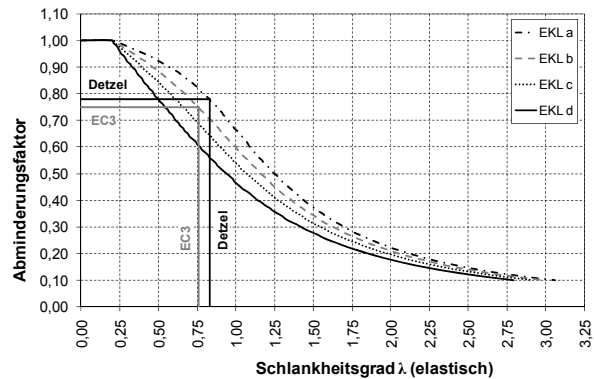


Bild 35: Modifikation der Schlankheit und veränderte Wahl der Knickspannungslinie nach A. Detzel

8.5 Beispiel des Bogens

8.5.1 Allgemeines

Für das vorliegende Beispiel müssen nach folgendem Kriterium gemäß DIN EN 1993-1-1:2005:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} = \frac{15912}{7113} = 2,2,$$

vgl. Abschnitt 6.3.2, die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung berechnet werden. Alternativ kann ein Nachweis der Stabstabilität mit dem Ersatzstabnachweis geführt werden.

Da für das vorliegende Beispiel die Schnittgrößen nur nach Theorie I. Ordnung vorhanden sind, wird im Folgenden der Nachweis der Stabstabilität mit dem Vereinfachten Verfahren gemäß DIN EN 1993-1-1:2005 geführt. Hierbei werden die Interaktionsfaktoren mit Hilfe der Methode B bestimmt, da diese anwendungsfreundlicher ist als Methode A und sich deshalb wohl im deutschsprachigen Raum durchsetzen wird.

Da es sich bei dem Stabbogenquerschnitt um einen Querschnitt der Klasse 4 handelt, müssen zunächst die effektiven Querschnittswerte A_{eff} und I_{eff} berechnet werden. Das Vorgehen zur Ermittlung dieser Werte ist bereits für den Nachweis des Beulens in Abschnitt 7.2.1 erläutert worden (vgl. **Bild 20**).

8.5.2 Ergebnisse der Berechnung nach DIN EN 1993-1-1

In **Tab. 39** werden die Ergebnisse der Berechnung des Nachweises der Stabstabilität für den Stabbogen nach DIN EN 1993-1-1 dargestellt. Es wird das Vereinfachte Verfahren und die Methode B angewendet. Variante 1 stellt die Ergebnisse der ursprünglichen Stabbogenbrücke mit Querriegeln dar, Variante 2 sind die Ergebnisse für eine Berechnung ohne die aussteifenden Querriegel. In Variante 3 wird die Variante ohne Querriegel mit dem neuen Lastmodell berechnet.

		Variante 1	Variante 2	Variante 3
Schnittgrößen	N_{Ed}	6426,5 kN	6261,9 kN	7113,1 kN
	$M_{y,Ed}$	2043,8 kNm	2114,0 kNm	2544,2 kNm
	$M_{z,Ed}$	234,2 kNm	238,7 kNm	395,6 kNm
Effektive Querschnittswerte	A_{eff}	487 cm ²		
	$I_{y,eff}$	641.476 cm ⁴		
	$I_{z,eff}$	566.079 cm ⁴		
Knicklängen	s_{ky}	21,43 m		
	s_{kz}	18,28 m	28,92 m	28,33 m
Verzweigungslasten	$N_{cr,y}$	30.310 kN		
	$N_{cr,z}$	38.218 kN	15.269 kN	15.912 kN
Schlankheitsgrad	$\bar{\lambda}_y$	0,76		
	$\bar{\lambda}_z$	0,67	1,06	1,04
Knicklinie	Φ_y	0,88		
	Φ_z	0,81	1,21	1,19
Abminderungsfaktoren	χ_y	0,75		
	χ_z	0,80	0,56	0,57
Tragfähigkeiten	N_{Rd}	15.729 kN		
	$M_{y,Rd}$	508.728 kNcm		
	$M_{z,Rd}$	437.222 kNcm		
Zusätzliche Momente	$\Delta M_{y,Ed}$	83 kNm	81 kNm	92 kNm
	$\Delta M_{z,Ed}$	137 kNm	134 kNm	152 kNm
Interaktionsfaktoren	k_{yy}	1,25	1,24	1,27
	k_{zy}	1,00	0,99	1,02
	k_{yz}	1,21	1,43	1,48
	k_{zz}	1,21	1,43	1,48
Ausnutzungsgrad Nachweis 1 (Methode B)	η_1	1,11	1,12	1,37
Ausnutzungsgrad Nachweis 2 (Methode B)	η_2	0,98	1,21	1,44

Tab. 39: Nachweis der Stabstabilität nach DIN EN 1993-1-1:2005

8.5.3 Ergebnisse der Berechnung nach DIN EN 1993-1-1 mit der Modifikation nach A. Detzel

In **Tab. 40** werden die Ergebnisse der Berechnung des Nachweises der Stabstabilität für den Stabbogen nach DIN EN 1993-1-1 mit der Modifikation nach A. Detzel dargestellt. Wie in 8.5.2 wird das Vereinfachte Verfahren und die Methode B angewendet. Variante 1 stellt die Ergebnisse der ursprünglichen Stabbogenbrücke mit Querriegel dar. Variante 2 zeigt die Ergebnisse für eine Berechnung ohne die aussteifenden Querriegel. Variante 3 kombiniert die Berechnung ohne Querriegel mit dem neuen Lastmodell.

		Variante 1	Variante 2	Variante 3
Schnittgrößen	N_{Ed}	6426,5 kN	6261,9 kN	7113,1 kN
	$M_{y,Ed}$	2043,8 kNm	2114,0 kNm	2544,2 kNm
	$M_{z,Ed}$	234,2 kNm	238,7 kNm	395,6 kNm
Effektive Querschnittswerte	A_{eff}	487 cm ²		
	$I_{y,eff}$	641.476 cm ⁴		
	$I_{z,eff}$	566.079 cm ⁴		
Knicklängen	s_{ky}	21,43 m		
	s_{kz}	18,28 m	28,92 m	28,33 m
Verzweigungslasten	$N_{cr,y}$	30.310 kN		
	$N_{cr,z}$	38.218 kN	15.269 kN	15.912 kN
Schlankheitsgrad	$\bar{\lambda}_y$	0,83		
	$\bar{\lambda}_z$	0,74	1,17	1,15
Knicklinie	Φ_y	0,91		
	Φ_z	0,83	1,29	1,26
Abminderungsfaktoren	χ_y	0,78		
	χ_z	0,83	0,55	0,56
Tragfähigkeiten	N_{Rd}	15.729 kN		
	$M_{y,Rd}$	508.728 kNcm		
	$M_{z,Rd}$	437.222 kNcm		
Zusätzliche Momente	$\Delta M_{y,Ed}$	83 kNm	81 kNm	92 kNm
	$\Delta M_{z,Ed}$	137 kNm	134 kNm	152 kNm
Interaktionsfaktoren	k_{yy}	1,20	1,19	1,22
	k_{zy}	0,96	0,95	0,98
	k_{yz}	1,17	1,39	1,43
	k_{zz}	1,17	1,39	1,43
Ausnutzungsgrad Nachweis 1 (Methode B)	η_1	1,02	1,04	1,27
Ausnutzungsgrad Nachweis 2 (Methode B)	η_2	0,91	1,12	1,33

Tab. 40: Nachweis der Stabstabilität nach DIN EN 1993-1-1:2005 mit der Modifikation nach A. Detzel

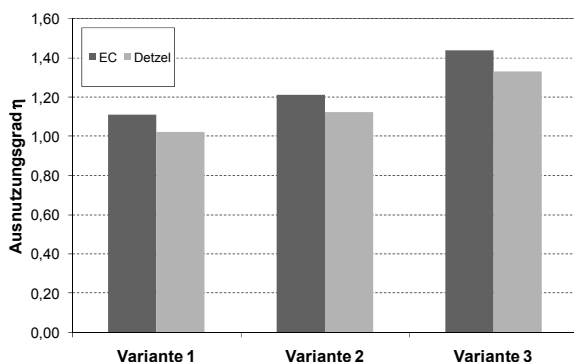


Bild 36: Vergleich der Berechnungsergebnisse nach DIN EN 1993-1-1:2005 mit der Modifikation nach A. Detzel

8.5.4 Vergleich der Ergebnisse der Berechnung nach DIN EN 1993-1-1 mit und ohne Modifikation nach A. Detzel

In Bild 36 werden die Ergebnisse der Berechnung des Nachweises der Stabstabilität für den Stabbogen nach DIN EN 1993-1-1 dargestellt. Des Weiteren sind die Ergebnisse der Berechnung mit der Modifikation nach A. Detzel zu sehen.

Es zeigt sich, dass der Stabilitätsnachweis in Form des Ersatzstabnachweises für den Bogen, unabhängig von der gewählten Variante nicht erfüllt ist. Für Variante 1 kann der Stabilitätsnachweis nach dem Verfahren „Detzel“ als erfüllt angesehen werden. Dieses Verfahren ist für einen mittleren Schlankheitsbereich, wie hier bei der untersuchten Brücke, entwickelt und kalibriert worden.

Der Ausnutzungsgrad der Variante „Detzel“ ist unabhängig von der Variante niedriger als bei der Berechnung nach DIN EN 1993-1-1:2005. Wie bereits erläutert liegt das an der doppelten Berücksichtigung der Imperfektionen und der deshalb unwirtschaftlichen Bemessung nach DIN EN 1993-1-1:2005 bei der Interaktion zwischen lokalem Beulen und globalen Knicken.

8.5.5 Ergebnisse der Berechnung nach Theorie II. Ordnung

Am oben beschriebenen System der Variante 3, bei dem die Bögen nicht durch Querriegel versteift sind und unter Verwendung des neuen Lastmodells wurden Berechnungen nach Theorie II. Ordnung durchgeführt. Es wurden die Querschnittswerte der Ursprungsstatik zur Berechnung herangezogen, vgl. Tab. 3. Für diese Variante wurden die drei verschiedenen in Abschnitt 6.5.6 beschriebenen Imperfektionswerte angesetzt. Diese betragen, wie in Tab. 41 zu sehen ist, nach der Berechnung mit der $\bar{\lambda}$ abhängigen Formel nach DIN EN 1993-1-1:2005, vgl. Abschnitt 6.4.4, $e_0 = 19,27$ cm, mit der der $\bar{\lambda}$ abhängigen Formel in DIN-FB 103:2009 $e_0 = 30,98$ cm und nach der Tabelle in E DIN EN 1993-1-1/NA:2007 $e_0 = 26,19$ cm.

Für jede Variation wurde die Laststellung verwendet, mit der der Verzweigungslastfaktor bestimmt wurde.

Die Ergebnisse in Kapitel 4 haben gezeigt, dass selbst im ursprünglichen System mit Querriegeln, das somit deutlich weniger anfällig für Effekte aus Theorie II. Ordnung ist, die Nachweise nach Theorie I. Ordnung nicht erbracht sind. Die Berechnungen dienen somit nur dem Vergleich der unter-

schiedlichen Imperfektionswerte. Der Vergleich wird geführt, obwohl die Nachweise nicht erfüllt sind.

Bei der Berechnung nach Theorie II. Ordnung waren andere Stäbe maßgebend als bei der Berechnung nach Theorie I. Ordnung für das Ersatzstabverfahren. Damit ist ein direkter Vergleich der Schnittgrößen nicht sinnvoll. Für den Nachweis nach Theorie II. Ordnung wurden die Stellen mit den maximalen Spannungen betrachtet. In **Tab. 41** sind die maximalen Spannungen für den Bogen an den Stellen (a), (b), (c) und (d) (vgl. **Bild 2**) dargestellt. Die zugehörigen Querschnittswerte sind in **Tab. 3** gegeben. Die Ergebnisse nach **Tab. 41** zeigen einen Anstieg der Spannungen mit zunehmenden Imperfektionen.

Es zeigt sich, dass infolge des erhöhten Lastmodells der Spannungsnachweis nach Theorie II. Ordnung nicht erfüllt ist, vgl. **Tab. 41**. Die maximalen Spannungen $f_{y,d} = f_{y,k}/\gamma_{M1} = 355 \text{ N/mm}^2/1,1 = 323 \text{ N/mm}^2$ werden in jedem Fall überschritten. Folglich muss nach dieser Berechnung der Querschnitt des Brückenbogens verstärkt werden.

Um einen Vergleich mit den Stabilitätsnachweisen, **Bild 36**, zu ermöglichen wird dennoch ein Beulnachweis geführt. Dabei wird die Methode der wirksamen Breiten verwendet, vgl. 7.2.1. Mit den Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung und den effektiven Querschnittswerten nach **Tab. 36** werden die Spannungen ermittelt und der Fließgrenze gegenübergestellt. In **Tab. 42** ist das Ergebnis der Beulnachweise mit den Spannungen nach Theorie II. Ordnung dargestellt. Maßgebend ist immer der Maximalwert, der fett markiert ist. Je nach Größe der Imperfektionen liegen die maximalen Ausnutzungsgrade zwischen 1,32 und 1,46. Die Berechnungen mit dem Ersatzstabverfahren liefern Ergebnisse (Eurocode) von 1,44 und 1,33 (A. Detzel), vgl. **Bild 36**.

Norm	Spannung σ [N/mm ²]		
	DIN EN 1993-1-1 ($\bar{\lambda}$ abhängige Formel)	DIN EN 1993-1-1/NA (Tabelle)	DIN FB 103 ($\bar{\lambda}$ abhängige Formel)
e_0 [cm]	19,27 cm	26,19 cm	30,98 cm
(a)	-339	-362	-377
(b)	-377	-299	-314
(c)	-251	-274	-249
(d)	-389	-415	-432

Tab. 41: Vergleich der Spannungen nach Theorie II. Ordnung, Brutto-Querschnitte

Norm	Spannung σ [N/mm ²] / Ausnutzung η		
	DIN EN 1993-1-1 (Formel)	DIN EN 1993-1-1/NA (Tabelle)	DIN FB 103 (Formel)
e_0 [cm]	19,27 cm	26,19 cm	30,98 cm
(a)	-393 / 1,22	-418 / 1,29	-436 / 1,34
(b)	-305 / 0,94	-327 / 1,01	-343 / 1,06
(c)	-298 / 0,92	-323 / 1,00	-341 / 1,05
(d)	-427 / 1,32	-452 / 1,40	-470 / 1,46

Tab. 42: Beulnachweis mit Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung, basierend auf effektiven Querschnittswerten

8.6 Zusammenfassung

Im Bereich der Stabstabilität wurden die unterschiedlichen Konzepte des Nachweises am Gesamtstab und des vereinfachten Nachweises des Druckgurtes als Druckstab vorgestellt. Untersuchungen, insbesondere auch zur Interaktion aus Knicken und Beulen nach verschiedenen Normen wurden durchgeführt.

Für das vorliegende Beispiel wurde der Nachweis der Stabstabilität mit dem vereinfachten Verfahren (Methode B) gemäß DIN EN 1993-1-1:2005 und mit der Modifikation nach A. Detzel (DETZEL, A., 2006) geführt. Der Ausnutzungsgrad der Variante „Detzel“ ist unabhängig von der Variante niedriger als bei der Berechnung nach DIN EN 1993-1-1:2005. Dieses Verfahren ist jedoch nur für einen mittleren lokalen und globalen Schlankheitsgrad gültig. Eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung liefert in Abhängigkeit von der angenommenen Imperfektion einen ähnlichen Ausnutzungsgrad wie das Ersatzstabverfahren.

9 Gebrauchstauglichkeit

9.1 Darstellung der Nachweise

Es werden die gleichen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit in den betrachteten Regelwerken: DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-2:2007 gestellt:

- Begrenzung auf elastische Dehnungen
- Begrenzung von Verformungen und Krümmungen
- Bestimmung der Eigenfrequenzen
- Beschränkung der Plattenschlankheit
- Verbesserte Dauerhaftigkeit durch eine konstruktive Gestaltung zur Vermeidung von Korrosion und Verschleiß
- Erleichterung von Wartungs- und Reparaturarbeiten

Diese Anforderungen münden in die erforderlichen Nachweise

- zur Spannungsbegrenzung
- zur Begrenzung des Stegblechatmens.

Nur die Regelungen zur Begrenzung des Stegblechatmens haben sich in folgender Weise geändert.

In den bisherigen Regeln (DIN-FB 103:2003) darf der Nachweis entfallen, wenn der Beulnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Abschnitt III-10, also mit dem Verfahren der Spannungsbegrenzung geführt wird. Diese Regel wurde in DIN-FB 103:2009 um die Anforderung ergänzt, dass der Nachweis nur dann entfallen darf, wenn bei besagtem Beulnachweis die Schlankheit λ folgende Bedingung erfüllt:

$$\bar{\lambda}_p \leq 2,0$$

Für die Berechnung nach DIN EN 1993-2:2007 wurde diese Einschränkung in den Nationalen Anhang E DIN EN 1993-2/NA:2009 übernommen.

Wenn der Beulnachweis mit der Methode der wirksamen Breiten geführt wird, ist nach DIN-FB 103:2009 zusätzlich ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis nach Abschnitt III-10 (DIN-FB 103:2009) für die charakteristische Lastkombination mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M1} = 1,1$ zu führen.

9.2 Folgerungen

Wenn der Tragfähigkeitsnachweis elastisch geführt wird, wird die Spannungsbegrenzung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht maßgebend. Damit wirken sich die Änderungen des neuen Lastmodells LM1neu nicht direkt auf die Gebrauchstauglichkeitsnachweise aus.

Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis wurde für das Brückenbeispiel im Zusammenhang mit dem Beulnachweis mit der Methode der wirksamen Breiten geführt. Die Ergebnisse sind in Kapitel 7.3.2 dargestellt. Es zeigt sich, dass dieser Gebrauchstauglichkeitsnachweis im Fall der Stabbogenbrücke Wörth nicht maßgebend wird.

10 Verbindungen

10.1 Schrauben

Für Verbindungen mit Schrauben haben sich im Zuge der Überarbeitung des DIN-Fachberichts inhaltlich keine wesentlichen Änderungen ergeben. Für die Beanspruchbarkeit von Schrauben wurde eine Tabelle aus DIN EN 1993-1-8:2005 übernommen, die kleine Änderungen enthält.

In der europäischen Norm kommen folgende Unterschiede hinzu: Es ist als weitere Festigkeitsklasse der Schraube eine Schraube der Güte 6.8 zugelassen, die in Deutschland nicht üblich ist. Ansonsten gelten die Regelungen von DIN EN 1993-1-8:2005. Die Verwendbarkeit von Injektionschrauben bedarf nach E DIN EN 1993-2/NA:2009 der Zustimmung der zuständigen Behörde.

10.2 Schweißen

10.2.1 Überblick

Im Zuge der Überarbeitung des DIN-Fachberichts 103 wurden neue Forschungsergebnisse in zwei Bereichen eingeführt:

- Schweißen in kaltumgeformten Bereichen,
- Beanspruchbarkeit von Kehlnahtverbindungen höherfester Stähle.

Für die endgültigen Eurocodes konnten diese Verbesserungen im Rahmen der Nationalen Anhänge für die Beanspruchbarkeit von Kehlnahtverbindungen höherfester Stähle übernommen werden. Für das Schweißen in kaltumgeformten Bereichen konnte die Veränderungen noch nicht übernommen werden.

Des Weiteren gibt es im DIN-FB 103:2003 und im DIN-FB 103:2009 Einschränkungen für das Schweißen. Nicht zulässig sind:

- Nicht durchgeschweißte Stumpfnähte in Hauptträgern quer zur Hauptrichtung,
- Endende und unterbrochene Schweißnähte,
- Nicht überschweißte Heftstellen,
- Loch- und Schlitznähte.

Nach DIN EN 1993-2:2007 sind unterbrochene Nähte verboten, alle anderen Einschränkungen werden im Nationalen Anhang festgelegt, der diese Einschränkungen ebenfalls trifft.

10.2.2 Schweißen in kaltumgeformten Bereichen

Nach DIN-FB 103:2003 gilt für das Schweißen in kaltumgeformten Bereichen **Tab. 43**.

Bei der Überarbeitung des DIN-Fachberichts wurden neue Forschungsergebnisse (FOSTA P645) eingearbeitet und die Tabelle eindeutiger gestaltet. Wenn die Bedingungen der Tabelle nicht erfüllt werden, muss der Abstand der Schweißnaht vom kaltumgeformten Bereich größer als $5t$ sein oder vor dem Schweißen normalgeglüht werden. **Tab. 44** zeigt das Ergebnis.

r/t [-]	ε [%]	zul t [mm]	Wenn Tabellenwerte nicht eingehalten, nicht schweißbar
≥ 25	< 2	alle	
≥ 10	< 5	≤ 16	
≥ 3	≤ 14	≤ 12 ¹⁾	
$\geq 1,5$	≤ 25	≤ 8	

¹⁾ nur zulässig; wenn das Material nach dem Kaltverformen, aber noch vor dem Schweißen normalgeglüht wurde.
t = Blechdicke

Tab. 43: Bedingungen für das Schweißen in kaltumgeformten Bereichen, DIN-FB 103:2003

r/t ¹⁾ [-]	ε [%]	zul t [mm]	
≥ 5	< 10	≤ 30	
≥ 2	< 20	≤ 16	
$\geq 1,5$	≤ 25	≤ 8	

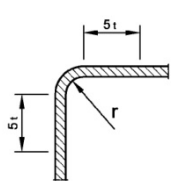
¹⁾ Wenn das Material nach dem Kaltverformen, aber noch vor dem Schweißen normalgeglüht wurde, dürfen kleinere Radien gewählt werden.
t = Blechdicke

Anwendungsbedingungen:
Das eingesetzte Material muss zum Kaltbiegen oder Abkanten geeignet sein (Kantgüte nach DIN EN 10025:2005). Eine entsprechende Option ist bei der Materialbestellung zu vereinbaren.
Bei Anwendung der Regeln in Zusammenhang mit DIN EN 10025-2:2005 muss das Material den Lieferzustand +N aufweisen.

Tab. 44: Bedingungen für das Schweißen in kaltumgeformten Bereichen, DIN-FB 103:2009

r/t [-]	ε [%]	Maximale Dicke [mm]		
		Allgemeines		Durch Aluminium voll- beruhigter Stahl (Al ≥ 0,02 %)
		Überwiegend statische Lasten	Überwiegend ermü- dungsbeansprucht	
≥ 25	< 2	jede	jede	jede
≥ 10	< 5	jede	16	jede
≥ 3	≤ 14	24	12	24
≥ 2	≤ 20	12	10	12
≥ 1,5	≤ 25	8	8	10
≥ 1	≤ 33	4	4	6

ε: Dehnungen infolge der Kaltverformung



Tab. 45: Bedingungen für das Schweißen in kaltumgeformten Bereichen, DIN EN 1993-1-8:2005

DIN EN 1993-2:2007 verweist auf die Regelungen nach DIN EN 1993-1-8:2005. Danach darf im Bereich von $5t$ beidseits kaltverformter Bereiche nur geschweißt werden, wenn entweder die kaltumgeformten Bereiche nach dem Kaltverformen und vor dem Schweißen normalisiert wurden, oder das Verhältnis r/t die Grenzwerte in Tab. 45 erfüllt. Hier sind die neuen Erkenntnisse nach (FOSTA P645) noch nicht eingeflossen. Da DIN EN 1993-1-8:2005 an dieser Stelle keinen Hinweis auf den Nationalen Anhang enthält, ist eine generelle normative Berücksichtigung nicht ohne weiteres möglich. Für konkrete Brückenprojekte könnten jedoch auch zukünftig gezielt die Bedingungen nach DIN-FB 103:2009 zugelassen werden, da diese mit Hilfe von (FOSTA P645) wissenschaftlich belegt sind.

10.2.3 Kehlnahtverbindungen

Für die Beanspruchbarkeit von Schweißverbindungen nicht durchgeschweißter Nähte sind zwei Nachweise möglich, die in allen drei betrachteten Dokumenten gleich sind:

- Richtungsbezogenes Verfahren
- Vereinfachtes Verfahren.

Die Beanspruchbarkeit

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_M}$$

wird in beiden Verfahren in Abhängigkeit der Zugfestigkeit des Grundwerkstoffs und eines Beiwertes β_w bestimmt. Die einzelnen Dokumente unterscheiden sich in diesem Beiwert β_w für höherfeste Baustähle S460. Im DIN-FB 103:2009 und auch über E DIN EN 1993-1-8/NA:2007 in DIN EN 1993-2:2007 sind die Ergebnisse des Forschungsvorhabens (FOSTA P652) eingeflossen. Die folgende Tabelle zeigt die unterschiedlichen Beiwerte der verschiedenen Nachweisdokumente.

Stahlgüte	Beiwert β_w		
	DIN-FB 103:2003	DIN-FB 103:2009	DIN EN 1993-2:2007
S235	0,8	0,8	0,8
S275	0,85	0,85	0,85
S355	0,9	0,9	0,9
S420	1,0	0,88	0,88
S460	1,0	0,85	0,85

Tab. 46: Vergleich der Korrelationsbeiwerte β_w in den verschiedenen Normen

10.3 Brückenbeispiel

10.3.1 Allgemeines

Anhand des Brückenbeispiels wurde im Zusammenhang mit der Untersuchung zum Einsatz der Stahlsorte S460 (vgl. Kapitel 5.4) untersucht, welchen Einfluss die Änderung der rechnerischen Tragfähigkeit auf die Gestaltung der Schweißverbindungen hat. Im ausgeführten Beispiel finden sich Kehlnähte im Bogen, am Versteifungsträger zum Anschluss des Untergurtes und zum Anschluss des Gehwegbleches. Der Anschluss des Hängers wird in Kapitel 12 betrachtet.

Für den Stahl S355 ergibt sich die Grenzsweißnahtspannung $f_{v,wd}$ mit $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$ zu:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_M} = \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25} = 262 \text{ N/mm}^2$$

Mit $f_u = 540 \text{ N/mm}^2$ für S460/NL und M/ML ergibt sich die Grenzsweißnahtspannung $f_{v,wd}$ zu:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_M} = \frac{540}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,25} = 293 \text{ N/mm}^2$$

Damit erhöht sich die Grenzsweißnahtspannung von $f_{v,wd} = 262 \text{ N/mm}^2$ auf $f_{v,wd} = 293 \text{ N/mm}^2$ um 12 %. Da alle Schweißnähte nur gering ausgenutzt

sind (max. 50 %) wird keine Änderung der Schweißnahtdicke erwartet. Exemplarisch wird die Änderung für die Schweißverbindungen des Bogens aufgezeigt.

10.3.2 Bogen – Schweißverbindung

Die Normalkraft im Hänger liegt bei 993 kN. Die maßgebende Schubspannung ergibt sich mit dem statischen Moment und dem Flächenträgheitsquerschnitt des Ursprungsquerschnitts und der Nahtdicke $a = 4$ mm. Die Berechnung ist in **Tab. 47** dargestellt. Die verwendeten Bezeichnungen sind in **Bild 37** dargestellt. Der Nachweis ist in beiden Fällen erbracht. Es zeigt sich, dass die vorgeschlagene Querschnittsreduzierung (vgl. Kapitel 5.6) nicht nur das Flächenträgheitsmoment sondern auch das statische Moment. Infolge dessen ändert sich die Schubspannung nur wenig.

Eine Reduzierung des Nahtvolumens ist nicht sinnvoll, da es sich bereits um eine einlagige Kehlnaht handelt.

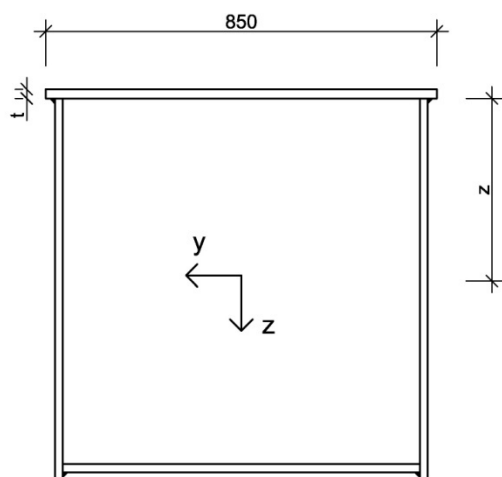


Bild 37: Bezeichnungen zur Bestimmung des statischen Moments

	Ursprungsstatik S355	Red. Querschnitt S460
Max V [kN]	993	993
I_y [cm ⁴]	671602	625167
t [cm]	2,0	1,8
z [cm]	40,40	40,90
$S=85 \cdot t \cdot (z-t/2)$ [cm ³]	6698	6120
$\tau_{Ed} = \frac{V \cdot S}{I_y \cdot 2 \cdot a}$	61,9	60,8
$f_{vw,d}$	262	293
Ausnutzung $\sigma_{Ed}/f_{vw,d}$	0,24	0,21

Tab. 47: Schweißnahtnachweise für den Ursprungsquerschnitt S355 und den reduzierten Querschnitt S460

10.4 Zusammenfassung

Die Unterschiede und Neuerungen für Schweißverbindungen im Bereich des Schweißens in kaltumgeformten Bereichen und von höherfesten Stählen wurden zusammengestellt.

Für Schrauben-Verbindungen haben sich inhaltlich keine wesentlichen Änderungen ergeben.

11 Ermüdung

11.1 Allgemeines

Die Regelungen zur Materialermüdung in DIN-FB 103:2003 beruhen weitgehend auf der Vornorm des Eurocode 3 (DIN V ENV 1993-1-1:1993) und dem zugehörigen Nationalen Anwendungsdokument (NAD). Im Rahmen der Überarbeitung des DIN-Fachberichts wurde an dieser grundsätzlichen Struktur nichts geändert, sondern nur eine Klarstellung des Textes im Hinblick auf inzwischen aufgetretene Fragen vorgenommen.

In diesem Kapitel wird auch Bezug auf die zukünftige europäische Stahlbrückennorm DIN EN 1993-2:2007 genommen, die sich im Gegensatz zu DIN-FB 103:2009 im Wesentlichen auf DIN EN 1993-1-9:2005 bezieht. Bei der Erarbeitung des Nationalen Anhangs zu DIN EN 1993-2:2007 hat man sich weitgehend an die überarbeitete Fassung des DIN-Fachberichtes gehalten, insbesondere hinsichtlich der einwirkenden Spannungsschwingbreiten und ihrer Ermittlung. Die wesentlichen Überarbeitungen im DIN-FB 103:2009 sind im Folgenden zusammengestellt. Dabei bildet die Klärung der festgestellten Abweichungen bei den Kerbdetails zwischen DIN-FB 103:2003 und DIN EN 1993-1-9:2005 und die geplanten Festlegungen des zukünftigen Nationalen Anhangs zu DIN EN 1993-2:2007 einen Schwerpunkt der Untersuchung.

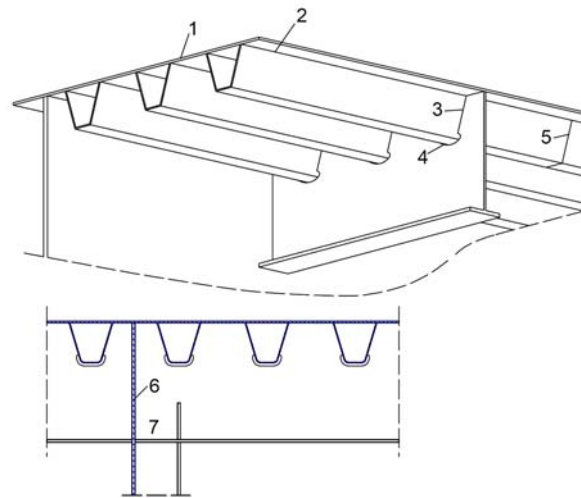
11.2 Entbehrlichkeit des Nachweises

11.2.1 Allgemeines

Die Voraussetzungen des Abschnittes 9.1 in DIN-FB 103:2003, die einen Ermüdungsnachweis entbehrlich machen, haben sich grundsätzlich nicht geändert, sondern wurden in DIN-FB 103:2009 und in E DIN EN 1993-2/NA:2009 redaktionell überarbeitet und in E DIN EN 1993-2/NA:2009 stellenweise inhaltlich ergänzend präzisiert.

11.2.2 Orthotrope Platten

Im Gegensatz zu DIN-FB 103:2003, wonach orthotrope Platten von Straßenbrücken bei einer baulichen Durchbildung gemäß der Musterlösungen im Abschnitt IV keinen rechnerischen Nachweis erforderten, wird in DIN-FB 103:2009 die Entbehrlichkeit eines rechnerischen Nachweis auf die in **Bild 38** dargestellten Details bei entsprechender baulicher Durchbildung begrenzt.



1 = Deckblech, 2 = Anschlussnähte der Längsrippen an das Deckblech, 3 = Anschlussnähte zwischen Längsrippen und Querträgerstegblech, 4 = Querträgerausschnitt, 5 = Längsrippenstoß, 6 = Querträgerstoß, 7 = Verbindung zwischen Querträger und Hauptträger

Bild 38: Orthotrope Platten

Während im DIN-FB 103:2003 nach allgemeiner Interpretation der komplette Querträger von einem Nachweis befreit war, ist nach DIN-FB 103:2009 z. B. der Untergurt-Steg-Anschluss des Querträgers nicht mehr befreit.

Bei der Nachweisbefreiung wird vorausgesetzt, dass die übliche bauliche Durchbildung den Festlegungen des Abschnittes IV entspricht. Wird von den Empfehlungen abgewichen, ist ein rechnerischer Ermüdungsnachweis erforderlich. Bei der Führung des rechnerischen Ermüdungsnachweises für die Fahrbahn gibt es jedoch eine Regelungslücke. Es sind zwar in Abs. II-9.5.2(3) ausführliche Hinweise zum Ansatz der λ -Werte für die Fahrbahnelemente wie Querträger und Längsrippen in den DIN-FB 103:2009 aufgenommen worden. Aber die für diese Bauteile erforderlichen genaueren (weil die Lasteinleitung erfassenden) Ermüdungslastmodelle stehen in DIN-Fachbericht 101 nicht zur Verfügung. Die Längsrippen und die Querträger übernehmen für die Hauptträger eine lastverteilende Funktion und erfahren durch direkte Belastung infolge der Radlasten hohe lokale Spannungsspitzen.

In DIN EN 1991-2 sind fünf Lastmodelle für Ermüdungsberechnungen verankert, deren Genauigkeit von Nr. 1 bis Nr. 5 zunimmt. Im DIN-FB 101:2009 wird von diesen fünf Modellen nur das vereinfachte Ermüdungslastmodell Nr. 3 aus DIN EN 1991-2 empfohlen, dass aus einem Einzelfahrzeug mit vier Achsen von jeweils 120 kN Achslast besteht, **Bild**

39. Dieses vereinfachte Lastmodell abstrahiert von den realen Radaufstandsflächen und Achslasten und eignet sich daher nur für den Ermüdungsnachweis von indirekt beanspruchten Bauteilen des Haupttragwerks nach DIN-FB 103:2009 Abs. II-9.5.2(3) a wie zum Beispiel den Hauptträgern.

Für die Fahrbahnelemente nach Abs. II-9.5.2(3) b, die unmittelbar durch den Verkehr beansprucht sind, bedarf es eines wesentlich detaillierten Lastansatzes, um das Ermüdungsphänomen hinreichend genau zu erfassen. **Bild 40** zeigt beispielsweise die Radlasten des detaillierten Ermüdungslastmodells Nr. 4 aus DIN EN 1991-2. Es ist zu erkennen, dass Lastmodell Nr. 4 teilweise höhere Achslasten bei gleichzeitig der Realität entsprechenden kleineren Radaufstandsflächen in Abhängigkeit von der Reifenart aufweist.

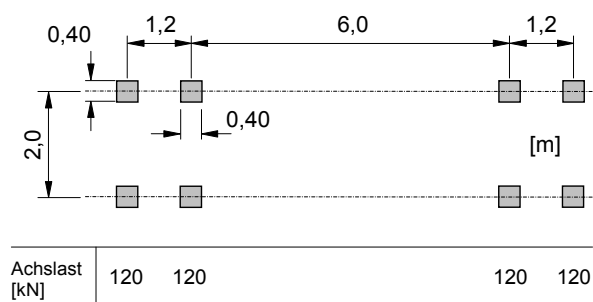


Bild 39: Ermüdungslastmodell nach DIN-FB 101 (= Ermüdungslastmodells Nr. 3 nach DIN EN 1991-2)

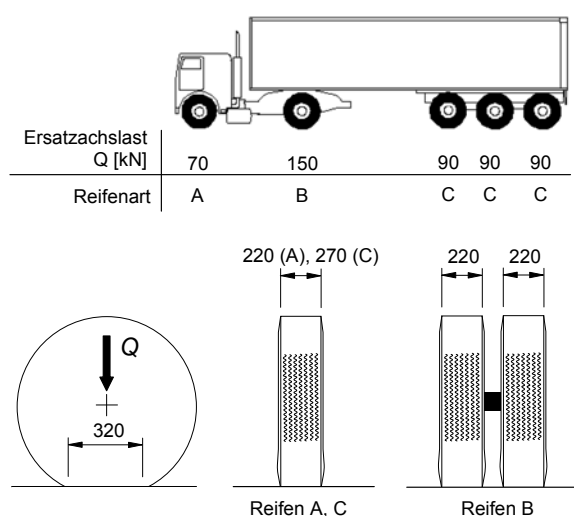


Bild 40: Achslasten und Radaufstandsflächen eines ausgewählten Lastkraftwagens des Ermüdungslastmodells Nr. 4 nach DIN EN 1991-2

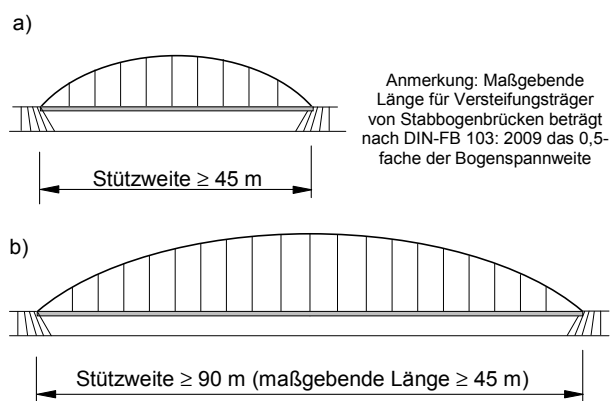


Bild 41: Nachweisbefreiung nach Abs. II-9.1(2) bei Begrenzung der Stützweite (ARS Nr. 12/2003) (a), bei Begrenzung der maßgebenden Länge (DIN-FB 103:2009) (b)

Das bedeutet für die praktische Umsetzung: Das in DIN-FB 101:2009 enthaltene Ermüdungslastmodell stellt eine Vereinfachung dar und ist nur für den Nachweis des Haupttragwerkes geeignet. Aufgrund des Fehlens eines detaillierteren Ermüdungslastmodells ist der Planer nicht in der Lage auf der Grundlage des DIN-FB 103:2009, einen rechnerischen Ermüdungsnachweis für die unmittelbar befahrenen Fahrbahnelemente zu führen.

Die in Abs. II-9.5.2 neu aufgenommenen λ -Werte sind daher faktisch ohne Bedeutung und dürfen nicht mit dem Ermüdungslastmodell aus DIN-FB 101:2009 kombiniert werden, da eine solche Berechnung systematisch die Ermüdungsbeanspruchung unterschätzt.

Im Stahlbrückenbau besteht dringender Forschungsbedarf zum Ermüdungsverhalten der direkt befahrenen orthotropen Platten. Bis heute gibt es keine zuverlässige Berechnungsmethode, die eine Bemessung der multiaxial beanspruchten orthotropen Platten erlaubt. In diesem Zusammenhang muss auch ein geeignetes Lastmodell entwickelt werden, dass eine sichere und gleichzeitig nicht über-konservative Erfassung der lokalen Beanspruchungen erlaubt.

11.2.3 Lange Konstruktionen

Bei Straßenbrücken muss nach DIN-FB 103:2009 kein Ermüdungsnachweis für Haupttragelemente aus Stahl S235, S275 und S355 mit einer maßgebenden Länge von mehr als 45 m geführt werden, wenn die Kerbgruppe $\Delta\sigma_C = 71 \text{ N/mm}^2$ nicht unterschritten wird. Bisher wurde diese Nachweisbefreiung durch das ARS Nr. 12/2003 für Straßenbrücken von einer Stützweite größer 45 m abhängig

gemacht. Grundsätzlich muss an dieser Stelle erwähnt werden, dass in den bisherigen Regelwerken anstelle der „maßgebenden Länge“ fälschlicherweise der Begriff „Stützweite“ (ARS Nr. 12/2003) oder „Spannweite“ (DIN-FB 103:2003) verwendet wurde. Dieser Fehler wurde in DIN-FB 103:2009 korrigiert. Dadurch wird das Spektrum an Brückenkonstruktionen, für die diese Erleichterung gilt, eingeschränkt, vgl. **Bild 41** und Abschnitt 2.3.6.

Die bestehende „45 m“-Regel wurde für typische Verbund-Plattenbalkenbrücken in (KUHLMANN, U. et al., 2003), (ROOS, F., 2003) bestätigt. Die Festlegung der Einflusslänge zeigte sich als zutreffend. Im Unterschied dazu konnte am Beispiel der Stabbogenbrücke, die Gegenstand dieses Forschungsvorhabens war, die Gültigkeit der „45 m“-Regel nicht festgestellt werden. Der Grund könnte darin liegen, dass es sich bei dieser Art von Brückenkonstruktion um eine reine Stahlbrücke handelt, bei der ein anderes Verhältnis von Eigengewicht zu Verkehrslast vorliegt. Außerdem herrscht bei Stabbogenbrücken nicht nur reine Momentenbeanspruchung sondern eine kombinierte Beanspruchung aus Momenten und Normalkräften vor, die eine Übertragbarkeit fraglich erscheinen lässt.

In E DIN EN 1993-2/NA:2009 wird deshalb die „45 m“-Regel wie folgt eingeschränkt: „Das Kriterium von 45 m gilt nur für Durchlaufträger von Verbund-Deckbrücken mit vorwiegender Biegebeanspruchung.“

11.2.4 Geringe Beanspruchung

Die bisherigen vereinfachenden Regelungen in DIN-FB 103:2003, die bei Einhaltung einer vorgegebenen, maximalen Nennspannungsschwingbreite bzw. einer vorgegebenen maximalen Anzahl von Spannungsspielen einen Nachweis entbehrlich machen, sind in DIN-FB 103:2009 entfallen. Bisher war der Nachweis unter drei Bedingungen entbehrlich, von denen nur jeweils eine erfüllt sein musste.

Bedingung 1: Begrenzung der größten Nennspannungsschwingbreite

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma \leq \frac{26}{\gamma_{Mf}} \text{ in N/mm}^2$$

Bedingung 2: Begrenzung der gesamten Anzahl der Spannungsspiele

$$N = 2 \cdot 10^6 \cdot \left[\frac{36/\gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}} \right]^3$$

wobei $\Delta\sigma_{E,2}$ die schadensäquivalente periodische Spannungsschwingbreite in N/mm² ist.

Bedingung 3: Wenn für einen Kerbfall die maximale Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ (Nennspannung mit oder ohne geometrischen Kerbfaktor) für den die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ festgelegt ist, gilt:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$$

Mit der Streichung sind die Bedingungen nicht ungültig geworden, sondern es wird dem Anwender überlassen nachzuweisen, dass im jeweils vorliegenden Fall z. B. durch den Nachweis der Dauerhaftigkeit die Ermüdungsbeanspruchung nicht maßgebend wird.

In E DIN EN 1993-2/NA:2009 wird die Bedingung 3 jedoch wieder aufgeführt, da sie für verschiedene Nachweise benötigt wird und daher einer normativen Verankerung bedarf.

11.3 Teilsicherheitsbeiwerte

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf} (DIN-FB 103:2003, Abschnitt 9.3) für die Haupttragglieder im Eisenbahnbrückenbau wurde von 1,35 in DIN-FB 103:2003 auf 1,25 in DIN-FB 103:2009 herabgesetzt. Damit wird Übereinstimmung mit der seit 2003 bestehenden Bemessungsanweisung des Eisenbahnbundesamtes (EBA Schreiben 21.10 zur Einführung des DIN-FB 103:2003) hergestellt. Ferner wird für die sekundären Tragglieder eine Reduzierung des Teilsicherheitsbeiwerts für Schotterfahrbahnen und feste Fahrbahnen von 1,15 auf 1,00 vorgenommen.

11.4 Ermüdungswirksame Spannungsschwingbreite

Der dynamische Anpassungsbeiwert Φ_2 nach Abschnitt 9.4 in DIN-FB 103:2003 wird durch φ in DIN-FB 103:2009 ersetzt. Dadurch ist für Eisenbahnbrücken eine differenzierte Betrachtung in Abhängigkeit vom Unterhaltungszustand der Gleisanlagen theoretisch möglich. Für Eisenbahnbrücken kann demnach Φ_2 bei erhöhtem Unterhaltungsaufwand oder Φ_3 bei normalem Unterhaltungsaufwand nach DIN-FB 101:2009 angesetzt werden. In der Regel kann von einem erhöhten Unterhaltungsaufwand im Bereich von Eisenbahnbrücken der Deutschen Bahn ausgegangen werden.

11.5 Anpassungsbeiwert λ_1 für Straßenbrücken

Die Anpassungsbeiwerte werden in Abs. 9.5.2 in DIN-FB 103:2003 definiert. Die Regelungen sind entsprechend den einwirkenden Schnittgrößen differenziert. Darüber hinaus wurde in DIN-FB 103:2009 versucht, zwischen den Regelungen für Eisenbahn- und Straßenbrücken eine weitgehende Angleichung herzustellen.

Momente

Prinzipiell wird als Basisgröße für die Ermittlung der Anpassungswerte λ_1 nicht mehr von der „Spannweite“ (Terminologie des DIN-FB 103:2003) sondern von der „maßgebenden Länge“ (DIN-FB 103:2009) gesprochen, vgl. auch Abs. 11.2.3. Die grundsätzliche Vorgehensweise hat sich mit folgenden Ausnahmen jedoch nicht geändert:

Die Regelungen für Einfeld- und Durchlaufträger aus DIN-FB 103:2003 wurden übernommen.

Die maßgebende Länge für die Bögen von Stabbogenbrücken beträgt in DIN-FB 103:2003 die halbe Bogenspannweite und wird auf die 0,4-fache Bogenspannweite in DIN-FB 103:2009 reduziert. (Hinweis: In DIN EN 1993-2:2007 bleibt es bei der 0,5-fachen Bogenspannweite als maßgebender Länge.) Die gleiche maßgebende Länge ist auch bei Versteifungsträgern von Stabbogenbrücken zugrunde zu legen, für die es bisher keine detaillierte Regelung gab. Da hierbei keine Unterscheidung in Feld- und Stützbereiche vorgenommen werden soll, fehlt ein eindeutiger Hinweis, ob die Diagramme für den Feld- oder Stützbereich verwendet werden müssen. Der Feldbereich erscheint nach Ansicht der Autoren als sinnvoll.

Für Hänger galt nach DIN-FB 103:2003 der doppelte Hängerabstand. Im DIN-FB 103:2009 wurde diese Regelung beibehalten mit der Ergänzung, dass die Werte für den Stützbereich zu verwenden sind.

Die bisherige spezielle Regelung für Längsrippen in DIN-FB 103:2003 entfällt in DIN-FB 103:2009.

Neue Regelungen für Rahmen werden in DIN-FB 103:2009 eingeführt. Für die Rahmenriegel und für die Rahmenstützen ist jeweils die Rahmenspannweite als maßgebende Länge anzusetzen.

Querkräfte

Die maßgebenden Längen für die Querkraft werden in DIN-FB 103:2009 auf Vollwandträger be-

grenzt und orientieren sich wie in DIN-FB 103:2003 grundsätzlich an den entsprechenden Längen für die Momente.

Die in DIN-FB 103:2003 fehlende Regelung der maßgebenden Länge für Fachwerke wird ergänzt. Es ist die entsprechende Länge gleichen Vorzeichens der Einflusslinie anzusetzen.

Sonstige Fälle

Für alle anderen Fälle wird in DIN-FB 103:2009 angegeben, dass als maßgebende Längen die entsprechenden Längen gleichen Vorzeichens der Einflusslinie anzusetzen sind.

Fahrbahnelemente

Für diese Bauteile gab es in DIN-FB 103:2003 keine besonderen Festlegungen. DIN-FB 103:2009 regelt neu:

- für Querträger: Summe aus den Spannweiten der vom Querträger gestützten Längsträger oder -steifen der beidseitig anschließenden Felder,
- für (durch Querträger gestützte) Längsträger oder -steifen: 3-facher Querträgerabstand,
- allgemein: Länge der Verformungseinflusslinie gleichen Vorzeichens.

Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass im allgemeinen Fall nicht die Einflusslinie der Momente oder Querkräfte zu verwenden sind. Zur Verwendbarkeit dieser neuen Festlegungen für Fahrbahnelemente – vgl. Abs. 11.2.2.

11.6 Anpassungsbeiwert λ_1 für Eisenbahnbrücken

Das in DIN-FB 103:2003, Abs. 9.5.3 vorliegende Tabellenwerk für die Ermittlung des Anpassungsbeiwerts wird auf folgende Verkehrszusammenstellungen in DIN-FB 103:2009 reduziert:

- EC Mix,
- Typ 9,
- Typ 10,
- 25 t Mix.

Damit wird Übereinstimmung mit DIN EN 1993-2:2007 hergestellt.

Die Regelungen für die Ermittlung der maßgebenden Länge erfahren in DIN-FB 103:2009 eine

Überarbeitung. Prinzipiell gelten die Regelungen wie für Straßenbrücken. Damit werden die Widersprüche in DIN-FB 103:2003 z. B. bei der Behandlung von Stabbogenbrücken im Straßen- bzw. Eisenbahnbrückenbau beseitigt. Folgende Ergänzungen in DIN-FB 103:2009 sind jedoch zu beachten:

- Detaillierte Regelungen für die Fahrbahnelemente werden in DIN-FB 103:2009 neu aufgenommen bzw. im Vergleich zu DIN-FB 103:2003 abgeändert. Es gilt:
- Maßgebende Länge für Querträger bei Fahrbahnen ohne Längsträger etc. = Querträgerabstand (wie in DIN-FB 103:2003).
- Maßgebende Länge für Querträger bei Trägerrosten = Spannweite des Hauptträgers oder doppelte Länge der Querträger, wobei der kleinere Wert maßgebend wird.
- Maßgebende Länge für Deckbleche und Längssteifen geschlossener Fahrbahnen = 3facher Querträgerabstand.
- Maßgebende Länge für Deckbleche von Fahrbahnen ohne Längssteifen = 4facher Querträgerabstand.

Für alle anderen Fälle entspricht die maßgebende Länge der Länge gleichen Vorzeichens der Verformungseinflusslinie. Dabei darf die Lastverteilung infolge der Schienensteifigkeit berücksichtigt werden.

11.7 Korrigierte Ermüdungsfestigkeitskurven

Die Behandlung der mit einem * gekennzeichneten Kerbfälle wird in DIN-FB 103:2009, Abs. II-L.3 ausführlicher als bisher erläutert, ist aber mit der bisherigen Regelung in DIN-FB 103:2003 identisch.

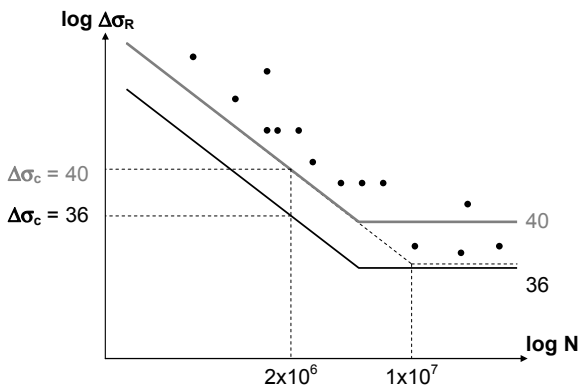


Bild 42: Kerbklassen mit *, Beispiel der Einstufung von 36*

Am Beispiel eines Kerbdetails der Kerbkategorie 36* soll der Hintergrund dieser Festlegung erläutert werden (Bild 42): Bei einer statistischen Auswertung nähert die Wöhlerlinie 40 die vorhandenen Versuchsergebnisse des betrachteten Kerbdetails im Zeitfestigkeitsbereich am besten an. Allerdings überschätzt diese Wöhlerlinie die Dauerfestigkeit. Daher wird das Detail mit Blick auf die Dauerfestigkeit in die niedrigere Kerbkategorie 36 eingestuft. Da die Wöhlerlinie 36 zwar die Dauerfestigkeit gut abschätzt aber im Zeitfestigkeitsbereich zu ungünstig ist, hat man die *-Regelung als Alternative zugelassen. Faktisch bedeutet dies, dass das betrachtete Kerbdetail durch eine Wöhlerlinie 40 mit einem verschobenen Abknickpunkt bei 10^7 beschrieben werden darf. Neu ist die Regelung, dass der Wert λ_{\max} in diesem Fall um 25% erhöht werden muss.

11.8 Kerbfalltabellen

11.8.1 Allgemeines

Im Wesentlichen wurden die Kerbfalltabellen aus DIN-FB 103:2003 in DIN-FB 103:2009 übernommen. Einige Kerbdetails erfahren in DIN-FB 103:2009 jedoch eine Präzisierung hinsichtlich ihrer Relevanz im Brückenbau, die im Folgenden zusammengefasst werden. Ferner wird in diesem Abschnitt auf Abweichungen der DIN-Fachberichte von der derzeit aktuellen DIN EN 1993-1-9:2005 hingewiesen. Da DIN EN 1993-1-9:2005 durch den in der Vorbereitung befindlichen Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-2:2007 für den Anwendungsbereich des Stahlbrückenbaus teilweise eingeschränkt wird, wird auch an entsprechender Stelle auf diese Einschränkungen hingewiesen.

11.8.2 Maßstabseffekte

Bei der Erfassung des Maßstabeffekts (Einfluss der Wanddicke und Geometrieverhältnisse auf die Ermüdungsfestigkeit) gibt es keine Abweichung zwischen DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009. Wie bisher ist für Wanddicken größer 25 mm eine Reduktion der Ermüdungsfestigkeit bei Konstruktionsdetails mit Nähten quer zur Beanspruchungsrichtung erforderlich: $(25/t)^{0,25}$. Dieser Reduktionsfaktor unterscheidet sich von dem in DIN EN 1993-1-9:2005 im Exponenten: $(25/t)^{0,20}$.

Darüberhinaus definiert DIN EN 1993-1-9:2005 im Gegensatz zur ENV-Vornorm keinen pauschalen Maßstabeffekt mehr, sondern macht dessen Berücksichtigung vom jeweiligen Kerbdetail abhän-

gig. Aus diesem Grund ist der Hinweis zur Berücksichtigung des Maßstabeffektes nicht mehr im Normtext sondern in den Kerbtabelle enthalten. Desweiteren definiert DIN EN 1993-1-9:2005 auch Maßstabeffekte für nicht geschweißte Konstruktionsdetails wie Gewindeteile.

11.8.3 Nicht geschweißte Konstruktionsdetails

Details 6 bis 8 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.1

Hinweis: Diese Details entsprechen den Details 8 bis 10 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.1.

Bei den Ausführungsvarianten der Details 6 und 8 in Tabelle II-L.1 und des Details 7 in Tabelle II-L.1 mit Injektionsschrauben wurde eine Verwendung im Eisenbahnbrückenbau bzw. generell im Brückenbau in DIN-FB 103:2003 untersagt (**Bild 43**). In DIN-FB 103:2009 wurden die entsprechenden Textpassagen für die Ausführungsvarianten mit Injektionsschrauben gänzlich entfernt. Ein entsprechender Ausschlussvermerk ist damit nicht mehr erforderlich.

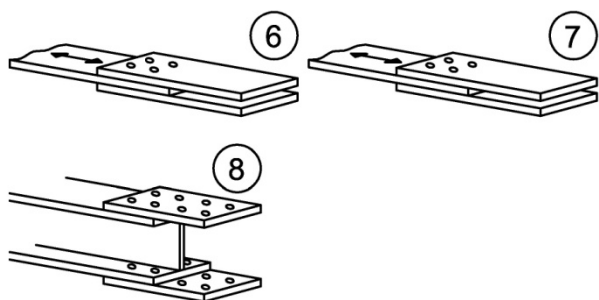


Bild 43: Details 6 bis 8 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.1

Detail 10 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.1

Hinweis: Diese Details entsprechen dem Detail 12 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.1.

Der Hinweis in DIN-FB 103:2003, dass das Detail 10 in Tabelle II-L.1 (**Bild 44**) mit nicht vorgespannten Injektionsschrauben im Brückenbau nicht vorgesehen ist, ist nicht mehr in DIN-FB 103:2009 erforderlich, da diese Ausführungsvariante des Details gänzlich gestrichen wird.

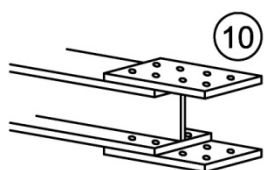


Bild 44: Detail 10 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.1

Detail 11 in DIN EN 1993-1-9:2005

Das Detail 11 aus DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.1 ist in DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009, **Bild 45** nicht enthalten.



Bild 45: Detail 11 aus DIN EN 1993-1-9:2005, Tabelle 8.1

Detail 12 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.1

Hinweis: Dieses Detail entspricht dem Detail 14 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.1.

Das Detail 12 (**Bild 46**) wird in DIN-FB 103:2009 als Kerbfall 36 im Gegensatz zu DIN-FB 103:2003 geführt, der an dieser Stelle Kerbfall 36* vorsieht. Im Gegensatz dazu wird das gleiche Kerbdetail in DIN EN 1993-1-9:2005 als Kerbfall 50 mit einem durchmesserabhängigen Maßstabeffekt geführt.

Im zukünftigen Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-2:2007 soll eine Erhöhung auf Kerbfall 50 dann zugelassen werden, wenn die Biegebeanspruchung der Schraube bei der Spannungsermittlung (wie in DIN EN 1993-1-9:2005 gefordert) berücksichtigt wird. Allerdings soll die Kerbfallerhöhung nur für vorgespannte Schrauben zulässig sein.

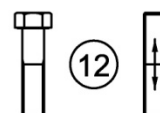


Bild 46: Detail 12 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.1

11.8.4 Geschweißte zusammengesetzte Querschnitte

Detail 2 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.2

Hinweis: Dieses Detail entspricht dem Detail 2 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.2.

DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 untersagen eine Anwendung dieses Details im Brückenbau. Der zukünftige Nationale Anhang zu DIN EN 1993-2:2007 wird dieses Detail gänzlich ausschließen.

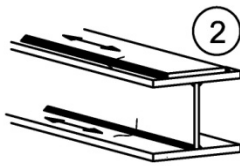


Bild 47: Detail 2 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.2

Detail 7 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.2

Hinweis: Dieses Detail entspricht dem Detail 7 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.2.

Für Detail 7 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.2 (Bild 48) und DIN-FB 103:2009 erlaubt DIN EN 1993-1-9:2005 zusätzlich:

- Durch Nachschleifen aller sichtbaren Fehlstellen durch einen Spezialisten sowie einer entsprechenden Überprüfung kann der ursprüngliche Kerbfall wiederhergestellt werden.

Im zukünftigen Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-2:2007 soll diese Erlaubnis auch vorgesehen werden, allerdings mit einer kleinen redaktionellen Änderung. Die Textpassage „durch einen Spezialisten“ soll durch „fachmännisch“ ersetzt werden.



Bild 48: Detail 7 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.2

Detail 7a in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.2

Hinweis: Dieses Detail entspricht dem Detail 10 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.3. Allerdings wird in DIN EN 1993-1-9:2005 nicht die Ausarbeitung der Wurzel in Kombination mit Gegenschweißen gefordert. Daher wird der zukünftige Nationale Anhang zu DIN EN 1993-2:2007 nur dann eine Kerbeinstufung besser als Kerbklasse 90 zulassen, wenn die Wurzel ausgearbeitet und gegenschweißt wird.

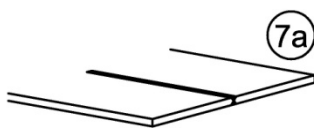


Bild 49: Detail 7a aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.2

Detail 8 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.2

Hinweis: Dieses Detail entspricht dem Detail 9 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.3.

Das Detail 8 in DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 (über eine durchgeschweißte Quernaht geführte durchgehende Längsnaht, Bild 50) weist die unter Abs. 11.8.2 beschriebene Abweichung in der Blechdickenabhängigkeit zu DIN EN 1993-1-9:2005 auf.

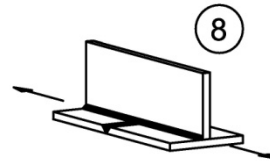


Bild 50: Detail 8 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.2

11.8.5 Quernähte

Details 1 bis 5 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.3

Hinweis: Diese Details entsprechen den Details 1, 2, 4, 5, 7 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.3.

Für die Details 1 bis 5 (Bild 51) in DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 ist eine von DIN EN 1993-1-9:2005 abweichende Blechdickenkorrektur vorzunehmen, vgl. Abs. 11.8.2. Des Weiteren setzt DIN EN 1993-1-9:2005 höhere Ausführungsqualitäten voraus:

-Schweißnahtan- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließend zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen.

-Beidseitige Schweißung mit zfP

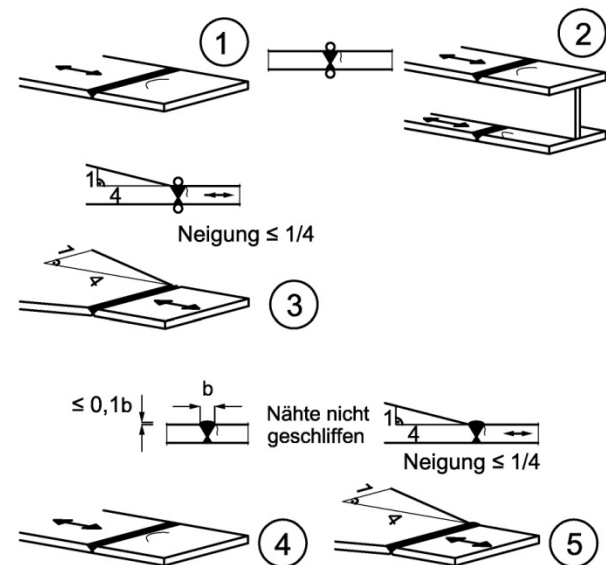


Bild 51: Details 1 bis 5 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.3

Details 6 und 7 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.3

Hinweis: Diese Details entsprechen den Details 9 und 11 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.3.

Die Details 6 und 7 (**Bild 52**) in DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 weist die unter Abs. 11.8.2 beschriebene Abweichung in der Blechdickenabhängigkeit zu DIN EN 1993-1-9:2005 auf. Des Weiteren setzt DIN EN 1993-1-9:2005 höhere Ausführungsqualitäten voraus:

-Beidseitige Schweißung mit zfP

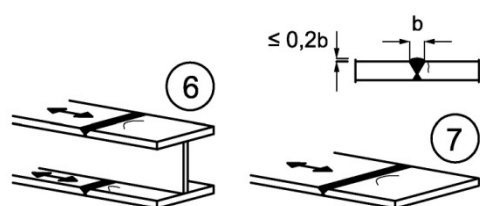


Bild 52: Details 6 und 7 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.3

Details 7a in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.3

Dieses Detail (**Bild 53**) hat keine Entsprechung in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.3. Es ist daher in den zukünftigen Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-2:2007 als konfliktfreie Ergänzung zu Kerbdetail 1 in Tab. 8.3 aufgenommen worden. Die Einstufung erfolgte in Kerbkategorie 71 für alle Blechdicken. Gemäß DIN-FB 103:2009 ist der Blechdickeneinfluss für dieses Detail zu berücksichtigen. Nach ARS Nr. 6/2009 gilt jedoch, dass der Blechdickeneinfluss für Blechdicken bis 150 mm bereits berücksichtigt ist.

Zur Zeit führen die Autoren experimentelle Untersuchungen zu diesem Konstruktionsdetail durch, die offensichtlich zeigen, dass eine Vernachlässigung des Blechdickeneinflusses zu unsicheren Bemessungsergebnissen führen kann, besonders wenn besonders dicke Bleche zu einem Lamellenpaket verbunden werden.

Im Verbundbrückenbau gibt es für das wichtige Konstruktionsdetail „Stumpfstoß im Lamellenpaket“ kaum Untersuchungen, die eine wirtschaftliche und gleichzeitig sichere Kerbfalleinordnung gestatten. Die augenblickliche Einstufung erscheint bei dicken Blechen als nicht sicher. Hier besteht dringender Forschungsbedarf. Es fehlen zur Bewertung dieses Konstruktionsdetails geeignete zfP-Methoden, entsprechende Bewertungskriterien und systematische Untersuchungen zum Maßstabeffekt sowie von Einflüssen wie zulässige Spaltmaße, Grenzwerte für Blechdickenverhältnisse.

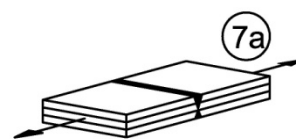


Bild 53: Details 7a aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.3

Details 8 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.3

Hinweis: Dieses Detail entspricht Detail 13 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.3. Es soll im zukünftigen Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-2:2007 für den Brückenbau gänzlich ausgeschlossen werden, da es der generellen Forderung nach einer Schweißbadsicherung widerspricht.

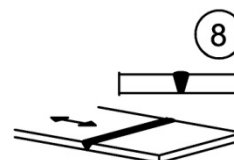


Bild 54: Details 8 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.3

Details 9 und 10 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.3

Hinweis: Diese Details entsprechen den Details 14 und 15 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.3.

Die Details 9 und 10 (**Bild 55**) besitzen in DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 die unter Abs. 11.8.2 beschriebene Abweichung in der Blechdickenabhängigkeit zu DIN EN 1993-1-9:2005.

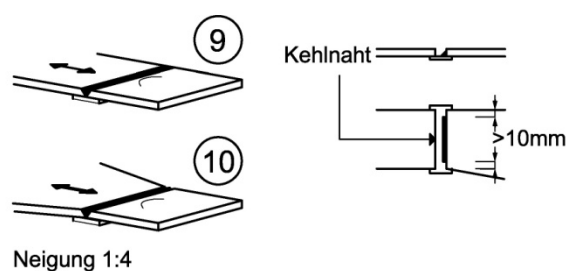


Bild 55: Details 9 und 10 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.3

Detail 11 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.3

Hinweis: Dieses Detail entspricht dem Detail 16 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.3.

Die Anmerkung zu Detail 11 (**Bild 56**) wird in DIN-FB 103:2009 durch den Hinweis auf die nach Abschnitt II-6.6.2.1 und Tabelle II-L.8-4 zulässigen Ausnahmen präzisiert.

Das Detail besitzt in DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 die unter Abs. 11.8.2 beschriebene Abweichung in der Blechdickenabhängigkeit zu DIN EN 1993-1-9:2005.

Der Ausschluss dieses Details im Eisenbahnbrückenbau gilt nach wie vor; es werden jedoch Ausnahmen für einen eng begrenzten Anwendungsbereich zugelassen (z. B. orthotrope Platten), in denen es keine alternativen Lösungen gibt.



Bild 56: Detail 11 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.3

11.8.6 Nichttragende Schweißnähte

Detail 1 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.4

Hinweis: Dieses Detail entspricht Detail 1 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.4.

Für Detail 1 (Bild 57) fordert DIN-FB 103:2009 im Gegensatz zu DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009, dass die Dicke der Steife kleiner sein muss als deren Höhe. Allerdings wird in DIN EN 1993-1-9:2005 nicht explizit die Umschweißung der Stirnkanten der Steifen gefordert.

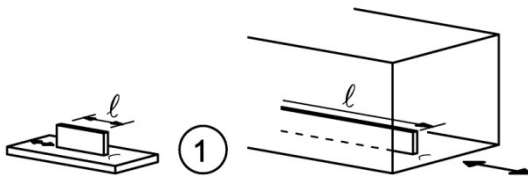


Bild 57: Detail 1 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.4

Detail 2 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.4

Hinweis: Dieses Detail entspricht dem Detail 4 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.4.

Im zukünftigen Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-2:2007 soll es zwei konfliktfreie Ergänzung geben. Für eine Ausführung gemäß Bild 58 soll die Kerbkategorie 71 vorgeschlagen werden. Für die Ausführung nach Bild 59 soll die Kerbkategorie 125 für R > 150 mm vorgeschlagen werden und damit dem Grundmaterial ohne Schweißnahteinfluss entsprechen.

In DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 ist eine Kerbfalleinordnung in Abhängigkeit vom Verhältnis r/w vorzunehmen. Dies weicht von DIN EN 1993-1-9:2005 ab. Hier erfolgt eine Differenzierung des Kerbfalls auf der Grundlage von r/L. Es handelt

sich hier wahrscheinlich um einen Übertragungsfehler. Dieser Unterschied wurde auf europäischer Ebene bereits behoben: In die Corrigenda-Liste zu EN 1993-1-9 (CEN/TC250/SC3 N1668E, 2009) wurde aufgenommen, dass anstelle der Knotenblechlänge L die Breite l zu verwenden ist. Dies entspricht den Angaben des DIN-FB 103:2009. Ein Vergleich ist in Bild 60 dargestellt.

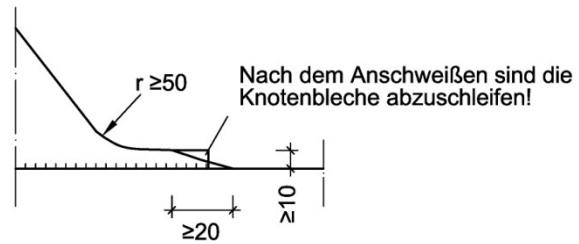


Bild 58: Konfliktfreie Ergänzung zu E DIN EN 1993-2/NA:2009, DIN-FB 103:2003 Tabelle II-L.4

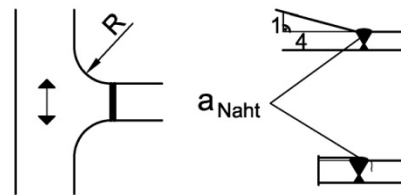


Bild 59: Konfliktfreie Ergänzung zu E DIN EN 1993-2/NA:2009, DIN-FB 103:2003 Tabelle II-L.4

Kerbfall	Konstruktionsdetail	
90	DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.3, Detail 2	
71	$\frac{r}{w} \geq \frac{1}{3}$ oder $r > 150\text{mm}$	
56	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{w} \leq \frac{1}{3}$	
90	DIN EN 1993-1-9:2005, Tabelle 8.4, Detail 4	
71	$\frac{r}{L} \geq \frac{1}{3}$ oder $r > 150\text{mm}$	
50	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{L} \leq \frac{1}{3}$	
		L = Knotenblechlänge

Bild 60: Details aus DIN-FB 103:2003 und DIN EN 1993-1-9:2005

Detail 3 bis 5 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.4

Hinweis: Diese Details entsprechen den Details 6 bis 8 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.4.

Für die Details 3 bis 5 (**Bild 61**) weisen DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 einen Blechdickeneinfluss und für größere Steifenlängen wesentlich schlechtere Kerbfalleinordnungen als DIN EN 1993-1-9:2005 auf. Eine experimentelle Hinterlegung der teilweise schlechteren Kerbfalleinstufungen im Leitfaden zu DIN-FB 103:2003 ist nicht vorhanden. Der Verzicht der Blechdickenkorrektur in DIN EN 1993-1-9:2005 scheint nach dem bisherigen Kenntnisstand als gerechtfertigt, da die Abstufung der Ermüdungsfestigkeit innerhalb des Kerbfalls bereits den Maßstabseffekt berücksichtigt (Quelle: Vortrag Herr M. Euler bei der FG Brückenbau, Düsseldorf 18.11.2009).

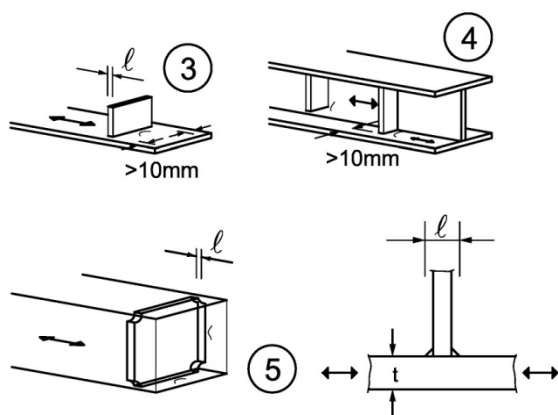


Bild 61: Details 3 bis 5 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.4

11.8.7 Tragende Schweißnähte

Detail 9 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.5

Hinweis: Dieses Detail entspricht dem Details 9 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.4.

Für dieses Detail verweist DIN-FB 103:2003 auf DIN-FB 104. Im Gegensatz dazu wird in DIN-FB 103:2009 wie in DIN EN 1993-1-9:2005 die Kerbklasse 80 definiert. Im zukünftigen Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-2:2007 wird es eine Anmerkung geben, dass dieses Detail im Eisenbahnbrückenbau der Kerbklasse 71 zuzuordnen ist. Daher wurde die entsprechende Anmerkung zur „71-Regel“ aus DIN-FB 103:2003 nicht übernommen.

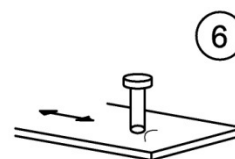


Bild 62: Detail 9 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.5

Details 1 und 2 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.5

Hinweis: Diese Details entsprechen den Details 1 bis 3 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.5.

Die Anmerkung in DIN-FB 103:2003 bzgl. Kerbklasse 71, Tab. II-L.5 zu Detail 1 entfällt in DIN-FB 103:2009 ersatzlos.

Das Tabellenende von Blatt 1 erhält in DIN-FB 103:2009 einen Hinweis, dass die Kerbfälle des nicht abgedruckten Blattes 2 dieser Tabelle im Brückenbau nicht zulässig sind. Diese Erwähnung war notwendig, da sie bei der Anwendung von DIN-FB 103:2003 zu Irritationen geführt hat.

Für die Details 1 und 2 (**Bild 63**) verweist DIN-FB 103:2009 auf die DIN EN ISO 5817 im Gegensatz zu DIN EN 1993-1-9:2005, die auf EN 1090 verweist und zusätzlich auf die Verwendung korrigierter Nennspannungsschwingbreiten hinweist.

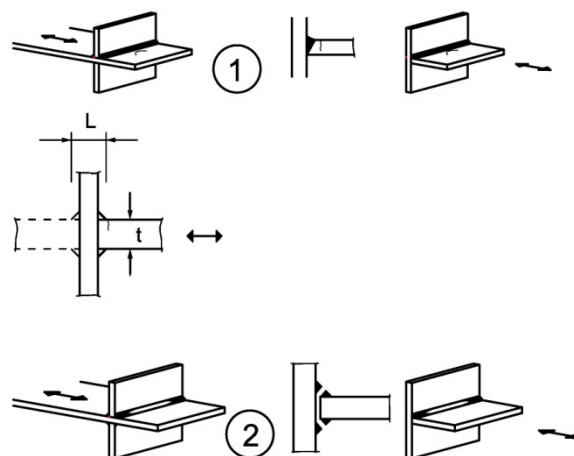


Bild 63: Details 1 und 2 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.5

Detail 6 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.5

Hinweis: Dieses Detail entspricht dem Detail 7 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.5.

Im Detail 6 (**Bild 64**) fordert DIN EN 1993-1-9:2005 im Gegensatz zu DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 höhere Ausführungsqualitäten:

- $5 \cdot t_c$ ist die Minimallänge der Verstärkungsnaht.

- Die Stirnnaht ist blecheben zu schleifen. Zusätzlich ist für $t_c > 20$ mm die Lamelle mit einer Neigung von $< 1/4$ auszubilden.

Im zukünftigen Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-2:2007 soll zusätzlich eine Anmerkung ergänzt werden, dass sich die Abschrägung in Form der Neigung 1:4 für alle Dicken der Lamelle gilt.

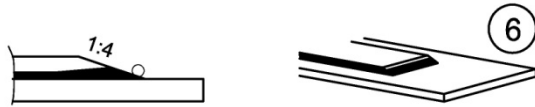


Bild 64: Detail 6 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.5

Detail 6a in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.5

Das Detail 6a (Bild 65) ist in DIN EN 1993-1-9:2005 nicht enthalten, stellt aber eine konfliktfreie Ergänzung in E DIN EN 1993-2/NA:2009 dar. Eine experimentelle Hinterlegung im Leitfaden zu DIN-FB 103:2003 ist nicht vorhanden.

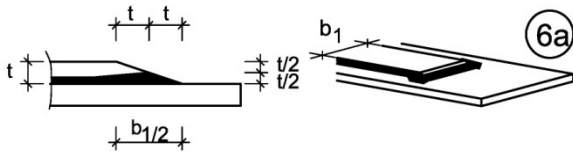


Bild 65: Detail 6a aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.5

Detail 7 und 8 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.5

Hinweis: Diese Details entsprechen den Details 8 und 9 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.5.

Diese Details werden in DIN-FB 103:2009 und DIN-FB 103:2003 für den Brückenbau ausgeschlossen. Für Detail 8 ist dieser Ausschluss zwangsläufig, da es sich hier um den Nachweis der Schweißnaht für eine Verbindung handelt, für die bereits der Nachweis des Grundmaterials (Details 5 und 6 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.5) ausgeschlossen wurde. Im zukünftigen Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-2:2007 wird daher auch das Detail 8 ausgeschlossen.

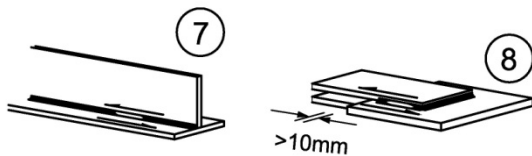


Bild 66: Detail 8 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.5

Detail 10 und 11 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.5

Hinweis: Diese Details entsprechen den Details 7 bis 8 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.8.

Die Details 10 und 11 (Bild 67) in DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 werden in DIN EN 1993-1-9:2005 unter „orthotroper Platte“ geführt und mit zusätzlichen Anmerkungen in DIN EN 1993-1-9:2005 (speziell für die Geometrie von Detail 10) versehen.

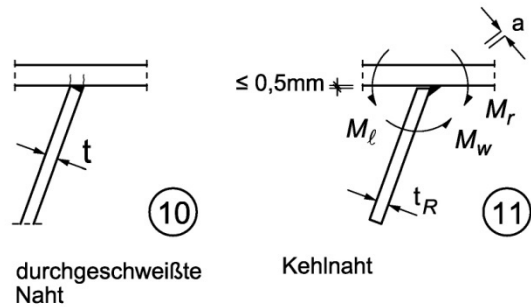


Bild 67: Details 10 und 11 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.5

11.8.8 Geschweißte Hohlprofilknoten

In DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 werden für geschweißte Hohlprofilknoten keine Kerbfälle definiert. Im zukünftigen Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-2:2007 werden die Details 1 und 2 nach DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.7 aufgenommen.

11.8.9 Orthotrope Platten von Eisenbahnbrücken – offene Steifen

Detail 1 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.9

Hinweis: Dieses Detail entspricht dem Detail 1 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.9.

Die zeichnerische Darstellung zum Detail 1 (Bild 68) wurde in DIN-FB 103:2009, Tab. II-L.9 aufgrund von Fehlern in der Darstellung überarbeitet.

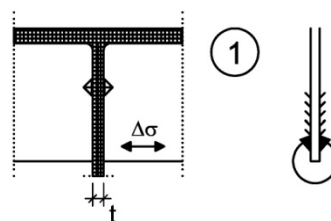


Bild 68: Details 1 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.8

Detail 2 in DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.9

Hinweis: Dieses Detail entspricht dem Detail 2 in DIN EN 1993-1-9:2005, Tab. 8.9.

Die Darstellung zum Detail 2 (**Bild 69**) in DIN-FB 103:2003 wurde abgeändert, da diese nach Ansicht des Normenausschusses nur für den Hochbau gilt, und der Darstellung in DIN EN 1993-1-9:2005 angepasst. Die Maßangaben in der Detaildarstellung sind damit entfallen.

In Abänderung von DIN-FB 103:2003, der dieses Details der Kerbklasse 36 zuordnet, wird in DIN-FB 103:2009 eine Differenzierung zwischen Normalspannungen (Kerbklasse 36) und Schubspannungen (Kerbklasse 80) vorgenommen. Im Gegensatz dazu ordnet DIN EN 1993-1-9:2005 dieses Detail der Kerbklasse 56 zu.

Die Schadensakkumulation der verschiedenen Spannungskomponenten wurde in DIN-FB 103:2003 über eine äquivalente Spannungsschwingbreite gemäß (1) berücksichtigt.

$$\Delta\sigma_{\text{Eq}} = \sqrt{\Delta\sigma^2 + \Delta\tau^2} \quad (1)$$

In DIN-FB 103:2009 ist die Bildung der äquivalenten Spannungsschwingbreite entfallen. Ein Hinweis auf eine Schadensakkumulation nach der Miner-Regel ist nicht explizit enthalten.

In DIN EN 1993-1-9:2005 wird die Bildung einer schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite gemäß (2) gefordert.

$$\Delta\sigma_{\text{Eq}} = \frac{1}{2} \left(\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + \Delta\tau^2} \right) \quad (2)$$

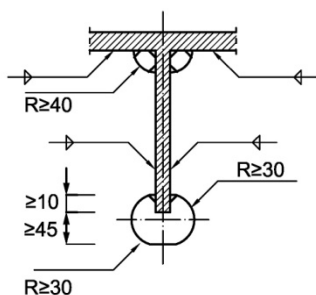


Bild 69: Detail 2 aus DIN-FB 103:2003, Tabelle II-L.8

11.8.10 Sonstige Konstruktionsdetails

Baustellenstöße in Form des sog. Ohlemutzstoßes (**Bild 70**) werden in E DIN EN 1993-2/NA:2009 als konfliktfreie Ergänzung aufgenommen und in Kerbfall 80 eingeordnet. Es gilt folgende Beschreibung: „Baustellenstoß mit Ausschnitt für Röntgenfilm (sog. Ohlemutzstoß), vgl. RiZ S-FTA 5.“

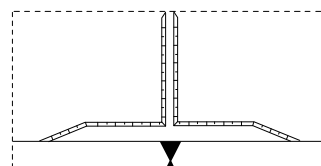


Bild 70: Konfliktfreie Ergänzung in E DIN EN 1993-2/NA:2009

11.9 Empfehlungen für die bauliche Durchbildung von Stahlfahrbahnen

11.9.1 Allgemeines

Die Empfehlungen für die bauliche Durchbildung aus Kap IV in DIN-FB 103:2003 von Stahlfahrbahnen gingen textlich weitgehend identisch als informativer Anhang C in den Text von DIN EN 1993-2:2007 ein, die Unterschiede sind also auch verhältnismäßig klein. Die Überarbeitung des DIN-FB 103:2003 erfolgte überwiegend aufgrund von Hinweisen aus der Praxis. Diese Änderungen können nun ohne Probleme in DIN EN 1993-2:2007 übernommen werden, da ein informativer Anhang ohne Einschränkungen ersetzt und damit auch verbindlich werden kann. Im Folgenden sind die wesentlichen Änderungen durch die Überarbeitung zusammengestellt.

11.9.2 Straßenbrücken

Rippenabstand (Abs. IV -1)

Das Bild IV-2 wird in DIN-FB 103:2009 mit folgenden, zusätzlichen Angaben versehen: $a \leq 300$ mm und $e \leq 300$ mm.

Deckblechdicke (Abs. IV-1.2.2)

Die Empfehlungen von DIN-FB 103:2003 zum Längsrippenabstand (Punkt 2) im Fahrbahnbereich wird in DIN-FB 103:2009 durch eine empfohlene Grenzsclankheit des Deckbleches ersetzt.

Verbindung zwischen Längsrippen und Deckblech (Abs. IV-1.3.3)

Die Forderung einer Stumpfnah zwischen Längsrippen und Deckblech von DIN-FB 103:2003 (Punkt 1) wird in DIN-FB 103:2009 auf die Verbindung zwischen geschlossenen Steifen und Deckblech bezogen.

11.9.3 Eisenbahnbrücken (Abs. IV -2)

Blechkicken und Abmessungen

Der Satz (101) zur Grenzsclankheit des Deckbleches bei geschlossenen Rippen entfällt in DIN-FB 103:2009.

Die Bezeichnungen in der Abbildung IV-16 wurden in DIN-FB 103:2009 geändert.

Fertigung (Tab. IV-4)

Für das Konstruktionsdetail 13 - Ausführung a) wird in DIN-FB 103:2009 hervorgehoben, dass es sich um einen Stumpfstoß handelt.

11.10 Beispielbrücke – Allgemeines

Der Ermüdungsnachweis ist nach folgender Gleichung zu führen:

$$\lambda \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KG}{\gamma_{Mf}}$$

Für Haupttragwerke ist $\gamma_{Mf} = 1,15$ zu verwenden.

In die Ermüdungsnachweise geht der Schadensäquivalenzfaktor λ ein, der sich aus $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ und λ_{max} bestimmt, wobei gilt:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max}$$

Für die Bestimmung von λ_1 und λ_{max} werden zum einen die maßgebende Länge und zum anderen eine Angabe über Feld und Stützbereich erforderlich. Der Einflusslängenbeiwert λ_1 und die obere Grenze λ_{max} sind für jedes Bauteil in Abhängigkeit der Einflusslänge unterschiedlich. Sie ergeben sich mit Hilfe der Diagramme in **Bild 71**, **Bild 72**, **Bild 73** und **Bild 74**.

Für den Verkehrsstärkenbeiwert λ_2 ergibt sich $\lambda_2 = 0,525$ nach Bauherrenangabe. Der Lebensdauerbeiwert λ_3 ist für eine Nutzungsdauer von 80 Jahren mit $\lambda_3 = 0,96$ gegeben. Der Fahrstreifenbeiwert λ_4 ist mit $\lambda_4 = 1,06$ gegeben.

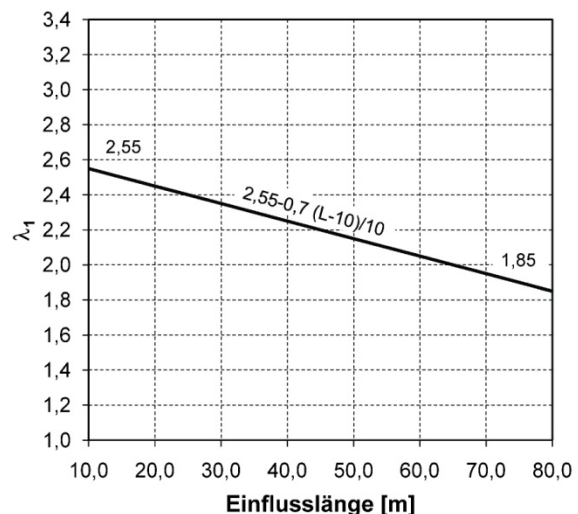


Bild 71: λ_1 für den Feldbereich nach DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-1-9:2005

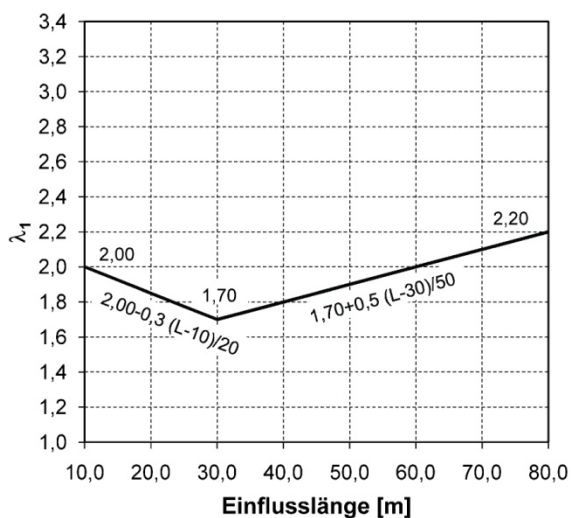


Bild 72: λ_1 für den Stützbereich nach DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-1-9:2005

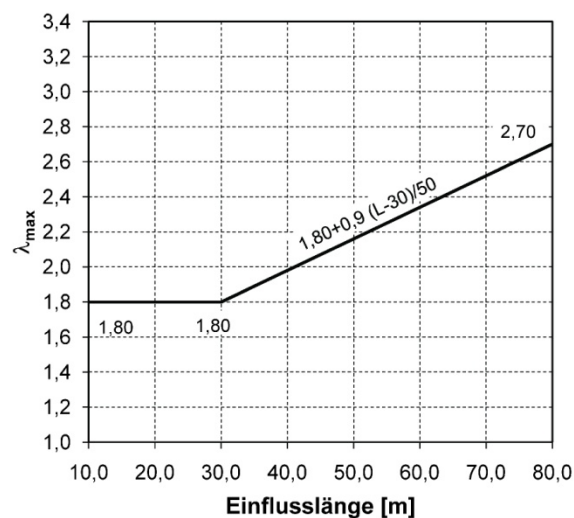


Bild 74: λ_{\max} für den Stützbereich nach DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-1-9:2005

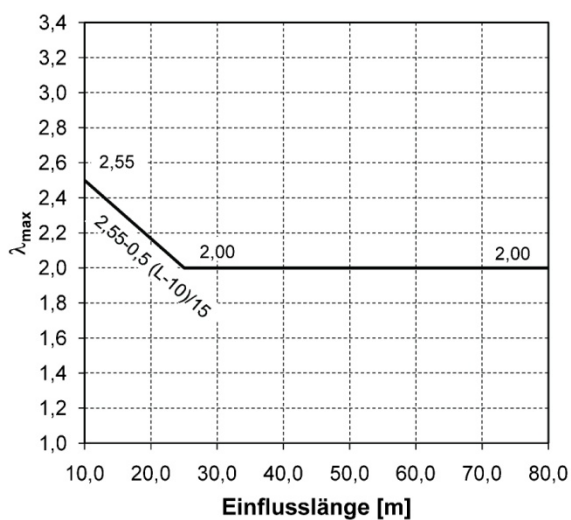


Bild 73: λ_{\max} für den Feldbereich nach DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-1-9:2005

11.11 Ermüdungsnachweis - Bogen

Für den Ermüdungsnachweis des Bogens ist die Verbindung zwischen Bogen und Riegel nachzuweisen. Das Anschlussdetail Bogen-Riegel ist in **Bild 3** abgebildet, der zugehörige Kerbfall in **Bild 60**. Die Verbindung wird mit einem Radius von $r = 50$ mm ausgebildet, die Länge $L > 100$ mm. Nach DIN-FB 103:2003 und DIN-FB 103:2009 wurde dieses Kerbdetail in die Kerbgruppe 56 eingeordnet. Im Unterschied dazu gilt nach DIN EN 1993-1-9:2005 nur noch Kerbgruppe 50.

Die maßgebende Länge für die Bögen von Stabbogenbrücken beträgt nach DIN-FB 103:2003 die halbe Bogenspannweite und wird auf die 0,4-fache Bogenspannweite in DIN-FB 103:2009 reduziert. Nach DIN EN 1993-1-9:2005 gilt dann wieder die 0,5-fache Bogenlänge. Es gibt jedoch keine Angaben darüber, ob die Diagramme für den Feld- oder Stützbereich verwendet werden müssen. Da es sich um einen Einfeldträger handelt, wird empfohlen, die Werte für den Feldbereich zu verwenden.

Nach **Bild 71**, **Bild 72**, **Bild 73** und **Bild 74** ergeben sich für λ_1 und λ_{\max} die in **Tab. 48** dargestellten Werte für den Bogen mit denen der Nachweis geführt wurde. Nach DIN-FB 103:2003 liegt die maximal aufnehmbare Spannung somit um 12 % höher als nach DIN EN 1993-1-9:2005.

Einflusslänge beim Bogen	
DIN-FB 103:2003	0,5 · Spannweite = 41,25 m
DIN-FB 103:2009	0,4 · Spannweite = 33 m
DIN EN 1993-2:2007	0,5 · Spannweite = 41,25 m
$\lambda_1 = 2,55 - 0,7 \cdot (L-10)/70$	
DIN-FB 103:2003	$\lambda_1 = 2,2375$
DIN-FB 103:2009	$\lambda_1 = 2,32$
DIN EN 1993-2:2007	$\lambda_1 = 2,2375$
Für L < 25 m: $\lambda_{max} = 2,50 - 0,5 \cdot (L-10)/15$ Für L ≥ 25 m: $\lambda_{max} = 2,0$	
DIN-FB 103:2003	$\lambda_{max} = 2,0$
DIN-FB 103:2009	$\lambda_{max} = 2,0$
DIN EN 1993-2:2007	$\lambda_{max} = 2,0$
$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max}$ $\lambda = \lambda_1 \cdot 0,525 \cdot 0,96 \cdot 1,06 \leq \lambda_{max}$	
DIN-FB 103:2003	$\lambda = 1,195 \leq 2,0$
DIN-FB 103:2009	$\lambda = 1,239 \leq 2,0$
DIN EN 1993-2:2007	$\lambda = 1,195 \leq 2,0$
$\lambda \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{Mf}} \Leftrightarrow \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\lambda \cdot \gamma_{Mf}}$	
DIN-FB 103:2003	$\Delta\sigma \leq 56/(1,195 \cdot 1,15) = 40,75$
DIN-FB 103:2009	$\Delta\sigma \leq 56/(1,239 \cdot 1,15) = 39,30$
DIN EN 1993-2:2007	$\Delta\sigma \leq 50/(1,195 \cdot 1,15) = 36,38$

Tab. 48: Ermüdungsnachweis des Bogens nach DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-2:2007

11.12 Ermüdungsnachweis - Versteifungsträger

Nach DIN-FB 103:2003 ist kein Ermüdungsnachweis erforderlich, wenn bei allen Kerbdetails der Kerbfall 71 eingehalten wurde und die Stützweite > 45 m ist, vgl. Kapitel 11.2. Nach Einführung des DIN-FB 103:2003 wurde richtig gestellt, dass ist anstelle der Stützweite die maßgebenden Länge der Einflusslinie zu verwenden und somit nach DIN-FB 103:2003 und DIN EN 1993-2:2007 die halbe Stützweite = 42,5 m und nach DIN-FB 103:2009 die 0,4-fache Stützweite = 33 m.

Für den Ermüdungsnachweis des Versteifungsträgers ist der Anschluss zwischen Oberkante Untergurt und Querträgersteg (KF 80 für l ≤ 50 mm) nachzuweisen. Das Anschlussdetail ist in **Bild 75** abgebildet. KF 80 ist der maximal zu erreichende Kerbfall für dieses Detail.

Da die Einflusslänge des Versteifungsträgers genauso groß ist wie beim Bogen, ergibt sich der gleiche Schadensäquivalenzfaktor λ, vgl. **Tab. 48**. In **Tab. 49** ist der Nachweis geführt. Nach DIN-FB 103:2003 liegt die maximal aufnehmbare Spannung somit um 4 % höher als nach DIN EN 1993-2:2007.

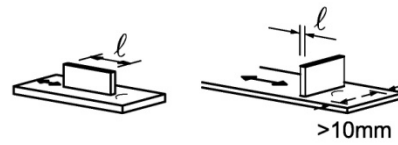


Bild 75: Ermüdungsdetail Anschluss VT - QT

Einflusslänge beim Versteifungsträger	
DIN-FB 103:2003	$\lambda = 1,195 \leq 2,0$
DIN-FB 103:2009	$\lambda = 1,239 \leq 2,0$
DIN EN 1993-2:2007	$\lambda = 1,195 \leq 2,0$
$\lambda \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{Mf}} \Leftrightarrow \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\lambda \cdot \gamma_{Mf}}$	
DIN-FB 103:2003	$\Delta\sigma \leq 80/(1,195 \cdot 1,15) = 58,21$
DIN-FB 103:2009	$\Delta\sigma \leq 80/(1,239 \cdot 1,15) = 56,15$
DIN EN 1993-2:2007	$\Delta\sigma \leq 80/(1,195 \cdot 1,15) = 58,21$

Tab. 49: Ermüdungsnachweis nach DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-2:2007

	80	$l \leq 50 \text{ mm}$	
	71	$50 < l \leq 80 \text{ mm}$	
	63	$80 < l \leq 100 \text{ mm}$	
	56	$l > 100 \text{ mm}$	

Bild 76: Maßgebende Stelle für den Ermüdungsnachweis KF 56

11.13 Ermüdungsnachweis - Hänger

Für den Ermüdungsnachweis der Hänger wird der Ermüdungsnachweis am Übergang zwischen Rundstahl und Anschlussblech geführt, Kerbgruppe 56, l > 100 mm, vgl. **Bild 76**.

Für Hänger gilt nach DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-2:2007 als maßgebende Länge der doppelte Hängerabstand. Im DIN-FB 103:2009 wurde die Angabe ergänzt, dass die Werte für den Stützbereich zu verwenden sind. Es ergeben sich somit in allen Normen die gleichen Werte.

Nach **Bild 71**, **Bild 72**, **Bild 73** und **Bild 74** ergeben sich für λ₁ und λ_{max} die in **Tab. 50** dargestellten Werte für den Hänger mit denen der Nachweis geführt wurde.

11.14 Ermüdungsnachweis - Querträger

Die Fahrbahn wurde als orthotrope Platte nach den Konstruktionsrichtlinien des DIN-FB 103:2003 ausgeführt: Der Stegstoß wurde mit einer durchgeschweißten Stumpfnahnt gestoßen. Der Untergurt wurde nach DIN-FB 103:2003 IV-1.4.3(3) ausgeführt. Somit darf auf einen Ermüdungsnachweis verzichtet werden.

Entgegen den Erwartungen vor Projektbeginn wurde der Hauptträger(HT) - Querträger(QT)-Anschluss in der zu Vergleichszwecken herangezogenen Stahlbrücke nicht wie üblich biegesteif sondern konstruktiv als Gelenk ausgebildet. Außerdem kann aufgrund der konstruktiven Randbedingungen bei der vorliegenden Brücke auf einen Ermüdungsnachweis verzichtet werden. Aus diesem Grund sind keine weiteren Untersuchungen zum HT-QT-Anschluss erforderlich.

11.15 Einfluss des Teilsicherheitsbeiwertes

Der Nationale Anhang zu EN 1993-2 hat den Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf} nicht global zu 1,0 gesetzt. Damit wird das bisherige Sicherheitsniveau aufrechterhalten. Weitere Untersuchungen sind damit entbehrlich.

11.16 Zusammenfassung

Die Unterschiede in den Ermüdungsnachweisen nach DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-2:2007 wurden herausgearbeitet und beurteilt. Für die einzelnen Bauteile wurden die Ermüdungsnachweise nach allen Normen geführt.

Einflusslänge beim Hänger	
DIN-FB 103:2003	2 · Hängerabstand = 15 m
DIN-FB 103:2009	
DIN EN 1993-2:2007	
Für L < 30 m: $\lambda_1 = 2,0 - 0,3 \cdot (L-10)/20$ Für L ≥ 30 m: $\lambda_1 = 1,70 + 0,5 \cdot (L-30)/50$	
DIN-FB 103:2003	$\lambda_1 = 1,925$
DIN-FB 103:2009	
DIN EN 1993-2:2007	
Für L < 30 m: $\lambda_{max} = 1,80$ Für L ≥ 30 m: $\lambda_{max} = 1,80 + 0,90 \cdot (L-30)/50$	
DIN-FB 103:2003	$\lambda_{max} = 1,8$
DIN-FB 103:2009	
DIN EN 1993-2:2007	
$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max}$ $\lambda = \lambda_1 \cdot 0,525 \cdot 0,96 \cdot 1,06 \leq \lambda_{max}$	
DIN-FB 103:2003	$\lambda = 1,028 \leq 1,8$
DIN-FB 103:2009	
DIN EN 1993-2:2007	
$\lambda \cdot \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\gamma_{Mf}} \Leftrightarrow \Delta\sigma \leq \frac{KF}{\lambda \cdot \gamma_{Mf}}$	
DIN-FB 103:2003	$\Delta\sigma \leq 56/(1,028 \cdot 1,15) = 47,37$
DIN-FB 103:2009	
DIN EN 1993-2:2007	

Tab. 50: Ermüdungsnachweis des Hängers nach DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-2:2007

12 Hänger von Stabbogenbrücken

12.1 Allgemeines

Die Ausbildung und Bemessung von Hängern und ihrer Anschlüsse hat in den letzten 15 Jahren zu erheblichen Diskussionen und auch Forschungsarbeiten geführt. Ein Grund dafür waren Schäden an Stabbogenbrücken, die aufgrund der nicht ruhenden Belastung aufgetreten sind und zum Teil zu einer Beeinträchtigung der Standsicherheit der Brücken geführt haben (GÜNTHER G. H. et al., 2000), (SCHÜTZ K. G. et al., 2008), (Leitfaden Zugglieder, 2008).

Um die Dauerhaftigkeit sicherzustellen, sind Brücken und zugehörige Bauteile entweder unter Berücksichtigung von Verschleiß, Ermüdung und außergewöhnlichen Lasten zu bemessen oder durch konstruktive Maßnahmen dagegen zu schützen. Hänger sollen austauschbar ausgeführt werden, da sie nicht für die gesamte Nutzungsdauer einer Brücke nachgewiesen werden können (Leitfaden DIN-FB 103, 2003).

In DIN-FB 103:2003 gibt es einzelne Angaben zum Umgang mit Hängern, die durch die Regelungen des ARS Nr. 12/2003 ergänzt werden. Nach DIN-FB 103:2003 sind die Hänger immer auf wirbelerregte Querschwingungen, Galloppingschwingungen und Regen-Wind-induzierte Schwingungen hin zu untersuchen. Gegen schädliche winderregte Schwingungen werden günstige Querschnittsverhältnisse empfohlen. Bei einer Eigenfrequenz von 7 Hz oder weniger ist zur Beherrschung Regen-Wind-induzierter Schwingungen nachzuweisen, dass die Dämpfung der Hänger größer ist als die Grenzdämpfung, mit der schädigende Wirkungen vermieden werden. Der Nachweis erfolgt experimentell. Nach ARS Nr. 12/2003 darf ein rechnerischer Ermüdungsnachweis für Windeinwirkungen entfallen.

Im Oktober 2003 wurde von der Bundesanstalt für Wasserbau ein Anwendungsdokument über konstruktive Empfehlungen und Nachweise zur Ermüdungssicherheit von Hängeranschlüssen herausgegeben, (BAW, 2003). Hierbei wurde die Anwendbarkeit des DIN-Fachberichtes überprüft und der damalige Stand der Technik bezüglich des ermüdungssicheren Konstruierens in ein präzises und umfangreiches Werk mit Berechnungsbeispielen zusammengefasst. Die technischen Empfehlungen sind mit anschaulichen Beispielen versehen. Diese Regelungen sind zusätzlich in (Leitfaden Zugglieder, 2008) erläutert und mit Beispielen ergänzt. Weitere Beispiele finden sich im

Stahlbaukalender 2008, (SCHÜTZ K. G. et al., 2008).

In DIN-FB 103:2009 gibt es einen Anhang II-H „Hänger von Stabbogenbrücken“, der diese neu entwickelten Regeln zusammenführt und neuere Erkenntnisse und die Erfahrungen der letzten Jahre berücksichtigt. Der Anhang wurde von der Arbeitsgemeinschaft AG 2.4.2 „Schwingungsdämpfer“ erarbeitet. Dort werden Bemessungsregeln und Empfehlungen zur ermüdungssicheren Konstruktion und zur Behandlung aeroelastischer Instabilitäten angegeben. Nach DIN-FB 103:2009 sind Hänger von Stabbogenbrücken für die kombinierten Beanspruchungen aus Verkehr und Wind nachzuweisen. Die Hänger sind auf wirbelerregte Querschwingungen, Galloppingschwingungen und Regen-Wind-induzierte Schwingungen hin zu untersuchen. Wirbelerregte Querschwingungen sind für Hänger mit einer Grundfrequenz kleiner oder gleich 10 Hz zu führen. Regen-Wind-induzierte Schwingungen sind für Rundstahlhänger mit einer Grundfrequenz kleiner oder gleich 6,5 Hz und mit Durchmessern größer 70 mm im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Ermüdung nachzuweisen. Bei Stabbogenbrücken mit Rundstahlhängern und mit Spannweiten kleiner als 60 m darf auf rechnerische Ermüdungsnachweise der Hängeranschlüsse für winderregte Schwingungen verzichtet werden, sofern die konstruktiven Empfehlungen berücksichtigt werden. Als außergewöhnliche Situation ist der Ausfall eines Hängers nachzuweisen. Dies ersetzt den Nachweis gegen Fahrzeuganprall bei Straßen- und Eisenbahnbrücken.

In DIN EN 1993-2:2007 gibt es nur sehr wenige Hinweise zur Behandlung von Hängern. Die Inhalte des Anhang II-H des DIN-FB 103:2009 wurden als konfliktfreie Ergänzung in den Entwurf zum Nationalen Anhang E DIN EN 1993-2/NA:2009 als Anhang übernommen.

Die einzelnen Nachweise sind im Folgenden beschrieben. Es werden nur die beiden Fachberichte verglichen, da im E DIN EN 1993-2/NA:2009 die Angaben aus DIN-FB 103:2009 übernommen werden sollen. Für jeden Nachweis ist das Vorgehen nach beiden Fachberichten erläutert. Es werden Nachrechnungen mithilfe dieser Nachweisformate vorgestellt. Alle Nachweise sind einmal im Detail erläutert, für alle weiteren Nachweise sind alle erforderlichen Werte und die Ergebnisse angegeben. Die Berechnungen zu Hängern von Stabbogenbrücken wurden im Rahmen einer Diplomarbeit durchgeführt, (MARTIKAINEN, S., 2009). Dort sind alle Berechnungen zu finden.

12.2 Systemmodellierung

12.2.1 Allgemeines

Zur Systemmodellierung werden in der Literatur einige Hinweise gegeben. Um ein möglichst genaues Ersatzsystem zu erhalten kann mithilfe von den in (Leitfaden Zugglieder, 2008) gezeigten Beispielrechnungen gearbeitet werden. Die Systemmodellierung der einzelnen Hänger wird zudem in einem Beitrag des Stahlbaukalenders 2008 (SCHÜTZ K. G. et al., 2008) ausführlich erläutert.

Die verkehrsinduzierten Beanspruchungen können am Gesamtmodell bestimmt werden. Zum Beispiel können hier die Hänger als 5-Stab-Systeme eingegeben werden. Es ist zweckmäßig, die Hänger biegesteif zu modellieren, um realistische Verdrehungen und Verformungen an beiden Hängereenden zu erhalten. Die Gelenkwirkung wird nicht durch Eingabe eines Gelenks am Stabende sondern durch die Eingabe der unterschiedlichen Querschnittswerte am jeweiligen Stabende und deren linearer Interpolation erreicht.

12.2.2 Annahme gelenkiger Anschlüsse

Im Kapitel über Bogenbrücken findet man in DIN-FB 103:2003, dass Hänger, deren Biegesteifigkeit kleiner als 1/10 der Biegesteifigkeit der mit ihnen verbundenen Bögen oder Träger ist, als gelenkig angeschlossen angenommen werden dürfen. Die Bedingung einer ausreichenden Rotationskapazität ist nicht zu berücksichtigen. Im Kapitel über Bögen steht, dass Hänger beim Tragsicherheitsnachweis als an ihren Enden gelenkig angeschlossen nachgewiesen werden dürfen.

Im Unterschied dazu dürfen nach DIN-FB 103:2009 Hänger beim Tragsicherheitsnachweis als an ihren Enden gelenkig angeschlossen angenommen werden, wenn winderregte Schwingungen nicht nachgewiesen werden müssen.

12.3 Berücksichtigung sekundärer Momente

Nach DIN-FB 103:2003 müssen sekundäre Momente aus der räumlichen Verformung beim Ermüdungsnachweis unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung berücksichtigt werden. Die Schnittgrößenberechnung darf bei Tragsicherheitsnachweisen nach Theorie I. Ordnung erfolgen, wenn der Zuwachs der Schnittgröße, der

durch die Berücksichtigung der Verformung entsteht, < 10% beträgt.

Der Hinweis befindet sich auch in DIN-FB 103:2009 im Kapitel II-5.10. Für die Hänger gilt zusätzlich nach II-5.10, dass die sekundären Momente aus der räumlichen Verformung nach Theorie II. Ordnung beim Tragsicherheitsnachweis nach Anhang II-H sowie beim Ermüdungsnachweis berücksichtigt werden müssen. Wenn nach DIN-FB 103:2009 die Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung erfolgen dürfte, sind die ermüdungswirksamen Beanspruchungen aus Verkehr trotzdem am verformten System zu bestimmen, da die Theorie II. Ordnung bei Zugstäben wie Hängern die Einspannmomente erhöht.

In (Leitfaden Zugglieder, 2008) wird ein Verfahren vorgestellt, mit dem die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung berechnet werden können und welches im Folgenden verwendet wurde. Dafür wurden die maximalen Verdrehungen und Verschiebungen der Hängeranschlussknoten am Bogen und Versteifungsträger aus dem Gesamtmodell nach Theorie I. Ordnung als eingeprägte Verformung für die Berechnung der Biegemomente nach Theorie II. Ordnung an einem Ersatzsystem angesetzt. Dabei war es ausreichend, die Vorverformung nur infolge der Verkehrsbelastung anzusetzen, wobei die auf das Ersatzsystem angesetzte Normalkraft die gesamte Einwirkung aus ständigen Lasten und Verkehr berücksichtigte (BAW, 2003). Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden die Verformungen infolge des Lastmodells 1 (häufige Einwirkungskombination) und im Grenzzustand der Ermüdung die Verformungen infolge des Lastmodells 3 (charakteristische Einwirkungskombination) eingesetzt. Es wurden jeweils 8 Lastfälle untersucht, die sich aus den maximalen und minimalen Verschiebungen und Verdrehungen jeweils am unteren und oberen Anschlussknoten ergeben, **Bild 77**. Mit den Lastfällen wurden die Momente nach Theorie II. Ordnung bestimmt. An jedem Knoten wurde aus dem maximalen und minimalen Moment eine einhüllende Momentenlinie bestimmt.

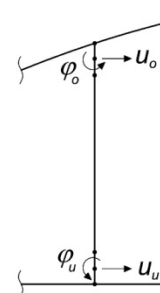


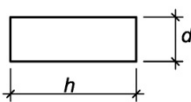
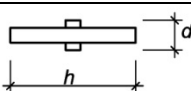
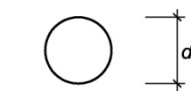
Bild 77: Eingeprägte Verformungen

Diese Berechnungen erfolgten am Teilmodell eines beidseitig eingespannten Hängers. Wie in einem Rechenbeispiel (SCHÜTZ K. G. et al., 2008) gezeigt wurde, liefert ein Ersatzsystem mit 18 Stäben gute Ergebnisse, vgl. **Bild 88**. Der mittlere ungestörte Hängerbereich wurde mit zehn gleich langen Stäben modelliert und die Anschlussbleche mit vier Elementen. Das Teilmodell wurde in zwei ebenen Systemen betrachtet: in Richtung der Bogenebene und senkrecht zur Bogenebene. Veränderliche Steifigkeiten wurden durch Zuordnung der jeweiligen Querschnittsabmessungen an Stabenden und deren linearer Interpolation berücksichtigt.

12.4 Konstruktive Empfehlungen

DIN-FB 103:2003

Nach DIN-FB 103:2003 werden für die Abmessungen der Hänger von Stabbogenbrücken günstige Querschnittsverhältnisse gegen schädliche winderregte Schwingungen von Hängern empfohlen, die in **Tab. 51** dargestellt sind.

Hängerquerschnitt		Erforderliche Abmessungsverhältnisse
Rechteckprofil		$h/d \geq 4$ und $L/d \leq 600$
Kreuzprofil		$h/d = 4$
Kreisprofil		$L/d \leq 200$

L Länge des Hängers

Tab. 51: Abmessungen der Hänger DIN-FB 103:2003

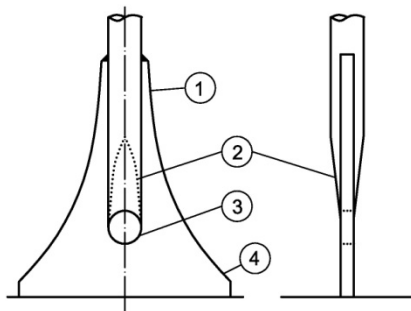


Bild 78: Konstruktionsempfehlungen für Hängeranschlüsse nach (Leitfaden DIN-FB 103, 2003)

Im (Leitfaden DIN-FB 103, 2003) sind Empfehlungen für einen Hängeranschluss, der am oberen

Ende gegenüber dem unteren Ende um 90° verdreht angeordnet ist, gegeben. Dadurch wird ein annähernd gelenkiger Anschluss in zwei Schwingungsrichtungen erreicht und die Zwängungen aus Bogenverformungen werden klein gehalten. Demnach können bei Eigenfrequenzen über 7 Hz Regen-Wind-induzierte Schwingungen ausgeschlossen werden. Die Geometrie reduziert außerdem Spannungskonzentrationen an den Kerbstellen (1) und (3) durch nachbearbeitete Schweißnähte, durch lineare Abnahme des Hängerquerschnitts (2) und durch eine geeignete Formgebung des Hängeranschlussbleches (4), s. **Bild 78**.

Für die Dimensionierung dieses Anschlusses sind in DIN-FB 103:2003 keine Anhaltswerte oder Formeln gegeben. Im (Leitfaden DIN-FB 103, 2003) sind Regelausführungen für die Gestaltung der Hängeranschlüsse mit zugehörigen Kerbfestigkeitswerten gegeben. Diese gelten jedoch nur für die nach den konstruktiven Empfehlungen konstruierten Anschlüsse. Die Kerbklassen werden gesondert in Kapitel 12.6.2 erläutert.

DIN-FB 103:2009

Im DIN-FB 103:2009 sind ausführliche Angaben im Anhang II-H zusammengefasst. Es werden konstruktive Empfehlungen zur Anschlussgeometrie von Rundstahlhängern, zur Ausbildung von Flachstahlhängern und zur Reduzierung von Zwängungen aus dem Haupttragwerk gegeben. Es werden maximale Hängerdurchmesser in Abhängigkeit der Mindestzähigkeit empfohlen.

Für Rundstahlhänger werden konstruktive Empfehlungen gegeben, die in **Bild 79** wiedergegeben sind. Für Spannweiten < 60 m ist bei Stabbogenbrücken mit Rundstahlhängern bei Einhaltung dieser Empfehlungen kein Nachweis für winderregte Schwingungen erforderlich. Für Flachstahlhänger werden Abmessungen von $3 \leq \text{Breite/Dicke} \leq 5$ empfohlen. Zusätzlich sind in DIN-FB 103:2009 konstruktive Maßnahmen zur Reduzierung von Zwängungen aus dem Haupttragwerk gegeben.

Bei Einhaltung der konstruktiven Empfehlungen sind nach (Leitfaden Zugglieder, 2008) die ermüdungsrelevanten Stellen entsprechend **Bild 82** gegeben.

Zusätzlich sind in DIN-FB 103:2009 Empfehlungen für maximale Hängerdurchmesser von Rundstahlhängern für eine ausreichende Zähigkeit angegeben, vgl. **Tab. 52**.

Im Leitfaden zum Anhang II-H des DIN-FB 103:2009 (Leitfaden Zugglieder, 2008), sind einige Herstellerangaben zu maximal möglichen Lie-

ferlängen gegeben, vgl. **Tab. 53**. Stöße von Rundstahlhängern sind in der Regel zu vermeiden. Falls dies nicht möglich ist, muss für den Schweißstoß eine Verfahrensprüfung durchgeführt und der Stoß als Werkstattstoß ausgeführt werden. Nach ARS Nr. 12/2003 müssen für den Stoßbereich mindestens die gleichen Widerstandseigenschaften wie für den Anschluss nachgewiesen werden. Im DIN-FB 103:2009 Anhang II-H werden diese Angaben präzisiert, es wird eine Verfahrensprüfung und eine Ausführung als Werkstattstoß für den Schweißstoß gefordert.

Stahlgüte	S355J2	S355K2	S355N	S355NL	S460NL
Max. D [mm]	100	130	130	160	160

Tab. 52: Maximaldurchmesser für Rundstahlhänger DIN-FB 103:2009

Maximal mögliche Lieferlänge [m] von Rundstäben		
	D ≤ 100 mm	100 mm < D ≤ 130 mm
S355J2	27,0 ¹⁾²⁾ / 20,0 ³⁾	13,5 ¹⁾²⁾ / 20,0 ³⁾ / 13,75 ⁴⁾
S355K2	27,0 ¹⁾²⁾ / 10,0 ³⁾	13,5 ¹⁾²⁾ / 10,0 ³⁾ / 13,75 ⁴⁾
S355NL	13,5 ¹⁾²⁾ / 10,0 ³⁾	13,5 ¹⁾²⁾ / 10,0 ³⁾ / 6-10 ⁴⁾
S460NL	13,5 ¹⁾²⁾ / 10,0 ³⁾	13,5 ¹⁾²⁾ / 10,0 ³⁾ / 6-10 ⁴⁾
S460QL1	6,0 ¹⁾²⁾ / 10,0 ³⁾	6,0 ¹⁾ / 10,0 ³⁾

¹⁾Saarstahl AG,
²⁾Anker-Schroeder.de ASDO GmbH
³⁾Georgsmarienhütte GmbH ³⁾bis D = 125 mm
⁴⁾Hoselmann. Stahlhandel

Tab. 53: Maximal mögliche Lieferlängen für Rundstäbe ohne Längsstoß nach (Leitfaden Zugglieder, 2008) (Stand 2006)

Hängerdurchmesser	$D = 2 \cdot \sqrt{\frac{N_{\max}}{\pi \cdot \sigma}}$	Außenradius	$r = 1,9 \cdot \left(\frac{L_E^2}{b_F} + 0,25 \cdot b_F \right)$											
Knotenblechdicke	$t = 0,2 \cdot D$	Maximale Blechbreite	$b_U = 1,5 \cdot (b_F + D)$											
Breite auf Höhe des Freischnitts	$b_F = \frac{N_{\max}}{\sigma_{\text{netto}} \cdot t}$	Einbindelänge	$L_E = \frac{N_{\max}}{2 \cdot \tau \cdot t}$											
		Freie Knotenblechhöhe	$L_F = 0,45 \cdot L_E$											
Hierbei sind: N_{\max} : Max. Hängernormalkraft in Grenzzustand der Tragfähigkeit aus der ständigen Bemessungssituation $\sigma, \tau, \sigma_{\text{netto}}$ Spannungswerte		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Stahlgüte</th> <th>σ [N/mm²]</th> <th>τ [N/mm²]</th> <th>σ_{netto} [N/mm²]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>S355</td> <td>190</td> <td>60</td> <td>175</td> </tr> <tr> <td>S460</td> <td>240</td> <td>80</td> <td>225</td> </tr> </tbody> </table>	Stahlgüte	σ [N/mm ²]	τ [N/mm ²]	σ_{netto} [N/mm ²]	S355	190	60	175	S460	240	80	225
Stahlgüte	σ [N/mm ²]	τ [N/mm ²]	σ_{netto} [N/mm ²]											
S355	190	60	175											
S460	240	80	225											

Bild 79: Konstruktionsempfehlungen für Hängerschlüsse

12.5 Tragfähigkeit

12.5.1 Allgemeines

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist an den maßgebenden Stellen der Spannungsnachweis unter Berücksichtigung der γ -fachen Lasten zu führen. Im Folgenden wird erläutert, wann und wie zusätzlich der Tragfähigkeitsnachweis für Regen-Wind-induzierte Schwingungen zu führen ist.

12.5.2 Tragfähigkeitsnachweis für Regen-Wind-induzierte Schwingungen

DIN-FB 103:2003

Im DIN-FB 103:2003 gibt es folgende Hinweise zur Berücksichtigung von Regen-Wind-induzierten Schwingungen: Bei geschweißten Anschlüssen ist das logarithmische Dämpfungsdekrement mit 0,0015 anzunehmen, wenn keine genaueren Werte bekannt sind und keine dämpfungserhöhenden Maßnahmen vorgesehen sind. Hänger mit Kreisquerschnitt können zu Regen-Wind-induzierten Schwingungen angeregt werden. Für Hänger mit einer Eigenfrequenz von mehr als 7 Hz sind aber keine besonderen Maßnahmen oder Nachweise erforderlich. Bei einer Eigenfrequenz von 7 Hz oder kleiner als 7 Hz ist zur Beherrschung Regen-Wind-induzierter Schwingungen nachzuweisen, dass die Dämpfung der Hänger größer als die Grenzdämpfung ist, mit der schädigende Wirkungen vermieden werden. Der Nachweis erfolgt experimentell. Soweit die Dämpfung nicht ausreicht, sind dynamische Schwingungsdämpfer vorzusehen.

DIN-FB 103:2009

Spannungsamplituden infolge Regen-Wind-induzierter Schwingungen sind für Rundstahlhänger mit einem Durchmesser > 70 mm und einer Grundfrequenz $f < 6,5$ Hz nachzuweisen, da sie Spannungsamplituden zur Folge haben, die die Lebensdauer erheblich beeinträchtigen können. Die Spannungen aus dieser Schwingungsform können zum Erreichen der Fließgrenze im Stahl führen und letztendlich auch die Standsicherheit beeinträchtigen. Deshalb ist nach DIN-FB 103:2009 für solche Schwingungen ein zusätzlicher Nachweis für die Tragsicherheit in der außergewöhnlichen Bemessungssituation zu führen. Die Berechnungen sind in und quer zur Bogenebene zu führen. (Leitfaden Zuglieder, 2008).

Der Nachweis ist wie folgt zu führen:

$$\sigma_G + \sigma_Q + \sigma_{\text{Regen-Wind}} \leq f_{y,k}$$

mit: $\sigma_{\text{Regen-Wind}} = \frac{\max M_{\text{Regen-Wind}}}{W}$,

$$\sigma_Q = \frac{N_{LM1}}{A} + \frac{M_{LM1}}{W} \quad \text{und} \quad \sigma_G = \frac{N_G}{A}$$

Dabei sind:

σ_G : Spannung infolge 1,0-facher Hängernormalkraft aus ständigen Lasten

σ_Q : Spannung infolge Normalkraft und Biegemoment des Hängers aus häufigen Verkehrslasten (Theorie II. Ordnung)

$\sigma_{\text{Regen-Wind}}$: Spannung infolge Biegemoment des Hängers aus Regen-Wind-induzierten Schwingungen.

$f_{y,k}$: charakteristische Streckgrenze des Stahls

Die Quertriebslast für die Berechnung der maximalen Beanspruchung infolge Regen-Wind wird mit der folgenden statischen Ersatzbelastung q ermittelt. Die Quertriebslast wird als konstante Einwirkung auf eine Länge von $L_w = 0,27 \cdot L$ in dem jeweiligen Schwingungsmaximum der betrachteten Eigenform angesetzt, s. **Bild 80**.

Fehler! Es ist nicht möglich, durch die Bearbeitung von Feldfunktionen Objekte zu erstellen. [kN/m] mit

Fehler! Es ist nicht möglich, durch die Bearbeitung von Feldfunktionen Objekte zu erstellen. [m/s].

Dabei sind:

$v_{\text{crit},i}$: Kritische Windgeschwindigkeit der jeweiligen Eigenform [m/s]

f_i : Eigenfrequenz der jeweiligen Eigenform [Hz]

f_0 : Bezugsfrequenz mit $f_0 = 1$ Hz

D: Hängerdurchmesser [m]

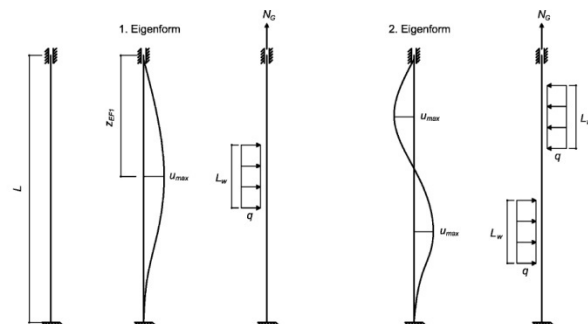


Bild 80: Lastmodell für Regen-Wind-induzierte Schwingungen und wirbelerregte Querschwingungen nach DIN-FB 103:2009

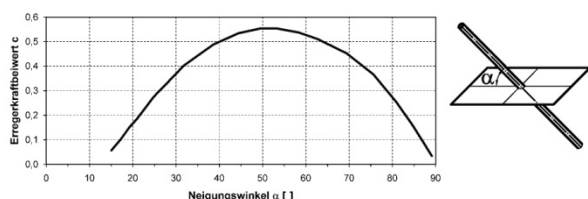


Bild 81: Erregerkraftbeiwert c in Abhängigkeit des Neigungswinkels nach DIN-FB 103:2009

Ein Mindestwert der logarithmischen Dämpfung ist in dem Vorfaktor 0,0283 enthalten.

$k_{v,i}$: Faktor zur Berücksichtigung einer kontinuierlichen Abnahme der Erregerkraft für Windgeschwindigkeiten über 20 m/s

c : Der Erregerkraftbeiwert

Der Erregerkraftbeiwert c ist abhängig von dem Neigungswinkel der Hänger gegenüber der Horizontalen. Der Mindesterregerkraftbeiwert beträgt 0,04 und ist für einen Neigungswinkel $\alpha > 88,5^\circ$ anzusetzen, vgl. **Bild 81**.

Der Faktor $k_{v,i}$ wird wie folgt bestimmt:

$$k_{v,i} = 1 \text{ für } v_{\text{crit}} \leq 20 \text{ m/s}$$

$$k_{v,i} = (30 - v_{\text{crit},i})/10 \text{ für } 20 \text{ m/s} < v_{\text{crit}} < 30 \text{ m/s}$$

Für die Spannung σ_Q werden bei der Bestimmung der maximalen Biegemomente M_{LM1} nach Theorie II. Ordnung die ungünstigsten Verformungen infolge Lastmodell 1 als eingeprägte Verformungen berücksichtigt. Dabei wird die außergewöhnliche Einwirkungskombination betrachtet mit den häufigen Lasten $0,75 \times TS$ und $0,4 \times UDL$. Bei der Berechnung an einem Ersatzsystem eines Hängers wird als Normalkraft die 1,0-fache Normalkraft infolge ständiger Lasten und die Normalkraft aus Lastmodell 1 als häufige Lasten in der außergewöhnlichen Bemessungssituation berücksichtigt.

12.6 Ermüdung

12.6.1 Allgemeines

Im Folgenden wird erläutert, wann und wie beim Ermüdungsnachweis Regen-Wind-induzierte Schwingungen und wirbelerregte Querschwingungen zu berücksichtigen sind.

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Ermüdungsberechnung liegt in beiden Fachberichten auf der Lastseite bei $\gamma_{FF} = 1,0$ und auf für die Beanspruchbarkeit bei Straßenbrücken bei $\gamma_{Mf} = 1,15$ als Haupttragelement und für Eisenbahnbrücken bei $\gamma_{Mf} = 1,35$. Einzelheiten zur Bestimmung von λ_1

und λ_{max} sind Kapitel 11.10 und 11.13 zu entnehmen.

12.6.2 Kerbgruppen

Für die Einordnung der Kerbfälle kann der Planer in (Leitfaden Zugglieder, 2008) Konstruktionszeichnungen zu den Anschlüssen am Bogen und Versteifungsträger finden. Dabei sind Kerbgruppen für verschiedene Belastungsrichtungen für Regelausführungen angegeben. Wird ein Rundstahlhängeranschluss nach den konstruktiven Empfehlungen und gemäß den Regelausführungen gestaltet, können die folgenden Schnitte an dem Anschlussblech beim Nachweis der Ermüdung als maßgebend betrachtet werden, vgl. **Bild 82**. Der Schnitt 1 ist maßgebend für die Biegung in Knotenblechrichtung. Dort kann sich neben dem Blech ein Ermüdungsriss im Rundstahl bilden. Hierbei kann der Hänger in die Kerbklasse 90 eingestuft werden, s. **Bild 83**. Der Schnitt 2 wird bei Biegung senkrecht zur Blechebene maßgebend. Der Ermüdungsriss bildet sich am Blechende zum Bogen hin bzw. zum Versteifungsträger hin. Hierbei kann in der Regel die Kerbklasse 80 angenommen werden vgl. **Bild 84**. Der Schnitt 3 soll zusätzlich untersucht werden, wenn eine von den genannten Empfehlungen abweichende Geometrie vorliegt. Vor allem wenn die Knotenblechdicke größer ist, kann ein Ermüdungsriss im Lochbereich kritisch werden. Dies entspricht einer Kerbklasse 125, s. **Bild 85**, (SCHÜTZ K. G. et al., 2008).

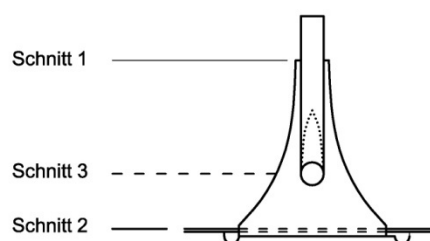


Bild 82: Maßgebende Schnitte nach [Schütz u. a. 2008]

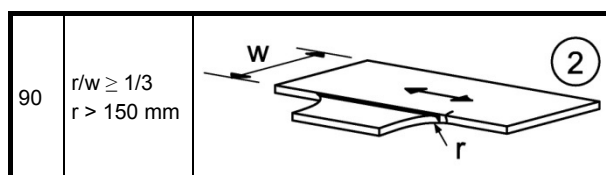


Bild 83: Kerbklasse 90 für den Schnitt 1 nach DIN-FB 103:2009

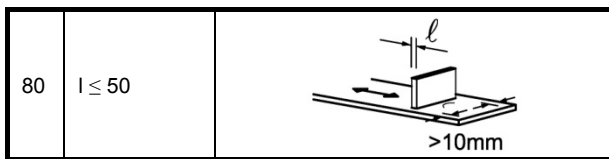


Bild 84: Kerbkategorie 80 für den Schnitt 2 nach DIN-FB 103:2009

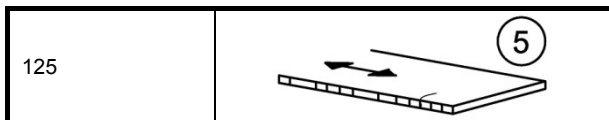


Bild 85: Kerbkategorie 125 für den Schnitt 3 nach DIN-FB 103:2009

12.6.3 Ermüdungsnachweis für Regen-Wind-induzierte Schwingungen

DIN-FB 103:2003

Die Beanspruchungen aus Verkehr und Wind sind zwar in der Regel zusammen zu betrachten, aber nach ARS Nr. 12/2003 darf der rechnerische Ermüdungsnachweis für Windeinwirkungen entfallen.

DIN-FB 103:2009

Im DIN-FB 103:2009 wurden die Angaben für Rundstahlhänger nach (Leitfaden Zugglieder, 2008) übernommen. Es wird beschrieben, mit welchen Ersatzlasten wirbelerregte Querschwingungen und Regen-Wind-induzierte Schwingungen berechnet werden und wie der Nachweis zu führen ist. Für Flachstahlhänger ist zusätzlich der Nachweis für Galloping beschrieben.

Der Ermüdungsnachweis von Regen-Wind-induzierten Schwingungen wird im Folgenden beschrieben:

$$k_{H,i} \cdot \Delta\sigma_{\text{Regen-Wind}} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

Mit:

$\Delta\sigma_{\text{Regen-Wind}}$: Doppelspannungsamplitude aus Regen-Wind-induzierten Schwingungen, dabei gilt:

$$\Delta\sigma_{\text{Regen-Wind}} = 2 \cdot \sigma_{\text{Regen-Wind}}$$

mit $\sigma_{\text{Regen-Wind}}$ nach (12.5.2)

$\Delta\sigma_c$: Ermüdungsfestigkeit des Kerbfalls

γ_{Mf} : Teilsicherheitsbeiwert für die Ermüdungsfestigkeit von Haupttragelementen

Der Faktor $k_{H,i}$ wird wie folgt bestimmt:

$$k_{H,i} = 120 \cdot \left(\frac{D}{D_0}\right)^{-0,7} \cdot \left(\frac{v_{\text{crit},i}}{v_0}\right)^{-2,5} \leq 1,0$$

Mit: D: Hängerdurchmesser [m]

$D_0 = 1$ m: Bezugsgröße des Hängerdurchmessers.

$v_{\text{crit},i}$: Kritische Windgeschwindigkeit [m/s], s. 12.5.2

v_0 : Bezugsgröße der kritischen Windgeschwindigkeit, $v_0 = 1$ m/s

12.6.4 Ermüdungsnachweis für wirbelerregte Schwingungen quer zum Wind

DIN-FB 103:2003

Die Beanspruchungen aus Verkehr und Wind sind zwar in der Regel zusammen zu betrachten, aber nach ARS Nr. 12/2003 darf der rechnerische Ermüdungsnachweis für Windeinwirkungen entfallen.

DIN-FB 103:2009

Nach DIN-FB 103:2009 Anhang II-H ist ein Ermüdungsnachweis für Verkehr und wirbelerregte Querschwingungen zu führen. Der Nachweis wird für die Grundschwingungen und für alle höheren Schwingungsformen mit Eigenfrequenzen $f_i < 10$ Hz geführt. Dabei müssen die Spannungsschwingbreiten aus Verkehr und wirbelerregten Querschwingungen überlagert werden. Die Windeinwirkungen können unberücksichtigt bleiben, wenn die Spannweite der Stabbogenbrücke < 60 m beträgt und die konstruktiven Empfehlungen aus Anhang II-H berücksichtigt werden.

Der Rechnerische Nachweis wird wie folgt geführt:

$$\Delta\sigma_{E,2} + \Delta\sigma_{\text{Wind}} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad \text{mit} \quad \Delta\sigma_{\text{Wind}} = \frac{2 \cdot \max M_{\text{Wind}}}{W}$$

Dabei sind:

$\Delta\sigma_{E,2}$: Ermüdungswirksame Spannungsschwingbreite aus Verkehr infolge Lastmodell 3 nach DIN-FB 103:2009.

$\Delta\sigma_{\text{Wind}}$: Spannungsschwingbreite infolge wirbelerregten Schwingungen

$\Delta\sigma_c$: Ermüdungsfestigkeit des Kerbfalls

γ_{Mf} : Teilsicherheitsbeiwert für die Ermüdungsfestigkeit von Haupttragelementen

Die Quertriebslast zur Bestimmung der Biegemomente ΔM_{Wind} infolge wirbelerregten Querschwingungen kann nach DIN-FB 103:2009 mit dem sta-

tischen Ersatzlastverfahren ermittelt werden. Die Quertriebslast wird als konstante Einwirkung auf eine Länge von $L_w = 24 \cdot D$ in dem jeweiligen Schwingungsmaximum der betrachteten Eigenform unter Berücksichtigung der 1,0-fachen Normalkraft infolge ständigen Lasten angesetzt, vgl. **Bild 80**.

Die Quertriebslast wird wie folgt ermittelt:

$$q = 1,10 \cdot D \cdot v_{\text{crit},i}^2 \cdot k_{F,i} \quad \text{mit} \quad v_{\text{crit},i} = \frac{f_i \cdot D}{St}$$

St: Strouhalzahl ($St = 0,2$ für Rundstahlhänger)

Der Faktor $k_{F,i}$ wird wie folgt bestimmt:

$$k_{F,i} = 1 \quad \text{für} \quad f_i \leq 7 \text{ Hz}$$

$$k_{F,i} = (10 - f_i)/3 \quad \text{für} \quad 7 \text{ Hz} < f_i < 10 \text{ Hz}$$

Die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,2}$ wird infolge der Normalkraft ΔN_{LM3} und des einhüllenden Biegemoments ΔM_{LM3} aus Verkehrslasten resultierend aus Lastmodell 3 (1,0-fach) ermittelt. Bei der Bestimmung der maximalen einhüllenden Biegemomente nach Theorie II. Ordnung werden die ungünstigsten Verformungslastfälle infolge Lastmodell 3 als eingeprägte Verformungen berücksichtigt unter Berücksichtigung der 1,0-fachen Normalkraft infolge ständiger Lasten und der Normalkraft aus Lastmodell 3.

12.7 Gebrauchstauglichkeit

Nach DIN-FB 103:2009 muss eine Brücke so entworfen und konstruiert sein, dass alle relevanten Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit erfüllt sind. Die Kombinationsregeln sind dem DIN-Fachbericht 101 zu entnehmen. Bezüglich Hänger haben sich keine Änderungen an dieser Stelle ergeben.

12.8 Beispielbrücke Nachrechnung

12.8.1 Allgemeines

Zur Erprobung des neuen Normtextes und zur Erfassung der Auswirkungen der Veränderungen wurden für typische Hänger mit Anschlüssen Vergleichsrechnungen am Beispiel der Stabbogenbrücke in Wörth durchgeführt. Als Nachrechnung der Ursprungsstatik sind die nach DIN-FB 103:2003 geführten Nachweise erläutert. Außerdem wurde an der vorhandenen Geometrie das neue Nachweiskonzept für Hänger nach DIN-FB 103:2009 Anhang II-H angewendet und das Sicherheitsniveau untersucht.

12.8.2 Systemmodellierung

Die Hänger aus Rundstäben (Stahl S355) mit einem Durchmesser von 70 mm liegen in einem regelmäßigen Abstand von 7,5 m (**Bild 86**). Jeder Hänger wurde im Gesamtsystem in 5 Stäbe geteilt, wobei der oberste Abschnitt das Bogenschott und der unterste das Knotenblech des Versteifungsträgers abbildet. Im Gesamtsystem wurden die Hänger am oberen Ende in der Bogenebene gelenkig modelliert, d.h. am Knoten zwischen Bogenschott und Hängeranschlussblech, s. **Bild 87**.

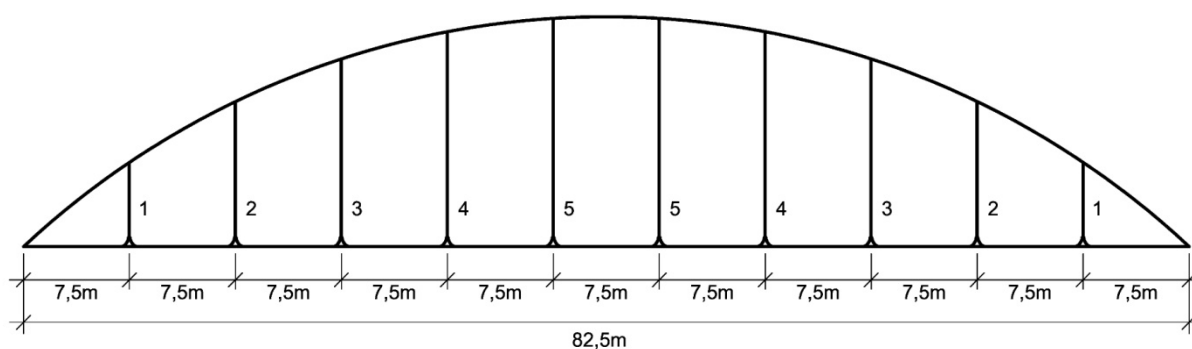


Bild 86: Übersichtsplan der Hänger

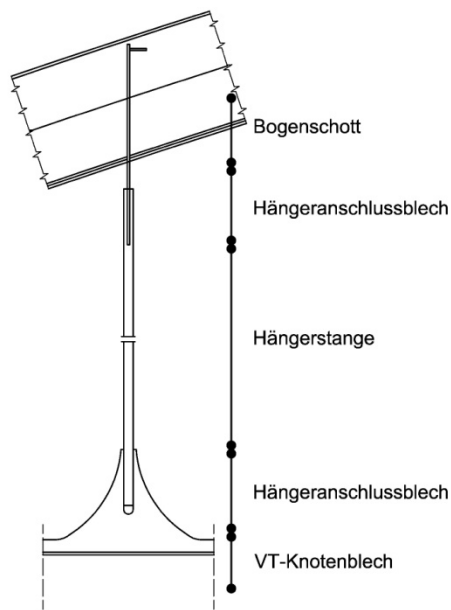


Bild 87: Ersatzsystem eines Hängers im Gesamtmodell

12.8.3 Konstruktionsempfehlungen

Die Abmessungen der Hänger wurden nach **Tab. 51** gewählt, so dass keine weiteren Nachweise gegen winderregte Schwingungen geführt werden mussten. Das Verhältnis $L/d \leq 200$ ist das einzige Kriterium für die Geometrie. Maßgebend hierzu ist der mittlere Hänger 5 mit der Länge $L = 14,5$ m und einem Verhältnis von $L/D = 14500/70 = 207$. Die Überschreitung von 3,5 % ist gering und wurde nicht weiter nachgewiesen.

Der Anschluss ist in **Bild 88** dargestellt.

12.8.4 Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung

Die Schnittgrößenermittlung erfolgte nach Theorie I. Ordnung, vgl. Kapitel 2.2 und 2.3.1.

Nach DIN-FB 103:2009 sind die Schnittgrößen für die Hänger nach Theorie II. Ordnung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und Ermüdung zu ermitteln. Das verwendete Verfahren ist in Kapitel 12.3 beschrieben.

Die Querschnittswerte der jeweiligen Knoten für das Ersatzsystem sind in **Tab. 54** angegeben. Die Werte in Klammern berücksichtigen den Lochabzug für die Spannungsberechnungen. Vereinfacht wurde für die Schnittgrößenberechnung das Loch im Anschlussblech nicht berücksichtigt. Die Anschlussbleche waren um 90° verdreht angeordnet.

Knoten	b_y [mm]	b_x [mm]	A [cm ²]	I_y [cm ⁴]	W_y [cm ³]
1	776	20	155,2	51,7	51,7
2	776	20	155,2	51,7	51,7
3	419	20	83,8	27,9	27,9
(3)	(349)		(69,8)	(23,3)	(23,3)
4	192	20	38,4	12,8	12,8
5-15	D = 70	D = 70	38,5	117,9	33,7
16	20	192	38,4	1179,6	122,9
17	20	419	83,8	12260,0	585,2
(17)		(349)	(69,8)	(7084,8)	(406,0)
18	20	776	155,2	77881,4	2007,3
19	20	800	160,0	85333,3	2133,3

Tab. 54: Querschnittswerte der Hänger der Bogenbrücke Wörth

Die Querschnittssteifigkeit des oberen Anschlusses war bei der Berechnung in der Bogenebene gegenüber dem unteren Anschluss sehr gering.

12.8.5 Eigenfrequenzen

Für das neue Nachweiskonzept nach DIN-FB 103:2009 wurden die Eigenfrequenzen der einzelnen Hänger mit dem Stabwerksprogramm RSTAB für jeden Hänger einzeln an jeweils einem Teilmodell entsprechend **Bild 89** bestimmt. Es war ausreichend, diese aufgrund der gedrehten Anordnung nur in der Bogenebene zu bestimmen, da die Geometrie der Anschlüsse gleich und die Verformungen in der Bogenebene größer als quer zur Bogenebene waren. Als Belastung wurde auf jeden Hänger die 1,0-fache Normalkraft aus Stahleigengewicht, Gewicht der Fahrbahnplatte sowie Ausbaulasten aufgebracht. Für die Eigenwertermittlung wurden keine Eigenmassen des Verkehrs angesetzt, da sich die Eigenfrequenzen der Hänger durch Verkehrslasten kurzzeitig ändern und somit ein kritisches Schwingungsverhalten unterbrochen werden könnte (SCHLEICHER W., 2003). Die berechneten Eigenfrequenzen sind in **Tab. 55** angegeben.

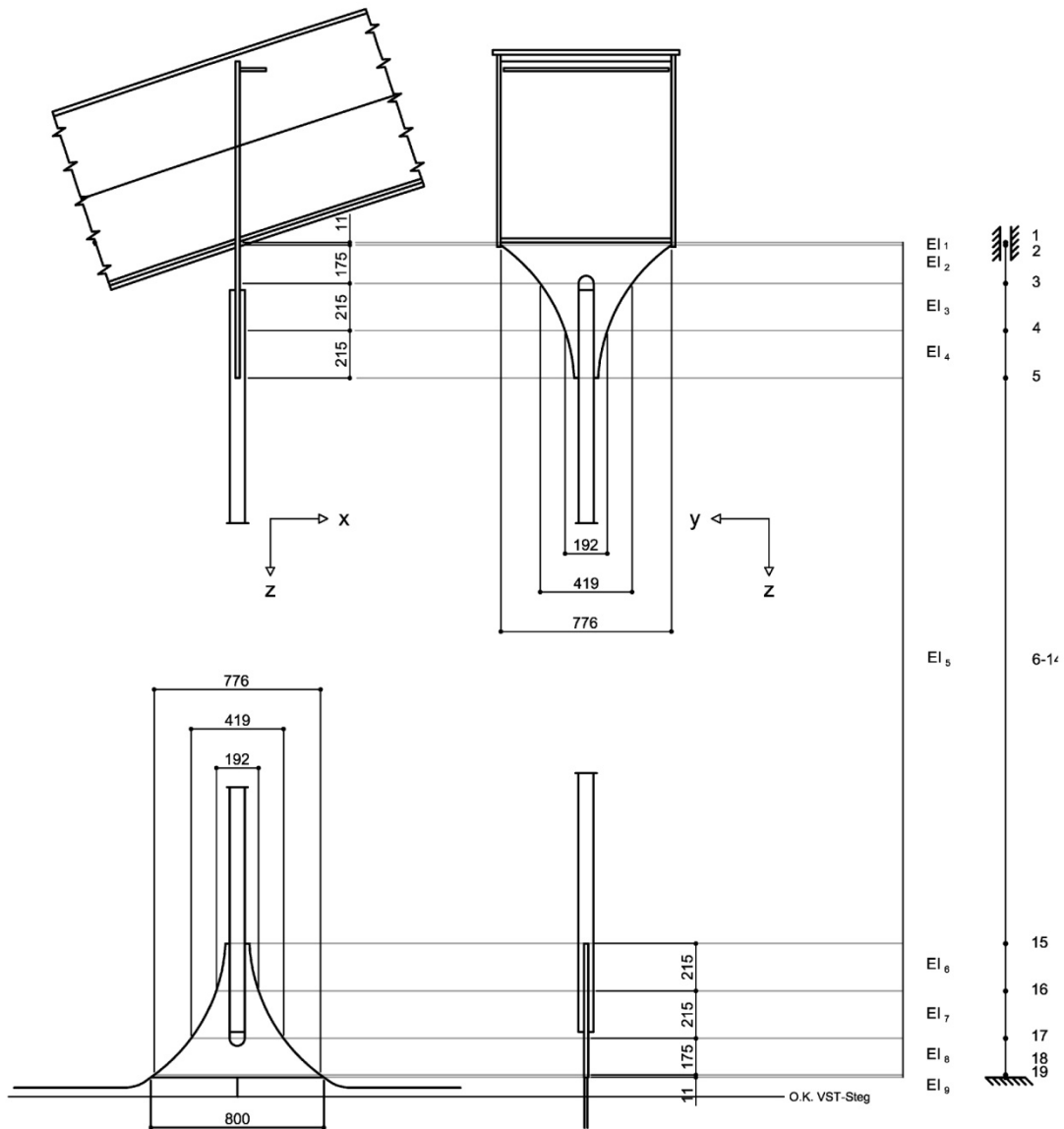
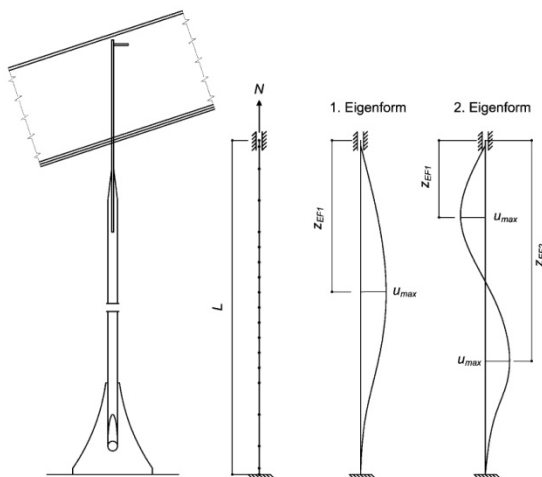


Bild 88: Ersatzsystem eines Hängers am Teilmodell, Geometrie der Ursprungsstatik



Hänger	L [m]	N _G [kN]	f ₁ [Hz]	f ₂ [Hz]	Z _{EF1} [m]	Z _{EF2} [m]
1	5,460	305	15,983	40,165	2,208	1,250
2	9,799	328	6,858	15,204	4,044	2,330
3	12,832	272	4,517	9,745	6,416	2,936
4	14,764	133	2,865	6,359	7,381	3,322
5	15,707	151	2,780	6,057	7,851	3,510

L: Länge eines Hängers von Bogenunterkante bis Versteifungsträgeroberkante
 N_G: 1,0-fache Normalkraft aus ständigen Lasten
 f₁, f₂: 1. Und 2. Eigenfrequenzen
 Z_{EFi}: Abstand des Knoten von der Unterkante des Bogens, an dem die normierte Eigenform den Wert u_{max} annimmt.

Tab. 55: Eigenfrequenzen der 1. und 2. Eigenform, Ursprungsstatik

Bild 89: Ersatzsystem und Eigenformen eines Hängers

12.8.6 Tragfähigkeit

Allgemeines

In der Bestandsstatik wurden im Grenzzustand der Tragfähigkeit die kritischen Anschlussstellen nachgewiesen. Der Anschluss Hänger – Knotenblech wurde für die maximale Kraft nachgewiesen. Der Anschluss zwischen Knotenblech und Bogen (oben) sowie zwischen Knotenblech und Versteifungsträger (unten) wurde unter Berücksichtigung von Momenten nachgewiesen. Außerdem wurde das Schott nachgewiesen.

Es wurde ein Nachweis der Schweißnähte geführt:

- am Anschluss Hänger an Hängeranschlussblech
- Anschluss Hängerschott an Bogensteg
- Hängeranschluss an Versteifungsträger
- Anschlussnaht an den Steg des Versteifungsträgers

Spannungsnachweise

Für die Spannungsermittlung wurden die Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung berechnet. Die maßgebenden Spannungen wurden in dem Hänger 1 am unteren Ende ermittelt.

Es wurde ein Spannungsnachweis für diese maximale Spannung im Rundstahlbereich des Hängers mit einem Ausnutzungsgrad von 80 % geführt:

$$\text{Max } \sigma = 269 \text{ N/mm}^2 \leq f_y = 335 \text{ N/mm}^2.$$

Weiter wurde ein Nachweis zur Aufnahme der Hängerkraft am Anschlussblech geführt. Die maximale Normalkraft beträgt 993 kN im Hänger 2. Der Nachweis wurde am Schnitt mit $b_{\min} = 140 \text{ mm}$ (vgl. **Bild 90**) mit einem Ausnutzungsgrad von 52 % geführt.

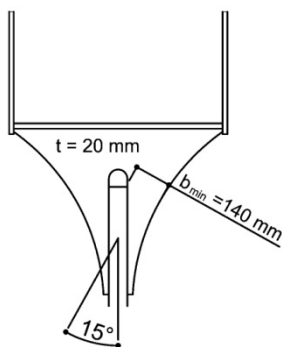


Bild 90: Schnitt b_{\min}

$$N_{b,\min} = \frac{N_{\max}}{2} \cdot \frac{1}{\cos(15^\circ)} = 515 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{N_{b,\min}}{t \cdot b_{b,\min}} = \frac{515 \cdot 1000}{15 \cdot 140} = 184 \text{ N/mm}^2 \leq f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

Aus der Bestandstatik wurden keine weiteren Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu Vergleichsrechnungen herangezogen.

Tragfähigkeitsnachweis für Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Für die Hänger mit einer Grundfrequenz von kleiner oder gleich 7 Hz ist nach DIN-FB 103:2003 eine experimentelle Untersuchung der Regen-Wind-induzierten Schwingungen notwendig.

Nach DIN-FB 103:2009 ist kein rechnerischer Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit notwendig, da der Durchmesser $D = 70 \text{ mm}$ beträgt, vgl. Kapitel 12.5.2.

12.8.7 Ermüdung

Allgemeines

In der Bestandsstatik wurden folgende Stellen betrachtet, vgl. auch Kapitel 11.13:

Übergang Rundstahl - Anschlussblech: Kerbkategorie 56 (nach DIN-FB 103 Tab II-L.4 Blatt 1 von 2).

Übergang Anschlussblech - Versteifungsträger: Kerbkategorie 90 (nach DIN-FB 103 Tab II-L.3 Blatt 1 von 3).

Der Nachweis ist in Kapitel 2.3.7 und 11.13 vorgestellt. Für die Bogenbrücke Wörth wurden keine weiteren Nachweise geführt.

Als ermüdungsrelevante Stellen für die Berechnung nach dem neuen Nachweiskonzept nach DIN-FB 103:2009 sind die Schnitte aus **Bild 82** zu betrachten. D.h. es ist der Schnitt 1 für die Biegung in der Knotenblechebene und der Schnitt 2 für die Biegung senkrecht zum Knotenblech nachzuweisen. Dies gilt sowohl für den Anschluss am Bogen als auch am Versteifungsträger. Diese Regelungen gelten im Allgemeinen nur für die nach den Regelausführungen (Leitfaden Zugglieder, 2008) konstruierten Anschlüsse. Bei der Bogenbrücke Wörth erfolgte eine weitere Betrachtung eventuell maßgebend werdender Schnitte. Da die hier geführten Berechnungen zum Vergleich der Ergebnisse dienten, wurden nur die Schnitte betrachtet, die auch für die nach dem neuen DIN-FB 103:2009 konstruierten Anschlüsse maßgebend werden. Die

Knotenbezeichnungen sind **Bild 88** zu entnehmen. Bei der Betrachtung in der Bogenebene sind diese:

Knoten 1 (Schnitt 3)

Kerbfall 80: $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf} = 80/1,15 = 69,6 \text{ N/mm}^2$

Knoten 3 (Schnitt 2)

Kerbfall 125: $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf} = 125/1,15 = 108,7 \text{ N/mm}^2$

Knoten 5 (Schnitt 1)

Kerbfall 90: $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf} = 90/1,15 = 78,3 \text{ N/mm}^2$

Knoten 15 (Schnitt 1)

Kerbfall 90: $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf} = 90/1,15 = 78,3 \text{ N/mm}^2$

Knoten 19 (Schnitt 3)

Knoten 19 wird nicht zu Vergleichsrechnungen herangezogen, da der Anschluss zum Versteifungsträger anders als in den Regelausführungen ausgeführt. Der vorhandene Anschluss entspricht dem Kerbfall 125 und ist somit größer als der Kerbfall bei den Regelausführungen mit den Kerbfällen 80 und 71. Die ermittelten Spannungen sind in allen Fällen so klein, dass der Knoten 19 nicht maßgebend wird.

Ermüdungsnachweis für Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Nach DIN-FB 103:2009 ist kein rechnerischer Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit notwendig, da der Durchmesser $D = 70 \text{ mm}$ beträgt, vgl. Kapitel 12.5.2.

Ermüdungsnachweis für wirbelerregte Schwingungen quer zum Wind

Das neue Bemessungskonzept fordert die Überlagerung der verkehrsinduzierten Beanspruchungen mit denen aus wirbelerregten Querschwingungen. Der Ermüdungsnachweis infolge wirbelerregten Querschwingungen ist für die Hänger mit einer Eigenfrequenz $< 10 \text{ Hz}$ maßgebend. Die Nachweisführung wurde in Kapitel 12.6.4 erläutert. Für den Hänger 1 konnte der Nachweis entfallen, da die kleinste Eigenfrequenz $15,983 \text{ Hz}$ beträgt, vgl. **Tab. 55**. Für die Hänger 3 bis 5 haben die 2. Eigenfrequenzen auch den Wert 10 Hz unterschritten und müssen deshalb berücksichtigt werden. Die ermittelten Werte für die kritische Windgeschwindigkeit und die Quertriebslast und die Momente sind in **Tab. 56** dargestellt.

Der Nachweis wird für den Hänger 2 exemplarisch vorgestellt.

Hänger	2		3		4		5	
Eigenform	1.	1.	2.	1.	2.	1.	2.	
$V_{crit} \text{ [m/s]}$	2,40	1,58	3,41	1,00	2,23	0,97	2,12	
$k_{F,i} \text{ [-]}$	1,00	1,00	0,09	1,00	1,00	1,00	1,00	
$L_w \text{ [m]}$	1,68	1,68	1,68	1,68	1,68	1,68	1,68	
$q \text{ [kN/m]}$	0,44	0,19	0,08	0,08	0,38	0,07	0,35	
$M_1 \text{ [kNcm]}$	18,5	7,4	3,4	4,6	22,8	3,8	20,1	
$M_3 \text{ [kNcm]}$	11,9	5,0	2,2	3,5	16,8	2,9	14,7	
$M_5 \text{ [kNcm]}$	5,1	2,5	0,8	2,2	8,0	1,8	7,2	
$M_{15} \text{ [kNcm]}$	25,6	14,9	5,8	9,2	40,1	7,5	35,4	
$M_{19} \text{ [kNcm]}$	45,7	25,4	10,1	13,7	61,4	11,4	54,8	

Tab. 56: Ermittlung der Beanspruchung der wirbelerregten Querschwingungen, Bestandsstatik

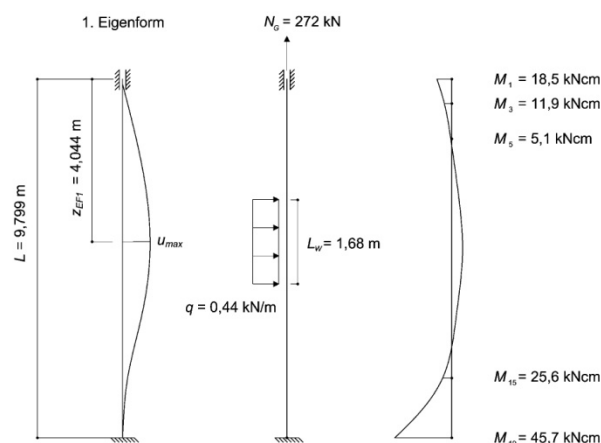


Bild 91: Quertriebslast und Momentenverlauf infolge Windbelastung am Hänger 2

Die Lastaufbringung und der Momentenverlauf unter Berücksichtigung der 1,0-fachen Normalkraft sind in **Bild 91** dargestellt. Damit konnte die Spannungsschwingbreite für den Knoten 15 bestimmt werden:

$$\Delta\sigma_{Wind}^{(15)} = 2 \cdot \frac{M_{15}}{W_{15}} = 2 \cdot \frac{25,6}{33,7} \cdot 10 = 15,2 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannungsschwingbreiten für die übrigen Hänger an den maßgebenden Knoten sind in **Tab. 64** zusammengestellt.

Für die Berechnung der vorhandenen Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{E,2}$ infolge der Verkehrsbelastung nach Theorie II. Ordnung wurden die ungünstigsten Verformungsfälle infolge Lastmodell 3 nach DIN-FB 101:2003 und die 1,0-fache Normalkraft aus ständigen Lasten berücksichtigt, vgl. **Tab. 57**. Die ungünstigsten Verformungslastfälle der maßgebenden Hänger sind in **Tab. 58** bis **Tab. 62** zusammengestellt. Die Extrema sind jeweils gekennzeichnet.

Beispielsweise für den Hänger 2 wurde für die maßgebenden Stellen eine einhüllende Momentenlinie ermittelt, vgl. **Bild 92**. Die Werte für alle Hänger sind in **Tab. 63** dargestellt. Die Berechnung der ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,2}$ infolge von Verkehr wird für den Hänger 2 beispielhaft für den Schnitt 1, Knoten 15 vorgestellt. Die für die Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{E,2}$ angesetzten Normalkräfte sind in **Tab. 57** zusammengefasst, die Querschnittswerte sind **Tab. 54** zu entnehmen:

$$\sigma_{E,2}^{(15)} = \lambda \cdot \left(\frac{\Delta N_{LM3}}{A_{15}} + \frac{\Delta M_{LM3}}{W_{15}} \right)$$

$$\sigma_{E,2}^{(15)} = 1,028 \cdot \left(\frac{103}{38,5} + \frac{103,8}{33,7} \right) \cdot 10 = 59,2 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannungsschwingbreiten infolge des Lastmodells 3 für die weiteren Nachweisstellen und Hänger sind in **Tab. 64** zusammengestellt.

Hänger	1	2	3	4	5
N_{LM3} [kN]	103	103	97	88	81

Tab. 57: Hängernormalkräfte N_{LM3} infolge von Lastmodell 3

	u_o [mm]	φ_o [mrad]	u_u [mm]	φ_u [mrad]	LF
max u_o	17,519	-2,161	3,357	-2,275	1
min u_o	-9,959	0,840	-1,474	0,744	2
max φ_o	-9,959	0,840	-1,474	0,744	3
min φ_o	16,364	-2,200	3,218	-2,822	4
max u_u	17,519	-2,161	3,357	-2,275	5
min u_u	-9,959	0,840	-1,474	0,744	6(=2)
max φ_u	-9,959	0,840	-1,474	0,744	7(=5)
min φ_u	16,364	-2,200	3,218	-2,822	8(=4)

Tab. 58: Verformungen des Hänger 1 in der Bogenebene nach Theorie I. Ordnung, Ermüdung LM 3

	u_o [mm]	φ_o [mrad]	u_u [mm]	φ_u [mrad]	LF
max u_o	24,668	-0,719	2,580	-0,756	1
min u_o	-11,830	-0,344	-0,762	-0,381	2
max φ_o	4,435	0,032	0,468	0,039	3
min φ_o	17,142	-1,435	2,162	-1,523	4
max u_u	9,705	0,014	0,979	0,042	5
min u_u	-11,830	-0,344	-0,762	-0,381	6(=2)
max φ_u	9,705	0,014	0,979	-0,042	7(=5)
min φ_u	17,142	-1,435	2,162	-1,523	8(=4)

Tab. 59: Verformungen des Hänger 2 in der Bogenebene nach Theorie I. Ordnung, Ermüdung LM 3

	u_o [mm]	φ_o [mrad]	u_u [mm]	φ_u [mrad]	LF
max u_o	25,837	0,581	1,768	0,629	1
min u_o	-9,954	-1,256	-0,178	-1,293	2
max φ_o	21,723	0,962	1,574	1,008	3
min φ_o	-9,954	-1,256	-0,178	-1,293	4
max u_u	24,260	0,105	1,770	0,086	5
min u_u	-9,954	-1,256	-0,178	-1,293	6(=2)
max φ_u	21,723	0,962	1,574	1,008	7(=5)
min φ_u	-9,954	-1,256	-0,178	-1,293	8(=4)

Tab. 60: Verformungen des Hänger 3 in der Bogenebene nach Theorie I. Ordnung, Ermüdung LM 3

	u_o [mm]	φ_o [mrad]	u_u [mm]	φ_u [mrad]	LF
max u_o	23,817	1,818	1,136	1,910	1
min u_o	-7,513	-1,369	0,0037	-1,513	2
max φ_o	23,817	1,818	1,136	1,910	3
min φ_o	-7,513	-1,369	0,0037	-1,513	4
max u_u	19,347	1,562	1,293	1,600	5
min u_u	-3,832	-0,545	-0,065	-0,578	6(=2)
max φ_u	23,817	1,818	1,136	1,910	7(=5)
min φ_u	-7,513	-1,369	0,0037	-1,513	8(=4)

Tab. 61: Verformungen des Hänger 4 in der Bogenebene nach Theorie I. Ordnung, Ermüdung LM 3

	u_o [mm]	φ_o [mrad]	u_u [mm]	φ_u [mrad]	LF
max u_o	21,909	2,269	0,992	2,279	1
min u_o	-6,357	-0,702	-0,299	-0,703	2
max φ_o	21,406	2,312	0,686	2,342	3
min φ_o	-6,357	-0,702	-0,299	-0,703	4
max u_u	17,744	1,658	1,297	1,659	5
min u_u	-5,251	-0,295	-0,393	-0,225	6(=2)
max φ_u	21,406	2,312	0,686	2,342	7(=5)
min φ_u	-6,357	-0,702	-0,299	-0,703	8(=4)

Tab. 62: Verformungen des Hänger 5 in der Bogenebene nach Theorie I. Ordnung, Ermüdung LM 3

ΔM_i [kNm]	Hänger				
	1	2	3	4	5
ΔM_1	27,8	62,9	84,8	75,8	69,6
ΔM_3	17,1	38,2	53,6	53,7	49,0
ΔM_5	7,0	15,3	23,3	29,3	26,2
ΔM_{15}	44,6	103,8	144,3	138,3	119,8
ΔM_{19}	84,3	197,9	264,1	196,9	197,0

Tab. 63: Einhüllende Momentenlinie nach Theorie II. Ordnung infolge von Lastmodell 3, Bestandsstatik

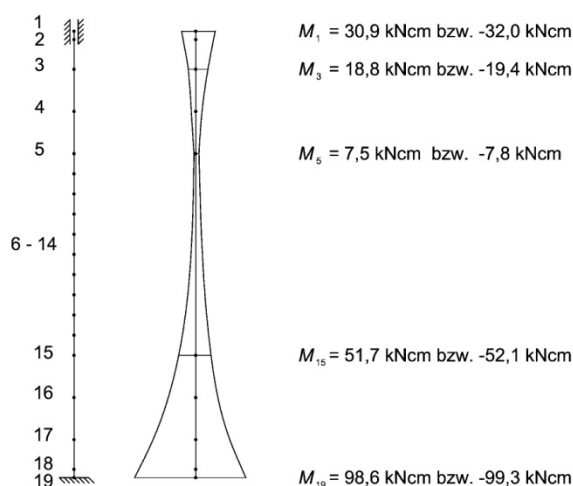


Bild 92: Einhüllende Momentenlinie des Hänger 2 nach Theorie II. Ordnung infolge von Lastmodell 3

Für den Ermüdungsnachweis werden die 1,0-fachen Spannungsschwingbreiten aus Verkehr und Wind addiert, vgl. **Tab. 65**. Am Hänger 1 resultieren die Spannungen nur aus Verkehr. Die knotenweise maximalen Werte sind für die Nachweise gekennzeichnet. Die Einstufung in die verschiedenen Kerbklassen erfolgte nach den Regelausführungen aus (Leitfaden Zugglieder, 2008), vgl. 12.6.2.

Beurteilung zum Nachweis wirbelerregter Querschwingungen

Die Spannungen am Knoten 15, bei Belastung in der Bogenebene, überschreiten bei der Verwendung der Stahlgüte S355 den Widerstand des Kerbfalls 90. Bei der Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung wurde als resultierende Normalkraft die Normalkraft aus ständigen Lasten und die maximale Normalkraft infolge Lastmodell 3 angesetzt. Dadurch liegt die Berechnung auf der sicheren Seite. Mit einer genaueren Berechnung könnte die Überschreitung am Knoten 15 reduziert werden (Leitfaden Zugglieder, 2008).

Um die Spannungen am Knoten 15 zu senken und um den Nachweis an jeder Stelle erfolgreich führen zu können, muss entweder die Schwingungsanfälligkeit verbessert werden oder die Spannungsschwingbreite infolge Lastmodell 3 gesenkt werden. Die Spannungen infolge Windbelastung fallen deutlich kleiner aus als die Anteile aus reiner Verkehrsbelastung. Daher ist ein steiferes System für die Biegemomente von Nachteil. Die Steifigkeit der Anschlüsse kann unter anderem mit der Blechdicke reduziert werden. Um einen Ausnutzungsgrad $\eta = 1,0$ bei der Bogenbrücke Wörth zu erhalten, muss die Blechdicke bei gleichbleibendem Durchmesser von 70 mm auf höchstens 15 mm anstatt von vorhandenen 20 mm gewählt werden.

Knoten	Hänger 1	Hänger 2		Hänger 3			Hänger 4		Hänger 5			
	-		1. EF		1. EF	2. EF		1. EF	2. EF		1. EF	2. EF
	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_{Wind}$	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_{Wind}$		$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_{Wind}$		$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_{Wind}$	
1	12,3	19,3	7,2	23,3	2,9	1,3	20,9	1,8	8,8	19,3	1,5	7,8
3	22,7	32,1	10,2	38,0	4,3	1,9	36,7	3,0	14,4	33,6	2,5	12,6
5	29,7	32,2	3,0	33,0	1,5	0,5	32,5	1,3	4,8	29,6	1,1	4,3
15	41,1	59,2	15,2	70,0	8,8	3,4	65,7	5,5	23,8	58,2	4,5	21,0
19	7,0	7,6	0,4	7,5	0,2	0,1	6,6	0,1	0,6	6,2	0,1	0,5

Tab. 64: Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{Wind}$ [N/mm²] nach Theorie II. Ordnung infolge Windbelastung und $\Delta\sigma_{E,2}$ nach Theorie II. Ordnung infolge Lastmodell 3

Knoten	Hänger 1	Hänger 2	Hänger 3		Hänger 4		Hänger 5		KF	Ausnutzung η
	-	1. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF		
1	12,3	26,5	26,1	24,6	22,7	29,7	20,7	27,0	69,6	0,43
3	22,7	42,3	42,3	39,9	39,7	51,1	36,1	46,2	108,7	0,47
5	29,7	35,2	34,5	33,5	33,8	37,2	30,7	33,9	78,3	0,48
15	41,1	74,4	78,8	73,4	71,2	89,5	62,7	79,2	78,3	1,14
19	7,0	8,0	7,7	7,6	6,7	7,2	6,3	6,7	Vgl. 12.8.7	

Tab. 65: Aus $\Delta\sigma_{E,2}$ und $\Delta\sigma_{Wind}$ resultierende Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ [N/mm²], Nachweis und Ausnutzung η

12.8.8 Gebrauchstauglichkeit

Nach DIN-Fachbericht 103 (2003) II-4.3 ist ein Nachweis der Spannungsbegrenzungen zu führen. Die Spannungen werden aus der seltenen Einwirkungskombination berechnet. Da der Nachweis der Tragfähigkeit elastisch mit γ -fach gesteigerten Lasten geführt wurde, wird der Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht maßgebend.

Es sind keine weiteren Nachweise für die Hänger im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit notwendig.

12.8.9 Zusammenfassung

Für die vorhandene Geometrie wurden die nach DIN-FB 103:2003 geforderten Nachweise geführt. Zusätzlich wurden die nach DIN-FB 103:2009 erforderlichen Nachweise (nur Ermüdungsnachweis wirbelerregter Querschwingungen) geführt. Dieser Nachweis war an einer Stelle nicht erfüllt, es wurden Verbesserungsvorschläge für eine Nachweiserfüllung gemacht.

12.9 Berechnung für die Geometrie nach DIN-FB 103:2009

12.9.1 Allgemeines

Im Folgenden werden Berechnungen mit einer neuen Geometrie nach den konstruktiven Empfehlungen nach DIN-FB 103:2009 dargestellt. Die Nachweise der Ursprungsstatik und des neuen DIN-FB 103:2009 wurden mit dem Ziel geführt, die Auswirkungen der Geometrie zu untersuchen.

Die Auswirkungen des erhöhten Kombinationsbeiwertes ψ_{Q2} nach dem neuen DIN-Fachbericht 101, vgl. Kapitel 3, wurden berücksichtigt, bewirkten jedoch keine bemerkenswerten Unterschiede.

12.9.2 Systemmodellierung

Es wurden die Schnittgrößen der Bogenbrücke Wörth nach Theorie I. Ordnung zur Berechnung herangezogen. Es wird an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass bei der Modellierung der Gesamtbrücke nach den neuen Regelungen auf biegesteife Anschlüsse der Hänger zu achten ist. Zur Bestimmung der eingepprägten Verformungen für die neu erhaltene Hängergeometrie wäre eine erneute Modellierung der gesamten Brücke notwendig. Vereinfachend wurden auch die Verformungen der Bogenbrücke Wörth für die Berechnung herangezogen und die daraus resultierende Abweichung als klein angenommen. Für die Berechnung wurde ein Ersatzsystem entsprechend der neuen Geometrie modelliert, mithilfe dessen die Biegemomente infolge von Verkehr bestimmt werden.

12.9.3 Konstruktionsempfehlungen

Die Anschlussgeometrie wurde nach den konstruktiven Empfehlungen aus DIN-FB 103:2009 konstruiert, vgl. **Bild 93** und **Tab. 66**. Hierbei wurde die Normalkraft $N_{\max} = 993 \text{ kN}$ aus der Ursprungsstatik angesetzt.

12.9.4 Eigenfrequenzen

Infolge neuer Geometrie änderten sich die Eigenfrequenzen der einzelnen Hänger. Die Parameter sind in **Tab. 67** zusammengestellt.

Knoten	b_y [mm]	b_x [mm]	A [cm ²]	I_y [cm ⁴]	W_y [cm ³]
1	776	16	124,2	26,5	33,1
2	653	16	104,5	22,3	27,9
3	435	16	69,6	14,8	18,6
(3)	(355)		(56,8)	(12,1)	(15,1)
4	225	16	36,0	7,7	9,6
5-15	D = 80	D = 80	50,3	201,1	50,3
16	16	225	36,0	1518,8	135,0
17	16	435	69,6	10975,1	504,6
(17)	(355)	(56,8)	(5965,2)	(336,1)	
18	16	653	104,5	37126,0	1137,1
19	16	653	104,5	37126,0	1137,1

Tab. 66: Querschnittswerte infolge neuer Geometrie

Hänger	L [m]	N_G [kN]	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	Z_{Ef1} [m]	Z_{Ef2} [m]
1	5,460	305	15,559	41,618	2,335	1,147
2	9,799	328	6,367	14,876	4,071	2,411
3	12,832	272	4,130	9,308	5,283	3,017
4	14,764	133	2,645	6,196	6,055	3,403
5	15,707	151	2,544	5,813	6,433	3,592

L: Länge eines Hängers von Bogenunterkante bis Versteifungsträgeroberkante
 N_G : 1,0-fache Normalkraft aus ständigen Lasten
 f_1, f_2 : 1. und 2. Eigenfrequenzen
 Z_{Ef1} : Abstand des Knoten von der Unterkante des Bogens, an dem die normierte Eigenform den Wert u_{max} annimmt.

Tab. 67: 1. und 2. Eigenformen der Hänger infolge neuer Geometrie

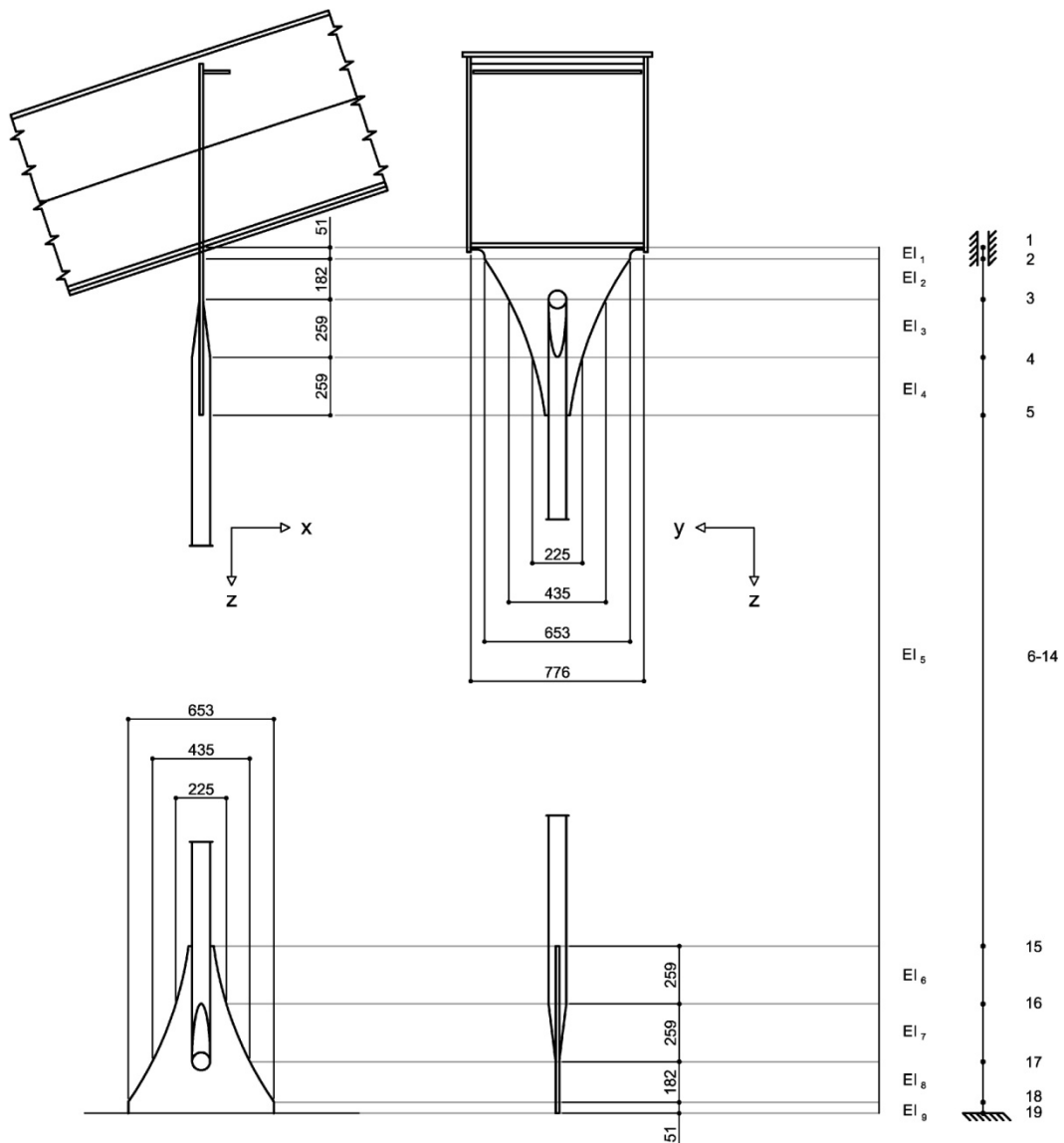


Bild 93: Ersatzsystem eines Hängers am Teilmodell unter Berücksichtigung der konstruktiven Empfehlungen

12.9.5 Tragfähigkeit

Allgemeines

Die Normalspannung im Hänger 2 wurde mit Hilfe der Schnittgrößen der Bestandsstatik aus (DONGES/ MEYER + SCHUBART, 2005) unter Berücksichtigung der Momente M_y und M_z bestimmt. Die maximale Spannung nach Theorie I. Ordnung ergab sich daraus zu $\max \sigma = 204 \text{ N/mm}^2$. Der Spannungsnachweis wurde damit mit einem Ausnutzungsgrad von 61 % geführt:

$$\text{Max } \sigma = 204 \text{ N/mm}^2 < f_y = 335 \text{ N/mm}^2$$

Die Ausnutzung wurde unter Berücksichtigung von den konstruktiven Empfehlungen geringer, da der Hängerdurchmesser größer gewählt wurde als der Durchmesser der ausgeführten Bogenbrücke Wörth.

Der Nachweis zur Aufnahme der Hängerkraft am Anschlussblech ist mit $N_{b\min} = 543 \text{ kN}$ und zugehöriger Spannung $\sigma = 209 \text{ N/mm}^2$ an der Stelle b_{\min} erbracht: $\sigma = 209 \text{ kN} \leq 355 \text{ kN}$.

Tragfähigkeitsnachweis für Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Nach DIN-Fachbericht 103 (2009) ist der Nachweis Regen-Wind-induzierte Schwingungen für die neue Geometrie zu führen, da der Durchmesser $D > 70 \text{ mm}$ war. Die maßgebenden Hänger mit einer Eigenfrequenz $< 6,5 \text{ Hz}$ sind Hänger 2 bis 5 und Hängern 4 und 5 auch mit der 2. Eigenform.

Zur Ermittlung der Beanspruchung infolge Regen-Wind-induzierter Schwingungen wurden die Momente mit den Werten nach Tab. 68 berechnet.

Hänger	2	3	4		5	
Eigenform	1.	1.	1.	2.	1.	2.
v_{crit} [m/s]	17,85	13,77	10,54	17,56	10,30	16,91
$k_{v,i}$ [-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
L_W [m]	2,65	3,46	3,99	3,99	4,24	4,24
q [kN/m]	4,51	2,68	1,57	4,37	1,50	4,04
M_1 [kNcm]	209,4	186,0	177,1	423,7	172,4	403,2
M_3 [kNcm]	97,5	94,3	111,2	233,2	105,5	219,9
M_5 [kNcm]	11,3	27,0	48,5	35,3	46,6	20,2
M_{15} [kNcm]	558,7	471,9	465,9	1178,7	441,2	1148,2
M_{19} [kNcm]	981,8	787,8	681,1	1876,4	657,1	1828,7

Tab. 68: Quertriebslast und Momente infolge Regen-Wind-induzierter Schwingungen, S355, neue Geometrie

Kno- ten	Hänger					
	2	3	4		5	
	1.EF	1.EF	1.EF	2.EF	1.EF	2.EF
1	63,2	56,2	53,5	128,0	52,1	121,8
3	64,4	62,3	73,4	154,0	69,7	145,2
5	2,2	5,4	9,6	7,0	9,3	4,0
15	111,1	93,8	92,7	234,5	87,7	228,4
19	8,6	6,9	6,0	16,5	5,8	16,1

Tab. 69: Spannungen $\sigma_{\text{Regen-Wind}}$ [N/mm²] infolge Regen-Wind-induzierter Schwingungen

	u_o [mm]	ϕ_o [mrad]	u_u [mm]	ϕ_u [mrad]	LF
max u_o	52,580	-3,052	5,694	-1,908	1
min u_o	-49,351	2,846	-4,682	1,597	2
max ϕ_o	-5,141	0,181	-0,094	-0,115	3
min ϕ_o	10,402	-0,938	1,668	-1,175	4
max u_u	7,863	-0,739	1,419	-1,102	5
min u_u	-6,805	0,169	-0,151	-0,266	6
max ϕ_u	-49,326	2,851	-4,682	1,607	7
min ϕ_u	37,051	-3,095	4,747	-3,153	8

Tab. 70: Verformungen des Hänger 2 in der Bogenebene nach Theorie I. Ordnung infolge des Lastmodells 1

	u_o [mm]	ϕ_o [mrad]	u_u [mm]	ϕ_u [mrad]	LF
max u_o	55,724	-0,815	4,073	1,037	1
min u_o	-42,111	0,779	-2,503	-0,456	2
max ϕ_o	-3,170	-0,043	0,223	-0,237	3
min ϕ_o	25,576	-1,193	2,490	-0,919	4
max u_u	7,091	-0,500	0,908	-0,552	5
min u_u	-15,362	-0,217	-0,522	-0,984	6
max ϕ_u	8,290	0,240	0,778	0,764	7
min ϕ_u	-11,141	-1,487	0,429	-2,845	8

Tab. 71: Verformungen des Hänger 3 in der Bogenebene nach Theorie I. Ordnung infolge des Lastmodells 1

	u_o [mm]	ϕ_o [mrad]	u_u [mm]	ϕ_u [mrad]	LF
max u_o	51,994	1,448	2,774	3,700	1
min u_o	-7,232	-0,085	0,114	-0,337	2
max ϕ_o	50,736	1,205	2,841	3,292	3
min ϕ_o	10,464	-0,613	1,284	-0,624	4
max u_u	2,297	0,183	1,009	0,209	5
min u_u	-46,867	-1,313	-1,608	-3,488	6
max ϕ_u	9,203	0,572	0,683	1,060	7
min ϕ_u	-35,958	-1,967	-0,715	-4,156	8

Tab. 72: Verformungen des Hänger 4 in der Bogenebene nach Theorie I. Ordnung infolge des Lastmodells 1

	u_o [mm]	φ_o [mrad]	u_u [mm]	φ_u [mrad]	LF
max u_o	48,126	2,584	2,233	4,942	1
min u_o	-5,072	-0,162	0,385	-0,340	2
max φ_o	46,640	2,436	1,866	4,741	3
min φ_o	1,011	-0,453	0,770	-0,605	4
max u_u	1,855	-0,157	1,371	-0,256	5
min u_u	-44,345	-2,229	-0,927	-4,382	6
max φ_u	7,370	0,482	0,524	0,934	7
min φ_u	-43,944	-2,739	-0,679	-5,096	8

Tab. 73: Verformungen des Hänger 5 in der Bogenebene nach Theorie I. Ordnung infolge des Lastmodells 1

Mit den Biegemomenten ergab sich für den Hänger 3, Knoten 15 folgende Spannung:

$$\sigma_{\text{Regen-Wind}}^{(15)} = \frac{M_{15}}{W_{15}} = \frac{471,9}{50,3} \cdot 10 = 93,8 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannungen infolge Regen-Wind-induzierten Schwingungen für alle Hänger sind in Tab. 69 angegeben.

Für die Bestimmung der Biegemomente nach Theorie II. Ordnung wurden die ungünstigsten Verformungen infolge verkehrsinduzierten Beanspruchungen Lastmodell 1 nach DIN-FB 101:2009 in der häufigen Kombination mit 0,4-fachen Flächenlasten (UDL) und 0,75-fachen Tandemlasten (TS) ermittelt. Die Berechnung erfolgte nach Kapitel 12.3 mit den Verformungen nach Tab. 70 bis Tab. 73. Bei der Berechnung werden die 1,0-fache Normalkraft infolge ständiger Lasten und die Normalkraft in häufiger Kombination infolge Lastmodell 1 berücksichtigt. Für die maßgebenden Stellen wurde aus den ungünstigsten Verformungen für jeden Hänger eine einhüllende Momentenlinie ermittelt. Diese ist für Hänger 3 in Bild 94 dargestellt. Die Werte für alle Hänger sind in Tab. 74 dargestellt.

Die Spannung infolge Verkehrsbeanspruchung wurde, wie im Folgenden gezeigt, für den Knoten 15 ermittelt (Leitfaden DIN-FB 103, 2003). Die angesetzten Normalkräfte sind der Tab. 75 zu entnehmen. Die Spannungen für die restlichen Hänger sind in Tab. 76 zusammengestellt.

$$\sigma_Q^{(15)} = \left(\frac{N_{LM1}}{A_{15}} + \frac{M_{LM1}}{W_{15}} \right) = \left(\frac{180}{50,3} + \frac{222,0}{50,3} \right) \cdot 10 = 80,0 \text{ N/mm}^2$$

Für den Nachweis ist die Spannung infolge Hängernormalkraft erforderlich, 1,0-fache Normalkräfte können Tab. 67 entnommen werden:

$$\sigma_G^{(15)} = \frac{N}{A_{15}} = \frac{272}{50,3} \cdot 10 = 54,1 \text{ N/mm}^2$$

Damit konnte der Nachweis geführt werden:

$$\sigma_G + \sigma_Q + \sigma_{\text{Regen-Wind}} \leq f_{y,k}$$

Die resultierenden Spannungen sind in Tab. 77 gegeben. Dabei sind die für den Nachweis maßgebenden Werte gekennzeichnet.

M_i [kNcm]	Hänger			
	2	3	4	5
min M_1	-33,7	-53,9	-64,8	-75,5
max M_1	33,6	40,1	59,4	74,4
min M_3	-13,3	-22,7	-31,9	-36,1
max M_3	13,3	16,9	29,3	36,1
min M_5	-3,1	-6,1	-11,4	-12,6
max M_5	3,1	4,5	10,5	12,6
min M_{15}	-143,4	-164,3	-243,7	-293,6
max M_{15}	139,3	222,0	261,6	294,1
min M_{19}	-279,4	-308,2	-416,4	-506,1
max M_{19}	271,6	416,3	447,1	507,0

Tab. 74: Momente nach Theorie II. Ordnung infolge von Lastmodell 1, S355, neue Geometrie

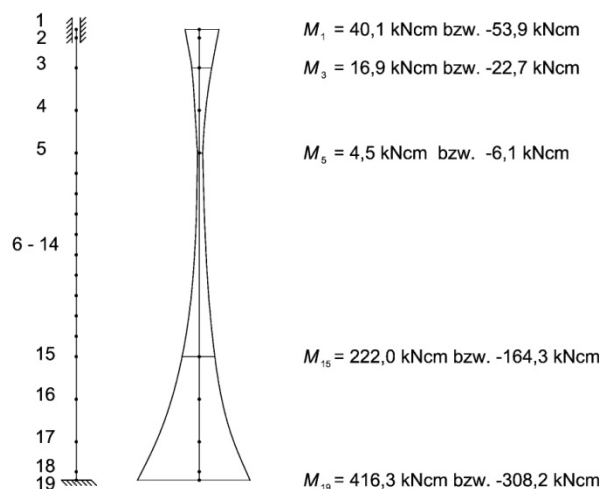


Bild 94: Einhüllende Momentenlinie des Hänger 3 nach Theorie II. Ordnung, Lastmodell 1

Hänger	2	3	4	5
N_{LM1} [kN]	193	180	176	170

Tab. 75: Hängernormalkräfte N_{LM1} infolge von Lastmodell 1

Knoten	Hänger			
	2	3	4	5
1	25,7	30,8	33,7	36,5
3	42,8	46,7	52,0	53,8
5	39,0	37,0	37,3	36,3
15	66,9	80,0	87,1	92,3
19	20,9	20,9	20,8	20,7

Tab. 76: Spannungen σ_Q [N/mm²] infolge Lastmodell 1 in häufiger Kombination

Beurteilung zum Tragfähigkeitsnachweis Regen-Wind-induzierter Schwingungen

Laut (Leitfaden Zugglieder, 2008) und (SCHÜTZ K. G. et al., 2008) werden die Spannungen infolge Verkehrsbeanspruchung für den Tragfähigkeitsnachweis als Spannungsschwingbreite infolge des maximalen und minimalen Moments als einhüllende Momentenlinie berechnet, wodurch der Anteil der Verkehrslasten deutlich höher wird. Den beiden Momenten liegen unterschiedliche Laststellungen für die Streckenlast infolge von Verkehr zugrunde. Bei Addition der Momente sind somit auch die Verkehrslasten überlagert, so dass nicht ausgeschlossen werden kann, dass sich in der Summe eine Laststellung mit doppelten Streckenlasten infolge von Verkehr ergibt.

Dieses Vorgehen wurde nicht übernommen, da dieser Ansatz auf der sicheren Seite liegt und eher bei der Berechnung ermüdungswirksamer Beanspruchungen üblich ist. In dieser Arbeit wurden knotenweise die maximalen Biegemomente ermittelt, die nur aus einer Laststellung resultieren, was zu günstigeren Spannungsverhältnissen führt.

Um den Nachweis am Knoten erfolgreich führen zu können, muss der Durchmesser von $D = 80$ mm ($\eta = 1,05$) auf $D = 85$ mm ($\eta = 1,02$) bzw. auf $D = 90$ mm ($\eta = 0,97$) erhöht werden.

12.9.6 Ermüdung

Ermüdungsnachweis für Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Der Ermüdungsnachweis wurde mit den gleichen Spannungen $\sigma_{\text{Regen-Wind}}$ geführt wie der Tragsicherheitsnachweis. Beim Ermüdungsnachweis wurden allerdings die Spannungen als Spannungsschwingbreite angesetzt. Für die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{\text{Regen-Wind}}$ wurde der 2-fache Spannungswert angesetzt und der Abminderungswert $k_{H,i}$ berücksichtigt. Es wird der Nachweis des Hängers 2, Knoten 15, vorgestellt:

$$\Delta\sigma_{\text{Regen-Wind}}^{(15)} = 2 \cdot 93,8 = 187,6 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{H,1} = 120 \cdot \left(\frac{0,08}{1}\right)^{-0,7} \cdot \left(\frac{13,77}{1}\right)^{-2,5} = 1,0$$

$$k_{H,1} \Delta\sigma_{\text{Regen-Wind}}^{(15)} = 1,0 \cdot 187,6 = 187,6 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannungsschwingbreiten unter Berücksichtigung des Abminderungswertes $k_{H,i}$ für alle Hänger und Nachweisstellen sind in **Tab. 78** zusammengefasst. Die für den Ermüdungsnachweis maßgebenden Werte sind gekennzeichnet.

Knoten	Hänger 2	Hänger 3	Hänger 4		Hänger 5		$f_{y,k}$ [N/mm ²]	Ausnutzung η
	1. EF	1. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF		
1	155,4	108,9	97,9	172,4	100,7	170,4	355	0,49
3	164,9	156,8	148,9	229,4	150,0	225,5	355	0,65
5	106,5	96,5	73,4	70,8	75,6	70,4	335	0,32
15	243,3	228,0	206,2	348,0	210,1	350,8	335	1,05
19	60,9	53,9	39,5	50,0	41,0	51,3	355	0,17

Tab. 77: Aus σ_Q , $\sigma_{\text{Regen-Wind}}$ und σ_G resultierende Spannungen $\Delta\sigma$ [N/mm²], Nachweis und Ausnutzung η

Knoten	Hänger 2	Hänger 3	Hänger 4		Hänger 5		KF	Ausnutzung η
	1. EF	1. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF		
1	66,0	112,3	107,0	139,2	104,1	145,7	69,6	2,09
3	67,2	124,4	146,8	167,4	139,3	173,7	108,7	1,60
5	2,3	10,7	19,3	7,6	18,5	4,8	78,3	0,25
15	116,0	187,6	185,4	255,0	175,5	273,4	78,3	3,49
19	9,0	13,8	12,6	17,9	11,6	19,2	Vgl. 12.8.7	

Tab. 78: Spannungsschwingbreiten $k_{H,i} \cdot \Delta\sigma_{\text{Regen-Wind}}$ infolge Regen-Wind-induzierten Schwingungen, Nachweis und Ausnutzung

Beurteilung zum Ermüdungsnachweis Regen-Wind-induzierter Schwingungen

Die Ergebnisse zeigen, dass der Nachweis nur schwer erfüllt werden konnte. Bei einer Überschreitung in dieser Größenordnung kann mit Kurzzzeitmessungen überprüft werden, ob die Annahmen für die Eigenfrequenz und Dämpfung für die Berechnung richtig gewählt wurden (Leitfaden Zugglieder, 2008). Die einzelnen Parameter wurden anhand des Hängers 5 mit den höchsten Spannungen untersucht. Bei einem Durchmesser von 100 mm statt 80 mm konnte der Nachweis erfüllt werden. Die Untersuchung der Parameter zeigt, dass die Spannungen mit einem höher werdenden Durchmesser deutlich kleiner werden. Die Variation der Blechdicke dagegen hat nur Einfluss auf die Biegemomente, da die Ersatzbelastung nur in Abhängigkeit des Durchmessers ermittelt wird, (MARTIKAINEN, S., 2009).

Ermüdungsnachweis für wirbelerregte Schwingungen quer zum Wind

Nach DIN-Fachbericht 103 (2009) darf der Ermüdungsnachweis der Windeinwirkungen nicht unberücksichtigt bleiben. Der weiche Anschluss der neuen Geometrie nähert sich einem Gelenk, da die Blechdicke kleiner ist. Am Knoten 15 spielt der größere Hängerdurchmesser eine große Rolle.

Die Windeinwirkungen wurden für die Hänger mit einer Eigenfrequenz < 10 Hz ermittelt. Die Eigenfrequenzen fielen infolge neuer Geometrie etwas kleiner aus als bei der ursprünglichen Geometrie der Wörth-Brücke (vgl. **Tab. 67**). Es wurden trotzdem die gleichen Hänger für den Nachweis maßgebend, d. h. Hänger 2 bis 5 und bei Hängern 3 bis 5 auch die 2. Eigenformen.

Die Belastung q der Hänger wurde höher, da die kritische Windgeschwindigkeit, die stark von dem Hängerdurchmesser abhängig ist, im Quadrat in die Gleichung der Querlast eingeht. Die ermittelten Momente und die Spannungsschwingbreiten wurden analog zu Kapitel 12.8.7 ermittelt.

Die ermüdungswirksamen Beanspruchungen wurden nach Theorie II. Ordnung infolge eingepprägten Verformungen der Bogenbrücke Wörth nach **Tab. 58** bis **Tab. 62** für die neue Geometrie in der Bogenebene bestimmt, da in der Berechnung festgestellt wurde, dass diese Richtung für die Nachweise maßgebend wird. Die Nachweise sind in **Tab. 79** geführt.

Beurteilung zum Ermüdungsnachweis für wirbelerregte Querschwingungen

Auch hier überschreitet die vorhandene Spannungsschwingbreite am Knoten 15 den Spannungswiderstand des Kerbfalls. Die Überschreitung wurde allerdings mit der neuen Geometrie günstiger. Um die Spannungen am Knoten 15 zu senken und um den Nachweis an jeder Stelle des Hängers erfolgreich führen zu können, muss entweder die Schwingungsanfälligkeit verbessert werden oder die Spannungsschwingbreite infolge des Lastmodell 3 nach DIN-FB 101:2009 gesenkt werden. Die Spannungen infolge der Windbelastung fallen deutlich kleiner aus als die Anteile aus reiner Verkehrsbelastung. Daher ist ein steiferes System für die Biegemomente von Nachteil. Die Steifigkeit der Anschlüsse kann unter anderem mit der Blechdicke t reduziert werden, dies geht aus dem Vergleich der Biegemomente hervor. Die Spannungsüberschreitung am Knoten 15 kann mit einer Blechdicke von $t = 15$ mm anstatt von ermittelten $t = 16$ mm von $87,0$ N/mm² auf $75,5$ N/mm² reduziert werden. Damit beträgt die neue Ausnutzung am Knoten 15 $\eta = 0,96$.

12.9.7 Zusammenfassung

Die nach DIN-FB 103:2009 geforderten Nachweise wurden für die gemäß DIN-FB 103:2009 modifizierte Geometrie geführt. Im Fall, dass die Nachweise nicht eingehalten waren, wurden Verbesserungsvorschläge für eine Nachweiserfüllung gemacht.

Knoten	Hänger 1	Hänger 2	Hänger 3		Hänger 4		Hänger 5		KF	Ausnutzung η
	-	1. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF		
1	15,5	35,3	33,8	34,3	28,7	41,2	26,0	36,7	69,6	0,59
3	25,2	44,8	44,0	44,0	42,4	57,5	38,0	50,8	108,7	0,53
5	21,5	22,8	22,3	22,2	21,5	21,0	19,6	19,4	78,3	0,29
15	33,9	69,7	68,1	69,5	63,3	87,0	53,7	74,7	78,3	1,11
19	11,2	14,0	13,3	13,5	11,6	13,3	10,3	11,8	Vgl. 12.8.7	

Tab. 79: Aus $\Delta\sigma_{E,2}$ und $\Delta\sigma_{Wind}$ resultierende Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ [N/mm²] unter Berücksichtigung der neuen Geometrie, Nachweis und Ausnutzung

12.10 Beispielbrücke - Neues Lastmodell

12.10.1 Allgemeines

Die Änderungen des Lastmodells 1 (vgl. Kapitel 4.1 und (FREUNDT, U.; BÖNING, S, 2010) werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit wirksam. Infolge einer neuen Normalkraft ergibt sich nach den konstruktiven Empfehlungen eine andere Geometrie für die Anschlussbleche der Hänger. Diese wirken sich wiederum auf den Ermüdungswiderstand der Hänger aus. Um das Sicherheitsniveau zu untersuchen, werden in diesem Kapitel die Nachweise für die Stahlgüte S355 und in Kapitel 12.12 für die Stahlgüte S460 geführt.

12.10.2 Systemmodellierung

Mithilfe der Bestandsstatik wurden die Schnittgrößen für die erhöhte Verkehrsbelastung neu berechnet und die daraus ergebende neue Geometrie für die Hänger ermittelt.

12.10.3 Konstruktionsempfehlungen

Die maßgebenden Spannungen wurden mit dem neuen Lastmodell 1 ermittelt. Die Spannung $\max \sigma$ änderte sich von 269 N/mm² auf 314 N/mm² und die maximale Normalkraft erhöhte sich um etwa 13 % von 993 auf 1123 kN. Mit der neuen Normalkraft wurde eine neue Geometrie mit den konstruktiven Empfehlungen nach DIN-FB 103:2009 ermittelt. Der neue Durchmesser ergab sich zu 87 mm. und wurde zu 90 mm gewählt. In **Tab. 80** sind die Querschnittswerte gegeben.

Knoten	b _y [mm]	b _x [mm]	A [cm ²]	I _y [cm ⁴]	W _y [cm ³]
1	776	18	139,7	37,7	41,9
2	671	18	120,8	32,6	36,2
3 (3)	447 (357)	18	80,5 (64,3)	21,7 (17,4)	24,1 (19,3)
4	228	18	41,0	11,1	12,3
5-15	D = 90	D = 90	63,6	322,1	71,6
16	18	228	41,0	1777,9	156,0
17 (17)	18	447 (357)	80,5 (64,3)	13397,2 (6824,9)	599,4 (382,3)
18	18	671	120,8	45316,8	1350,7
19	18	671	120,8	45316,8	1350,7

Tab. 80: Querschnittswerte der Hänger infolge des neuen Lastmodell 1

Hänger	L [m]	N _G [kN]	f ₁ [Hz]	f ₂ [Hz]	Z _{Ef1} [m]	Z _{Ef2} [m]
1	5,460	305	16,466	44,263	2,335	1,148
2	9,799	328	6,124	15,025	4,071	2,412
3	12,832	272	3,907	9,205	5,284	3,018
4	14,764	133	2,551	6,274	6,056	3,405
5	15,707	151	2,426	5,805	6,433	3,593

L: Länge eines Hängers von Bogenunterkante bis Versteifungsträgeroberkante
 N_G: 1,0-fache Normalkraft aus ständigen Lasten
 f₁, f₂: 1. und 2. Eigenfrequenzen
 Z_{Ef}: Abstand des Knoten von der Unterkante des Bogens, an dem die normierte Eigenform den Wert u_{max} annimmt.

Tab. 81: 1. und 2. Eigenformen der Hänger unter Berücksichtigung des neuen Lastmodell 1

12.10.4 Eigenfrequenzen

Da für bei der Ermittlung der Eigenfrequenzen nur das Eigengewicht und nicht die Verkehrslasten berücksichtigt werden, bleiben die Normalkräfte gleich wie bei der Bogenbrücke Wörth. Die Eigenfrequenzen weichen nur wenig von den Werten des gegenwärtigen Lastmodells ab (vgl. **Tab. 81**).

12.10.5 Tragfähigkeit

Allgemeines

Durch den Spannungsanstieg infolge der erhöhten Verkehrslasten wurde beim Nachweis der Tragsicherheit eine Änderung des Ausnutzungsgrades an dem Rundstahlbereich ermittelt. Die Spannung des Hängers ändert sich zu 184 N/mm². Damit kann der Spannungsnachweis am Rundstahl geführt werden:

$$\max \sigma = 184 \text{ N/mm}^2 < f_y = 335 \text{ N/mm}^2$$

Der Ausnutzungsgrad ergibt sich zu 55 %.

Zudem kann beim Nachweis zur Aufnahme der Hängerkraft an Stelle min b eine Spannung mit der Normalkraft N_{bmin} = 620 kN mit einer Ausnutzung von 52 % ermittelt werden:

$$\sigma = 193 \text{ kN} \leq 355 \text{ kN.}$$

Tragfähigkeitsnachweis für Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Infolge des neuen Lastmodells hat sich der Durchmesser auf D = 90 mm erhöht. Damit war die Notwendigkeit mit D > 70 mm für diesen Nachweis für die maßgebenden Hänger gegeben. Die maßgebenden Hänger mit einer Eigenfrequenz < 6,5

H_z sind Hänger 2 bis 5 und bei Hängern 4 und 5 auch die 2. Eigenformen.

Zur Ermittlung der Beanspruchung infolge Regen-Wind-induzierter Schwingungen wurden die Momente und die Spannungen infolge Regen-Wind-induzierten Schwingungen $\sigma_{\text{Regen-Wind}}$ analog zu Kapitel 12.9.5 ermittelt.

Infolge des neuen Lastmodell 1 mussten die eingepprägten Verformungen für die Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung neu bestimmt werden. Die ermittelten Verformungen sind in **Tab. 83** bis **Tab. 86** in häufiger Kombination gegeben. Die ermittelten Momente und Spannungen infolge Verkehrsbeanspruchung σ_Q wurden analog zu Kapitel 12.9.5 bestimmt.

Die angesetzten Normalkräfte können **Tab. 82** entnommen werden. Die resultierenden Spannungen sind in **Tab. 87** gegeben. Dabei sind die für den Nachweis maßgebenden Werte gekennzeichnet.

Hänger	2	3	4	5
N_{LM1} [kN]	260	242	235	177

Tab. 82: Hängernormalkräfte N_{LM1} infolge des neuen Lastmodell 1

	u_o [mm]	φ_o [mrad]	u_u [mm]	φ_u [mrad]	LF
max u_o	70,690	-3,041	7,644	-2,604	1
min u_o	-62,685	2,224	-5,939	2,191	2
max φ_o	-1,907	-0,847	0,417	-3,870	3
min φ_o	2,254	-1,256	1,141	-1,363	4
max u_u	4,821	-0,984	1,334	-1,275	5
min u_u	-8,375	1,086	-0,026	-0,642	6
max φ_u	-67,004	2,177	-6,310	2,137	7
min φ_u	49,670	-4,562	6,362	-4,208	8

Tab. 83: Verformungen des Hänger 2 in der Bogenebene nach Theorie I. Ordnung infolge des neuen Lastmodells 1

	u_o [mm]	φ_o [mrad]	u_u [mm]	φ_u [mrad]	LF
max u_o	75,193	1,135	5,505	1,312	1
min u_o	-15,596	0,225	-0,708	0,244	2
max φ_o	67,705	1,478	5,380	1,492	3
min φ_o	24,561	-1,157	2,631	-1,143	4
max u_u	3,744	-0,802	0,842	-0,844	5
min u_u	-56,909	-2,087	-2,958	-2,185	6
max φ_u	5,484	0,747	0,673	0,836	7
min φ_u	-17,399	-3,717	0,436	-3,822	8

Tab. 84: Verformungen des Hänger 3 in der Bogenebene nach Theorie I. Ordnung infolge des neuen Lastmodells 1

	u_o [mm]	φ_o [mrad]	u_u [mm]	φ_u [mrad]	LF
max u_o	70,452	4,784	3,754	4,902	1
min u_o	-4,748	-0,129	0,385	-0,109	2
max φ_o	68,561	4,205	3,851	4,304	3
min φ_o	9,038	-0,611	1,389	-0,598	4
max u_u	-1,843	-0,113	1,111	-0,121	5
min u_u	-63,439	-4,646	-2,120	-4,795	6
max φ_u	7,178	0,963	0,690	1,030	7
min φ_u	-49,791	-5,457	-1,004	-5,621	8

Tab. 85: Verformungen des Hänger 4 in der Bogenebene nach Theorie I. Ordnung infolge des neuen Lastmodells 1

	u_o [mm]	φ_o [mrad]	u_u [mm]	φ_u [mrad]	LF
max u_o	65,359	6,569	2,993	6,636	1
min u_o	-1,860	-0,020	0,682	0,028	2
max φ_o	63,279	6,284	2,540	0,320	3
min φ_o	0,906	-0,462	0,961	-0,407	4
max u_u	-2,106	-0,756	1,637	-0,820	5
min u_u	-60,445	-5,899	-1,237	-5,982	6
max φ_u	5,118	0,734	0,574	0,733	7
min φ_u	-59,998	-6,799	-0,926	-6,874	8

Tab. 86: Verformungen des Hänger 5 in der Bogenebene nach Theorie I. Ordnung infolge des neuen Lastmodells 1

Beurteilung zum Tragfähigkeitsnachweis Regen-Wind-induzierter Schwingungen

In den Berechnungen wurden knotenweise die maximalen Biegemomente ermittelt, die nur jeweils zugehörig bestimmt wurden, vgl. 12.9.5.

Bezüglich Wirtschaftlichkeit und Sicherheit kann keine wesentliche Änderung durch die höheren Lasten festgestellt werden, da die Ausnutzungsgrade bei Einhaltung der konstruktiven Empfehlungen auf dem gleichen Niveau geblieben sind wie nach dem gegenwärtigen Lastmodell 1.

Knoten	Hänger 2	Hänger 3	Hänger 4		Hänger 5		$f_{y,k}$ [N/mm ²]	Ausnutzung η
	1. EF	1. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF		
1	149,4	123,3	117,5	193,4	115,6	186,6	355	0,54
3	205,1	179,8	179,2	263,1	174,3	253,4	355	0,74
5	98,0	89,4	72,5	70,4	67,0	61,9	315	0,31
15	276,6	226,7	214,7	338,0	208,3	332,4	315	1,07
19	65,2	55,0	42,8	53,6	39,5	50,1	355	0,18

Tab. 87: Aus σ_Q , $\sigma_{\text{Regen-Wind}}$ und σ_G resultierende Spannungen σ [N/mm²], Nachweis und Ausnutzung η

Knoten	Hänger 2	Hänger 3	Hänger 4		Hänger 5		KF	Ausnutzung η
	1. EF	1. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF		
1	46,6	81,1	105,9	94,3	102,6	100,6	69,6	1,52
3	52,6	100,0	155,7	118,4	148,5	126,2	108,7	1,43
5	1,5	8,6	19,4	5,6	19,1	3,7	78,3	0,25
15	79,8	131,7	175,1	154,3	165,2	170,0	78,3	2,24
19	6,8	10,7	12,8	12,6	12,2	13,8	Vgl. 12.8.7	

Tab. 88: Spannungsschwingbreiten $k_{H,i} \cdot \Delta\sigma_{\text{Regen-Wind}}$ infolge Regen-Wind-induzierten Schwingungen, Nachweis und Ausnutzung

Knoten	Hänger 1	Hänger 2	Hänger 3		Hänger 4		Hänger 5		KF	Ausnutzung η
	-	1. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF		
1	14,5	38,0	36,3	38,7	29,1	47,7	26,3	41,8	69,6	0,69
3	24,0	50,2	49,8	51,3	45,3	68,5	40,4	60,0	108,7	0,63
5	17,2	18,9	19,3	19,3	18,6	18,2	17,0	16,3	78,3	0,25
15	29,1	69,7	67,5	71,2	55,8	86,6	49,5	76,3	78,3	1,11
19	9,9	13,4	12,6	13,0	10,7	13,3	9,7	11,8	Vgl. 12.8.7	

Tab. 89: Aus $\Delta\sigma_{E,2}$ und $\Delta\sigma_{\text{Wind}}$ resultierende Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ [N/mm²] unter Berücksichtigung des neuen Lastmodell 1, Nachweis und Ausnutzungsgrad

12.10.6 Ermüdung

Ermüdungsnachweis für Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Die Notwendigkeit für diesen Nachweis ist mit der Bedingung $D > 70$ mm hierbei gegeben. Die maßgebenden Hänger mit einer Eigenfrequenz $> 6,5$ Hz sind Hänger 2 bis 5 und bei Hängern 4 und 5 auch die 2. Eigenformen, vgl. **Tab. 81**.

Die Spannungsschwingbreiten unter Berücksichtigung des Abminderungswertes $k_{H,i}$ für die Hänger und Nachweisstellen sind in **Tab. 88** zusammengefasst. Die für den Ermüdungsnachweis maßgebenden Werte sind gekennzeichnet.

Ermüdungsnachweis für wirbelerregte Schwingungen quer zum Wind

Im Grenzzustand der Ermüdung werden die gleichen Hänger für die Windeinwirkungen maßgebend wie nach dem alten Lastmodell.

Die Belastung q , die kritische Windgeschwindigkeit, die ermittelten Momente und die Spannungsschwingbreiten an den maßgebenden Knoten wurden analog zu Kapitel 12.8.7, **Tab. 56** und **Tab. 64** ermittelt.

Die ermüdungswirksamen Beanspruchungen wurden nach Theorie II. Ordnung infolge eingprägten Verformungen der Bogenbrücke Wörth nach **Tab. 58** bis **Tab. 62** für die neue Geometrie bestimmt. Die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,2}$ reduziert sich etwas infolge größerer Querschnittswerte gegenüber dem gegenwärtigen Lastmodell.

Die 1,0-fachen Spannungsschwingbreiten aus Verkehr und Windeinwirkung, sind in **Tab. 89** gegeben. Die knotenweise maximalen Werte sind für die Nachweise gekennzeichnet.

Beurteilung zum Ermüdungsnachweis für wirbelerregte Querschwingungen

Auch hier überschreitet die vorhandene Spannungsschwingbreite am Knoten 15 den Spannungswiderstand des Kerbfalls. Um die Spannungen am Knoten 15 zu senken, sollten die Spannungen infolge von Verkehr gesenkt werden, da sie den größeren Anteil haben. Die Steifigkeit der Anschlüsse kann unter anderem mit der Blechdicke t reduziert werden. Die Reduktion der Blechdicke um 3 mm von $t = 18$ mm auf $t = 15$ mm reicht nicht aus, zusätzlich müsste der Durchmesser von $D = 90$ mm auf $D = 95$ mm erhöht werden. Damit erreicht die Spannungsschwingbreite eine Ausnutzung von 0,98.

12.10.7 Zusammenfassung

Durch das neue Lastmodell erhöhen sich die erforderlichen Hängerdurchmesser. Das wirkt sich auf die Nachweise aus, da sich die Eigenfrequenzen und Spannungen ändern.

12.11 Beispielbrücke S460 - Derzeitiges Lastmodell

12.11.1 Allgemeines

Nach DIN-FB 103:2009 ist der Einsatz von Feinkornbaustahl S460 für Hänger zulässig. Das Sicherheitsniveau des neuen Nachweiskonzepts wurde hierbei für diese Stahlgüte untersucht und mit der Ursprungstatik der Bogenbrücke Wörth verglichen. Beim Einsatz der Stahlgüte S460 ist darauf zu achten, dass die Lieferbarkeit in der Länge stärker begrenzt ist als bei der Stahlgüte S355, vgl. **Tab. 53**. Der Einsatz von S460 hätte bei der Bogenbrücke Wörth mit der maximalen Hängergänge von etwa 15 m zu dieser Problematik geführt.

12.11.2 Systemmodellierung

Die Berücksichtigung der konstruktiven Empfehlungen hat eine andere Form des Anschlusses zur Folge. Diese wird am Gesamtmodell nicht einbezogen sondern an dem Teilmodell, an dem die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung berechnet werden.

12.11.3 Konstruktionsempfehlungen

Das Anschlussblech wird nach den konstruktiven Empfehlungen aus DIN-FB 103:2009 konstruiert. Damit ergibt sich die in **Tab. 90** dargestellte Anschlussgeometrie. Die Änderung der Schnittgrößen infolge eines reduzierten Eigengewichts wird als sehr gering angenommen und für die weitere Berechnung vernachlässigt.

Knoten	b_y [mm]	b_x [mm]	A [cm ²]	I_y [cm ⁴]	W_y [cm ³]
1	776	14	108,6	17,7	25,3
2	578	14	80,9	13,2	18,9
3 (3)	385 (315)	14	53,9 (44,1)	8,8 (7,2)	12,6 (10,3)
4	198	14	27,7	4,5	6,5
5-15	D = 70	D = 70	38,5	117,9	33,7
16	14	198	27,7	905,6	91,5
17 (17)	14	385 (355)	53,9 (44,1)	6657,8 (3646,5)	91,5 (231,5)
18	14	578	80,9	22528,4	779,5
19	14	578	80,9	22528,4	779,5

Tab. 90: Querschnittswerte der Hänger für die Stahlgüte S460

Hän- ger	L [m]	N _G [kN]	f ₁ [Hz]	f ₂ [Hz]	Z _{Ef1} [m]	Z _{Ef2} [m]	
1	5,460	305	14,694	36,723	2,313	1,060	3,565
2	9,799	328	6,579	14,588	4,049	2,346	6,603
3	12,832	272	4,371	9,434	6,416	2,952	8,725
4	14,764	133	2,756	6,130	7,382	3,339	10,078
5	15,707	155	2,685	5,858	7,854	3,427	10,738

L: Länge eines Hängers von Bogenunterkante bis Versteifungsträgeroberkante
N_G: 1,0-fache Normalkraft aus ständigen Lasten
f₁, f₂: 1. und 2. Eigenfrequenzen
Z_{Ef1}: Abstand des Knoten von der Unterkante des Bogens, an dem die normierte Eigenform den Wert u_{max} annimmt.

Tab. 91: 1. und 2. Eigenformen der Hänger bei Verwendung der Stahlgüte S460

12.11.4 Eigenfrequenzen

Die Ergebnisse der Eigenformberechnung für die Schwingungsuntersuchung ist in der **Tab. 91** zusammengestellt.

12.11.5 Tragfähigkeit

Allgemeines

Da der Hängerdurchmesser sich mit der Stahlgüte S460 zu $D = 70$ mm ergibt, konnte die maximale Spannung im Hänger gleich der Spannung der Bogenbrücke Wörth angesetzt werden. Damit ergab sich aus den Spannungen ein Ausnutzungsgrad von 63 %: $\max \sigma = 269 < f_y = 430$ N/mm².

Der Nachweis zur Aufnahme der Hängerkraft an der Stelle b_{\min} konnte mit $N_{b\min} = 549$ kN und der zugehörigen Spannung $\sigma = 292$ kN/mm² erfolgreich geführt werden. Daraus ergibt sich eine Ausnutzung in Höhe von 63 %: $\sigma = 292 \leq 460$ N/mm².

Tragfähigkeitsnachweis für Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Für die Stahlgüte S460 war kein Nachweis der Regen-Wind-induzierten Schwingungen notwendig, da der Durchmesser $D = 70$ mm ist.

12.11.6 Ermüdung

Ermüdungsnachweis für Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Für die Stahlgüte S460 entfällt der Nachweis aufgrund des geringen Durchmessers von 70 mm.

Ermüdungsnachweis für wirbelerregte Schwingungen quer zum Wind

Durch die Reduktion des Durchmessers und der Knotenblechdicke ändern sich die Steifigkeiten, damit fallen die Eigenfrequenzen mit der Stahlgüte S460 etwas größer aus als bei der Verwendung der Stahlgüte S355, vgl. **Tab. 91**. Es werden die gleichen Hänger für den Nachweis maßgebend, d. h. Hänger 2 bis 5 und bei Hängern 3 bis 5 auch die 2. Eigenformen.

Die Belastung q , die kritische Windgeschwindigkeit, die ermittelten Momente und die Spannungsschwingbreiten an den maßgebenden Knoten wurden analog zu Kapitel 12.8.7 ermittelt.

Die ermüdungswirksamen Beanspruchungen wurden nach Theorie II. Ordnung infolge eingepprägten Verformungen der Bogenbrücke Wörth nach **Tab. 58** bis **Tab. 62** für die neue Geometrie infolge der Stahlgüte S460 bestimmt. Die ermittelten Spannungsschwingbreiten und die geführten Nachweise sind in **Tab. 92** zusammengestellt.

Knoten	Hänger 1	Hänger 2	Hänger 3		Hänger 4		Hänger 5		KF	Ausnutzung η
	-	1. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF		
1	15,8	32,1	32,0	31,9	27,5	35,2	25,2	31,7	69,6	0,51
3	30,1	46,7	46,6	46,4	45,2	55,7	41,1	50,0	108,7	0,51
5	28,0	28,6	28,0	27,6	26,5	26,7	24,3	24,5	78,3	0,37
15	38,5	65,3	69,3	67,8	63,3	77,9	56,8	69,3	78,3	0,99
19	14,0	16,4	16,0	15,9	14,1	15,1	12,9	13,8	Vgl. 12.8.7	

Tab. 92: Aus $\Delta\sigma_{E,2}$ und $\Delta\sigma_{Wind}$ resultierende Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ [N/mm²] bei Verwendung der Stahlgüte S460

12.11.7 Zusammenfassung

Bei Verwendung von S460 und mit dem gegenwärtigen Lastmodell 1 sind alle erforderlichen Nachweise erfüllt. Es muss nur der Nachweis wirbelerregter Querschwingungen geführt werden, da ein geringer Durchmesser für den Hänger gewählt werden konnte.

12.12 Beispielbrücke S460 - Neues Lastmodell

12.12.1 Allgemeines

Infolge einer neuen Normalkraft ergibt sich nach den konstruktiven Empfehlungen eine andere Geometrie für die Anschlussbleche der Hänger. Um das Sicherheitsniveau zu untersuchen, wurden die Auswirkungen für die Stahlgüte S460 im Vergleich mit dem alten Lastmodell für die Stahlgüte S460 ermittelt.

12.12.2 Systemmodellierung

Bei der Durchführung der Nachweise und Ermittlung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung, wurden die Verformungen der Ursprungsstatik verwendet und mithilfe eines neuen 19-Knoten-Ersatzsystems gearbeitet.

12.12.3 Konstruktionsempfehlungen

Es wurde der neue Durchmesser mit der neuen vorhandenen Normalkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit von $N = 1123 \text{ kN}$ auf 80 mm bestimmt. Die so ermittelte Geometrie der Anschlussbleche ist in **Tab. 93** angegeben.

12.12.4 Eigenfrequenzen

Die ermittelten Eigenfrequenzen für die weitere Nachweisführung ist in **Tab. 94** zusammengestellt.

Knoten	b_y [mm]	b_x [mm]	A [cm ²]	I_y [cm ⁴]	W_y [cm ³]
1	776	16	124,2	26,5	33,1
2	588	16	94,1	20,1	25,1
3 (3)	392 (312)	16	62,7 (49,9)	13,4 (10,6)	16,7 (13,3)
4	198	16	31,7	6,8	8,4
5-15	D = 80	D = 80	50,3	201,1	50,3
16	14	198	31,7	1035,0	104,5
17 (17)	16	392 (312)	62,7 (49,9)	8031,5 (4049,5)	409,8 (259,6)
18	16	588	94,1	27106,3	922,0
19	16	588	94,1	27106,3	922,0

Tab. 93: Querschnittswerte der Hänger für die Stahlgüte S460 unter Berücksichtigung des neuen Lastmodell 1

Hän- ger	L [m]	N _G [kN]	f ₁ [Hz]	f ₂ [Hz]	Z _{Eff1} [m]	Z _{Eff2} [m]	
1	5,460	305	14,743	38,865	2,312	1,164	3,566
2	9,799	328	6,142	14,287	4,048	2,345	6,604
3	12,832	272	4,023	9,036	5,261	2,951	8,726
4	14,764	133	2,581	6,023	6,034	3,337	10,078
5	15,707	155	2,488	5,667	7,853	3,526	10,738

L: Länge eines Hängers von Bogenunterkante bis Versteifungs-trägeroberkante
N_G: 1,0-fache Normalkraft aus ständigen Lasten
f₁, f₂: 1. Und 2. Eigenfrequenzen
Z_{Eff}: Abstand des Knoten von der Unterkante des Bogens, an dem die normierte Eigenform den Wert u_{max} annimmt.

Tab. 94: 1. Und 2. Eigenfrequenzen der Hänger für die Stahlgüte S460 unter Berücksichtigung des neuen Lastmodell 1

12.12.5 Tragfähigkeit

Allgemeines

Die maximalen Spannungen am Hänger wurden mithilfe der Bestandsstatik mit dem erhöhten Durchmesser von 80 mm ermittelt. Es wurde der Spannungsnachweis am Rundstahl mit einer Ausnutzung von 0,55 geführt:

$$\max \sigma = 237 \text{ N/mm}^2 < f_y = 430 \text{ N/mm}^2$$

Beim Nachweis zur Aufnahme der Hängerkraft an Stelle min b wird die Normalkraft zu $N_{bmin} = 625 \text{ kN}$ und die Spannung zu $\sigma = 250 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Der Ausnutungsgrad beträgt 54 %.

$$\sigma = 250 \text{ N/mm}^2 \leq 460 \text{ N/mm}^2$$

Tragfähigkeitsnachweis für Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Mit dem Durchmesser von 80 mm ist die Notwendigkeit mit $D > 70 \text{ mm}$ für diesen Nachweis für die maßgebenden Hänger gegeben. Die maßgebenden Hänger mit einer Eigenfrequenz $< 6,5 \text{ Hz}$ sind auch hier die Hänger 2 bis 5 und bei Hängern 4 und 5 auch die 2. Eigenformen.

Knoten	Hänger 2	Hänger 3	Hänger 4		Hänger 5		f _{y,k}	Ausnutzung η
	1. EF	1. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF		
1	125,5	125,5	117,7	183,1	106,2	177,5	460	0,40
3	210,7	208,3	203,8	288,4	182,3	277,2	460	0,63
5	122,8	111,8	89,3	78,2	80,3	72,5	430	0,29
15	244,3	239,2	224,1	356,3	233,8	347,0	430	0,83
19	74,8	67,4	51,9	63,4	49,9	60,4	460	0,16

Tab. 95: Aus σ_Q , $\sigma_{\text{Regen-Wind}}$ und σ_G resultierende Spannungen σ [N/mm²], Nachweis und Ausnutzung η

Zur Ermittlung der Beanspruchung infolge Regen-Wind-induzierter Schwingungen wurden die Momente und die Spannungen infolge Regen-Wind-induzierten Schwingungen $\sigma_{\text{Regen-Wind}}$ analog zu Kapitel 12.9.5 ermittelt.

Die ermittelten Verformungen sind Tab. 83 bis Tab. 86 zu entnehmen. Die angesetzten Normalkräfte sind Tab. 82 zu entnehmen. Die Momente und Spannungen σ_Q wurden analog zu Kapitel 12.9.5 ermittelt. Die resultierenden Spannungen und der Nachweis sind in Tab. 95 dargestellt.

Beurteilung des Tragfähigkeitsnachweises von Regen-Wind-induzierten Schwingungen

In den Berechnungen wurden knotenweise die maximalen Biegemomente ermittelt, die nur aus einem Lastfall resultieren, vgl. 12.9.5.

Die Stahlgüte hat bei der Spannungsermittlung keinen Einfluss auf die ermittelten Spannungen, da die Biegemomente aus einer statischen Berechnung erfolgen. Der untergeordnete Einfluss begründet sich durch konstruktive Empfehlungen infolge derer günstige Hängeranschlüsse ermittelt werden können. Diese haben sich bei der Stahlgüte S460 als ermüdungsgerecht erwiesen.

Bezüglich Wirtschaftlichkeit und Sicherheit kann keine wesentliche Änderung infolge von höheren Lasten festgestellt werden, da die Ausnutungsgrade bei Einhaltung der konstruktiven Empfehlungen auf dem gleichen Niveau geblieben sind wie nach dem gegenwärtigen Lastmodell 1.

Knoten	Hänger 2	Hänger 3	Hänger 4		Hänger 5		KF	Ausnutzung η
	1. EF	1. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF		
1	63,0	106,4	102,8	132,5	81,1	138,9	69,6	2,00
3	78,7	144,1	169,6	192,1	131,9	200,0	108,7	1,84
5	4,7	14,0	23,1	0,5	19,3	2,3	78,3	0,30
15	100,9	164,9	167,5	245,1	192,5	260,4	78,3	3,33
19	9,3	14,5	12,9	20,4	16,0	23,0	Vgl. 12.8.7	

Tab. 96: Spannungsschwingbreiten $k_{H,i} \cdot \Delta\sigma_{\text{Regen-Wind}}$ [N/mm²] infolge Regen-Wind-induzierten Schwingungen bei Verwendung der Stahlgüte S460, unter Berücksichtigung des neuen Lastmodell 1

Knoten	Hänger 1	Hänger 2	Hänger 3		Hänger 4		Hänger 5		KF	Ausnutzung η
	-	1. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF	1. EF	2. EF		
1	14,7	33,0	36,3	32,1	27,0	38,6	24,6	34,4	69,6	0,55
3	28,5	50,7	49,8	50,4	48,1	64,5	43,0	57,1	108,7	0,59
5	21,7	23,4	19,3	22,9	22,0	22,0	20,0	20,3	78,3	0,30
15	32,1	62,8	67,5	62,6	56,4	78,0	51,5	68,9	78,3	1,0
19	12,3	15,2	12,6	14,6	12,8	14,6	11,9	13,5	Vgl. 12.8.7	

Tab. 97: Aus $\Delta\sigma_{E,2}$ und $\Delta\sigma_{\text{Wind}}$ resultierende Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ [N/mm²] bei Verwendung der Stahlgüte S460 und unter Berücksichtigung des neuen Lastmodell 1

12.12.6 Ermüdung

Ermüdungsnachweis für Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Die Notwendigkeit für diesen Nachweis ist auch bei Verwendung der Stahlgüte S460 mit der Bedingung $D > 70$ mm gegeben.

Die Spannungsschwingbreiten unter Berücksichtigung des Abminderungswertes $k_{H,i}$ für alle Hänger und Nachweisstellen sind in **Tab. 96** zusammengefasst. Die für den Ermüdungsnachweis maßgebenden Werte sind dabei gekennzeichnet.

Ermüdungsnachweis für wirbelerregte Schwingungen quer zum Wind

Zur Ermittlung der verkehrsinduzierten Spannungsschwingbreiten, die mit denen aus Windeinwirkung überlagert werden, wurden auch hier die Vorverformungen der Bogenbrücke Wörth angesetzt. Die Verformungen würden vermutlich infolge größerer Hängerabmessungen etwas kleiner ausfallen, würde das Gesamtsystem neu modelliert. Die Eigenfrequenzen sind infolge der neuen Geometrie etwas kleiner als die nach dem alten Lastmodell. Für diesen Nachweis werden jeweils die Hänger mit einer Eigenfrequenz kleiner 10 Hz maßgebend. Aus dem Vergleich der Eigenfrequenzen geht hervor, dass die gleichen Hänger untersucht werden müssen.

Die Belastung q , die kritische Windgeschwindigkeit, die ermittelten Momente und die Spannungsschwingbreiten an den maßgebenden Knoten wurden analog zu Kapitel 12.8.7 geführt.

Die ermüdungswirksamen Beanspruchungen wurden nach Theorie II. Ordnung infolge eingepprägten Verformungen der Bogenbrücke Wörth nach **Tab. 58** bis **Tab. 62** für die neue Geometrie infolge der Stahlgüte S460 und des neuen Lastmodells bestimmt.

Die Spannungsschwingbreiten aus Verkehr und Wind sind und die Nachweisführung sind in **Tab. 97** geführt. Alle Nachweise sind erfüllt.

12.12.7 Zusammenfassung

Bei Verwendung von S460 und mit dem neuen Lastmodell 1 erhöhen sich die Spannungen und es sind mehr Nachweise erforderlich. Der Tragfähigkeitsnachweis Regen-Wind-induzierter Schwingungen wurde nicht geführt. Der Ermüdungsnachweis Regen-Wind-induzierter Schwingungen ist nicht überall eingehalten. Der Nachweis wirbelerregter Querschwingungen ist erfüllt.

12.13 Beurteilung zur Gestaltung der Hänger

Konstruktive Empfehlungen

Die Einhaltung der konstruktiven Empfehlungen ermöglicht einen gleichbleibenden Ausnutzungsgrad im Grenzzustand der Tragfähigkeit, auch wenn die Lasten erhöht werden oder ein höherfester Stahl verwendet wird. **Bild 95** zeigt einen Vergleich der Geometrie.

Die größten Unterschiede an der Geometrie des Anschlussblechs sind an den Radien r ersichtlich. Die vorhandene Blechdicke t ist bei der ausgeführten Bogenbrücke Wörth größer als nach den konstruktiven Empfehlungen des DIN-FB 103:2009. Eine größere Blechdicke hat einen ungünstigen Einfluss auf die Ermüdung, da die Rissbildung infolge der Biegebeanspruchung senkrecht zur Blechebene am Lochbereich begünstigt wird. Es wurde ersichtlich, dass das Anschlussblech nach den neuen Regelungen bei der Wahl der Stahlgüte S355 insgesamt hätte größer entworfen werden müssen.

Nach DIN-FB 103:2009 ergibt sich ein größerer Hängerdurchmesser als zuvor. Die Hänger der Bogenbrücke Wörth hätten nach der heutigen Bemessung mit dem Durchmesser $D = 70$ mm aus höherfestem Stahl bestehen müssen oder es hätte bei S355 ein größerer Durchmesser $D = 80$ mm gewählt werden müssen. Die Erhöhung des Hängerdurchmessers für die Stahlgüte S355 hat einerseits ungünstige Auswirkungen bezüglich der Schwingungsanfälligkeit, da die Eigenfrequenzen bei der Erhöhung der Masse kleiner werden. Andererseits wirkt sich ein größerer Durchmesser reduzierend auf die Schwingungsamplitude aus.

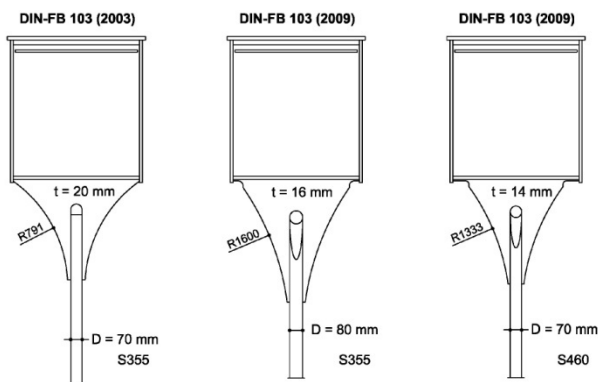


Bild 95: Vergleich der Geometrie für S355 nach DIN-FB 103:2003 und für S355 und S460 nach DIN-FB 103:2009

Die Werte des Blechs und des Durchmessers für den Feinkornbaustahl S460 sind teilweise deutlich kleiner, was sich tendenziell positiv auf die Ermüdungsanfälligkeit bezüglich Verkehr und wirbelerregten Querschwingungen auswirkt (Leitfaden Zuglieder, 2008).

Eigenfrequenzen

Die Eigenfrequenzen sind im Allgemeinen abhängig von der Lagerung, der Biegesteifigkeit in der Schwingungsebene und von der Massenbelegung (PETERSEN, C., 2001). Da die Lagerung bei allen Hängern gleich ist, haben die Geometrie und die Masse des Systems den alleinigen Einfluss auf die Schwingungsanfälligkeit, wobei die Masse hauptsächlich durch den Durchmesser beeinflusst wird.

Die Eigenfrequenz hat einen Einfluss auf die ermittelten Quertriebslasten, mit der die Biegemomente infolge Regen-Wind-induzierter Schwingungen und wirbelerregter Querschwingungen bestimmt werden. Die kritische Windgeschwindigkeit, die die Größe der Quertriebslast quadratisch beeinflusst, ist direkt von der Eigenfrequenz des Systems abhängig. Generell kann eine geringere Eigenfrequenz als schwingungsanfälliger eingestuft werden, jedoch haben die neuen Nachweise gezeigt, dass die Höhe der Eigenfrequenz eine untergeordnete Rolle spielt.

12.14 Beurteilung zum Grenzzustand der Tragfähigkeit

Allgemeines

Die Tragfähigkeit der Hänger wurde mit der Spannung aus der Normalkraftbeanspruchung im Rundstahlbereich nachgewiesen. Die maximalen Spannungen σ , die am Hänger 1 berechnet wurden und die dazugehörigen Ausnutzungsgrade η sind in **Tab. 98** zusammengestellt. Der Ausnutzungsgrad η des Hängers ist nach DIN-FB 103:2009 gegenüber der Bestandsstatik deutlich geringer geworden. Die Wahl der Stahlgüte zeigt keinen wesentlichen Einfluss auf den Ausnutzungsgrad, da die Stahlspannungen bereits in die konstruktiven Empfehlungen nach DIN-FB 103:2009 eingehen.

Der Nachweis zur Aufnahme der Hängerkraft am Übergang zum Anschlussblech ist in großem Maße von der Blechgeometrie abhängig. **Tab. 98** zeigt die Spannung σ infolge der maximalen Normalkraft und den zugehörigen Ausnutzungsgrad η des Blechquerschnitts am Übergang zum Anschlussblech.

	DIN-FB 103:2003 S355	DIN-FB 103:2009 S355	DIN-FB 103:2009 S460
Hänger			
max σ [N/mm ²]	269	204	269
Ausnutzung η	0,80	0,61	0,63
Übergang			
max σ [N/mm ²]	184	209	271
Ausnutzung η	0,52	0,59	0,59

Tab. 98: Ausnutzungsgrade des Hängers und des Hängerübergangs nach alter und neuer Norm und Stahlgüte S460

Der Ausnutzungsgrad η bei der Berechnung nach DIN-FB 103:2009 entspricht etwa dem im Rundstahlbereich, was auf einen kontinuierlichen Kraftfluss hindeutet. Damit bestätigen sich die konstruktiven Empfehlungen des DIN-FB 103:2009. Bei der Bestandsstatik ist dagegen ein Sprung der σ -Werte zu bemerken, der durch die erhöhte Blechdicke erklärt werden kann. Sie reduziert zwar die Spannung im Blech, ist aber für die Gelenkwirkung ungünstiger.

Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Mit Einführung des neuen Nachweiskonzeptes müssen für zukünftige Brücken bereits im Bemessungsstadium die Regen-Wind-induzierten Schwingungen berücksichtigt werden. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist der Nachweis der Regen-Wind-induzierten Schwingungen unter Berücksichtigung von Verkehr als außergewöhnliche Bemessungssituation in häufiger Einwirkungskombination zu führen.

Die durchgeführten Berechnungen sind als Parameterstudie in **Bild 96** zusammengefasst.

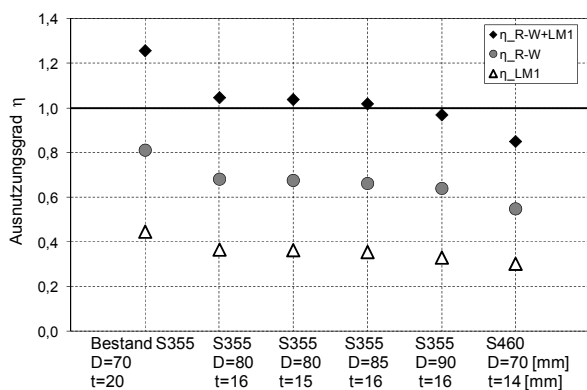


Bild 96: Parameterstudie zum Tragfähigkeitsnachweis Regen-Wind-induzierter Schwingungen

Es hat sich gezeigt, dass die Beanspruchung infolge Regen-Wind-induzierter Schwingungen einen größeren Spannungsanteil bewirkt als die Verkehrsbeanspruchung. Mit einem erhöhten Durchmesser konnte der Anteil der Regen-Wind-induzierten Schwingungen reduziert werden. Die Spannungsanteile aus Verkehr konnten mit einer geringeren Blechdicke des Anschlussbleches reduziert werden.

Für die Bestandsstatik wurde der Tragfähigkeitsnachweis Regen-Wind-induzierter Schwingungen geführt, obwohl der Nachweis mit $D \leq 70$ mm nicht erforderlich war, (MARTIKAINEN, S., 2009). Der Nachweis war mit $\eta = 1,26$ überschritten, vgl. auch **Bild 96**. Das Grenzkriterium von $D \leq 70$ mm, für das kein Nachweis der Regen-Wind-induzierten Schwingungen geführt werden muss, konnte rechnerisch nicht bestätigt werden.

Bei höheren Verkehrslasten konnte gezeigt werden, dass durch Einhaltung der konstruktiven Empfehlungen ähnliche Ausnutzungsgrade wie beim gegenwärtigem Lastmodell zu erwarten sind.

Der Nachweis wurde entsprechend den Regelungen des Leitfadens zum Anhang II-H des DIN-Fachbericht 103 (2009) (Leitfaden Zugglieder, 2008), sowie in einem Beitrag des Stahlbaukalenders (2008) (SCHÜTZ K. G. et al., 2008) geführt.

(Anmerkung: Bei der Beispielrechnung im Stahlbaukalender wurde für den Tragfähigkeitsnachweis versehentlich die Momenteinhüllende anstelle des Extremwertes angesetzt.)

In dieser Arbeit wurden knotenweise die maximalen Biegemomente ermittelt, die nur aus einer Laststellung resultieren.

12.15 Beurteilung zum Grenzzustand der Ermüdung

Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Der Ermüdungsnachweis der Regen-Wind-induzierten Schwingungen ist nach DIN-FB 103:2009 für alle Hänger mit einem Durchmesser $D > 70$ mm und einer Eigenfrequenz $f < 6,5$ Hz zu führen. Es sind keine weiteren Spannungen für diesen Nachweis zu berücksichtigen.

Es wurden Parameterstudien zur Variation des Durchmessers D und der Blechdicke t des Anschlussbleches für eine mögliche Reduktion der Spannungsschwingbreite infolge Regen-Wind-induzierter Schwingungen unter Berücksichtigung von konstruktiven Empfehlungen durchgeführt. Das Ergebnis zeigt **Bild 97**.

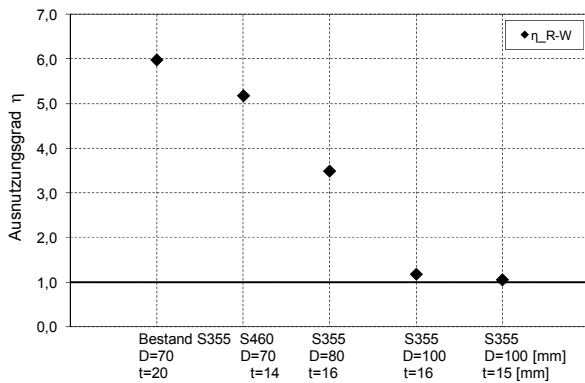


Bild 97: Parameterstudie zum Ermüdungsnachweis Regen-Wind-induzierter Schwingungen

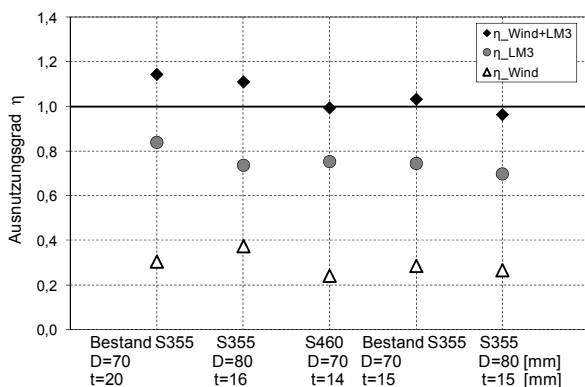


Bild 98: Parameterstudie zum Ermüdungsnachweis wirbelerregter Querschwingungen

Mit einem erhöhten Durchmesser konnten die Spannungen aus Regen-Wind-induzierten Schwingungen reduziert werden. Die Variation der Blechdicke dagegen hat nur Einfluss auf die Biegemomente, da die Ersatzbelastung nur in Abhängigkeit des Durchmessers ermittelt wird.

Die Ergebnisse haben gezeigt, dass der Nachweis nur schwer erfüllt werden kann. Das Grenzkriterium von 70 mm konnte beim Ermüdungsnachweis nicht bestätigt werden, denn es wurden erhebliche Überschreitungen auch bei $D = 70$ mm ermittelt.

Die erhöhten Lasten haben bei diesem Nachweis positive Auswirkungen gezeigt, denn mit einem höheren Durchmesser sind die Ausnutzungsgrade für die Ermüdung etwas geringer geworden.

Wirbelerregte Querschwingungen

Die ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten aus der Verkehrsbelastung (Lastmodell 3 nach DIN-FB 101:2003 oder DIN-FB 101:2009) und der

Windbelastung werden bei diesem Nachweis addiert.

Bild 98 zeigt den Einfluss der untersuchten Parameter auf die Erfüllung des Nachweises. Mit einem höheren Durchmesser steigt zwar der Einfluss der wirbelerregten Querschwingungen, jedoch sinkt dabei der Ausnutzungsgrad der Verkehrsbelastung. Es hat sich gezeigt, dass die größeren Spannungsanteile für diesen Nachweis aus der Verkehrsbelastung resultieren. Daher ist ein steiferes System für die Biegemomente von Nachteil.

Die Steifigkeit der Anschlüsse kann unter anderem mit der Blechdicke t reduziert werden, somit konnte mit einer Reduktion der Blechdicke t der Nachweis der wirbelerregten Querschwingungen bei Verwendung der Stahlgüte S355 an jeder Stelle erfolgreich geführt werden. Bei Verwendung der Stahlgüte S460 konnte der Nachweis unter Berücksichtigung von konstruktiven Empfehlungen ohnehin erfolgreich geführt werden.

Die erhöhten Lasten haben nur geringfügige Änderungen am Ausnutzungsgrad zur Folge gehabt, das Sicherheitsniveau ist trotz der erhöhten Lasten gleichgeblieben, weil die Geometrie nach den konstruktiven Empfehlungen belastungsabhängig ermittelt wird.

12.16 Zusammenfassung

Die bisherigen Regeln nach DIN-FB 103:2003 wurden mit den Regeln nach DIN-FB 103:2009 verglichen. Die neu entwickelten Nachweisformate und konstruktiven Empfehlungen in der neuen Norm wurden am Beispiel der Stabbogenbrücke Wörth erprobt. Dabei handelt es sich um den Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweis Regen-Wind-induzierter Schwingungen sowie den Ermüdungsnachweis wirbelerregter Querschwingungen. Der Einsatz von Stahl S460 wurde untersucht.

Es zeigte sich, dass die Nachweise teilweise nicht erfüllt waren. Es wurde untersucht, welche Parameter maßgebend waren. Auf Grundlage dieser Untersuchungen wurden mögliche Verbesserungsvorschläge für eine Nachweiserfüllung gemacht.

Alternativ dazu kann bei Nichterfüllung des Nachweises bei konkreten Brücken evtl. vorgeschlagen werden, die fertiggestellte Brücke zu beobachten und ggf. Möglichkeiten zur Dämpfung vorzusehen.

13 Schlussfolgerungen

13.1 Beurteilung der normativen Änderungen

Der DIN-Fachbericht 103 wurde auf Grundlage von Einwänden einzelner Fachleute, einer Zusammenstellung von Änderungswünschen der Fachgemeinschaft Brückenbau, des Deutschen Stahlbauverbandes (DSTV) und auf der Basis von BAST-Anfragen überarbeitet. Als Basis diente der DIN-FB 103:2003 und somit indirekt die ENV-Fassungen von Eurocode 3. Die Änderungspunkte sind neben rein editorischen Klarstellungen auch inhaltliche Änderungen. Bei der Überarbeitung des DIN-Fachberichts DIN-FB 103:2003 wurden die Hinweise des Allgemeinen Rundschreiben Stahlbau ARS Nr. 12/2003 berücksichtigt. Das Allgemeine Rundschreiben Straßenbau ARS Nr. 6/2009 zur Einführung des DIN-Fachberichts 103 DIN-FB 103:2009 enthält somit im Wesentlichen nur noch die Festlegungen, die die Straßenbaubehörde trifft. Es werden zwei zusätzliche Anforderungen im ARS Nr. 6/2009 gestellt, die sich auf Stege der Querschnittsklasse 4 und das Kerbdetail 7a beziehen.

Bei der Erstellung des Entwurfs zum Nationalen Anhang E DIN EN 1993-2/NA:2009 zu DIN EN 1993-2:2007 wurden, soweit möglich, die Regeln und das Sicherheitsniveau an den Bemessungsstandard von DIN-FB 103:2009 angeglichen. Die zusätzlichen Anforderungen des ARS Nr. 6/2009 wurden aufgenommen.

Bei allen Änderungen im Detail hat die Einführung und Überarbeitung des DIN-FB 103:2009 eine wesentliche Vorarbeit zur Einführung der neuen europäischen Normengenerationen geleistet, die damit für die Praxis keine wesentliche Neuerung mehr darstellen wird und in vielen Einzelheiten auch schon praxiserprobt und -tauglich ist.

13.2 Beurteilung der inhaltlichen Änderungen

Eine wesentliche Änderung ist das neue Lastmodell, das vom BMVBS und der BAST entwickelt wurde. Berechnungen mit diesem Lastmodell zeigten, dass durch die erhöhten Lasten die Querschnitte deutlich vergrößert werden müssen. Durch die erhöhten Lasten des neuen Lastmodells ergeben sich bei gleichen Querschnitten Spannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, die um bis zu 20 % erhöht sind. Um die gleiche Ausnutzung wie

in der Ursprungsstatik zu erhalten, müssen die Querschnitte deutlich verstärkt werden.

Im Bereich der Werkstoffe dürfen nun nach DIN-FB 103:2009 und ARS Nr. 6/2009 auch höherfeste Stähle S460 verwendet werden. Es hat sich gezeigt, dass durch die Verwendung von S460 bei der bestehenden Brücke die Querschnittsflächen zum Teil deutlich verringert werden können. Es gilt jedoch, dass eine Verringerung der Querschnittsfläche zu einer höheren Ausnutzung des Ermüdungsnachweises führt. Beim neuen Lastmodell kann mit der Verwendung von S460 der Querschnittsverstärkung teilweise entgegengewirkt werden. Allerdings nur dann, wenn der Ermüdungsnachweis nicht maßgebend wird.

Im Bereich Plattenbeulen ist nach DIN-FB 103:2009 und ARS Nr. 6/2009 neben der Methode der reduzierten Spannungen nach Abschnitt III-10 zusätzlich die Methode der wirksamen Breiten nach Abschnitt III-4 bis III-6 zugelassen. Die Anwendung des Verfahrens mit wirksamen Querschnitten ist aber auf nicht längsausgesteifte Stegbleche von Trägern beschränkt. Bei Anwendung dieses Nachweises wird außerdem gefordert, einen zusätzlichen Gebrauchstauglichkeitsnachweis mit der Methode der wirksamen Breiten für die charakteristische Lastkombination zu führen. Hierbei ist für den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M1} = 1,1$ zu verwenden. Die Vergleichsberechnungen am Beispiel des Bogens zeigten, dass insgesamt alle Verfahren ähnliche Ergebnisse liefern, der Nachweis ist jeweils bei allen Verfahren erfüllt oder bei allen nicht erfüllt. An diesem Beispiel hat sich auch gezeigt, dass für den Beulnachweis mit der Methode der effektiven Breiten der Zusatznachweis der Gebrauchstauglichkeit hier nicht maßgebend wird.

Als weitere Änderung ist der Nachweis der Hänger von Stabbogenbrücken hinzugekommen. Anhand der ausgeführten Brücke konnte gezeigt werden, dass die neuen konstruktiven Anforderungen auch bei höheren Lasten oder höherfestem Stahl zu einem gleichbleibenden Ausnutzungsgrad führen. Außerdem wurden die neu entwickelten Nachweisformate am Beispiel der Stabbogenbrücke Wörth erprobt. Dabei handelt es sich um den Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweis Regen-Wind-induzierter Schwingungen sowie den Ermüdungsnachweis wirbelerregter Querschwingungen.

13.3 Zukünftiger Forschungsbedarf

Es hat sich gezeigt, dass das Schwerverkehrsaufkommen auf den Straßen in Deutschland in den letzten Jahrzehnten stark angewachsen ist und auch für die Zukunft weitere Steigerungen prognostiziert werden, (FREUNDT, U.; BÖNING, S, 2010). Diese Prognosen sollten bei Überlegungen zu bestehenden Brücken und den Brückenneubau einbezogen werden, um Brücken zukunftssicher und robust zu gestalten.

Diesen Entwicklungen wurde durch ein erhöhtes Lastmodell für den Nachweis der Tragfähigkeit entgegengewirkt. Es hat sich gezeigt, dass durch das erhöhte Beanspruchungsniveau im Grenzzustand der Tragfähigkeit sich die Nachweisgrenzen zwischen dem Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Ermüdung verschieben und ggf. der Nachweis höherfester Stähle zunehmend an Bedeutung gewinnt. Die Weiterentwicklung mit Stählen noch höherer Güte kann deshalb für zukünftige Forschung interessant sein. Auch wären für die vereinfachten Berechnungen ggf. die Grenzen zwischen maßgebender Ermüdung und maßgebendem Grenzzustand der Tragfähigkeit zu überdenken. Im Verbundbrückenbau gibt es für das wichtige Konstruktionsdetail „Stumpfstoß im Lamellenpaketen“ kaum Untersuchungen, die eine wirtschaftliche und gleichzeitig sichere Kerbfalleinordnung gestatten. Die augenblickliche Einstufung erscheint bei dicken Blechen als nicht sicher. Hier besteht dringender Forschungsbedarf. Es fehlen zur Bewertung dieses Konstruktionsdetails geeignete zFP-Methoden, entsprechende Bewertungskriterien und systematische Untersuchungen zum Maßstabeffekt sowie von Einflüssen wie zulässige Spaltmaße, Grenzwerte für Blechdickenverhältnisse. Im Stahlbrückenbau besteht dringender Forschungsbedarf zum Ermüdungsverhalten der direkt befahrenen orthotropen Platten. Bis heute gibt es keine zuverlässige Berechnungsmethode, die eine Bemessung der multiaxial beanspruchten orthotropen Platten erlaubt. In diesem Zusammenhang muss auch ein geeignetes Lastmodell entwickelt werden, das eine sichere und gleichzeitig nicht über-konservative Erfassung der lokalen Beanspruchungen erlaubt. Weitere Betrachtungen könnten prüfen, in wieweit das erhöhte Verkehrsaufkommen im bestehenden Ermüdungs-lastmodell abgedeckt ist.

Für bestehende Brücken sollten Überlegungen angestellt werden, welchen Einfluss die erhöhten Lasten auf die Tragfähigkeitsreserven haben. Dazu sollten mögliche rechnerische Tragreserven und die Möglichkeiten der gezielten Ertüchtigung maßgebender Kerbdetails untersucht werden. Für die

Ermüdung könnte mit Hilfe von Nachbehandlungsverfahren für Schweißnähte eine Ertüchtigung erreicht werden. Weitere Ertüchtigungsmaßnahmen könnten entwickelt werden und zur Erhaltung bestehender Bauwerke und Verlängerung der Nutzungsdauer trotz höherer Lasten führen, also einen Beitrag zur Nachhaltigkeit liefern.

Brücken leisten immer auch einen Beitrag zur Baukultur, Das Einbeziehen von ästhetischen, ökologischen oder soziokulturellen Kriterien in eine ganzheitliche Betrachtung führt möglicherweise zu anderen Brückenentwürfen. Entscheidungen hierfür brauchen eine sachlich fundierte Bewertungsgrundlage, die auch Gegenstand von Forschung ist.

14 Zusammenfassung

Seit 2003 werden in Deutschland Stahlbrücken mit Hilfe des DIN-Fachberichts 103 bemessen. Die DIN-Fachberichte enthalten im Wesentlichen noch die Regelungen der ENV-Fassungen der Eurocodes unter Berücksichtigung der nationalen Regelungen in einem Dokument.

2009 wurde eine Überarbeitung des DIN-Fachberichts veröffentlicht und durch das Allgemeine Rundschreiben Straßenbau (ARS Nr. 6/2009) im Straßenbau eingeführt. Einerseits nehmen die Änderungen Regelungen vorweg, die durch die neue Europäische Normengeneration bekannt sind. Andererseits sind es Anregungen und Vorschläge aus der Praxis und neuere Erkenntnisse der Wissenschaft, die auch wieder in die Überarbeitung der europäischen Normen einfließen werden oder über die Nationalen Anhänge zu den Eurocodes in die deutsche Bemessungspraxis Eingang finden werden.

Die DIN-Fachberichte werden voraussichtlich im Jahr 2011 durch die endgültigen Fassungen der Eurocodes mit nationalen Anhängen abgelöst. Bei der Erstellung des Entwurfs zum Nationalen Anhang E DIN EN 1993-2/NA:2009 zu DIN EN 1993-2:2007 wurden, soweit möglich, die Regeln und das Sicherheitsniveau an den Bemessungsstandard von DIN-FB 103:2009 angeglichen.

Im Rahmen dieses Forschungsprojekts wurden die Normen verglichen und die Unterschiede herausgearbeitet. Ziel der Untersuchungen war es, die für den Stahlbrückenbau und damit auch für den Verbundbrückenbau wesentlichen Änderungen, die sich zwischen DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und den neuen Eurocodes ergeben, aufzuarbeiten und zu beurteilen.

Zur Erprobung des neuen Normungstextes und zur Überprüfung des Sicherheitsniveaus und der Wirtschaftlichkeit wurden Vergleichsberechnungen an einer bestehenden Stabbogenbrücke durchgeführt. Die wesentlichen Änderungen der Normen wurden an Einzelquerschnitten von charakteristischen Haupttragelementen dieser Brücke wie dem Bogen, dem Versteifungsträger und den Hängern erarbeitet. Ebenso wurde gezielt ein Standardquerträger als charakteristisches Bauteil der Fahrbahn untersucht.

Bei der Nachrechnung der bestehenden Brücke wurde für den Versteifungsträger festgestellt, dass infolge der Richtigstellungen nach Einführung des DIN-FB 103:2003 ein Ermüdungsnachweis erforderlich ist. Die entsprechende Regel lautet, dass kein Ermüdungsnachweis geführt werden muss,

wenn bei allen Kerbdetails der Kerbfall 71 eingehalten wurde, und die Einflusslänge > 45 m ist. In Fall der Stabbogenbrücke Wörth liegt die Einflusslänge bei 42,5 m, die Grenze wird somit um ca. 5 % unterschritten. Der Ermüdungsnachweis wurde geführt und es stellte sich heraus, dass der Nachweis in der Ursprungsstatik um 20 % nicht erfüllt ist. Der Nachweis ist somit bemessungsrelevant. Damit stellt sich die Frage, warum der Nachweis so deutlich bemessungsrelevant ist, wenn das Grenzkriterium nur um 5 % überschritten wurde. Die „45 m“-Regel muss für den Fall von Stabbogenbrücken in Frage gestellt werden.

Vom BMVBS und der BAST wurde ein neues Lastmodell entwickelt, das in Zukunft dem erhöhten Verkehrsaufkommen Rechnung tragen soll. Dieses Lastmodell wird jedoch frühestens mit dem Eurocode eingeführt. Berechnungen mit diesem Lastmodell zeigten, dass durch die erhöhten Lasten die Querschnitte deutlich vergrößert werden müssen. Durch die erhöhten Lasten des neuen Lastmodells ergeben sich bei gleichen Querschnitten Spannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, die um bis zu 20 % erhöht sind. Um die gleiche Ausnutzung wie in der Ursprungsstatik zu erhalten, müssen die Querschnitte deutlich verstärkt werden.

Im Bereich der Werkstoffe wurde detailliert aufgezeigt, wie sich die Zähigkeitsanforderungen durch den neuen DIN-Fachbericht geändert haben. Nach DIN-FB 103:2009 und ARS Nr. 6/2009 dürfen nun auch höherfeste Stähle S460 verwendet werden. Es hat sich gezeigt, dass durch die Verwendung von S460 bei der bestehenden Brücke der Querschnitt des Bogens deutlich verringert werden kann, wenn beim Bogen die Einhaltung des Ermüdungsnachweises durch eine konstruktive Veränderung des Anschlusses erbracht wird. Für den Versteifungsträger wird der Ermüdungsnachweis maßgebend. Um die gleichen Ausnutzungsgrade wie in der Ursprungsstatik zu erhalten, kann der Versteifungsträger nicht reduziert werden. Beim Hänger ist eine Querschnittsreduktion möglich. Es gilt jedoch, dass eine Verringerung der Querschnittsfläche zu einer höheren Ausnutzung des Ermüdungsnachweises führt. Für den Querträger wird der Ermüdungsnachweis nicht maßgebend, die Querschnittsreduzierung ist voll wirksam. Unter Berücksichtigung des neuen Lastmodells und der Verwendung von S460 kann der Querschnitt des Bogens nicht verringert werden, da die erhöhten Lasten zu höheren Spannungen führen. Für den Versteifungsträger wird der Ermüdungsnachweis maßgebend. Beim Hänger ist eine etwas geringere Querschnittsreduktion als beim aktuellen Lastmodell möglich. Es gilt jedoch, dass eine Verringerung der Querschnittsfläche zu einer höheren Ausnut-

zung des Ermüdungsnachweises führt. Für den Querträger wird der Ermüdungsnachweis nicht maßgebend, eine Querschnittsreduzierung ist möglich, aber geringer als beim alten Lastmodell 1.

Im Bereich der Tragwerksberechnung wurden insbesondere die Änderungen bei den Imperfektionen in den verschiedenen Regelwerken vorgestellt. Am Beispiel der Stabbogenbrücke Wörth wurde der Einfluss der Änderungen untersucht.

Im Kapitel Plattenbeulen wurden die beiden Nachweise beulgefährdeter Querschnitte nach DIN-Fachbericht 103 vorgestellt: Die Methode der wirkamen Breiten nach Abschnitt III-4 bis III-6 und die Methode der reduzierten Spannungen nach Abschnitt III-10. Da die Beulnachweise der Ursprungsstatik nach DIN 18800-3 geführt wurden, wurde dieses Nachweisformat ebenfalls dargestellt. Am Beispiel des Bogens wurden Vergleichsberechnungen nach allen drei Verfahren durchgeführt. Es zeigte sich, dass die Ausnutzungsgrade in gewissem Maße unterschiedlich sind, insgesamt die Aussage jedoch jeweils gleich bleibt.

Im Bereich der Stabstabilität wurde Untersuchungen zum Knicken und insbesondere zur Interaktion aus Knicken und Beulen nach den verschiedenen Normen durchgeführt.

Im Kapitel Verbindungen wurden die Unterschiede und Neuerungen für Schweißverbindungen im Bereich des Schweißens in kaltumgeformten Bereichen oder von höherfesten Stählen zusammengestellt.

Die Ermüdungsnachweise nach DIN-FB 103:2003, DIN-FB 103:2009 und DIN EN 1993-2:2007 wurden verglichen. Die Unterschiede wurden herausgearbeitet und beurteilt. Für die einzelnen Bauteile wurden die Ermüdungsnachweise nach allen Normen geführt.

Neben dem Normenvergleich liegt der Schwerpunkt im Kapitel Hänger von Stabbogenbrücken auf der Erprobung des neuen Normtextes anhand der ausgeführten Brücke. Dabei konnte gezeigt werden, wie sich die konstruktiven Anforderungen geändert haben. Außerdem wurden die neuen rechnerischen Nachweise für Schwingungen vorgestellt.

15 Danksagung

Das Forschungsprojekt „Anpassung des DIN-Fachberichts 103 "Stahlbrücken" an Eurocodes“ (FE 15.452/2007/FRB) wurde im Namen des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) erarbeitet. Die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) hat die Arbeiten fachlich und organisatorisch begleitet.

Die Autoren danken der BASt und dem BMVBS für die Unterstützung.

Außerdem gilt ein Dank unseren Partnern in diesem Projekt, DongesSteelTec GmbH und in ihrem Namen dem Ingenieurbüro Meyer + Schubart, für ihren Beitrag und die Bereitschaft zu Diskussionen.

16 Literatur

16.1 Normen

ARS Nr. 12/2003: Sachgebiet 05.4: Brücken- und Ingenieurbau; Bauarten.

ARS Nr. 6/2009: Sachgebiet 05.2: Brücken- und Ingenieurbauten, Grundlagen. Stand 05.06.2009, Veröffentlichung am 15.07.2009 im Verkehrsblatt Nr. 13.

DBS 918002-02:2006: – Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen, Deutsche Bahn AG.

DAST Ri 009: DAST-Richtlinie 009: Stahlsortenauswahl für geschweißte Stahlbauten, Januar 2005, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband DSTV (Hrsg.), Düsseldorf.

DAST Ri 014: DAST-Richtlinie 014: Empfehlungen zum Vermeiden von Terrassenbrüchen in geschweißten Konstruktionen aus Baustahl, Januar 1981, Deutscher Ausschuss für Stahlbau.

DIN 4114-1: Stahlbau – Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulen) Berechnungsgrundlagen - Vorschriften, Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), Ausgabe 1952.

DIN 18800-1: Stahlbauten, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), Ausgabe 1990.

DIN 18800-2: Stahlbauten, Teil 2: Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), Ausgabe 1990.

DIN 18800-3: Stahlbauten, Teil 3: Stabilitätsfälle, Plattenbeulen, Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), Ausgabe 1990.

Anpassungsrichtlinie 2001: Änderungen und Ergänzungen der Anpassungsrichtlinie Stahlbau - Ausgabe Dezember 2001-. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin.

DIN 18800-7: Stahlbauten Teil 7 Ausführung und Herstellerqualifikation Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), Ausgabe 2008.

DIN EN 1991-2:2003: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003

DIN EN 1993-1-1:2005: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005.

DIN EN 1993-1-1 Berichtigung 1:2006: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Re-

geln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005, Berichtigungen zu DIN EN 1993-1-1:2005-07; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005/AC:2006.

E DIN EN 1993-1-1/NA:2007: Entwurf Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.

DIN EN 1993-1-5:2007: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile; Deutsche Fassung EN 1993-1-5:2006.

E DIN EN 1993-1-5/NA:2009: Entwurf Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile; Mai 2009.

DIN EN 1993-1-8:2005: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005.

DIN EN 1993-1-8 Berichtigung 1:2006: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005, Berichtigungen zu DIN EN 1993-1-8:2005-07; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005/AC:2005.

E DIN EN 1993-1-8/NA:2007: Entwurf Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen.

DIN EN 1993-1-9:2005: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005.

DIN EN 1993-1-9 Berichtigung 1:2006: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005, Berichtigungen zu DIN EN 1993-1-9:2005-07; Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005/AC:2005.

E DIN EN 1993-1-9/NA:2007: Entwurf Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung.

DIN EN 1993-1-10:2005: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-10: Stahlsortenauswahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung; Deutsche Fassung EN 1993-1-10:2005.

- DIN EN 1993-1-10 Berichtigung 1:2006: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-10: Stahlsortenauswahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung; Deutsche Fassung EN 1993-1-10:2005, Berichtigungen zu DIN EN 1993-1-10:2005-07; Deutsche Fassung EN 1993-1-10:2005/AC:2005.
- E DIN EN 1993-1-10/NA:2007: Entwurf Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-10: Stahlsortenauswahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung.
- DIN EN 1993-1-11:2007: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl; Deutsche Fassung EN 1993-1-11:2006.
- E DIN EN 1993-1-11/NA:2009: Entwurf Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl.
- DIN EN 1993-1-12:2007: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-12: Zusätzliche Regeln zur Erweiterung von EN 1993 auf Stahlsorten bis S700; Deutsche Fassung EN 1993-1-12:2007.
- DIN EN 1993-2:2007: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken; Deutsche Fassung EN 1993-2:2006.
- E DIN EN 1993-2/NA:2009: Entwurf Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken, September 2009.
- DIN EN 10025:2005: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Technische Lieferbedingungen, Teil 1-6, Deutsche Fassungen EN 10025: 2005.
- DIN EN 10025:1994: Warmgewalzte Erzeugnisse aus unlegierten Baustählen – Technische Lieferbedingungen (enthält Änderung A1:1993); Deutsche Fassung EN 10025:1990.
- DIN EN 10210-1:2006: Warmgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen - Teil 1: Technische Lieferbedingungen; Deutsche Fassung EN 10210-1:2006.
- DIN EN 10219-1:2006: Kaltgefertigte geschweißte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen - Teil 1: Technische Lieferbedingungen; Deutsche Fassung EN 10219-1:2006.
- DIN-FB 101:2003: DIN-Fachbericht 101 Einwirkungen auf Brücken, 2. Auflage, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag.
- DIN-FB 101:2009: DIN-Fachbericht 101 Einwirkungen auf Brücken. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag.
- DIN-FB 103:2003: DIN-Fachbericht 103 Stahlbrücken. 2. Auflage, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag.
- DIN-FB 103:2009: DIN-Fachbericht 103 Stahlbrücken. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag.
- DIN V ENV 1993-1-1:1993: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung ENV 1993-1-1:1992.
- DIN V ENV 1993-1-1/A1:2002: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Allgemeine Bemessungsregeln - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau; Änderung A1; Deutsche Fassung ENV 1993-1-1/A1:1994.
- DIN V ENV 1993-1-1/A2:2002: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Allgemeine Bemessungsregeln - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau; Änderung A2; Deutsche Fassung ENV 1993-1-1/A2:1998.
- NAD zu DIN V ENV 1993-1-1: Nationales Anwendungsdokument (NAD) zur DIN V ENV 1993-1-1 Eurocode 3 Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau.
- DIN V ENV 1993-1-5:2001: Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Allgemeine Bemessungsregeln; Ergänzende Regeln zu ebenen Blechfeldern ohne Querbelastung; Deutsche Fassung ENV 1993-1-5:1997.
- DIN V ENV 1993-2:2001: Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken; Deutsche Fassung ENV 1993-2:1997.
- NAD zu DIN V ENV 1993-2: Nationales Anwendungsdokument (NAD) zur DIN V ENV 1993-2 Eurocode 3 Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1993-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 2: Stahlbrücken, Entwurf August 2000.

EBA Schreiben 21.10: Schreiben 21.10 Ibn DIN-FB-Allgemeines vom 24.04.2003; Umstellung auf europäische Regelungen im Brücken- und Ingenieurbau, Eisenbahn-Bundesamt.

SEP 1390:1996: Aufschweißbiegeversuch. Stahl-Eisen-Prüfblätter des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute. Verlag Stahleisen, Düsseldorf, Juli 1996.

16.2 Bücher, Beiträge, etc.

(BRAUN, B., KUHLMANN, U., 2009): Braun, B.; Kuhlmann, U.: Bemessung und Konstruktion von aus Blechen zusammengesetzten Bauteilen. In: Kuhlmann U. (Hrsg.): Stahlbau-Kalender 2009, Ernst & Sohn, 2009.

(BRUNE, B., 2000): Brune B.: Biegeknicken von druck- und biegebeanspruchten Stahlbauteilen mit beuschlanken Blechen – Ein Gesamtstabilitätsproblem, Bericht aus dem Fachgebiet Stahlbau, Universität Dortmund, Mitteilung Nr. 23, 2000.

(COMBRI, 2007): COMBRI, Schlussbericht des RFCS-Forschungsprojekts RFS-CR-03018 „Competitive Steel and Composite Bridges by Innovative Steel Plated Structures“, 2007.

(COMBRI+, 2008): Kuhlmann et al.: COMBRI-Handbuch Brücken. RFCS-Forschungsprojekt RFS-CT-2007-00031 COMBRI+, 2008. Das Handbuch steht unter www.uni-stuttgart/ke als kostenloser Download zur Verfügung.

(COMMENTARY EN 1993-1-5, 2007): Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated Structural Elements", B. Johansson, R. Marquoi, G. Sedlacek, D. Müller, D. Beg; 1st Edition, ECCS-JRC, EUR 22898 EN – 2007.

(DAST/AiF 14771, 2008): Sedlacek, G., Feldmann, M., Kuhlmann, U. et al: DAST-Forschungsbericht 1/2008: DAST/AiF-Forschungsvorhaben 14771 "Entwicklung und Aufbereitung wirtschaftlicher Bemessungsregeln für Stahl- und Verbundträger mit schlanken Stegblechen im Hoch- und Brückenbau", 2008.

(DAST/AiF 15025 N): DAST/AiF- Forschungsvorhaben 15025 N „Effiziente Nachweisführung von biegeknickgefährdeten, dünnwandigen Stahlquerschnitten“, Institut für Konstruktion und Entwurf (geschlossene Profile) und am Lehrstuhl für Stahlbau der Universität Dortmund (offene Profile), Schlussbericht 2009.

(DAST/AiF 15380 N/1): DAST/AiF Forschungsvorhaben 15380 N/1 „Weiterentwicklung und Spezifizierung der Ermüdungsnachweise für Straßen- und Eisenbahnbrücken aus Stahl“, zurzeit in Bearbei-

tung am Institut für Konstruktion und Entwurf, betreut von Fachgemeinschaft Brückenbau des DSTV.

(DAVAINE, L.; Lebet, J.-P.; 2007): Davaine, L.; Lebet, J.-P.: Lateral torsional buckling of steel-concrete composite bridge I-girders; in IABSE Symposium Weimar 2007 – Improving Infrastructure Worldwide, pp. 136-137.

(DEGÉE, H. et al., 2008): Degée, H.; Kuhlmann, U.; Detzel, A.; Maquoi, R.: Der Einfluss von Imperfektionen in dünnwandigen geschweißten Rechteckquerschnitten unter Druckbeanspruchung. Zur Veröffentlichung in Stahlbau (2008) Heft 4.

(DETZEL, A., 2006): Detzel, A.: Zum Gesamtstabilitätsversagen geschweißter Rechteckquerschnitte unter Druckbelastung, Universität Stuttgart, Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2006-4, Dissertation, Juli 2006.

(ECCS, 1976): ECCS European Convention for Constructural Steelwork COMMITTEE 8: Manual on Stability of Steel Structures, N°. 22, 1976.

(ECCS, 2006): ECCS European Convention for Constructural Steelwork Technical Committee 8 - Stability: Rules for Member Stability in EN 1993-1-1, Background documentation and design guidelines, N°. 119, 2006.

(FOSTA P645): Kuhlmann, U., Novak, B., Günther, H.-P., Braun, B., Raichle, J, Reichert, F., Röhm, J.: Berechnungs- und Konstruktionsgrundlagen für sandwichähnliche Verbundträger mit Trapezblechstegen im Brückenbau, Teilprojekt: „Schweißen in kaltumgeformten Bereichen“, Forschung für die Praxis P645, Verlag- und Vertriebsgesellschaft mbH, Düsseldorf, 2008.

(FOSTA P652): Abschlussbericht: AiF-Vorhaben-Nr. 14195 BG (2007) Wirtschaftliche Schweißverbindungen höherfester Baustähle, Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e.V. (AiF), FOSTA P652.

(FREUNDT, U.; BÖNING, S, 2010): BAST FE-Nr. 15.451/2007/FRB: Anpassung des DIN-Fachberichtes 101 „Einwirkungen auf Brücken“ an Eurocodes – Zukunftsfähiges Lastmodell für Straßenverkehrslasten. Abschlussbericht.

(GÜNTHER G. H. et al., 2000): Günther G. H., Hortmanns M., Schwarzkopf D., Sedlacek G., Bohrmann D.: Dauerhafte Ausführung von Hängeranschlüssen an stählernen Bogenbrücken. Stahlbau 69 (2000), S. 894-908.

(HAGEDORN, M. et al., 1997): Hagedorn, M.; Kuhlmann, U.; Pfisterer, H.; Weber, J.: Eine Neuentwicklung im Stabbogenverbundbrückenbau -

Die Amperbrücke, Stahlbau 66 (1997) , Heft 7, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, S. 390-395.

(KUHLMANN, U. et al., 2003): Kuhlmann, U.; Dürr, A.; Roos, F.: Ermüdungsnachweis für Straßen-Verbundbrücken nach DIN-Fachbericht. Stahlbau 72 (2003) Nr. 9, S. 679-682.

(KUHLMANN, U. et al., 2007): Kuhlmann, U., Pelke, E., Hauf, G., Herrmann, T., Steiner, J., Aul, M.: Ganzheitliche Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen bei Verbundbrücken unter Berücksichtigung des Bauverfahrens und der Nutzungsdauer, Stahlbau 2007 (76), Heft 2, S. 105-116, 2007.

(KUHLMANN, U.; MAIER, D. H., 2002): Kuhlmann, U.; Maier, D. H.: Pilotprojekt Verbundbrücke, In: Beton - neue Regeln für einen innovativen Werkstoff, Seminarveranstaltung am 04. Dezember 2002, Universität Stuttgart, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, 2002.

(LECHNER, A. et. al, 2008): Lechner, A.; Greiner, R.; Lindner, J.: Portal frame with complex boundary conditions - comparison of general method with traditional methods acc. Eurocode 3, IN EUROSTEEL 2008, Proceeding, S. 759 – 764.

(Leitfaden Zugglieder, 2008): Bagayoko, L.; Ehmann, R.; Hamme, M.; Hemmert-Halwick, A.; Hortmanns, M.; Mehrfeld, J.; Muskiewicz, R.; Schmackpfeffer, H.; Schubart, R.; Schütz, K. G.; Sedlacek, G.; Thomas, E.; Vetter, W.: Leitfaden zum Anhang II-H - Hänger von Stabbogenbrücken des DIN-Fachbericht 103 (Ausgabe 2008). „Schwingungsanfällige Zugglieder im Brückenbau - Bemessungsregeln für Hänger an Stabbogenbrücken und Empfehlungen für ermüdungsgerechtes Konstruieren“. Bundesanstalt für Wasserbau, Dezember 2007.

(Leitfaden DIN-FB 103, 2003): Leitfaden zum DIN Fachbericht 103 Stahlbrücken; G. Sedlacek, H. Eisel, W. Hensen, B. Kühn, M. Paschen, 2003.

(MARTIKAINEN, S., 2009): Martikainen, S.: Bemessung von Rundstahlhängern von Stabbogenbrücken, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diplomarbeit, Nr. 2009-19X.

(MÜLLER, C., 2003): Müller, D.: Zum Nachweis ebener Tragwerke aus Stahl gegen seitliches Ausweichen, Shaker Verlag, Schriftenreihe Stahlbau – RWTH Aachen, 2003.

(PETERSEN, C., 2001): Petersen, C.: KG, Maurer Söhne GmbH & Co. (Hrsg.): Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau. 2001

(SCHLEICHER W., 2003): Schleicher, W.: Modellierung und Berechnung von Stahlbrücken. Ernst und Sohn, 2003

(SCHÜTZ K. G. et al., 2008): Schütz, K. G.; Schmidmeier, M.; Schubart, R.; Frickel, J.; Schumann A.: Schwingungsanfällige Zugglieder im Brückenbau Teil A: Bemessungsregeln für Hänger an Stabbogenbrücken und Empfehlungen für ermüdungsgerechtes Konstruieren. Teil B: Berechnungsbeispiele für Rund- und Flachstahlhänger. In: Kuhlmann, U. (Hrsg.): Stahlbaukalender 2008, Ernst & Sohn, 2008.

(SEDLACEK, G. et al., 2005): Sedlacek, G., Höhler, S., Dahl, W., et al.: Ersatz des Aufschweißbiegeversuchs durch äquivalente Stahlsortenwahl, Stahlbau 74 (2005), S. 539-546.

(SNIJDER, B. et al., 2008): Snijder, B., Hoenderkamp, H., Bakker, M., Steenbergen H., De Louw K.: Design rules for lateral torsional buckling of channel sections subject to web loading, Stahlbau 77 (2008), S. 247-256.

(STANGENBERG, H., 2007): Zum Bauteilnachweis offener, stabilitätsgefährdeter Stahlbauprofile unter Einbeziehung seitlicher Beanspruchungen und Torsion, Shaker Verlag, Schriftenreihe Stahlbau – RWTH Aachen, 2007.

(ROOS, F., 2003): Anwendung von höherfesten Baustählen im Straßen-Verbundbrückenbau, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diplomarbeit, Mai 2003, Nr. 2003-13X.

16.3 Sonstige Veröffentlichungen

(BAST Erfahrungssammlung): BAST: Erfahrungssammlung zum DIN-Fachbericht 103 „Stahlbrücken“ (Stand 02.02.2007): Reg.-Nr. 103.026.111105, Antwort vom 27.07.2007

(BAW, 2003): BAW: Bundesanstalt für Wasserbau - Technische Empfehlungen Bautechnik: Konstruktive Empfehlungen und Nachweise zur Ermüdungssicherheit von Hängeranschlüssen. 2003.

(CEN/TC250/SC3 N1639E, 2008): Sedlacek G., Naumes, J.: Excerpt from the Background Document to EN 1993-1-1: Flexural buckling and lateral buckling on a common basis: Stability assessments according Eurocode 3. Institute for Steel Structures, Aachen 26.09.2008.

(CEN/TC250/SC3 N1668E, 2009): Final version Corrigendum to EN 1993-1-9 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue, 06.01.2009

(DONGES/ MEYER + SCHUBART, 2005): Donges/ Meyer + Schubart: Ausführungsunterlagen: Eselsbuckelbrücke Wörth, 2005.

(R-STAB): R-STAB Dlubal Version 5.14.090

(Sitzungsprotokoll zum BAST-Vorhaben Einwirkungen): Protokoll zur 3. Sitzung der Betreuungsgruppe zum Vorhaben BAST FE-Nr. 15.451/2007/FRB am 16.12.2008.

Teil 4:

Anpassung des DIN-Fachberichts 104 „Verbundbrücken“ an Eurocodes

von

Gerhard Hanswille
Armin Brauer
Marco Bergmann

Bergische Universität Wuppertal
Fachgebiet Stahlbau und Verbundkonstruktionen

Bericht zum Forschungsprojekt 15.453/2007/FRB

Projektbetreuung: Thomas Mayer

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

In DIN EN 1991-2 [9] werden als empfohlene Werte für die Verkehrslasten des Lastmodells 1 (LM1) für Straßenbrücken Werte angegeben, die von den derzeitigen Werten im DIN-Fachbericht 101 [16] abweichen. Hinzu kommt, dass für Verkehrslasten in DIN EN 1991-2 im Vergleich zum DIN Fachbericht 101 andere empfohlene Werte für den Teilsicherheitsbeiwert γ_Q angegeben werden. Die Verkehrslastmodelle in DIN EN 1991-2 [9] wurden aus europäischen Verkehrsdaten hergeleitet, die primär auf dem so genannten Auxerre-Verkehr basieren. Diese Verkehrsdaten wurden in einem Zeitraum vor dem Jahre 2000 erhoben. Im Hinblick auf den in den letzten Jahren stark angestiegenen Anteil des Schwerverkehrs auf Bundesfernstraßen wird daher zukünftig eine Anpassung der derzeitigen Verkehrslastmodelle erforderlich werden. Hierzu werden derzeit im Rahmen des Forschungsprojektes FE 15.0451 der BASt [24] genauere Untersuchungen durchgeführt, die primär dazu dienen, die Anpassungsbeiwerte α_{Qi} und α_{qi} in DIN EN 1991-2 im Rahmen der Erarbeitung des Nationalen Anhangs zu EN 1991-2 so anzupassen, dass die aktuelle und zukünftige Entwicklung des Schwerverkehrs in Deutschland realistisch erfasst wird. Das zugehörige Lastmodell wird nachfolgend als modifiziertes Lastmodell 1 (LMM1) bezeichnet. In der nachfolgenden Tab. 1 sind die Verkehrslasten mit den zugehörigen Anpassungs-

faktoren und Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN-Fachbericht 101 [16], mit den empfohlenen Werten nach EN 1991-2 [9] und mit den für den Nationalen Anhang zu DIN EN 1991-2 geplanten Anpassungsfaktoren für das Lastmodell 1 gegenübergestellt.

Der DIN-Fachbericht 101 [16] berücksichtigt gleichmäßig verteilte charakteristische Flächenlasten von $q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$ im Fahrstreifen 1 und von $q_{ik} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ in allen weiteren Fahrstreifen und auf der Restfläche. Die Anpassungsfaktoren α_{qi} für Flächenlasten werden hierbei durchgängig zu 1,0 angenommen. Als charakteristische Einzellasten werden in Fahrstreifen 1

$$\alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 0,8 \cdot 300 = 240 \text{ kN}$$

und in Fahrstreifen 2 der Wert

$$\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 0,8 \cdot 200 = 160 \text{ kN}$$

angesetzt. In EN 1991-2 [9] werden die empfohlenen Werte für die Anpassungsfaktoren α_{Qi} und α_{qi} mit 1,0 angegeben. Als charakteristische Flächenlasten ergeben sich somit $\alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$ in Fahrstreifen 1 und $\alpha_{qi} \cdot q_{ik} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ in allen weiteren Fahrstreifen und auf der Restfläche. In Fahrstreifen 1 sind charakteristische Einzellasten von

$$\alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 1,0 \cdot 300 = 300 \text{ kN,}$$

in Fahrstreifen 2 von

$$\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 1,0 \cdot 200 = 200 \text{ kN}$$

und in Fahrstreifen 3 von

$$\alpha_{Q3} \cdot Q_{3k} = 1,0 \cdot 100 = 100 \text{ kN}$$

anzusetzen.

Tab. 1: Anpassungsfaktoren nach DIN EN 1991-2, DIN-Fachbericht 101 (2003) und NA DIN EN 1991-2

	Achslasten Q_{ik} und Flächenlasten q_{ik}		Anpassungsfaktoren nach		Anpassungsfaktoren nach		Modifizierte Anpassungsfaktoren für	
	Q_{ik}	q_{ik}	DIN EN 1991-2 (empfohlene Werte)		DIN-Fachbericht 101 (2003)		NA EN 1991-2	
	kN	kN/m^2	α_{Qi}	α_{qi}	α_{Qi}	α_{qi}	α_{Qi}	α_{qi}
Fahrstreifen 1	300	9,0	1,00	1,00	0,80	1,00	1,00	1,33
Fahrstreifen 2	200	2,5	1,00	1,00	0,80	1,00	1,00	2,40
Fahrstreifen 3	100	2,5	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,20
weitere Fahrstreifen	0	2,5	-	1,00	-	1,00	-	1,20
Restfläche	0	2,5	-	1,00	-	1,00	-	1,20
Teilsicherheitsbeiwert γ_Q			1,35		1,50		1,35	

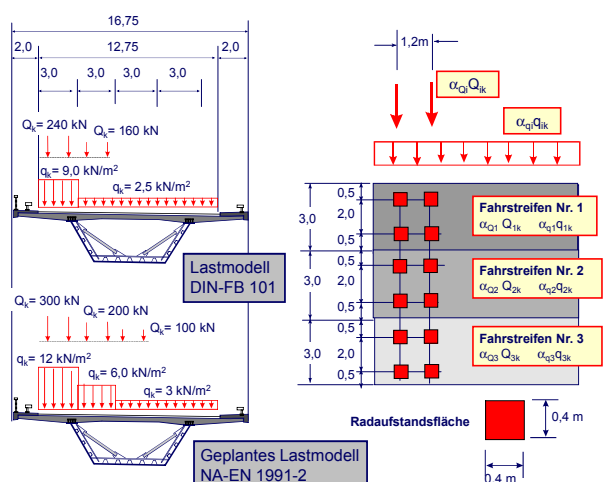


Bild 1: Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101 und geplantes modifiziertes Lastmodell LMM1 gemäß NA zu DIN EN 1991-2

Gemäß der geplanten Anpassung der Verkehrslasten im Nationalen Anhang zu EN 1991-2 (modifiziertes Lastmodell 1) erhöhen sich die Anpassungsfaktoren α_{qi} für die gleichmäßig verteilten Flächenlasten teilweise erheblich, während die Anpassungsfaktoren α_{Qi} für Doppelachsen nach wie vor den empfohlenen Werten EN 1991-2 [9] entsprechen. Die charakteristischen Werte der Flächenlasten sind beim modifizierten Lastmodell im Fahrstreifen 1 mit $\alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 1,33 \cdot 9,0 = 12,0$ kN/m², im Fahrstreifen 2 mit $\alpha_{q2} \cdot q_{2k} = 2,40 \cdot 2,5 = 6,0$ kN/m² und im Fahrstreifen 3 sowie in allen weiteren Fahrstreifen und in der Restfläche mit $\alpha_{qi} \cdot q_{ik} = 1,20 \cdot 2,5 = 3,0$ kN/m² anzusetzen.

Insbesondere mit der Erhöhung der Flächenlasten im Fahrstreifen 2 wird beim modifizierten Lastmodell LMM1 der in den letzten Jahren stark gestiegene und zukünftig noch weiter steigende Schwerlastverkehr in der zweiten Spur erfasst. Die Erhöhung der Flächenlasten im Fahrstreifen 1 sowie die Erhöhung der Achslasten der Tandemfahrzeuge berücksichtigen den in Zukunft noch steigenden Anteil von Schwertransporten sowie die wegen Falschbeladung von Fahrzeugen erhöhten Achslasten. In Bild 1 sind die Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101 und nach dem modifizierten Lastmodell LMM1 exemplarisch für einen Querschnitt RQ 15,5 dargestellt.

In Kapitel 2 dieses Forschungsberichtes werden die Auswirkungen des modifizierten Lastmodells LMM1 auf die Bemessung von Stahlverbundbrü-

cken nach DIN-Fachbericht 104 [21] bzw. DIN EN 1994-2 [14] untersucht. Neben den Unterschieden im Lastmodell werden dabei auch die Einflüsse aus den unterschiedlichen Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten in DIN-Fachbericht 101 [16], DIN EN 1990 [7] und DIN EN 1990/A1 [8] untersucht. Zwischen den Fassungen 2003 und 2009 der DIN-Fachberichte bestehen dabei grundsätzlich keine Unterschiede mit Ausnahme der Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte für klimatische Temperatureinwirkungen (siehe Kapitel 2.7). Die Untersuchungen umfassen sowohl die Grenzzustände der Tragfähigkeit als auch die maßgebenden Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit. Der Schwerpunkt der Untersuchungen liegt dabei auf der Untersuchung der Beanspruchungen der Hauptträger. Die Untersuchungen zu den Auswirkungen des modifizierten Lastmodells LMM1 auf die Bemessung in Querrichtung sowie auf die Bemessung von Querrahmen und Querverbänden erfolgt in einem weiteren Arbeitsschritt in Kapitel 2.10.

In Kapitel 3 wird auf der Grundlage der Ergebnisse der vorangegangenen Untersuchungen und der neu zu formulierenden Regelungen für den DIN-Fachbericht 104 eine Überprüfung der Regelungen durch Nachrechnung von zwei typischen Verbundbrücken vorgenommen. Die Nachrechnungen beziehen sich dabei schwerpunktmäßig auf die in den vorangegangenen Kapiteln behandelten Fragestellungen.

Aufgrund des in den letzten Jahren stark gestiegenen Schwerlastverkehrs hat die Frage der Beurteilung und Klassifizierung von Bestandsbauwerken große Bedeutung erlangt. Von besonderem Interesse sind dabei Bauwerke, die vor Einführung der DIN-Fachberichte im Jahre 2003 noch nach den alten Regelwerken auf der Grundlage des alten globalen Sicherheitskonzeptes nach DIN 1072:1967 [4] bzw. DIN 1072:1985 [5] geplant und gebaut wurden. Für die Brückenklassen 60 und 60/30 werden in Kapitel 4 vergleichende Untersuchungen durchgeführt, die in Art und Weise den Untersuchungen für die Haupttragelemente in Kapitel 2 entsprechen. Die Untersuchungen konzentrieren sich auf die gängigen Systeme und Querschnittsvarianten von Verbundbrücken und erlauben einen direkten Vergleich des Ausnutzungs-

niveaus dieser Bauwerke bezogen auf das modifizierte neue Lastmodell LMM1.

Bei der Erfassung der Einflüsse aus der Rissbildung im Beton bei schlaff bewehrten Verbundbrücken weichen die in EN 1994-2 [14] zusammengestellten Regelungen zur Tragwerksberechnung teilweise von den derzeitigen Regelungen im DIN-Fachbericht 104 [22] ab. Die aktuelle Fassung von EN 1994-2 berücksichtigt in verstärktem Maße den Einfluss von Überfestigkeiten bei der Betonzugfestigkeit. Daraus resultieren aus der Rissbildung über den Innenstützen geringere Umlagerungen von Schnittgrößen, die sich insbesondere auf die Beanspruchung in den Stützbereichen von durchlaufenden Verbundbrücken auswirken.

Aus diesen Änderungen in EN 1994-2 [14] ergeben sich insbesondere Auswirkungen bezüglich der Frage des Grenzzustandes der Materialermüdung für den Betonstahl in Fahrbahnplatten. Die Situation wird noch durch die Tatsache verschärft, dass in der neusten Fassung des DIN-Fachberichtes 102 [19] und im Nationalen Anhang zu EN 1992-2 [11] die Ermüdungsfestigkeit für Betonstahl abgemindert wurde. Vor diesem Hintergrund wird in Kapitel 5 dieses Forschungsberichtes eine genauere Überprüfung der Regelungen im DIN-Fachbericht 104 und in EN 1994-2 durchgeführt, da die Schadensäquivalenzfaktoren λ in den Regelwerken des Massivbaus teilweise abweichend von den entsprechenden Regelungen in DIN EN 1993-2 [13] und DIN EN 1994-2 [14] bzw. in den DIN-Fachberichten 103 und 104 ermittelt wurden. Hierzu werden vergleichende Untersuchungen mit dem Ermüdungslastmodell 4 nach EN 1991-2 [9] durchgeführt.

Kapitel 6 beschäftigt sich mit der Frage der lokalen Lasteinleitung der Längsschubkräfte an Betonierabschnittsgrenzen. An diesen Stellen treten in Verbundtragwerken hohe konzentrierte Längsschubkräfte auf, die wegen der hohen Oberlasten in den Dübeln in Kombination mit den ermüdungswirksamen Einwirkungen aus Verkehr zu einer Reduzierung der Lebensdauer führen könnten [29, 30, 31]. Die Beanspruchungen im Grenzzustand der Ermüdung sollen im Allgemeinen unterhalb der elastischen Grenztragfähigkeiten der untersuchten Bauteile liegen. An den Stellen hoher lokaler Längsschubkraftbeanspruchungen ist eine genaue

Ermittlung der Längsschubkräfte von großer Bedeutung, da die Längsschubkräfte durch die Schubweichheit des Betongurtes im Lasteinleitungsbereich und durch die Nachgiebigkeit der Verbundmittel signifikant beeinflusst werden. Die Regelungen in DIN EN 1994-2 [14] und in DIN Fachbericht orientieren sich jedoch am Grenzzustand der Tragfähigkeit und nützen planmäßig plastische Umlagerungen der Längsschubkräfte im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit aus. Die Beanspruchung von Verbundmitteln an Betonierabschnittsgrenzen muss daher bei genauerer Betrachtung im Grenzzustand der Ermüdung auf Grundlage der Elastizitätstheorie erfolgen. In Kapitel 3 wird das Problem grundlegend betrachtet und es wird ein vereinfachtes Berechnungsverfahren hergeleitet, das eine genauere Berücksichtigung der Einflüsse aus der Schubweichheit des Betongurtes und aus der Nachgiebigkeit der Dübel erlaubt.

1.2 Wesentliche Unterschiede in den Regelwerken zu Verbundbrücken

1.2.1 Allgemeines

Die EN-Fassung des Eurocode 4 wurde im Juli 2006 als deutsche Fassung DIN EN 1994-2 [14] veröffentlicht. Zwischenzeitlich wurde auch der Nationale Anhang E DIN EN 1994-2/NA [23] in der Fassung März 2009 fertiggestellt. Ergänzend zum Nationalen Anhang wurde im Arbeitsausschuss Verbundbau ein weiteres Arbeitspapier [39] erstellt, das zukünftig in die ZTV-ING eingearbeitet werden soll. Die in diesem Papier dargestellten Regelungen enthalten spezielle Konstruktionsgrundsätze, die in Deutschland in der Vergangenheit bei der Ausführung von Verbundbrücken zu berücksichtigen waren und im Rahmen der Erarbeitung des Eurocode 4 auf europäischer Ebene nicht harmonisierbar waren. Der Anhang B enthält dieses Arbeitspapier in der Fassung Juni 2007.

Die im Jahre 2003 veröffentlichte Fassung des DIN-Fachberichtes 104 [21] basiert auf der ENV-Fassung des Eurocode 4 – DIN V ENV 1994-2 [15]. Die in den letzten Jahren mit der im Jahre 2003 veröffentlichten Fassung des DIN-Fachberichtes 104 [21] gemachten Erfahrungen wurden bei der BASt in Form von Einsprüchen und Anmer-

kungen zentral erfasst. Diese Einsprüche und weitere Punkte, die im Rahmen der Erarbeitung der DIN EN 1994-2 [14] und dem zugehörigen Nationalen Anhang [23] diskutiert wurden, bildeten die Grundlage für die überarbeitete Fassung des DIN-Fachberichtes 104, Ausgabe 2009 [22].

Dieser Abschnitt behandelt schwerpunktmäßig eine Zusammenstellung der wesentlichen Unterschiede zwischen DIN EN 1994-2 [14] und DIN-Fachbericht 104, Ausgabe 2009 [22].

1.2.2 Unterschiede zwischen DIN-Fachbericht 104 und DIN EN 1994-2

Die Erarbeitung des DIN-Fachberichtes 104, Ausgabe 2003 [21] erfolgte teilweise parallel zur Erarbeitung von DIN EN 1994-2 [14]. Bei der Erarbeitung des Fachberichtes wurde daher seinerzeit im NABau Arbeitsausschuss Verbundbau der Beschluss gefasst, den Fachbericht nicht ausschließlich auf der Grundlage der ENV-Fassung des Eurocode 4 zu erarbeiten, sondern wichtige Elemente aus DIN EN 1994-2 bereits im Jahre 2003 in den DIN-Fachbericht 104 einzuarbeiten.

Der DIN-Fachbericht 104 (2003) gibt somit einen „europäischen Bearbeitungsstand“ der Regelwerke des Verbundbaus wieder, der zwischen der ENV-Fassung und der EN-Fassung des Eurocode 4 einzuordnen ist. Insofern weicht der Eurocode 4-2 in seiner endgültigen Fassung nur in wenigen Punkten vom DIN-Fachbericht 104 ab.

Als wesentliche Punkte sind insbesondere zu nennen:

- DIN EN 1994-2 enthält gegenüber DIN-Fachbericht 104 verschärfte Regelungen bezüglich des Einflusses von Effekten aus der Überfestigkeit der Betonzugfestigkeit bei der Ermittlung der Schnittgrößen. Diese Unterschiede werden durch die überarbeitete Fassung des DIN-Fachberichtes 104 (2009) [22] beseitigt.
- In DIN EN 1994-2 werden bei den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit teilweise andere Kombinationen angegeben. Die daraus resultierenden Unterschiede sind in DIN Fachbericht 104 (2009) durch modifizierte Grenzspannungen berücksichtigt.
- DIN EN 1994-2 enthält Bemessungsverfahren für Stützen und Druckglieder in Verbundbauweise.

Im Fachbericht 104 fehlen derartige Regelungen. Im Rahmen der Erarbeitung des Fachberichtes 104 wurde im Arbeitsausschuss Verbundbau darüber diskutiert, ob die Regelungen des Eurocode 4-2 in die Ausgabe 2009 des DIN-Fachberichtes 104 übernommen werden sollen. Da Druckglieder in Verbundbauweise im Brückenbau sehr selten ausgeführt werden, wurde von einer Übernahme abgesehen. Dies war insbesondere vor dem Hintergrund der relativ kurzen Geltungsdauer des DIN-Fachberichtes 104 (2009) vertretbar. Ferner können Druckglieder auf nationaler Ebene auch nach DIN 18800-5:2007 [6] in Kombination mit DIN Fachbericht 104 bemessen werden.

- Eurocode 4-2 enthält weitergehende Regelungen zu horizontal und randnah angeordneten Kopfbolzendübeln, die bei Übertragung von Schubkräften Spaltzugkräfte in Plattendickenrichtung erzeugen. Derartige Regelungen fehlten im DIN-Fachbericht 104 (2003) [21]. Bei der Überarbeitung des DIN-Fachberichtes 104 (2009) [22] wurde daher ein Verweis auf DIN 18800-5 eingearbeitet. Die dort angegebenen Regelungen entsprechen den Regelungen in DIN EN 1994-2.
- Im Rahmen der Erarbeitung von DIN EN 1994-2 wurde die Frage der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln intensiv diskutiert. Neuere Auswertungen von Versuchsergebnissen [28] zeigen, dass die Regelungen in DIN EN 1994-2 den Einfluss aus der Kurzzeitrelaxation nicht richtig erfassen. Dieser Einfluss führt bei der Auswertung der Versuchsergebnisse zu ca. 15% kleineren Tragfähigkeiten gegenüber den Regelungen in DIN EN 1994-2. Dieser Sachverhalt wurde bei der Erarbeitung des Nationalen Anhangs zu DIN EN 1994-2 berücksichtigt. Der Fachbericht 104 (2009) berücksichtigt ebenfalls diese Abminderung.
- Bei der Erarbeitung der Regelungen des Eurocode 4-2 wurde ebenfalls die Frage der Ermüdungsfestigkeit von Kopfbolzendübeln nochmals umfangreich untersucht [26, 27, 28, 30, 31, 32]. Von besonderem Interesse waren dabei die Frage der Begrenzung der maximalen Oberlasten unter Gebrauchslasten und die Frage des Sicherheitsbeiwertes. Da die Regelungen nicht europäisch harmonisierbar waren bzw. die Untersu-

chungen bei Fertigstellung des Eurocode 4 noch nicht endgültig abgeschlossen waren, wurden entsprechende Ergänzungen in den Nationalen Anhang zu Eurocode 4 eingearbeitet. Diese Änderungen wurden auch in den DIN Fachbericht 104 (2009) [22] übernommen.

- Der Fachbericht 104 enthält im Abschnitt 2.4 konstruktive Regelungen für Fahrbahnplatten von Verbundbrücken in Form von Begrenzungen bei den Stabdurchmessern und den Stababständen. Mit diesen Regelungen soll eine verbesserte Dauerhaftigkeit und ein fachgerechtes Betonieren der Fahrbahnplatten sichergestellt werden. Derartige Regelungen waren auf europäischer Ebene nicht harmonisierbar. Wie bereits oben erläutert, sollen diese Regelungen bei Einführung von DIN EN 1994-2 in die ZTV-ING übernommen werden, da es sich um spezielle Vorgaben des Bundesverkehrsministers handelt. Dies gilt auch für die im Fachbericht im Abschnitt III enthaltenen Entwurfsgrundsätze für Straßenbrücken mit engliegenden Hauptträgern.
- In Deutschland wurde in den letzten Jahren eine Vielzahl von Stabbogenbrücken in Stahlverbundbauweise ausgeführt. Hierzu enthält der DIN-Fachbericht 104 im Vergleich zum Eurocode 4 verschärfte Regelungen zur Rissbreitenbeschränkung für planmäßig auf zentrischen Zug und Biegung beanspruchte Fahrbahnplatten. Diese Regelungen des DIN-Fachberichtes 104 wurden auch in den Nationalen Anhang zu DIN EN 1994-2 übernommen.

2 Untersuchungen zu den Auswirkungen der Modifizierung des Lastmodells 1

2.1 Allgemeines

In Kapitel 2 des Forschungsberichtes werden im Hinblick auf das modifizierte Verkehrslastmodell LMM1 nach Tab. 1 typische Verbundbrücken für übliche Stützweitenbereiche vergleichend untersucht. Die Ergebnisse werden so aufbereitet, dass für die maßgebenden Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ein direkter Vergleich mit den Bemessungsergebnissen auf der Grundlage des DIN-Fachberichtes 101 [16] ermöglicht wird. Der Vergleich erfolgt für die einzelnen Grenzzustände mit den zugehörigen Kombinationen und Teilsicherheitsbeiwerten jeweils auf der Grundlage der zugehörigen Bemessungswerte der Schnittgrößen.

2.2 Untersuchte Brückenquerschnitte und Tragsysteme

Als repräsentativer Querschnitt für die untersuchten Brückenquerschnitte wurde der für Bundesfernstraßen und Autobahnen mit getrennten Überbauten für jede Verkehrsrichtung gängige Regelquerschnitt RQ 15,5 gewählt. Die Überbaubreite beträgt hierbei 16,75 m, wobei der Fahrbahnbereich von 12,75 m Breite vier rechnerische Fahrstreifen mit jeweils 3 m Breite und eine 0,75 m breite Restfläche aufnehmen kann. Die Ausführung der Kappen wird gemäß Richtzeichnung „Kap1“ der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) von November 2007 angenommen. Ergänzend zu diesen Querschnitten werden ein einteiliger Querschnitt RQ 15,5 und ein Querschnitt RQ 29,5 betrachtet. An den Systemen mit diesem Querschnitt werden speziell die Auswirkungen aus der vergrößerten Torsionsbeanspruchung infolge des modifizierten Lastbilds LMM 1 untersucht.

Die Stützweiten werden für die betrachteten Querschnitte zwischen 20 m und 100 m variiert. Für die einteiligen Querschnitte wird nur der Stützweitenbereich zwischen 50 und 100 m betrachtet. Als statische Systeme werden Einfeldträger, Zwei- und Dreifeldträger sowie Fünffeldträger untersucht. Die Stützweiten der einzelnen Felder der Mehrfeldträger werden hierbei jeweils als gleich groß ange-

nommen. Damit sind durch die Untersuchungen die am häufigsten verwendeten Brückensysteme abgedeckt.

Als typische Verbundbrückenquerschnitte werden ein einzelliger Hohlkastenquerschnitt, ein dreistegiger Plattenbalkenquerschnitt, ein zweistegiger Plattenbalkenquerschnitt mit zwei luftdicht verschweißten torsionssteifen Hauptträgern sowie ein einteiliger Querschnitt mit seitlichen Diagonalabstreben untersucht.

Typische Beispiele für ausgeführte Brückenbauwerke mit den genannten Querschnittstypen sind die Innbrücke Neuötting im Zuge der A94 (Hohlkastenquerschnitt) [37], die Talbrücke Langerfeld im Zuge der A1 in Wuppertal (dreistegiger Plattenbalken), die Schleusetalbrücke im Zuge der A73 (Plattenbalkenquerschnitt mit zwei torsionssteifen Längsträgern) und die Talbrücke Wilde Gera im Zuge A71 (einteiliger Verbundquerschnitt) [3]. Bild 2 zeigt diese Brücken im Bauzustand.



Bild 2: Innbrücke Neuötting, Talbrücke Langerfeld, Schleusetalbrücke und Talbrücke Wilde Gera

In Bild 3 sind für den Regelquerschnitt RQ 15,5 übliche Ausführungen der verschiedenen Querschnittstypen dargestellt, die sich grundsätzlich an den zuvor genannten Ausführungsbeispielen orientieren.

In den Untersuchungen wird in Abhängigkeit der Stützweite lediglich die Bauhöhe der Hauptträger bzw. Hohlkästen variiert. Die Bauhöhe h der Hauptträger wird grundsätzlich zu $h = L/25$ angenommen. Die Hohlkästen weisen jedoch eine Mindestbauhöhe von $h = 1,90$ m auf, um die Zugänglichkeit bei Wartungsarbeiten zu gewährleisten.

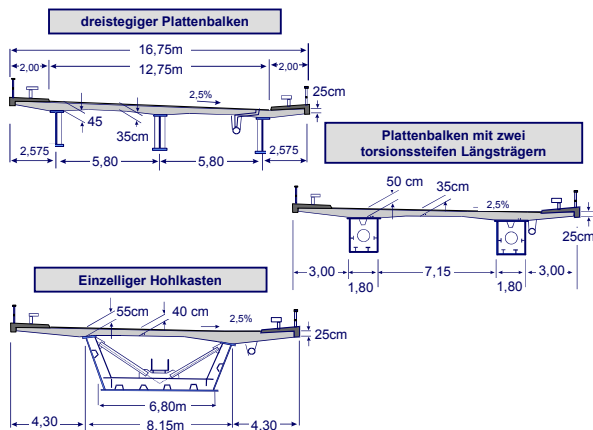


Bild 3: Untersuchte Querschnitte RQ 15,5

Die Abmessungen in Brückenquerrichtung sowie die Abmessungen der Fahrbahnplatte werden im Rahmen der Untersuchungen nicht variiert. Bei der Tragwerksanalyse wird davon ausgegangen, dass alle untersuchten Tragwerksvarianten in Quer- und in Längsrichtung schlaff bewehrt sind. Dies ist derzeit bei 95% aller Verbundbrücken in der Praxis gegeben.

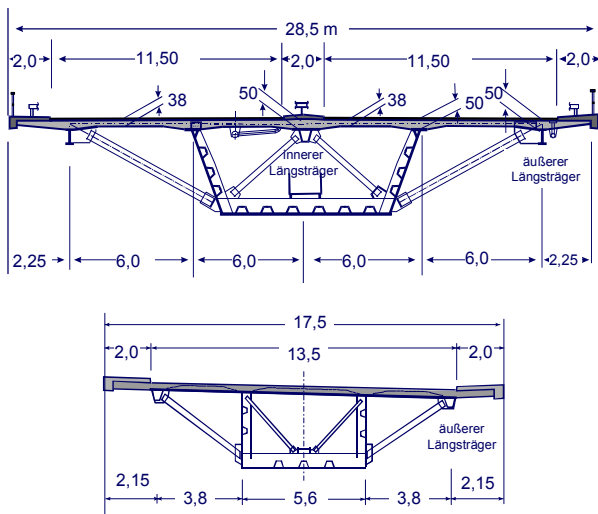


Bild 4: Untersuchte einteilige Querschnitte

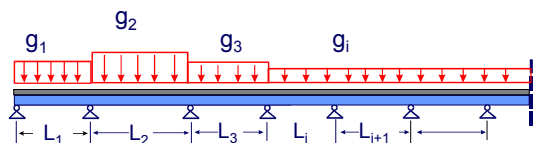
Bild 4 zeigt die Querschnittsabmessungen der untersuchten einteiligen Querschnitte. Der obere Querschnitt entspricht hinsichtlich der Hauptabmessungen den Abmessungen der in den letzten Jahren vorwiegend in Thüringen im Zuge der A71 und der A73 gebauten großen Talbrücken. Der untere Querschnitt entspricht hinsichtlich der Abmessungen der Talbrücke Oehde im Zuge der A1 [25].

2.3 Ständige Einwirkungen

Erste Voruntersuchungen haben gezeigt, dass das modifizierte Lastmodell 1 zu ungünstigeren lokalen Plattenbeanspruchungen führt. Dieser Umstand führt dazu, dass im Vergleich zu Fahrbahnplatten, die mit dem Lastmodell LM1 nach DIN Fachbericht 101 und DIN-Fachbericht 102:2009 [19] bemessen werden, über den Stahlträgern aus Gründen der Querkrafttragfähigkeit eine Vergrößerung der Plattendicke von 3–5 cm erforderlich wird. Diese Aufdickung der Fahrbahnplatte ist nur in einem sehr kleinen Bereich direkt neben den Hauptträgerstegen erforderlich und führt im Regelfall nur zu einer geringfügig größeren Anvoutung der Fahrbahnplatte neben den Stegen der Hauptträger. Der Einfluss auf die ständigen Einwirkungen wird durch die in den Bildern 3 und 4 angegebenen mittleren Plattenabmessungen erfasst. Mit diesen Plattenabmessungen werden die ständigen Einwirkungen aus Fahrbahnplatteneigengewicht näherungsweise für alle Systeme unabhängig von der Hauptträgerstützweite ermittelt.

Bezüglich des Stahlträgereigengewichtes wurden insgesamt 125 ausgeführte Brücken, die in den letzten 10 Jahren gebaut wurden, hinsichtlich der Stahltonnage ausgewertet und für die einzelnen Querschnittstypen in Abhängigkeit von der mittleren Hauptträgerstützweite mittels linearer Regressionsanalyse ein mittleres Stahlgewicht g_a pro m^2 Brückenfläche ermittelt. Die Beziehungen für die mittleren Stahlgewichte sind in den Bildern 5a und 5b zusammengestellt. Die ständigen Einwirkungen aus Ausbaulasten, Kappen, Geländer, Dichtung und Asphaltbelag sowie Zuschlägen für den Gradientenausgleich werden in Übereinstimmung mit DIN-Fachbericht 101 berücksichtigt. Die primären und sekundären Beanspruchungen aus dem Kriechen und Schwinden des Betons werden im Rahmen der vergleichenden Untersuchungen auf der Grundlage des Gesamtquerschnittsverfahrens [33] mit den Kriechzahlen und Schwindmaßen nach DIN-Fachbericht 102 ermittelt.

Effektive Stützweiten

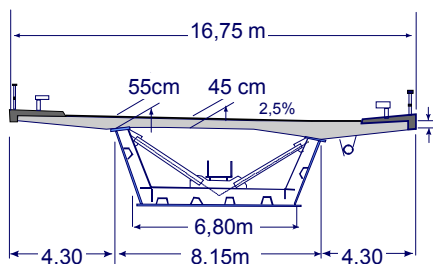


$$L_{m,1} = \frac{L_1 + L_2}{2} \geq 0,8L_2 \text{ für } L_2 > 1,25 L_1$$

$$L_{m,2} = \frac{L_2 + L_3}{2} \geq 0,8L_2 \text{ für } L_2 > 1,25 L_3$$

$$L_{m,i} = \frac{1}{n} \sum L_i \text{ für } 0,8 \leq \frac{L_{i+1}}{L_i} \leq 1,25$$

Einzelliger Hohlkasten



Stahlgewicht pro m² Brückenfläche:

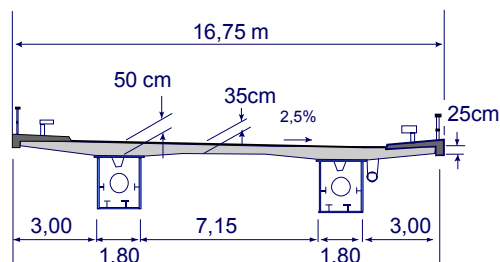
$$g_a = \alpha_s (100 + 2,2 L_{m,i}) \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Stahlgüte: S355 : $\alpha_s = 1,0$
S235 : $\alpha_s = 1,4$

Betonstahl: ca. 80 kg/m² Brückenfläche

$H_{\min} = 1,90\text{-}2,2\text{ m}$ (Begehrbarkeit)

Zweistufiger Plattenbalken mit torsionssteifen Hauptträgern



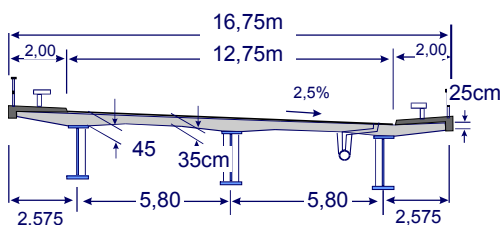
Stahlgewicht pro m² Brückenfläche:

$$g_a = \alpha_s (65 + 3,3 L_{m,i}) \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Stahlgüte: S355 : $\alpha_s = 1,0$
S235 : $\alpha_s = 1,4$

Betonstahl: ca. 85 kg/m² Brückenfläche

Dreistufiger Plattenbalken



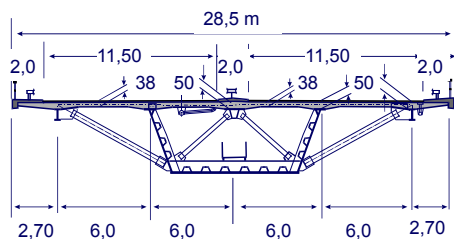
Stahlgewicht pro m² Brückenfläche:

$$g_a = \alpha_s (55 + 4,5 L_{m,i}) \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Stahlgüte: S355 : $\alpha_s = 1,0$
S235 : $\alpha_s = 1,4$

Betonstahl: ca. 95 kg/m² Brückenfläche

Einteilige Querschnitte



Stahlgewicht pro m² Brückenfläche:

$$g_a = \alpha_s (135 + 1,4 L_{m,i}) \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Stahlgüte: S355 : $\alpha_s = 1,0$
S235 : $\alpha_s = 1,4$

Betonstahl: ca. 75 kg/m² Brückenfläche

Bild 5: Mittlere Stahlgewichte der untersuchten Querschnittstypen

2.4 Veränderliche Einwirkungen

Wie bereits zuvor erläutert, werden im Rahmen der vergleichenden Untersuchungen die Beanspruchungen des derzeit gültigen Lastmodells 1 in DIN-Fachbericht 101 [16] mit den Beanspruchungen aus dem modifizierten Lastmodell gemäß Tab. 1 verglichen. Bei diesem Vergleich wird als weitere veränderliche Einwirkung für die untersuchten Einfeld- und Durchlaufsysteme ein linearer Temperaturunterschied aus klimatischen Temperatureinwirkungen gemäß DIN-Fachbericht 101 (2003) [16] berücksichtigt. Weitere veränderliche Einwirkungen wie z.B. Wind und Baugrundbewegungen bleiben im Rahmen der vergleichenden Untersuchungen unberücksichtigt, da sie für die Bemessung und die Massen bei Durchlaufträgern im mittleren Stützweitenbereich von untergeordneter Bedeutung sind.

2.5 Tragwerksanalyse

Die Tragwerksanalyse erfolgt heute bei Verbundbrücken in der Regel mit Hilfe von dreidimensionalen Stabwerksmodellen. Wegen der großen Anzahl der in diesen Forschungsvorhaben zu untersuchenden Systeme sind hinsichtlich der Tragwerksanalyse Vereinfachungen erforderlich. Die der Ermittlung der Schnittgrößen zugrunde liegenden Annahmen werden nachfolgend für die einzelnen Querschnittsvarianten analysiert und bewertet.

2.5.1 Einzelliger Hohlkasten

Einzellige Hohlkasten-Querschnitte werden heute üblicherweise mit dem sogenannten Dreistabmodell nach Bild 6 idealisiert und als räumliche Trägerroste berechnet. Die Tragwerksberechnung erfolgt in zwei Schritten. Im ersten Schritt werden die lokalen Plattenbeanspruchungen (System A nach Bild 6) nach der Plattentheorie ermittelt. Die Fahrbahnplatte wird dabei als starr gestützt auf den Hauptträgerstegen angesehen. Zusätzlich aus den lokalen Plattenbiegebeanspruchungen erhält die Fahrbahnplatte in Querrichtung im Bereich der Querrahmen noch Beanspruchungen aus der Schwindbehinderung der Fahrbahnplatte durch die Querrahmen bzw. Querverbände sowie zusätzliche Zugkräfte in Querrichtung bei geneigten Hauptträgerstegen. Diese Beanspruchungen werden an einem gesonderten Querrahmensystem gemäß Bild 6 berechnet. Die aus dem System A resultierenden Auflagerkräfte werden im zweiten Schritt

auf das Haupttragwerk (System B nach Bild 6) aufgebracht. Im allgemeinen Fall wird das Haupttragwerk als Dreistabsystem idealisiert. Der mittlere Torsionsstab erfasst dabei die St. Venant'sche Torsionssteifigkeit GJ_T des Kastens. Die Biegesteifigkeiten EJ_{HT} der beiden äußeren Hauptträger werden unter Berücksichtigung der mittragenden Breiten der Fahrbahnplatte und des Bodenbleches ermittelt und erfassen die Biegesteifigkeit des Kastens und gleichzeitig in Kombination mit den Querrägern mit der Biegesteifigkeit EJ_{QR} näherungsweise Einflüsse aus der Querschnittsverwölbung und der Profilverformung.

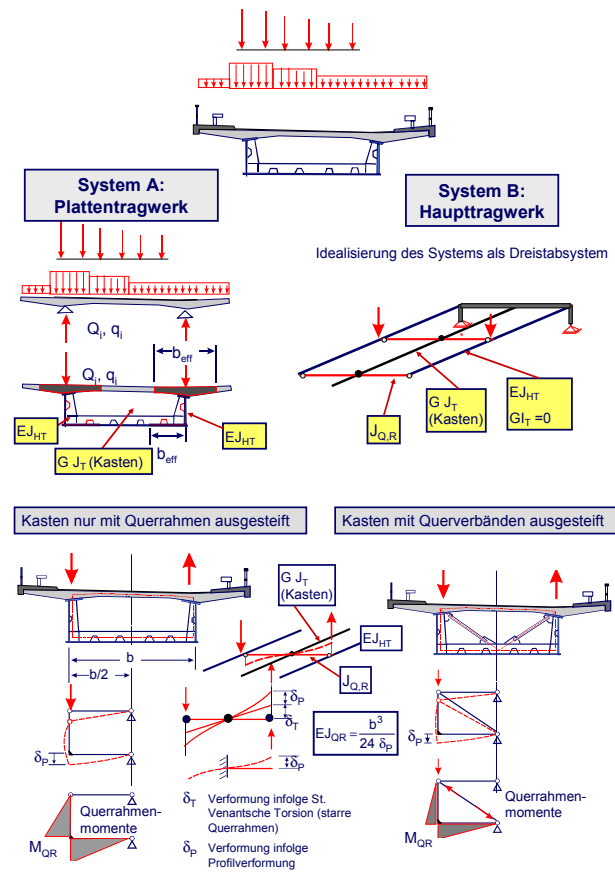


Bild 6: Tragwerksidealisierung von einzelligen Hohlkästen

Eine Berechnung als Dreistabsystem ist in der Regel nur bei Kastenquerschnitten mit Querrahmen zur Einleitung der Torsionsverbände erforderlich, weil hier der Einfluss aus der Profilverformung nicht mehr vernachlässigt werden kann. Werden die Kästen durch ausreichend steife Querverbände in Abständen von 4 bis 7 m ausgesteift, so liefert eine Berechnung des Systems als Einstabsystem ausreichend genaue Ergebnisse. Da nachfolgend stets auf das Lastmodell des DIN-Fachberichtes

101 bezogene Schnittgrößen ermittelt werden, ist im Rahmen dieser vergleichenden Untersuchungen eine vereinfachte Idealisierung als Einstabsystem zulässig. Dies gilt jedoch nur für die Beanspruchungen des Haupttragwerkes in Längsrichtung. Für die Querrichtung (Querrahmen und Querverbände) ergeben sich infolge der deutlich größeren Torsionsbeanspruchungen aus dem modifizierten Lastmodell LMM1 deutlich größere Erhöhungen der Beanspruchungen. Auf diese Problematik wird in Abschnitt 2.10 dieses Forschungsberichtes gesondert eingegangen.

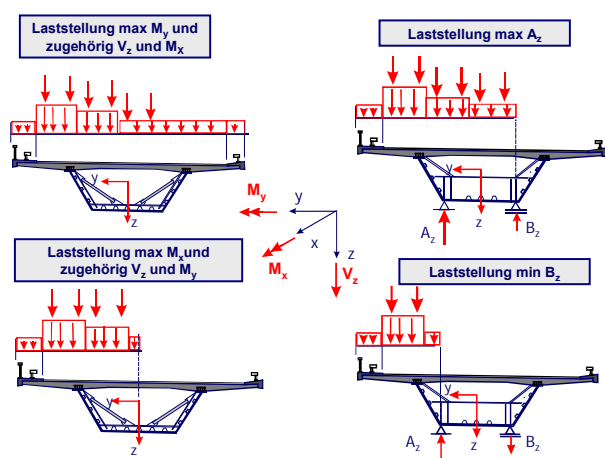


Bild 7: Untersuchte Lastanordnungen für die Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen und der Bemessungswerte der Auflagerkräfte

Bei der Untersuchung als Einstabsystem werden im Rahmen des Forschungsberichtes die in Bild 7 dargestellten maßgebenden Laststellungen für die Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen und die Bemessungswerte der Auflagerkräfte untersucht.

2.5.2 Dreistufiger Plattenbalkenquerschnitt

Die Berechnung derartiger Systeme erfolgt ebenfalls mit einer Idealisierung als räumliches Trägerrostsystem. Eine typische Tragwerksidealisation zeigt Bild 8. Im ersten Schritt werden am System die lokalen Beanspruchungen der Fahrbahnplatte nach der Plattentheorie ermittelt. Dabei wird von einer starren Stützung auf den Hauptträgern ausgegangen. Die an dem System A ermittelten Auflagerreaktionen werden anschließend als Belastung auf das Trägerrostsystem B nach Bild 8 aufgebracht. Dieses System besteht aus den drei Hauptträgern mit den unter Berücksichtigung der mittragenden Breiten ermittelten Hauptträgerbiegesteifigkeiten EJ_{HT} . Die Querverteilung der Lasten

wird bei diesem System durch die Biegesteifigkeit der Fahrbahnplatte EJ_{Pl} und bei Systemen mit Querträgern bzw. Querrahmen zusätzlich durch die Querträgerbiegesteifigkeit EJ_{QR} realisiert. Die Quertragwirkung der Fahrbahnplatte wird dabei durch diskrete Einzelstäbe abgebildet. Die resultierenden Beanspruchungen der Fahrbahnplatte ergeben sich aus der Überlagerung der Beanspruchungen des Systems A mit den Trägerrostmomenten des Systems B. Zusätzlich ergeben sich im Bereich der Querrahmen wiederum zusätzliche Plattenbeanspruchungen in Querrichtung aus der Behinderung der Schwindverformungen in Plattenquerrichtung durch die Querrahmen.

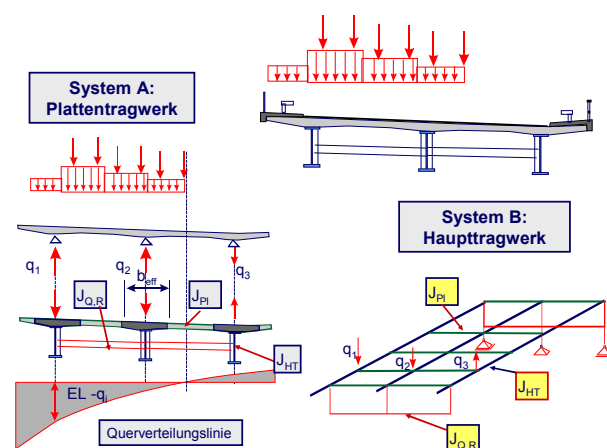


Bild 8: Tragwerksidealisation von dreistufigen Plattenbalkenquerschnitten

Die Berechnung der Beanspruchungen der Hauptträger kann vereinfachend an einem Einstabmodell für den jeweils betrachteten Hauptträger erfolgen, wenn die Quereinflusslinie des Systems bekannt ist. In der Praxis werden bei kleineren Stützweiten bzw. bei schmalen Querschnitten oft Systeme ohne zusätzliche Querrahmen ausgeführt. Bei größeren Querschnittsbreiten und bei größeren Stützweiten sind aus wirtschaftlichen Gründen meistens zusätzliche Querrahmen unterhalb der Fahrbahnplatte sinnvoll.

Um die gesamte Breite der Anwendungen bei ausgeführten Tragwerken abschätzen zu können, werden im Rahmen der vergleichenden Untersuchungen dieses Forschungsvorhabens Grenzfälle bezüglich der Querverteilung der Querschnitte untersucht. Die Querverteilung kann vereinfacht mit Hilfe der sogenannten Trägerroststeifigkeit z [35, 36] nach Bild 9 beurteilt werden. Für den Fall J_Q gegen unendlich, d.h. $z = \infty$ ergibt sich die

Querverteilungslinie nach Engesser. Für den anderen Grenzfall J_Q gegen Null ($z = 0$) stellt sich die in Bild 9 dargestellte 0-1-Verteilung zwischen den beiden ersten Hauptträgern ein.

Bei ausgeführten Bauwerken ergeben sich in der Regel je nach Ausführung mit und ohne Querträger Trägerrostzahlen zwischen $z = 0,3$ und $z = 6,0$. Im Rahmen der vergleichenden Untersuchungen werden daher diese Grenzwerte zugrunde gelegt. Für den Fall $z = 0,3$ ergibt sich dann $\eta_{11} = 0,95$ und für $z = 6$ die Einflussordinate $\eta_{11} = 0,85$. Die zugehörigen Beanspruchungen in den Quertragelementen und in der Fahrbahnplatte werden ebenfalls mit diesen beiden Grenzwerten untersucht.

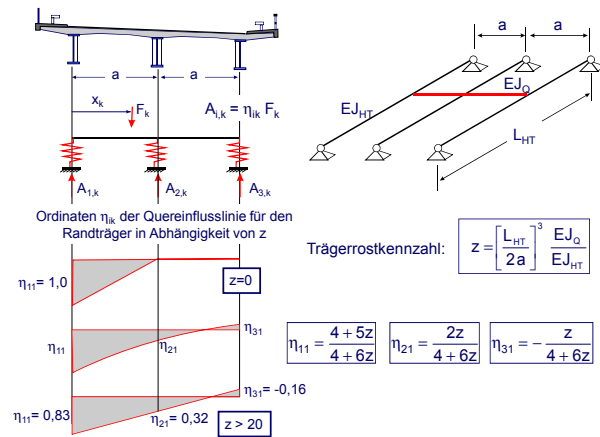


Bild 9: Trägerroststeifigkeit und untersuchte Querverteilungslinien für den dreistegigen Plattenbalkenquerschnitt

2.5.3 Plattenbalkenquerschnitt mit zwei torsionssteifen Hauptträgern

Systeme mit diesem Querschnitt werden ebenfalls als räumliche Trägerroste idealisiert. Eine typische Systemidealisation zeigt Bild 10.

Die lokalen Plattenbeanspruchungen werden bei diesem System an einem Plattentragwerk ermittelt, das jeweils über den Stegen der beiden torsionssteifen Hauptträger liniengelagert ist (System A in Bild 10). Die aus diesem System resultierenden Auflagerkräfte werden im zweiten Schritt als Reaktionskräfte auf das System B aufgebracht. Hinsichtlich der Querverteilung der Lasten muss wiederum zwischen Tragsystemen ohne zusätzliche Querrahmen und Systemen mit zusätzlichen Querrahmen unterschieden werden. Die Querverteilung und die Beanspruchungen in Querrichtung werden bei diesem System neben der Biegesteifigkeit EJ_{HT}

der Hauptträger, der Steifigkeit EJ_{PI} der Platte und der Steifigkeit EJ_{QT} der Querträger zusätzlich durch die St. Venantsche Torsionssteifigkeit der $GJ_{T,HT}$ der Hauptträger bestimmt.

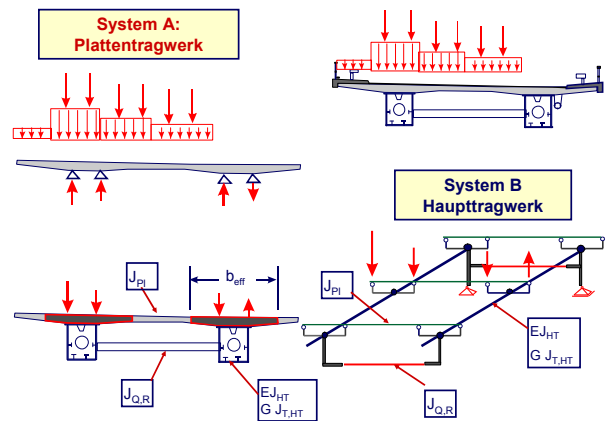


Bild 10: Tragwerksidealisation für den Plattenbalkenquerschnitt mit zwei torsionssteifen Hauptträgern

Analog zur Vorgehensweise beim dreistegigen Plattenbalkenquerschnitt werden für diesen Querschnitt ebenfalls Grenzfälle bei der Querverteilung untersucht. Neben der bereits zuvor erläuterten Trägerrostzahl z hängt die Querteilung bei diesem Querschnitt zusätzlich von der Torsionsträgerrostzahl z_T ab. Die maßgebenden Zusammenhänge zur Ermittlung der Querverteilung sind in Bild 11 dargestellt. Im Rahmen der Parameteruntersuchungen werden zwei für Verbundbrücken typische Querverteilungen mit den Querverteilungszahlen $\eta_{11} = 0,9$ und $\eta_{11} = 0,7$ untersucht.

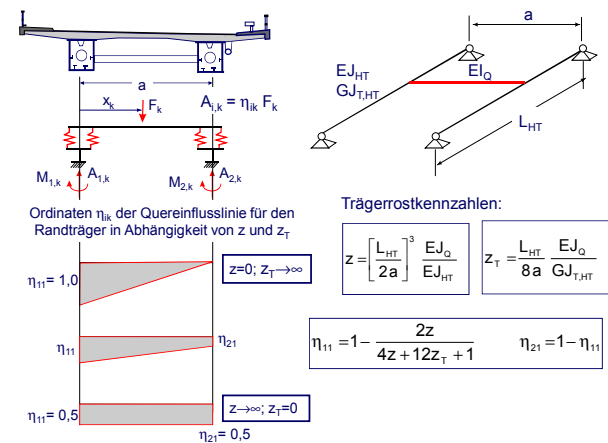


Bild 11: Trägerroststeifigkeit und untersuchte Querverteilungslinien für den Plattenbalkenquerschnitt mit zwei torsionssteifen Hauptträgern

2.5.4 Einteilige Kastenquerschnitte

Die Idealisierung des Tragwerks erfolgt analog zum einzelligen Hohlkasten. Ein wesentlicher Unterschied ergibt sich nur bei den Systemannahmen für die örtliche Plattentragswirkung (System A). Die Fahrbahnplatte wird als Plattentragwerk mit linienförmiger Lagerung in den Achsen der Hauptträgerstege und in den Achsen der äußeren Längsträger sowie des inneren Längsträgers idealisiert. Die äußeren und inneren Längsträger stellen für die Fahrbahnplatte eine elastische Stützung dar. Die Berücksichtigung dieses Einflusses erfolgt mit Hilfe des in Bild 12 dargestellten lokalen Trägerrostes. Die aus dem Plattensystem resultierenden Auflagerreaktionen werden als Belastung auf den Trägerrost aufgebracht. Der Trägerrost besteht in Brückenlängsrichtung aus den beiden äußeren Längsträgern und dem inneren Längsträger sowie aus den beiden Hauptträgern.

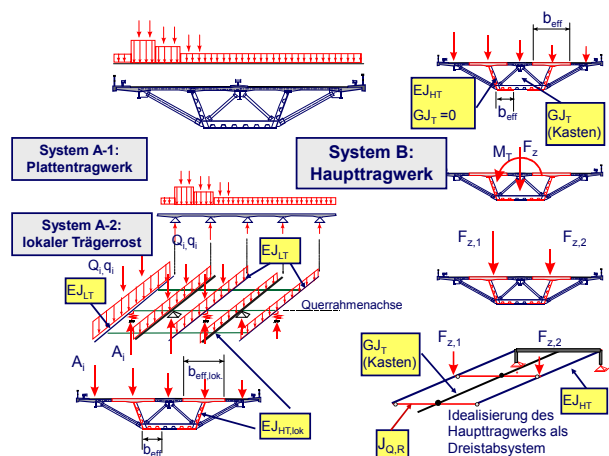


Bild 12: Tragwerksidealisation bei einteiligen Kastenquerschnitten

Die Steifigkeiten dieser Längsstäbe sind unter Berücksichtigung der lokalen mittragenden Gurtbreiten zu ermitteln. Die Fahrbahnplatte wird durch diskrete Einzelstäbe in Querrichtung idealisiert. Der gesamte Trägerrost wird in den Querrahmenachsen gelagert. In den Achsen der Stege des Hauptträgers wird dabei eine vertikal unverschiebliche Lagerung angenommen. Die Längsträger sind in den Querrahmen elastisch gestützt. Die Federsteifigkeit für diese elastische Stützung wird aus den Verformungen des Querrahmens berechnet. Die Auflagerkräfte des Trägerrostsystems werden anschließend für die Haupttragwerksberechnung in den Achsen der Querrahmen auf das Haupttragwerk aufgebracht. Die aus den Auf-

lagerkräften des Trägerrostsystems resultierende Querlast F_z und das zugehörige Torsionsmoment M_T werden für die Haupttragwerksberechnung in ein äquivalentes Kräftepaar umgerechnet, das in den Stegachsen des Hauptträgerkastens wirkt. Das Haupttragwerk wird dann wie bereits zuvor erläutert, als Dreistabsystem idealisiert. Die Biegesteifigkeiten der Hauptträger werden in diesem System unter Berücksichtigung der mittragenden Breiten des Haupttragwerks ermittelt.

Da einteilige Kastenquerschnitte wegen der großen Torsionsbeanspruchungen in der Regel steife und eng liegende Querrahmen aufweisen und somit der Einfluss der Profilverformung auf die Beanspruchungen des Hauptträgerkastens relativ gering ist, kann für die vergleichenden Untersuchungen der verschiedenen Lastmodelle die Berechnung näherungsweise mit einem Einstabmodell erfolgen. Die Einflüsse auf die Querrahmen werden in einer gesonderten Betrachtung untersucht.

2.6 Einflüsse aus der Rissbildung, dem Kriechen und Schwinden und der Belastungsgeschichte

Bei der Ermittlung der Schnittgrößen von in Längsrichtung schlaff bewehrten Verbundquerschnitten sind die Einflüsse aus der Rissbildung sowie die Einflüsse aus der Belastungsgeschichte zu berücksichtigen.

Um eine Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse zu ermöglichen, wird im Rahmen der nachfolgenden Untersuchungen davon ausgegangen, dass die Herstellung der Tragwerke ohne Eigengewichtsverbund erfolgt. Da die Berechnungsergebnisse als Vergrößerungsfaktoren bezogen auf die Schnittgrößen unter Ansatz des Lastmodells 1 nach DIN-Fachbericht 101 dargestellt werden, ist der Einfluss der Belastungsgeschichte von untergeordneter Bedeutung, da er lediglich in Kombination mit den Einflüssen aus der Rissbildung des Betons zu einer geringfügig anderen Steifigkeitsverteilung in Brückenlängsrichtung führt.

Der Einfluss der Rissbildung im Betongurt ist dagegen von größerer Bedeutung, da die Rissbildung im Bereich von Innenstützen zu einer Umlagerung der Biegemomente in die Feldbereiche führt. Da

sich die erhöhten Verkehrslasten gemäß dem modifizierten Lastmodell LMM1 auf die Feldbereiche ungünstiger als auf die Stützbereiche auswirken, muss der Einfluss der Rissbildung genauer untersucht werden.

Im Rahmen der vergleichenden Untersuchungen wird der Einfluss der Rissbildung bei der Berechnung der Haupttragelemente näherungsweise mit Hilfe des in DIN-Fachbericht 104 [21] und in DIN EN 1994-2 [14] angegebenen Näherungsverfahrens erfasst, bei dem über 15 % der Stützweite der jeweils an eine Stütze angrenzenden Felder die Biegesteifigkeit EJ_{St} des als gerissen angenommenen Betongurtes berücksichtigt wird.

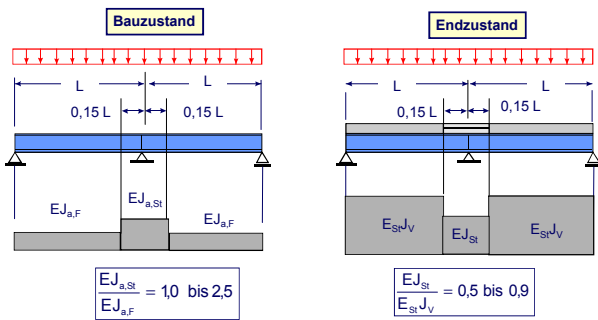


Bild 13: Untersuchte Verteilungen der Biegesteifigkeit der Hauptträger in Trägerlängsrichtung

Neben der Rissbildung ist für die Schnittgrößenermittlung die Verteilung der Biegesteifigkeit in Trägerlängsrichtung durch die Abstufung des Stahlquerschnitts von Bedeutung. Im Rahmen der vergleichenden Untersuchungen wird für den Bereich der Innenstützen dieser Einfluss ebenfalls durch eine Vergrößerung der Biegesteifigkeit des Stahlträgers über eine Länge von 15 % der angrenzenden Stützweiten erfasst. Das Steifigkeitsverhältnis für den Stahlträger wird dabei für den jeweils untersuchten Fall mit Hilfe des in Abschnitt 2.8 beschriebenen Auswertprogramms für jeden untersuchten Träger ermittelt.

Die bei ausgeführten Tragwerken aus den Einflüssen der Rissbildung und der Abstufung des Stahlträgers resultierenden Umlagerungen der Schnittgrößen hängen vom Bauablauf und der jeweiligen Angebotssituation (Kosten für Bau- und Betonstahl) ab. Um alle möglichen Randbedingungen auf der sicheren Seite liegend zu erfassen, werden daher bezüglich der Steifigkeitsverteilung in Längsrichtung für die auf den Verbundquerschnitt wirkenden Lastanteile die in Bild 13 dargestellten

Steifigkeitsverhältnisse untersucht. Mit diesen Ansätzen sind praktisch alle bei der Bauausführung vorkommenden Verhältnisse erfasst.

Für die auf den Verbundquerschnitt wirkenden ständigen Lastanteile Ausbaulasten, Kriechen und Schwinden werden die jeweils maßgebenden Biegesteifigkeiten $J_V = J_{i,L}$ gemäß Bild 14 nach dem vereinfachten Gesamtquerschnittsverfahren [33] unter Ansatz der jeweiligen Reduktionszahl n_L gemäß DIN-Fachbericht 104 ermittelt, d.h. für ständige Einwirkungen wird ein Kriechbeiwert $\psi_L=1,1$ und für zeitliche veränderliche Zwangsbeanspruchungen sowie für Schwinden ein Kriechbeiwert $\psi_L=0,55$ angenommen.

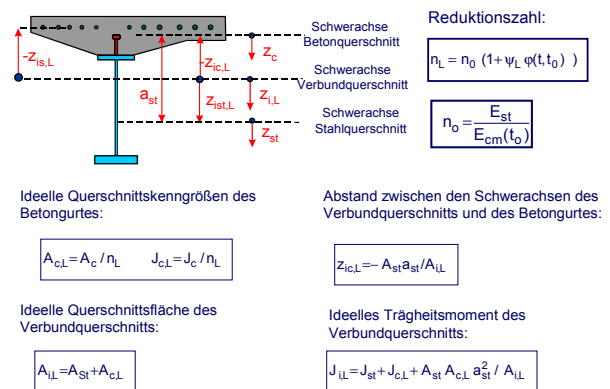


Bild 14: Ideelle Biegesteifigkeiten in Abhängigkeit von der beanspruchungsartabhängigen Reduktionszahl n_L

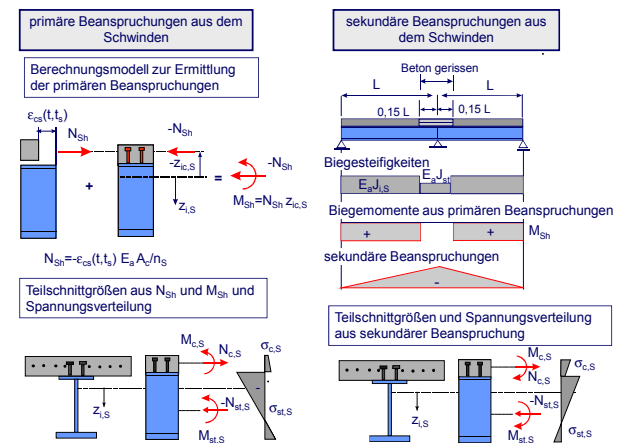


Bild 15: Berechnungsannahmen für die sekundären Beanspruchungen aus dem Schwinden

Bei der Ermittlung der Zwangsschnittgrößen aus Schwinden werden in Übereinstimmung mit den Regelungen in DIN-Fachbericht 104 und DIN EN 1994-2 die Auswirkungen der primären Beanspruchungen bei der Berechnung der sekundären Beanspruchungen (Zwangsschnittgrößen) in Berei-

chen, in denen der Betongurt als gerissen angenommen wird, vernachlässigt. Die Vorgehensweise nach dem Gesamtquerschnittsverfahren zeigt Bild 15. Die kurzzeitig auf den Verbundquerschnitt wirkenden Einwirkungen aus Verkehr werden unter Ansatz der Reduktionszahl $n_0 = E_a / E_{cm}$ berechnet, wobei bei allen Systemen von einer Betongüte C35/45 ausgegangen wird.

2.7 Bemessungsschnittgrößen und Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit

2.7.1 Allgemeines

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden im Rahmen der vergleichenden Untersuchungen als elastische Grenztragfähigkeitsnachweise in Übereinstimmung mit DIN-Fachbericht 104 [21] und DIN EN 1994-2 [14] geführt. Beim Vergleich der Bemessungsschnittgrößen sind dabei die unterschiedlichen Regelungen in DIN-Fachbericht 104 bzw. DIN Fachbericht 101 (2003) und in DIN EN 1994-2 bzw. DIN EN 1990 [7] und DIN EN 1990/A1 [8] bezüglich der maßgebenden Kombinationen und der zugehörigen Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte zu berücksichtigen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind unterschiedliche Lastkombinationen in Abhängigkeit der Lage der Nachweisstellen zu untersuchen. So ist für die Stützmomente der Einfluss des Schwindens und Kriechens für den Zeitpunkt $t = \infty$ ungünstig, d.h. der Zeitpunkt $t = 0$ ist maßgebend. Für die Feldmomente ist der Einfluss aus dem Kriechen und Schwinden entlastend, so dass hier als maßgebender Zeitpunkt der Zeitpunkt $t = 0$ ohne zeitabhängige Einflüsse zu untersuchen ist.

2.7.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist die Kombination für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen maßgebend, wobei der Verkehr bei den hier untersuchten kritischen Schnitten an Innenstützen und in den Feldern als führende Einwirkung anzusehen ist.

Für die maßgebende Einwirkungskombination gilt somit:

$$E_d = \gamma_G E_k(G) + \gamma_Q E_k(Q_{LM}) + \gamma_S E_k(S) + \gamma_T \Psi_{0,T} E_k(\Delta T) \quad (1)$$

Hierbei bedeuten:

- γ_G Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen aus Eigengewicht
- $E_k(G)$ Schnittgröße infolge der charakteristischen Werte der Einwirkungen aus ständigen Lasten
- γ_Q Teilsicherheitsbeiwert nach DIN-Fachbericht 101 ($\gamma_Q = 1,50$) für das Lastmodell LM1 bzw. nach DIN EN 1990/A1 für das modifizierte Lastmodell LMM1 ($\gamma_Q = 1,35$)
- $E_k(Q_{LM})$ Schnittgröße aus den charakteristischen Werten des Lastmodells 1 nach DIN Fachbericht 101 bzw. aus dem Lastmodell LMM1 nach NA DIN EN 1991-2
- γ_S Teilsicherheitsbeiwert für die primären und sekundären Beanspruchungen aus dem Schwinden des Betons
- $E_k(S)$ Schnittgröße bzw. Spannung aus den primären und sekundären Beanspruchungen infolge des Schwindens des Betons
- γ_T Teilsicherheitsbeiwert für klimatische Temperatureinwirkungen
- $E_k(\Delta T)$ charakteristischer Wert der Beanspruchung aus einem linearen Temperaturunterschied gemäß DIN-Fachbericht 101 bzw. DIN EN 1991-2
- $\Psi_{0,T}$ Kombinationsbeiwert für klimatische Temperatureinwirkungen nach DIN Fachbericht 104 bzw. DIN EN 1990/A1

Die Kombination wird jeweils für den Zustand $t = 0$ bei Verkehrsübergabe und den Zustand $t = \infty$ untersucht. Beim Nachweis der Querschnitte an den Innenstützen ist stets der Zeitpunkt $t = \infty$ maßgebend, da die Zwangsschnittgrößen aus dem Kriechen und Schwinden ungünstig wirken. Für den Nachweis der Querschnitte im Feldbereich sind die Kombinationen mit günstiger und ungünstiger Wirkung des Eigengewichts zu unterscheiden. Wenn das Eigengewicht ungünstig wirkt (positive Feldmomente) ist der Zustand $t = 0$ maßgebend. Bei günstiger Wirkung des Eigengewichts (negative Biegemomente aus Verkehr) ergibt sich der maß-

Tab. 2: Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte für Verbundbrücken im Grenzzustand der Tragfähigkeit

		DIN-FB 101 und DIN-FB 104 (2003) (LM1)		DIN EN 1990, DIN EN 1990/A1 und DIN EN 1994-2 (LMM1)	
Einwirkung	Auswirkung	γ_F	Ψ_{0i}	γ_F	Ψ_{0i}
ständige Einwirkungen G	ungünstig	1,35	-	1,35	-
	günstig	1,00	-	1,00	-
Verkehrslastmodell LM1 bzw. LMM1	ungünstig	1,50	1,00	1,35	1,00
	günstig	0,00	-	0,00	-
Schwinden	ungünstig ($t=\infty$)	1,00	-	1,00	-
Klimatische Temperatureinwirkungen	ungünstig	1,50	0,60	1,50	0,60

gebende Nachweis bei $t = \infty$. In Tab. 2 sind die maßgebenden Teilsicherheitsbeiwerte und die Kombinationsbeiwerte für die Einwirkungskombination nach Gleichung (1) zusammengestellt. Gegenüber der Fassung von 2003 haben sich in den aktuellen Fassungen der DIN-Fachberichte 101 und 104 Änderungen hinsichtlich des Teilsicherheits- und des Kombinationsbeiwertes bei klimatischen Temperatureinwirkungen ergeben. Danach ist ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_T = 1,35$ und ein Kombinationsbeiwert von $\psi_{0,T} = 0,8$ anzusetzen. Es ist geplant vergleichbare Regelungen auch in den Nationalen Anhang zu DIN EN 1990 aufzunehmen. Für die vergleichenden Untersuchungen wird als Bezugsgröße der DIN-Fachbericht, Ausgabe 2003, zugrunde gelegt, da die dort angegebenen Werte mit den Regelungen in den Eurocodes identisch sind. Der Einfluss auf die nachfolgend berechneten Vergrößerungsfaktoren für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ist von untergeordneter Bedeutung, da die Zwangsschnittgrößen aus Temperatur in der

Regel nur einen sehr geringen Anteil am gesamten Bemessungsmoment haben.

2.7.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Maßgebend für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit sind bei Verbundbrücken die Spannungsnachweise im Bau-, Betonstahl sowie im Beton. Ferner ist der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung zu führen. Die für diese Nachweise maßgebenden Kombinationen sind in der Tab. 3 zusammengestellt.

Tab. 3 verdeutlicht, dass die maßgebenden Kombinationen für die einzelnen Nachweise in den derzeitigen DIN-Fachberichten und in den zukünftigen Europäischen Regelwerken für den Nachweis der Betondruckspannungen und der Betonstahlspannung nicht einheitlich geregelt sind.

Nach den DIN-Fachberichten sind die Faktoren $k_s=0,8$ und der Faktor $k_c=0,6$ in Kombination mit der nicht-häufigen Beanspruchungskombination

Tab. 3: Maßgebende Nachweise und zugehörige Kombinationen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

		DIN-FB 101 und DIN-FB 104 (LM1)	DIN EN 1990 und DIN EN 1994-2 (LMM1)
Nr.	Nachweis und Nachweisformat	Kombination	Kombination
1	Nachweis der Spannungen im Stahlträger $\sigma_{a,Ed} \leq k_a f_{yk}$	charakteristisch (mit $k_a=1,0$)	charakteristisch (mit $k_a=1,0$)
2	alternativer Nachweis $\sigma_{a,Ed} \leq k_a f_{yk}$	nicht-häufig (mit $k_a=0,9$)	Alternativer Nachweis nicht vorgesehen
3	Nachweis der Spannungen im Betonstahl $\sigma_{s,Ed} \leq k_s f_{sk}$	nicht-häufig (mit $k_s=0,8$)	charakteristisch (mit $k_s=0,8$)
4	Nachweis der Betondruckspannungen $\sigma_{c,Ed} \leq k_c f_{ck}$	nicht-häufig (mit $k_c=0,6$)	charakteristisch (mit $k_c=0,6$)
5	Nachweis der Rissbreitenbeschränkung $w_k=0,2$ mm	häufig	häufig

anzusetzen. Die Bearbeitung des Nationalen Anhangs zu DIN EN 1992-2 ist derzeit noch nicht abgeschlossen. In DIN EN 1992-2 [11] werden als empfohlene Werte k_s und k_c die gleichen Werte wie im DIN-Fachbericht angegeben. Diese Werte sind jedoch in Kombination mit der charakteristischen Einwirkungskombination zu verwenden. Um einen Vergleich der Auswirkungen des modifizierten Lastmodells LMM1 mit den Regelungen nach den DIN Fachberichten zu erhalten, werden in den nachfolgenden Kapiteln die Beanspruchungen für die charakteristische und die häufige Kombination verglichen, weil diese beiden Kombinationen die maßgebenden Gebrauchstauglichkeitsnachweise für Verbundbrücken abdecken.

Für diese beiden Kombinationen ergibt sich mit den zugehörigen Kombinationsbeiwerten:

$$E_d = E_k(G) + \psi_{Ts} E_k(Q_{LM,Ts}) + \psi_{UDL} E_k(Q_{LM,UDL}) + E_k(S) + \psi_T E_k(\Delta T) \quad (2)$$

Hierbei bedeuten:

- $E_k(G)$ Schnittgröße infolge der charakteristischen Werte der Einwirkungen aus ständigen Lasten
- $E_k(Q_{LM,Ts})$ Schnittgröße aus den charakteristischen Werten der Tandemachsen des Lastmodells 1 nach DIN-Fachbericht 101 bzw. aus dem Lastmodell LMM1 nach NA EN 1991-2
- ψ_{Ts} Kombinationsbeiwert für die Beanspruchungen aus den Tandemachsen für die betrachtete Kombination
- $E_k(Q_{LM,UDL})$ Schnittgröße aus den charakteristischen Werten der Flächenlasten des Lastmodells 1 nach DIN-Fachbericht 101 bzw. aus dem Lastmodell LMM1

nach NA EN 1991-2

- ψ_{UDL} Kombinationsbeiwert für die Beanspruchungen aus den Flächenlasten für die betrachtete Kombination
- $E_k(S)$ Schnittgröße bzw. Spannung aus den primären und sekundären Beanspruchungen infolge des Schwindens des Betons
- $E_k(\Delta T)$ charakteristischer Wert der Beanspruchung aus einem linearen Temperaturunterschied gemäß DIN-Fachbericht 101 bzw. DIN EN 1991-2
- ψ_T Kombinationsbeiwert für klimatische Temperatureinwirkungen nach DIN-Fachbericht 104 bzw. DIN EN 1990/A1 für die jeweils betrachtete Einwirkungskombination

Die jeweils maßgebenden Kombinationsbeiwerte sind in der nachfolgenden Tab. 4 zusammengestellt. Für die Spannungsnachweise und den Rissbreitenbeschränkungsnachweis an den Innstützen ist stets der Nachweiszeitpunkt $t = \infty$ maßgebend. Für die Feldbereiche ergibt sich die maßgebende Kombination für den Zeitpunkt $t = 0$. Für die Vergleichsrechnungen werden für Temperatureinwirkungen die Kombinationsbeiwerte nach DIN-Fachbericht 101 (2003) bzw. DIN EN 1990 zugrunde gelegt. Es wird darauf hingewiesen, dass nach DIN-Fachbericht 101 (2009) und NA zu DIN EN 1990 für Temperatur $\psi_{o,T} = 0,8$ zu berücksichtigen ist. Die hieraus resultierenden Unterschiede sind in der Regel jedoch von vernachlässigbarer Größenordnung.

Tab. 4: Kombinationsbeiwerte für Verbundbrücken im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit Verkehr als Leiteinwirkung

Einwirkung		DIN-FB 101 und DIN-FB 104 (2003) (LM1)			DIN EN 1990, DIN EN 1990/A1 und DIN EN 1994-2 (LMM1)	
		charakteristisch ψ_i	häufig ψ_i	nicht-häufig ψ_i	charakteristisch ψ_i	häufig ψ_i
Verkehr	Tandemsystem	1,00	$\psi_1 = 0,75$	$\psi_1' = 0,80$	1,00	$\psi_1 = 0,75$
	gleichförmig verteilte Lasten	1,00	$\psi_1 = 0,40$	$\psi_1' = 0,80$	1,00	$\psi_1 = 0,40$
Temperatur		$\psi_0 = 0,60$	$\psi_2 = 0,50$	$\psi_1 = 0,60$	$\psi_0 = 0,60$	$\psi_2 = 0,50$

2.8 Programmtechnische Umsetzung der Berechnungen

Wegen der großen Variation der untersuchten Querschnittstypen und Systeme wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens ein Programmsystem entwickelt, mit dem die unterschiedlichen Querschnittstypen und statischen Systeme sowie die zugehörigen Variationen bei den Querverteilungen systematisch untersucht werden können. Der Programmablauf ist in Bild 16 dargestellt. Für einen ausgewählten Querschnitt QS_k wird eine Berechnungsroutine gestartet, bei der nacheinander die in Bild 16 und in den Kapitel 2.2 und 2.5 beschriebenen Systeme abgearbeitet werden. Für jedes System werden dabei die zuvor erläuterten Variationen der Querverteilung abgearbeitet. Die eigentliche Bemessung läuft für jedes System in zwei Schritten ab. Im ersten Schritt werden bei statisch unbestimmten Systemen die Schnittgrößen und der Steifigkeitsverlauf in Trägerlängsrichtung mit vorab geschätzten Querschnittsabmessungen ermittelt. Die Querschnittskenngrößen werden dann in einer iterativen Berechnung solange angepasst, bis eine optimale Ausnutzung des Systems in kritischen Querschnitten gegeben ist. Anschließend erfolgt die endgültige Ermittlung der Schnittgrößen und es werden für die maßgebenden Nachweisstellen die maßgebenden Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit für das Lastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101 geführt. Parallel werden die maßgebenden Bemessungsschnittgrößen für das modifizierte Lastmodell LMM1 gemäß NA zu DIN EN 1991-2 bestimmt. In der jeweiligen Programmschleife für das untersuchte System wird dann die Stützweite vergrößert und die Berechnung für das System mit vergrößerter Stützweite erneut durchgeführt. Nach Abarbeitung des gesamten Stützweitenbereiches werden die jeweils maßgebenden Schnittgrößen für das Lastmodell 1 nach DIN-Fachbericht 101 sowie für das Lastmodell LMM1 nach NA zu DIN EN 1991-2 graphisch dargestellt. Diese graphischen Darstellungen erlauben eine einfache Beurteilung der Auswirkungen des geänderten Lastmodells.

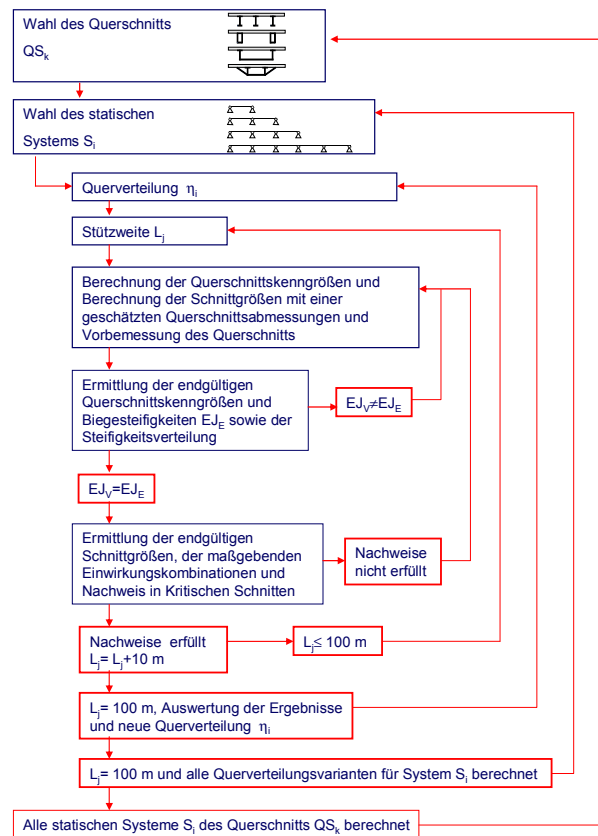


Bild 16: Programmtechnische Umsetzung der Berechnungen

Dargestellt werden im nachfolgenden Kapitel 2.9 jeweils die auf die Lasten nach Fachbericht 101 (2003) bezogenen Bemessungsschnittgrößen unter Berücksichtigung des modifizierten Lastmodells LMM1. Bezüglich der untersuchten Systeme und Querschnitte wird im Rahmen des Forschungsvorhabens die in Bild 17 dargestellte Bezeichnungssystematik gewählt.

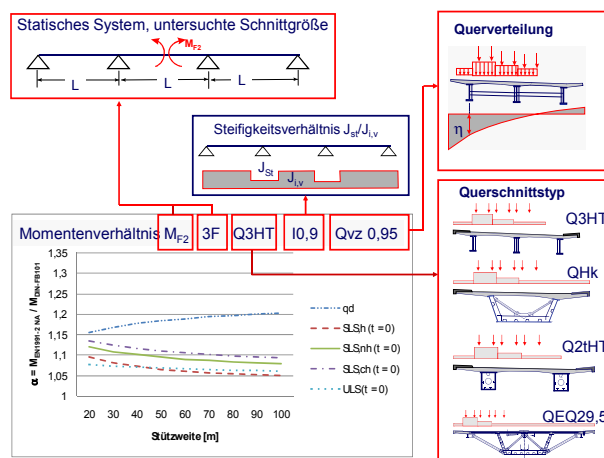


Bild 17: Bezeichnungssystematik zur Unterscheidung der untersuchten Systeme

2.9 Darstellung ausgewählter Berechnungsergebnisse

2.9.1 Allgemeines

Im folgenden Abschnitt werden die für die in Abschnitt 2.5 beschriebenen Systeme und Querschnittsvarianten ermittelten Untersuchungsergebnisse exemplarisch an ausgewählten Systemen und Querschnitten erläutert. Die in den nachfolgenden Diagrammen angegebenen Vergrößerungsfaktoren α geben den Quotienten an, der sich aus der jeweils maßgebenden Schnittgröße unter Ansatz des modifizierten Lastmodells LMM1 mit den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN EN 1991-2 [9] und den Schnittgrößen unter Ansatz des Lastmodells 1 und der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN Fachbericht 101 [16] ergibt. Die mit α_{qd} bezeichnete Kurve gibt die Vergrößerung der Bemessungswerte der Schnittgrößen aus den Verkehrslastmodellen an. Die mit α_{SLS} bezeichneten Kurven beschreiben jeweils die Vergrößerung der Bemessungsschnittgrößen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Der Vergrößerungsfaktor $\alpha_{SLS,ch}$ gilt für die charakteristische Kombination, der Vergrößerungsfaktor $\alpha_{SLS,h}$ für die häufige und der Vergrößerungsfaktor $\alpha_{SLS,nh}$ für die nicht-häufige Kombination. Durch eine zusätzliche Angabe zum Zeitpunkt t wird ersichtlich, ob die jeweils maßgebenden Schnittgrößen zum Zeitpunkt $t = 0$ (Verkehrsübergabe) oder $t = \infty$ für den Vergleich zugrunde gelegt wurden. Die mit α_{ULS} bezeichnete Kurve gibt die Vergrößerung der Bemessungsschnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit an. Zur Kennzeichnung des Nachweiszeitpunktes wird ebenfalls der jeweils maßgebende Nachweiszeitpunkt mit $t = 0$ bzw. mit $t = \infty$ angegeben.

2.9.2 Systeme mit einzelligen Hohlkastenquerschnitten

In dem nachfolgenden Bild 18 sind die Verhältnisse α des Feldmomentes M_{F1} für das statische System eines Zweifeldträgers in Abhängigkeit von der Stützweite dargestellt.

Der Vergleich verdeutlicht, dass die Bemessungswerte des Feldmomentes aus reiner Verkehrsbelastung bei Ansatz des modifizierten Lastmodells LMM1 mit $\gamma_Q=1,35$ deutlich über den derzeitigen

Werten des Lastmodells 1 nach DIN Fachbericht 101 mit $\gamma_Q=1,50$ liegen. Das modifizierte Lastmodell führt zu einer Vergrößerung der Bemessungswerte der Schnittgrößen aus Verkehr von ca. 30 %.

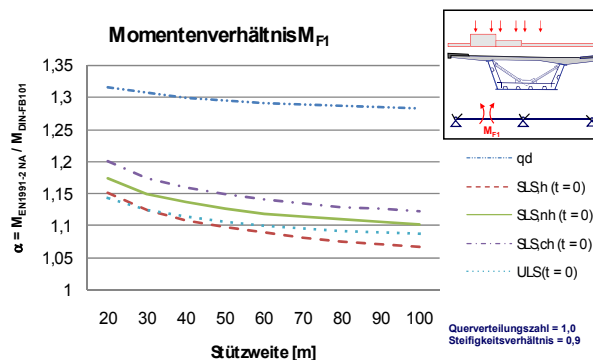


Bild 18: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten $MF1_2F_QHK_10,9_Qvz1,0$ (LMM1, LM1)

Betrachtet man jedoch den Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Eigengewichtslasten und der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur, so ergibt sich eine wesentlich geringere Vergrößerung der Bemessungsschnittgrößen. Hier liegt der Maximalwert bei etwa 1,15.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ergeben sich für den maßgebenden Nachweis der Spannungen im Stahlträgeruntergurt für die charakteristische Einwirkungskombination zum Zeitpunkt $t = 0$ für das Feldmoment Vergrößerungsfaktoren für kleine Stützweiten von $\alpha = 1,20$. Für die für Kastenquerschnitte typischen Stützweiten von über 50 Metern liegt die Vergrößerung der Schnittgrößen zwischen 10 und 15 %.

Für den Vergrößerungsfaktor α des Stützmomentes zeigt sich eine deutlich geringere Steigerung im Vergleich zum zuvor betrachteten Feldmoment M_{F1} . Bild 19 verdeutlicht, dass die Erhöhung der Bemessungsmomente an der Stütze im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für alle Kombinationen deutlich unter 10 % liegt. Maßgebend für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind dabei die charakteristische Kombination für den Nachweis der Spannungen im Stahlträgeruntergurt und die häufige Kombination für den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung im Betongurt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Kurve ULS $t = \infty$) liegen die Vergrößerungsfaktoren nur zwischen 4 und 5 %.

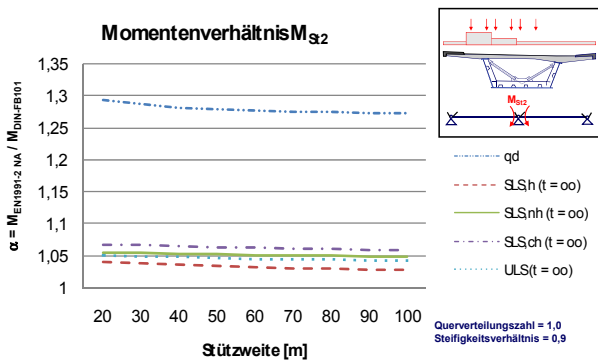


Bild 19: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten $MSI2_2F_QHK_I0,9_Qvz1,0$ (LMM1, LM1)

Für den Hohlkastenquerschnitt ist der Einfluss aus der Erhöhung der Verkehrslasten insbesondere für das Torsionsmoment M_T im Hinblick auf die Bemessung der Querrahmen bzw. Querverbände des Kastens sowie im Hinblick auf mögliche abheben- Lagerkräfte von Bedeutung. Den von der Stützweite abhängigen Verlauf des Torsionsmomentes am mittleren Auflager zeigt Bild 20. Hier ergeben sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit signifikante Vergrößerungen von ca. 18 bis 23 %. Auf die Auswirkungen bezüglich der Dimensionierung der Querrahmen wird in Abschnitt 2.10 dieses Berichtes genauer eingegangen.

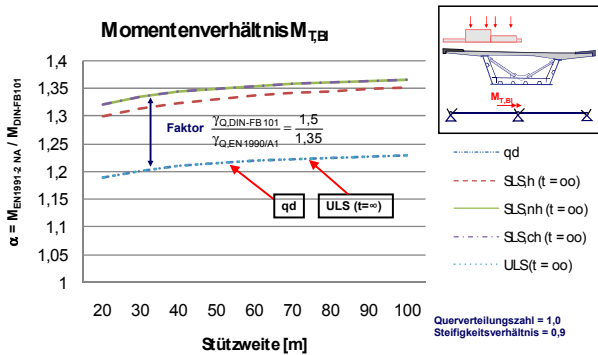


Bild 20: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten $MT,Bl_2F_QHK_I0,9_Qvz1,0$ (LMM1, LM1)

Betrachtet man die weiteren untersuchten statischen Systeme, so lassen sich keine größeren Unterschiede feststellen. Die Steigerungen von Feld-, Stütz- und Torsionsmoment bewegen sich in den meisten Fällen in dem für den Zweifeldträger dargestellten Rahmen. Dies gilt auch für die betrachteten Quer- und Auflagerkräfte. Die Bilder 21 und 22 zeigen exemplarisch die Vergrößerungsfaktoren für die Biegemomente in der Feldmitte des

mittleren Feldes eines Dreifeldträgers sowie für das Stützmoment.

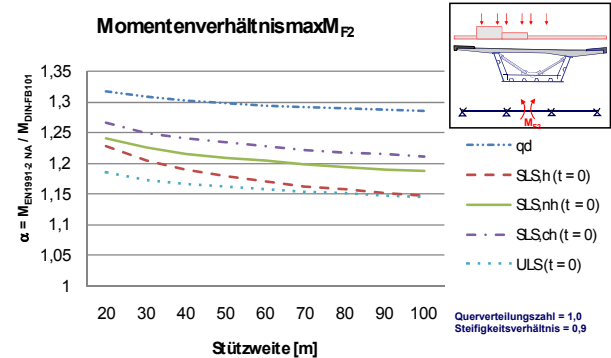


Bild 21: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten $MF2_3F_QHK_I0,9_Qvz1,0$ (LMM1, LM1)

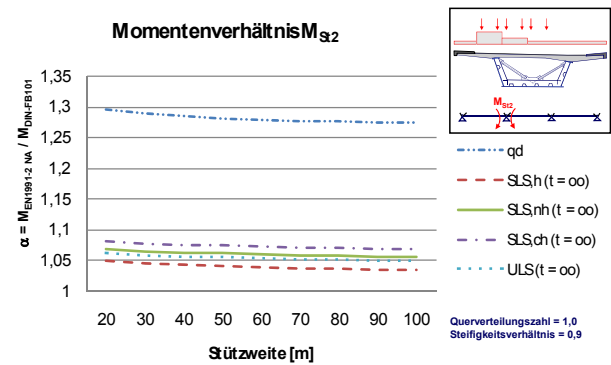


Bild 22: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten $MSI2_3F_QHK_I0,9_Qvz1,0$ (LMM1, LM1)

Die insbesondere bei kleineren Stützweiten zu beobachtende Vergrößerung der Schnittgrößen resultiert im Wesentlichen aus den deutlich erhöhten Tandemlasten des modifizierten Lastmodells LMM1. Dies wird deutlich, wenn man die gleichmäßig verteilten Lasten und die Doppelachsen des Tandemsystems getrennt betrachtet. Einen Vergleich der Einzelteile zeigt Bild 23 für das Feldmoment eines Dreifeldträgers zum Nachweiszeitpunkt $t = 0$. Aufgetragen sind jeweils die Vergrößerungsfaktoren α für die gleichmäßig verteilten Flächenlasten und die Tandemlasten, sowie die Vergrößerungsfaktoren für das gesamte Verkehrslastmodell und die Vergrößerungsfaktoren unter Berücksichtigung der ständigen Einwirkungen jeweils für die charakteristische Kombination und für den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Der Vergleich verdeutlicht, dass die charakteristischen Werte der erhöhten Tandemlasten zu einer Vergrößerung der Momente von 50 % und die gleichmäßig verteilten Verkehrslasten zu einer Vergrößerung von etwa 40 % führen. Die vergrößerten Lasten des modifi-

zierten Lastmodells LMM1 führen insbesondere bei kleineren Stützweiten zu einer signifikanten Vergrößerung der Biegemomente, weil der Eigengewichtanteil bei der Bemessung relativ gering ist.

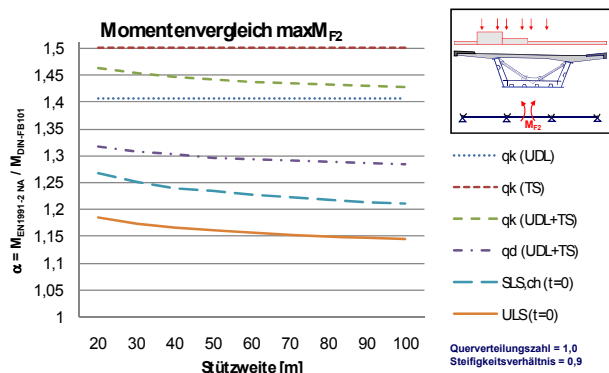


Bild 23: Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten MF2_3F_QHK_I0,9_Qvz1,0 unterteilt nach den Auswirkungen der Tandemachsen und der gleichmäßig verteilten Verkehrslasten (LMM1, LM1)

Für den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung unter der häufigen Einwirkungskombination ist bei durchlaufenden Verbundbrücken ohne Eigengewichtsverbund auch die Vergrößerung des negativen Biegemomentes in den Feldbereichen von Bedeutung. Die Bilder 24 und 25 zeigen für den Zweifeld- und Dreifeldträger die Entwicklung der extremalen minimalen Feldmomente für die dem Nachweis der Rissbreite zugrunde zu legende häufige Einwirkungskombination. Maßgebend für den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung im Feld ist der Bemessungszeitpunkt $t = \infty$.

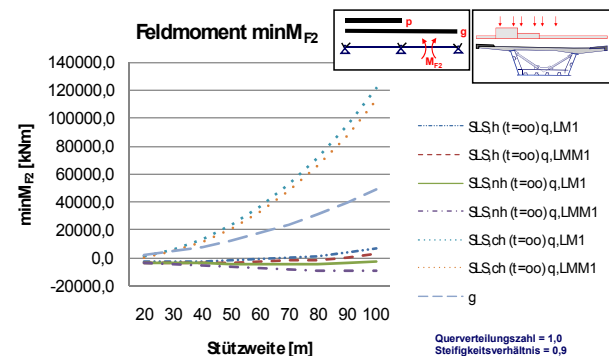


Bild 24: Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten minMF2_2F_QHK_I0,9_Qvz1,0 (LMM1, LM1)

Bei diesem Vergleich werden wegen der hier untersuchten Träger ohne Eigengewichtsverbund in den Bildern 24 und 25 bei der häufigen und nicht häufigen Kombination nur die auf den Verbundquerschnitt wirkenden Schnittgrößen aus den Ausbaulasten, klimatischen Temperatureinwirkungen,

Schwinden und Verkehrslasten berücksichtigt. Bei der charakteristischen Kombination werden alle Einwirkungen berücksichtigt, da diese Kombination für den Nachweis der Spannungen im Baustahl maßgebend ist. Es zeigt sich für alle Kombinationen, dass insbesondere bei den großen Stützweiten eine erhebliche Vergrößerung des Biegemomentes stattfindet.

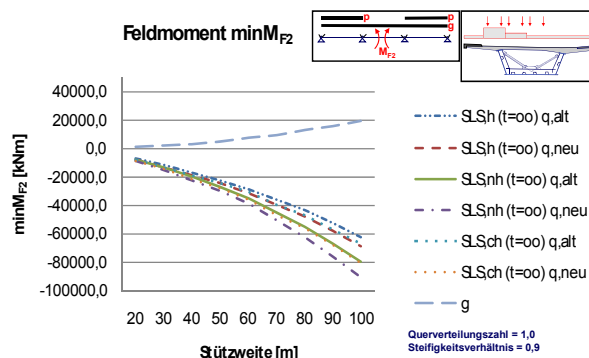


Bild 25: Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten minMF2_3F_QHK_I0,9_Qvz1,0 (LMM1, LM1)

Bei Durchlaufträgern werden die Biegemomente durch den Grad der Rissbildung an den Innenstützen zusätzlich beeinflusst. Wie bereits zuvor in Kapitel 2.6 erläutert, werden bei den Parameteruntersuchungen unterschiedliche Grenzwerte für die Biegesteifigkeiten im Feld- und Stützbereich untersucht. Wie die nachfolgenden Bilder 26 und 27 verdeutlichen, ist der Einfluss aus den Annahmen für den Grad der Rissbildung an den Innenstützen bezüglich der Vergrößerungsfaktoren für die Schnittgrößen ohne große Bedeutung.

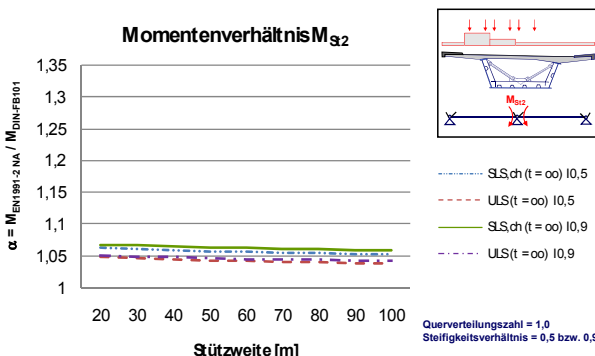


Bild 26: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten MSt2_2F_QHK_Qvz1,0 in Abhängigkeit des Grades der Rissbildung (Steifigkeitsverhältnis $J_{st}/J_{i,v}$) (LMM1, LM1)

Im konkreten Bemessungsfall können sich jedoch Abweichungen von den in Bild 26 und 27 dargestellten Zusammenhängen ergeben. Dies wird insbesondere dann der Fall sein, wenn Durchlaufträ-

ger im kleinen und mittleren Stützweitenbereich ausgeführt werden, die gleichzeitig stark unterschiedliche Stützweiten aufweisen. In den Endfeldern ergeben sich dann aus den erhöhten Verkehrslasten des modifizierten Lastmodells LMM1 deutlich größere Bereiche mit wahrscheinlicher Rissbildung, was zu einer stärkeren Umlagerung der Schnittgrößen führt.

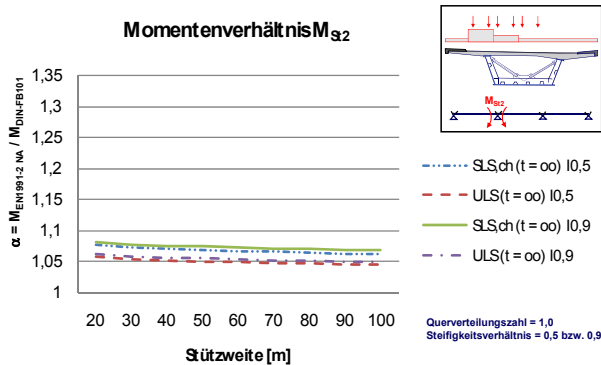


Bild 27: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten $MSt2_3F_QHK_Qvz1,0$ in Abhängigkeit des Grades der Rissbildung (Steifigkeitsverhältnis $J_{st} / J_{i,v}$) (LMM1, LM1)

2.9.3 Dreistegiger Plattenbalkenquerschnitt

Für den offenen Querschnitt mit 3 Längsträgern werden die maximalen Vergrößerungsfaktoren für den äußeren Längsträger ermittelt. In Abhängigkeit von der Biegesteifigkeit der Fahrbahnplatte in Querrichtung und der Anordnung von zusätzlichen Querträgern ergibt sich ein unterschiedlich großer Lastanteil, der von dem maximal belasteten Hauptträger abgetragen werden muss. Daher werden die Berechnungen für alle Schnittgrößen für Grenzwerte der Querverteilungszahl zwischen 0,85 und 0,95 durchgeführt (siehe hierzu auch Abschnitt 2.5). Um einen Vergleich zu dem in Abschnitt 2.9.2 untersuchten Hohlkastenquerschnitt zu haben, wird nachfolgend hauptsächlich auf die Schnittgrößenänderungen eines Zweifeldträgers mit 3 Hauptträgern eingegangen. Allen dargestellten Diagrammen liegt ein Steifigkeitsverhältnis von Stützquerschnitt zu Feldquerschnitt von $I_{st}/I_i = 0,9$ und eine Querverteilungszahl von 0,95 zugrunde. Untersuchungen mit geringeren Steifigkeitsverhältnissen und einer Querverteilungszahl von 0,85 haben wie beim Hohlkastenquerschnitt zu keinen signifikanten Änderungen der Vergrößerungsfaktoren α geführt.

Bild 28 zeigt den Vergleich des Feldmomentes M_{F1} aus den Verkehrslasten des modifizierten Lastmo-

dells LMM1 nach Nationalem Anhang zu DIN EN 1991-2 und DIN-Fachbericht 101 [16] für einen Zweifeldträger mit 3 Hauptträgern für den maßgebenden Nachweiszeitpunkt $t = 0$.

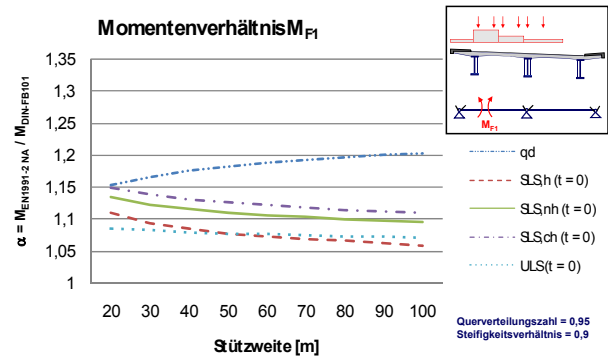


Bild 28: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten $MF1_2F_Q3HT_10,9_Qvz0,95$ (LMM1, LM1)

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Verhältniswerte für die Steigerung der Feldmomente der einzelnen Einwirkungskombinationen niedriger liegen als beim Hohlkastenquerschnitt. Einen grundsätzlichen Unterschied stellt der Kurvenverlauf für das Moment resultierend aus reiner Straßenverkehrslast (Kurve q_d) dar. Im Gegensatz zum Hohlkastenquerschnitt ist hier das Momentenverhältnis bei größeren Stützweiten höher. Es nimmt von $\alpha = 1,15$ bei 20 m Stützweite auf $\alpha = 1,20$ bei 100 m Stützweite zu. Der Verlauf der Kurven im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit entspricht qualitativ dem Verlauf für die Momentenverhältnisse bei Hohlkastenquerschnitten. Allerdings liegen die Verhältniswerte α deutlich niedriger. Der Querschnitt mit drei Längsträgern wird bei Verbundbrücken überwiegend im kleineren bis mittleren Stützweitenbereich zwischen 25 und 50 m verwendet. Maßgebend für den Feldbereich ist im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Nachweis der Stahlspannungen unter der charakteristischen Einwirkungskombination. Für diesen Nachweis ergeben sich ca. 10-15 % vergrößerte Beanspruchungen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit liegen die Vergrößerungsfaktoren deutlich unter 10 %.

Bei dem Vergleich der Momentenbeanspruchung über der Innenstütze des Zweifeldträgers mit 3 Längsträgern nach Bild 29 ergeben sich für die Einwirkungskombinationen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit im

Vergleich zum Feldbereich deutlich günstigere Verhältnisse. Die Vergrößerungsfaktoren liegen sowohl in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit als auch in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit in der Größenordnung von 5 %. Der im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für die Betonplatte maßgebende Nachweis der Rissbreitenbeschränkung unter der häufigen Einwirkungskombination liefert lediglich eine Vergrößerung der Schnittgrößen von ca. 4 %.

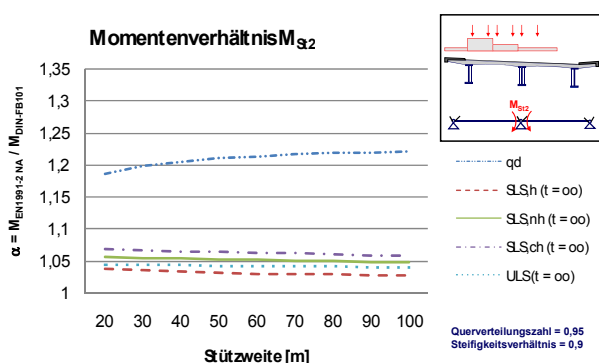


Bild 29: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten $MSt2_2F_Q3HT_10,9_Qvz0,95$ (LMM1, LM1)

2.9.4 Plattenbalkenquerschnitt mit zwei torsionssteifen Hauptträgern

Bild 30 zeigt exemplarisch die extremalen Schnittgrößen im Feld eines Zweifeldträgers unter Ansatz einer Querverteilungszahl von 0,90.

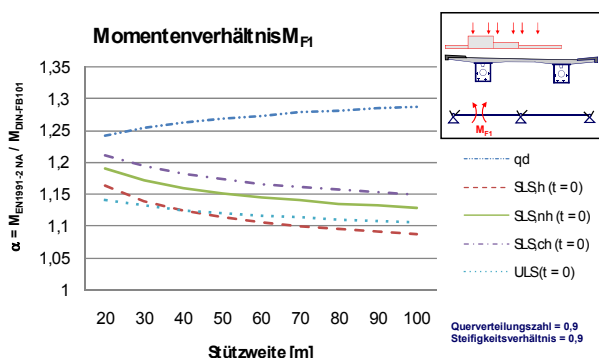


Bild 30: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten $MF1_2F_Q2tHT_10,9_Qvz0,9$ (LMM1, LM1)

Der Querschnittstyp des Plattenbalkenquerschnitts mit zwei torsionssteifen Stahlkästen wird bevorzugt im Stützweitenbereich von 50 - 90 m eingesetzt. Für diesen Stützweitenbereich liegen die Vergrößerungsfaktoren α im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Größenordnung von 12 %. Maßgebend für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist der Spannungsnachweis für den Stahl-

träger unter der charakteristischen Einwirkungskombination zum Zeitpunkt $t = 0$. Für diesen Nachweis liegen die Vergrößerungsfaktoren in dem erwähnten Stützweitenbereich etwa bei 1,18.

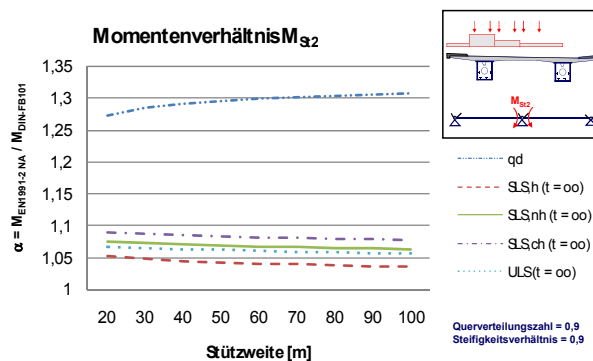


Bild 31: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten $MSt2_2F_Q2tHT_10,9_Qvz0,9$ (LMM1, LM1)

Für den Vergleich des Stützmomentes M_{St} gilt ebenso wie für den Vergleich des Feldmomentes M_{F1} , dass sich die Kurven querschnittsübergreifend ähneln. Bild 31 zeigt den Vergleich des Stützmomentes M_{St} für den Plattenbalkenquerschnitt mit zwei torsionssteifen Hauptträgern für einen Zweifeldträger. Für das Stützmoment ergeben sich ebenso wie bei den anderen untersuchten Querschnitten deutlich günstigere Verhältnisse als für das Feldmoment.

2.9.5 Einteilige Querschnitte

Die Haupttragwirkung der einteiligen Querschnitte verhält sich grundsätzlich wie die Haupttragwirkung der bereits in Abschnitt 2.9.2 untersuchten einzelligen Kastenquerschnitte. Lediglich bei der lokalen Plattentragwirkung ergeben sich signifikante Unterschiede. Daher ist insbesondere ein Vergleich der Schnittgrößen von einteiligen Querschnitten mit den Schnittgrößen von Hohlkastenquerschnitten interessant. Um den Einfluss der doppelten Überbaubreite des Regelquerschnitts RQ 29,5 gegenüber dem den Untersuchungen des Hohlkastenquerschnittes zugrunde liegenden Regelquerschnitts RQ 15,5 abschätzen zu können, wird in diesem Kapitel speziell auf den einteiligen Querschnitt RQ 29,5 eingegangen. Aufgrund der besseren Vergleichbarkeit zu den vorher untersuchten Querschnittstypen werden nachfolgend die Schnittgrößenänderungen eines Zweifeldträgers betrachtet. Den folgenden Diagrammen liegt ebenfalls ein Steifigkeitsverhältnis von Stützquer-

schnitt zu Feldquerschnitt von $I_{st}/I_i = 0,9$ zugrunde. Einteilige Querschnitte werden ebenso wie Hohlkastenquerschnitte vorwiegend im größeren Stützweitenbereich über 50 m eingesetzt. Im weiteren Verlauf werden daher lediglich Stützweiten von 50 bis 100 m betrachtet.

Bild 32 zeigt den Vergleich des Feldmomentes eines Zweifeldträgers mit einteiligem Querschnitt. Die Kurvenverläufe entsprechen qualitativ den Verläufen der Schnittgrößenänderungen für den Hohlkastenquerschnitt (Bild 18).

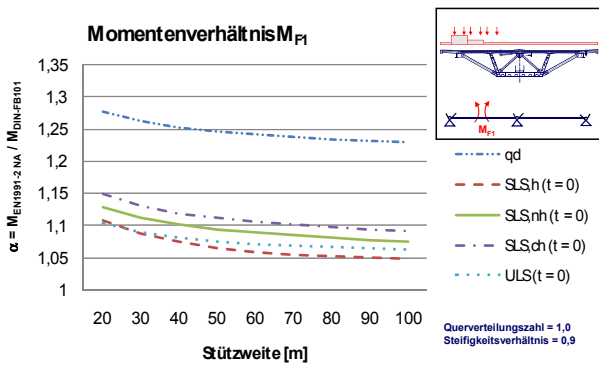


Bild 32: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten MF1_2F_QEQ29,5_10,9_Qvz1,0 (LMM1, LM1)

Die Vergrößerung der Bemessungswerte der Schnittgrößen aus Verkehr durch das modifizierte Lastmodell LMM1 beträgt bei Stützweiten über 50 m weniger als 25 %. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergeben sich Vergrößerungsfaktoren $\alpha \leq 1,08$. Der Maximalwert ergibt sich bei nicht relevanten Stützweiten von 20 m. Maßgebend für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist der Spannungsnachweis für den Stahlträger unter der charakteristischen Einwirkungskombination zum Zeitpunkt $t=0$. Für diesen Nachweis liegen die Vergrößerungsfaktoren α im Stützweitenbereich größer als 50 m bei 1,11.

Ein ähnliches Bild liefert der Vergleich der Änderung des Stützmomentes nach Bild 33. Der qualitative Verlauf der Kurven entspricht wieder dem Verlauf der Kurven für den Hohlkastenquerschnitt, allerdings sind die Vergrößerungsfaktoren α hier geringer. Sie liegen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit alle unter 5 %.

Anders stellt sich die Situation beim Vergleich der Torsionsmomentenbeanspruchung dar. Bild 34 zeigt, dass die Vergrößerung der Torsionsmomen-

te am Mittelauger eines Zweifeldträgers im Grenzzustand der Tragfähigkeit nahezu konstant bei ca. 32 % liegt. In den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit beträgt der Vergrößerungsfaktor α ca. 1,47. Diese Vergrößerungen sind deutlich höher als die Vergrößerungen beim Hohlkastenquerschnitt (vergl. Bild20). Der bei dem Hohlkastenquerschnitt (Regelquerschnitt RQ 15,5) ohnehin nur geringe Einfluss der Stützweite verschwindet bei dem einteiligen Querschnitt RQ 29,5 nahezu völlig.

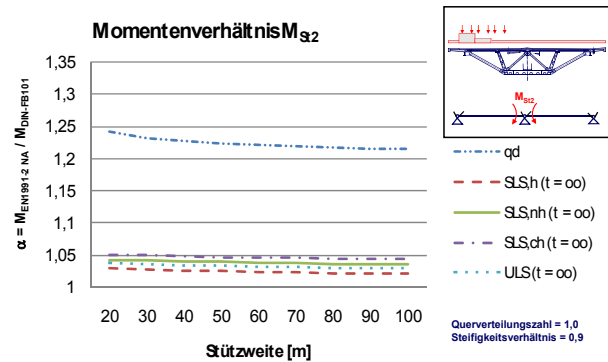


Bild 33: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten MSt2_2F_QEQ29,5_10,9_Qvz1,0 (LMM1, LM1)

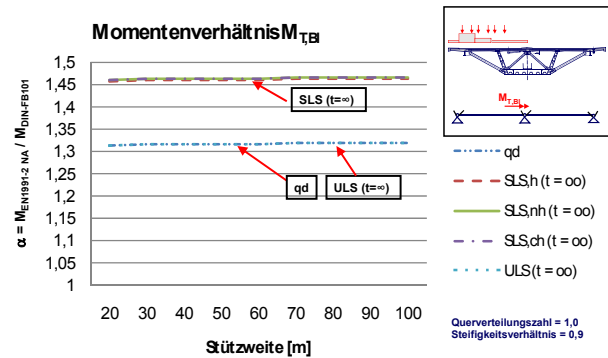


Bild 34: Vergleich der Momentenbeanspruchung aus Verkehrslasten MT,Bl_2F_QEQ29,5_10,9_Qvz1,0 (LMM1, LM1)

2.10 Untersuchung der Quertragglieder und der lokalen Plattenbeanspruchungen

2.10.1 Allgemeines

Infolge des modifizierten Lastmodells LMM1 stellen sich zu den in Abschnitt 2.9 untersuchten erhöhten Beanspruchungen in Haupttragrichtung der Brückensysteme auch erhöhte Beanspruchungen in Quertragrichtung ein. In dem folgenden Abschnitt wird der Einfluss dieser erhöhten Beanspruchungen auf die Bemessung der Fahrbahnplatte und

der Querrahmen und -verbände untersucht. Hierbei ist der unterschiedliche Querlastabtrag der einzelnen Querschnittstypen zu beachten, der in Abschnitt 2.5 bereits eingehend erläutert wurde. Exemplarisch werden für alle Querschnittstypen als Einfeldträger ausgeführte Brückensysteme mit jeweils 40 m und 80 m Stützweite untersucht. Die Abstände der Querrahmen bzw. Querverbände bleiben bei beiden Stützweiten gleich, lediglich die Bauhöhe ändert sich in Abhängigkeit der Stützweite.

2.10.2 Einzelliger Hohlkastenquerschnitt

Die Grundlage der Untersuchungen bildet der in Bild 3 dargestellte Hohlkastenquerschnitt. Für einen typischen Querrahmenabstand von $a_R = 4,80$ m werden die beiden Fälle untersucht, dass Querverbände in jedem Querrahmen bzw. in jedem zweiten Querrahmen angeordnet sind. In die Querverbände muss das Torsionsmoment eingeleitet werden, das sich über die Länge des Querverbandabstandes aufbaut. Aus der Plattentragwirkung (System A) ergeben sich aus dem Lastfall der maximalen Torsionsmomentenbeanspruchung die Auflagerkräfte A_1 und A_2 nach Bild 35. Die Auflagerkräfte A_i werden als über die Steghöhe wirkende Streckennormalkräfte $n_{i,St}$ in den Querverband (System B) eingeleitet, da sie über Zwischenbiegung zwischen den Verbandsrahmen übertragen werden. Aus der Neigung des Steges ergibt sich zusätzlich eine horizontale Abtriebskraft $A_{i,H}$. Mit diesen auf den Querverband wirkenden äußeren Einwirkungen stehen die aus der Querkraft und dem Torsionsmoment resultierenden Schubflüsse $T_S(V_z)$ und $T_S(M_T)$ im Gleichgewicht. Die resultierenden Schubflüsse werden als Streckennormalkräfte bei der Schnittgrößenermittlung angesetzt.

Die mit diesen Belastungen am System B ermittelten Schnittgrößen sind in der Fahrbahnplatte unter Berücksichtigung der mitragenden Breiten mit den am System A aus lokalen Plattenbeanspruchungen infolge der Flächen- und Einzellasten ermittelten Schnittgrößen zu überlagern.

Bei der Ermittlung der maximalen Beanspruchung der Querverbände aus dem modifizierten Lastmodell LMM1 wird bei den Regelquerschnitten RQ 15,5 die Belastung aus Fahrstreifen 3 nicht be-

rücksichtigt, da sie für die Torsionsbeanspruchung entlastende Wirkung hätte.

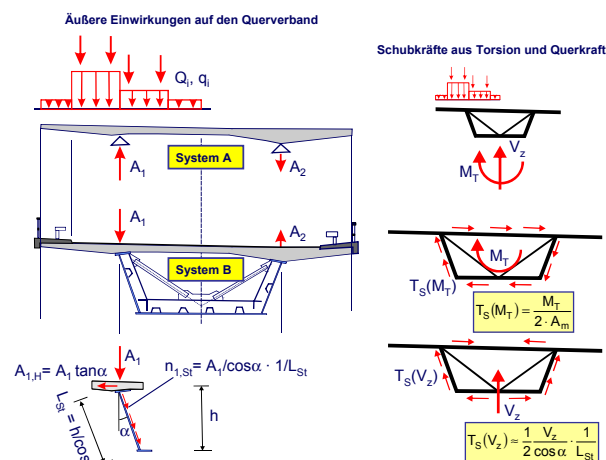


Bild 35: Auf den Querverband eines Hohlkastenquerschnitts einwirkende Kräfte

In Bild 36 sind qualitativ die Beanspruchungen für einen Querverband eines Hohlkastenquerschnittes dargestellt, die sich aus den einwirkenden Kräften nach Bild 35 ergeben. Die Nachweisstellen, an denen vergleichende Untersuchungen zum Einfluss der Laststeigerung des modifizierten Lastmodells LMM1 gegenüber dem Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101 [16] durchgeführt wurden, sind zusätzlich angegeben.

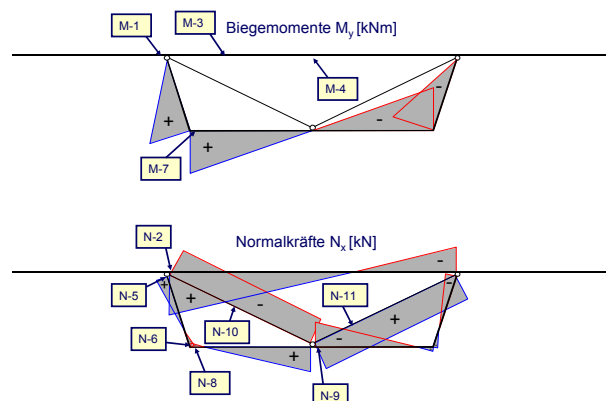


Bild 36: Qualitative Schnittgrößenverläufe im Querverband eines Hohlkastenquerschnitts mit untersuchten Nachweisstellen

In der Fahrbahnplatte ergeben sich aus der Wirkung des Querverbandes keine nennenswerten Biegemomente. Die Beanspruchungen resultieren hier nahezu ausschließlich aus der lokalen Plattentragwirkung. Bild 37 zeigt die für die Ermittlung der extremalen Plattenbiegemomente maßgebenden Laststellungen der Verkehrslast und die zugehörigen

gen Momentenverläufe. Es werden die Beanspruchungen über dem Steg des Kastens (min M-1), im Bereich des Voutenanschnitts (min M-3) und in Feldmitte der Platte (max M-4) untersucht.

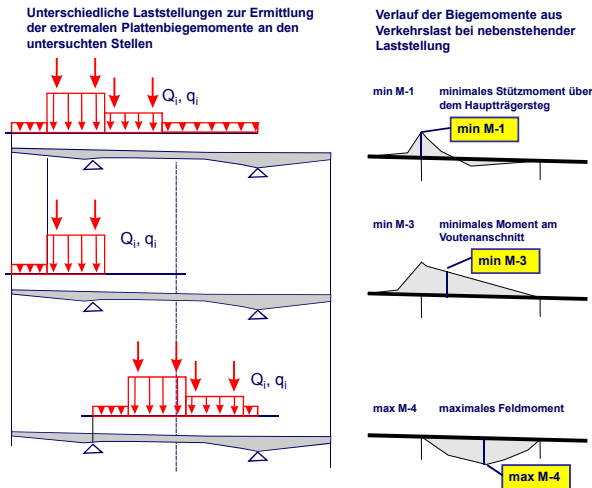


Bild 37: Extreme Biegemomente in der Fahrbahnplatte eines Hohlkastenquerschnitts aus lokaler Platten-tragwirkung mit zugehörigen Laststellungen der Verkehrslast

Bei der Beurteilung der Erhöhung der Beanspruchung in den Querverbänden und der Fahrbahnplatte muss im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) berücksichtigt werden, dass für das Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101 ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q=1,5$ und für das Lastmodell LMM1 ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q=1,35$ zugrunde zu legen ist. In Tab. 5 sind die Schnittgrößen und Erhöhungsfaktoren α für die in Bild 36

angegebenen Nachweispunkte bei einer Hauptträgerstützweite von 40 m und einem Querverbandabstand von $a_v = 9,6$ m zusammengestellt.

Die Erhöhungen aller untersuchten Schnittgrößen im Bereich der Kastenbleche und der Diagonalen liegen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) bei $\alpha_{ULS} = 1,17$. Für die Fahrbahnplatte mit den zusätzlichen lokalen Plattenbeanspruchungen steigen die Beanspruchungen um bis zu 22 %.

Bei dem Hohlkastenquerschnitt eines 80 m weit gespannten Brückenhauptträgers, der aufgrund der größeren Stützweite eine größere Querschnittshöhe aufweist als der gerade untersuchte Hohlkastenquerschnitt eines 40 m weit gespannten Brückenhauptträgers, ergeben sich zwar von Tab. 5 abweichende absolute Schnittgrößen, die Erhöhungsfaktoren α bewegen sich aber in der gleichen Größenordnung. Auch eine Änderung des Querverbandabstandes hat keinen nennenswerten Einfluss. Für einen Querverbandabstand von $a_v = 4,8$ m ergeben sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) für die Beanspruchungen des Kastens und der Diagonalen sowohl bei einer Hauptträgerstützweite von 40 m als auch bei einer Hauptträgerstützweite von 80 m Erhöhungsfaktoren in der Größenordnung von $\alpha_{ULS} = 1,15$.

2.10.3 Dreistegiger Plattenbalkenquerschnitt

Für die Untersuchungen des Querlastabtrages eines Querschnitts mit dreistegigem Plattenbalken

Tab. 5: Erhöhungsfaktoren α für die Querverbände eines Hohlkastenquerschnitts bezogen auf das Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101 bei einer Hauptträgerstützweite von 40 m und einem Querverbandabstand von $a_v = 9,6$ m

Schnittgröße-Nachweisstelle	Gebrauchstauglichkeit (SLS)			Tragfähigkeit (ULS)		
	$E_k(LM1)$	$E_k(LMM1)$	α_{SLS}	$E_d(LM1)$	$E_d(LMM1)$	α_{ULS}
M-1 [kNm/m]	-129,71	-163,34	1,26	-194,57	-220,51	1,13
N-2 [kN]	799,78	1047,48	1,31	1199,67	1414,10	1,18
M-3 [kNm/m]	-35,10	-44,68	1,27	-52,65	-60,32	1,15
M-4 [kNm/m]	106,95	145,48	1,36	160,42	196,39	1,22
N-5 [kN]	217,28	283,02	1,30	325,92	382,08	1,17
N-6 [kN]	-56,87	-73,75	1,30	-85,31	-99,56	1,17
M-7 [kNm]	127,66	166,20	1,30	191,49	224,37	1,17
N-8 [kN]	-73,15	-95,07	1,30	-109,73	-128,34	1,17
N-9 [kN]	-436,33	-568,19	1,30	-654,50	-767,06	1,17
N-10 [kN]	-489,60	-637,48	1,30	-734,40	-860,60	1,17
N-11 [kN]	490,93	639,34	1,30	736,40	863,11	1,17

Momente M-1, M-3 und M-4 sind bezogen auf einen 1m breiten Plattenstreifen

wurde der in Bild 3 dargestellte Querschnitt zugrunde gelegt. Die nachfolgenden Vergleiche beziehen sich dabei auf den Querschnitt ohne zusätzliche Querträger, der im Regelfall zur Ausführung kommt. Die Beanspruchungen in der Fahrbahnplatte setzen sich, wie bereits in Abschnitt 2.5 detailliert beschrieben, aus den lokalen Plattenbeanspruchungen (System A) und aus der Quertragwirkung des Trägerrostes (System B) zusammen. Zur Ermittlung der Beanspruchungen aus Quertragwirkung werden die Auflagerkräfte aus System A als Einzellasten in den Knotenpunkten des Trägerrostes angesetzt. Bild 38 zeigt die Beanspruchungen des Trägerrostes aus den Lastbildern nach DIN-Fachbericht 101 (LM1) und nach NA EN 1991-2 (LMM1) unterteilt nach Beanspruchungen aus den Tandemlasten Q_i und den Flächenlasten q_i .

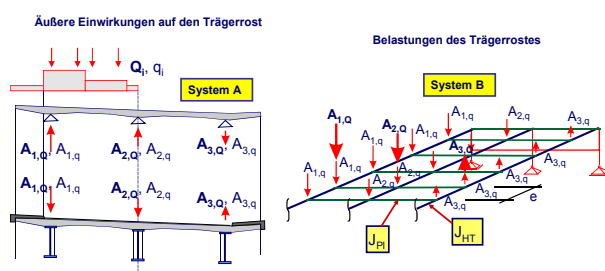


Bild 38: Auf den Trägerrost eines dreistegigen Plattenbalkenquerschnitts einwirkende Kräfte

Es werden vier Nachweisstellen in der Fahrbahnplatte betrachtet, an denen die Schnittgrößen aus den Lastbildern nach DIN-Fachbericht 101 (LM1) und nach Nationalem Anhang zu DIN EN 1991-2 (LMM1) verglichen werden. Die extremalen Schnittgrößen aus der lokalen Plattentragwirkung an den jeweiligen Nachweisstellen sind mit den zugehörigen Laststellungen in Bild 39 dargestellt. Bei der Ermittlung des minimalen Stützmomentes über dem mittleren Hauptträger (min M-3) sind im modifizierten Lastbild LMM1 die Lasten in Fahrstreifen 3

einschließlich der Tandemlasten zu berücksichtigen.

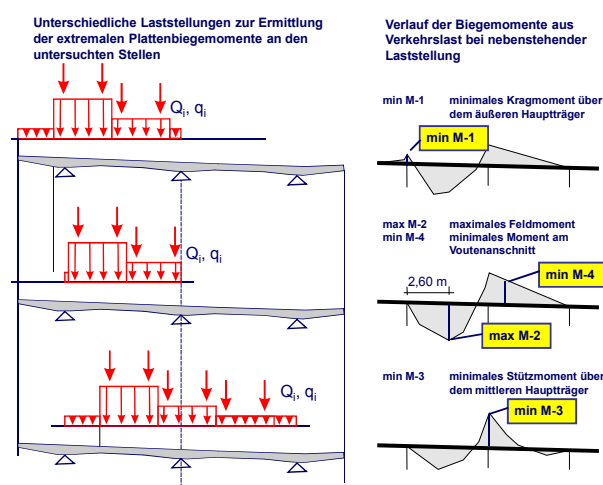


Bild 39: Extreme Biegemomente in der Fahrbahnplatte eines dreistegigen Plattenbalkenquerschnitts aus lokaler Plattentragwirkung mit zugehörigen Laststellungen der Verkehrslast

An den in Bild 39 angegebenen Nachweisstellen ergeben sich bei einer Hauptträgerstützweite von 40 m Erhöhungsfaktoren α nach Tab. 6. Diese liegen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) zwischen $\alpha_{ULS}=1,12$ und $\alpha_{ULS}=1,34$. Für eine Hauptträgerstützweite von 80 m ergeben sich nur minimal abweichende Erhöhungsfaktoren.

2.10.4 Plattenbalkenquerschnitt mit zwei torsionssteifen Hauptträgern

Die Grundlagen der Untersuchung des Plattenbalkenquerschnittes mit zwei torsionssteifen Hauptträgern unterscheiden sich kaum von denen des in Abschnitt 2.10.3 behandelten dreistegigen Plattenbalkenquerschnitts. Auch hier werden keine Querträger oder Querrahmen berücksichtigt. Untersucht werden wiederum die Fälle einer Hauptträgerstützweite von 40 bzw. 80 m. Die statischen Systeme der Plattentragwirkung (System A) und des Trägerrostes (System B) sind in Bild 40 dargestellt.

Tab. 6: Erhöhungsfaktoren α für die Fahrbahnplatte eines dreistegigen Plattenbalkenquerschnitts, bezogen auf das Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101 bei einer Hauptträgerstützweite von 40 m

Schnittgröße-Nachweisstelle	Gebrauchstauglichkeit (SLS)			Tragfähigkeit (ULS)		
	E_k (LM1)	E_k (LMM1)	α_{SLS}	E_d (LM1)	E_d (LMM1)	α_{ULS}
M-1 [kNm/m]	-79,26	-98,83	1,25	-118,89	-133,42	1,12
M-2 [kNm/m]	80,72	112,48	1,39	121,08	151,85	1,25
M-3 [kNm/m]	-83,05	-124,11	1,49	-124,57	-167,54	1,34
M-4 [kNm/m]	-25,04	-32,65	1,30	-37,56	-44,07	1,17

Tab. 7: Erhöhungsfaktoren α für die Fahrbahnplatte eines Plattenbalkenquerschnitts mit 2 torsionssteifen Hauptträgern, bezogen auf das Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101 bei einer Hauptträgerstützweite von 40 m

Schnittgröße-Nachweisstelle	Gebrauchstauglichkeit (SLS)			Tragfähigkeit (ULS)		
	E_k (LM1)	E_k (LMM1)	α_{SLS}	E_d (LM1)	E_d (LMM1)	α_{ULS}
M-1 [kNm/m]	-31,90	-39,70	1,24	-47,85	-53,60	1,12
M-2 [kNm/m]	-83,01	-109,18	1,32	-124,52	-147,39	1,18
M-3 [kNm/m]	95,11	127,38	1,34	142,67	171,96	1,21
M-4 [kNm/m]	-35,98	-46,81	1,30	-53,98	-63,19	1,17

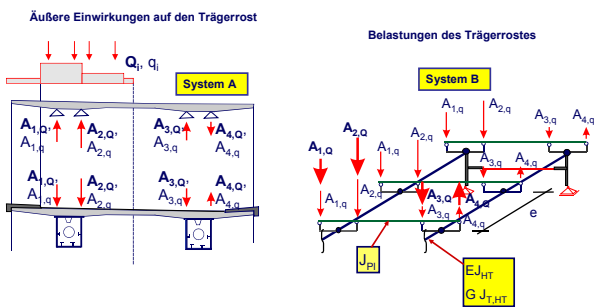


Bild 40: Auf den Trägerrost eines Plattenbalkenquerschnitts mit 2 torsionssteifen Hauptträgern einwirkende Kräfte

Es ergeben sich aus den Tandem- und Flächenlasten die in Bild 40 aufgeführten Einzellasten, die in den Knotenpunkten auf das Trägerrostsystem aufgebracht werden.

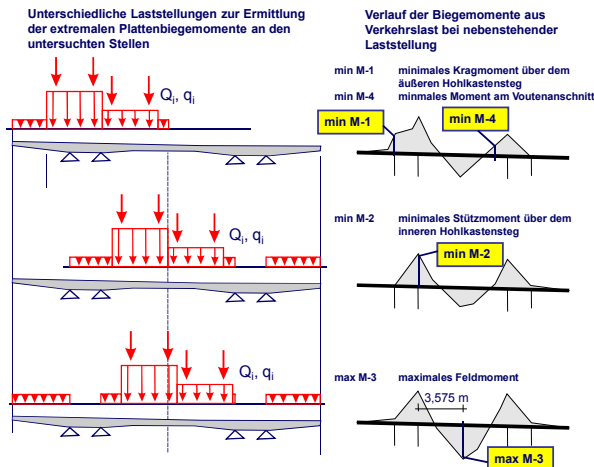


Bild 41: Extremale Biegemomente in der Fahrbahnplatte eines Plattenbalkenquerschnitts mit 2 torsionssteifen Hauptträgern aus lokaler Plattentragwirkung mit zugehörigen Laststellungen der Verkehrslast

In Bild 41 sind die maßgebenden Laststellungen zur Ermittlung der extremalen lokalen Plattenbeanspruchungen des Systems A aus Tandem- und Flächenlasten dargestellt. Die Fahrbahnplatte des Plattenbalkenquerschnitts mit zwei torsionssteifen Hauptträgern wird an der Stelle über dem äußeren

und inneren Steg eines Hauptträgers (M-1 und M-2), an der Stelle des maximalen Feldmomentes zwischen den Hauptträgern (M-3) und an der Stelle des Voutenanschnitts (M-4) untersucht. Bild 41 zeigt die genaue Lage der Nachweisstellen.

Die Erhöhungsfaktoren α an den genannten Nachweisstellen liegen gemäß Tab. 7 bei den charakteristischen Werten (SLS) zwischen $\alpha_{SLS}=1,24$ und $\alpha_{SLS}=1,34$, im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) zwischen $\alpha_{ULS}=1,12$ und $\alpha_{ULS}=1,21$. Bei einer Stützweite des Hauptträgers von 80 m liegen die Erhöhungsfaktoren im Grenzzustand der Tragfähigkeit ebenfalls zwischen $\alpha_{ULS}=1,12$ und $\alpha_{ULS}=1,21$. Ähnlich wie beim dreistegigen Plattenbalkenquerschnitt hat die Stützweite des Hauptträgers keinen nennenswerten Einfluss.

2.10.5 Einteilige Querschnitte

Bei den einteiligen Querschnitten wurden die beiden in Bild 4 dargestellten Typen untersucht. Der einteilige Querschnitt, basierend auf dem Regelquerschnitt RQ 15,5, lässt Vergleiche zu dem in Abschnitt 2.10.2 untersuchten Hohlkastenquerschnitt zu. Der auf dem Regelquerschnitt RQ 29,5 basierende einteilige Querschnitt erlaubt hingegen Rückschlüsse auf die Auswirkung der nach dem modifizierten Lastmodell LMM1 zu berücksichtigenden zusätzlichen Tandemlasten in Fahrstreifen 3. Diese bewirken erst bei breiteren Querschnitten wie einem Regelquerschnitt RQ 29,5 eine Vergrößerung der Torsionsbeanspruchung. Die Haupttragwirkung der einteiligen Querschnitte gleicht der Tragwirkung der Hohlkastenquerschnitte und ist hierfür bereits in Abschnitt 2.10.2 beschrieben worden. Lediglich die lokale Plattentragwirkung ist durch die zusätzlich zu den Kastenstegen als Auflager wirkenden Längsträger geringfügig anders.

Den Untersuchungen liegen typische Querverbandabstände von $a_v = 4,0\text{ m}$ bei dem einteiligen Querschnitt EQ15,5 und von $a_v = 5,0\text{ m}$ bei dem einteiligen Querschnitt EQ29,5 zu Grunde. Zusätzlich wird jeweils auch der doppelte Querverbandabstand untersucht.

- Einteiliger Querschnitt EQ 15,5

In Bild 42 sind die Beanspruchungen für einen Querverband eines einteiligen Querschnitts EQ15,5 dargestellt. Im Gegensatz zu dem untersuchten Hohlkastenquerschnitt (siehe Abschnitt 2.10.2) sind die Stege des Hohlkastens bei diesem Beispiel nicht geneigt. Somit entfällt die horizontale Lastkomponente am Knotenpunkt Fahrbahnplatte/Steg. Die Auflagerlasten aus den Längsträgern werden als Einzellasten auf den Querverband angesetzt.

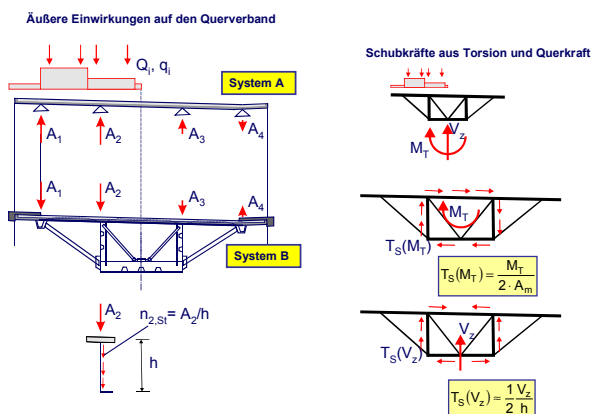


Bild 42: Auf den Querverband eines einteiligen Querschnitts EQ15,5 einwirkende Kräfte

Wie bereits erwähnt, hat die Belastung aus den Tandemachsen in Fahrstreifen 3 des modifizierten Lastmodells LMM1 bei der Ermittlung der maximalen Beanspruchung des Querverbandes für Regelquerschnitte RQ 15,5 keinen Einfluss, da sie für die Torsionsbeanspruchung eine entlastende Wirkung hätte. Bild 43 stellt die qualitativen Schnittgrößenverläufe für Biegemomente und Normalkräfte infolge der auf den Querverband wirkenden Kräfte nach Bild 42 für die Lastmodelle LM1 nach DIN-Fachbericht 101 und LMM1 nach NA EN 1991-2 dar. Die maximalen Beanspruchungen für die einzelnen Stäbe des Querverbandes ergeben sich bei der in Bild 42 dargestellten Laststellung. Bei diesem Querschnitt werden insgesamt elf verschiedene Nachweispunkte in der Fahrbahnplatte, im Bereich des Kastens und in den Diagonalen

untersucht. Die genaue Lage der untersuchten Stellen sowie die Bezeichnung der Schnittgrößen ist Bild 43 zu entnehmen.

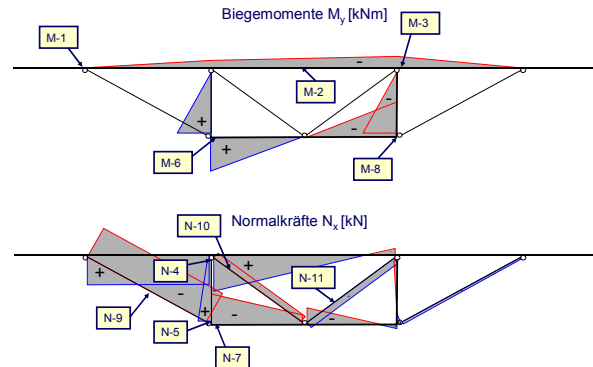


Bild 43: Qualitative Schnittgrößenverläufe im Querverband eines einteiligen Querschnitts EQ15,5 mit untersuchten Nachweisstellen

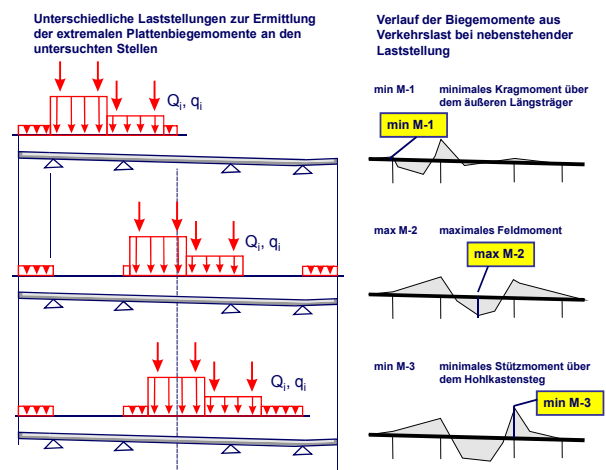


Bild 44: Extreme Biegemomente in der Fahrbahnplatte eines einteiligen Querschnitts EQ15,5 aus lokaler Plattentragwirkung mit zugehörigen Laststellungen der Verkehrslast

Für die in der Fahrbahnplatte untersuchten Nachweisstellen ergeben sich die extremalen Schnittgrößen für die in Bild 44 dargestellten Laststellungen. Bild 44 zeigt ferner die zugehörigen Verläufe der Biegemomente mit den extremalen Schnittgrößen an den untersuchten Nachweisstellen. Mit diesen lokalen Plattenbeanspruchungen sind die Beanspruchungen aus der Wirkung des Querverbandes gemäß Bild 43 zu überlagern.

Tab. 8 stellt für den einteiligen Querschnitt EQ15,5 bei einer Hauptträgerstützweite von 40 m die Erhöhungsfaktoren der untersuchten Schnittgrößen gegenüber.

Tab. 8: Erhöhungsfaktoren α für die Querverbände eines einteiligen Querschnitts RQ15,5 bezogen auf das Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101 bei einer Hauptträgerstützweite von 40 m und einem Querverbandabstand von $a_v = 4,0$ m

Schnittgröße-Nachweisstelle	Gebrauchstauglichkeit (SLS)			Tragfähigkeit (ULS)		
	$E_k(LM1)$	$E_k(LMM1)$	α_{SLS}	$E_d(LM1)$	$E_d(LMM1)$	α_{ULS}
M-1 [kNm/m]	-14,05	-17,23	1,23	-21,08	-23,26	1,10
M-2 [kNm/m]	62,25	81,09	1,30	93,37	109,47	1,17
M-3 [kNm/m]	-42,13	-58,84	1,40	-63,19	-79,44	1,26
N-4 [kN]	70,71	94,74	1,34	106,07	127,90	1,21
N-5 [kN]	313,95	392,96	1,25	470,93	530,50	1,13
M-6 [kNm]	104,21	137,20	1,32	156,32	185,22	1,18
N-7 [kN]	-691,72	-873,56	1,26	-1037,58	-1179,31	1,14
M-8 [kNm]	-110,99	-145,70	1,31	-166,49	-196,70	1,18
N-9 [kN]	-733,45	-923,20	1,26	-1100,18	-1246,32	1,13
N-10 [kN]	-122,64	-161,43	1,32	-183,96	-217,93	1,18
N-11 [kN]	129,33	169,82	1,31	194,00	229,26	1,18

Momente M-1, M-2 und M-3 sind bezogen auf einen 1m breiten Plattenstreifen

Bei den charakteristischen Werten (SLS) ergeben sich für das Lastmodell LMM1 im Vergleich zum Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101 Erhöhungen von 23 % bis 40 %. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) reduzieren sich die Erhöhungen aufgrund der unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte γ_Q auf 11 % bis 26 % und liegen damit im Bereich aller bisher untersuchten Querschnittstypen. Alle anderen Schnittgrößen-erhöhungen liegen in einem ähnlichen Bereich (siehe Tab. 8). Eine Verdopplung des Querverbandabstandes auf 8 m bewirkt allerdings eine Vergrößerung der Beanspruchungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) auf bis zu 34 %.

- Einteiliger Querschnitt EQ 29,5

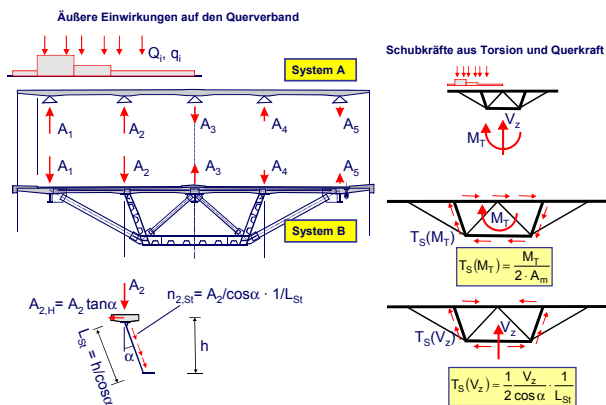


Bild 45: Auf den Querverband eines einteiligen Querschnitts EQ29,5 einwirkende Kräfte

Das Tragverhalten des einteiligen Querschnitts EQ29,5 entspricht dem Tragverhalten des einteiligen Querschnitts EQ15,5 und ist in Bild 45 dargestellt. Hinzu kommt der zusätzliche Längsträger in Plattenmitte, der eine weitere Einzellast in den Querverband einleitet. Für den Fall der maximalen Torsionsbeanspruchung gemäß der Laststellung in Bild 45 sind die resultierenden Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte und den Verbandsstäben in Bild 46 qualitativ dargestellt.

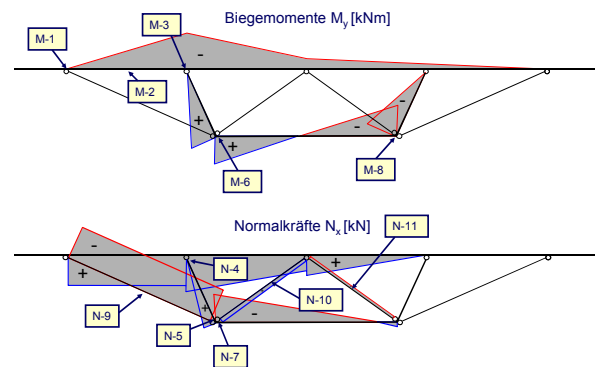


Bild 46: Qualitative Schnittgrößenverläufe im Querverband eines einteiligen Querschnitts EQ29,5 mit untersuchten Nachweisstellen des Kastens, der Diagonalen und der Fahrbahnplatte

Aus den in Bild 47 dargestellten Laststellungen resultieren die extremalen Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte. Untersucht werden das minimale Kragmoment (min M-1), das maximale Feldmoment (max M-2) und das minimale Stützmoment (min M-3).

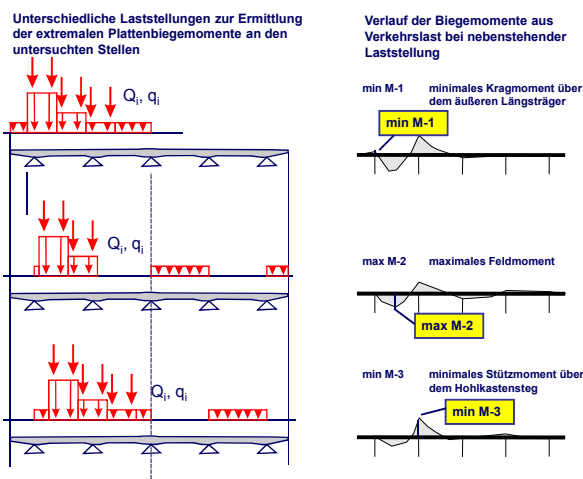


Bild 47: Extremale Biegemomente in der Fahrbahnplatte eines einteiligen Querschnitts EQ29,5 aus lokaler Plattentragwirkung mit zugehörigen Laststellungen der Verkehrslast

Tab. 9 gibt die Erhöhungsfaktoren α für die Schnittgrößen aus dem modifizierten Lastmodell LMM1 gegenüber den Schnittgrößen aus dem Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101 an den in Bild 46 bezeichneten Nachweisstellen für einen Querverbandabstand von $a_v = 5,0$ m an.

Es sind teilweise erhebliche Unterschiede zu den bisher untersuchten Querschnittstypen erkennbar. So erhöhen sich die Beanspruchungen der Rahmeneckmomente des Kastens (M-6 und M-8) im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) um den Faktor $\alpha_{ULS}=2,09$ bzw. $\alpha_{ULS}=1,55$, während die

innere Druckdiagonale (N-11) eine um den Faktor $\alpha_{ULS}=4,29$ vergrößerte Beanspruchung aufnehmen muss. Grundsätzlich ergibt sich auch bei diesem Querschnitt eine deutliche Vergrößerung der lokalen Beanspruchungen. Ähnlich sieht es bei einer Verdopplung des Querverbandabstandes auf $a_v=10,0$ m aus.

Es liegt die Vermutung nahe, dass die vollkommen unterschiedlichen Erhöhungsfaktoren der Beanspruchungen für den einteiligen Querschnitt EQ29,5 auf die zusätzlich anzusetzenden Tandemlasten in Fahrstreifen 3 zurück zu führen sind. Diese Vermutung wird durch eine weitere Untersuchung ohne Berücksichtigung der Tandemlasten in Fahrstreifen 3 bestätigt. Die Erhöhungsfaktoren lägen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) für alle Schnittgrößen im Bereich von $\alpha_{ULS}=1,09$ bis $\alpha_{ULS}=1,23$.

Tab. 9: Erhöhungsfaktoren α für die Querverbände eines einteiligen Querschnitts RQ29,5 bezogen auf das Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101 bei einer Hauptträgerstützweite von 40 m und einem Querverbandabstand von $a_v = 5,0$ m

Schnittgröße-Nachweisstelle	Gebrauchstauglichkeit (SLS)			Tragfähigkeit (ULS)		
	$E_k(\text{LM1})$	$E_k(\text{LMM1})$	α_{SLS}	$E_d(\text{LM1})$	$E_d(\text{LMM1})$	α_{ULS}
M-1 [kNm/m]	-39,93	-49,20	1,23	-59,90	-66,42	1,11
M-2 [kNm/m]	56,37	74,58	1,32	84,56	100,69	1,19
M-3 [kNm/m]	-151,66	-223,59	1,47	-227,49	-301,85	1,33
N-4 [kN]	-97,77	-132,86	1,36	-146,66	-179,36	1,22
N-5 [kN]	511,82	598,25	1,17	767,73	807,64	1,05
M-6 [kNm]	28,46	66,23	2,33	42,69	89,41	2,09
N-7 [kN]	-1986,02	-2610,31	1,31	-2979,03	-3523,92	1,18
M-8 [kNm]	-68,32	-117,54	1,72	-102,48	-158,68	1,55
N-9 [kN]	-2091,60	-2650,57	1,27	-3137,40	-3578,27	1,14
N-10 [kN]	285,93	422,54	1,48	428,90	570,43	1,33
N-11 [kN]	-32,71	-156,05	4,77	-49,07	-210,67	4,29

Momente M-1, M-2 und M-3 sind bezogen auf einen 1m breiten Plattenstreifen

3 Nachrechnung zweier ausgewählter Brückensysteme für das modifizierte Lastmodell LMM1

3.1 Aftetalbrücke im Zuge der Bundesstraße B480n bei Bad Wünnenberg

3.1.1 System der Aftetalbrücke

Bei der Aftetalbrücke handelt es sich um eine derzeit in der Planung befindliche Talbrücke im Zuge der B480n bei Bad Wünnenberg. Der Überbau ist als einzelliger Hohlkastenquerschnitt mit Stützweiten zwischen 94 und 119 m ausgebildet. Bild 48 zeigt die Querschnittsausbildung und das Gesamtsystem.

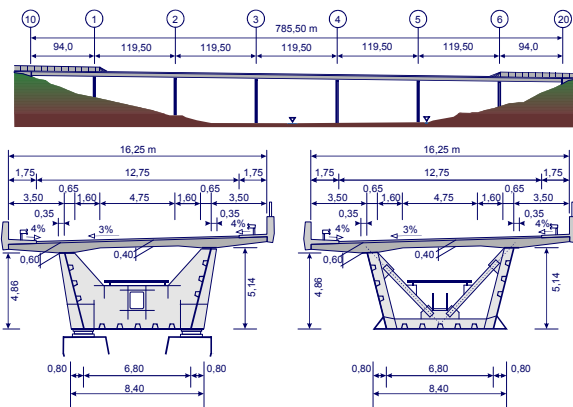


Bild 48: Aftetalbrücke im Zuge der Ortsumgehung Bad Wünnenberg

Die Fahrbahnplatte wird abschnittsweise hergestellt. Die einzelnen Betonierabschnitte und die Betonierreihenfolge sind aus Bild 49 ersichtlich. Bild 50 zeigt die Idealisierung des Systems für die Ermittlung der Schnittgrößen. Im Rahmen der Ver-

gleichsrechnungen wird der Querschnitt als Dreistabsystem entsprechend Bild 6 unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Querrahmen idealisiert.

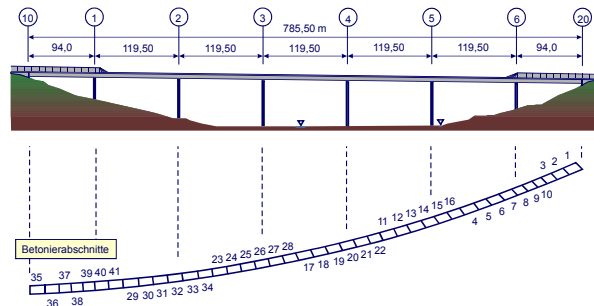


Bild 49: Betonierabschnitte der Aftetalbrücke

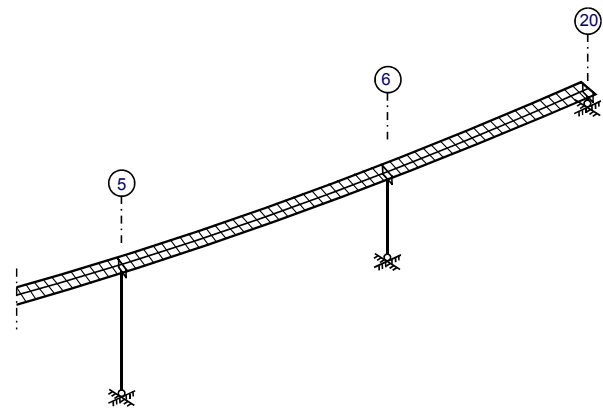


Bild 50: Systemidealisierung der Aftetalbrücke (Ausschnitt)

3.1.2 Vergleich der Schnittgrößen aus dem Lastmodell LM1 mit dem modifizierten Lastmodell LMM1

Der Vergleich der Schnittgrößen, die aus dem bisher gültigen Lastmodell LM1 und dem modifizierten Lastmodell LMM1 resultieren, beschränkt sich auf die Hauptträger in Brückenlängsrichtung. Es werden die Schnittgrößen aus dem Tandemsystem (TS) und der gleichmäßig verteilten Flä-

Tab. 10: Vergleich der Momentenbeanspruchungen aus Verkehrslasten des modifizierten Lastbildes LMM1 nach NA zu EN 1991-2 und des Lastbildes LM1 nach DIN-Fachbericht 101 für Feld- und Stützmomente der Hauptträger der Aftetalbrücke

Last	Ort	$M_{k,EN1991-2 NA} / M_{k,DIN-FB101}$	$M_{d,EN1991-2 NA} / M_{d,DIN-FB101}$
Tandemsystem (TS)	Endfelder	1,429	1,286
	Innenstützen	1,429	1,286
	Innenfelder	1,431	1,288
Flächenlast (UDL)	Endfelder	1,415	1,274
	Innenstützen	1,425	1,283
	Innenfelder	1,416	1,274
TS + UDL	Endfelder	1,418	1,276
	Innenstützen	1,425	1,283
	Innenfelder	1,419	1,277

chenlast (UDL) getrennt betrachtet, um den Einfluss der Erhöhung der Anpassungsfaktoren α_{Qi} und α_{qi} separat beurteilen zu können. Abschließend werden die maximalen Spannungen aus der maßgebenden Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) unter Berücksichtigung der beiden Verkehrslastbilder verglichen.

Für die nachfolgenden Untersuchungen werden jeweils die ersten beiden Innenstützen ab Widerlager (Innenstützen 1, 2, 5 und 6), beide Endfelder (Felder 1 und 7) sowie die Innenfelder 2, 3 und 6 betrachtet.

Tab. 10 zeigt die Verhältnisse der Stütz- und Feldmomente von modifiziertem Lastmodell LMM1 zu Lastmodell LM1. Die angegebenen Werte sind Mittelwerte aus den beiden separat betrachteten äußeren Hauptträgern. Die Hauptträger setzen sich nach der Theorie des Dreistabmodells aus den Hohlkastenstegen und den mittragenden Breiten der Fahrbahnplatte und des Bodenbleches zusammen (siehe Abschnitt 2.5.1).

Unabhängig vom Ort der betrachteten Momentenbeanspruchung (Stütze oder Feld) oder der Lastart (Einzel- oder Flächenlasten) liegen die Momentenverhältnisse auf Grundlage von charakteristischen Lasten alle im Bereich von 1,41 bis 1,43. Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Lasten nach DIN EN 1990/A1 ($\gamma_Q=1,35$) und DIN-Fachbericht 101 ($\gamma_Q=1,5$) ergeben sich Momentenverhältnisse im Bereich von 1,27 und 1,29. Diese Werte liegen in der gleichen Größenordnung wie die bereits in Abschnitt 2.9.2 für Hohlkastenquerschnitte ermittelten Vergrößerungsfaktoren.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist die ständige und vorübergehende Bemessungssituation maßgebend. Für diese Einwirkungskombination sind die Normalspannungen und die Verhältnisse der

Normalspannungen, die mit den Verkehrslasten des modifizierten Lastmodells LMM1 bzw. des Lastmodells LM1 berechnet werden, in Tab. 11 dargestellt.

Die maximalen Spannungen treten im Bereich der Innenstützen am Obergurt des Stahlträgers, im Feldbereich am Untergurt des Stahlträgers auf. Die Erhöhung der Spannungen unter Berücksichtigung des modifizierten Lastmodells LMM1 gegenüber den Spannungen unter Berücksichtigung des Lastmodells LM1 liegt bei 1,04 im Bereich der Innenstützen und bei maximal 1,07 im Feldbereich.

3.1.3 Bewertung der Ergebnisse

Um die in Abschnitt 5.1.2 dargestellten Ergebnisse zum Einfluss des modifizierten Lastmodells LMM1 auf das Haupttragwerk der Aftetalbrücke bewerten zu können, ist es erforderlich, die in Abschnitt 2.9.2 zusammengefassten Ergebnisse der allgemeinen Untersuchungen für das Haupttragwerk von Brücken mit Hohlkastenquerschnitt speziell im Hinblick auf das System der Aftetalbrücke zu deuten.

Bei den Untersuchungen sind maximal 5-Feldträger betrachtet worden. Allerdings zeigt der Vergleich mit den Ergebnissen für 3-Feldträger, dass sich keine nennenswerten Abweichungen in den Verhältniswerten der Momentenbeanspruchungen ergeben. Somit sind auch die Ergebnisse für die 7-feldrige Aftetalbrücke durchaus vergleichbar. In Bild 51 sind die Ergebnisse der Untersuchungen aus Abschnitt 2.9.2 für eine Verbundbrücke mit Hohlkastenquerschnitt zusammengestellt, die Vergleiche zu den in Abschnitt 5.1.2 dargestellten Ergebnissen der Nachrechnung der Aftetalbrücke ermöglichen. Da die Untersuchungen für jeweils gleiche Stützweiten in den End- und Innenfeldern durchgeführt wurden, werden die Momentenverhältniswerte aus den Diagrammen für die bei der Aftetalbrücke verwendete

Tab. 11: Vergleich der Normalspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Verkehrslasten des modifizierten Lastbildes LMM1 nach NA zu EN 1991-2 und des Lastbildes LM1 nach DIN-Fachbericht 101 im Feld- und Stützbereich der Hauptträger der Aftetalbrücke

Kombination	Lage	Ort	$\sigma_{xd,EN1991-2,NA}/\sigma_{xd,DIN-FB101}$
ULS (ständig + vorübergehend)	Obergurt Stahlträger	Endfelder	1,010
		Innenstützen	1,041
		Innenfelder	1,011
	Untergurt Stahlträger	Endfelder	1,066
		Innenstützen	1,044
		Innenfelder	1,069

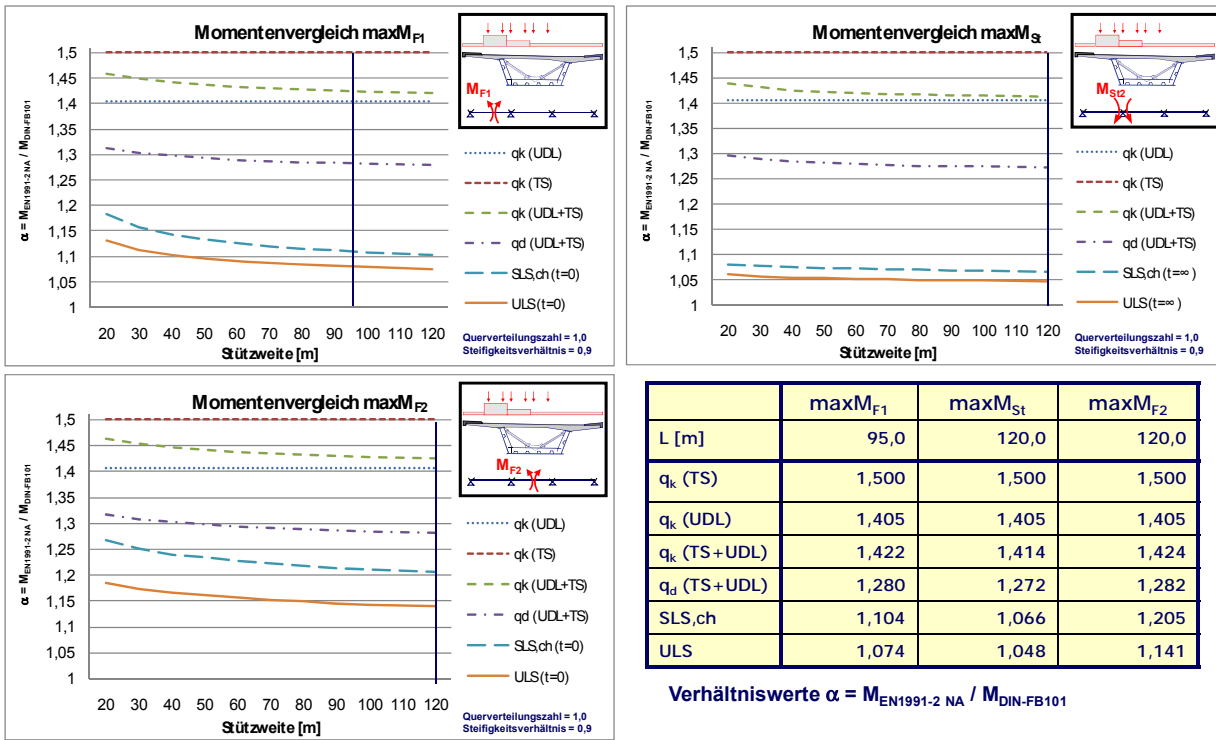


Bild 51: Vergleich der Momentenbeanspruchungen aus Verkehrslasten an unterschiedlichen Stellen eines Dreifeldträgers mit Hohlkastenquerschnitt, unterteilt nach den Auswirkungen der Tandemachsen und der gleichmäßig verteilten Verkehrslasten

ten Stützweiten von ca. 95 m in den Endfeldern und ca. 120 m in den Innenfeldern abgelesen. Dargestellt sind die Verhältniszerte der einzelnen Momente, getrennt nach den Auswirkungen der Tandemlasten und der gleichmäßig verteilten Flächenlasten der Verkehrslastmodelle. Zusätzlich sind die charakteristische Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und die ständige und vorübergehende Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufgeführt.

In Tab. 12 sind die Ergebnisse aus den allgemeinen Untersuchungen den Ergebnissen aus den Untersuchungen an der Aftetalbrücke gegenübergestellt. Es lassen sich unter nahezu allen Belastungen und Lastfallkombinationen gute Überein-

stimmungen feststellen. Die größten Abweichungen ergeben sich bei den Beanspruchungen aus den charakteristischen Tandemlasten der Verkehrslastmodelle. Hier ergeben sich bei den allgemeinen Untersuchungen durchgehend Verhältniszerte von $\alpha = 1,50$, während sich bei den Untersuchungen der Aftetalbrücke Verhältniszerte von $\alpha \approx 1,43$ einstellen. Eine Begründung hierfür könnte die Tatsache sein, dass die allgemeinen Untersuchungen am Einstabmodell durchgeführt wurden, die Untersuchungen an der Aftetalbrücke am Dreistabmodell mit zwei getrennten Hauptträgern. Eine weitere Abweichung ergibt sich bei den Innenfeldern im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Hier weicht der allgemeine Verhältniszerte $\alpha = 1,141$ von dem Verhältniszerte $\alpha = 1,069$ aus den Unter-

Tab. 12: Vergleich der Verhältniszerte α von Momentenbeanspruchungen und Normalspannungen aus allgemeinen Untersuchungen und den Untersuchungen der Aftetalbrücke im Feld- und Stützbereich der Hauptträger

	Endfelder		Innenstützen		Innenfelder	
	allgemein	Aftetalbrücke	allgemein	Aftetalbrücke	allgemein	Aftetalbrücke
q _k (TS)	1,500	1,429	1,500	1,429	1,500	1,431
q _k (UDL)	1,405	1,415	1,405	1,425	1,405	1,416
q _k (TS+UDL)	1,422	1,418	1,414	1,425	1,424	1,419
q _d (TS+UDL)	1,280	1,276	1,272	1,283	1,282	1,277
ULS (s+v)	1,074	1,066	1,048	1,041	1,141	1,069

suchungen der Aftetalbrücke ab. Zurückzuführen ist diese Tatsache auf die unterschiedlichen Stützweiten der Aftetalbrücke. Im Gegensatz zu gleichgroßen Stützweiten in End- und Innenfeldern erhöht sich bei größeren Stützweiten der Innenfelder der Eigengewichtsanteil am Gesamtmoment. Dementsprechend geht der Momentenanteil aus veränderlichen Einwirkungen und dadurch auch der Einfluss der Lasterhöhung aus dem modifizierten Lastmodell LMM1 gegenüber dem Lastmodell LM1 zurück. Dieser Effekt tritt besonders ausgeprägt bei den Feldmomenten der Innenfelder auf. Da die allgemeinen Untersuchungen mit gleichen Stützweiten in allen Feldern durchgeführt wurden, ist der Verhältniswert α im Bereich der Innenfelder größer als bei den Untersuchungen der Aftetalbrücke.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die allgemein durchgeführten Untersuchungen sehr gute Rückschlüsse auf die tatsächlichen Erhöhungen der Beanspruchungen durch das modifizierte Lastmodell LMM1 zulassen.

3.2 Ruhrbrücke im Zuge der Autobahn A1 bei Hagen

3.2.1 System der Ruhrbrücke Hagen

Bei der neuen Ruhrbrücke im Zuge der A1 bei Hagen (Bild 52) handelt es sich um einen Plattenbalkenquerschnitt, bestehend aus zwei Stahlhohlkästen und einer in Längs- und Querrichtung schlafl bewehrten Betonfahrbahnplatte.

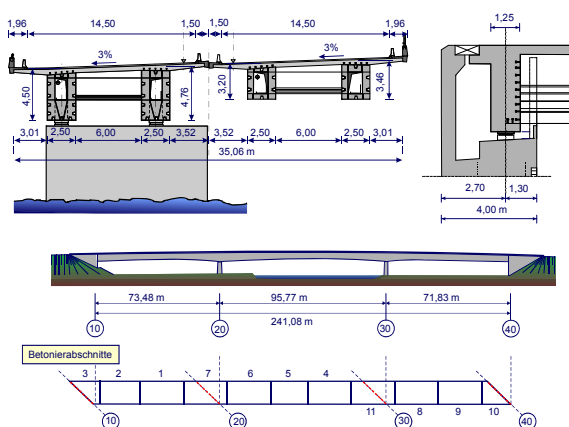


Bild 52: Ruhrbrücke im Zuge der Autobahn A1 bei Hagen

Die Brücke weist eine große Schiefe auf, so dass alle Effekte aus geänderten Lastmodellen hier besonders gut analysiert werden können. Dieses

Bauwerk ist zudem für die Überprüfung der Regelungen zur Schnittgrößenermittlung besonders gut geeignet, da infolge der starken Vouten bei diesem Tragwerk der Einfluss der Rissbildung von besonderer Bedeutung ist. Die Fahrbahnplatte der Ruhrbrücke wurde ebenfalls abschnittsweise hergestellt. Die Betonierabschnitte und die Betonierreihenfolge sind ebenfalls aus Bild 52 zu erkennen.

Das Tragwerk wurde zur Ermittlung der Schnittgrößen als räumlicher Trägerrost entsprechend Bild 53 idealisiert. Eine allgemeine Beschreibung der Annahmen für die Tragwerksidealisation derartiger Systeme findet sich in Abschnitt 2.5.3, so dass hier auf weitere Erläuterungen verzichtet werden kann.

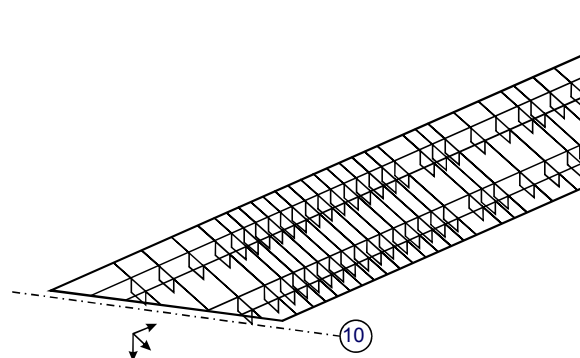


Bild 53: Systemidealisation der Ruhrbrücke im Zuge der A1 bei Hagen

3.2.2 Vergleich der Schnittgrößen aus dem Lastmodell LM1 mit dem modifizierten Lastmodell LMM1

Wie bei der Aftetalbrücke wird auch bei der Nachrechnung der Ruhrbrücke im Zuge der A1 bei Hagen das Hauptaugenmerk auf die Hauptträger gerichtet. Es werden erneut die Momentenbeanspruchungen aus dem Verkehrslastmodell getrennt nach Auswirkung aus Tandemsystem und gleichmäßig verteilter Flächenlast und die Normalspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit betrachtet. Untersucht werden die maximalen Beanspruchungen sowohl im Bereich beider Endfelder als auch im Bereich der beiden Innenstützen und in Feldmitte des Innenfeldes. Tab. 13 zeigt den Vergleich der Momentenbeanspruchungen aus Verkehrslasten des modifizierten Lastmodells LMM1 und des Lastmodells LM1 nach DIN-Fachbericht 101. Dargestellt sind die Mittelwerte aus beiden Hauptträgern. In der linken Spalte sind die Verhältniswerte aus charakteristischen Ein-

Tab. 13: Vergleich der Momentenbeanspruchungen aus Verkehrslasten des modifizierten Lastbildes LMM1 nach NA zu EN 1991-2 und des Lastbildes LM1 nach DIN-Fachbericht 101 für Feld- und Stützmomente der Hauptträger der Ruhrbrücke A1

Last	Ort	$M_{k,EN1991-2 NA}/M_{k,DIN-FB101}$	$M_{d,EN1991-2 NA}/M_{d,DIN-FB101}$
Tandemsystem (TS)	Endfelder	1,446	1,301
	Innenstützen	1,432	1,289
	Innenfeld	1,447	1,302
Flächenlast (UDL)	Endfelder	1,399	1,259
	Innenstützen	1,412	1,271
	Innenfeld	1,398	1,258
TS + UDL	Endfelder	1,413	1,272
	Innenstützen	1,415	1,274
	Innenfeld	1,411	1,270

Tab. 14: Vergleich der Normalspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Verkehrslasten des modifizierten Lastbildes LMM1 nach NA zu EN 1991-2 und des Lastbildes LM1 nach DIN-Fachbericht 101 im Feld- und Stützbereich der Hauptträger der Ruhrbrücke A1

Kombination	Lage	Ort	$\sigma_{xd,EN1991-2 NA}/\sigma_{xd,DIN-FB101}$
ULS (ständig+ vorübergehend)	Obergurt Stahlträger	Endfelder	1,010
		Innenstützen	1,054
		Innenfeld	1,009
	Untergurt Stahlträger	Endfelder	1,083
		Innenstützen	1,055
		Innenfeld	1,080

wirkungen, in der rechten Spalte aus den Bemessungswerten der Einwirkungen aufgetragen. Hier fließt erneut der unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwert für Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101 ($\gamma_Q=1,5$) und nach DIN EN 1990/A1 ($\gamma_Q=1,35$) ein. Die Verhältniszahlen schwanken je nach betrachtetem Ort und Lastart zwischen 1,40 und 1,45 für die charakteristischen Einwirkungen und zwischen 1,26 und 1,30 für die Bemessungswerte der Einwirkungen.

Für die ständige und vorübergehende Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die maximalen Spannungen an Ober- und Untergurt der Stahlhauptträger ausgewertet worden (siehe Tab. 14). Die betragsmäßig größten Spannungen ergeben sich sowohl im Feld- als auch im Stützbereich am Stahlträgeruntergurt. Die maßgebenden Verhältniszahlen liegen nach Tab. 14 bei ca. 1,08 im Feldbereich und bei 1,055 im Stützbereich.

3.2.3 Bewertung der Ergebnisse

Um Rückschlüsse auf die Aussagekraft der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Untersuchungen zulassen zu können, sind in Bild 54 die Ergebnisse der allgemeinen Untersuchungen nach Abschnitt 2.9.4 für das Sys-

tem der Ruhrbrücke im Zuge der A1 bei Hagen ausgewertet worden. In den Diagrammen werden die Verhältnisse der Momentenbeanspruchungen aus Verkehrslasten nach DIN EN 1991-2 NA und DIN-Fachbericht 101 getrennt nach Auswirkung der Tandemlasten und der gleichmäßig verteilten Flächenlasten der Verkehrslastmodelle in Abhängigkeit der Stützweite aufgetragen. In der dargestellten Tabelle sind die Verhältniszahlen zusammengestellt, die sich an den untersuchten Stellen für die jeweiligen Stützweiten der Ruhrbrücke ergeben. Aufgrund der Tatsache, dass die allgemeinen Untersuchungen auf gleichen Stützweiten in allen Feldern beruhen, wird für den Bereich des Stützmomentes der Mittelwert der angrenzenden Stützweiten (72 m und 96 m) angesetzt. Für End- bzw. Innenfeld werden die Verhältniszahlen für die jeweiligen Stützweiten 70 m bzw. 95 m abgelesen.

In Tab. 15 sind die Ergebnisse der allgemeinen Untersuchungen nach Abschnitt 2.9.4 und der Nachrechnung der Ruhrbrücke im Zuge der A1 bei Hagen gegenübergestellt. Es wird deutlich, dass bei der separaten Betrachtung der charakteristischen Lasten des Tandemsystems bzw. der gleichmäßig verteilten Flächenlasten erkennbare Unterschiede vorhanden sind, während bei der Überlagerung beider Verkehrslastanteile kaum

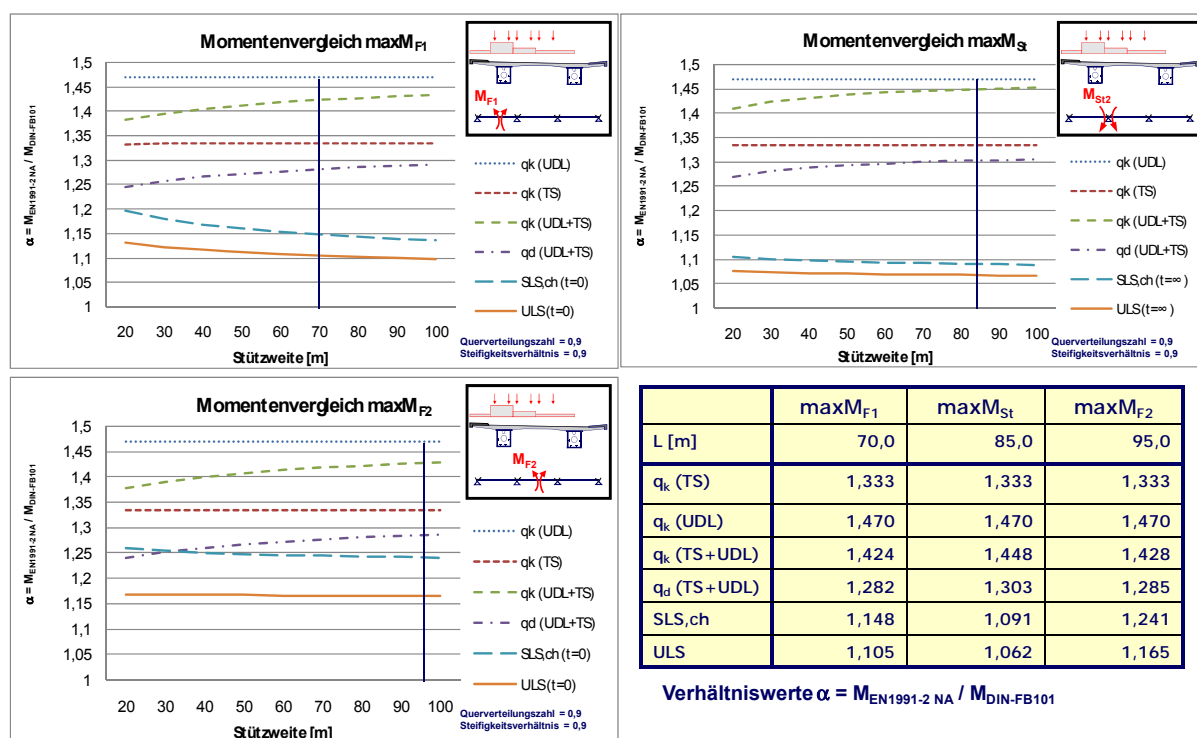


Bild 54: Vergleich der Momentenbeanspruchungen aus Verkehrslasten an unterschiedlichen Stellen eines Dreifeldträgers mit 2 torsionssteifen Längsträgern, unterteilt nach den Auswirkungen der Tandemachsen und der gleichmäßig verteilten Verkehrslasten

Tab. 15: Vergleich der Verhältniszahlen α von Momentenbeanspruchungen und Normalspannungen aus allgemeinen Untersuchungen und den Untersuchungen der Ruhrbrücke A1 im Feld- und Stützgebiet der Hauptträger

	Endfelder		Innenstützen		Innenfelder	
	allgemein	Ruhrbrücke A1	allgemein	Ruhrbrücke A1	allgemein	Ruhrbrücke A1
q _k (TS)	1,333	1,446	1,333	1,432	1,333	1,447
q _k (UDL)	1,470	1,399	1,470	1,412	1,470	1,398
q _k (TS+UDL)	1,424	1,413	1,448	1,415	1,428	1,411
q _d (TS+UDL)	1,282	1,272	1,303	1,274	1,285	1,270
ULS (s+v)	1,105	1,083	1,062	1,055	1,165	1,080

Differenzen auszumachen sind. Hierbei muss berücksichtigt werden, dass die allgemeinen Untersuchungen ausschließlich für gleiche Stützweiten und Träger ohne Vouten durchgeführt wurden. Gerade für die Feldbereiche sind daher Abweichungen wahrscheinlich, da sich hier unterschiedliche Stützweiten der angrenzenden Felder in Bezug auf die Schnittgrößen deutlich bemerkbar machen. Der Vergleich im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) zeigt grundsätzlich eine gute Übereinstimmung, allerdings sind auch hier wie bei der Aftalbrücke mit Hohlkastenquerschnitt Differenzen im Bereich der Innenfelder feststellbar. Die Ursache ist ebenfalls in den unterschiedlichen

Stützweiten von End- und Innenfeldern sowie in der starken Voutung der Hauptträger zu sehen.

Die Ergebnisse der allgemein durchgeführten Untersuchungen können auch am Beispiel der Ruhrbrücke A1 mit einer hohen Übereinstimmung bestätigt werden.

4 Ergänzende Untersuchungen zu den Verkehrslastmodellen nach DIN 1072

4.1 Allgemeines

Im Zuge der stetigen Erhöhung des Schwerlastverkehrs auf Fernstraßen und der prognostizierten Entwicklung in den kommenden Jahren tritt zunehmend auch die Frage nach der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Brücken in den Vordergrund. Deshalb ist parallel zur Umstellung der Bemessung von Brückenbauwerken auf europäische Normen die Einführung einer Nachrechnungsrichtlinie geplant, die die Beurteilung älterer Brückenbauwerke ermöglicht [38]. Bis zum Jahr 2003 waren die Lastannahmen auf Brücken in DIN 1072:1985-12 [5] geregelt. Erst danach erfolgte die Umstellung auf die DIN-Fachberichte, speziell auf den DIN-Fachbericht 101 für die Lastannahmen. Vor 1985 besaß die DIN 1072 in der Fassung von November 1967 [4] Gültigkeit. Um eine Beurteilung älterer Brückenbauwerke vornehmen zu können, ist ein Vergleich der zukünftigen modifizierten Lastmodelle nach NA zu DIN EN 1991-2 [9] mit den Verkehrsregellasten der Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072:1985-12 [5] bzw. der Brückenklasse 60 nach DIN 1072:1967-11 [4] erforderlich.

Tab. 16 stellt die Verkehrslasten der Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072:1985-12 [5] und des Lastmodells LM1 nach DIN EN 1991-2 [9] einschließlich der Anpassungsfaktoren nach DIN-Fachbericht 101:2003 [16] und nach Nationalem Anhang zu EN 1991-2 gegenüber. Die Brückenklasse 60 nach DIN 1072:1967-11 unterscheidet sich von der Brückenklasse 60/30 lediglich durch den fehlenden Schwerlastwagen in Fahrstreifen 2. Die Lasten aus dem Schwerlastwagen in Fahrstreifen 1 und die Flächenlasten sind identisch.

Die Achs- und Flächenlasten des Fahrstreifens 1 sind für die Brückenklasse 60/30 mit einem dynamischen Schwingbeiwert φ zu multiplizieren, der sich nach DIN 1072 [5] in Abhängigkeit der Stützweite L zu $\varphi = 1,4 - 0,008 \cdot L$ ergibt, aber immer $\geq 1,0$ sein muss. In den angegebenen Lasten nach DIN EN 1991-2 [9] ist die dynamische Erhöhung bereits enthalten. Ein weiterer Unterschied der Lastbilder ergibt sich in der Definition der Achslasten. In DIN 1072 stellen die Achslasten die Belastung aus dem Schwerlastwagen (SLW) dar. Die Flächenlasten treten nur vor und hinter dem SLW auf. In DIN EN 1991-2 handelt es sich bei den Achslasten um Überlasten, die zusätzlich zu den durchlaufenden Flächenlasten anzusetzen sind. Um eine Vergleichbarkeit zu erhalten, sind die Achslasten der Brückenklasse 60/30 in Tab. 16 bereits als Überlasten angegeben.

Tab. 16: Verkehrslasten nach DIN 1072 und DIN EN 1991-2 sowie Anpassungsfaktoren nach DIN-Fachbericht 101 und NA zu DIN EN 1991-2

	Achslasten $Q_{ik,U}$ Flächenlasten q_{ik} Brückenklasse 60/30 DIN 1072 (1985)		Achslasten Q_{ik} Flächenlasten q_{ik} Lastmodell 1 DIN EN 1991-2		Anpassungs- faktoren nach DIN-Fachbericht 101 (2003)		Modifizierte Anpas- sungsfaktoren für Nationalen Anhang zu DIN EN 1991-2	
	$Q_{ik,U}$	q_{ik}	Q_{ik}	q_{ik}	α_{Qi}	α_{qi}	α_{Qi}	α_{qi}
	kN	kN/m ²	kN	kN/m ²				
Fahrstreifen 1	$\varphi \cdot 255$	$\varphi \cdot 5,0$	300	9,0	0,80	1,00	1,00	1,33
Fahrstreifen 2	123	3,0	200	2,5	0,80	1,00	1,00	2,40
Fahrstreifen 3	0	3,0	100	2,5	0,00	1,00	1,00	1,20
weitere Fahrstreifen	0	3,0	0	2,5	-	1,00	-	1,20
Restfläche	0	3,0	0	2,5	-	1,00	-	1,20
Teilsicherheitsbeiwert γ_0					1,50		1,35	

In Bild 55 sind die Verkehrslasten nach DIN 1072 (Brückenklasse 60/30) und nach NA zu DIN EN 1991-2 (modifiziertes Lastmodell LMM1) exemplarisch für einen Regelquerschnitt RQ 15,5 dargestellt.

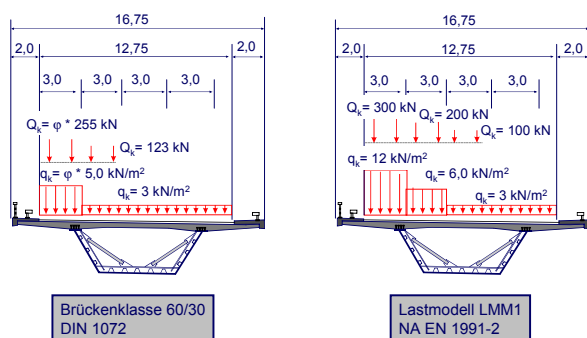


Bild 55: Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072 und geplantes modifiziertes Lastmodell LMM1 nach Nationalem Anhang zu DIN EN 1991-2

4.2 Grundlagen der Untersuchungen

Aufbauend auf den bisherigen Untersuchungen ist ein Vergleich des modifizierten Lastmodells LMM1 mit den Verkehrsregellasten der Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072:1985-12 [5] und der Brückenklasse 60 nach DIN 1072:1967-11 [4] im Hinblick auf die Beanspruchungen der Hauptträger verschiedener Brückensysteme durchgeführt worden. Die Untersuchungen umfassen Hohlkasten-

querschnitte, dreistegige Plattenbalkenquerschnitte und Plattenbalkenquerschnitte mit zwei torsionssteifen Hauptträgern jeweils für den Regelquerschnitt RQ 15,5 (siehe Bild 3). Es werden die Feldmomente von Zweifeldträgersystemen betrachtet, da hier aufgrund der Erfahrungen aus den in Kapitel 2 beschriebenen umfangreichen Untersuchungen zum modifizierten Lastmodell LMM1 mit dem größten Einfluss einer geänderten Verkehrslast gerechnet werden muss. Die Stützweiten werden zwischen 20 m und 100 m variiert, wobei die Stützweiten der beiden Felder jeweils gleich groß sind. Das Verhältnis der Steifigkeiten zwischen Stützquerschnitt und Feldquerschnitt wird nicht verändert. Punktuelle Untersuchungen mit Veränderungen des Steifigkeitsverhältnisses bestätigen die Erkenntnisse aus Kapitel 2, dass dieser Parameter keinen wesentlichen Einfluss hat, so dass ein für übliche Verbundbrücken häufiges Steifigkeitsverhältnis von $J_{st}/J_i = 0,9$ gewählt wird. Auch die Querverteilung hat einen unbedeutenden Einfluss auf die Ergebnisse. Hier werden jeweils die maximalen Werte aus den in Kapitel 2 vorgenommenen Grenzbetrachtungen gewählt. Die untersuchten Parameter sind in Tab. 17 zusammengefasst.

Aufgrund des in den DIN-Fachberichten und den

Tab. 17: Festlegungen für die Untersuchungen der verschiedenen Querschnittstypen

Stat. System	Zweifeldträger			$20\text{m} \leq L \leq 100\text{m}$
Steifigkeitsverhältnis	$J_{st}/J_{i,v} = 0,9$			
Schnittgröße	Feldmoment M_{F1}			
Querschnitt	 Hohlkasten Hk	 Dreistegiger Plattenbalken 3HT	 Plattenbalken mit 2 torsionssteifen Hauptträgern 2tHT	
Querverteilung				
	$\eta = 1,0$	$\eta = 0,95$	$\eta = 0,90$	

Eurocodes verankerten Teilsicherheitskonzeptes, das erheblich von dem in DIN 1072 angewendeten globalen Sicherheitskonzept mit zulässigen Spannungen abweicht, ist ein Vergleich der unterschiedlichen Verkehrslasten und eine Beurteilung ihres Einflusses auf die Bemessung schwierig. Um jedoch eine Bewertung der Änderung der Verkehrslast vornehmen zu können, werden für die Schnittgrößenermittlung die maßgebenden Lastfallkombinationen nach DIN EN 1990 [7] in Verbindung mit den Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten der DIN EN 1990/A1 [8] zugrunde gelegt und lediglich die Bemessungswerte der Verkehrslasten variiert. Hierbei ist zu beachten, dass der Teilsicherheitsbeiwert für Straßenverkehrslasten nach NA zu DIN EN 1991-2 gemäß DIN EN 1990/A1 mit $\gamma_Q = 1,35$ anzusetzen ist. Der Teilsicherheitsbeiwert für Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101, der hier auch auf die Verkehrslasten nach DIN 1072 angewendet wird, ist jedoch mit $\gamma_Q = 1,5$ zu berücksichtigen.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die ständige und vorübergehende Einwirkungskombination nach Gleichung (1), im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden die häufige, die nicht häufige und die charakteristische Einwirkungskombination nach Gleichung (2) untersucht. Auf die Größe des Feldmomentes haben zeitabhängige Einflüsse wie das Schwinden des Betons eine entlastende Wirkung, so dass der maßgebende Zeitpunkt für die Untersuchung der Zeitpunkt $t = 0$ bei Verkehrsfreigabe ist.

4.3 Darstellung der Berechnungsergebnisse

4.3.1 Allgemeines

Die Darstellung der Untersuchungsergebnisse erfolgt in der aus Kapitel 2 bekannten Art und Weise mit Hilfe von Diagrammen, die die Verhältniswerte α der betrachteten Schnittgrößen in Abhängigkeit der Stützweite wiedergeben (siehe Bild 56). Der Verhältniswert α stellt den Quotienten aus Schnittgröße infolge Einwirkungskombination mit Verkehrslast nach NA zu EN 1991-2 zu Schnittgröße infolge Einwirkungskombination mit Verkehrslast nach DIN 1072 dar.

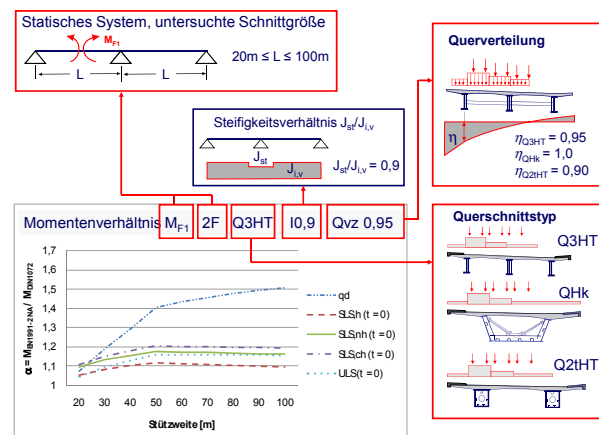


Bild 56: Bezeichnungssystematik der Diagramme mit Parametern der Untersuchungen zu den Verkehrslasten nach DIN 1072

4.3.2 Einzelliger Hohlkastenquerschnitt

Bild 57 stellt die Verhältniswerte α von Feldmoment aus Einwirkungskombinationen mit Verkehrslasten nach DIN EN 1991-2 zu Feldmoment aus Einwirkungskombinationen mit Verkehrslasten der Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072:1985-12 [5] in Abhängigkeit der Stützweite dar. Bei Betrachtung der Feldmomente aus reiner Verkehrslast ist ein linearer Anstieg des Verhältniswertes von $\alpha \approx 1,25$ bei 20 m Stützweite bis $\alpha \approx 1,40$ bei 50 m Stützweite erkennbar. Die Kurve verläuft bei größeren Stützweiten nahezu konstant weiter. Der auffällige Knick bei einer Stützweite von 50 m ist auf den Schwingbeiwert $\varphi = 1,4 - 0,008 \cdot L$ nach DIN 1072 zurückzuführen, der für Stützweiten L größer als 50 m mit 1,0 konstant ist und bei Stützweiten unter 50 m die Verkehrslasten mit abnehmender Stützweite linear vergrößert. Da die Verkehrslasten des modifizierten Lastmodells LMM1 von der Stützweite unabhängig und damit konstant sind, wird das Verhältnis der Verkehrslasten nach NA zu DIN EN 1991-2 zu Verkehrslasten nach DIN 1072 bei kleiner werdender Stützweite geringer. Dies gilt für das Feldmoment M_{F1} gleichermaßen.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergeben sich Momentenverhältnisse $\alpha \leq 1,15$, die im größeren Stützweitenbereich leicht abnehmen. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind im Feldbereich der Nachweis der Spannungen im Baustahlquerschnitt sowie der Nachweis der Betondruckspannungen maßgebend. Beide sind nach DIN EN 1994-2 [14] in Verbindung mit DIN EN 1993-2 [13] und DIN EN 1992-2 [11] mit der charakteristischen

Einwirkungskombination zu führen. Für diesen Fall ergeben sich Verhältniswerte von $\alpha = 1,15$ bis $\alpha = 1,19$.

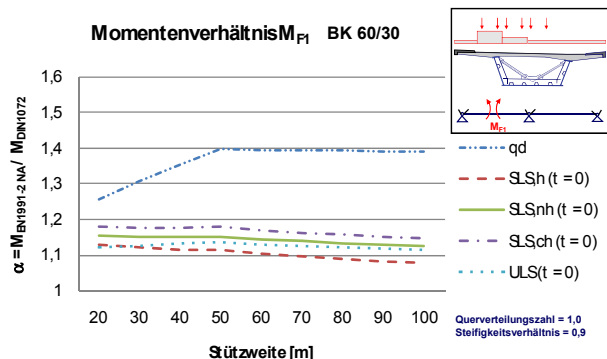


Bild 57: Vergleich der Momentenbeanspruchungen aus Verkehrslasten MF1_2F_QHK_10,9_Qvz1,0 (LMM1, BK60/30)

Die Verkehrsregellasten der Brückenklasse 60 nach DIN 1072:1967-11 [4] unterscheiden sich von den Verkehrsregellasten der Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072:1985-12 [5] durch die fehlenden Einzellasten des Schwerlastwagens in Fahrstreifen 2. Alle übrigen Lasten sind identisch. Die Auswirkung dieser Tatsache lässt sich sehr gut in Bild 58 ablesen.

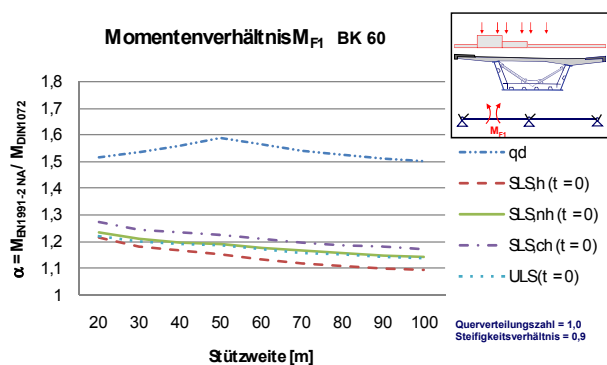


Bild 58: Vergleich der Momentenbeanspruchungen aus Verkehrslasten MF1_2F_QHK_10,9_Qvz1,0 (LMM1, BK60)

Die Kurve für den Vergleich der Feldmomente aus reiner Verkehrslastbeanspruchung (q_d) verläuft erwartungsgemäß etwas höher als die vergleichbare Kurve aus Bild 57. Die größere Differenz der Verkehrslasten des modifizierten Lastmodells LMM1 nach NA zu DIN EN 1991-2 zur Verkehrslast nach Brückenklasse 60 im Vergleich zur Brückenklasse 60/30 liefert auch ein größeres Momentenverhältnis. Es steigt von $\alpha \approx 1,5$ bei einer Stützweite von 20 m bis auf $\alpha \approx 1,6$ bei einer Stützweite von 50 m an. Danach fällt die Kurve im

Gegensatz zur Kurve in Bild 57 minimal bis auf einen Wert $\alpha \approx 1,5$ bei einer Stützweite von 100 m ab. Die Tendenz der größeren Verhältniswerte α ist auch bei den Kurven der Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und der maßgebenden Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS,ch) zu erkennen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit liegt der maximale Verhältniswert bei $\alpha \approx 1,22$ im Bereich kleiner Stützweiten, im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit liegt er im Maximum bei $\alpha \approx 1,29$.

4.3.3 Dreistufiger Plattenbalkenquerschnitt

Für den maßgebenden Hauptträger eines dreistufigen Plattenbalkenquerschnitts stellen sich die in Bild 59 dargestellten Momentenverhältnisse ein.

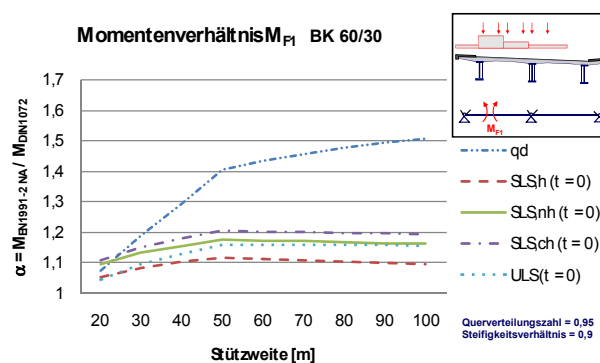


Bild 59: Vergleich der Momentenbeanspruchungen aus Verkehrslasten MF1_2F_Q3HT_10,9_Qvz0,95 (LMM1, BK60/30)

Für die reine Verkehrslast ergeben sich Erhöhungen des Feldmomentes um den Faktor $\alpha < 1,1$ bei 20 m Stützweite über $\alpha \approx 1,4$ bei 50 m Stützweite bis $\alpha \approx 1,5$ im Bereich von 100 m Stützweite. Die Verhältniswerte liegen damit im Bereich kleiner Stützweiten unterhalb der vergleichbaren Werte für den Hohlkastenquerschnitt, im Bereich von Stützweiten > 50 m liegen sie darüber. Bei dem untersuchten Regelquerschnitt RQ 15,5 haben die Verkehrslaststeigerungen in der 2. und 3. Fahrspur nur einen sehr geringen Einfluss auf den Randträger als maßgebendes Haupttragglied, da der überwiegende Lastanteil aus diesen Fahrstreifen von dem mittleren Hauptträger aufgenommen wird. Dies erklärt gleichermaßen auch den deutlich sichtbaren Einfluss des Schwingbeiwertes ϕ in den Einwirkungskombinationen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Der

Schwingbeiwert gemäß DIN 1072 ist nach Bild 55 nur in Fahrstreifen 1 anzusetzen, aus dem die Hauptlastanteile des Randträgers resultieren. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit und in der maßgebenden Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit liegen die Momentenverhältnisse bei $\alpha \approx 1,17$ bzw. $\alpha \approx 1,2$ mit ihrem Maximum jeweils bei 50 m Stützweite. Die Abweichungen zu den Momentenverhältnissen des Hohlkastenquerschnitts sind gering.

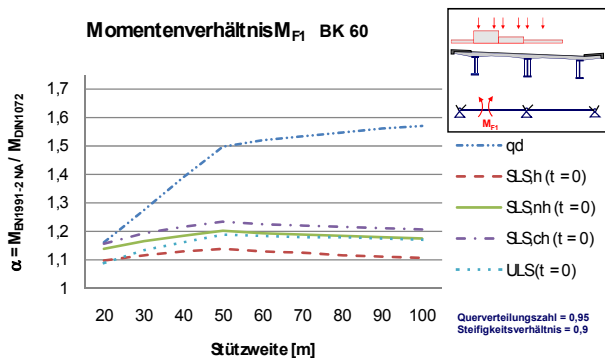


Bild 60: Vergleich der Momentenbeanspruchungen aus Verkehrslasten MF1_2F_Q3HT_I0,9_Qvz0,95 (LMM1, BK60)

Die Kurven der Momentenverhältnisse in Bild 60 für die Brückenklasse 60 bestätigen die bereits gewonnenen Erkenntnisse. Aus den fehlenden Einzellasten des zweiten Schwerlastwagens, die gegenüber der Brückenklasse 60/30 in Fahrstreifen 2 nicht anzusetzen sind, resultieren nur geringfügig höhere Verhältniswerte α . Sie liegen im Maximum bei den Feldmomenten aus reiner Verkehrslast bei $\alpha = 1,58$, bei den Feldmomenten im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei $\alpha \approx 1,2$ und bei den Feldmomenten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei $\alpha \approx 1,25$. Der Verlauf der Kurven ändert sich nicht.

4.3.4 Plattenbalkenquerschnitt mit zwei torsionssteifen Hauptträgern

Der Querschnitt mit zwei torsionssteifen Hauptträgern ähnelt in seinem Tragverhalten dem dreistegigen Plattenbalkenquerschnitt. Aufgrund des größeren Abstandes der Hauptträger zueinander erhält der maßgebende Hauptträger dieses Querschnittstyps größere Lastanteile aus den Fahrstreifen 2 und 3 als der maßgebende Hauptträger eines dreistegigen Plattenbalkenquerschnitts. Die größeren Laststeigerungen aus den Einzellasten des modifizierten Lastmodells 1 (LMM1) in den

Fahrstreifen 2 und 3 gegenüber geringeren Laststeigerungen in Fahrstreifen 1 bewirken daher ein größeres Momentenverhältnis aus reiner Verkehrslastbeanspruchung (Kurve qd) als beim dreistegigen Plattenbalkenquerschnitt. Diese Tatsache spiegelt sich in den Kurvenverläufen der Momentenverhältnisse für die Brückenklasse 60/30 in Bild 61 und für die Brückenklasse 60 in Bild 62 wider.

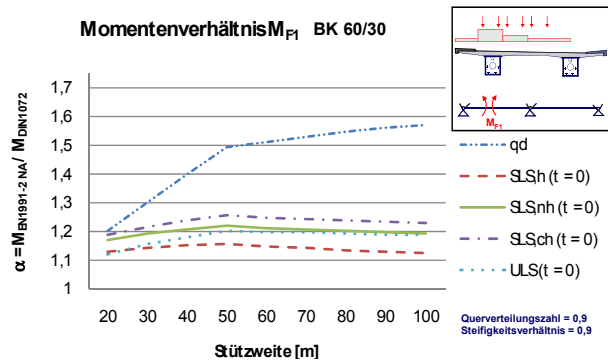


Bild 61: Vergleich der Momentenbeanspruchungen aus Verkehrslasten MF1_2F_Q2tHT_I0,9_Qvz0,9 (LMM1, BK60/30)

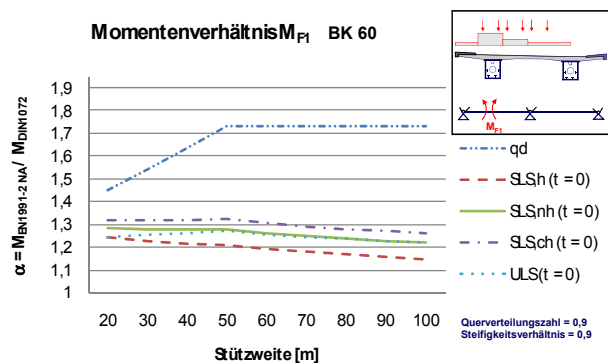


Bild 62: Vergleich der Momentenbeanspruchungen MF1_2F_Q2tHT_I0,9_Qvz0,9 (LMM1, BK60)

Die Momentenverhältnisse bei Betrachtung der reinen Verkehrslastbeanspruchung liegen für die Brückenklasse 60/30 oberhalb der Momentenverhältnisse beim dreistegigen Plattenbalkenquerschnitt. Über $\alpha = 1,20$ bei geringen Stützweiten und $\alpha \approx 1,5$ bei 50 m Stützweite steigt der Verhältniswert auf $\alpha \approx 1,58$ im Stützweitenbereich bis 100 m. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit tritt das maximale Momentenverhältnis ebenso wie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei einer Stützweite von 50 m auf. Es liegt bei $\alpha \approx 1,2$ im ULS bzw. $\alpha \approx 1,27$ im SLS und übertrifft damit das maximale Momentenverhältnis sowohl beim dreistegigen Plattenbalkenquerschnitt als auch beim Hohlkastenquerschnitt. Der Verlauf der Kurven

entspricht qualitativ dem Verlauf der Kurven beim dreistegigen Plattenbalkenquerschnitt.

Die Untersuchungen zur Brückenklasse 60 nach DIN 1072:1967-11 zeigen, dass der Schwerlastwagen in Fahrstreifen 2 bei Plattenbalkenquerschnitten mit zwei torsionssteifen Hauptträgern einen deutlichen Einfluss auf die Steigerung der Momentenbeanspruchung hat. Dieser Einfluss ist erheblicher als beim dreistegigen Plattenbalkenquerschnitt. Die Momentenbeanspruchung aus Verkehrsbelastung vergrößert sich bei einer Stützweite von 20 m um den Faktor $\alpha \approx 1,45$. Der Faktor α steigt bis zu einer Stützweite von 50 m linear auf einen Wert von $\alpha \approx 1,73$ an und bleibt bei größer werdenden Stützweiten nahezu konstant.

Die Kurvenverläufe für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit weichen von den Kurvenverläufen für die Brückenklasse 60/30 nach Bild 61 geringfügig ab. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit tritt der maximale Verhältniswert zwar auch bei einer Stützweite von 50 m auf, er bleibt aber bei kleiner werdenden Stützweiten nahezu konstant. Der Maximalwert beträgt $\alpha \approx 1,28$. Für die charakteristische Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit stellt sich der Kurvenverlauf für das Momentenverhältnis im Stützweitenbereich bis 50 m mit einem Wert von $\alpha \approx 1,32$ ebenfalls als konstant dar. Bei größeren Stützweiten fällt der Wert auf $\alpha \approx 1,27$ ab.

4.4 Beurteilung der Untersuchungsergebnisse

Die in Abschnitt 6.3 dargestellten Untersuchungsergebnisse zu Verkehrslastmodellen nach DIN 1072 verdeutlichen, dass sich aus dem modifizierten Verkehrslastmodell LMM1 für Haupttragglieder von älteren Verbundbrücken, die nach DIN 1072 bemessen wurden, eine erhebliche Vergrößerung der Beanspruchungen ergibt. Die Vergrößerung der Beanspruchung aus Verkehrslasten beträgt für Brückenbauwerke der Brückenklasse 60/30 je nach Querschnittstyp in Abhängigkeit der Stützweite zwischen 10% und ca. 75 %, wobei die größten Zuwächse im maximal untersuchten Stützweitenbereich von 100 m liegen. Aufgrund des Schwingbeiwertes φ , der sich mit zunehmender Stützweite linear verringert und ab einer Stützweite von 50 m

konstant mit 1,0 angesetzt wird, steigt der Verhältniswert der Beanspruchung im Bereich von 20 m bis 50 m Stützweite rasch an, während er sich bei größer werdenden Stützweiten weniger stark ändert. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit vergrößert sich die Beanspruchung um bis zu 20 %, im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit um bis zu 27 %. Die maximale Vergrößerung der Beanspruchung betrifft vor allem Plattenbalkenquerschnitte mit zwei torsionssteifen Hauptträgern im mittleren und größeren Stützweitenbereich. Die geringste Vergrößerung tritt bei dreistegigen Plattenbalkenquerschnitten im kleineren Stützweitenbereich auf, da hier die Erhöhung der Verkehrslasten in den Fahrstreifen 2 und 3 aus Gründen der Querverteilung nur wenig Einfluss hat und die Steigerung der Verkehrslasten in Fahrstreifen 1 aufgrund des hier zu berücksichtigenden Schwingbeiwertes geringer ausfällt als bei Stützweiten über 50 m.

Brückenbauwerke übergeordneter Verkehrswege, die vor 1985 errichtet und daher nach DIN 1072:1067-11 bemessen wurden, sind in der Regel der Brückenklasse 60 zuzuordnen. Für Brücken der Brückenklasse 60 ergibt sich erwartungsgemäß eine noch größere Steigerung der Beanspruchungen als für Brücken der Brückenklasse 60/30. Sie liegt im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei bis zu 28 % und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei bis zu 32 %. Besonders betroffen sind Hohlkastenquerschnitte und Querschnitte mit zwei torsionssteifen Hauptträgern mit geringer bis mittlerer Stützweite.

5 Untersuchungen zur Frage des Nachweises der Ermüdung für den Betonstahl

5.1 Allgemeines

Im Rahmen der kürzlich abgeschlossenen Überarbeitung der DIN-Fachberichte sind auf Grundlage von neueren Untersuchungsergebnissen abgeminderte Ermüdungsfestigkeiten für den Betonstahl festgelegt worden. Für zwei typische Verbundbrücken wird nachfolgend eine Vergleichsuntersuchung durchgeführt, mit der die unterschiedlichen Schadensäquivalenzbeiwerte λ_i in DIN-Fachbericht 102 [4] und DIN EN 1992-2 [11] hinsichtlich der Anwendbarkeit bei Verbundbrücken nochmals überprüft werden. Die Untersuchung erfolgt unter Einsatz des Ermüdungslastmodells 4 nach DIN EN 1991-2 [9] durch direkte Ermittlung der Schädigung auf der Grundlage einer linearen Schadensakkumulation und durch Vergleich dieser Schädigung mit der Schädigung, die aus dem vereinfachten Nachweis mit dem Ermüdungslastmodell 3 mit Schadensäquivalenzfaktoren resultiert.

5.2 Darstellung der Nachweise nach DIN-Fachberichten und DIN EN 1994-2

5.2.1 Allgemeines

In den DIN-Fachberichten ist der Nachweis der Ermüdung grundsätzlich nach dem vereinfachten Verfahren mit Hilfe von Schadensäquivalenzfaktoren λ_i und dem Ermüdungslastmodell 3 nach DIN-Fachbericht 101 [17], Abschnitt IV-4.6, zu führen. Bei dem Nachweis der Ermüdung von Betonstahl bietet der DIN-Fachbericht 102 [4] jedoch die Möglichkeit, alternativ den Nachweis über eine Ermittlung der Schädigung auf Grundlage der linearen Schadensakkumulation unter Einsatz des Ermüdungslastmodells 4 nach DIN EN 1991-2 [9] zu führen.

Im Eurocode können beide Nachweisverfahren alternativ angewendet werden. Die Ermüdungslastmodelle 3 und 4 sind in DIN EN 1991-2 [9], Abschnitt 4.6, geregelt.

5.2.2 Nachweise auf der Grundlage des Ermüdungslastmodells 3 mit Hilfe von Schadensäquivalenzfaktoren

Das Ermüdungslastmodell 3 besteht aus einem einzigen schadensäquivalenten Schwerfahrzeug mit 4 Achsen. Die Zusammensetzung des realen Verkehrs sowie die daraus resultierende Schädigung werden durch Schadensäquivalenzfaktoren berücksichtigt.

Die Achslast des Schwerfahrzeuges beträgt jeweils 120 kN. Bis auf den Bereich von Fahrbahnübergängen ist in dieser Last die dynamische Vergrößerung der Beanspruchungen bei Annahme einer guten Belagsqualität bereits enthalten. Bei Durchlaufträgern mit Stützweiten von mehr als 40 m ist nach DIN-Fachbericht 101 [17] und DIN EN 1991-2 [9] in der gleichen Spur ein zweites Schwerfahrzeug zu berücksichtigen. In DIN-Fachbericht 101 [17] bezieht sich diese Forderung jedoch nur auf Brücken mit Stahl- und Verbundquerschnitt. Der Abstand der beiden Schwerfahrzeuge ist dabei mit 40 m festgelegt. Nach DIN-Fachbericht 101 ist für das zweite Schwerfahrzeug die volle Achslast von 120 kN anzusetzen, nach DIN EN 1991-2 eine auf 36 kN reduzierte Achslast.

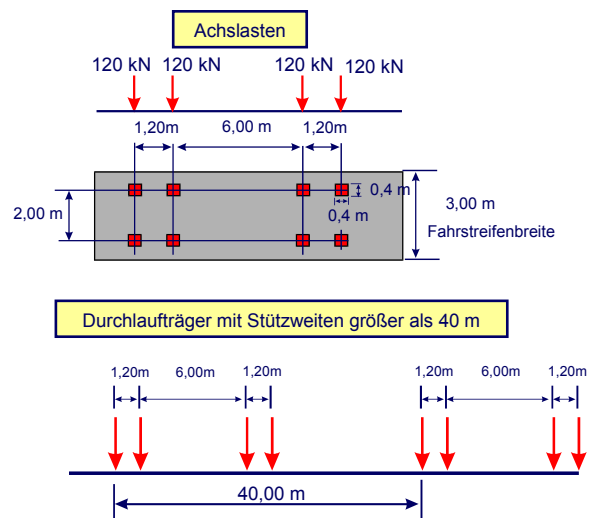


Bild 63: Ermüdungslastmodell 3 nach DIN-Fachbericht 101 und DIN EN 1991-2

Für den Ermüdungsnachweis nach DIN-Fachbericht 104 [22] ist die häufige Einwirkungskombination inklusive der Überfahrt des Schwerfahrzeuges bzw. der beiden Schwerfahrzeuge des Ermüdungslastmodells 3 anstelle des Schwerfahrzeuges des Lastmodells 1 zu verwenden. Aus den zugehörigen Schnittgrößen $M_{Ed,max,f}$

und $M_{Ed,min,f}$ resultieren die Spannungen $\sigma_{max,f}$ und $\sigma_{min,f}$ im Betonstahl. In Bereichen, in denen das Biegemoment Zugspannungen im Betongurt hervorruft, ist bei der Berechnung der Spannungen im Betonstahl die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu berücksichtigen. Die erhöhten Zugspannungen im Betonstahl berechnen sich nach DIN-Fachbericht 104 [22], Abschnitt II-5.3.3.1 und DIN EN 1994-2 [14], Absatz 7.4.3(3) wie folgt:

$$\sigma_s = \sigma_{s,2} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s} \quad (3)$$

Hierin ist $\sigma_{s,2}$ die Betonstahlspannung unter Vernachlässigung des Betons im Zugbereich, $f_{ct,eff}$ die wirksame Betonzugfestigkeit, α_{st} ist der Verhältniswert aus dem Produkt von Fläche und Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts zu dem Produkt aus Querschnittsfläche und Flächenträgheitsmoment des Baustahlquerschnitts und ρ_s ist der Anteil der Längsbewehrung innerhalb der mittragenden Fläche des Betongurtes. Nach DIN EN 1994-2 [14], Absatz 6.8.5.4(1) ist der Faktor 0,4 in Gleichung (3) für den Ermüdungsnachweis bei Verbundbrücken durch den Faktor 0,2 zu ersetzen. Resultieren auch aus dem Biegemoment $M_{Ed,min,f}$ Zugspannungen im Betongurt, so ist die zugehörige Spannung im Betonstahl $\sigma_{min,f}$ nach Gleichung (4) und Bild 64 zu ermitteln.

$$\sigma_{min,f} = \sigma_{max,f} \cdot \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (4)$$

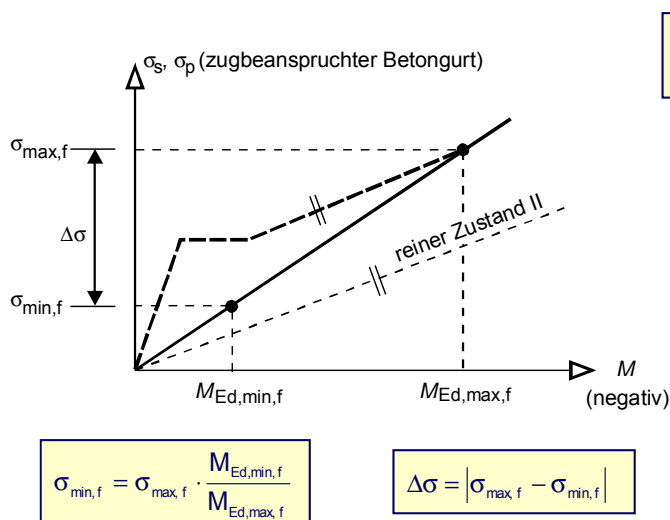


Bild 64 zeigt die Vorgehensweise zur Ermittlung von $\Delta\sigma$, wenn sich infolge von $M_{Ed,f,max}$ und $M_{Ed,f,min}$ im Betonstahl Zugbeanspruchungen ergeben.

Die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite errechnet sich nach DIN-Fachbericht 104 [22] und DIN EN 1994-2 [14] aus der maximalen Spannungsamplitude zu

$$\Delta\sigma_E = \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\sigma \quad (5)$$

Der dynamische Beiwert ϕ ist dabei sowohl nach DIN-Fachbericht 103 [20] als auch nach DIN EN 1994-2 [14] für Straßenbrücken mit 1,0 anzusetzen.

Für den Nachweis des Betonstahls ist der Schadensäquivalenzfaktor $\lambda = \lambda_s$ nach DIN-Fachbericht 102 [4], Anhang II-A.106.2 bzw. nach EN 1992-2 [11], Anhang NN.2 zu ermitteln. In beiden Vorschriften existiert an dieser Stelle der Hinweis, dass die Achslasten des Ermüdungslastmodells 3 für Nachweise an Zwischenstützungen um den Faktor 1,75, für Nachweise in allen anderen Bereichen um den Faktor 1,4 zu erhöhen sind. Grundlage für die Erhöhung der Achslasten ist ein Vergleich der aus dem Ermüdungslastmodell 3 mit einem Schwerfahrzeug resultierenden Schnittgrößen mit den Schnittgrößen, die sich aus dem repräsentativen Auxerre-Verkehr ergeben. Die Untersuchungen hierzu, die von Danielewicz [2] speziell für Stahlbeton-Straßenbrücken durchgeführt wurden, ergaben insbesondere für Stützweiten ab 30 m die Notwendigkeit einer Erhöhung des Ermü-

$$\sigma_{max,f} = \sigma_{s,2} + \beta \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s}$$

$$\text{mit } \sigma_{s,2} = \frac{M_{Ed,max,f}}{I_2} \cdot Z_{2,s}$$

$$\beta = 0,4 \quad \text{DIN-FB 104}$$

$$\beta = 0,2 \quad \text{DIN EN 1994-2}$$

$f_{ct,eff}$ wirksame Betonzugfestigkeit

$$\alpha_{st} = \frac{A_2 \cdot I_2}{A_a \cdot I_a} \quad \rho_s = \frac{A_s}{A_{ct}}$$

A_2, I_2 Verbundquerschnitt im Zustand II

A_a, I_a Baustahlquerschnitt

A_s Fläche Längsbewehrung

A_{ct} Fläche Betongurt

Bild 64: Ermittlung der Spannungsschwingbreite im Betonstahl unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nach DIN-Fachbericht 104 und DIN EN 1994-2

dungslastmodells. Nach DIN-Fachbericht 104 [22], Absatz 4.9.3(2) darf bei der Ermittlung der Schnittgrößen in den Hauptträgern von Verbundbrücken auf die Erhöhungsfaktoren verzichtet werden. Als Ersatz ist jedoch das bereits erwähnte zweite Schwerfahrzeug (siehe Bild 63) anzusetzen. In DIN EN 1994-2 fehlt der explizite Hinweis auf eine Nichtberücksichtigung der Erhöhung der Achslasten, weshalb die Handhabung der Erhöhungsfaktoren im Verbundbrückenbau für den Anwender der Norm nicht eindeutig erscheint. Es wäre wünschenswert, durch eine Formulierung entsprechend dem Hinweis in DIN-Fachbericht 104 Abhilfe zu schaffen.

Die Ermittlung der Schadensäquivalenzfaktoren für Baustahl und Verbundmittel, z.B. Kopfbolzendübel, ist in DIN-Fachbericht 103 bzw. DIN EN 1993-2 und DIN-Fachbericht 104 bzw. DIN EN 1994-2 geregelt. Bauteil- und baustoffübergreifend setzt sich der Schadensäquivalenzfaktor aus verschiedenen Beiwerten zusammen, die die Oberflächenbeschaffenheit der Fahrbahn, das statische System, die Stützweite, die Verkehrskategorie, die

Nutzungszeit des Bauwerkes und den Einfluss weiterer Fahrspuren berücksichtigen. Bild 65 zeigt die Ermittlung der Schadensäquivalenzfaktoren $\lambda_{s,i}$ beim Nachweis der Ermüdung von Betonstahl nach DIN-Fachbericht 102 [4] und DIN EN 1992-2 [11]. Der Beiwert für die Oberflächenrauigkeit der Fahrbahn φ_{fat} ist in DIN-Fachbericht 102 [4], Anhang II-A.106.2 bzw. EN 1991-2 [9], Anhang B angegeben. Auf diesen Anhang B wird allerdings auch in EN 1991-2, Absatz 4.6.1(6) in Zusammenhang mit bereits in den Ermüdungslastmodellen 1 bis 4 enthaltenen dynamischen Vergrößerungen hingewiesen. Hierzu stellt die Berücksichtigung des Beiwertes der Oberflächenrauigkeit bei der Berechnung des Schadensäquivalenzfaktors λ_s formal einen Widerspruch dar. Für die Untersuchungen wird der Beiwert φ_{fat} dennoch berücksichtigt, zumal sich ein expliziter Hinweis auf den Ansatz von φ_{fat} in ARS 6/2009 [1] des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) befindet, mit dem die DIN-Fachberichte 101 bis 104 in der Fassung von März 2009 offiziell eingeführt worden sind.

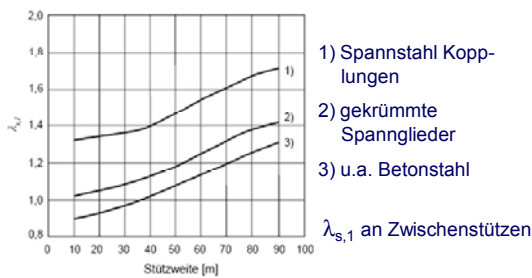
Schadensäquivalenzfaktor

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

φ_{fat} – Beiwert für die Oberflächenrauigkeit

$$\varphi_{fat} = \begin{cases} 1,2 & \text{für Oberflächen mit geringer Rauigkeit} \\ 1,4 & \text{für Oberflächen mit großer Rauigkeit} \end{cases}$$

$\lambda_{s,1}$ - Spannweitenbeiwert



$\lambda_{s,2}$ - Verkehrsstärkenbeiwert

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} \cdot k_2 \sqrt{\frac{N_{obs}}{2,0}}$$

\bar{Q} – Beiwert zur Berücksichtigung der Verkehrsklasse
 k_2 – Neigungsexponent der Wöhlerlinie
 N_{obs} – Anzahl der LKW auf der langsamen Spur je Jahr

$\lambda_{s,3}$ – Beiwert für die Nutzungszeit

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{Years}}{100}}$$

k_2 – Neigungsexponent der Wöhlerlinie
 N_{Years} – Nutzungsdauer in Jahren

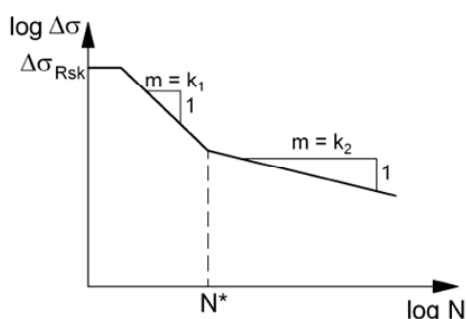
$\lambda_{s,4}$ – Spurbeiwert

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}}$$

k_2 – Neigungsexponent der Wöhlerlinie
 $N_{obs,i}$ – Anzahl der LKW auf der Spur i je Jahr
 $N_{obs,1}$ – Anzahl der LKW auf der langsamen Spur je Jahr

Bild 65: Schadensäquivalenzfaktoren $\lambda_{s,i}$ für Betonstahl nach DIN-Fachbericht 102 und DIN EN 1992-2

Der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ für die maßgebende Ermüdungsfestigkeitskurve und die Lastwechselzahl $N^* = 10^6$ ist in Tab. 4.117 des DIN-Fachberichtes 102 [4] angegeben. Im Vergleich zur Ausgabe 2003 [18] ist die Ermüdungsfestigkeit in der Ausgabe 2009 des DIN-Fachberichtes 102 [4] von 195 N/mm² auf 175 N/mm² herabgesetzt worden. Weitere Änderungen der Ausgabe 2009 des DIN-Fachberichtes 102 gegenüber der Ausgabe 2003 sind in Bild 66 fett hervorgehoben. In DIN EN 1992-1-1 [10] ist der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl mit $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) = 162,5$ N/mm² angegeben.



Betonstahl	N^*	k_1	k_2	$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ [N/mm ²]
Gerade und gebogene Stäbe	10^6	5	9	175
Geschweißte Stäbe einschließlich Heft- und Stumpfstoßverbindungen	10^6	4	5	85

DIN-Fachbericht 102:2009, Tabelle 4.117

Betonstahl	N^*	k_1	k_2	$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ [N/mm ²]
Gerade und gebogene Stäbe	10^6	5	9	162,5
Geschweißte Stäbe und Stahlmatten	10^7	3	5	58,5
Kopplungen	10^7	3	5	35

DIN EN 1992-1-1:2004(D), Tabelle 6.3N

Bild 66: Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinie) für Betonstahl nach DIN-Fachbericht 102 und DIN EN 1992-1-1

Der Nachweis der Ermüdung mit schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten wird mit der Bedingung

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{Mf}} \quad (6)$$

geführt. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ff} wird in DIN-Fachbericht 102 [4] mit $\gamma_{F,fat} = 1,0$, der Materialsi-

cherheitsbeiwert γ_{Mf} für Betonstahl mit $\gamma_{s,fat} = 1,15$ angegeben. Dies entspricht den Angaben in DIN EN 1992-1-1 [10].

5.2.3 Nachweise auf der Grundlage des Ermüdungslastmodells 4

Das Ermüdungslastmodell 4 besteht aus einer Gruppe von typischen Schwerfahrzeugen, die durch Achslasten, Radabstände und Radaufstandsflächen definiert sind. Die Verkehrszusammensetzung wird über den prozentualen Anteil der einzelnen Fahrzeugtypen am Gesamtverkehr abgebildet.

Fahrzeugtyp	Achslast		Verkehrszusammensetzung in %			Radtyp
	Abstand [m]	[kN]	große Entfernung	mittlere Entfernung	Ortsverkehr	
LKW	4,50	70	20	40	80	A
		130				B
LKW	4,20	70	5	10	5	A
		120				B
		120				B
		120				B
LKW	3,20	70	50	30	5	A
		150				B
		90				C
		90				C
LKW	3,40	70	15	15	5	A
		140				B
		90				B
		90				B
LKW	4,80	70	10	5	5	A
		130				B
		90				C
		80				C

Bild 67: Standardfahrzeuge für das Ermüdungslastmodell 4 nach DIN EN 1991-2

Bild 67 zeigt die fünf Standardfahrzeuge des Ermüdungslastmodells 4 nach DIN EN 1991-2; Bild 68 zeigt die Radstellung und Radaufstandsflächen.

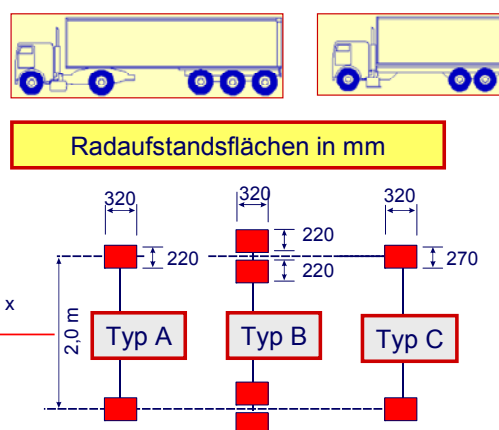


Bild 68: Radaufstandsflächen der Standardfahrzeuge für das Ermüdungslastmodell 4 nach DIN EN 1991-2

Bei Anwendung des Ermüdungslastmodells 4 sind die aus jedem Fahrzeug resultierenden Spannungsschwingbreiten aus der Überfahrt eines einzelnen Fahrzeugs zu ermitteln. Die Gesamtanzahl der Überfahrten aller Fahrzeuge hängt von der

jeweils betrachteten Verkehrskategorie ab. Das Verkehrslastmodell berücksichtigt bereits dynamische Erhöhungsfaktoren. Allerdings ist im Bereich von Fahrbahnübergängen ebenso wie im Ermüdungslastmodell 3 ein zusätzlicher Schwingbeiwert $\Delta\varphi_{fat}$ zu berücksichtigen. Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt wie beim Nachweis auf Grundlage des Ermüdungslastmodells 3 für die häufige Einwirkungskombination unter Berücksichtigung des Ermüdungslastmodells 4 anstelle des Lastmodells 1. Die daraus resultierenden Spannungen werden analog zu der in Bild 64 dargestellten Vorgehensweise unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ermittelt.

Für jeden einzelnen LKW-Typ werden der Spannungs-Zeit-Verlauf und mit Hilfe der Reservoir-Zählmethode die Spannungsschwingbreiten ermittelt. Das Spannungsspektrum ergibt sich aus den einzelnen Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_i$, wobei n_i aus der Verkehrskategorie, dem prozentualen Anteil des Fahrzeugtyps am Gesamtverkehr, der Gesamtanzahl N_{obs} des Schwerverkehrs in der langsamen Spur pro Jahr und aus der rechnerischen Nutzungsdauer T_d des Bauwerks in Jahren resultiert. Der Nachweis der Ermüdung wird nach DIN EN 1992-1-1 [10] geführt, indem die Gesamtschädigung, die sich als Summe der Teilschädigungen der einzelnen Fahrzeugtypen ergibt, den Wert 1 nicht überschreiten darf.

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N_R(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (7)$$

Als Schädigung wird das Verhältnis von aufgebrachter Anzahl $n(\Delta\sigma_i)$ an Lastwechseln für eine Schwingbreite $\Delta\sigma_i$ zu aufnehmbarer Anzahl $N_R(\Delta\sigma_i)$ an Lastwechseln für eine Schwingbreite $\Delta\sigma_i$ bezeichnet. Die aufnehmbare Anzahl an Lastwechseln ist begrenzt durch die Ermüdungsfestigkeitskurve und ergibt sich nach den Gleichungen (8) bzw. (9) in Abhängigkeit der Größe der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_i$ mit den Neigungsexponenten k_1 und k_2 der Wöhlerlinie (Bild 66).

$$N_{Ri} = N^* \left[\frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{s,fat}}{\gamma_{F,fat} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \Delta\sigma_i} \right]^{k_1} \quad (8)$$

$$\text{für } \gamma_{F,fat} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \Delta\sigma_i \geq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}$$

$$N_{Ri} = N^* \left[\frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{s,fat}}{\gamma_{F,fat} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \Delta\sigma_i} \right]^{k_2} \quad (9)$$

$$\text{für } \gamma_{F,fat} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \Delta\sigma_i < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Last- und Modellunsicherheiten sind nach DIN-Fachbericht 102 zu $\gamma_{F,fat} = 1,0$ und $\gamma_{Ed,fat} = 1,0$ anzunehmen. Der Materialsicherheitsbeiwert für Betonstahl beträgt nach DIN-Fachbericht 102 wie bereits erwähnt $\gamma_{s,fat} = 1,15$.

Die prinzipielle Vorgehensweise beim Nachweis der Ermüdung auf Grundlage der linearen Schadensakkumulation ist in Bild 69 dargestellt.

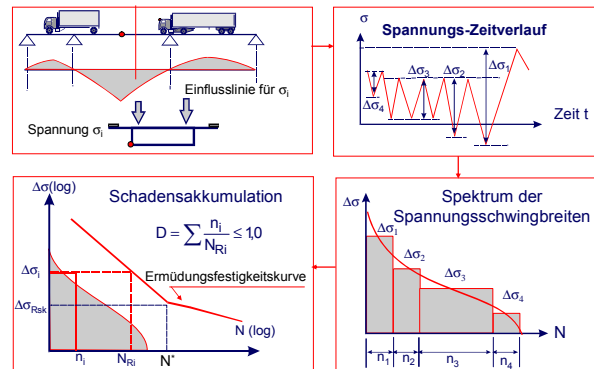


Bild 69: Nachweis der Ermüdung auf Grundlage der linearen Schadensakkumulation unter Verwendung des Ermüdungslastmodells 4

5.3 Untersuchungen für typische Tragsysteme auf Grundlage der Ermüdungslastmodelle 3 und 4

5.3.1 Ausgewählte Systeme

Für die Untersuchungen sind zwei als Zweifeldträger ausgebildete Verbundbrücken mit einem dreistufigen Plattenbalkenquerschnitt gewählt worden. Der Querschnitt entspricht dem in Bild 70 dargestellten und in den vorangegangenen Abschnitten behandelten Regelquerschnitt RQ 15,5, der für Autobahnen mit getrennten Überbauten für jede Verkehrsrichtung bevorzugt verwendet wird. Aus dieser Vorgabe lassen sich mehrere für die Untersuchungen relevante Randbedingungen ableiten. Der Querschnitt lässt sich als Autobahnquerschnitt

in die Verkehrskategorie 1 einordnen. Die zugehörige Anzahl an erwarteten Schwerlastwagen je LKW-Fahstreifen und Jahr beträgt $N_{obs} = 2 \cdot 10^6$. Nach ARS 6/2009 [1] ist für jede Fahrtrichtung 1 LKW-Fahstreifen anzusetzen, da der Querschnitt Teil eines Gesamtquerschnitts mit getrennten Überbauten je Fahrtrichtung ist und der Gesamtquerschnitt nicht größer als ein Regelquerschnitt RQ 31,5 einzustufen ist. Als Nutzungszeitraum werden 100 Jahre angenommen.

Tab. 18: Grundlagen der Untersuchungen zum Nachweis der Ermüdung von Betonstahl nach DIN-Fachberichten und Eurocodes

Verkehrskategorie	1
Anzahl Schwerlastwagen je LKW-Fahstreifen und Jahr	$N_{obs} = 2 \cdot 10^6$
Regelquerschnitt	RQ 15,5
Anzahl LKW-Fahstreifen	1
Nutzungszeitraum	$N_{years} = 100$ Jahre

Die Stützweiten der beiden Felder betragen für den Fall 1) jeweils 30 m und für den Fall 2) jeweils 60 m. Für den Ermüdungsnachweis wird der Betonstahlquerschnitt über der Zwischenstütze mit den maximalen Zugspannungen betrachtet. Die Querschnittsabmessungen der Hauptträger werden mit Hilfe des in Abschnitt 2.8 beschriebenen Berechnungsprogrammes für die maßgebende Lastfallkombination für den Grenzzustand der Tragfähigkeit dimensioniert. Das Steifigkeitsverhältnis von Stützquerschnitt unter Vernachlässigung des gerissenen Betongurtes zu Feldquerschnitt ergibt sich für den Fall 1) zu $EJ_{St}/EJ_V = 0,9$, für den Fall 2) zu $EJ_{St}/EJ_V = 1,2$. Die größere Steifigkeit im Stützbereich gegenüber dem Feldbereich bei dem System mit 60 m Stützweite ist auf den vergrößerten Stahlträgerquerschnitt über dem Mittelaufleger zurückzuführen.

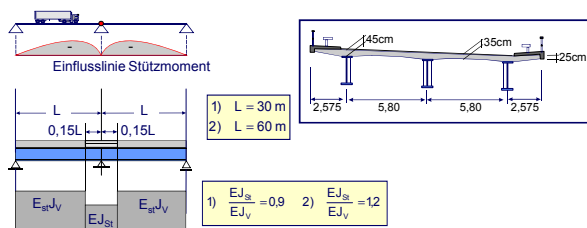


Bild 70: Untersuchte Systeme und Abmessungen des dreistegigen Plattenbalkenquerschnitts

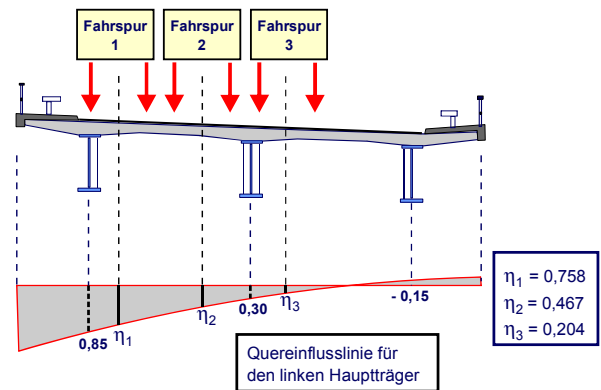


Bild 71: Quereinflusslinie für den äußeren Hauptträger des dreistegigen Plattenbalkenquerschnitts

Bild 71 zeigt die Quereinflusslinie, die sich in Abhängigkeit der Haupt- und Querträgersteifigkeit, der Stützweite und des Hauptträgerabstandes ergibt. Der nach Homberg/Weinmeister [36] ermittelte Wert der Quereinflusslinie am linken Hauptträger weicht bei beiden untersuchten Stützweiten nur unwesentlich von 0,85 ab, so dass dieser Wert für die weitere Berechnung bei beiden Systemen einheitlich übernommen wird.

5.3.2 Untersuchungsergebnisse

Nach DIN-Fachbericht 102 [4] und EN 1992-1-1 [10] kann ein vereinfachter Nachweis der Ermüdung für Betonstahl geführt werden, in dem die Spannungsschwingbreite unter der häufigen Einwirkungskombination mit den Verkehrslasten des Lastmodells 1 den Grenzwert $\Delta\sigma = 70 \text{ N/mm}^2$ nicht überschreitet. Die Stützbewehrung wird in den untersuchten Fällen so gewählt, dass der vereinfachte Nachweis nicht erfüllt ist und ein Nachweis unter Zugrundelegung der Ermüdungslastmodelle erforderlich wird.

- Ermüdungslastmodell 3

Für die in Abschnitt 4.3.1 beschriebenen Systeme mit 30 m und 60 m Stützweite wird zunächst der Nachweis der Ermüdung des Betonstahls über der Zwischenstütze mit Hilfe von Schadensäquivalenzfaktoren λ_i und dem Ermüdungslastmodell 3 geführt. Hierbei werden die Schnittgrößen $M_{Ed,max,f}$ und $M_{Ed,min,f}$ für die häufige Einwirkungskombination mit dem Ermüdungslastmodell 3 anstelle des Lastmodells 1 ermittelt. Bei der Berechnung der daraus resultierenden Spannungen im Betonstahl wird das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt. Die Schadens-

äquivalenzfaktoren $\lambda_{s,i}$ für Betonstahl ergeben sich aus den in Bild 65 dargestellten Zusammenhängen. Es bestehen keine Unterschiede zwischen der Ermittlung nach DIN-Fachbericht 104 und nach DIN EN 1994-2. Die Ergebnisse sind in Tab. 19 und Bild 72 zusammengefasst.

Bild 72 veranschaulicht grafisch die Unterschiede, die sich hinsichtlich der Spannungsamplitude $\Delta\sigma$, des Schadensäquivalenzbeiwertes λ_s , der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ und letztlich der Ausnutzung aufgrund der Variation der Stützweite und der Nachweisführung nach DIN-Fachberichten oder

Eurocodes ergeben. In beiden untersuchten Stützweitenbereichen ergeben sich beim Nachweis nach DIN-Fachberichten teilweise erheblich größere Spannungsamplituden als beim Nachweis nach Eurocodes. Auffällig ist die Tatsache, dass die Spannungsamplitude beim Nachweis nach DIN-Fachberichten bei 60 m Stützweite größer ist als bei 30 m Stützweite, während sich die Situation beim Nachweis nach Eurocodes genau umgekehrt verhält. Hier ist die Spannungsamplitude bei 60 m Stützweite kleiner als bei 30 m Stützweite. Zur Verdeutlichung sind in Bild 73 die Spannungsschwingbreiten, die mit Teilsicherheitsbeiwert und

Tab. 19: Ergebnisse des Nachweises der Ermüdung von Betonstahl mit dem Ermüdungslastmodell 3 nach DIN-Fachberichten und Eurocodes

		L = 30 m		L = 60 m	
		DIN-FB	EC	DIN-FB	EC
$M_{Ed,max,f}$	kNm	-8488,45	-8488,45	-31524,11	-30104,69
$M_{Ed,min,f}$	kNm	-7537,65	-7537,65	-27368,65	-27368,65
$\sigma_{max,f}$	N/mm ²	301,31	220,73	290,17	195,41
$\sigma_{min,f}$	N/mm ²	267,56	196,01	251,92	177,65
$\Delta\sigma_{max}$	N/mm ²	33,75	24,72	38,25	17,76
λ_s	-	1,20	1,20	1,39	1,39
$\gamma_{F,i} \cdot \lambda_s \cdot \Delta\sigma_{max}$	N/mm ²	40,64	29,77	53,02	24,62
$\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{M,f}$	N/mm ²	152,17	141,30	152,17	141,30
Ausnutzung	-	0,267	0,211	0,348	0,174

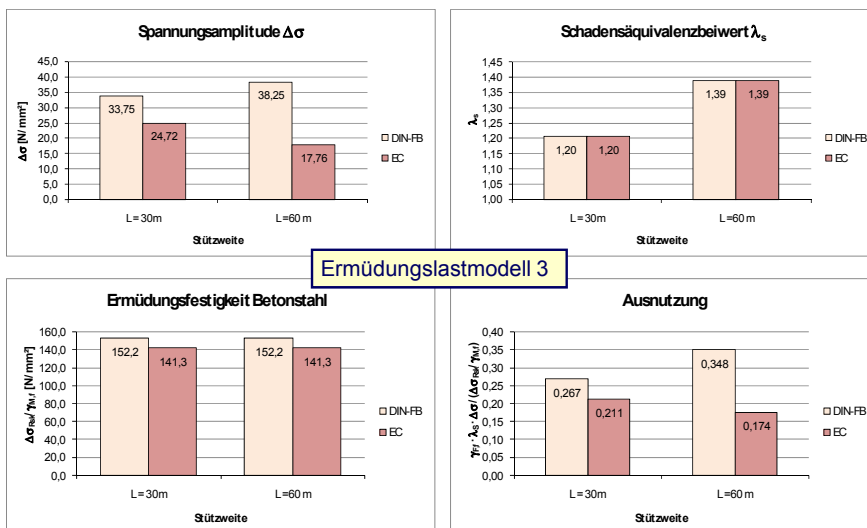


Bild 72: Zwischenergebnisse des Nachweises der Ermüdung von Betonstahl mit dem Ermüdungslastmodell 3 nach DIN-Fachberichten und Eurocodes

Schadensäquivalenzbeiwert erhöhten Spannungsschwingbreiten und die Bemessungswerte der Ermüdungsfestigkeiten gegenübergestellt.

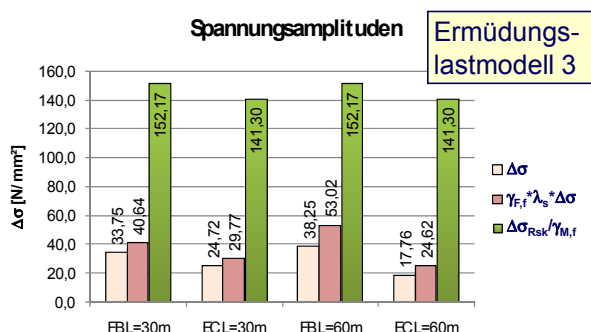


Bild 73: Spannungsamplituden und Ermüdungsfestigkeiten beim Nachweis der Ermüdung von Betonstahl mit dem Ermüdungslastmodell 3 nach DIN-Fachberichten und Eurocodes

Die unterschiedlichen Ergebnisse beim Nachweis der Ermüdung von Betonstahl mit Hilfe des Ermüdungslastmodells 3 nach DIN-Fachberichten bzw. Eurocodes sind im Wesentlichen auf folgende Punkte zurückzuführen:

- Unterschiedliche Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen bei der Ermittlung der Betonstahlspannung nach DIN-Fachbericht 104 und DIN EN 1994-2
- Verminderte Last des 2. Ermüdungsfahrzeugs in DIN EN 1991-2 bei Stützweiten über 40 m gegenüber der vollen Last des 2. Ermüdungsfahrzeugs in DIN-Fachbericht 101
- Geringere Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl nach DIN EN 1992-1-1 gegenüber DIN-Fachbericht 102:2009

Tab. 20: Unterschiede beim Nachweis der Ermüdung von Betonstahl mit dem Ermüdungslastmodell 3 nach DIN-Fachberichten und Eurocodes

	DIN-Fachberichte	Eurocodes
Betonstahlspannung unter Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen	$\sigma_{\max,d} = M_{\max,d}/W + 0,4 \cdot f_{ct}/(\alpha_{st} \cdot \rho_s)$	$\sigma_{\max,d} = M_{\max,d}/W + 0,2 \cdot f_{ct}/(\alpha_{st} \cdot \rho_s)$
Achslast des 2. Ermüdungsfahrzeugs bei Stützweiten > 40 m	120 kN	36 kN
Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl	$\Delta\sigma_{Rsk} = 175 \text{ N/mm}^2$	$\Delta\sigma_{Rsk} = 162,5 \text{ N/mm}^2$

In Tab. 20 sind die Unterschiede bei der Nachweisführung nach DIN-Fachberichten und Eurocodes nochmals gegenübergestellt. Insbesondere die unterschiedliche Berücksichtigung des 2. Ermüdungsfahrzeugs bei Stützweiten größer 40 m wirkt sich deutlich in der Spannungsschwingbreite und der Ausnutzung aus.

- Ermüdungslastmodell 4

Bei dem Nachweis der Ermüdung mit Hilfe des Ermüdungslastmodells 4 werden zunächst die jeweiligen Momentenschwingbreiten aus der Überfahrt der einzelnen Standardfahrzeuge nach Bild 67 ermittelt. Aufgrund der unterschiedlichen Anzahl an Achsen und dem unterschiedlichen Verhältnis von maximalem Achsabstand zu Stützweite ergibt sich für die einzelnen Standardfahrzeuge eine unterschiedliche Anzahl von Momentenschwingbreiten. Sie variiert je nach Typ zwischen 2 und 4 Momentenschwingbreiten. Die weitere Vorgehensweise zur Ermittlung der aus einer Überfahrt eines Standardfahrzeuges resultierenden Spannungsschwingbreiten entspricht der Vorgehensweise beim Nachweis der Ermüdung mit Hilfe des Ermüdungslastmodells 3. Unter Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen werden die Spannungen im Betonstahl für die Schnittgrößen ermittelt, die sich aus der häufigen Einwirkungskombination einschließlich des Ermüdungslastmodells 4 ergeben. Aus dem so gewonnenen Spannungs-Zeit-Verlauf lassen sich mittels der Reservoir-Zählmethode die Spannungsschwingbreiten bestimmen, mit denen wiederum die Einzelschädigung für eine Überfahrt eines Standardfahrzeuges berechnet werden kann. Aufgrund der Verkehrskategorie, in die die Brücke eingestuft wird, und somit der prozentualen Anteile der Standardfahrzeuge am Gesamtverkehr sowie der Festlegung des Nutzungszeitraumes kann letztendlich die Gesamtschädigung aus den Einzelschädigungen berechnet werden. Wie bereits erwähnt, lassen sich die in diesem Forschungsvorhaben untersuchten Autobahnquerschnitte in die Verkehrskategorie 1 einordnen. Die zugehörige Anzahl an erwarteten Schwerlastwagen je LKW-Fahstreifen und Jahr beträgt $N_{\text{obs}} = 2 \cdot 10^6$. Bei dem untersuchten Querschnitt ist ein LKW-Fahstreifen anzusetzen. Für die weiteren Fahstreifen werden 10 % von N_{obs} als Anzahl des jähr-

lichen Schwerverkehrs angesetzt. Als Nutzungszeitraum des Bauwerkes werden 100 Jahre angenommen (siehe auch Tab. 18).

Die Ergebnisse der Untersuchungen zum Ermüdungslastmodell 4 sind den Tabellen 21a und 21b sowie den Bildern 74 und 75 zu entnehmen.

Den Hauptanteil an der Gesamtschädigung erzeugt, unabhängig von der Stützweite oder der verwendeten Berechnungsvorschrift, das Standardfahrzeug 3. Er beträgt in allen Fällen knapp 90 %. Dies liegt nicht nur an dem größten prozentualen Anteil am Gesamtverkehr, sondern auch an den größten Spannungsamplituden, die sich aus der Überfahrt dieses Fahrzeugs ergeben. In Abhängigkeit der Berechnungsvorschrift und der Stützweite ergeben sich teilweise deutliche Unterschiede in der Ausnutzung. Die nach DIN-Fachberichten ermittelten Einzelschädigungen aus den einzelnen Standardfahrzeugen und die Gesamtschädigung sind bei 30 m Stützweite ungefähr um den Faktor 8 bis 9, bei 60 m Stützweite etwa um den Faktor 16 bis 17 größer als die nach den Eurocodes ermittelten Schädigungen.

Die Ursachen hierfür liegen in der unterschiedlichen Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und dem Ansatz der Ermü-

dungsfestigkeit für Betonstahl in den DIN-Fachberichten und Eurocodes. Diese Differenzen sind in Tab. 20 bereits für den Nachweis mit schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten mit dem Ermüdungslastmodell 3 aufgeführt worden und gelten gleichermaßen für den Nachweis mit Hilfe der linearen Schadensakkumulation und des Ermüdungslastmodells 4.

Der Einfluss der Stützweite macht sich sowohl beim Nachweis nach DIN-Fachberichten als auch beim Nachweis nach den Eurocodes sehr stark bemerkbar. Die Ergebnisse weisen bei einer Stützweite von 30 m bis zu 125-fach höhere Schädigungen auf als bei einer Stützweite von 60 m. Zurückzuführen ist diese Tatsache darauf, dass sich bei kleineren Stützweiten der höhere Anteil der Verkehrslast an der Gesamtlast in einer größeren Spannungsschwingbreite niederschlägt. Der Unterschied in der Spannungsschwingbreite potenziert sich bei der Ermittlung der Schädigung letztendlich zu einem Vielfachen.

Aufgrund des in den untersuchten Fällen vorhandenen großen Abstandes der maximalen Spannungsamplituden aus der Überfahrt der einzelnen Standardfahrzeuge des Ermüdungslastmodells 4 zu der Ermüdungsfestigkeitskurve ergeben sich bei

Tab. 21a: Ergebnisse des Nachweises der Ermüdung von Betonstahl mit dem Ermüdungslastmodell 4 nach DIN-Fachberichten und Eurocodes

Standardfahrzeug 1		L = 30 m		L = 60 m	
		DIN-FB	EC	DIN-FB	EC
$\Delta\sigma_1$	N/mm ²	15,24	11,04	9,03	6,12
$\Delta\sigma_2$	N/mm ²	11,83	8,57	7,97	5,40
N_{R1}	-	$9,84609 \cdot 10^{14}$	$9,19345 \cdot 10^{15}$	$1,09757 \cdot 10^{17}$	$1,86118 \cdot 10^{18}$
N_{R2}	-	$9,60967 \cdot 10^{15}$	$8,9727 \cdot 10^{16}$	$3,38959 \cdot 10^{17}$	$5,74782 \cdot 10^{18}$
n	-	$4 \cdot 10^7$		$4 \cdot 10^7$	
D_i	-	$4,5 \cdot 10^{-8}$	$4,8 \cdot 10^{-9}$	$4,8 \cdot 10^{-10}$	$2,8 \cdot 10^{-11}$

Standardfahrzeug 2		L = 30 m		L = 60 m	
		DIN-FB	EC	DIN-FB	EC
$\Delta\sigma_1$	N/mm ²	23,29	16,96	13,84	9,41
$\Delta\sigma_2$	N/mm ²	18,08	13,16	12,29	8,36
N_{R1}	-	$2,16786 \cdot 10^{13}$	$1,93793 \cdot 10^{14}$	$2,34844 \cdot 10^{15}$	$3,87656 \cdot 10^{16}$
N_{R2}	-	$2,12189 \cdot 10^{14}$	$1,89683 \cdot 10^{15}$	$6,83854 \cdot 10^{15}$	$1,12884 \cdot 10^{17}$
n	-	$1 \cdot 10^7$		$1 \cdot 10^7$	
D_i	-	$5,1 \cdot 10^{-7}$	$5,7 \cdot 10^{-8}$	$5,7 \cdot 10^{-9}$	$3,5 \cdot 10^{-10}$

Tab. 21b: Ergebnisse des Nachweises der Ermüdung von Betonstahl mit dem Ermüdungslastmodell 4 nach DIN-Fachberichten und Eurocode

Standardfahrzeug 3		L = 30 m		L = 60 m	
		DIN-FB	EC	DIN-FB	EC
$\Delta\sigma_1$	N/mm ²	34,09	24,98	21,20	14,48
$\Delta\sigma_2$	N/mm ²	17,26	12,65	15,71	10,73
$\Delta\sigma_3$	N/mm ²	1,14	0,84	-	-
$\Delta\sigma_4$	N/mm ²	0,03	0,02	-	-
N_{R1}	-	$7,04223 \cdot 10^{11}$	$5,9387 \cdot 10^{12}$	$5,05916 \cdot 10^{13}$	$8,01169 \cdot 10^{14}$
N_{R2}	-	$3,22119 \cdot 10^{14}$	$2,71643 \cdot 10^{15}$	$7,50946 \cdot 10^{14}$	$1,1892 \cdot 10^{16}$
N_{R3}	-	$1,34147 \cdot 10^{25}$	$1,13126 \cdot 10^{26}$	-	-
N_{R4}	-	$2,14701 \cdot 10^{39}$	$1,81057 \cdot 10^{40}$	-	-
n	-	$1 \cdot 10^8$		$1 \cdot 10^8$	
D_i	-	$1,4 \cdot 10^{-4}$	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$2,1 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-7}$

Standardfahrzeug 4		L = 30 m		L = 60 m	
		DIN-FB	EC	DIN-FB	EC
$\Delta\sigma_1$	N/mm ²	27,13	19,80	16,99	11,58
$\Delta\sigma_2$	N/mm ²	13,28	9,69	12,31	8,39
$\Delta\sigma_3$	N/mm ²	1,51	1,10	0,01	0,01
N_{R1}	-	$5,49206 \cdot 10^{12}$	$4,8087 \cdot 10^{13}$	$3,70971 \cdot 10^{14}$	$6,01611 \cdot 10^{15}$
N_{R2}	-	$3,41601 \cdot 10^{15}$	$2,99097 \cdot 10^{16}$	$6,73731 \cdot 10^{15}$	$1,0926 \cdot 10^{17}$
N_{R3}	-	$1,10388 \cdot 10^{24}$	$9,6653 \cdot 10^{24}$	$3,25835 \cdot 10^{42}$	$5,28413 \cdot 10^{43}$
n	-	$3 \cdot 10^7$		$3 \cdot 10^7$	
D_i	-	$5,5 \cdot 10^{-6}$	$6,2 \cdot 10^{-7}$	$8,5 \cdot 10^{-8}$	$5,3 \cdot 10^{-9}$

Standardfahrzeug 5		L = 30 m		L = 60 m	
		DIN-FB	EC	DIN-FB	EC
$\Delta\sigma_1$	N/mm ²	30,22	22,09	19,35	13,20
$\Delta\sigma_2$	N/mm ²	12,01	8,78	13,39	9,14
$\Delta\sigma_3$	N/mm ²	0,57	0,42	-	-
$\Delta\sigma_4$	N/mm ²	0,86	0,63	-	-
N_{R1}	-	$2,08095 \cdot 10^{12}$	$1,79187 \cdot 10^{13}$	$1,14982 \cdot 10^{14}$	$1,84001 \cdot 10^{15}$
N_{R2}	-	$8,43843 \cdot 10^{15}$	$7,26617 \cdot 10^{16}$	$3,15963 \cdot 10^{15}$	$5,0562 \cdot 10^{16}$
N_{R3}	-	$6,69567 \cdot 10^{27}$	$5,76552 \cdot 10^{28}$	-	-
N_{R4}	-	$1,74914 \cdot 10^{26}$	$1,50615 \cdot 10^{27}$	-	-
n	-	$2 \cdot 10^7$		$2 \cdot 10^7$	
D_i	-	$9,6 \cdot 10^{-6}$	$1,1 \cdot 10^{-6}$	$1,8 \cdot 10^{-7}$	$1,1 \cdot 10^{-8}$

Gesamtschädigung		L = 30 m		L = 60 m	
		DIN-FB	EC	DIN-FB	EC
D_{ges}	-	$1,6 \cdot 10^{-4}$	$1,9 \cdot 10^{-5}$	$2,4 \cdot 10^{-6}$	$1,5 \cdot 10^{-7}$

der flachen Neigung der Ermüdungsfestigkeitskurve für Betonstahl keine nennenswerten Schädigungen. Die Bilder 74 und 75 verdeutlichen die geringen berechneten Schädigungen. In den

Diagrammen für die einzelnen Standardfahrzeuge sind bereits die auf die Nutzungsdauer hochgerechnete Anzahl an Überfahrten und der prozentuale Anteil am Gesamtverkehr berücksichtigt.

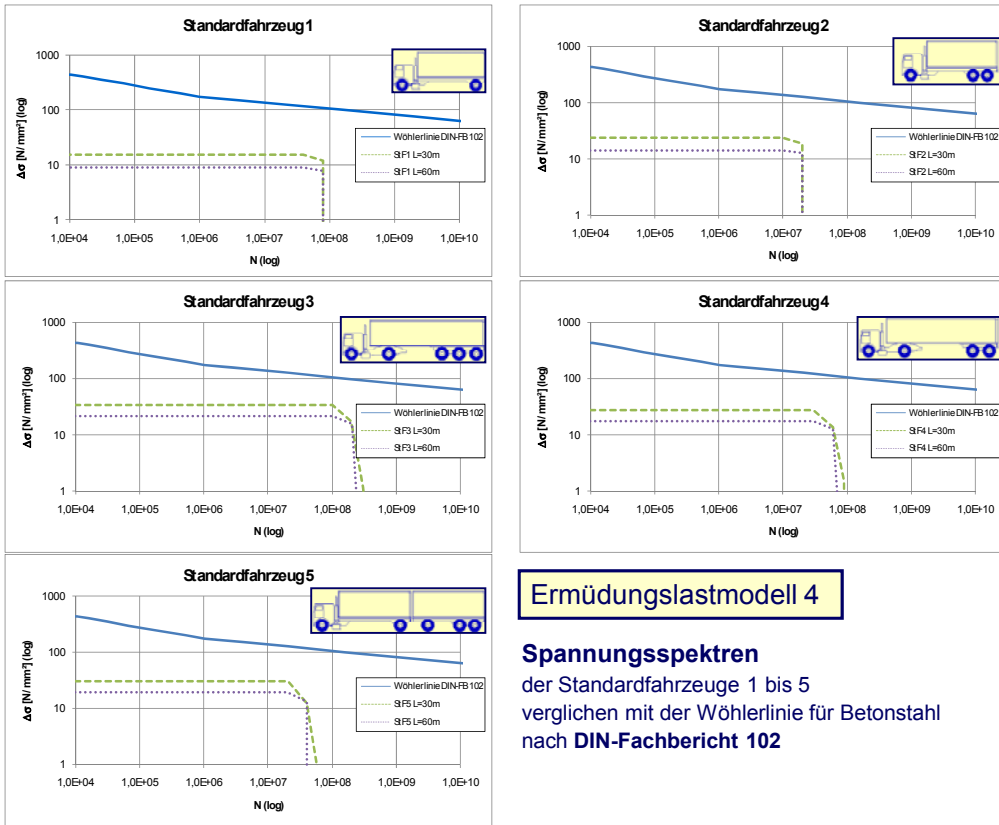


Bild 75: Spannungsspektren der Standardfahrzeuge des Ermüdungslastmodells 4 beim Nachweis der Ermüdung von Betonstahl nach DIN-Fachberichten

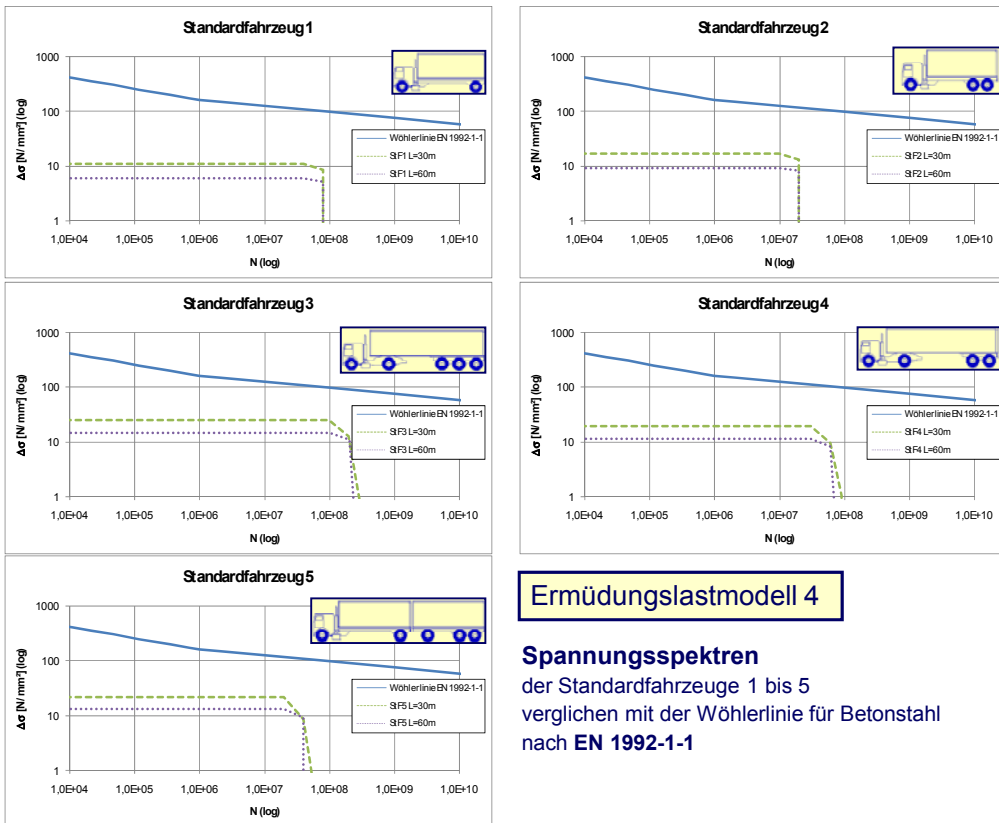


Bild 75: Spannungsspektren der Standardfahrzeuge des Ermüdungslastmodells 4 beim Nachweis der Ermüdung von Betonstahl nach Eurocode

5.3.3 Vergleich der beiden Nachweismethoden und Schlussfolgerungen

Die in Abschnitt 4.3.2 dargestellten Ergebnisse lassen den Schluss zu, dass der Nachweis der Ermüdung durch direkte Ermittlung der Schädigung mit Hilfe des Ermüdungslastmodells 4 wesentlich günstigere Ergebnisse liefert, als der Nachweis der Ermüdung mit Hilfe von Schadensäquivalenzfaktoren nach DIN EN 1994-2 und dem Ermüdungslastmodell 3.

Bei beiden untersuchten Systemen (30 m und 60 m Stützweite) liegen die Spannungsamplituden der einzelnen Standardfahrzeuge des Ermüdungslastmodells 4 weit unterhalb der Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls und erzeugen somit sehr geringe Einzelschädigungen. Auch die lineare Aufsummierung dieser Einzelschädigungen liefert einen letztlich vernachlässigbar kleinen Wert.

Die Nachweise mit schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten und dem Ermüdungslastmodell 3 werden in Form eines Spannungsnachweises geführt. Die größte schadensäquivalente Spannungsschwingbreite ergibt sich bei 60 m Stützweite und dem Nachweis nach DIN-Fachberichten z.B. zu $\Delta\sigma_E = 53,0 \text{ N/mm}^2$. Verglichen mit der durch den Material Sicherheitsbeiwert abgeminderten Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ resultiert daraus eine Ausnutzung von 34,8 %.

Die Verhältnisse von schadensäquivalenter Spannungsschwingbreite zu Ermüdungsfestigkeit erwecken den Eindruck eines wesentlich höheren Ausnutzungsgrades als beim Nachweis der linearen Schadensakkumulation mit dem Ermüdungslastmodell 4. Dies ist aufgrund der vereinfachten Nachweisführung auch zu erwarten. Um einen tatsächlichen Vergleich der beiden Nachweismethoden vornehmen zu können, ist die Ausnutzung aus dem vereinfachten Nachweis mit schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten allerdings in eine entsprechende Schädigung umzurechnen. Das Ermüdungslastmodell 3 ist, wie bereits erwähnt, an einem bei Auxerre gemessenen Verkehrsstrom kalibriert worden und erzeugt die gleiche Schädigung wie der reale Verkehr. Mit den Gleichungen (7) und (9) resultiert aus dem Verhältnis von schadensäquivalenter Spannungs-

schwingbreite zu Ermüdungsfestigkeit die Schädigung

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N^* \left[\frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)/\gamma_{s,fat}}{\gamma_{f,fat} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \Delta\sigma_i} \right]^{k_2}} \quad (10)$$

Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass der vereinfachte Nachweis mit schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten mit einem Einstufenkollektiv bei einer der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ zugeordneten Lastspielzahl N^* ($n = N^*$) geführt wird, lässt sich Gleichung (10) vereinfachen zu

$$D_{Ed} = \frac{1}{\left[\frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)/\gamma_{s,fat}}{\gamma_{f,fat} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \Delta\sigma_i} \right]^{k_2}} = \left[\frac{\gamma_{f,fat} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)/\gamma_{s,fat}} \right]^{k_2} \quad (11)$$

mit $k_2 = 9$ (siehe Bild 66).

Die nachfolgende Tab. 22 vergleicht die mit Hilfe der Gleichung (11) in Schädigungen umgerechneten Ausnutzungsgrade aus dem Nachweis mit schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten und die aus dem Nachweis mit Ermüdungslastmodell 4 ermittelten Schädigungen.

Für den Fall einer Stützweite von 30 m ergeben sich größere Schädigungen beim Nachweis auf Grundlage des Ermüdungslastmodells 4. Dies gilt sowohl für den Nachweis nach DIN-Fachberichten als auch für den Nachweis nach Eurocodes. Bei einer Stützweite von 60 m ist bei der Nachweisführung nach DIN-Fachberichten die ermittelte Schädigung aus dem Ermüdungslastmodell 3 größer, bei der Nachweisführung nach Eurocodes ergeben sich nahezu gleich große Schädigungen aus den Ermüdungslastmodellen 3 und 4. Eine Abhängigkeit der Ausnutzung beim Nachweis mit dem Ermüdungslastmodell 3 berechneten Schädigungen von der Stützweite ist aufgrund der Vielzahl an unterschiedlichen Parametern (siehe Tab. 20) nicht zu erkennen. Grundsätzlich ergibt sich allerdings beim Nachweis nach Eurocodes für alle untersuchten Fälle eine geringere Schädigung im Vergleich zum Nachweis nach DIN-Fachberichten.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass bei Verbundbrücken wegen der hohen Anforderung

Tab. 22: Vergleich der Ergebnisse des Nachweises der Ermüdung von Betonstahl mit den Ermüdungslastmodellen 3 und 4 nach DIN-Fachberichten und Eurocodes

		L = 30 m		L = 60 m	
		DIN-FB	EC	DIN-FB	EC
Ausnutzung ELM3	-	0,267	0,211	0,348	0,174
Schädigung ELM3	D_{ELM3}	$6,9 \cdot 10^{-6}$	$8,3 \cdot 10^{-7}$	$7,5 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-7}$
Schädigung ELM4	D_{ELM4}	$1,6 \cdot 10^{-4}$	$1,9 \cdot 10^{-5}$	$2,4 \cdot 10^{-6}$	$1,5 \cdot 10^{-7}$

derungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Mindestbewehrung und Rissbreitenbeschränkung bei abgeschlossener Rissbildung) der Nachweis der Ermüdung für die Bemessung nicht maßgebend wird. In DIN EN 1994-2 sollte zudem angestrebt werden, dass beim Nachweis der Haupttragglieder von Verbundbrücken der Hinweis aufgenommen wird, dass die in DIN EN 1992-2, Anhang NN.2.1 (101) [11] angegebenen Erhöhungsfaktoren für das Ermüdungslastmodell 3 nicht zu berücksichtigen sind.

6 Untersuchungen zur Frage der Beanspruchungen von Verbundmitteln an Betonierabschnittsgrenzen

6.1 Allgemeines

Die Fahrbahnplatten längerer Verbundbrücken werden heute in der Regel abschnittsweise hergestellt. Als Bauzustände treten dabei statische Systeme auf, die über die Stützweite abschnittsweise aus dem Stahlträger und abschnittsweise aus einem Verbundträger eines vorherigen Betonierabschnittes bestehen. An den Betonierabschnittsgrenzen entstehen infolge des Querschnittsprunges hohe konzentrierte Längsschubkraftspitzen in der Verbundfuge. Diese s.g. konzentrierten Endschubkräfte sind dabei primär von den Berechnungsansätzen zur Ermittlung der lokalen mittragenden Breite im Lasteinleitungsbereich und von der Nachgiebigkeit der Verbundmittel abhängig. Weder DIN-Fachbericht 104 [22] noch DIN EN 1994-2 [14] geben zur Ermittlung der mittragenden Gurtbreite an Betonierabschnittsgrenzen konkrete Regelungen an. Der Einfluss aus der Nachgiebigkeit der Verbundmittel wird in den zuvor genannten Regelwerken ganz vernachlässigt. Stattdessen wird die Verteilung der Längsschubkräfte in Abhängigkeit von der mittragenden Breite im Endzustand für die Berechnung der Endschubkräfte zugrunde gelegt. Mit diesen Regelungen wird das tatsächliche Verhalten an Betonierabschnittsgrenzen nur unzureichend erfasst. Nachfolgend wird basierend auf der Theorie des elastischen Verbundes und mit Hilfe von Finite-Element-Berechnungen ein Näherungsverfahren hergeleitet, das eine genauere Berechnung der Endschubkräfte an Betonierabschnittsgrenzen ermöglicht.

6.2 Zur Frage der konzentrierten Längsschubkräfte an Betonierabschnittsgrenzen

Bei Trägern mit breiten Gurtscheiben können die Spannungen nicht mehr nach der klassischen Balkentheorie berechnet werden. Infolge der Schubverzerrungen kommt es zu einem nichtlinearen Spannungsverlauf in den Gurtscheiben. Die äußeren Gurtbereiche entziehen sich der Mitwirkung. Der Einfluss aus den Schubverzerrungen der Gur-

te kann näherungsweise dadurch erfasst werden, dass ein äquivalenter Ersatzquerschnitt mit einer mittragenden Gurtbreite b_{eff} betrachtet wird.

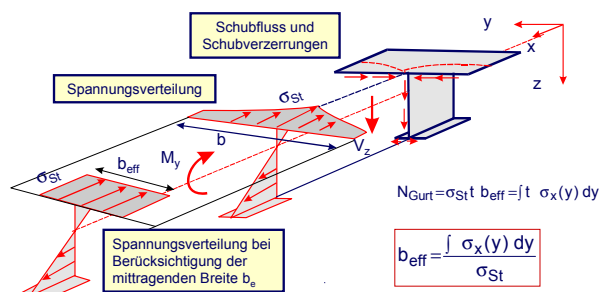


Bild 76: Zur Definition der mittragenden Gurtbreite

Die mittragende Gurtbreite wird dabei nach Bild 76 so ermittelt, dass sich unter der Annahme einer konstanten Spannung mit dem Wert σ_{St} in der Stegachse dieselbe Gurtkraft wie beim Träger mit Berücksichtigung der Schubverzerrungen ergibt.

Die in DIN EN 1994-2 [14] und DIN-FB 104 [22] angegebenen Regelungen nach Bild 77 basieren auf elastizitätstheoretischen Untersuchungen und gelten nur für Träger mit in Trägerlängsrichtung näherungsweise konstanten Abmessungen des Betongurtes. Die mittragende Gurtbreite ergibt sich nach DIN EN 1994-2 [14] und DIN-FB 104 [22] in Abhängigkeit vom Momentenverlauf aus der effektiven Länge L_e , wobei L_e dem Abstand der Momentennullpunkte entspricht. Für Durchlaufträger, die durch ständige und veränderliche Einwirkungen aus Verkehr beansprucht werden, darf die effektive Länge L_e näherungsweise entsprechend Bild 77 angenommen werden.

Nach den derzeitigen Regelwerken wird die resultierende Längsschubkraft $V_{L,Ed}$ an einer Betonierabschnittsgrenze aus den Normalkräften $N_{c,o}$ und N_s des Betongurtes und der Längsbewehrung infolge des an der Abschnittsgrenze wirkenden Momentes M_{Ed} nach Bild 78 unter Ansatz der mittragenden Gurtbreite nach Bild 77 ermittelt. Als mittragende Gurtbreite wird dabei b_{eff} im Endzustand nach Bild 77 zugrunde gelegt. In Bild 78 sind dabei $z_{i,c}$ und $z_{i,s}$ die auf die ideale Schwerachse des Verbundquerschnitts bezogenen Abstände der Schwerachsen des Betongurtes und der Bewehrung, $A_{i,c}$ die ideale Betongurtfläche und $J_{i,v}$ das ideale Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts.

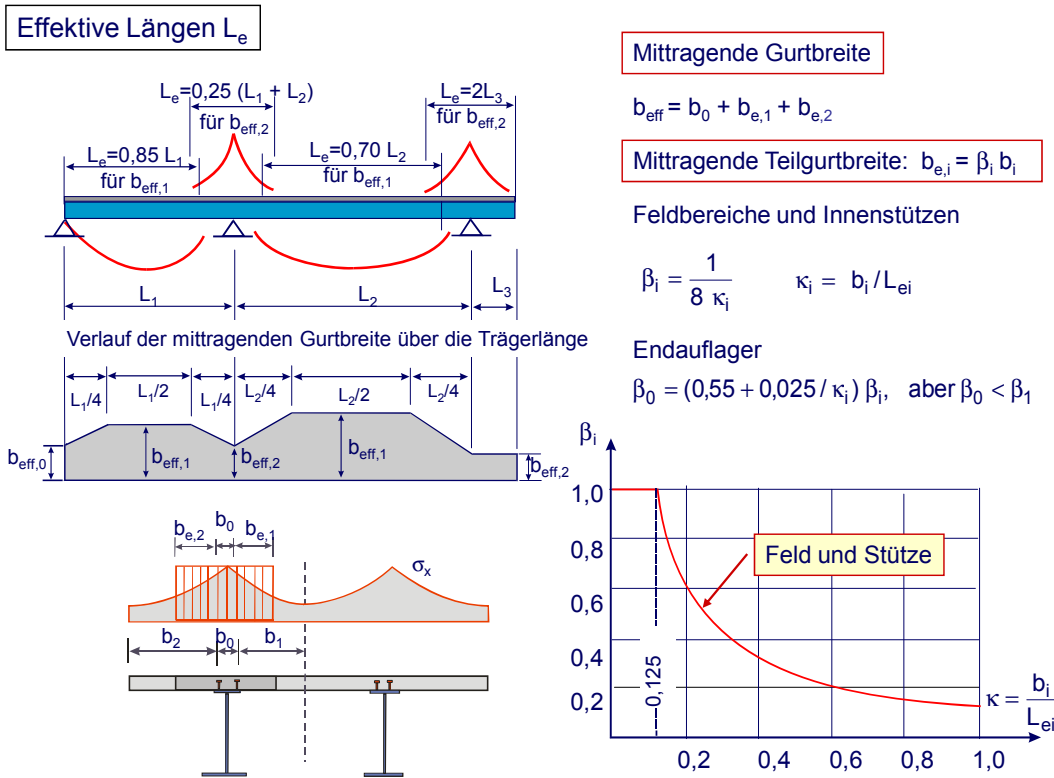


Bild 77: Äquivalente Stützweite und mittragende Gurtbreite nach DIN-Fachbericht 104 und Eurocode 4-2

tes. Zur Berechnung der maximalen auf die Längeneinheit bezogenen Längsschubkraft $v_{L,Ed}$ am Ende des Betongurtes wird näherungsweise eine dreieckförmige Verteilung über die Lasteinleitungslänge L_V angenommen. Für L_V wird dabei die mittragende Gurtbreite b_{eff} des Endzustandes angesetzt.

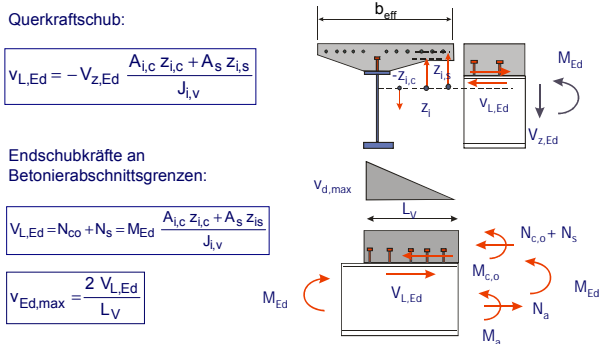


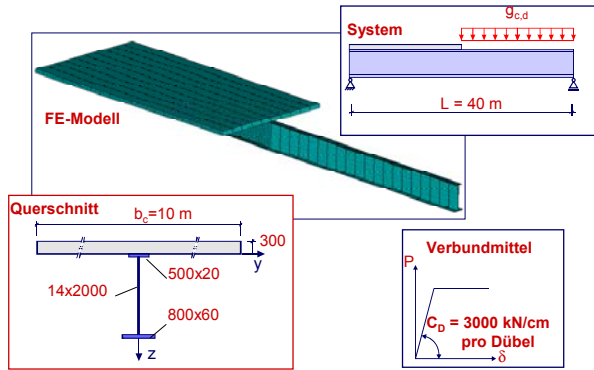
Bild 78: Ermittlung der Endschubkräfte an Betonierabschnittsgrenzen nach DIN-Fachbericht 104 und DIN EN 1994-2

Der Einfluss der lokalen Lasteinleitung und der im Bauzustand vom Endzustand abweichenden Momentenverteilung (andere effektive Länge L_E) und die Entwicklung der mittragenden Gurtbreite über die Betongurtlänge L_c , wenn diese nur einen Teil

der äquivalenten Stützweite L_e beträgt, bleibt dabei vollkommen unberücksichtigt. Der Einfluss aus einer Nachgiebigkeit der Verbundmittel wird ebenfalls nicht erfasst.

Die Regelungen nach den derzeitigen Normen sind ferner bei genauerer Betrachtung nur für den Grenzzustand der Tragfähigkeit zulässig, da planmäßige plastische Umlagerungen der Längsschubkräfte toleriert werden. Bild 79 zeigt exemplarisch den Verlauf der nach der Scheibentheorie ermittelten Längsschubkräfte an der Betonierabschnittsgrenze eines typischen Verbundträgers im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundmittel. Es zeigt sich, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei realistischer Annahme einer bilinearen Dübelkennlinie plastische Umlagerungen im Bereich der Lasteinleitungslänge stattfinden. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit können derartige plastische Umlagerungen nicht akzeptiert werden, da die Ermüdungsfestigkeit der Dübel und die statische Resttragfähigkeit der Dübel stark von der Oberlast abhängen [29], [31], [30]. Eine Überbeanspruchung der Dübel an den Betonierabschnitts-

grenzen könnte dann während der Lebensdauer des Bauwerks zu progressiv fortschreitenden Ermüdungsbrüchen in der Verbundfuge führen.



stimmt gelagerter Einfeldträger betrachtet, bei dem die folgenden Parameter variiert wurden:

- Stützweite L
- Einwirkungen aus dem Frischbetongewicht des nachfolgenden Betonierabschnittes
- Querschnittsausbildung (Steifigkeit des Stahlquerschnitts und geometrische Breite des Betongurtes sowie Steifigkeit der Verbundfuge)
- Lage $x=a$ der Betonierabschnittsgrenze und Länge des bereits fertiggestellten Trägerbereiches mit Verbundquerschnitt (Länge L_c nach Bild 81)

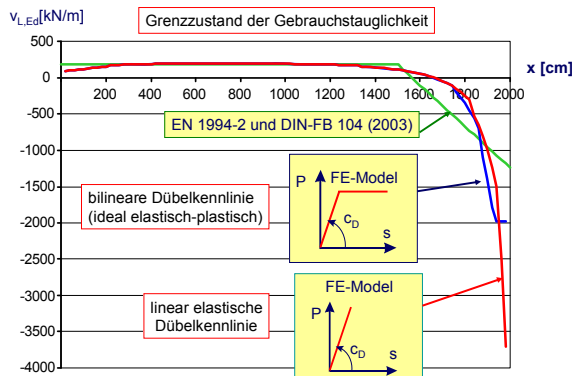
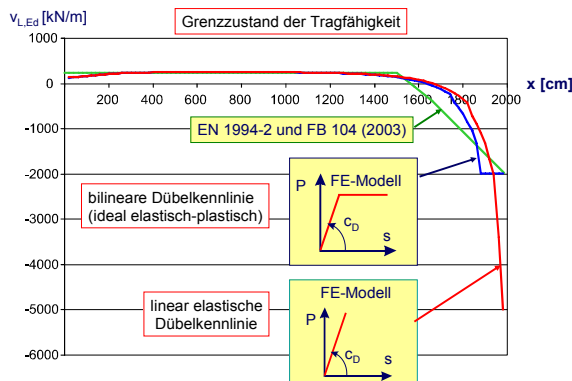
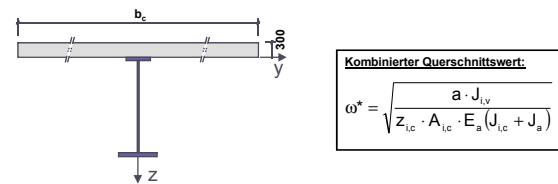


Bild 79: Längsschubkräfte an einer Betonierabschnittsgrenze

6.3 Systematische Parameteruntersuchungen mittels FE-Berechnung

Im ersten Schritt wurde eine systematische Parameterstudie für typische Verbundträger des Brückenbaus durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen dienen primär zur Entwicklung eines vereinfachten Berechnungsmodells. Die Berechnungen erfolgten mit dem Programmsystem ANSYS. Als Basissystem wurde ein statisch be-

Es wurden Einfeldträgersysteme mit Stützweiten zwischen 20 und 40 m untersucht. Die geometrischen Betongurtbreiten b_c nach Bild 80 lagen zwischen 5 und 16 m. Die untersuchten Querschnitte sind in Bild 80 zusammengestellt. Der in Bild 80 angegebene Querschnittsparameter ω^* wird nachfolgend zur Charakterisierung der Querschnittseigenschaften des Verbundquerschnitts benutzt (siehe hierzu auch Abschnitt 3.4). Für die Parameteruntersuchungen wurde für den Betongurt eine Betonfestigkeitsklasse C35/45 und für den Baustahlquerschnitt eine Stahlgüte S355 zugrunde gelegt.



Kombinierter Querschnittswert:

$$\omega^* = \sqrt{\frac{a \cdot J_{IV}}{z_{IC} \cdot A_{IC} \cdot E_a (J_{IC} + J_a)}}$$

Index	Betongurtbreite b_c [mm]	Stegblech [mm x mm]	Obergurtblech [mm x mm]	Untergurtblech [mm x mm]	$z_{s,b}$ [mm]	ω^* $\left[\frac{1}{\sqrt{kN}} \right]$
1	5000	2000 x 14	500 x 20	800 x 60	317,2	$5,5762 \cdot 10^{-4}$
2	10000	2000 x 14	500 x 20	800 x 60	122,8	$5,4132 \cdot 10^{-4}$
3	16000	2000 x 14	500 x 20	800 x 60	31,9	$5,3042 \cdot 10^{-4}$
4	10000	1500 x 14	500 x 20	800 x 60	52,6	$5,7558 \cdot 10^{-4}$
5	5000	2500 x 30	500 x 110	800 x 180	947,1	$3,0524 \cdot 10^{-4}$
6	10000	2500 x 30	500 x 110	800 x 180	612,9	$2,8595 \cdot 10^{-4}$
7	5000	2500 x 30	500 x 110	500 x 110	550,9	$3,0929 \cdot 10^{-4}$
8	10000	2500 x 30	500 x 110	500 x 110	306,3	$2,9013 \cdot 10^{-4}$
9	5000	1500 x 30	500 x 40	500 x 80	210,7	$4,4293 \cdot 10^{-4}$
10	10000	1500 x 30	500 x 40	500 x 80	65,9	$4,2492 \cdot 10^{-4}$

Bild 80: Untersuchte Verbundquerschnitte

Die an der Betonierabschnittsgrenze in den Betongurt einzuleitende Normalkraft und die zugehörigen Längsschubkräfte werden auch durch die Lage der Betonabschnittsgrenze (Länge L_c des Trägerabschnitts mit Verbundquerschnitt) bestimmt. Im Rahmen der Parameteruntersuchungen wurden

Längenverhältnisse L_c/L von 0,25, 0,5 und 0,75 betrachtet (siehe Bild 81).

Als Belastung liegt der Untersuchung eine Gleichstreckenlast zu Grunde, die sich über den Trägerabschnitt mit dem reinen Stahlquerschnitt erstreckt, was dem Beanspruchungszustand beim abschnittswisen Herstellen des Betongurtes entspricht.

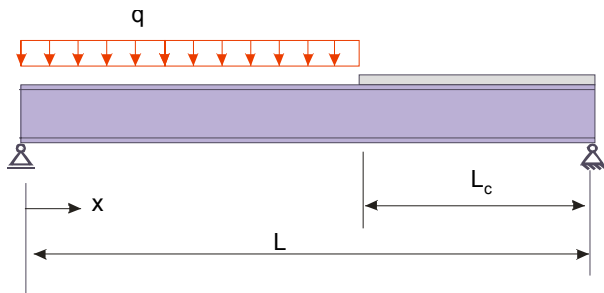


Bild 81: Lage der Betonierabschnittsgrenze und Einwirkungen

Für die Steifigkeit der Verbundmittel wurden die in DIN 18800-5 [6] angegebenen bi-linearen Dübelkennlinien zugrunde gelegt. Für einen Kopfbolzendübel in einer Vollbetonplatte ergibt sich danach eine elastische Anfangssteifigkeit von $C_D = 3000 \text{ kN/cm}$. Die Fugensteifigkeit wurde aus für den Brückenbau typischen Dübelanordnungen ermittelt und variierte zwischen 150 und 2400 kN/cm^2 .

Das FE-Modell wurde in der Software ANSYS 11.0 modelliert. Stahlquerschnitt und Betongurt wurden mit 3D-Volumenelementen dargestellt, während die Verbundmittel als einaxiale Federelemente abgebildet wurden. Die Lagerung erfolgte statisch bestimmt an beiden Enden des Stahlträgeruntergurtes. Eine typische Systemidealisierung zeigt Bild 82.

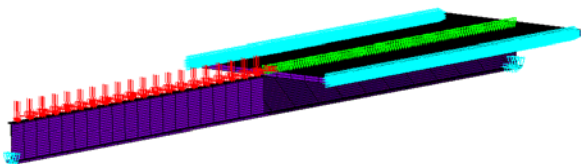


Bild 82: FE-Modell

Es wurde jeweils jeder zuvor genannte Parameter mit jedem kombiniert, so dass über 1700 Einzeluntersuchungen durchgeführt wurden. Für die Bestimmung der mittragenden Breite wurden die Längsspannungen σ_x in der Betonplatte über die Höhe der Platte gemittelt. Durch Integration dieser

Spannungen über die geometrische Betongurtbreite b_c wurde anschließend die mittragende Gurtbreite b_{eff} entsprechend Bild 76 ermittelt. Bild 83 zeigt exemplarisch das Ergebnis für einen Träger mit Betonierabschnittsgrenze in Feldmitte.

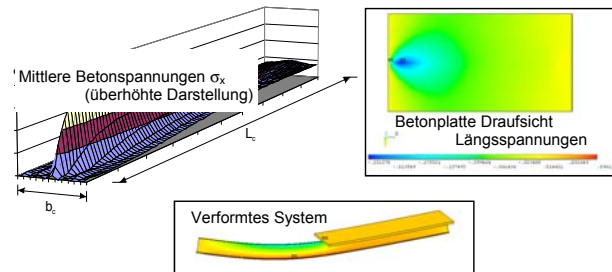


Bild 83: Exemplarische Darstellung der Ergebnisse einer FE-Untersuchung

Die Ergebnisse dieser Berechnungen dienen nachfolgend zur Beurteilung der Güte eines vereinfachten Berechnungsmodells. Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die Längsschubkraft an der Betonierabschnittsgrenze signifikant durch die Dübelsteifigkeit, die Lage der Betonierabschnittsgrenze im System und durch die Querschnittsausbildung bestimmt wird. In einem vereinfachten Berechnungsmodell müssen daher diese Einflussgrößen berücksichtigt werden.

6.4 Ermittlung der Längsschubkräfte nach der Theorie des elastischen Verbundes

Wie bereits zuvor erläutert, ist an Betonierabschnittsgrenzen bei der Einleitung von Längskräften in den Betongurt eines Verbundträgers die Annahme des Ebenbleibens des Querschnittes nach Bernoulli bzw. Navier nicht mehr zutreffend, da die komplette Kraft von den ersten Verbundmitteln übertragen werden muss und hier die Nachgiebigkeit der Verbundfuge berücksichtigt werden muss. Vernachlässigt man zunächst die Einflüsse aus der Schubweichheit des Betongurtes, so können die Längsschubkräfte nach der Theorie des elastischen Verbundes berechnet werden. Die grundlegenden Zusammenhänge für eine analytische Beschreibung des elastischen Verbundes mittels Differentialgleichungen finden sich in [34].

Um eine geschlossene analytische Lösung zu erhalten, sind folgende Vereinfachungen erforderlich:

- Vollelastisches Materialverhalten aller beteiligten Materialien, inkl. der Verbundmittel in der Verbundfuge
- Abschnittsweise konstante Querschnittswerte, d. h. die Schubverzerrung des Betongurtes bleibt unberücksichtigt
- Konstante Steifigkeit der Verbundfuge über die Betongurlänge, d. h. äquidistante Dübelanordnung
- $\frac{d^3 M(x)}{dx^3}$ und alle höheren Ableitungen des Momentenverlaufs $M(x) = 0$

Die Differentialgleichung für die Teilnormalkraft im Betongurt und deren Lösung lautet dann:

$$\frac{d^2 N(x)}{dx^2} - \omega^2 N(x) + \gamma M_o(x) = 0 \quad (12)$$

$$N(x) = A \cdot \cosh(\omega x) + B \cdot \sinh(\omega x) + \frac{\gamma}{\omega^2} \cdot M_o + \frac{\gamma}{\omega^4} \cdot \frac{d^2 M_o}{dx^2} \quad (13)$$

Die Integrationskonstanten A und B können aus den Randbedingungen des jeweils untersuchten Systems hergeleitet und die Federkonstante C der Verbindungsmittel in der Verbundfuge durch Push-Out-Versuche bestimmt werden. Die Querschnittsgrößen γ und ω werden elastisch unter der Annahme ungerissener Betonquerschnitte nach den Gleichungen (14) und (15) bestimmt.

$$\gamma = \frac{C}{e} \cdot \frac{a}{E_a (J_{i,c} + J_{st})} \quad (14)$$

$$\omega^2 = \frac{C}{e} \cdot \frac{a \cdot J_{i,v}}{z_c \cdot A_{i,c} \cdot E_a (J_{i,c} + J_{st})} = \frac{C}{e} \cdot \omega^* \quad (15)$$

Die Gleichung für die Längsschubkräfte in der Verbundfuge ergibt sich aus der Ableitung von Gleichung (13) und lautet somit:

$$T(x) = \frac{dN(x)}{dx} = A \cdot \omega \cdot \sinh(\omega x) + B \cdot \omega \cdot \cosh(\omega x) + \frac{\gamma}{\omega^2} \cdot \frac{dM_o}{dx} \quad (16)$$

Der Quotient C/e in Gleichung (14) ist die längenbezogene Steifigkeit der Verbundfuge. Bereinigt man den Querschnittsparameter ω um die Fugen-

steifigkeit C/e , so ergibt sich der Querschnittsparameter ω^* , der nachfolgend zur Beschreibung der Querschnittseigenschaften dient.

Es wird nachfolgend der in Bild 84 dargestellte Träger untersucht. Die Verläufe der Teilnormalkraft im Betongurt N_c und des Längskraftschubes in der Verbundfuge v_L sind ebenfalls in Bild 84 dargestellt. Die Anpassung an die Randbedingungen liefert für die Normalkraft im Betongurt:

$$N_c(x) = \bar{N}_{c,0} \left[1 - \frac{(l-a) \cdot \sinh(\omega(L-x))}{(L-x) \cdot \sinh(\omega(L-a))} \right] \quad (17)$$

Dabei ist $\bar{N}_{c,0}$ die Normalkraft im Betongurt nach der Balkentheorie (siehe auch Bild 78) unter Vernachlässigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge.

$$\bar{N}_{c,0} = \frac{A_{i,c} \cdot z_{ic} + A_s \cdot z_{is}}{J_{i,v}} M(x) \quad (18)$$

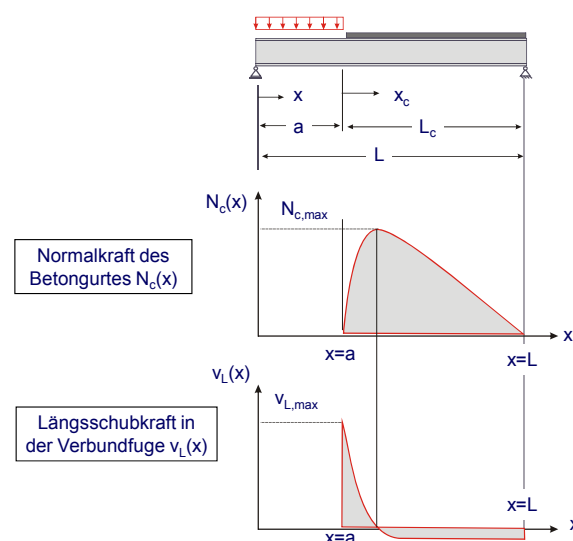


Bild 84: Verlauf der Teilnormalkraft N_c und des Längsschubes v_L in der Verbundfuge

Die maximale Längsschubkraft tritt am Betongende (Stelle a) auf und ergibt sich zu:

$$v_{L,max} = v_{L,0} \left[1 - \frac{(L-a) \cdot \omega \cdot \cosh(\omega(L-a))}{\sinh(\omega(L-a))} \right] \quad (19)$$

Dabei ist $\bar{v}_{L,0}$ die aus der Querkraft $V_z(x)$ (siehe Bild 78) resultierende Längsschubkraft ohne Berücksichtigung der Elastizität der Verbundfuge.

$$\bar{V}_{L,o} = \frac{A_{i,c} \cdot z_{ic} + A_s \cdot z_{i,s}}{J_{i,v}} V_z(x) \quad (20)$$

Für den im Brückenbau baupraktisch relevanten Bereich der Fugensteifigkeit kann davon ausgegangen werden, dass der Term $\omega(L-a)$ einen Wert größer als 3 besitzt, was dazu führt, dass die hyperbolischen Funktionen in Gleichung (19) annähernd gleiche Werte ergeben, so dass Gleichung (19) durch die nachfolgende Gleichung (21) angenähert werden kann:

$$V_{L,max} = \bar{V}_{L,o} (1 - (L - a) \cdot \omega) = \bar{V}_{L,o} + \Delta V_{L,max} \quad (21)$$

Dabei ergibt sich $\Delta V_{L,max}$ zu

$$\Delta V_{L,max} = \bar{N}_{c,o}(a) \cdot \omega \quad (22)$$

Aus Gleichung (21) ergibt sich, dass der Längsschub in der Verbundfuge als Überlagerung der Längsschubkräfte nach elastischer Balkentheorie $\bar{V}_{L,o}$ ohne Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge und der Längsschubkraft ΔV_L aus der Lasteinleitung des Biegemomentes und der daraus resultierenden Normalkraft $\bar{N}_{c,o}(a)$ an der Stelle der Betonierabschnittsgrenze bestimmt werden kann. Die Zusammenhänge sind in Bild 85 nochmals dargestellt. Der Verlauf der Längsschubkraft ΔV_L in Trägerlängsrichtung ergibt sich zu:

$$\Delta V_L(x_c) = N_{c,0}(0) \cdot \frac{\omega \cdot \cosh(\omega(L_c - x_c))}{\sinh(\omega L_c)} \quad (23)$$

mit $x_c = x - a$ und $L_c = L - a$

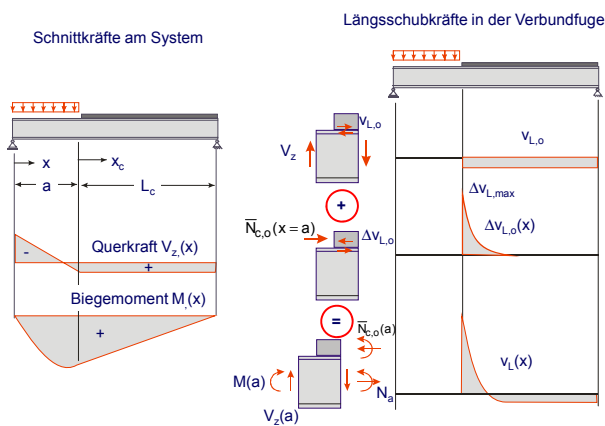


Bild 85: Überlagerung verschiedener Lastfälle zur Bestimmung des Längsschubes

6.5 Entwicklung eines vereinfachten Berechnungsmodells

Die im Kapitel 3.4 hergeleiteten Beziehungen (13) und (14) zur Ermittlung der Längsschubkraft werden nachfolgend als Grundlage für die Entwicklung eines vereinfachten Berechnungsmodells verwendet.

Für den Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung mit der analytischen Herleitung ist es von großer Bedeutung, wie die mittragende Breite des Betongurtes im jeweiligen Fall zu bestimmen ist. Der Verlauf der mittragenden Breite in der Gurt-scheibe des im Feld endenden Betongurtes verhält sich analog zu dem Verlauf der mittragenden Breite im Gurt eines durch eine Einzellast belasteten Ersatzträgers, wie in Bild 86 dargestellt.

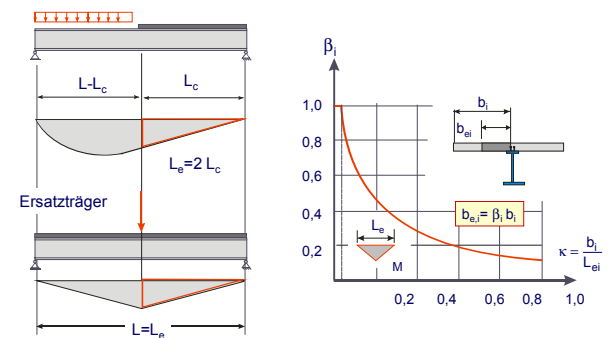


Bild 86: Effektive Länge L_e und mittragende Gurtbreite an der Betonierabschnittsgrenze

Für diesen Fall kann die mittragende Gurtbreite z.B. nach DIN EN 1993-1-5 [12] bestimmt werden. Für die mittragende Teilgurtbreite $b_{e,i} = \beta_i b_i$ ergeben sich die in Tab. 23 zusammengestellten Beiwerte β_i . Der Träger wird symmetrisch zu einem Ersatzträger der Länge $L_E = 2 L_C$ ergänzt, für den dann die mittragende Gurtbreite unter einer in Feldmitte angreifenden Einzellast bestimmt werden kann. L_C ist hierbei der Abstand vom Betongurten-de bis zum nächsten Nulldurchgang der Momentenlinie. In dem untersuchten Fall des Einfeldträgers nach Bild 86 entspricht dies dem Abstand zwischen der Betonierabschnittsgrenze und dem rechten Auflager.

Bild 87 zeigt exemplarisch einen Vergleich des mit Hilfe des FE-Modells und der analytischen Lösung ermittelten Längsschubkraftverlaufes, wobei bei der analytischen Lösung die mittragende Gurtbreite nach Bild 86 ermittelt wurde.

Tab. 23: Beiwerte β zur Ermittlung der mittragenden Teilgurtbreite des Ersatzträgers

Mittragende Teilgurtbreite $b_{e,i} = \beta_i b_i$ $\kappa = \kappa_i = b_i / L_{ei}$	
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	$\beta_i = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\kappa - \frac{1}{2500\kappa} \right) + 1,6\kappa^2}$
$\kappa > 0,70$	$\beta_i = \frac{1}{8,6 \kappa}$

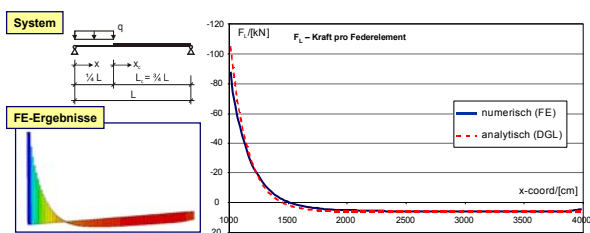


Bild 87: Vergleich der analytischen mit der numerischen Berechnung

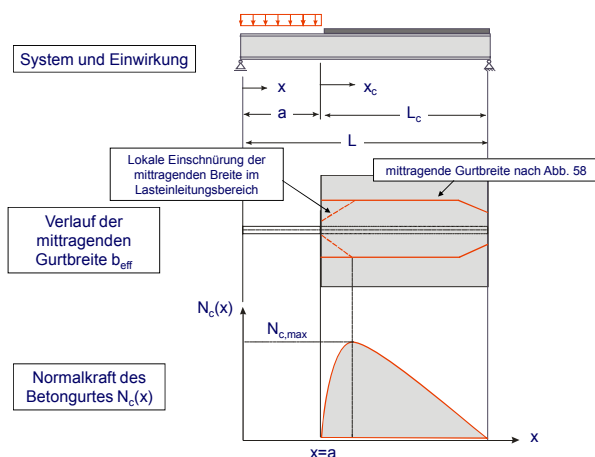


Bild 88: Lokale Einschnürung der mittragenden Gurtbreite an der Betonierabschnittsgrenze

An der Betonierabschnittsgrenze weicht die analytische Lösung von den Ergebnissen der FE-Berechnung ab. Diese Abweichungen sind hauptsächlich darauf zurückzuführen, dass die analytische Lösung auf abschnittsweise konstanten Querschnittswerten beruht und somit die gegenüber Bild 86 ermittelte mittragende Breite in der unmittelbaren Umgebung der Betonierabschnittsgrenze stärker eingeschnürt ist und die Steifigkeit des Verbundquerschnitts gegen Ende des Betongurtes weiter abnimmt. Da die Steifigkeitsverhältnisse des untersuchten Trägers über seine Länge aber das maßgebende Kriterium für die Verteilung der Längsschubkräfte sind, resultiert aus der loka-

len Steifigkeitsveränderung eine Abminderung der Längsschubkräfte in der unmittelbaren Umgebung der Betonierabschnittsgrenze (siehe Bild 88).

Die Abminderung aus der lokalen Einschnürung der mittragenden Gurtbreite in der unmittelbaren Umgebung der Betonierabschnittsgrenze wird nachfolgend durch zwei Abminderungsfaktoren bei der analytischen Lösung berücksichtigt. Als maßgebende Parameter ergeben sich aus dem Vergleich der analytischen Lösung mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen die Steifigkeit der Verbundfuge C/e und das Verhältnis $A_{i,c}/A_a$. Somit ergibt sich die Gleichung für den Längsschub ΔV_L aus Lasteinleitung zu:

$$\Delta V_L(x_c) = \kappa_{Ce} \cdot \kappa_A \cdot N_{c,0}(0) \cdot \frac{\omega \cdot \cosh(\omega(L_c - x_c))}{\sinh(\omega L_c)} \quad (24)$$

Die Anpassungsfaktoren κ_{Ce} zur Erfassung der Steifigkeit der Verbundfuge und κ_A zur Berücksichtigung der lokalen Einschnürung der mittragenden Breite ergeben sich zu:

$$\kappa_{Ce} = e^{\left(\frac{-0,001 C}{e} - 0,73 \right)} + 0,57 \quad (25)$$

mit $\frac{C}{e}$ in $\left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right]$

$$\kappa_A = 0,032 \frac{A_{i,c}}{A_s} + 0,80 \quad (26)$$

Bild 89 zeigt einen Vergleich der modifizierten analytischen Lösung mit den durchgeführten FE-Berechnungen. Für den gesamten Bereich der untersuchten Querschnitte, Fugensteifigkeiten und Systeme ergibt sich eine gute Übereinstimmung. Der Variationskoeffizient des vereinfachten Ansatzes gegenüber der computergestützten FE-Berechnung beträgt lediglich 4,3 %.

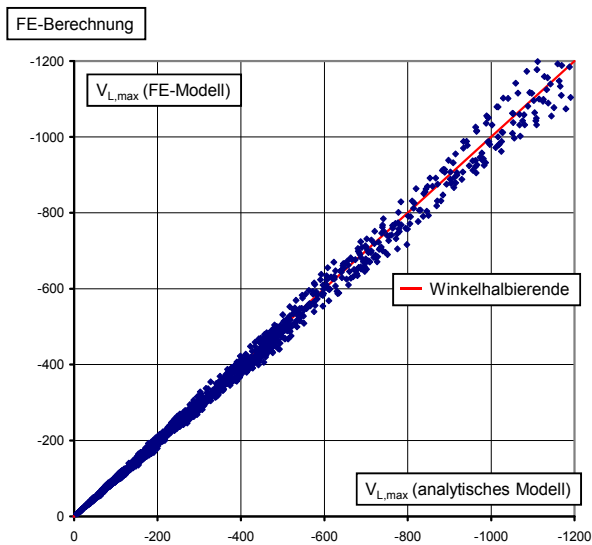


Bild 89: Korrelation zwischen der maximalen Längsschubkraft nach vereinfachtem Ansatz und FE-Berechnung

Der maximale Längsschub an der Stelle $x = a$ bzw. $x_c = 0$ ergibt sich dann im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter Berücksichtigung der Korrekturfaktoren wie folgt:

$$\begin{aligned}
 v_{L,\max} &= v_{L,0} (1 - (L - a) \cdot \omega) \\
 v_{L,\max} &= v_{L,0} + \Delta v_{L,\max} \\
 &= \frac{A_{i,c} z_{i,c} + A_s z_{i,s}}{J_{i,v}} \cdot v_z(a) \\
 &\quad + \kappa_{Ce} \kappa_A \omega \bar{N}_{c,0}(a)
 \end{aligned} \quad (27)$$

Der Verlauf der Längsschubkräfte im Bereich der Einleitungslänge ergibt sich mit Gleichung (24).

Auf der sicheren Seite liegend kann für die praktische Bemessung der Verlauf der Längsschubkräfte analog zu DIN-Fachbericht 104 bzw. DIN EN 1994-2 auch dreieckförmig über die Lasteinleitungslänge L_v angenommen werden. Die Länge des Lasteinleitungsbereichs kann aus der maximalen Längsschubkraft an der Betonierabschnittsgrenze zurückgerechnet werden. Sie ergibt sich zu:

$$L_E = \frac{2}{\kappa_{Ce} \kappa_A \omega} \quad (28)$$

In Bild 90 ist exemplarisch die Lasteinleitungslänge für zwei Träger mit unterschiedlicher Fugensteifigkeit angegeben.

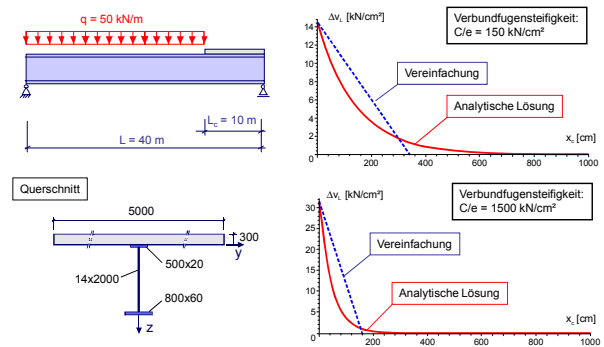


Bild 90: Vereinfachte Verteilung von Δv_L für verschiedene Fugensteifigkeiten

7 Zusammenfassung

Um dem gestiegenen Verkehrsaufkommen Rechnung zu tragen, ist eine Erhöhung der Anpassungsfaktoren α_Q und α_q für die Verkehrslasten des Lastmodells 1 im Nationalen Anhang zu EN 1991-2 [9] geplant. Hierzu sollen die Verkehrslasten entsprechend der Darstellung in Bild 1 dieses Forschungsberichtes angehoben werden. Im Rahmen des Forschungsvorhabens werden zunächst für typische Verbundbrückensysteme die Auswirkungen des neuen modifizierten Lastmodells LMM1 auf die maßgebenden Bemessungsschnittgrößen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit untersucht.

Um einen Vergleich mit den Regelungen nach DIN-Fachbericht 101 (2003) [16] zu ermöglichen, werden die maßgebenden Bemessungsschnittgrößen unter Zugrundelegung des modifizierten Lastmodells LMM1 auf die zugehörigen Schnittgrößen nach DIN Fachbericht 101 bezogen und in Form von Vergrößerungsfaktoren graphisch dargestellt. Dabei werden neben den erhöhten Verkehrslasten auch die unterschiedlich anzusetzenden Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte nach EN 1991-2 und DIN-Fachbericht 101 berücksichtigt.

Die Untersuchungen zeigen, dass sich eine nennenswerte Vergrößerung der Bemessungsschnittgrößen infolge des modifizierten Lastmodells LMM1 nur für die Hauptträger von Verbundbrücken im kleinen und mittleren Stützweitenbereich mit Stützweiten bis zu ca. 35 m einstellt. Die Vergrößerung der Biegemomente in den Feldbereichen ist dabei wegen der deutlich erhöhten Lasten für die Tandemachsen ausgeprägter als die Vergrößerung der Biegemomente an den Innenstützen von Durchlaufträgern. Im kleinen und mittleren Stützweitenbereich erhöhen sich die Bemessungsschnittgrößen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit in den Feldbereichen in Abhängigkeit vom statischen System und Querschnitt zwischen 10 und 20 %. In den Bereichen der Innenstützen liegen die Vergrößerungsfaktoren in der Größenordnung von 10 %. Bei für Verbundbrücken typischen Stützweiten von über 60 m ergeben sich in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit Vergrößerungsfaktoren für die Biegemomente und Querkräfte von ca. 1,1 in den

Feldbereichen und von 1,05 in den Bereichen der Innenstützen. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Werte geringfügig größer. Die Untersuchungen zeigen ferner, dass die Querschnittsausbildung und die jeweiligen Querverteilungslinien keinen signifikanten Einfluss auf die Vergrößerungsfaktoren haben. Für Durchlaufträger ohne Eigengewichtsverbund ist in den Feldbereichen auch die negative Momentenbeanspruchung im Hinblick auf den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung von Bedeutung. Hier ergeben sich teilweise deutliche Vergrößerungen der negativen Biegemomente, was bei der Bemessung zu einer verstärkten Plattenlängsbewehrung in den Feldbereichen führt.

Für die Torsionsmomente M_T bei Hohlkastenquerschnitten kann die größte Steigerung ebenfalls im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) festgestellt werden. Hier liegt der Vergrößerungsfaktor in der Größenordnung von $\alpha = 1,35$. Auf die Bemessung der Hauptträger hat diese Vergrößerung keinen signifikanten Einfluss. Sie ist jedoch für die Bemessung der Querrahmen und Querverbände von großer Bedeutung. Dies gilt insbesondere dann, wenn es sich um einteilige Querschnitte handelt.

Die Untersuchungen zum Einfluss der Erhöhung der Verkehrslasten in Bezug auf den Querlastabtrag und die Bemessung von Querrahmen und Querverbänden zeigen, dass hier mit größeren Auswirkungen zu rechnen ist. Die Biegemomente in der Fahrbahnplatte erhöhen sich je nach Querschnittstyp um 34 bis 49 % im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und um 21 bis 34 % im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS). Anfällig sind Querschnitte mit 3 Hauptträgern und einteilige Querschnitte für den Regelquerschnitt RQ 29,5, bei denen für die Ermittlung des minimalen Stützmomentes in der Platte die zusätzliche Tandemlast in Fahrstreifen 3 anzusetzen ist. Hieraus resultieren maximale Vergrößerungsfaktoren von $\alpha_{SLS} = 1,49$ und $\alpha_{ULS} = 1,34$. Bei den Feldmomenten in der Fahrbahnplatte hat die Tandemlast in Fahrstreifen 3 keinen Einfluss, da sie aufgrund der geringen Plattenstützweiten entlastende Wirkung hätte. Es ergeben sich in diesen Fällen Vergrößerungsfaktoren von $\alpha_{SLS} \leq 1,40$.

Für die Konstruktion der Querverbände sind im Allgemeinen Vergrößerungen von bis zu 34 % im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und von bis zu 21 % im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) zu erwarten.

Die Nachrechnung von zwei typischen Verbundbrücken bestätigt die in Kapitel 2 dargestellten Ergebnisse der allgemeinen Untersuchungen mit einer hohen Genauigkeit.

Ergänzend zu den Untersuchungen in Kapitel 2 werden weitere Untersuchungen unter Berücksichtigung der Verkehrslastmodelle nach DIN 1072 durchgeführt. Hierbei werden sowohl die Brückenklasse 60/30 nach DIN1072:1985-12 als auch die Brückenklasse 60 nach DIN1072:1967-11 betrachtet. Die Verkehrsregellast der Brückenklasse 60/30 stellt dabei die vor Einführung der DIN-Fachberichte im Jahr 2003 gültige Verkehrslast für Brücken von Bundesfernstraßen dar, die Verkehrsregellast der Brückenklasse 60 betrifft die Zeit vor 1985. Zur Vergleichbarkeit der Bemessungsschnittgrößen nach DIN 1072 und Eurocode werden vereinfachend die Einwirkungskombinationen einschließlich Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten nach DIN EN 1990 und DIN EN 1990/A1 als Grundlage verwendet und lediglich die Bemessungswerte der Verkehrslasten verändert. Hierbei ist für Verkehrslasten nach DIN EN 1991-2 der Teilsicherheitsbeiwert für Straßenverkehrlasten $\gamma_Q = 1,35$ anzusetzen, während für die Verkehrslasten nach DIN 1072 der in DIN-Fachbericht 101 angegebene Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q = 1,5$ zugrunde gelegt wird. Erwartungsgemäß zeigen die Untersuchungen an drei verschiedenen Querschnittstypen, dass aufgrund des modifizierten Lastmodells LMM1 nach Nationalem Anhang zu DIN EN 1991-2 im Vergleich zu den Bemessungsschnittgrößen nach DIN 1072 mit einer deutlichen Steigerung der Beanspruchungen zu rechnen ist. Für das untersuchte Feldmoment eines Zweifeldträgers liegen die Steigerungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei maximal 20 % bezogen auf die Brückenklasse 60/30 und bei maximal 28 % bezogen auf die Brückenklasse 60. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Steigerungen geringfügig größer. Sie liegen hier bei maximal 27 % bezogen auf die Brückenklasse 60/30 und bei maximal 32 % bezogen auf die Brückenklasse 60. Im Gegensatz zu den Steigerungen bezogen auf das

derzeit gültige Lastmodell LM1 treten auch im für Verbundbrücken typischen Stützweitenbereich über 60 m deutliche Vergrößerung auf, so dass hier genauere Untersuchungen erforderlich sind.

Im Rahmen der Untersuchungen zum Nachweis der Ermüdung von Betonstahl werden in Kapitel 5 die Nachweiskonzepte auf Grundlage von schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten nach DIN-Fachberichten und Eurocodes und der Nachweis mit Hilfe einer linearen Schadensakkumulation miteinander verglichen. Die Ergebnisse zeigen, dass der Nachweis der Ermüdung von Betonstahl bei Verbundbrücken wegen der hohen Anforderungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Mindestbewehrung und Rissbreitenbeschränkung bei abgeschlossener Rissbildung) für die Bemessung nicht maßgebend wird. In DIN EN 1994-2 sollte aufgrund einer nicht eindeutigen Formulierung angestrebt werden, dass beim Nachweis der Haupttragglieder von Verbundbrücken der Hinweis aufgenommen wird, dass die in DIN EN 1992-2, Anhang NN.2.1 (101) [11] angegebenen Erhöhungsfaktoren für das Ermüdungslastmodell 3 nicht zu berücksichtigen sind. Ein vergleichbarer Hinweis befindet sich bereits in DIN-Fachbericht 104, II-4.9.3 (2) [22].

Zur Frage der Belastung der Verbundmittel an Betonierabschnittsgrenzen ohne Ausnutzung des plastischen Verformungsverhaltens wird in Abschnitt 6 ein vereinfachtes Berechnungsverfahren zur Bestimmung der maximalen Längsschubkräfte und der Lasteinleitungslänge beschrieben und mit der genauen numerischen Lösung verifiziert. Die vereinfachte Berechnungsmethode ermöglicht es, die konzentrierten Längsschubkräfte an Betonierabschnittsgrenzen realistisch zu ermitteln.

8 Literatur

- [1] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 6/2009: Technische Baubestimmungen Brücken und Ingenieurbau, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 05.06.2009
- [2] Danielewicz, I.: Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Straßenbrücken, Dissertation D17 TU Darmstadt, 1994
- [3] Denzer, G., Gräßlin, W., Hanswille, G., Schmidtmann, W.: Die Talbrücke über die Wilde Gera – Erfahrungen bei der Planung und Ausführung von Talbrücken mit einteiligen Verbundquerschnitten, Stahlbau (69) 2000, Heft 11, Seiten 842-850, Ernst & Sohn Verlag Berlin
- [4] DIN 1072:1967-11: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen
- [5] DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen
- [6] DIN 18800-5: Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton - Bemessung und Konstruktion, Beuth Verlag, Berlin, März 2007
- [7] DIN EN 1990:2002-10: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 (D)
- [8] DIN EN 1990/A1:2006-04: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002/A1:2005 (D)
- [9] DIN EN 1991-2:2004-05 - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 (D)
- [10] DIN EN 1992-1-1:2005-10 – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004
- [11] DIN EN 1992-2:2007-02 – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken, Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Deutsche Fassung EN 1992-2:2005
- [12] DIN EN 1993-1-5:2007-02 – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile, Deutsche Fassung EN 1993-1-5:2006
- [13] DIN EN 1993-2:2007-02 – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken, Deutsche Fassung EN 1993-2:2006
- [14] DIN EN 1994-2:2006-07 – Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für Brücken, Deutsche Fassung EN 1994-2:2005
- [15] DIN V ENV 1994-2:2000-06 - Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Verbundbrücken, Deutsche Fassung ENV 1994-2:1997
- [16] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken, Beuth Verlag GmbH Berlin / Wien / Zürich, Ausgabe März 2003
- [17] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken, Beuth Verlag GmbH Berlin/Wien/Zürich, Ausgabe März 2009
- [18] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, Beuth Verlag GmbH Berlin/Wien/Zürich, Ausgabe März 2003
- [19] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, Beuth Verlag GmbH Berlin/Wien/Zürich, Ausgabe März 2009
- [20] DIN-Fachbericht 103: Stahlbrücken, Beuth Verlag GmbH Berlin/Wien/Zürich, Ausgabe März 2009
- [21] DIN-Fachbericht 104: Verbundbrücken, Beuth Verlag GmbH Berlin/Wien/Zürich, Ausgabe März 2003
- [22] DIN-Fachbericht 104: Verbundbrücken, Beuth Verlag GmbH Berlin/Wien/Zürich, Ausgabe März 2009
- [23] E DIN EN 1994-2/NA:2009-03 – Nationaler Anhang - Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken

- [24] Freundt, U, Böning, S.: Forschungsprojekt FE 15.451/2007/FRB - Anpassung des DIN-Fachberichtes „Einwirkungen auf Brücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnung, Entwurf Schlussbericht, Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen, Professur Verkehrsbau, April 2009
- [25] Hamme, M., Marzahn, G., Prehn, W., Swadlo, J.: Die Wupper-Talbrücke Oehde – eine moderne Verbundbrücke, Stahlbau (75) 2006, Heft 7, Seiten 558-564, Ernst & Sohn Verlag Berlin
- [26] Hanswille, G.: Composite Bridges in Germany – State of the Art, 7th Japanese German Bridge Symposium Osaka, Tagungsband, Juli 2007
- [27] Hanswille, G., Porsch, M.: New Design Concepts for the Fatigue Verification of Shear Connectors in Composite Bridges, 7th Japanese German Bridge Symposium Osaka, Tagungsband, Juli 2007
- [28] Hanswille, G., Porsch, M.: Zur Festlegung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten in DIN 18800-5 und EN 1994-1-1, in Festschrift Rolf Kindmann, Shaker-Verlag Aachen, 2007
- [29] Hanswille, G., Porsch, M.: Zur Frage der Ermüdungsfestigkeit von Kopfbolzendübeln, Stahlbau (78) 2009, Heft 3, Seiten 149-169, Ernst & Sohn Verlag Berlin
- [30] Hanswille, G., Porsch, M., Üstündag, C.: Neue Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln, Stahlbau (75) 2006, Heft 4, Seiten 303-316, Ernst & Sohn Verlag Berlin
- [31] Hanswille, G., Porsch, M., Üstündag, C.: Resistance of headed studs subjected to fatigue loading, Part I: Experimental study, Part II: Analytical study, Journal of Constructional Steel Research, Volume 63, Issue 4, April 2007, Pages 475-493, Elsevier Ltd.
- [32] Hanswille, G., Porsch, M., Üstündag, C.: Steel concrete composite bridges subjected to fatigue loading, Improving infrastructure worldwide, IABSE Symposium Weimar, Sept. 2007
- [33] Hanswille, G., Stranghöner, N.: Leitfaden zum DIN-Fachbericht 104 Verbundbrücken, Ausgabe März 2003, Ernst & Sohn Verlag Berlin, Januar 2004
- [34] Hoischen, A.: Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter Vollwandträger mit elastischen Verbindungsmitteln, Dissertation, Universität Karlsruhe, 1952
- [35] Homberg, H., Trenks, K.: Drehsteife Kreuzwerke, Springer-Verlag Berlin / Göttingen / Heidelberg, 1962
- [36] Homberg, H., Weinmeister, J.: Einflussflächen für Kreuzwerke, 2. Aufl., Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1956
- [37] Langen, T., Pfisterer, H., Skusa, F., Weber, J.: Größte Doppelverbund-Straßenbrücke Deutschlands - Die Innbrücke Neuötting, Stahlbau (69) 2000, Heft 11, Seiten 833-841, Ernst & Sohn Verlag Berlin
- [38] Marzahn, G.: Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken, Bauingenieur, Band 85, Mai 2010, Seiten 217-220, Springer-VDI-Verlag Düsseldorf
- [39] NA-Bau Arbeitsausschuss (NA005-08-99 AA), Ergänzende Regelungen für die ZTV-ING bei Einführung von DIN EN 1994-2, Fassung Juni 2007

Anhänge

Inhalt

A2 Vergleich der Schnittgrößen nach NA zu DIN EN 1991-2 und DIN-Fachbericht 101

Einfeldträger

- Einzelliger Hohlkasten Hk A2.2
- Dreistegiger Plattenbalken 3HT A2.3
- Zweistegiger Plattenbalken mit torsionssteifen Hauptträgern 2tHT A2.4
- Einteiliger Querschnitt EQ29,5 A2.5

Zweifeldträger

- Einzelliger Hohlkasten Hk A2.6
- Dreistegiger Plattenbalken 3HT A2.8
- Zweistegiger Plattenbalken mit torsionssteifen Hauptträgern 2tHT A2.12
- Einteiliger Querschnitt EQ29,5 A2.16
- Einfluss des Steifigkeitsverhältnisses auf das Stützmoment M_{St2} A2.18

Dreifeldträger

- Einzelliger Hohlkasten Hk A2.19
- Dreistegiger Plattenbalken 3HT A2.22
- Zweistegiger Plattenbalken mit torsionssteifen Hauptträgern 2tHT A2.28
- Einteiliger Querschnitt EQ29,5 A2.34
- Einfluss des Steifigkeitsverhältnisses auf das Stützmoment M_{St2} A2.37

Fünffeldträger

- Einzelliger Hohlkasten Hk A2.38
- Dreistegiger Plattenbalken 3HT A2.40
- Zweistegiger Plattenbalken mit torsionssteifen Hauptträgern 2tHT A2.44
- Einteiliger Querschnitt EQ29,5 A2.48

A3 Nachrechnung der Aftetalbrücke und der Ruhrbrücke A1

Aftetalbrücke

- Vergleich der Verkehrslasten A3.2
- Vergleich der Spannungen im GZT A3.3

Ruhrbrücke A1

- Vergleich der Verkehrslasten A3.4
- Vergleich der Spannungen im GZT A3.5

A4 Vergleich der Schnittgrößen nach NA zu DIN EN 1991-2 und DIN 1072

Einfeldträger

- Einzelliger Hohlkasten Hk A4.2
- Dreistegiger Plattenbalken 3HT A4.4
- Zweistegiger Plattenbalken mit torsionssteifen Hauptträgern 2tHT A4.6

Zweifeldträger

- Einzelliger Hohlkasten Hk A4.8
- Dreistegiger Plattenbalken 3HT A4.12
- Zweistegiger Plattenbalken mit torsionssteifen Hauptträgern 2tHT A4.20

Dreifeldträger

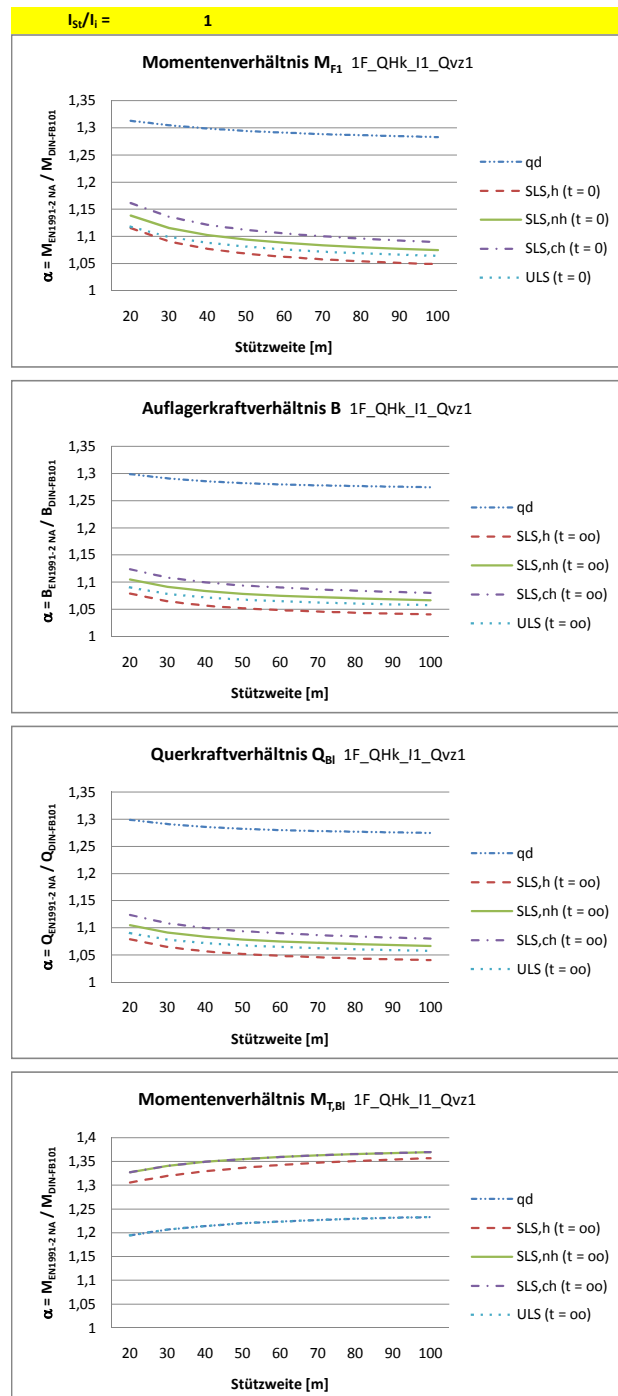
- Einzelliger Hohlkasten Hk A4.28
- Dreistegiger Plattenbalken 3HT A4.34
- Zweistegiger Plattenbalken mit torsionssteifen Hauptträgern 2tHT A4.42

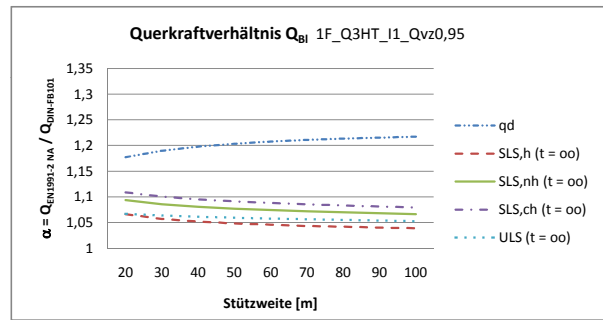
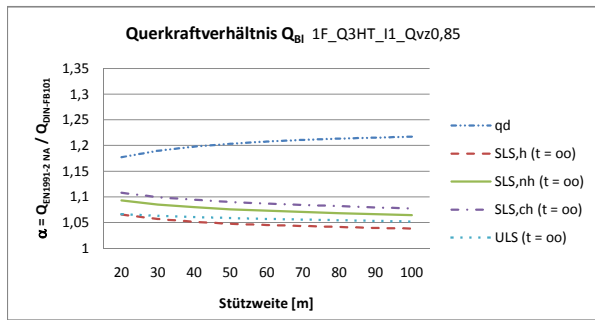
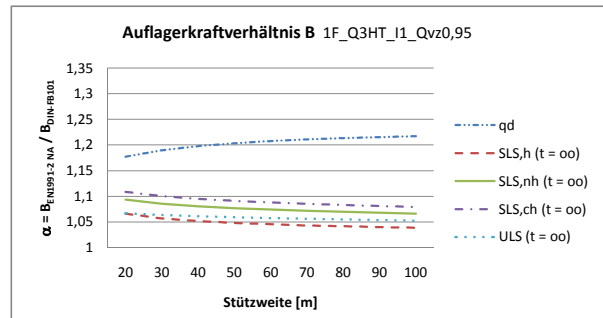
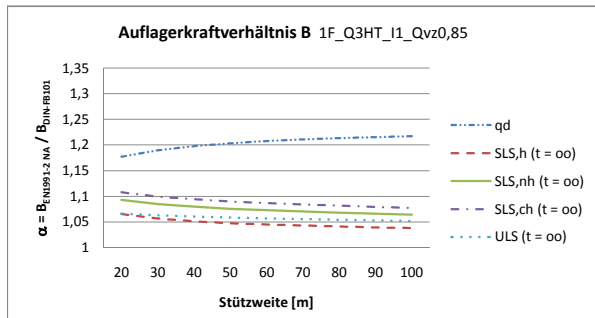
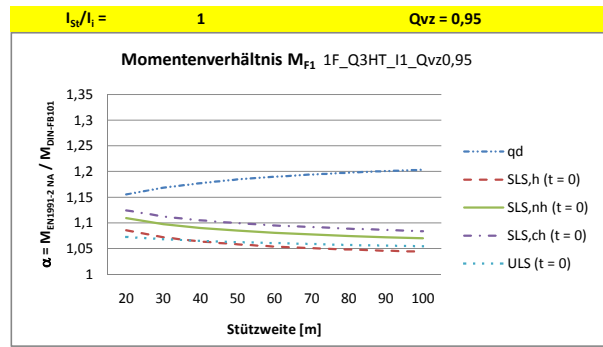
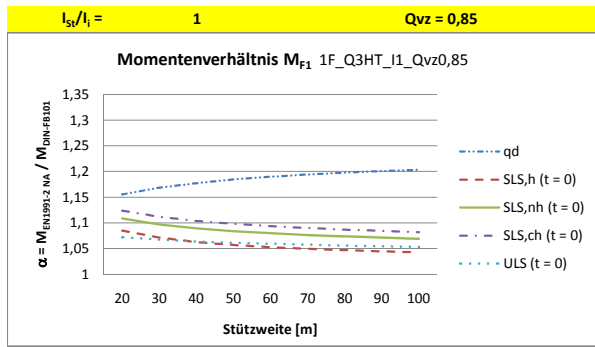
B Ergänzende Regelungen für die ZTV-ING bei Einführung von DIN EN 1994-2, Fassung Juni 2007, NA-Bau Arbeitsausschuss (NA005-08-99 AA)

Anhang A2

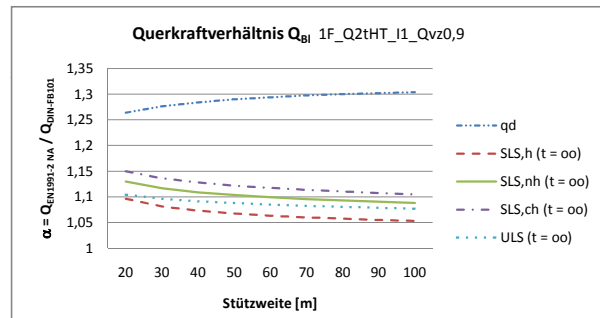
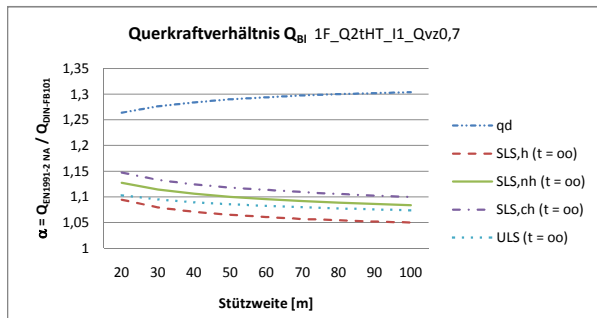
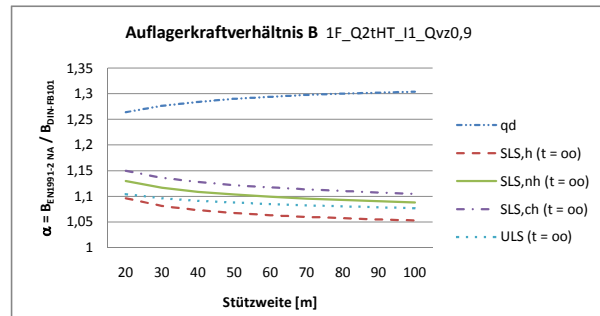
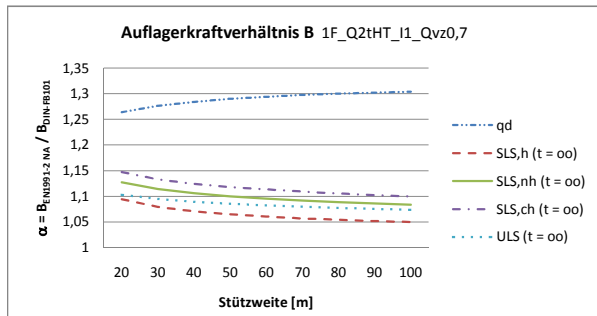
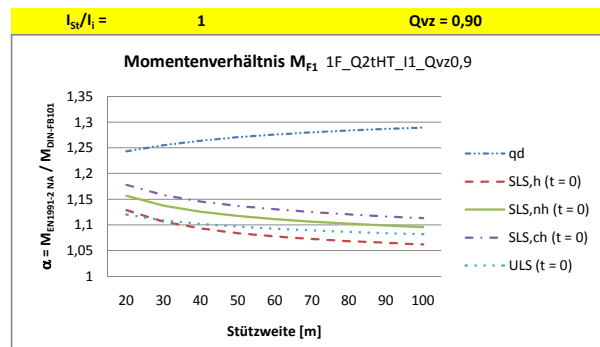
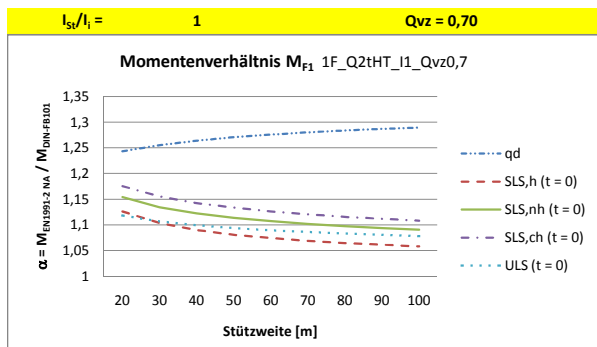
Vergleich der Schnittgrößen nach NA zu DIN EN 1991-2 und DIN-Fachbericht 101

A2.2

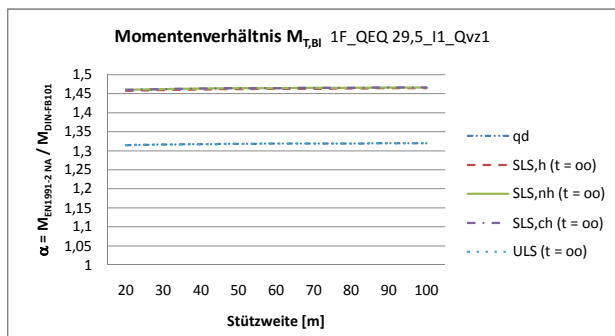
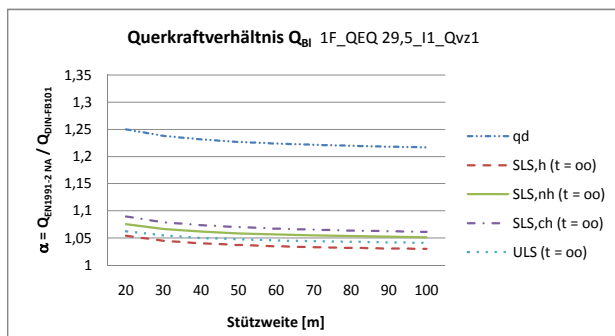
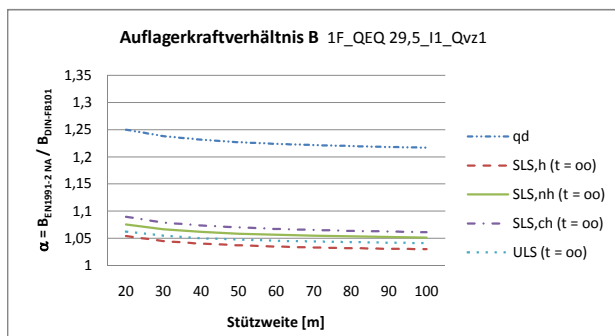
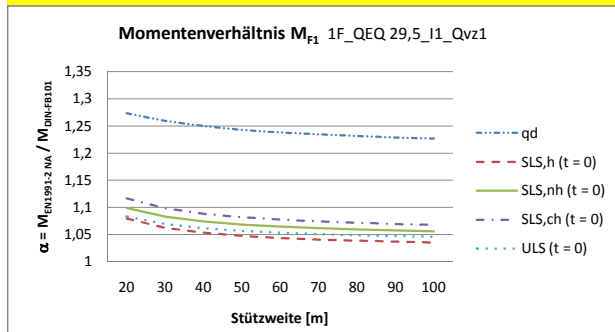


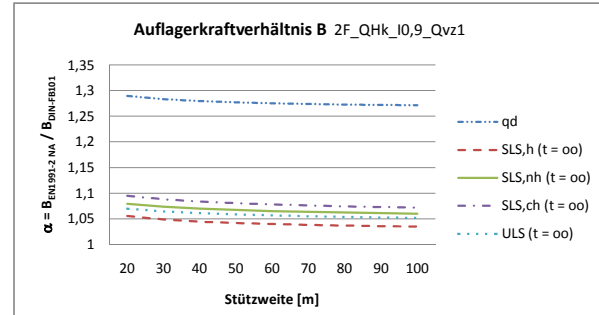
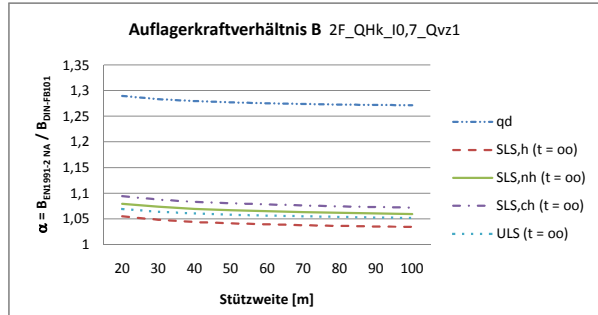
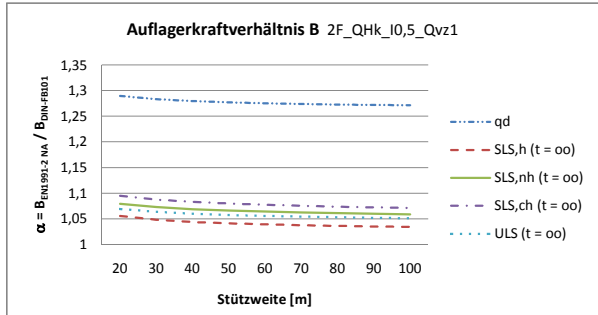
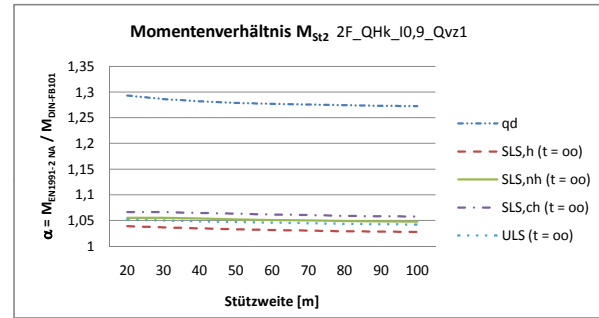
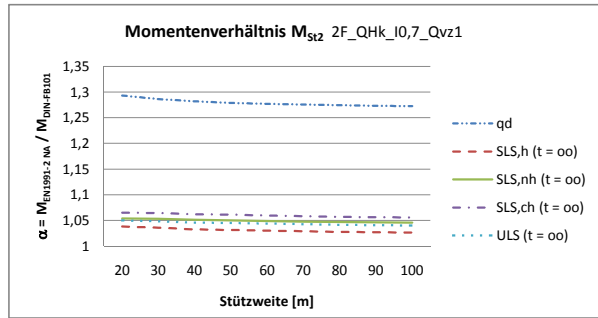
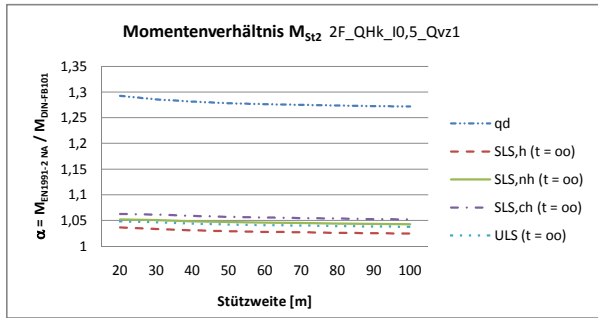
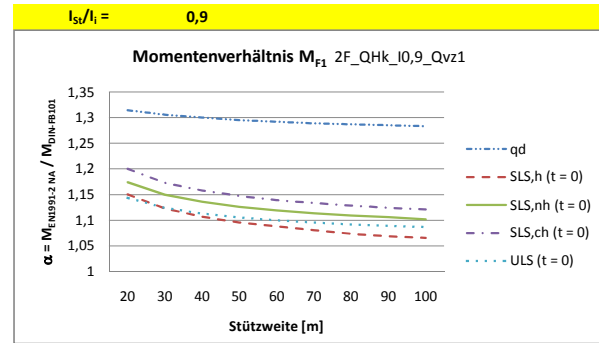
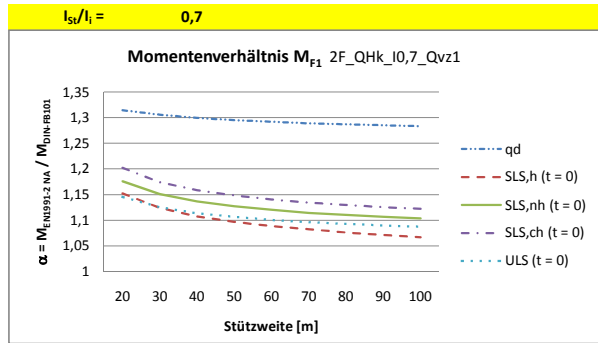
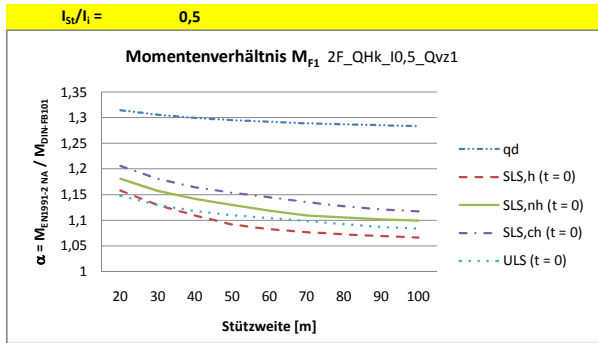


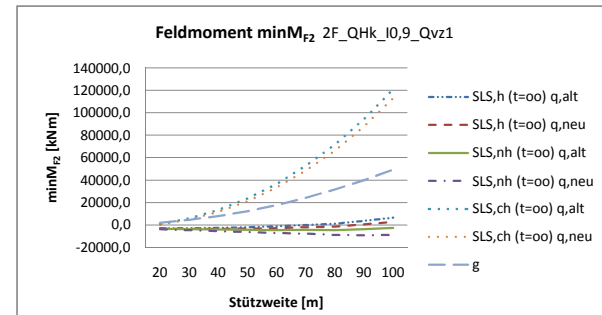
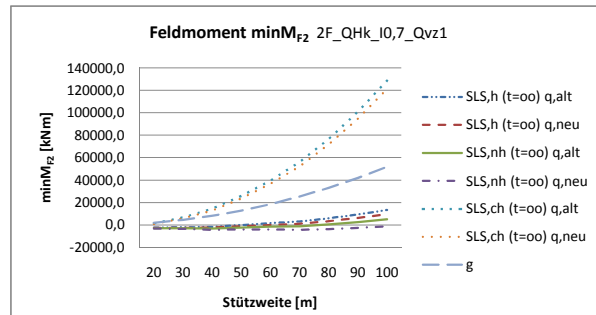
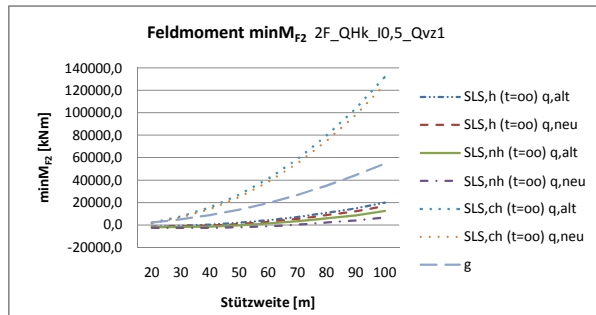
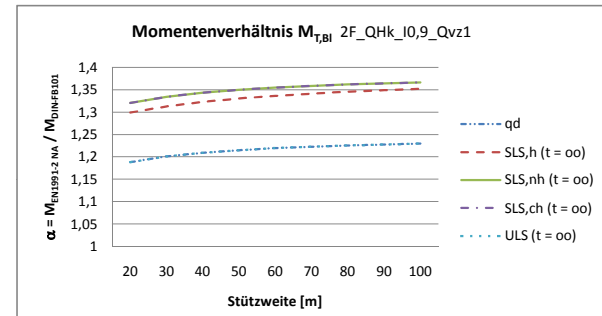
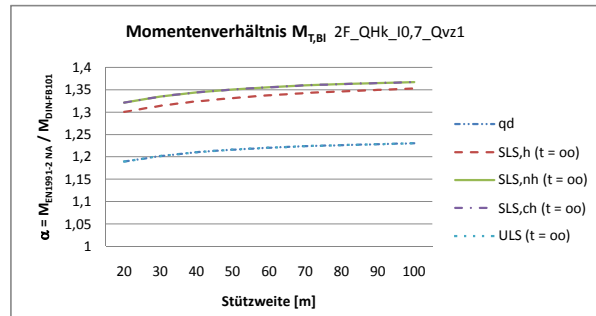
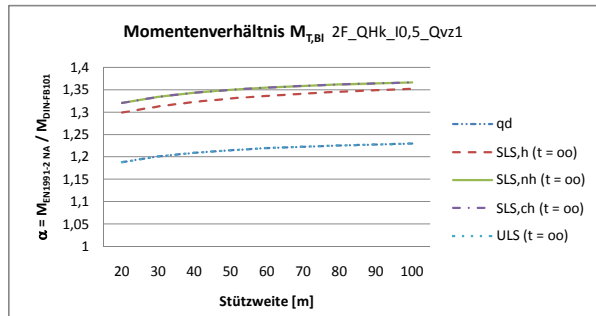
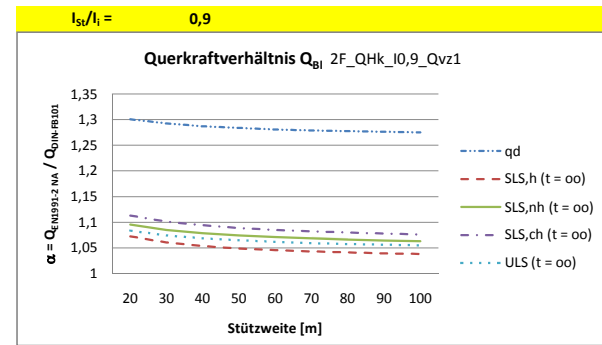
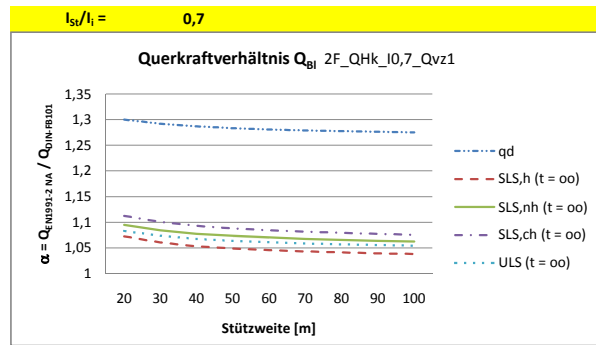
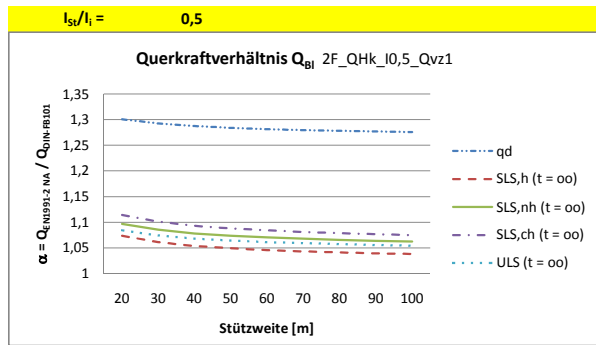
A2.4

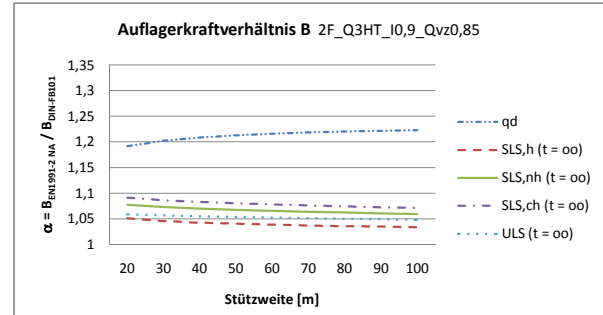
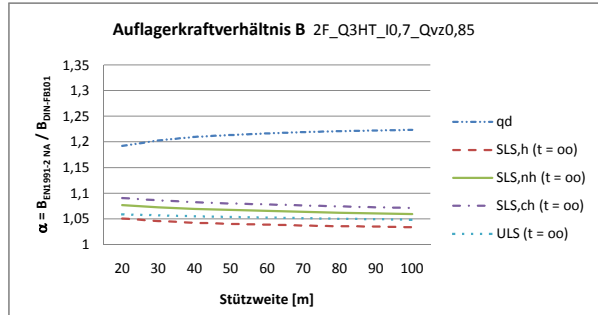
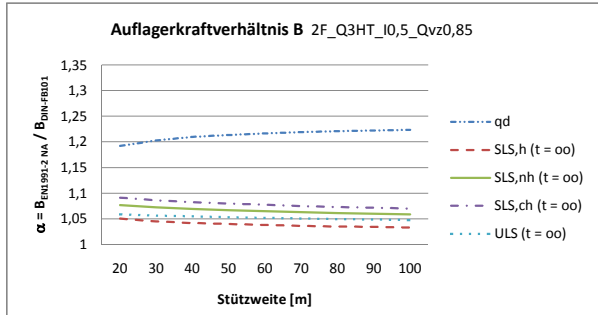
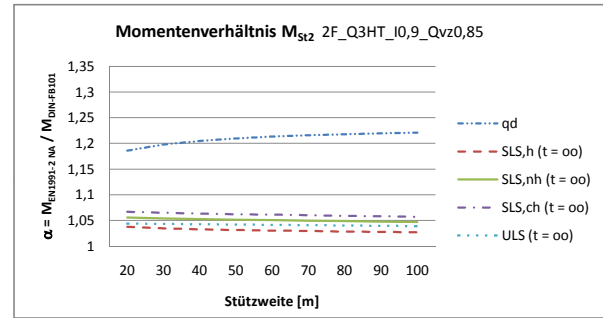
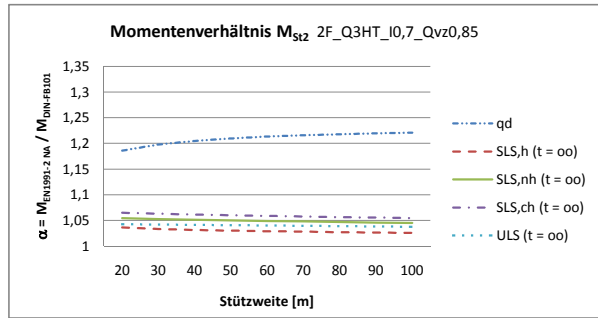
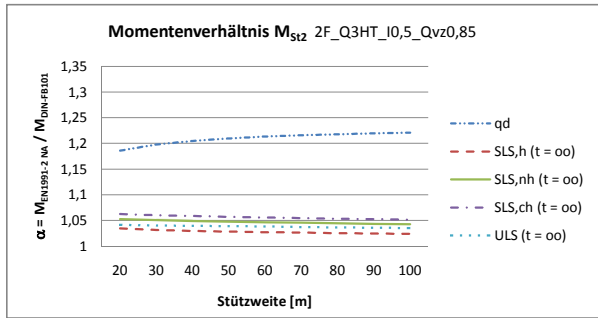
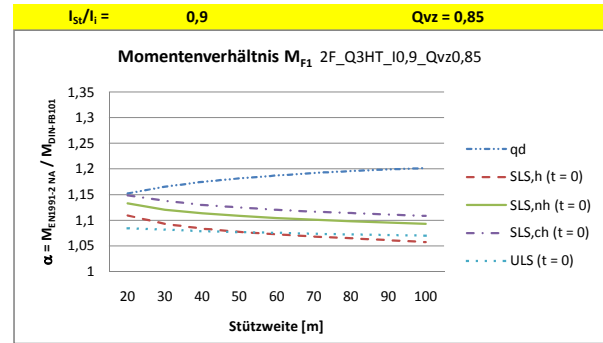
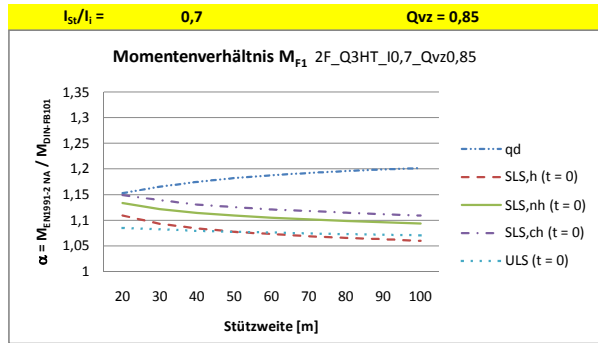
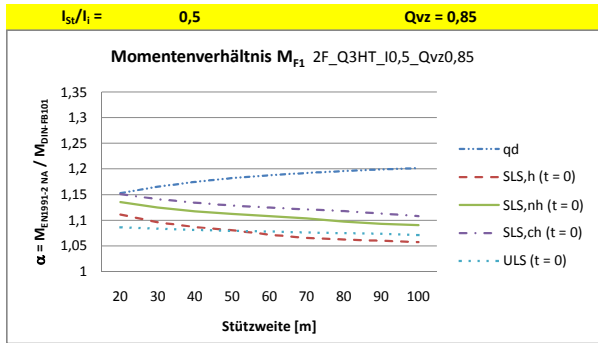


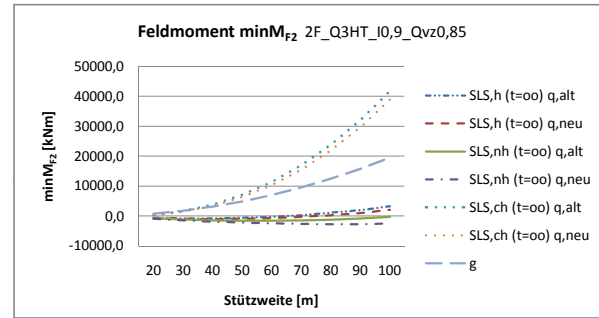
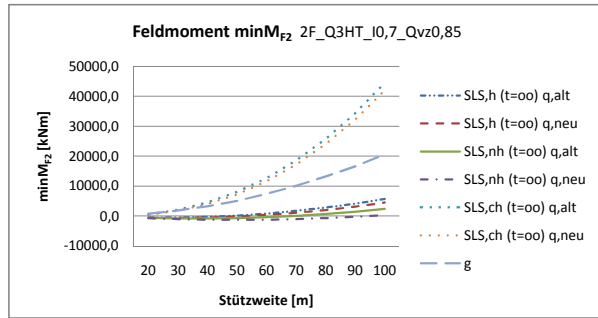
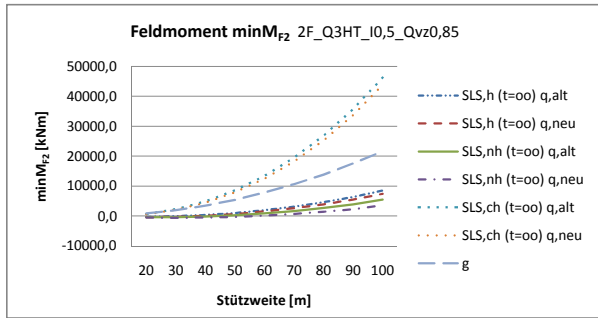
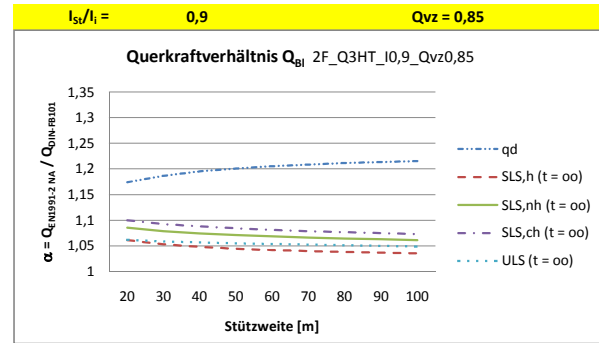
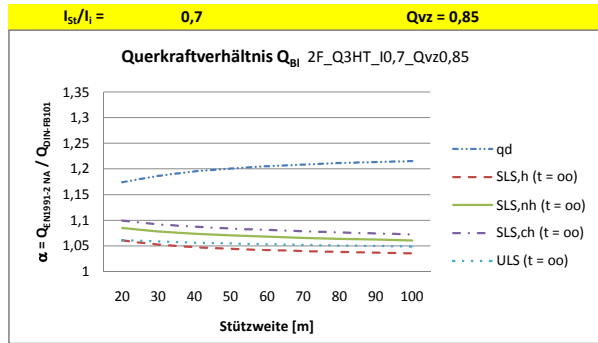
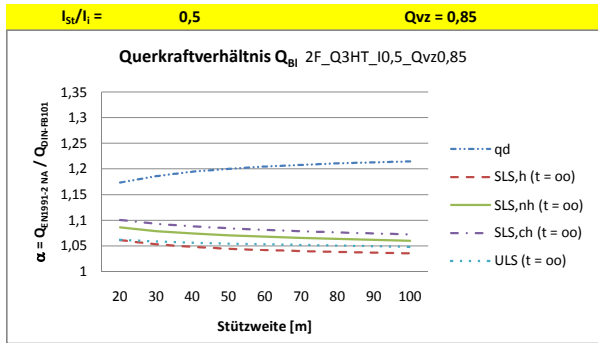
$I_{s1}/I_1 = 1$

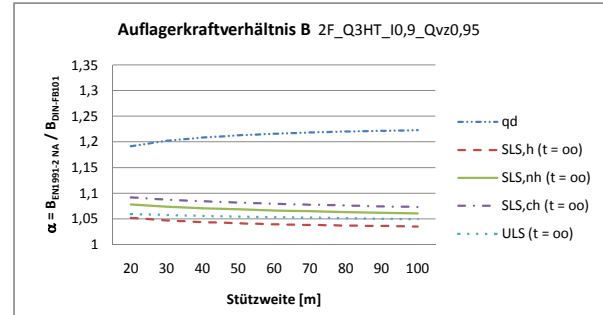
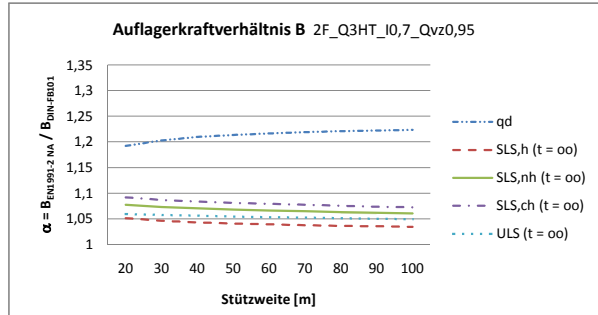
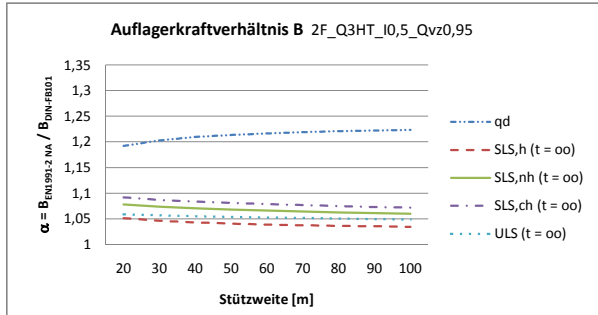
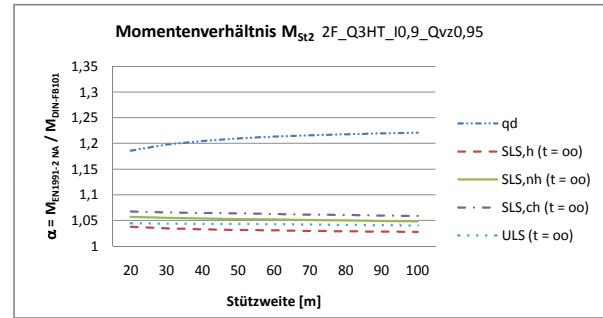
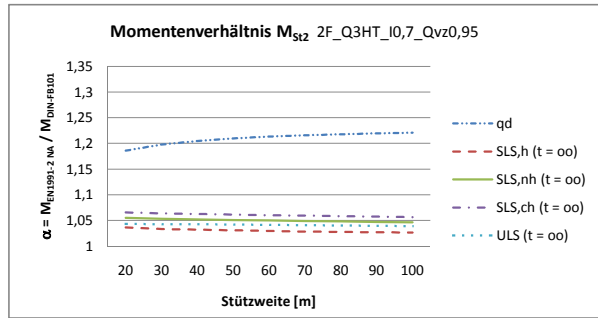
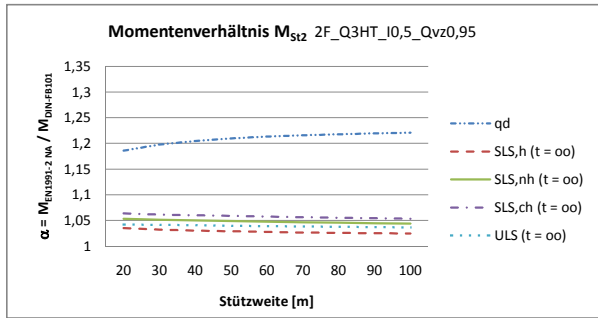
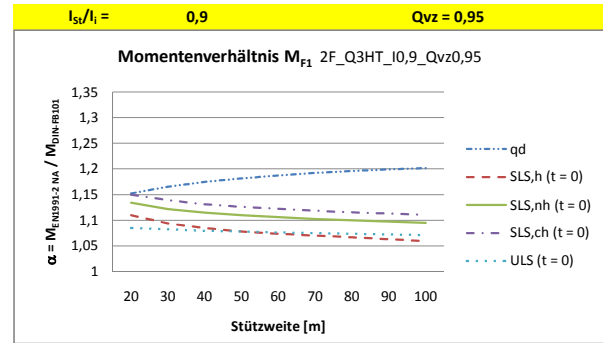
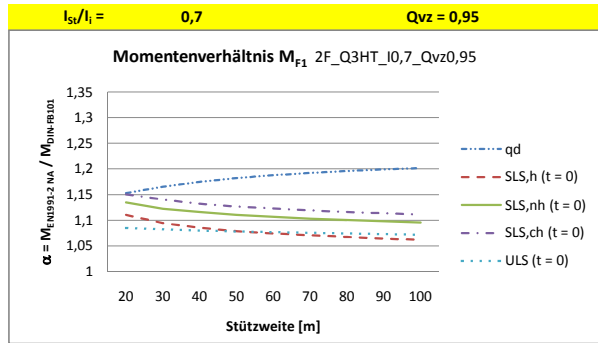
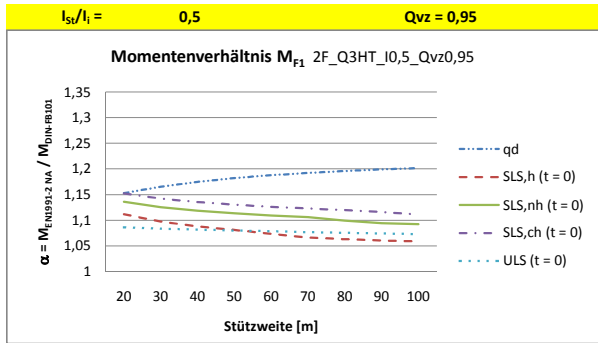


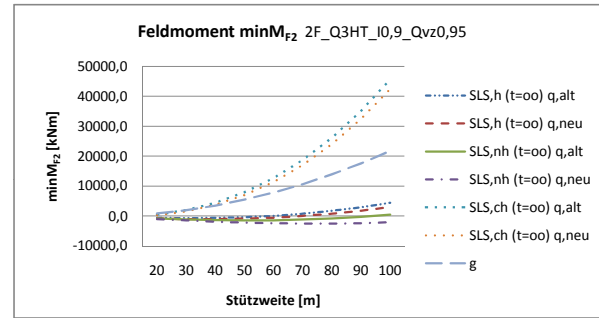
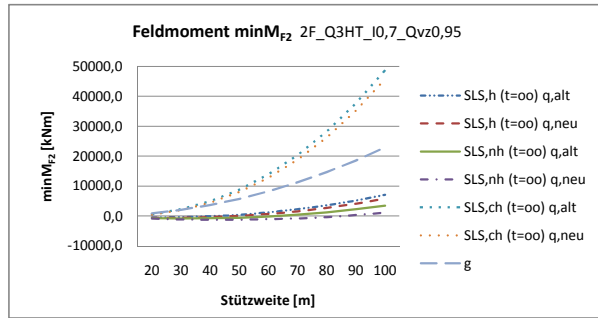
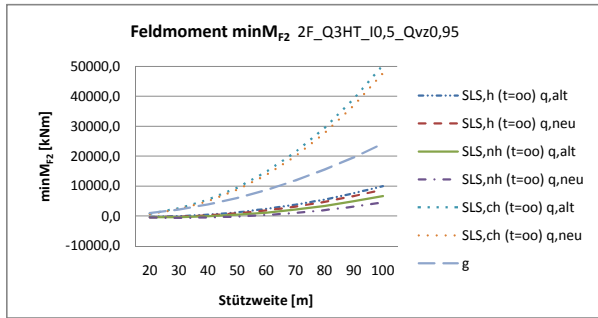
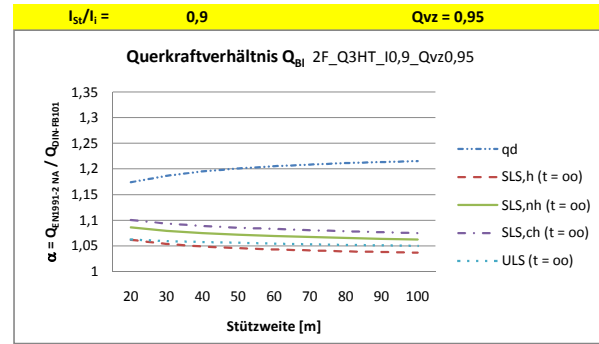
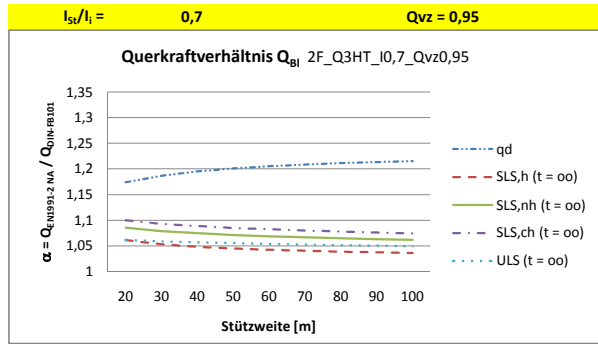
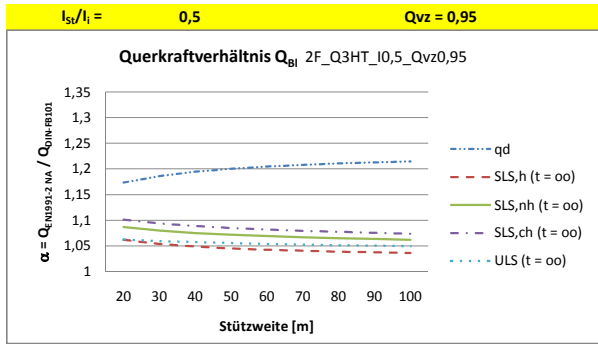


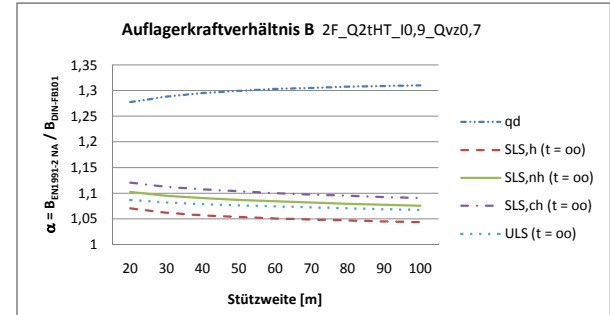
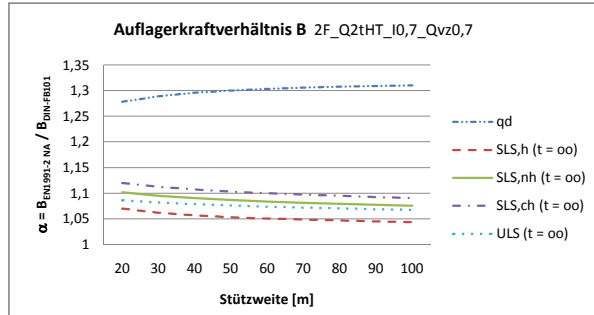
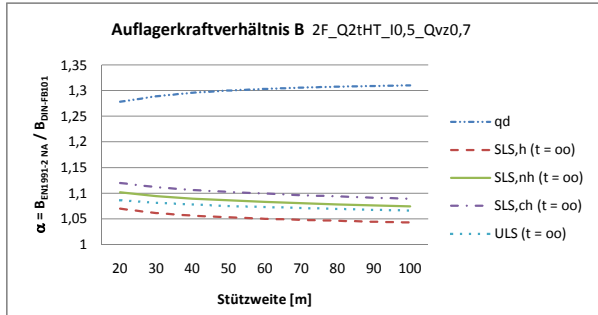
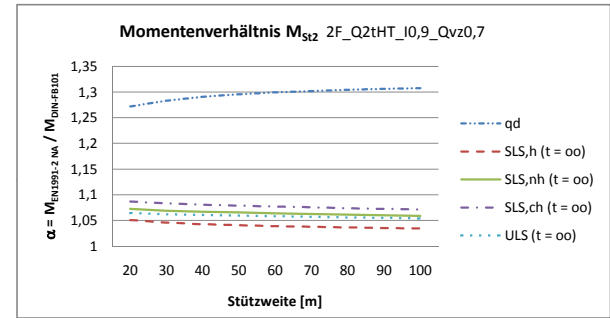
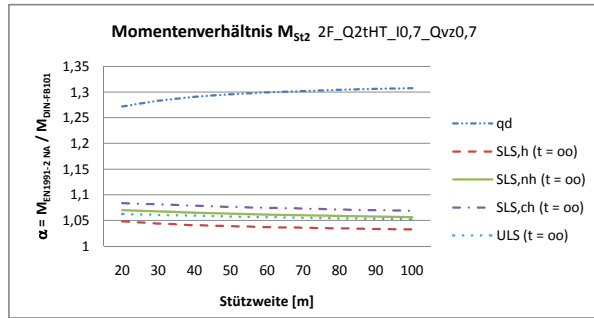
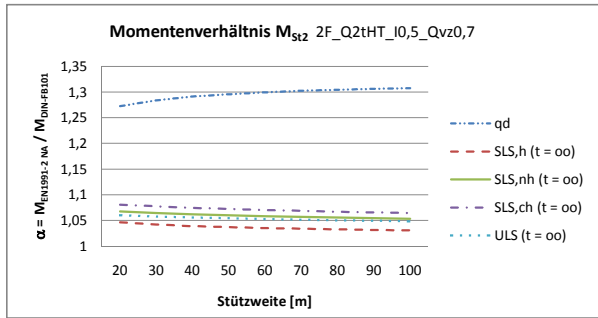
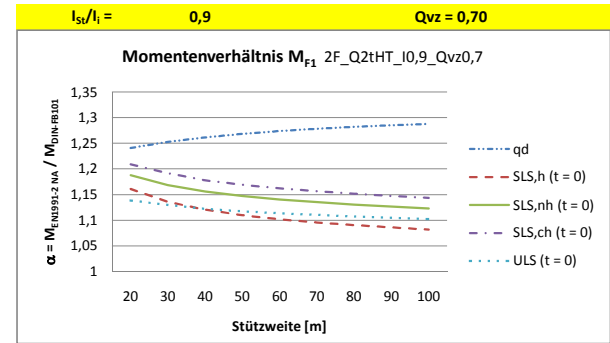
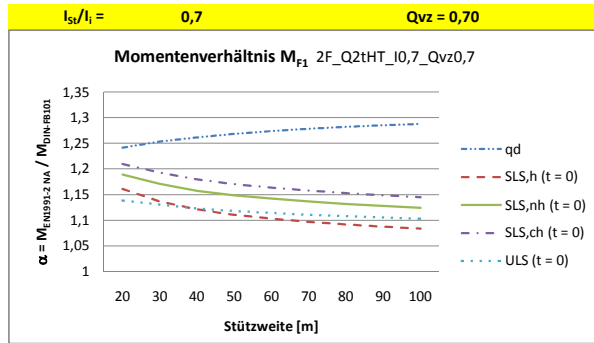
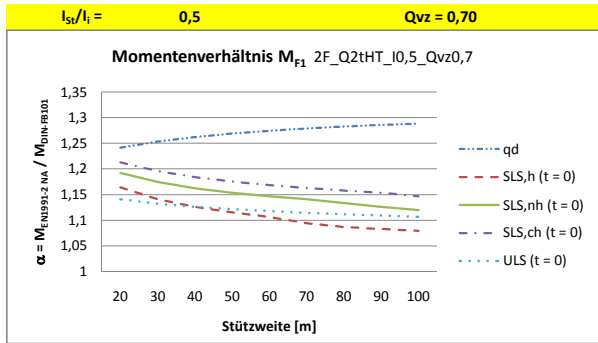


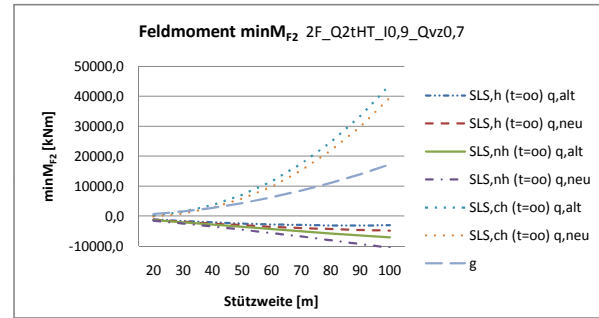
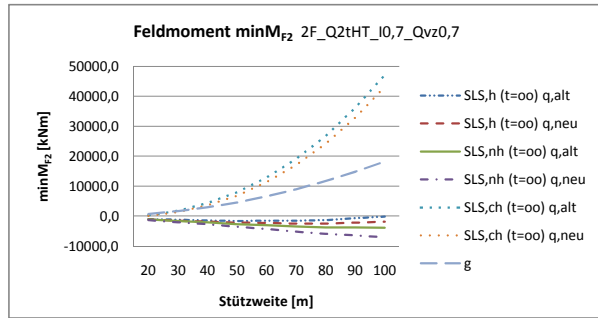
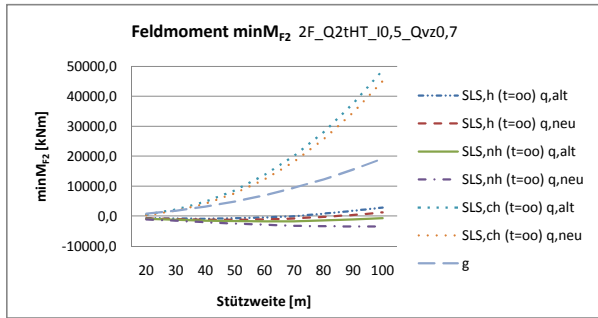
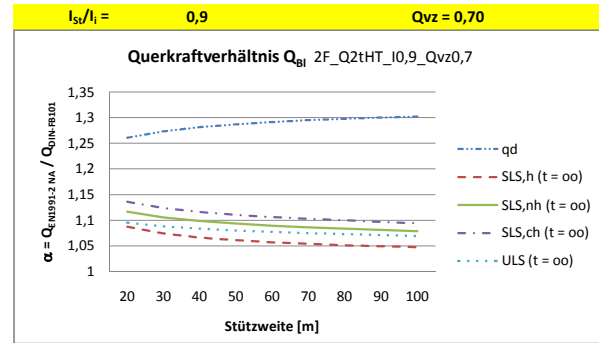
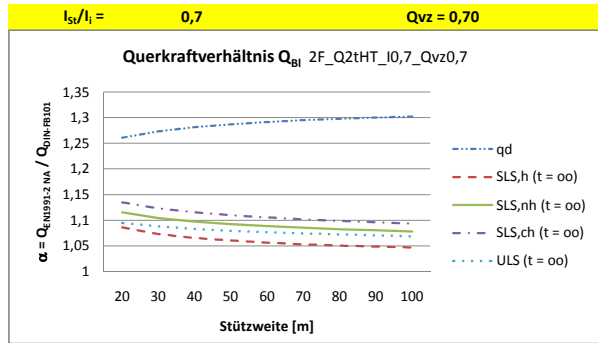
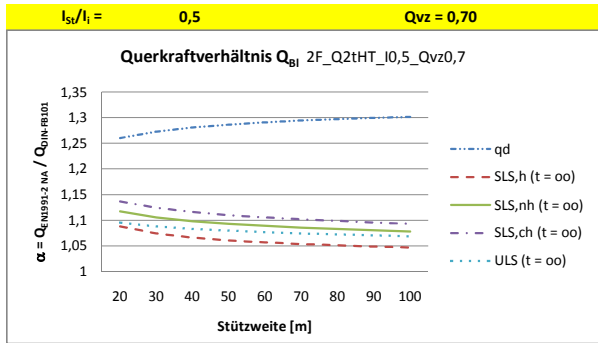


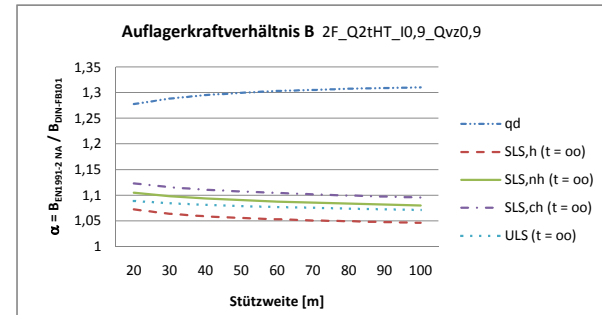
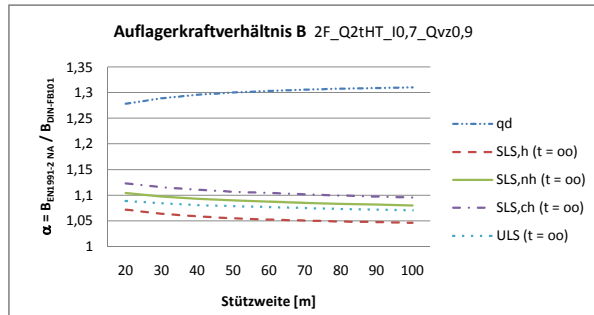
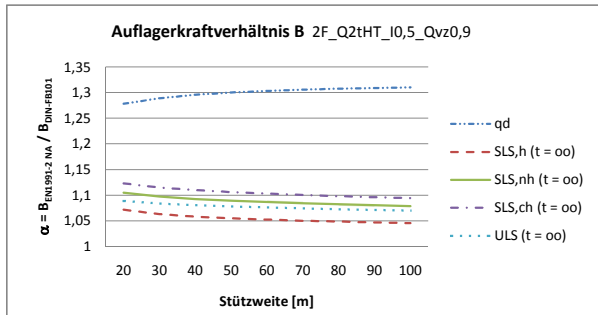
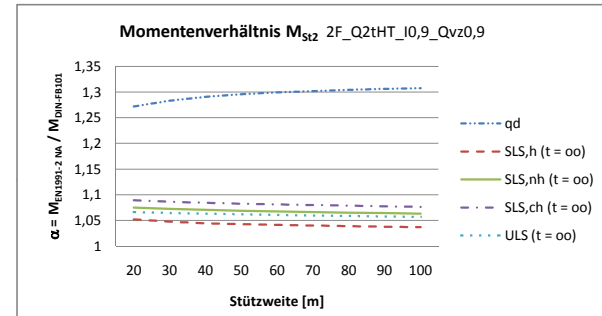
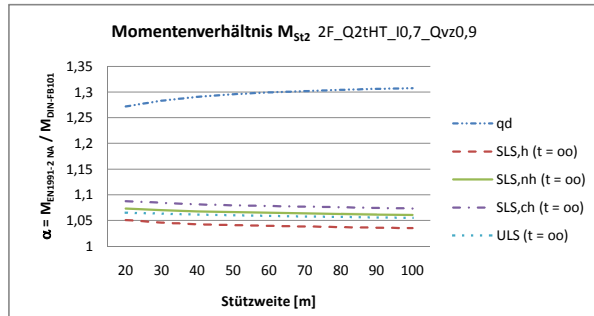
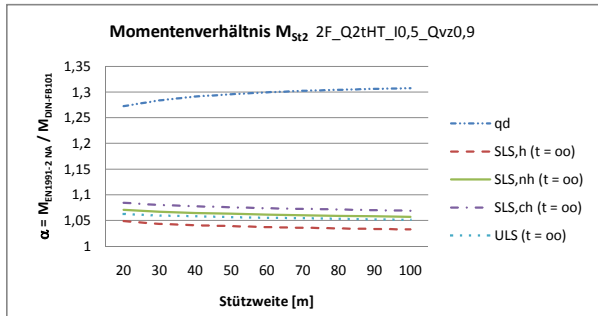
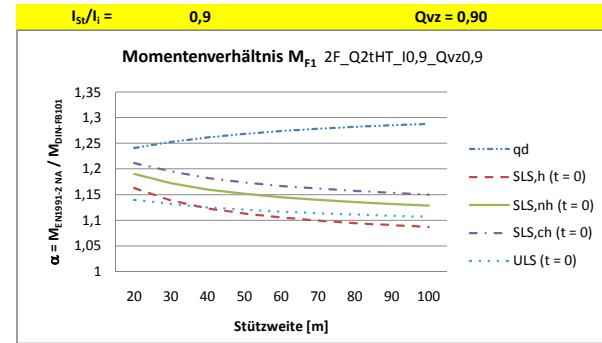
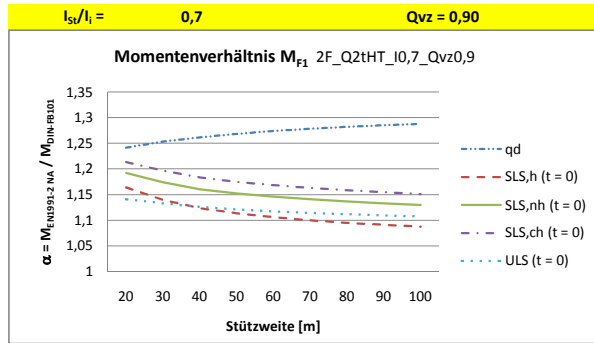
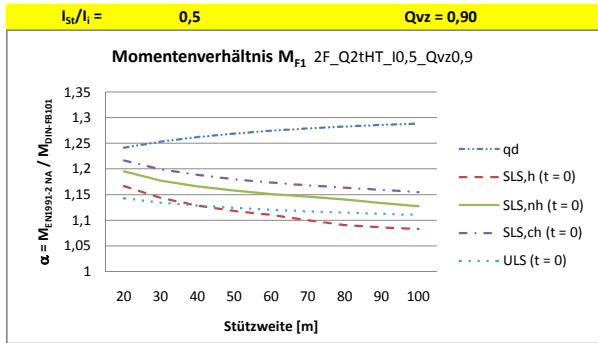


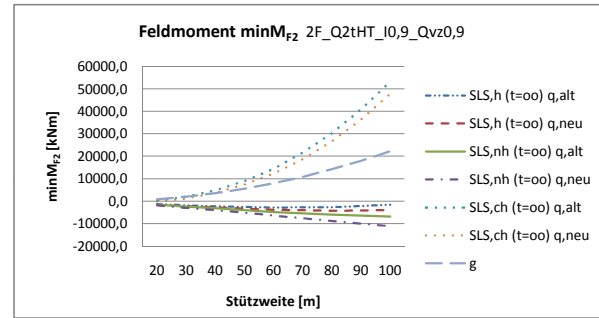
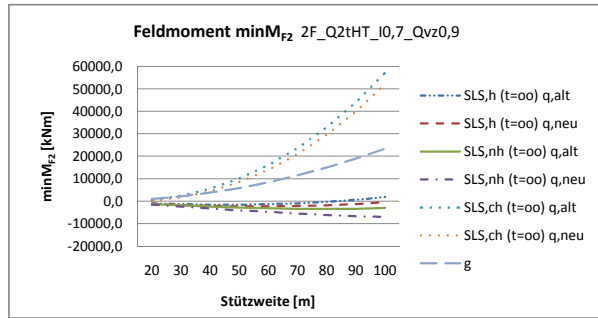
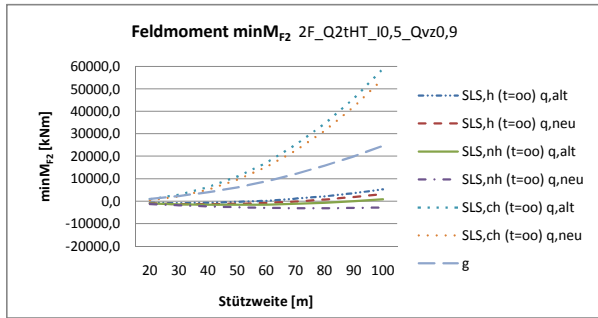
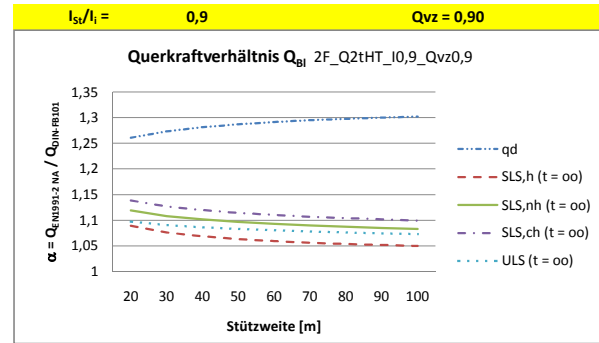
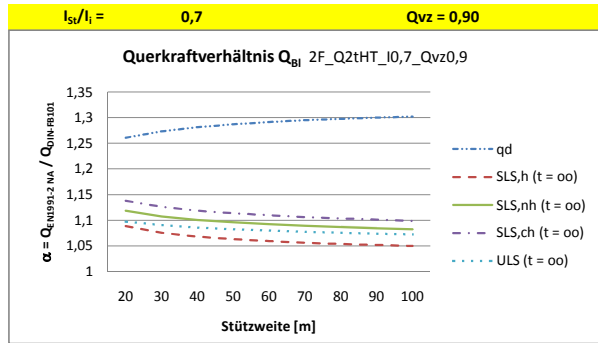
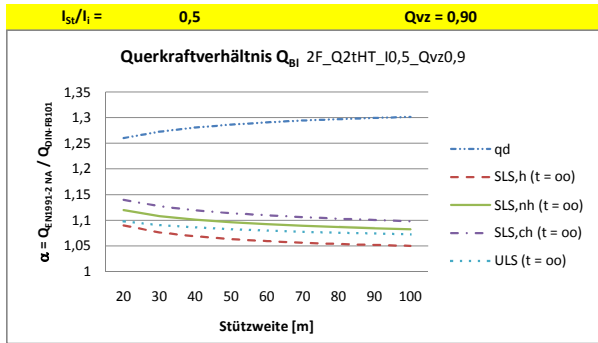


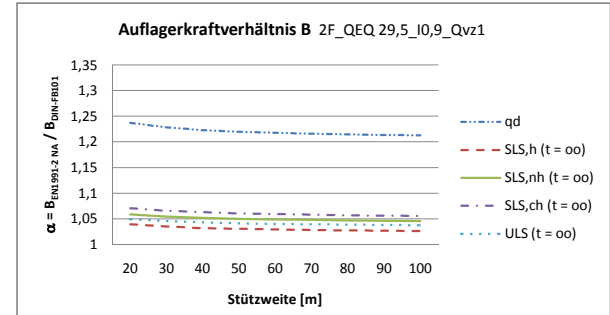
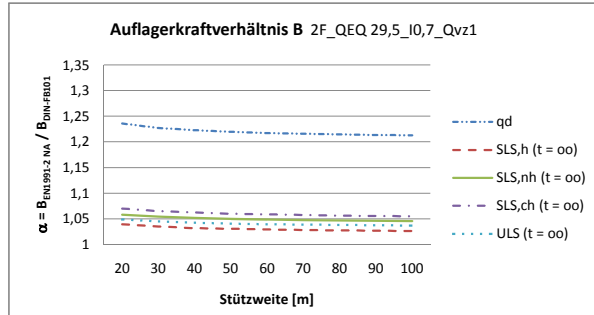
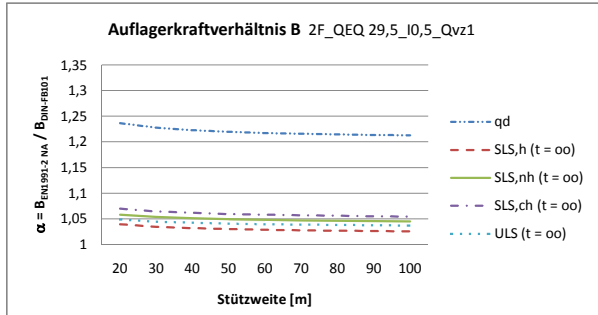
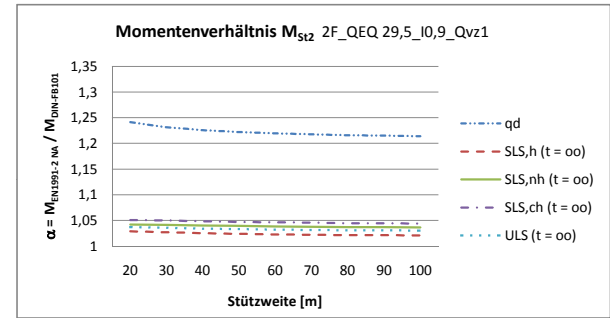
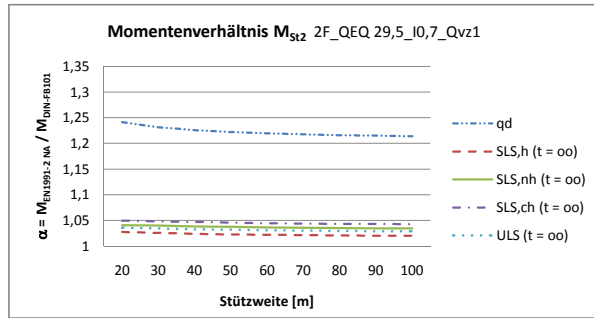
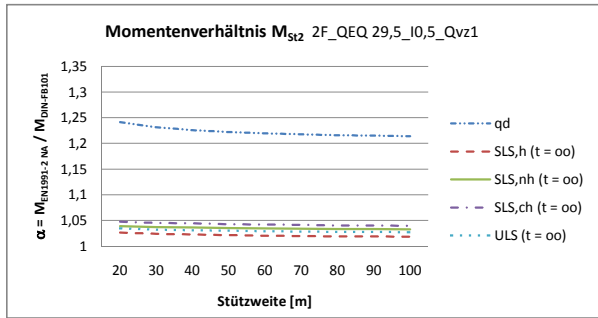
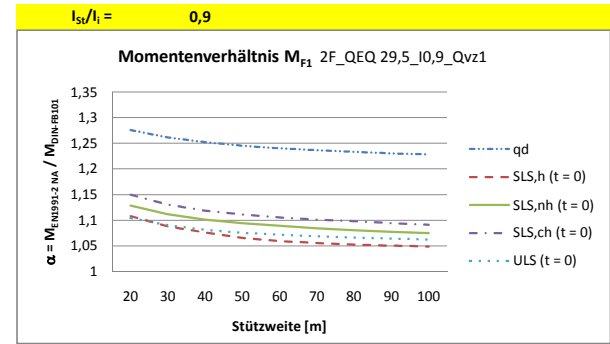
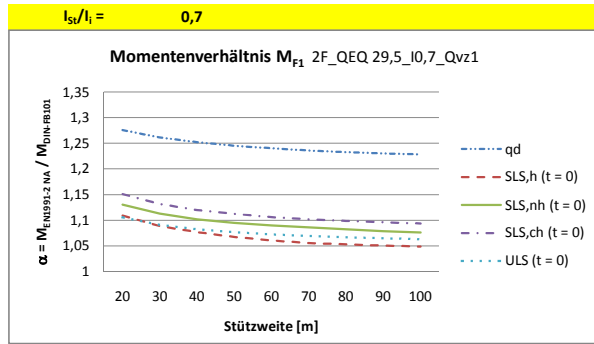
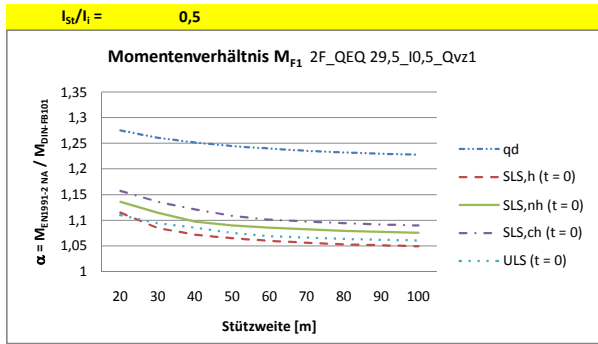


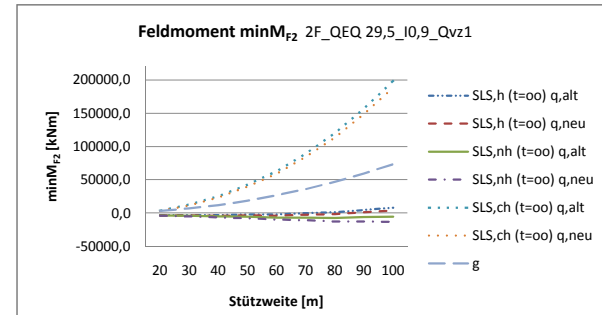
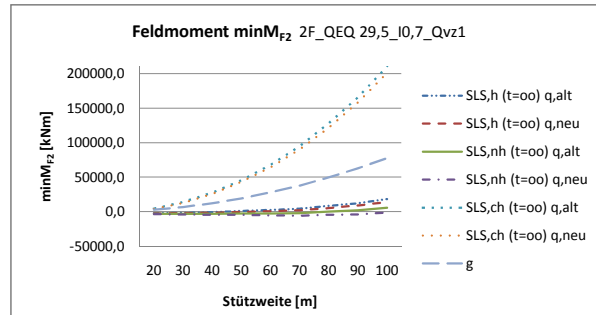
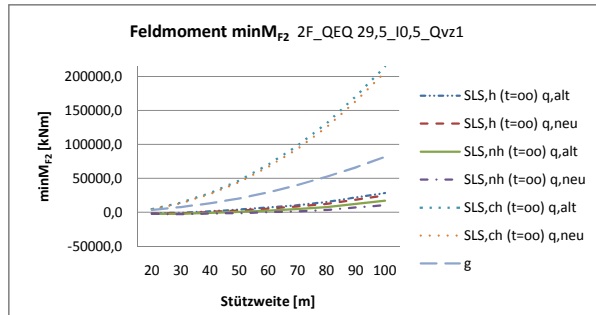
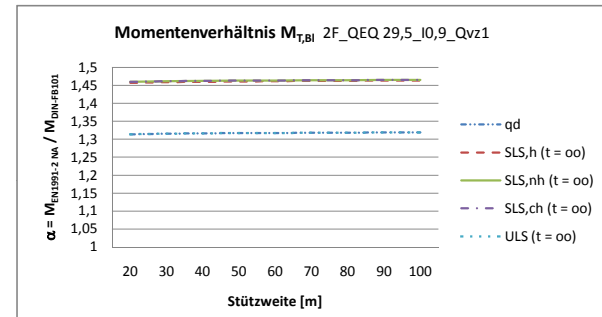
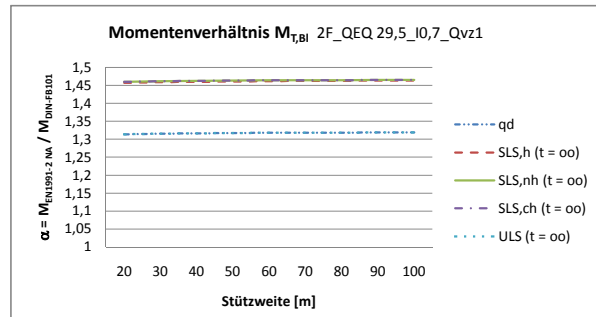
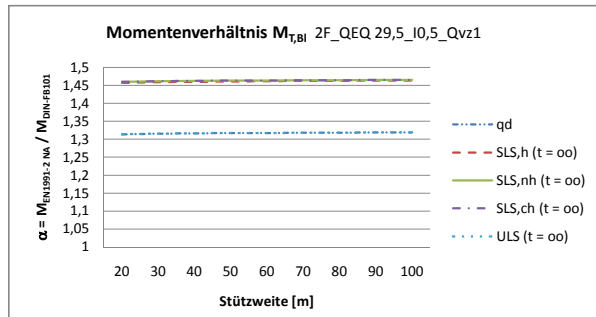
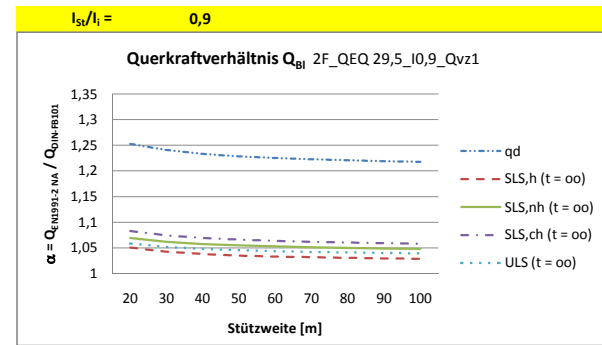
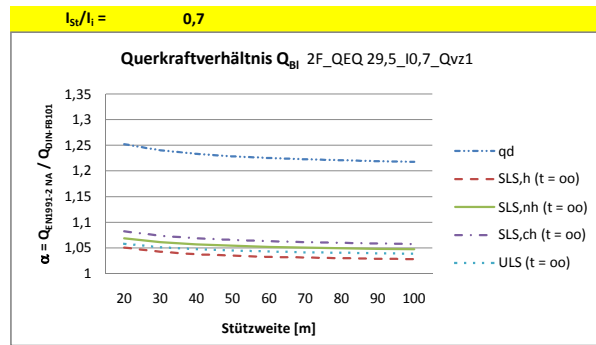
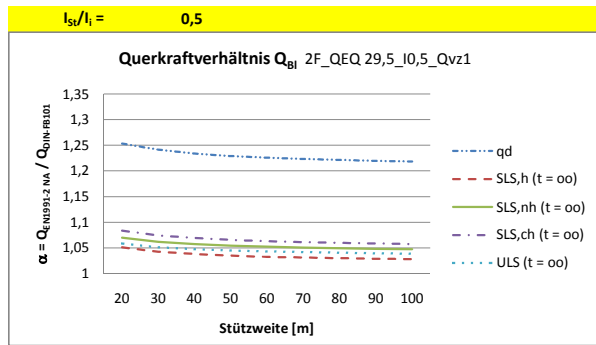




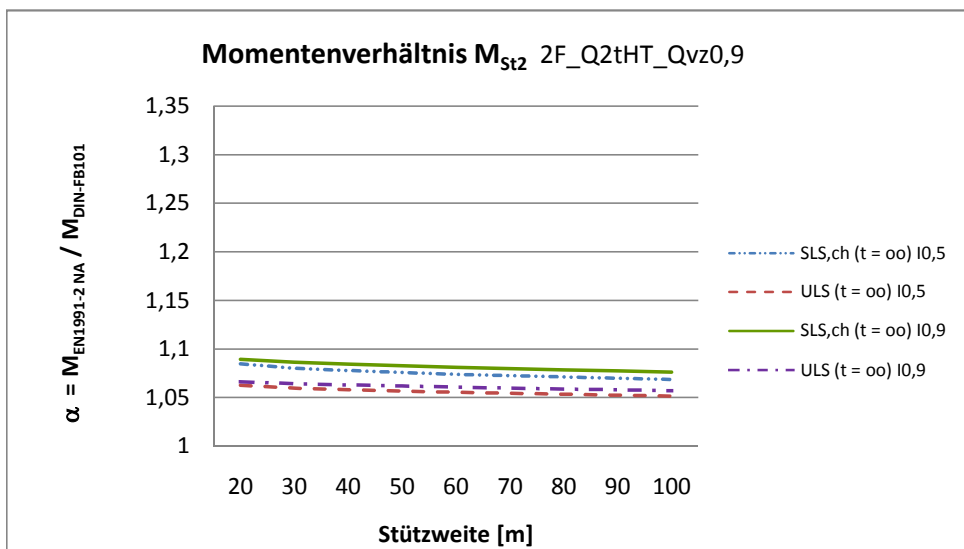
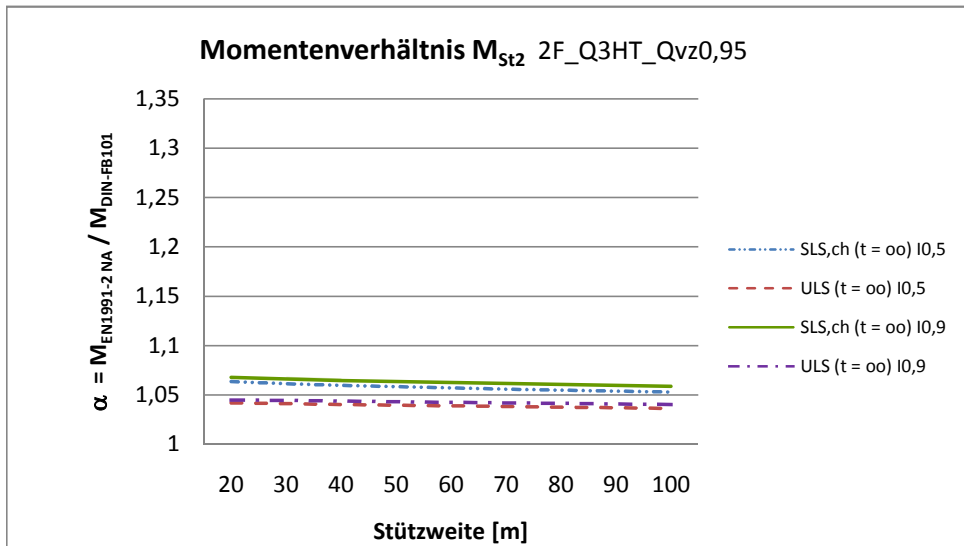
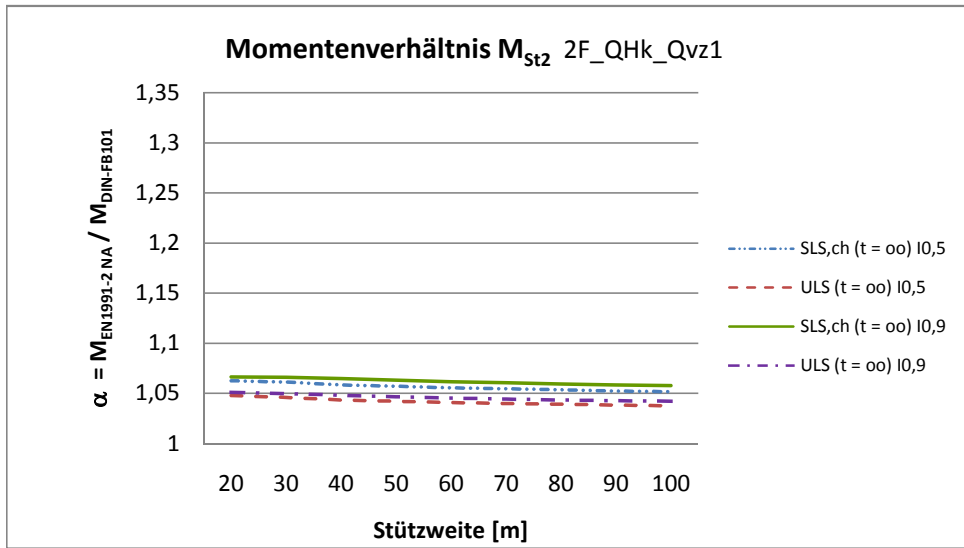


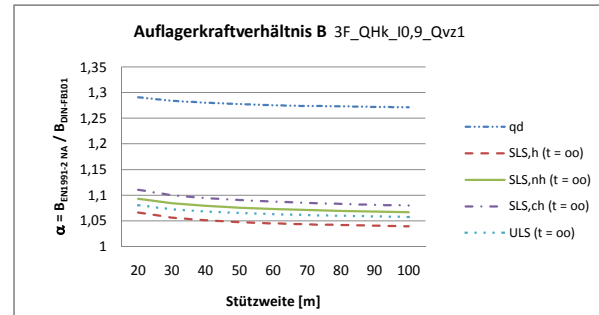
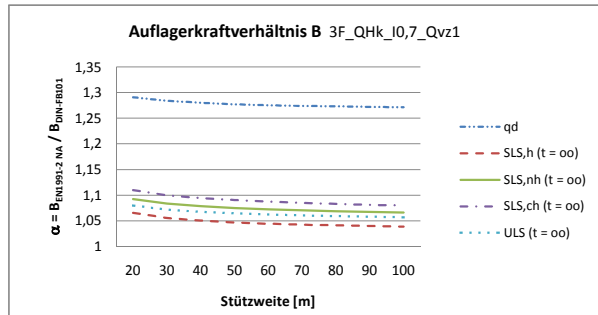
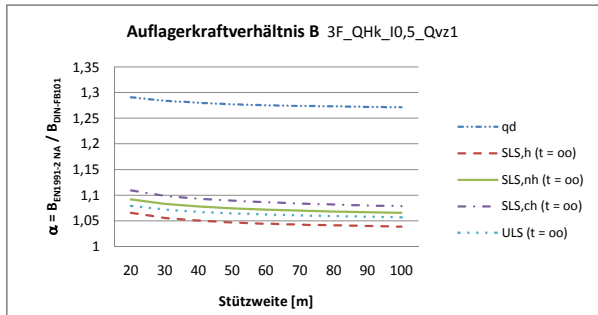
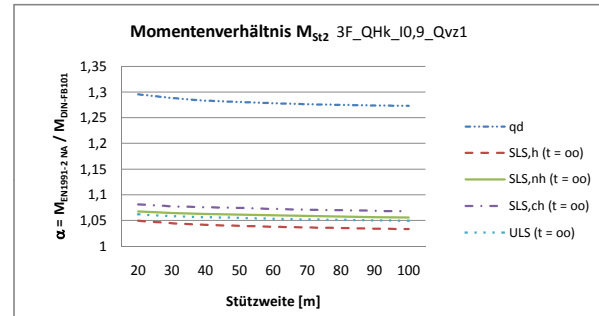
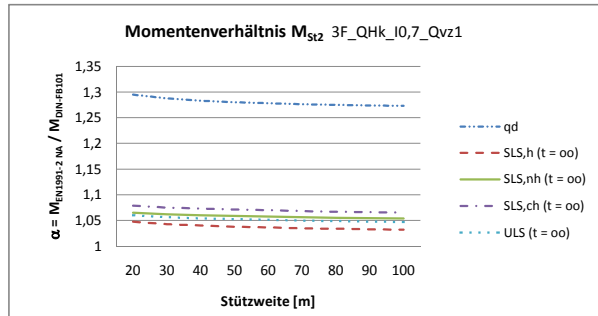
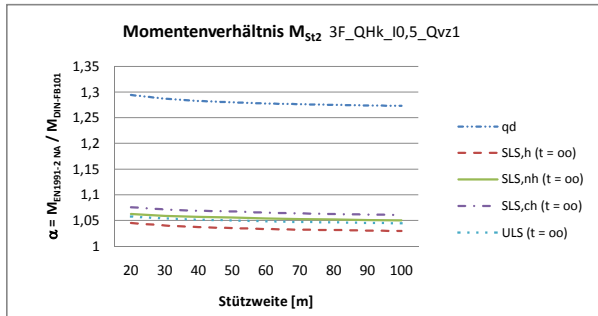
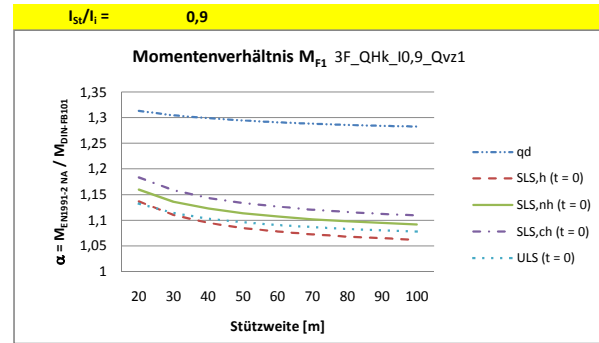
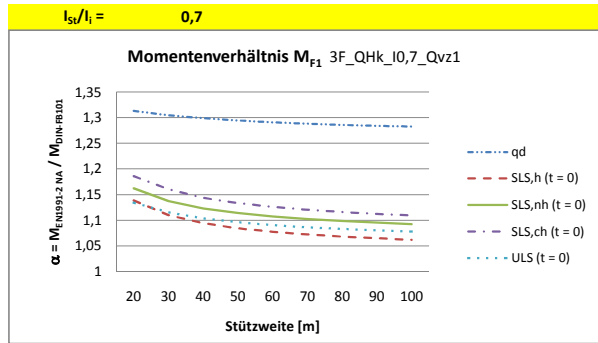
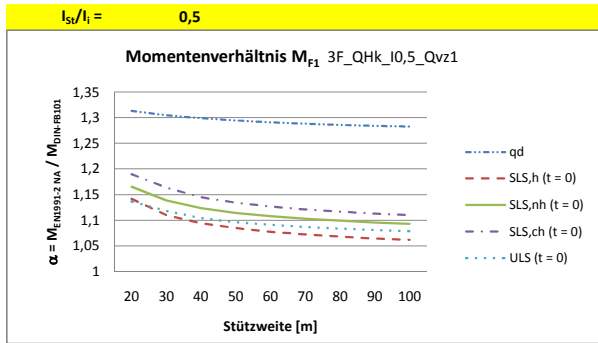


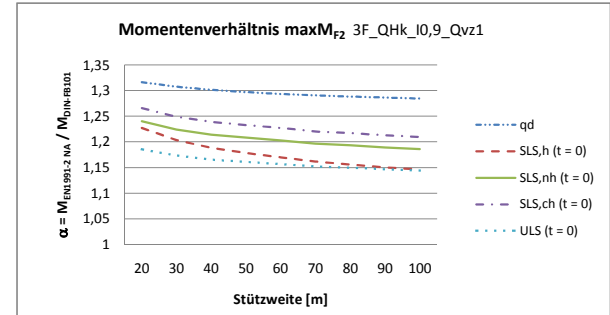
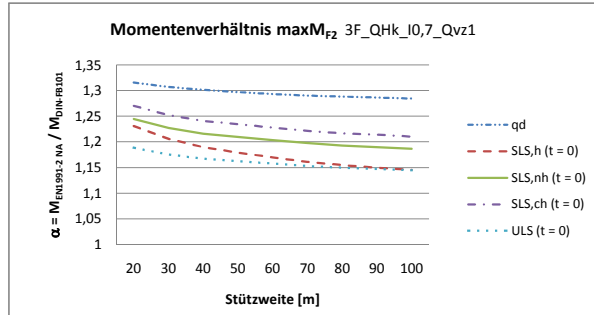
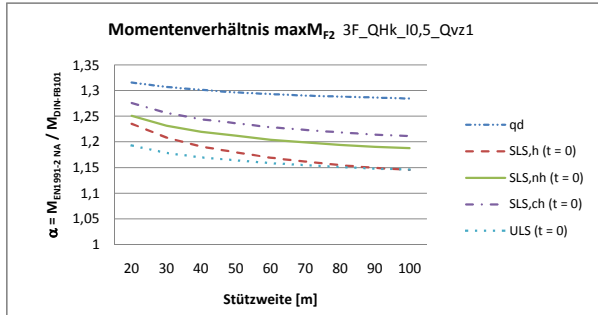
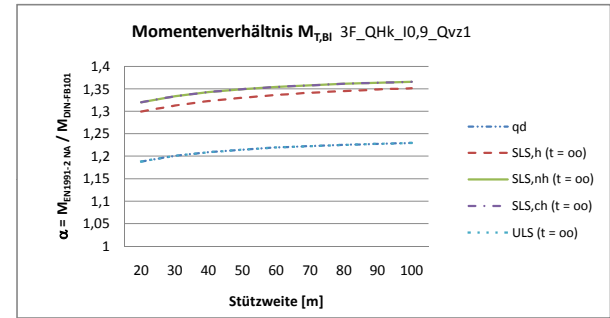
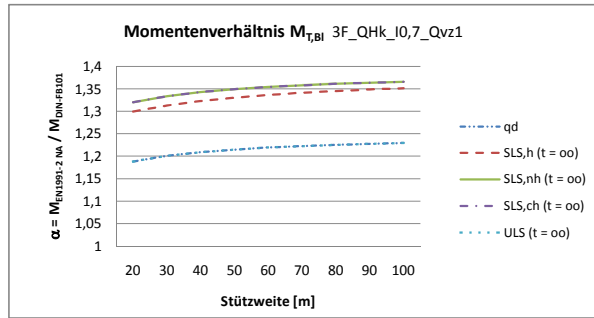
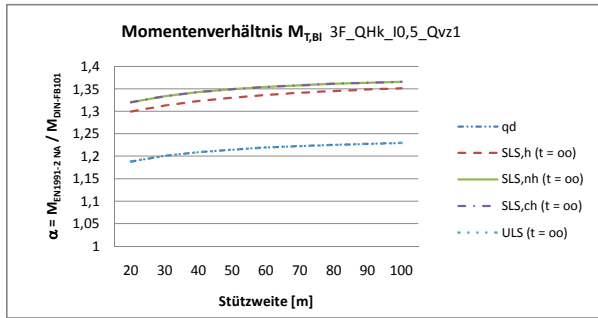
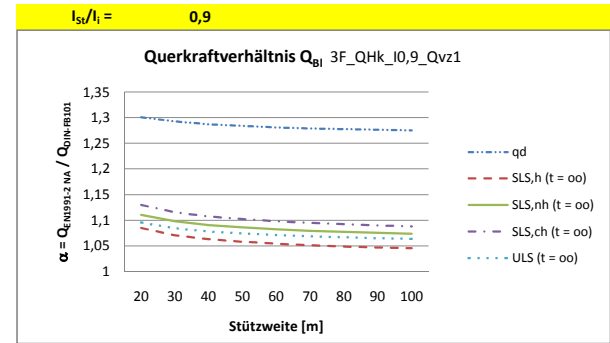
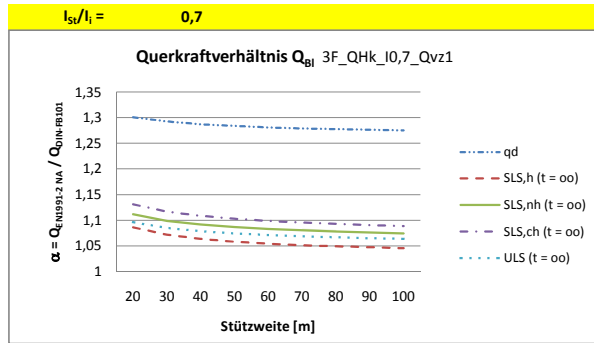
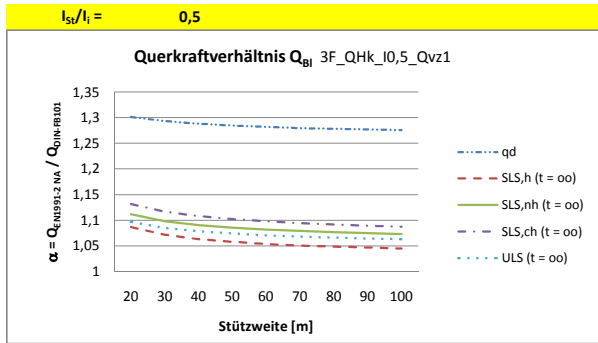


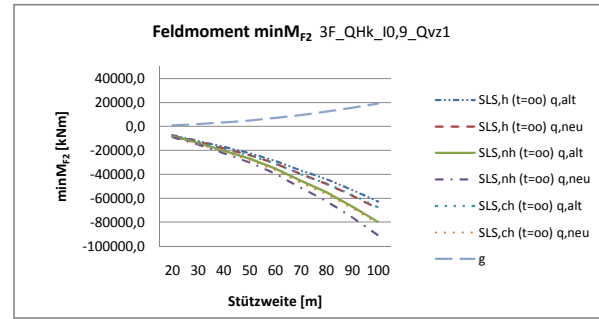
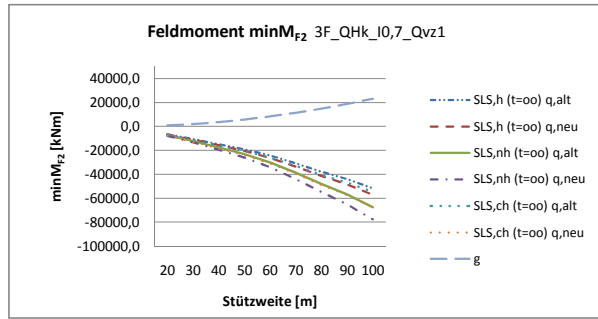
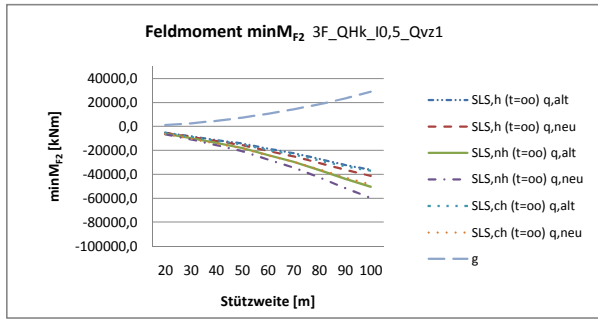
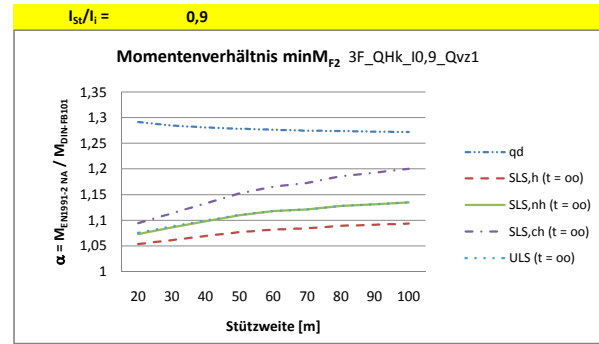
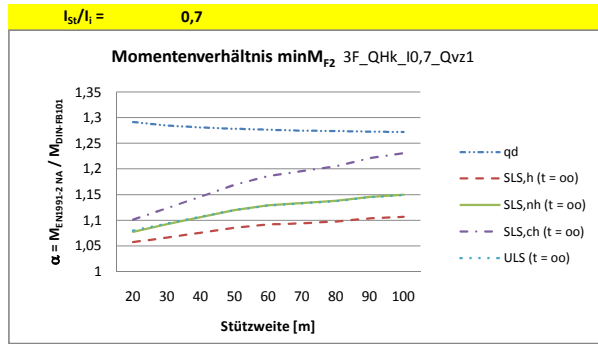
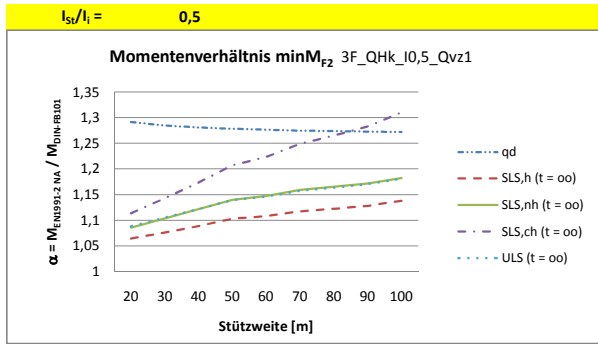


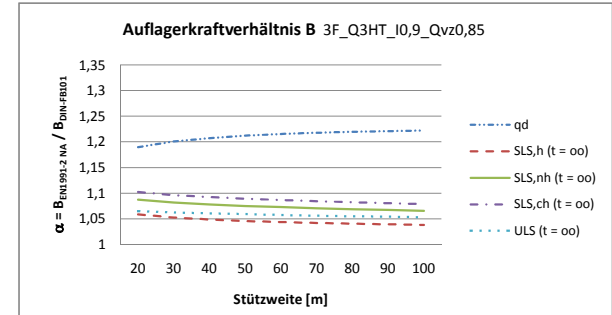
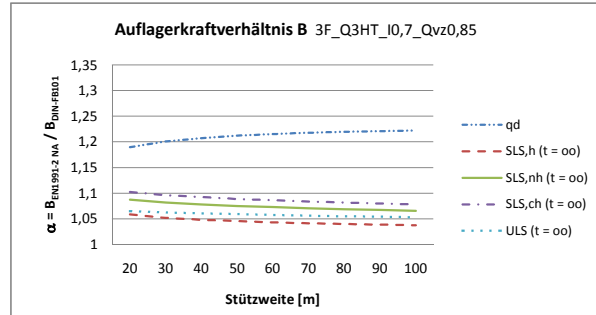
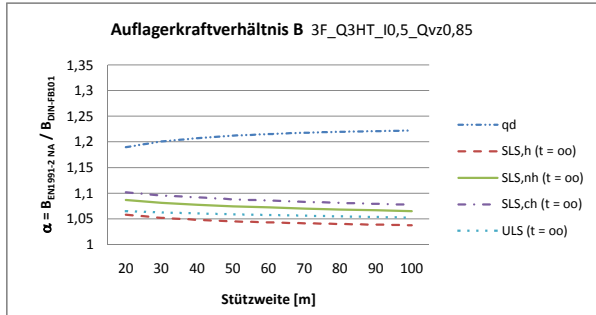
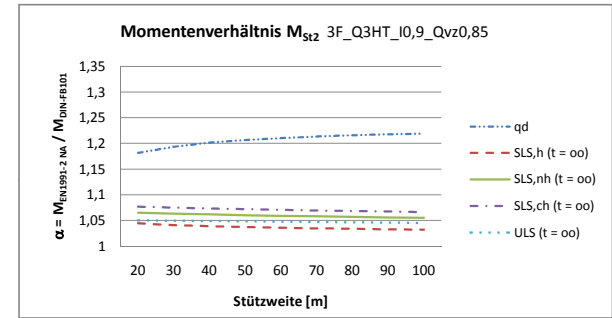
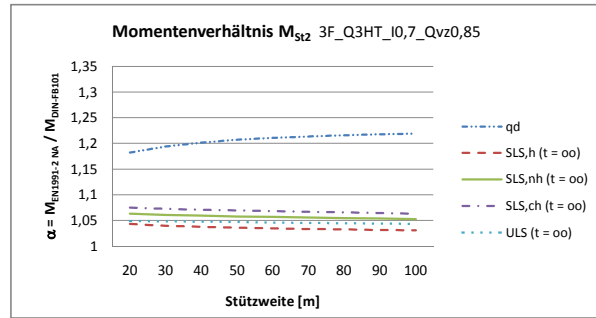
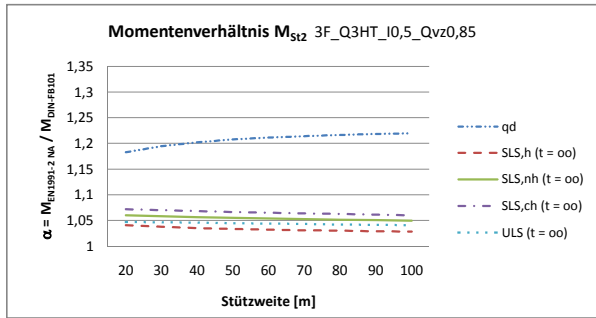
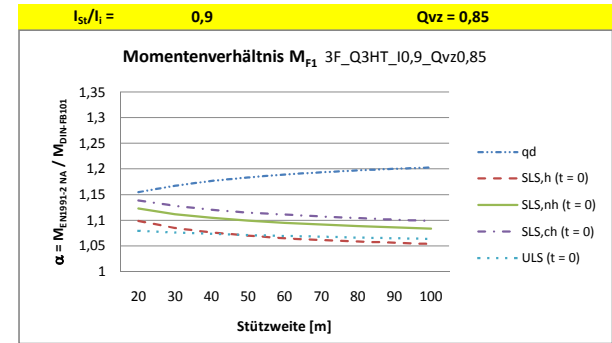
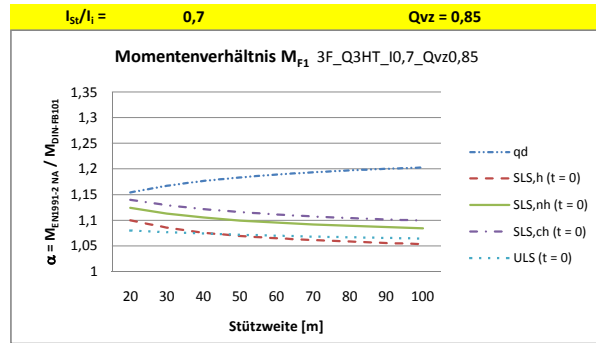
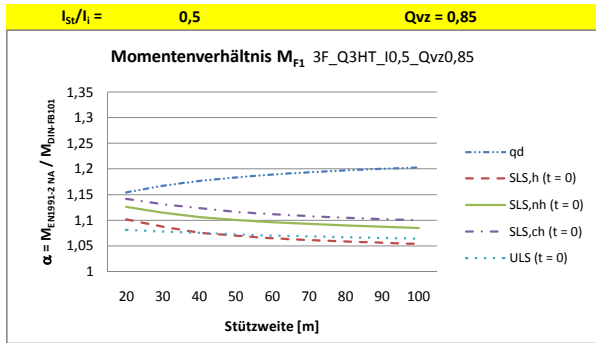
A2.18

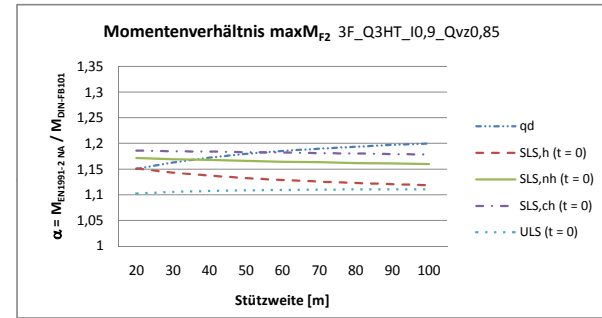
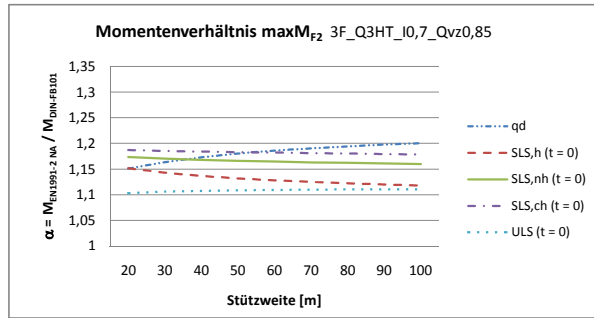
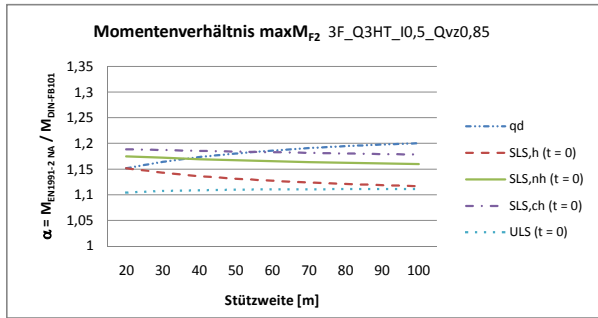
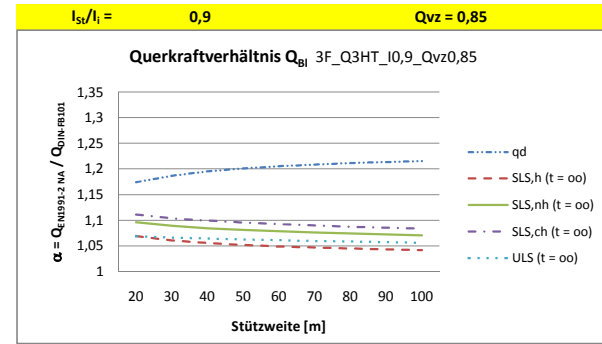
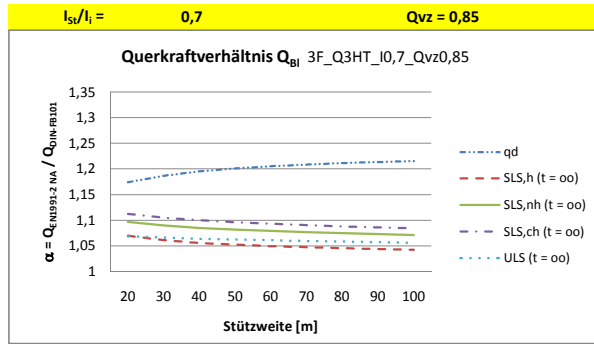
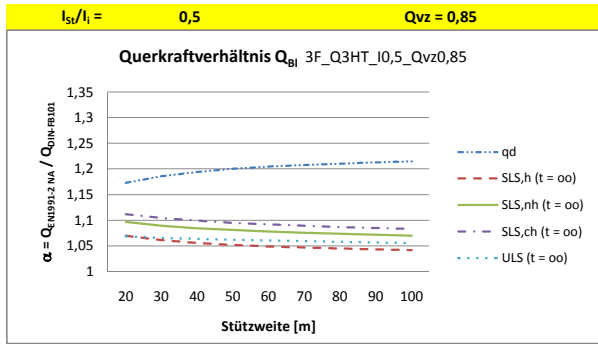


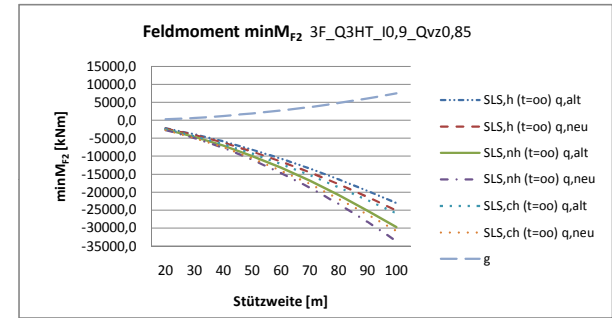
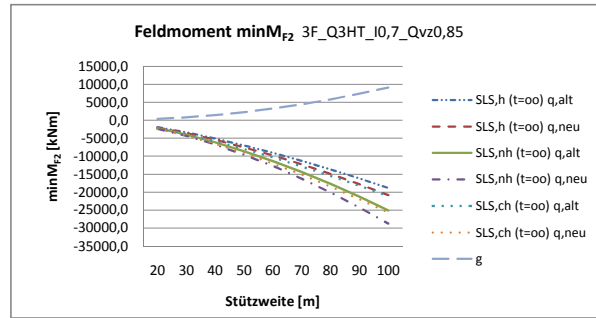
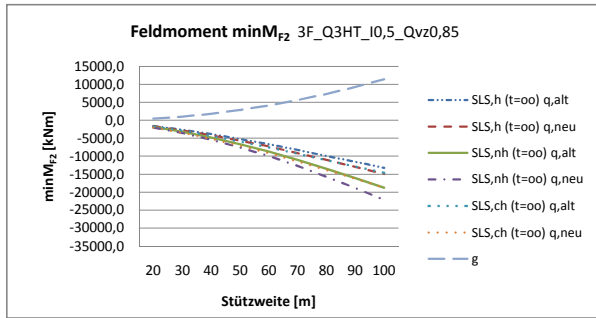
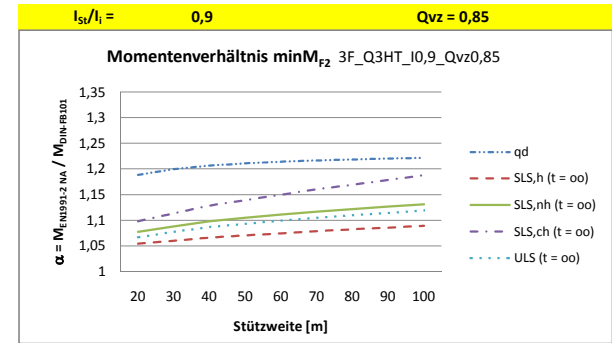
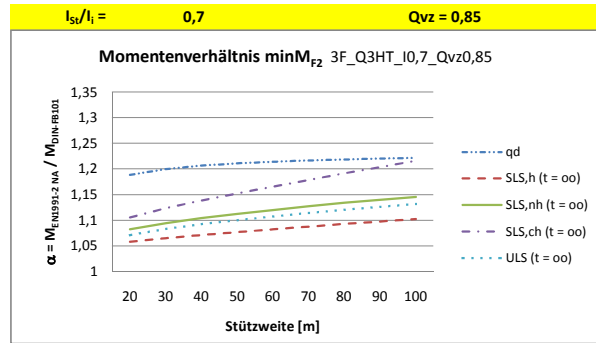
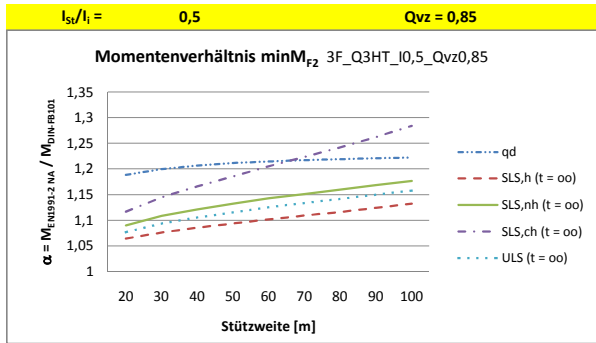


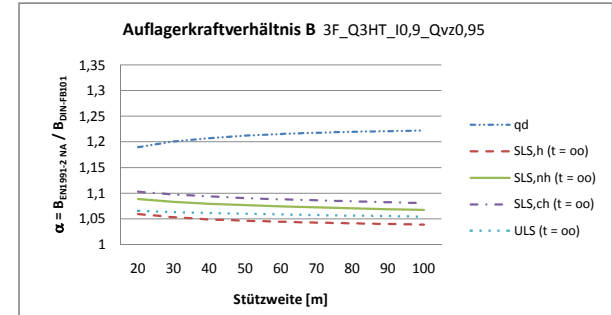
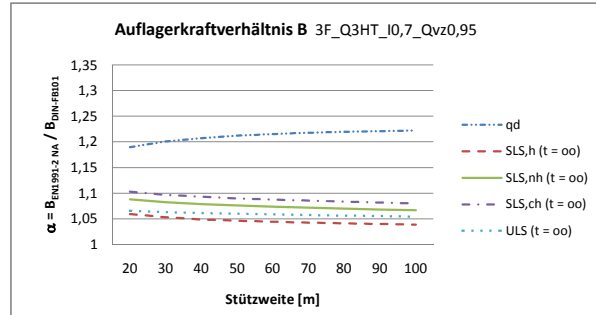
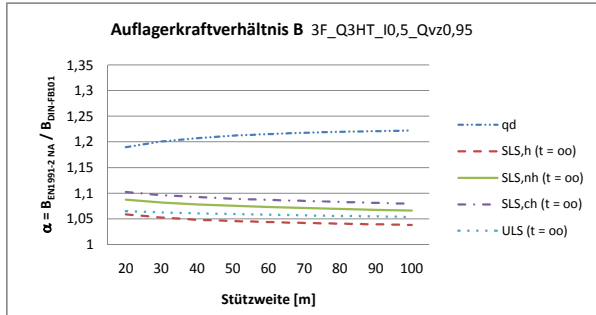
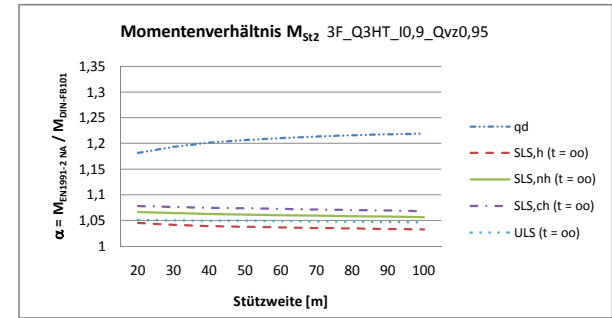
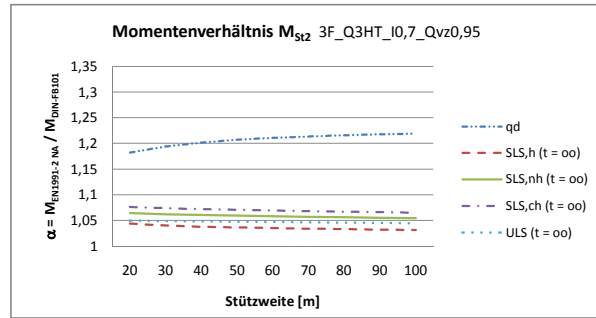
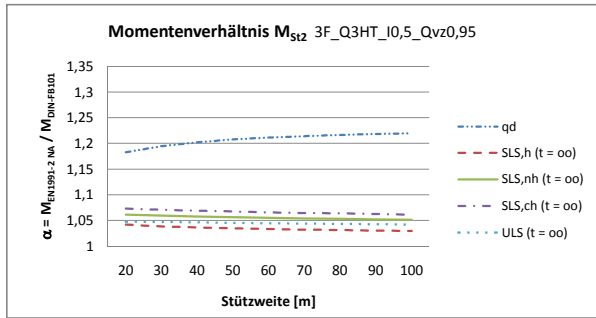
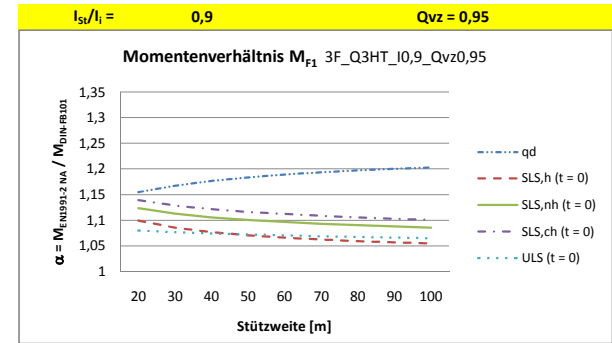
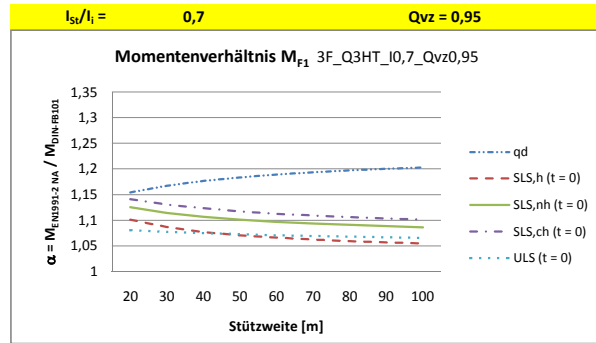
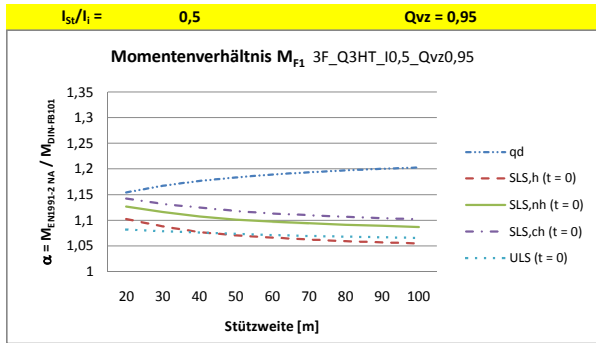


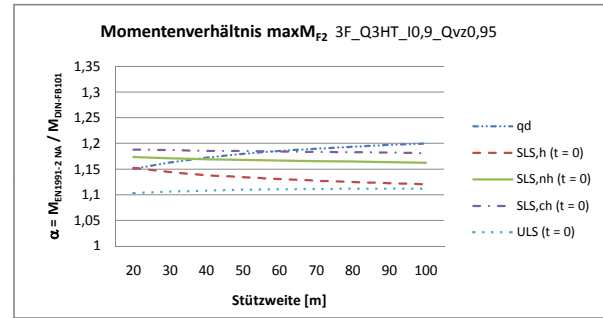
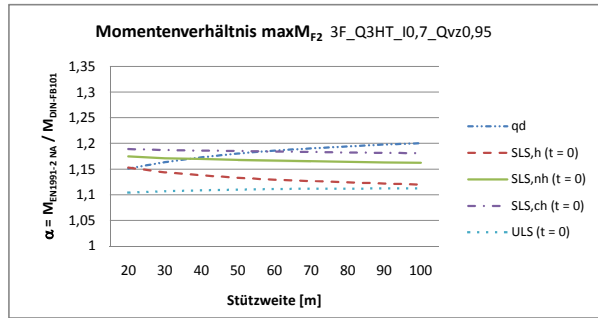
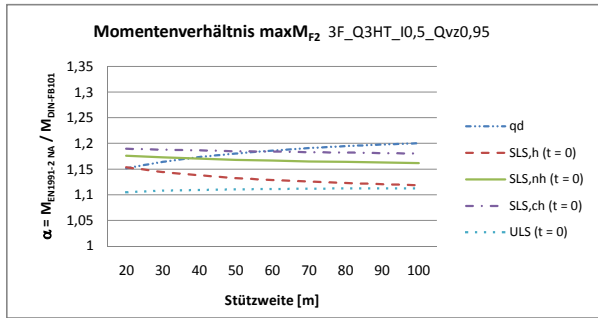
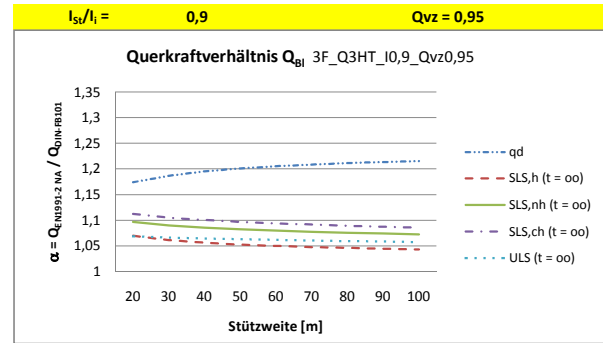
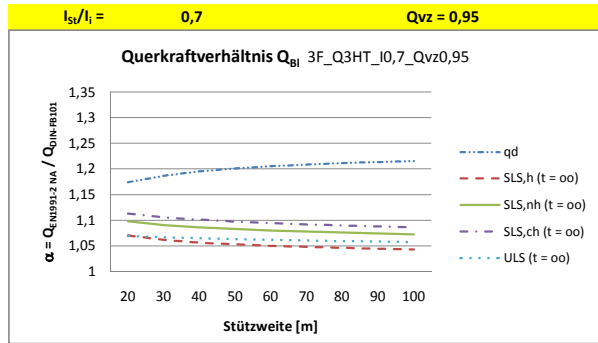
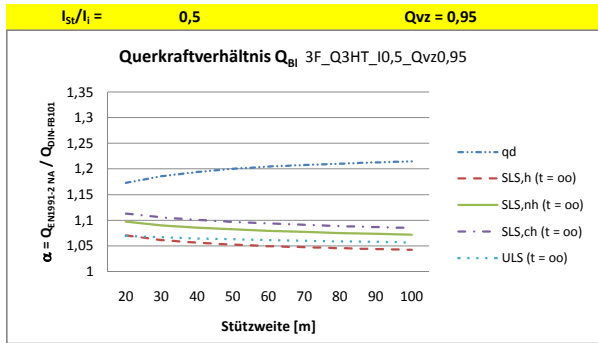


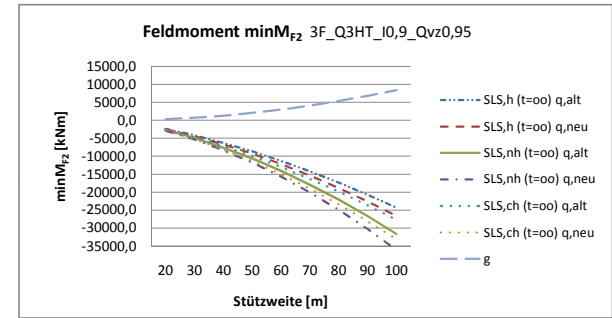
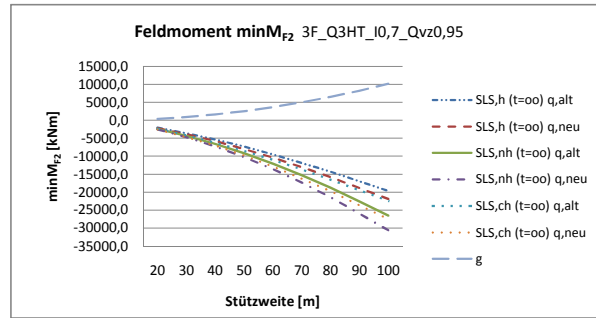
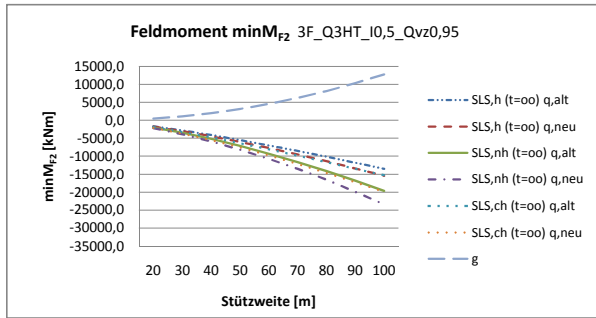
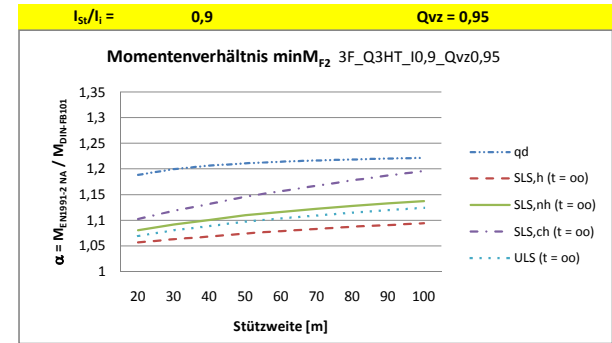
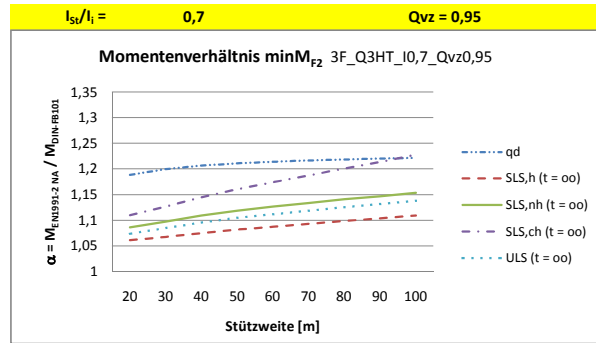
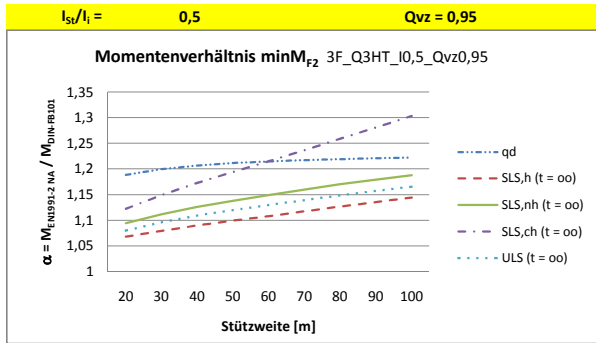


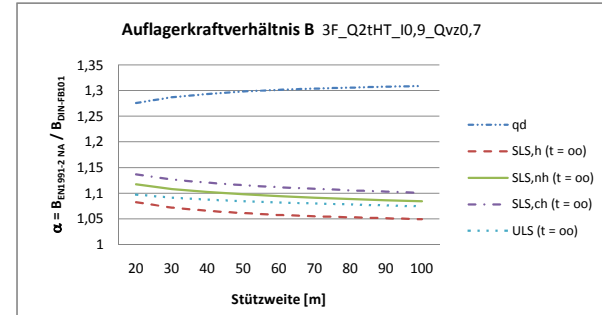
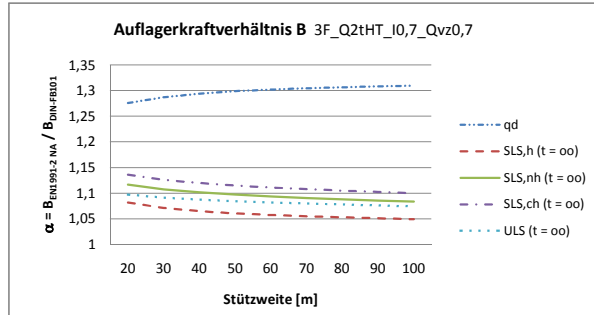
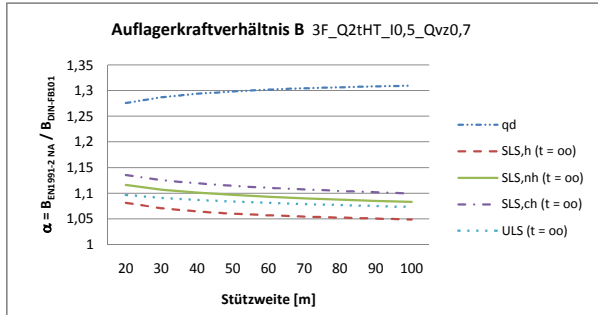
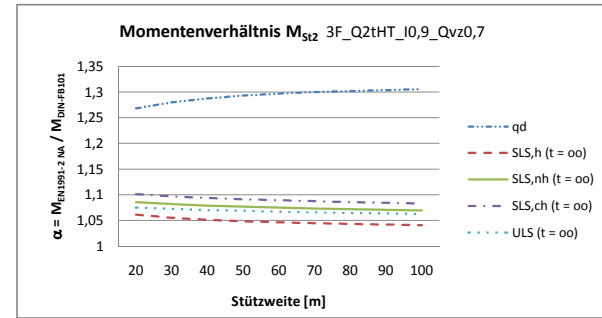
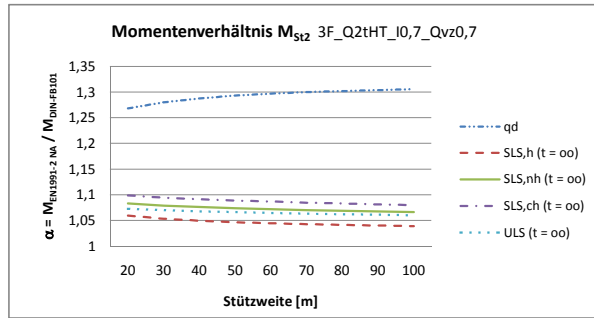
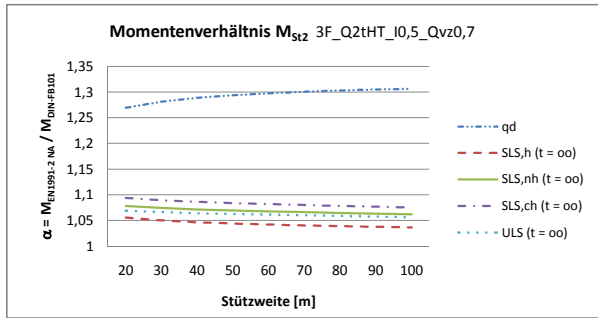
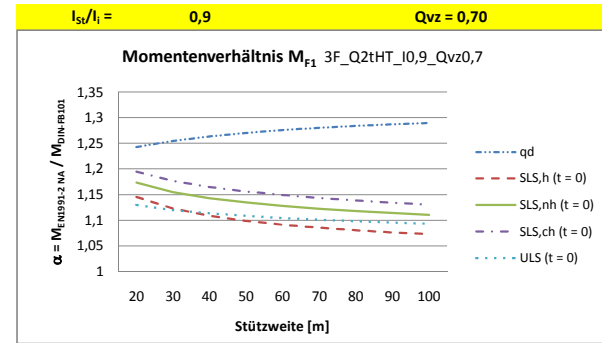
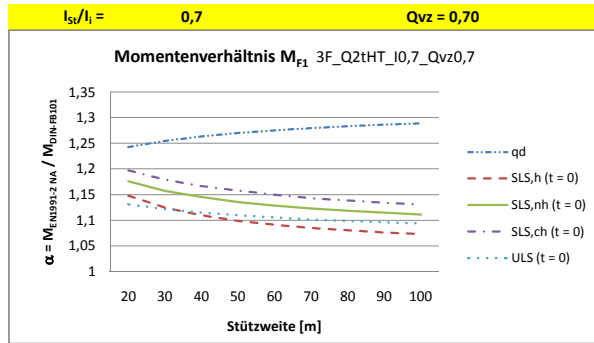
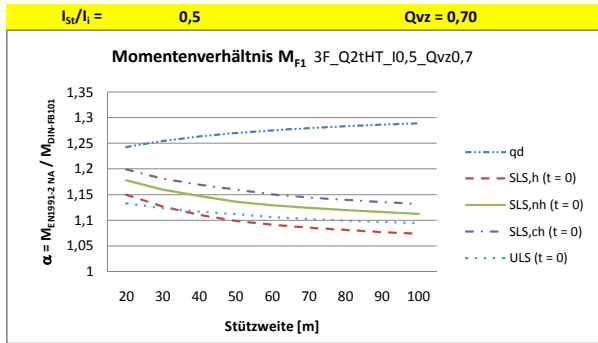


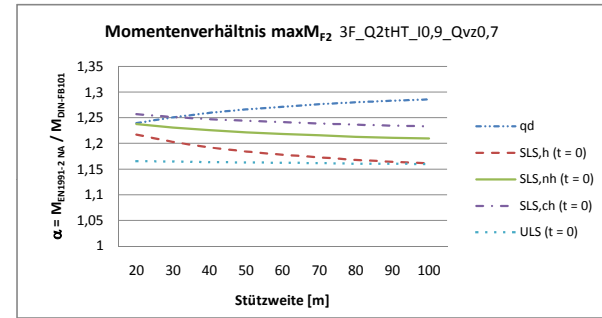
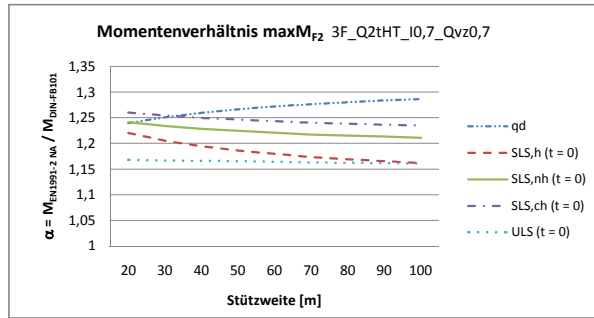
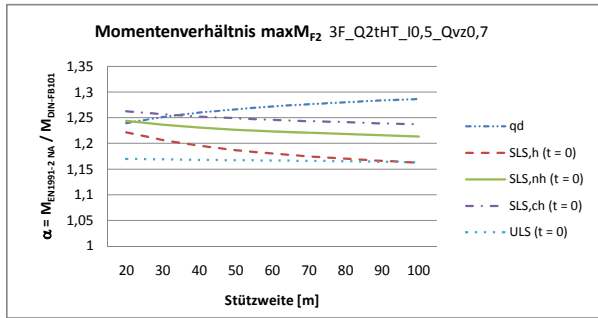
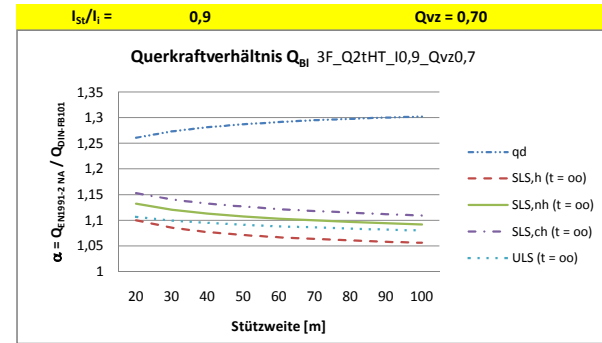
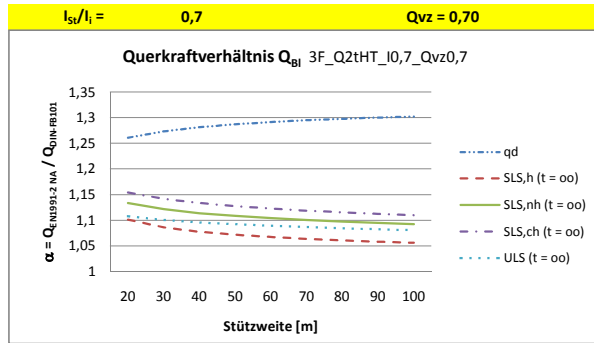
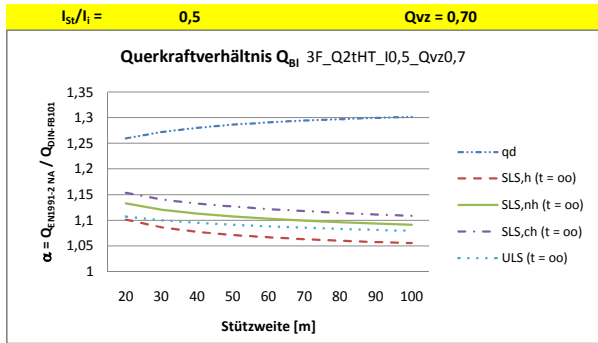


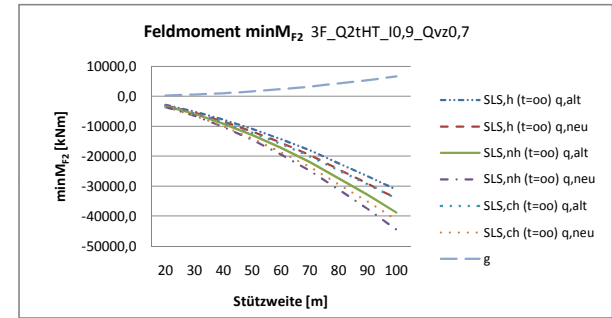
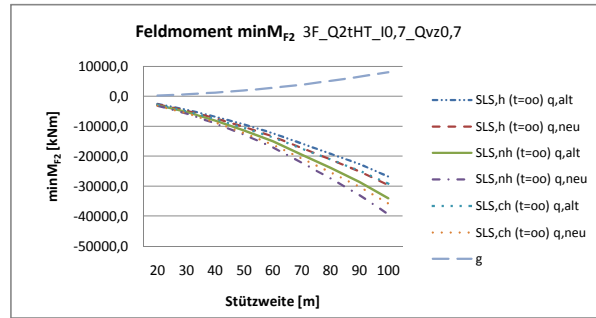
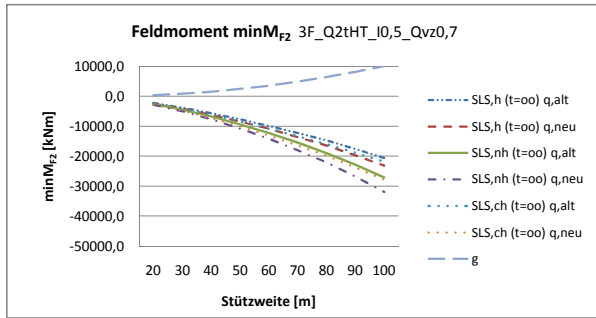
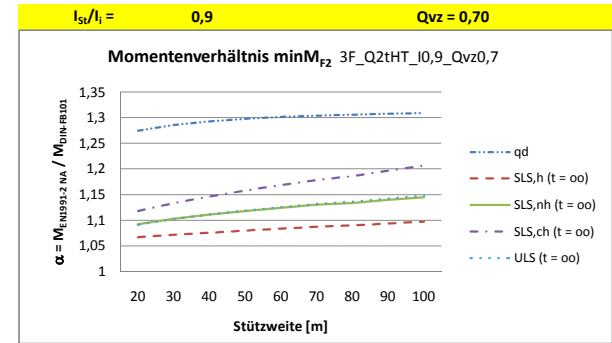
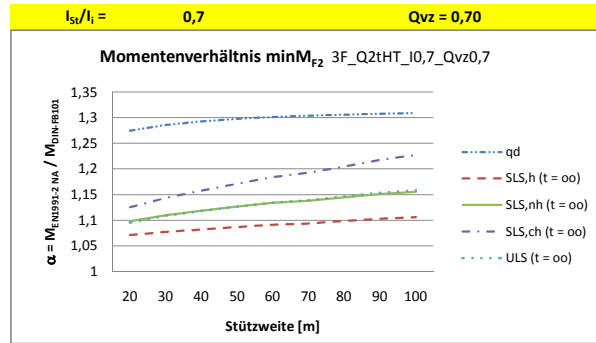
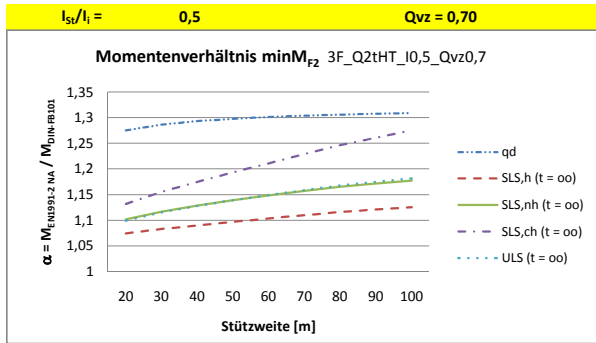


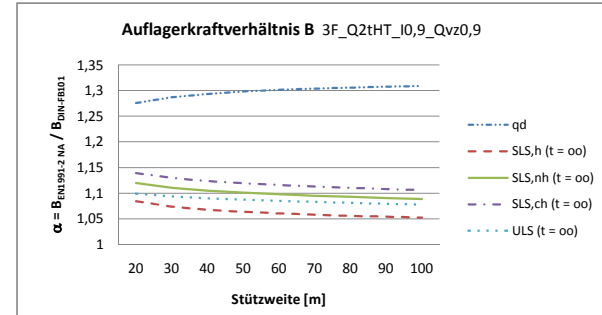
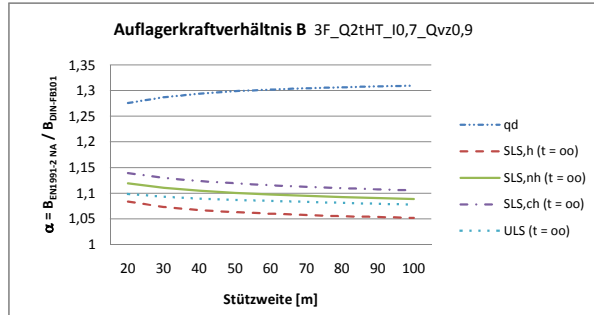
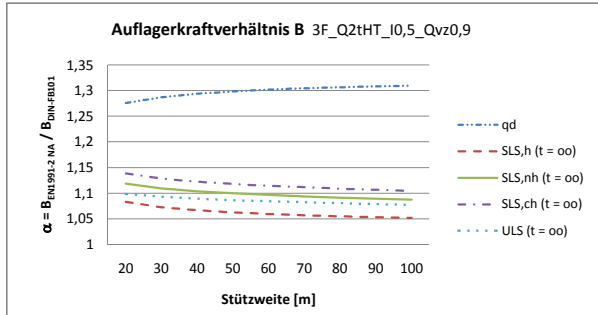
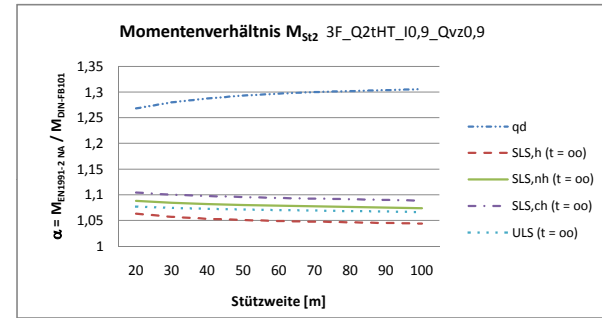
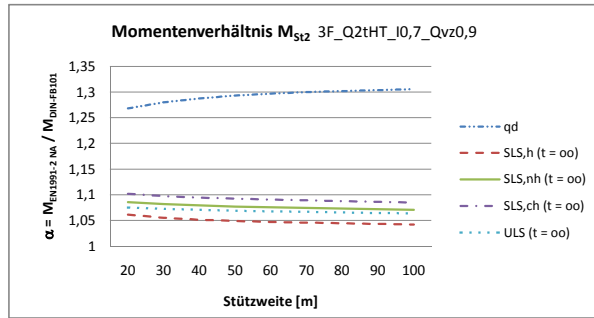
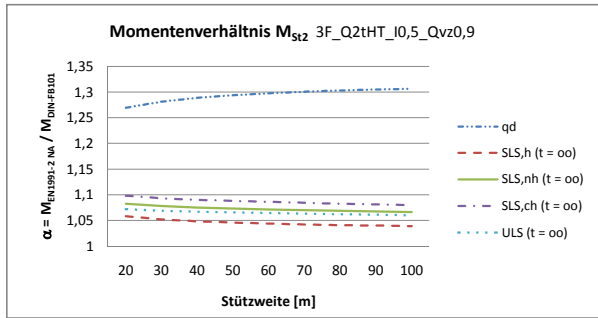
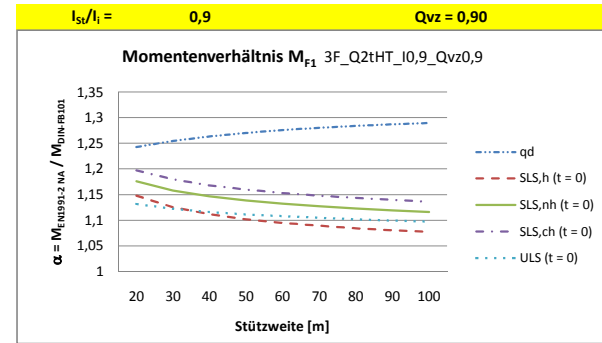
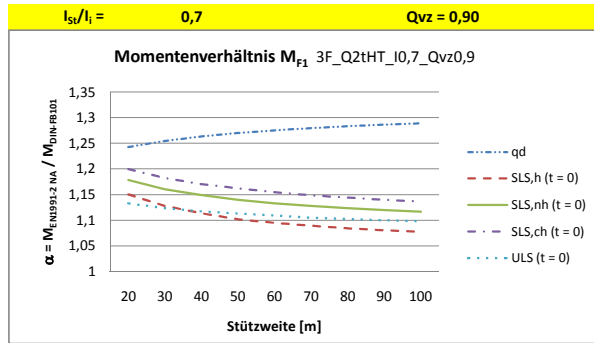
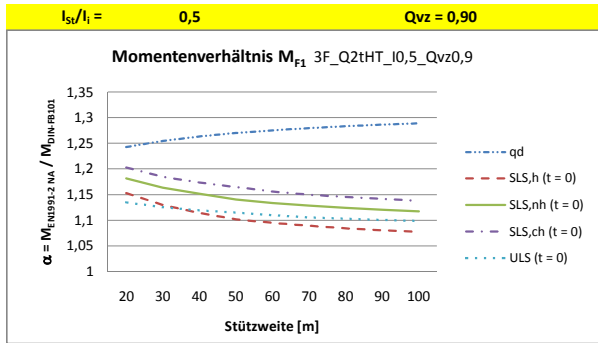


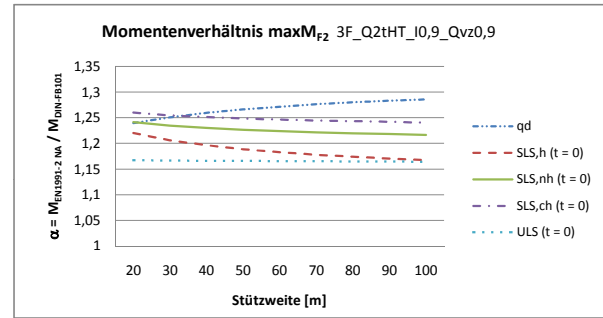
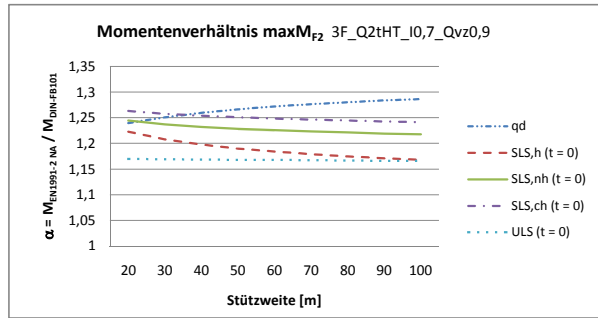
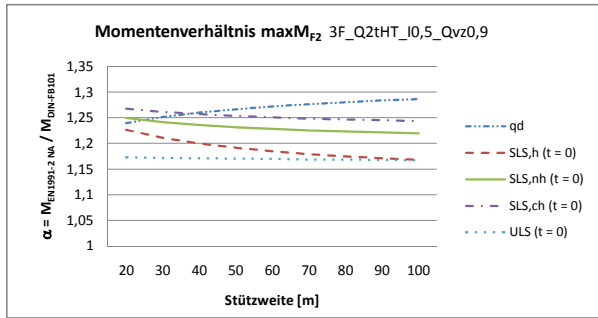
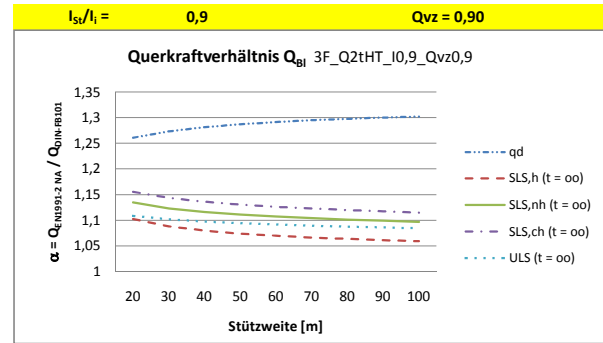
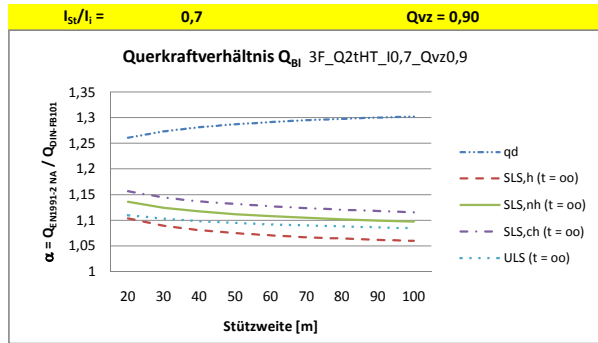
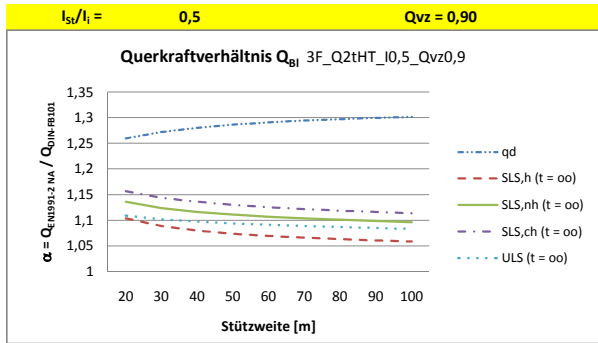


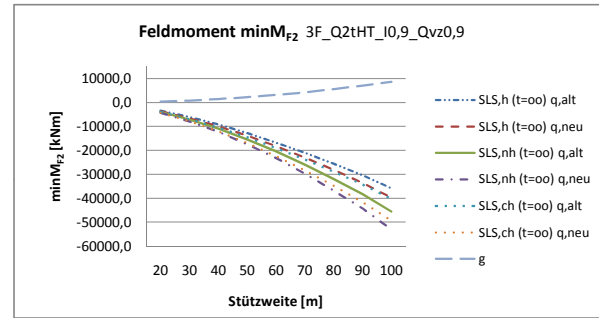
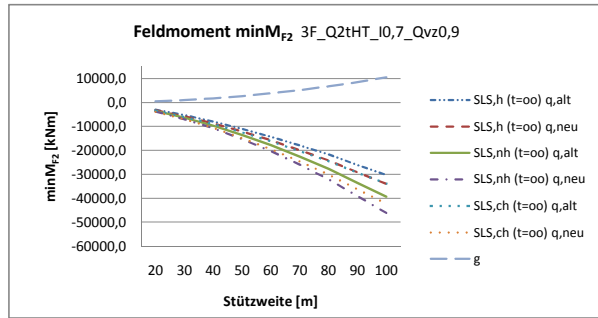
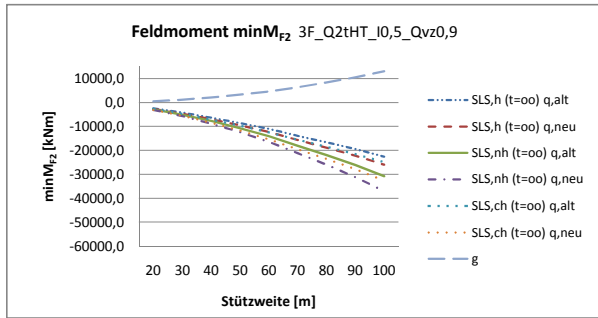
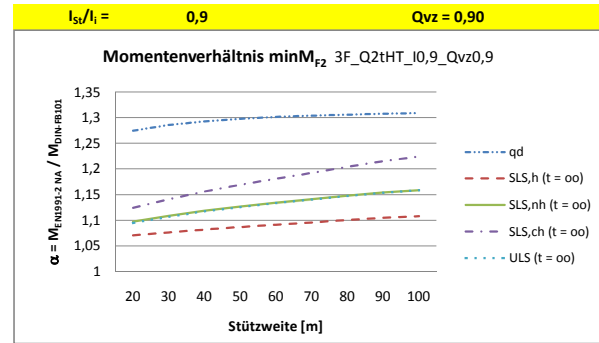
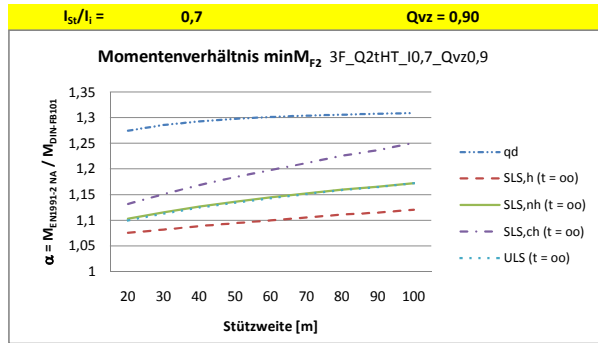
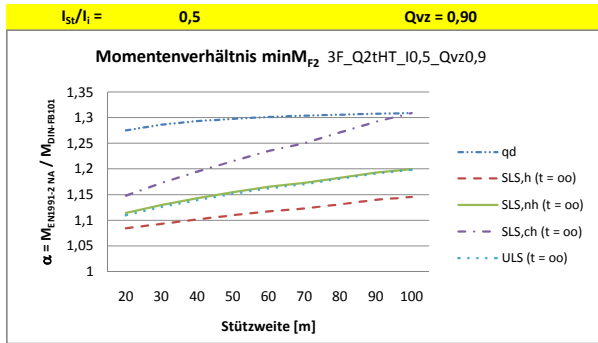


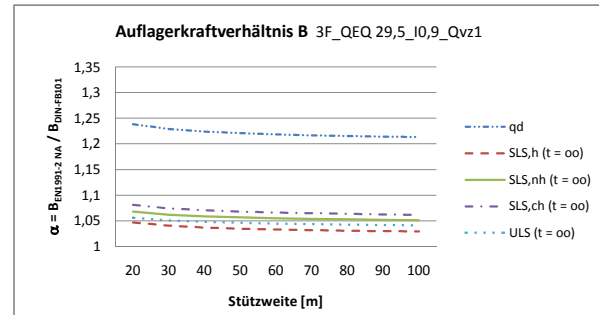
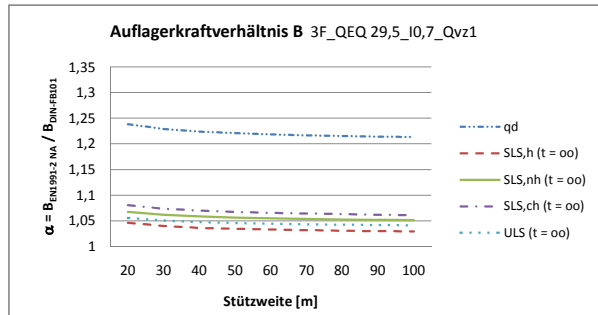
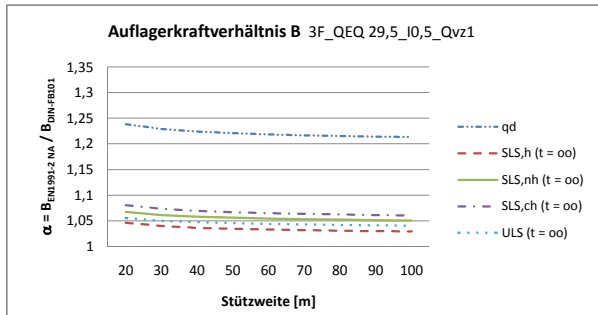
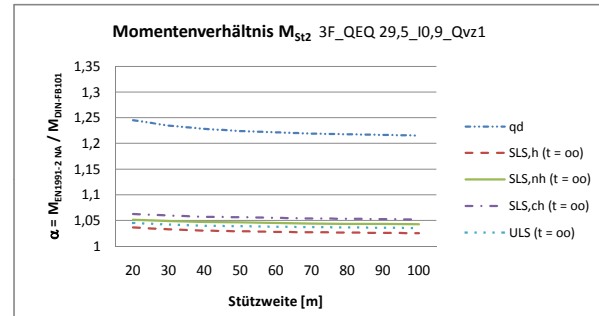
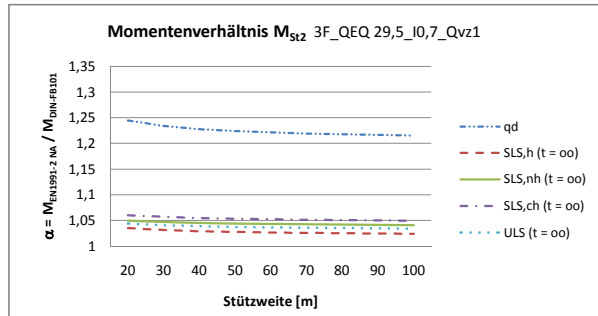
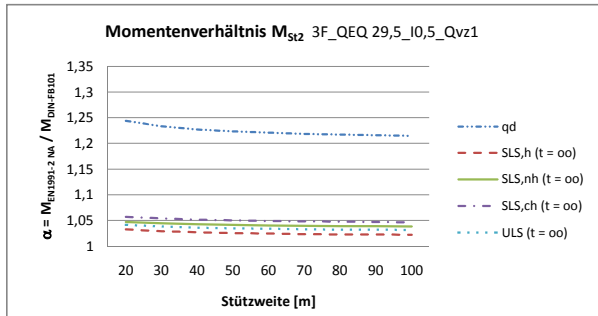
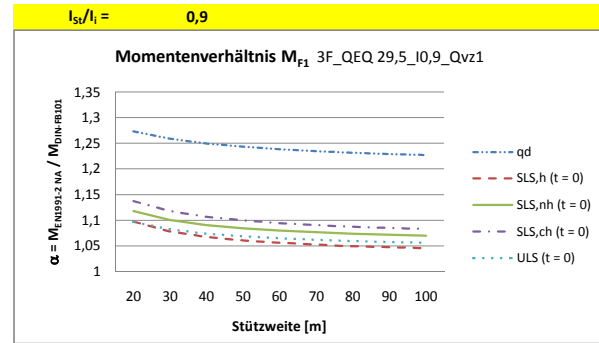
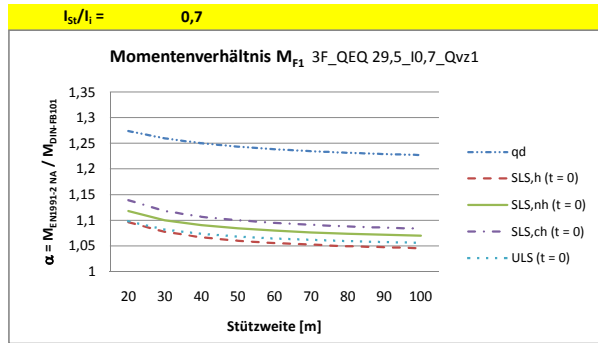
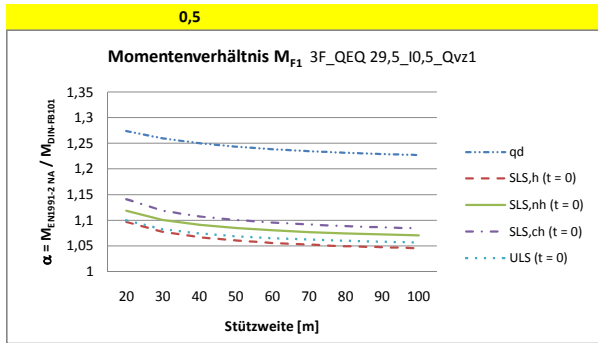


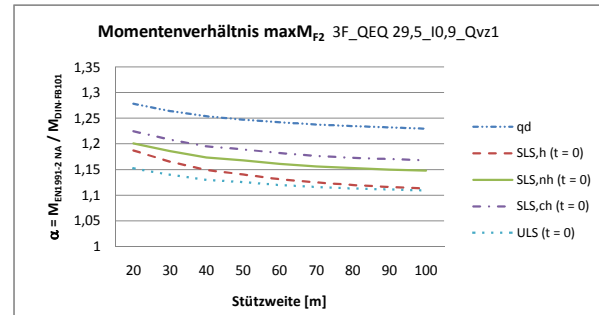
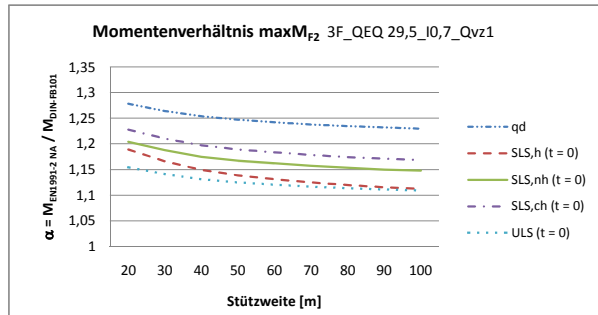
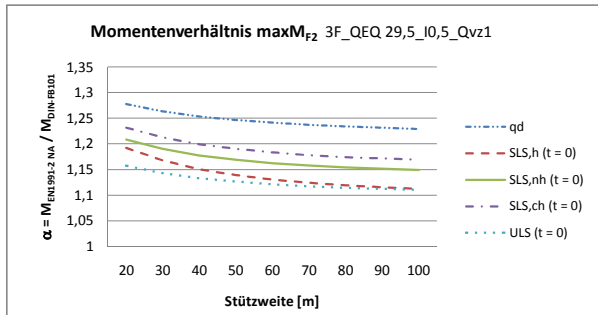
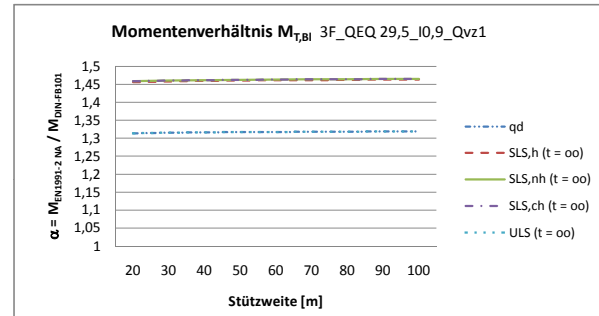
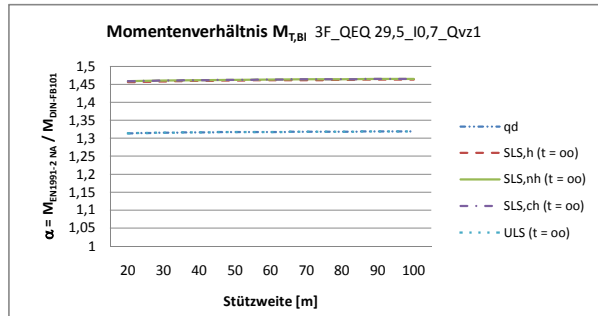
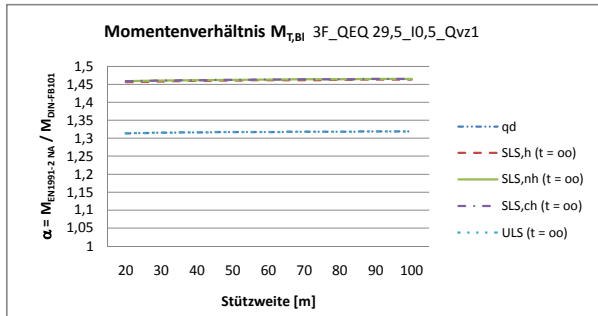
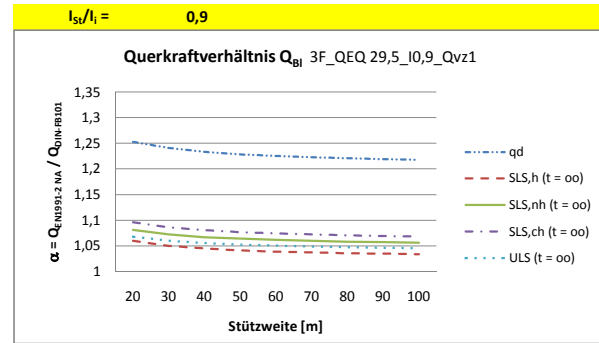
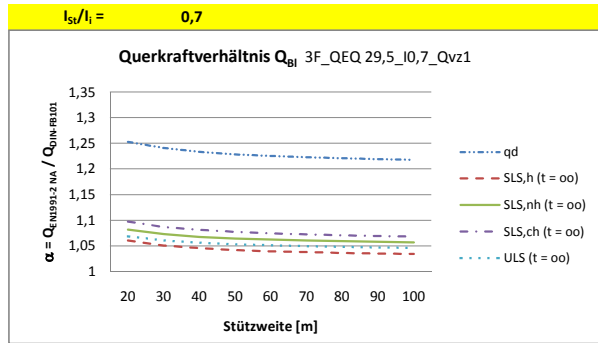
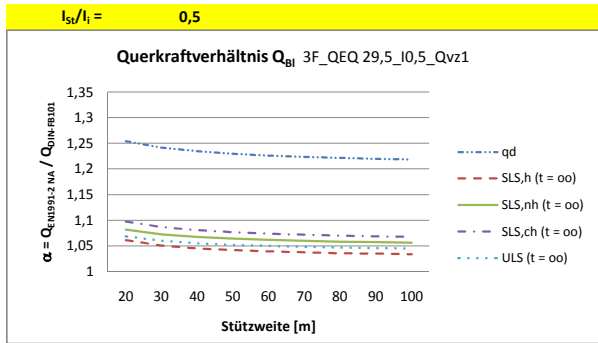


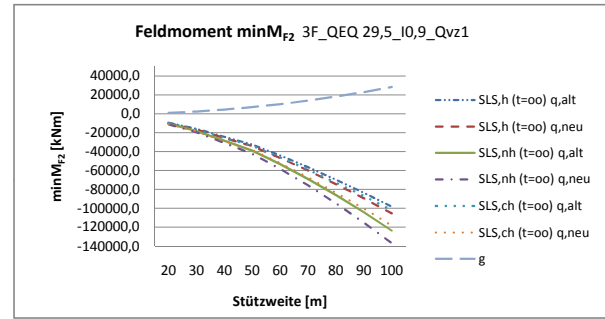
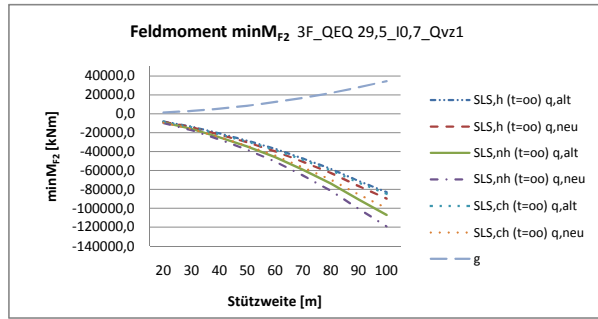
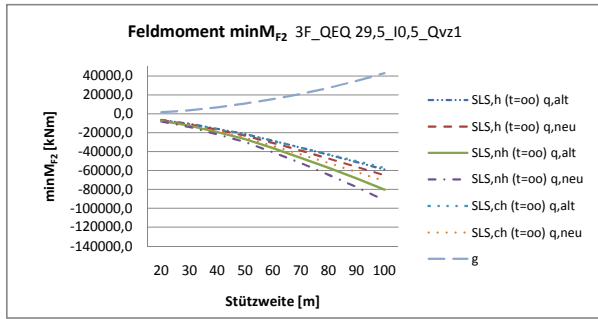
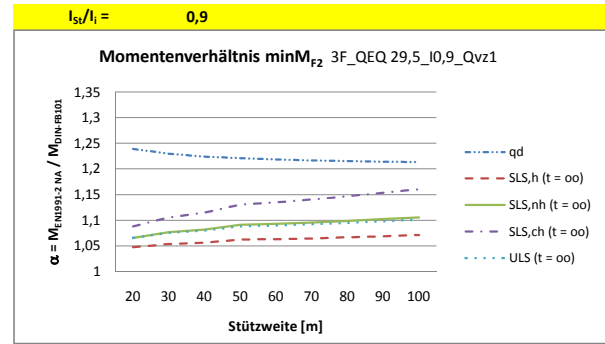
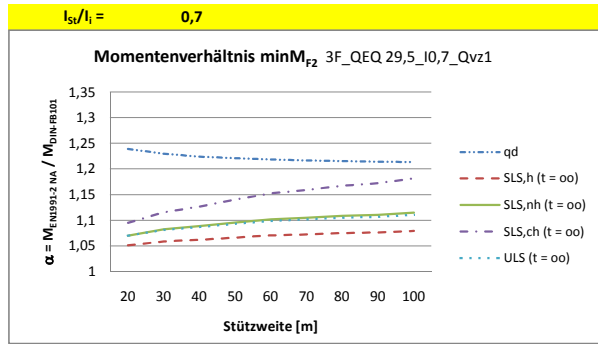
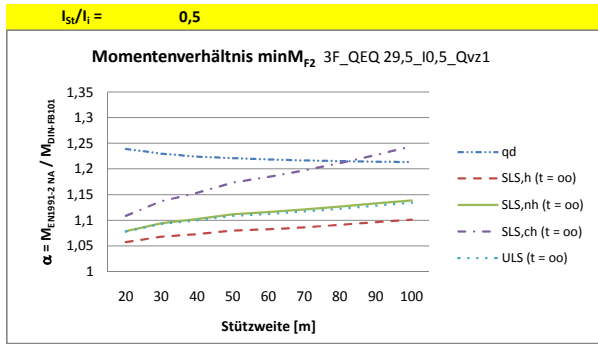


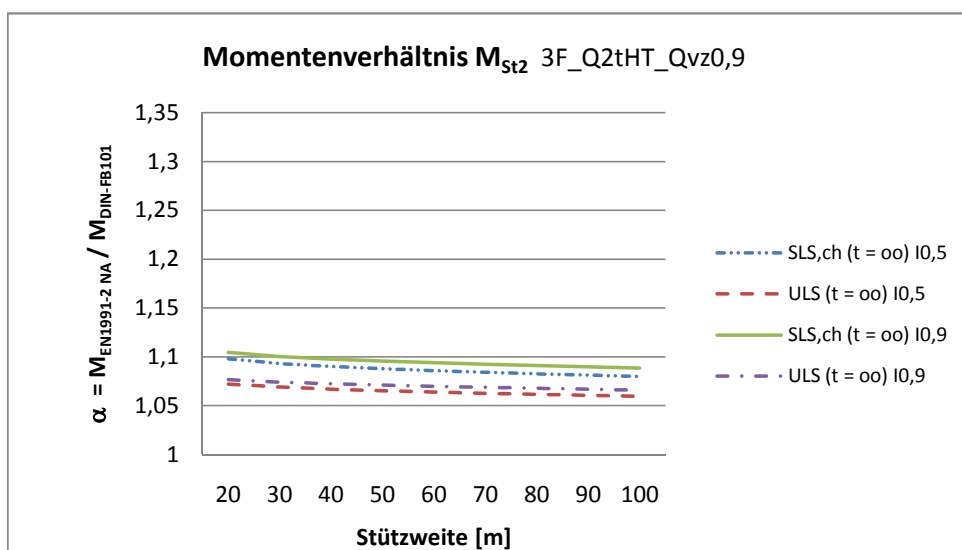
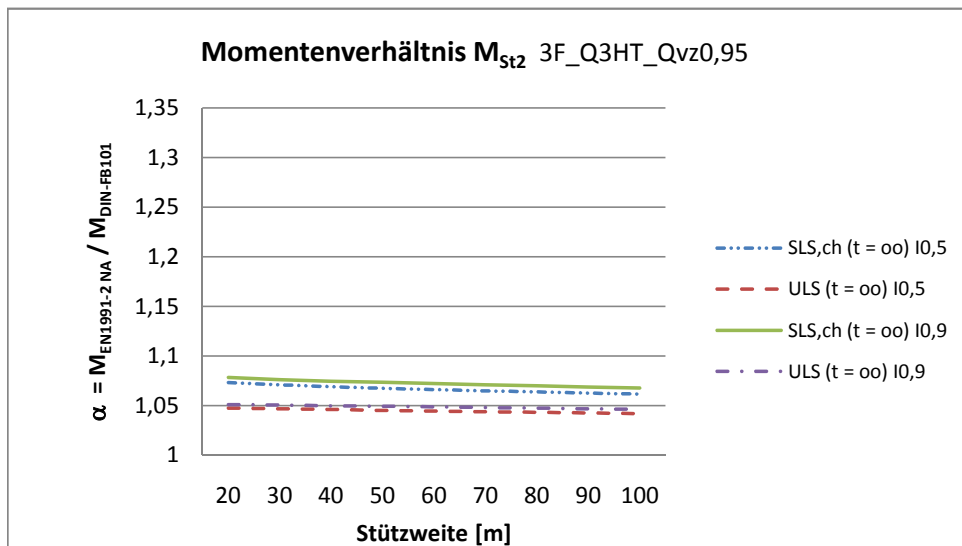
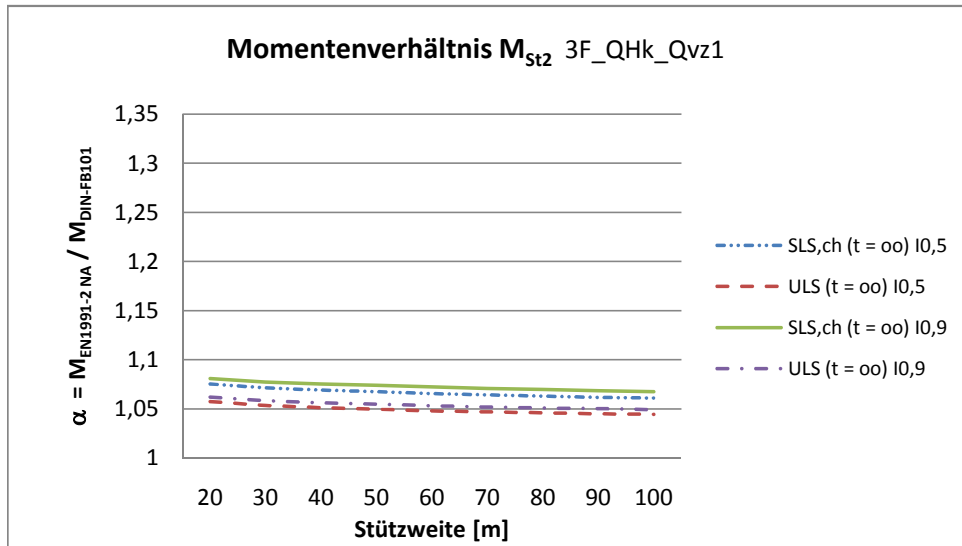


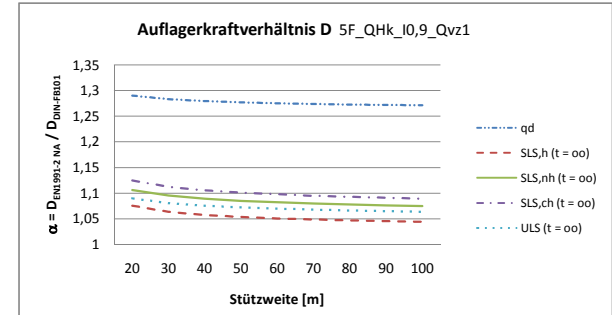
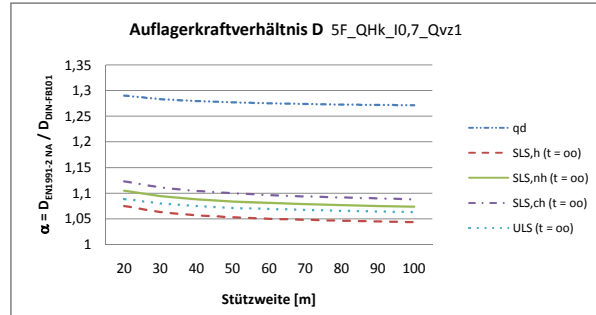
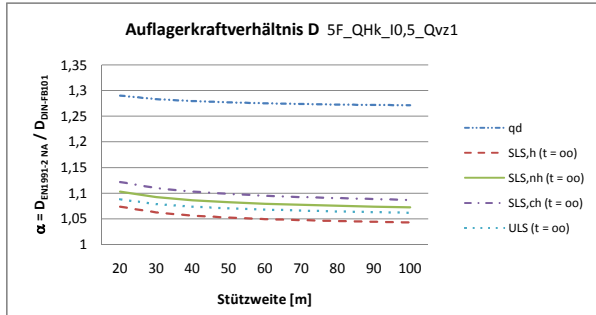
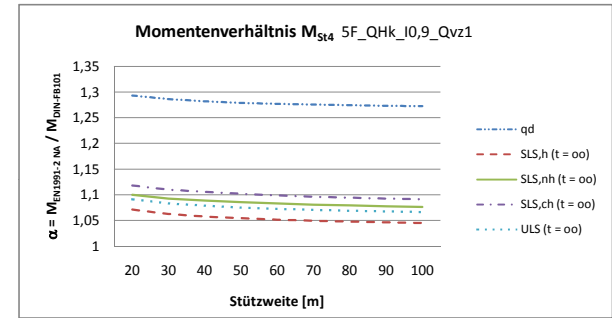
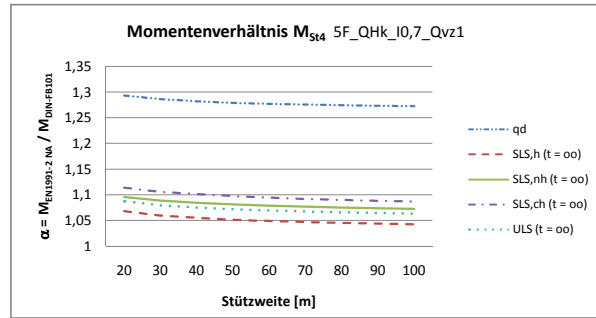
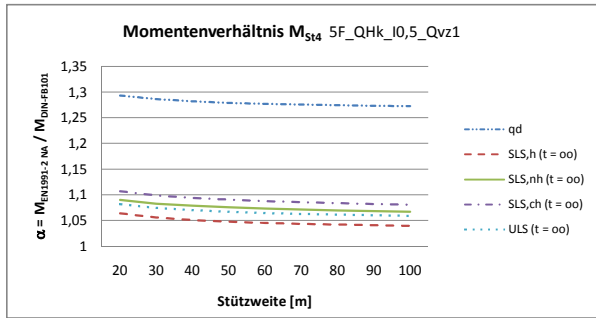
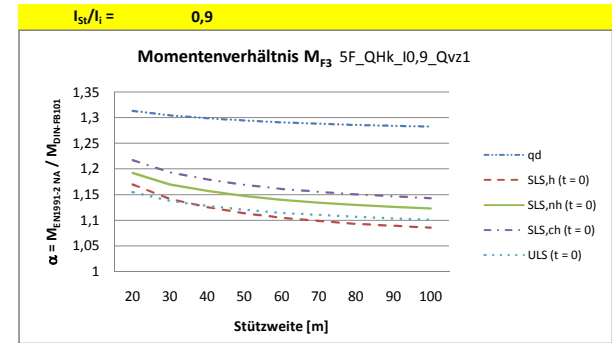
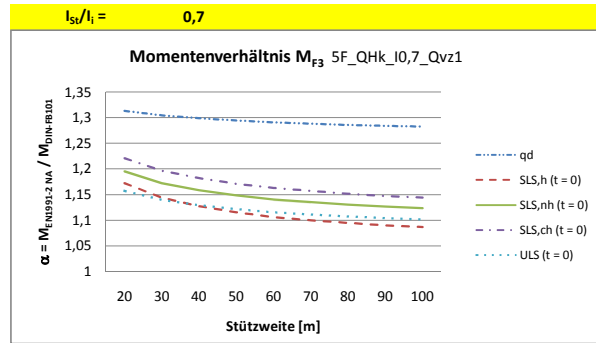
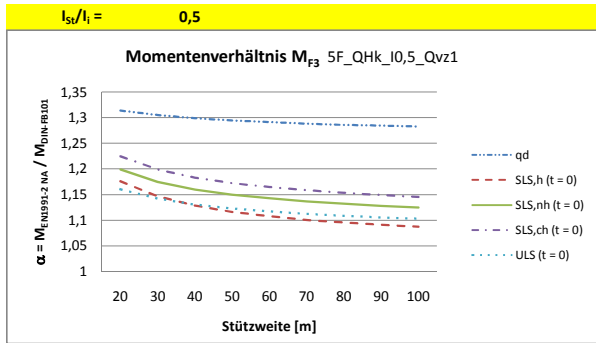


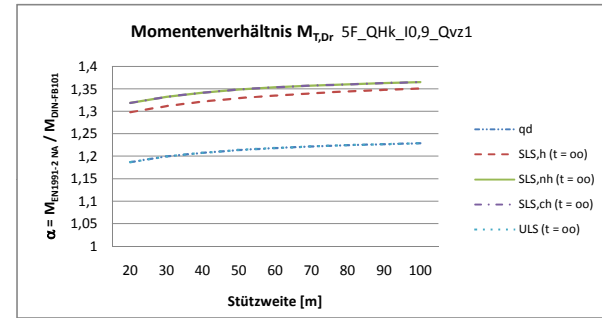
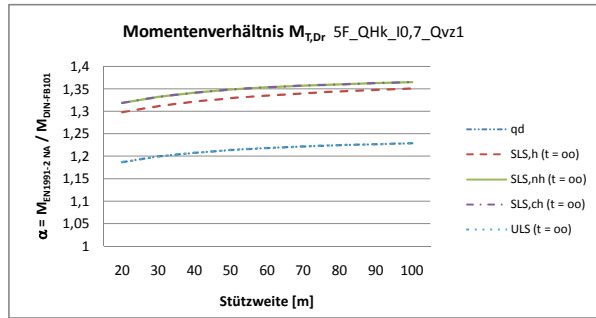
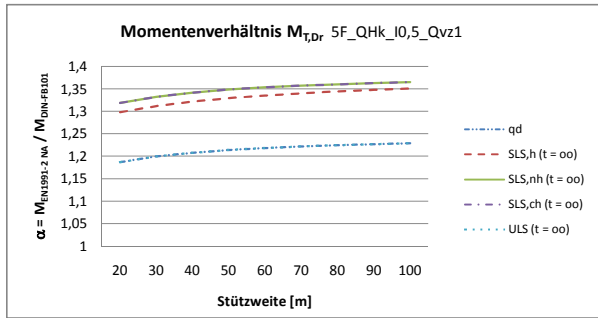
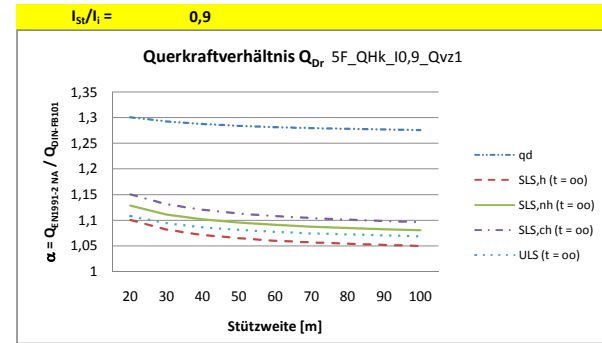
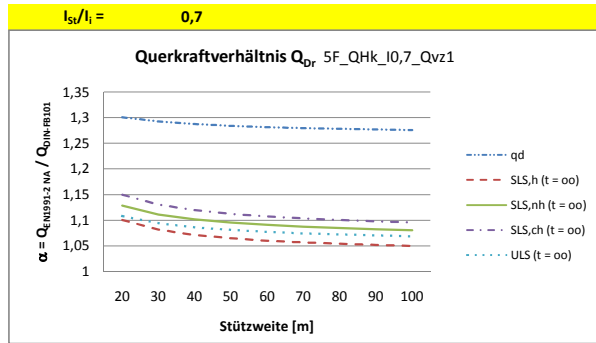
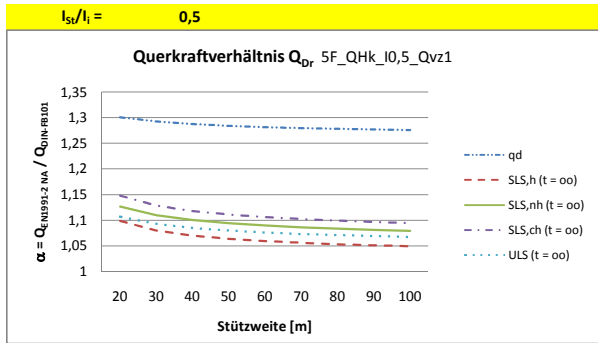


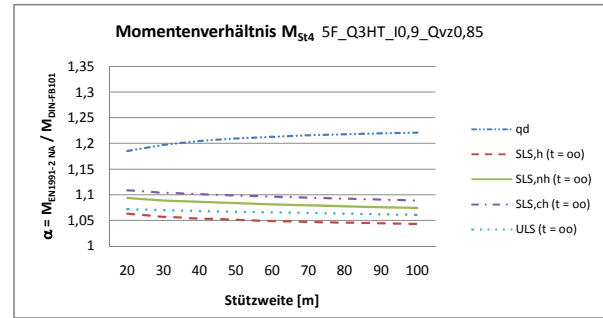
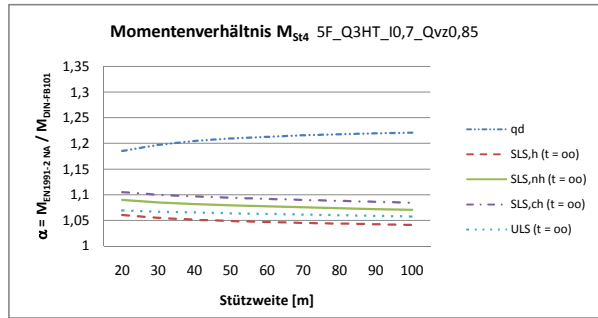
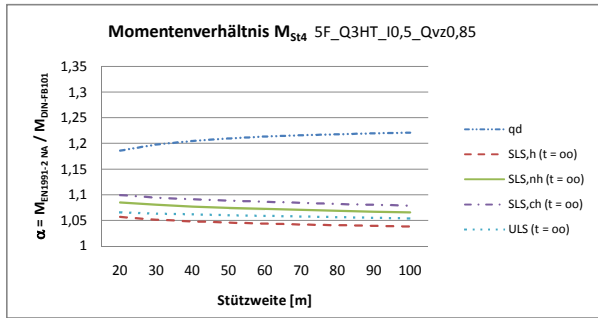
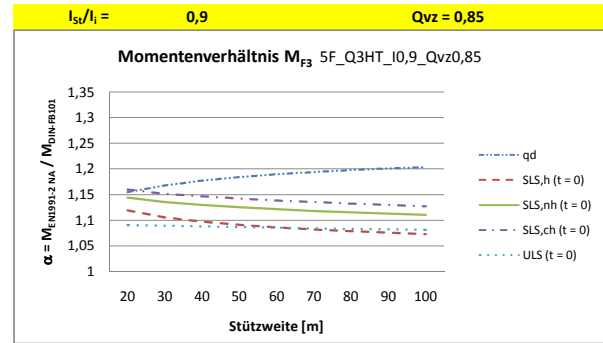
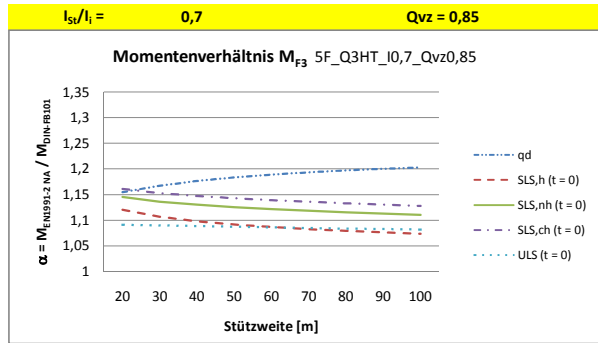
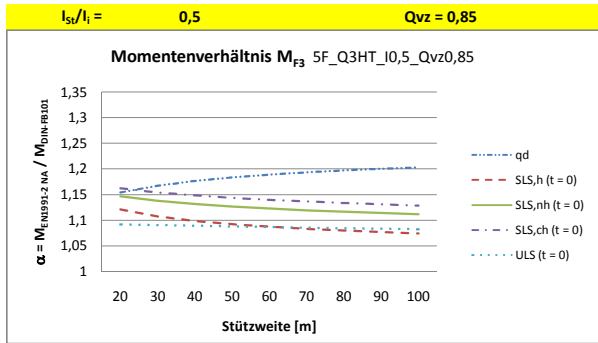


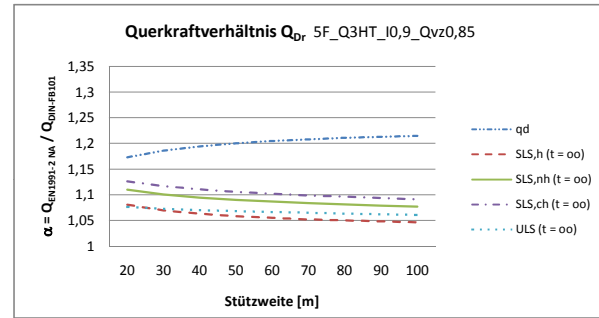
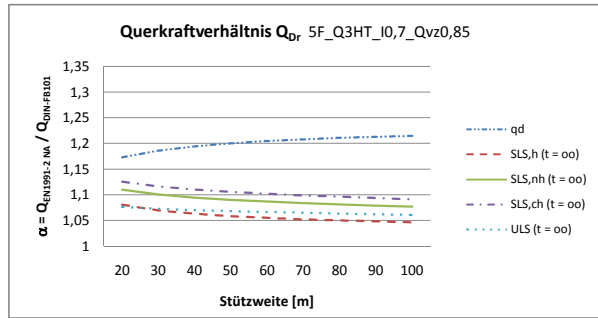
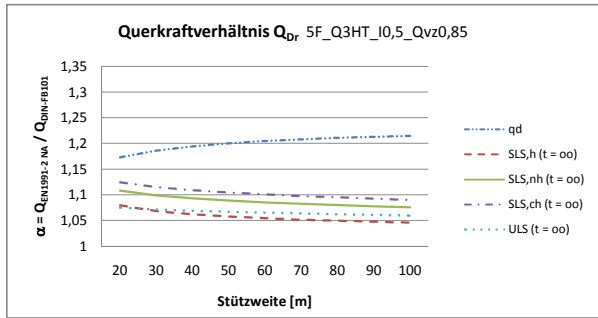
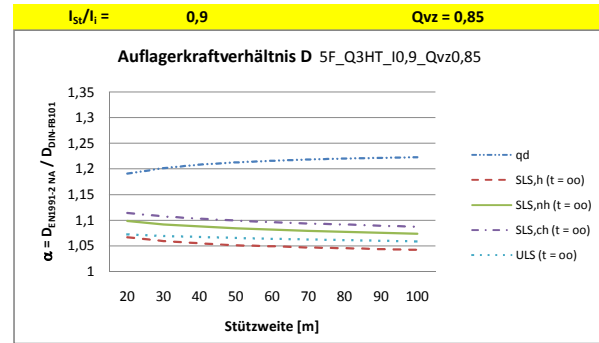
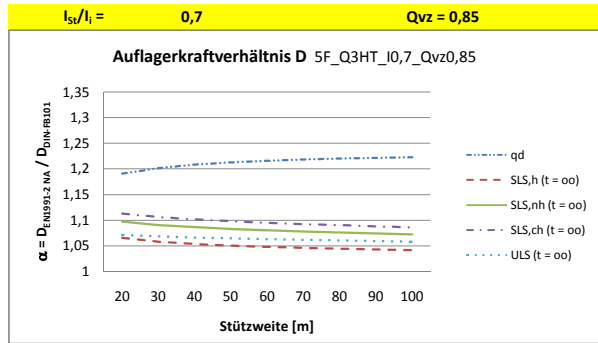
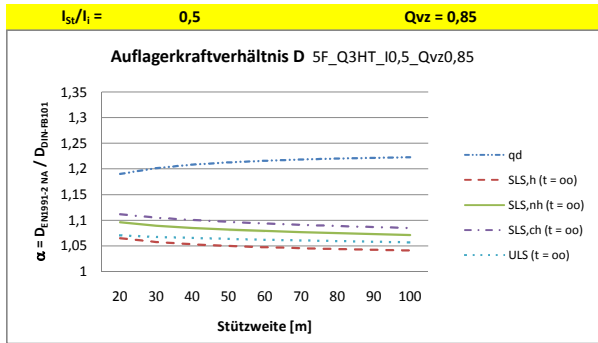


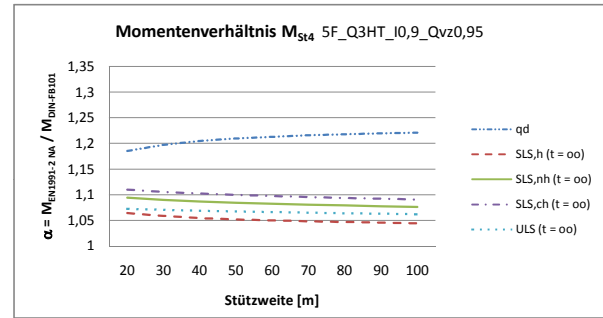
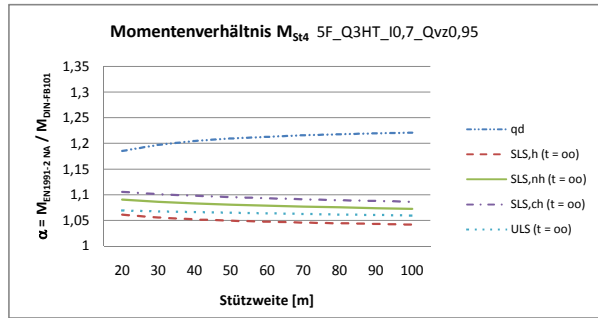
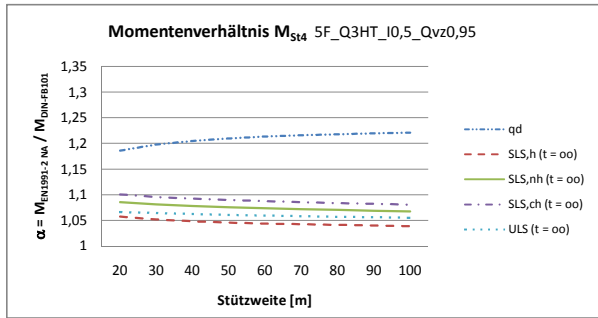
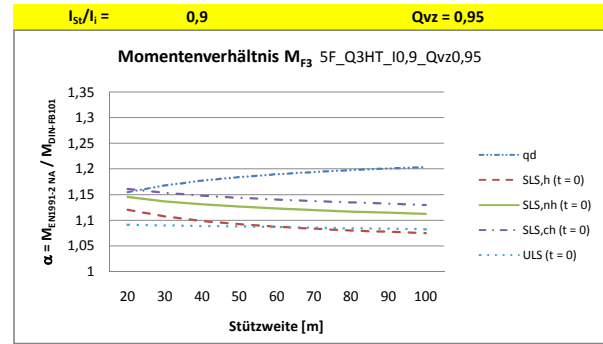
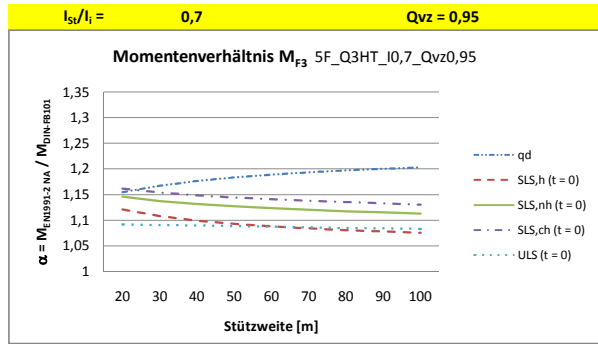
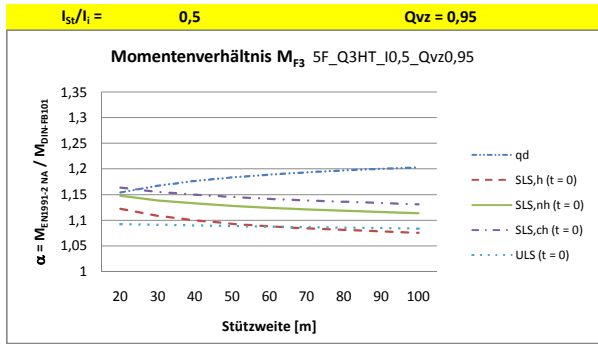


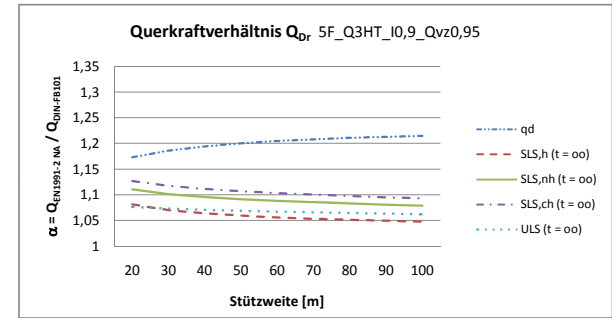
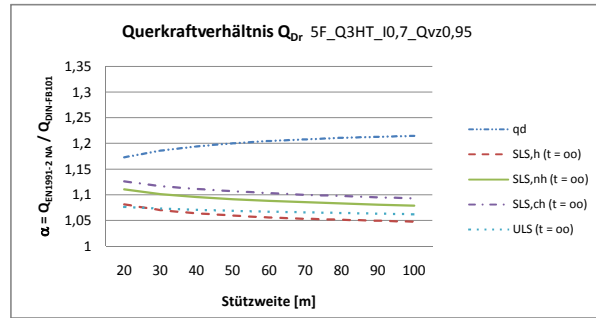
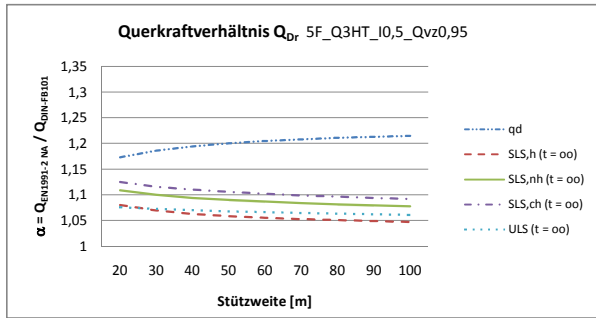
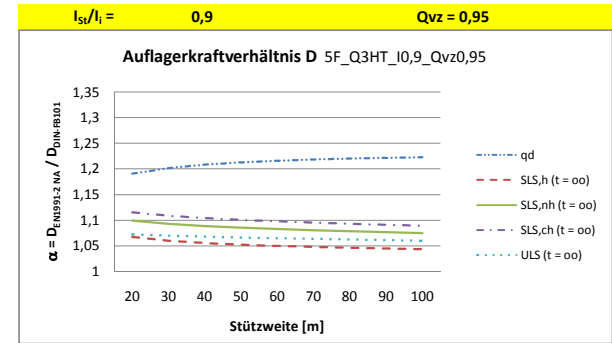
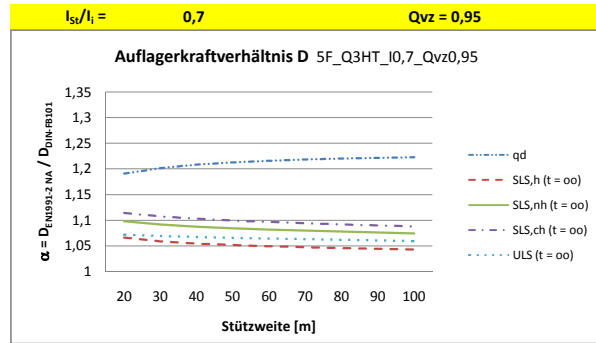
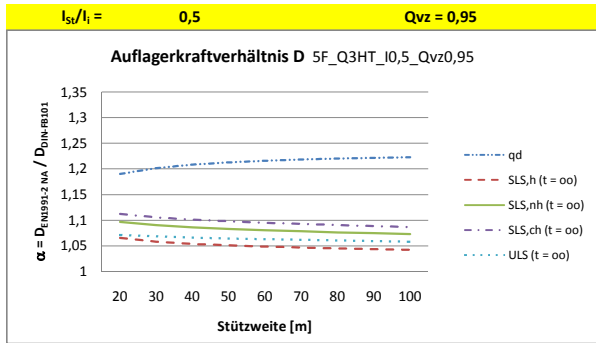


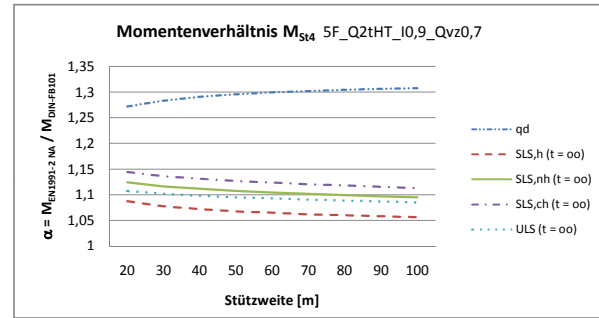
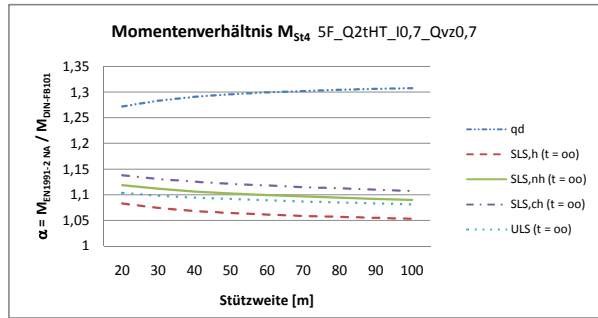
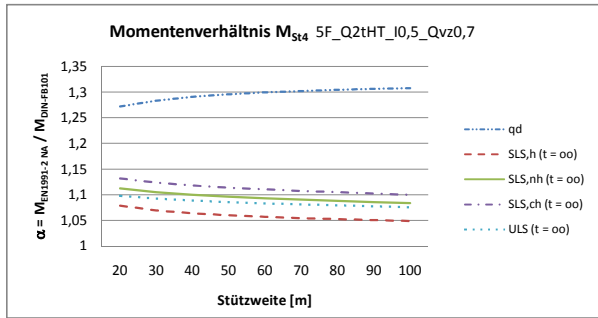
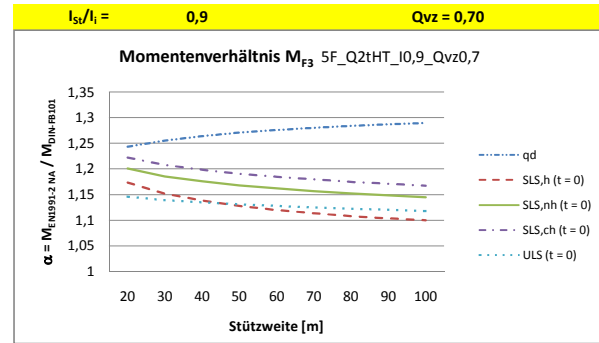
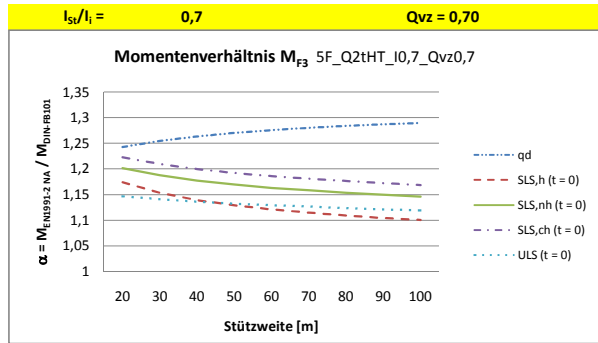
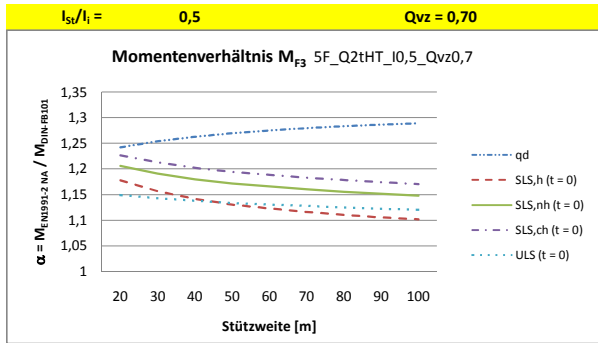


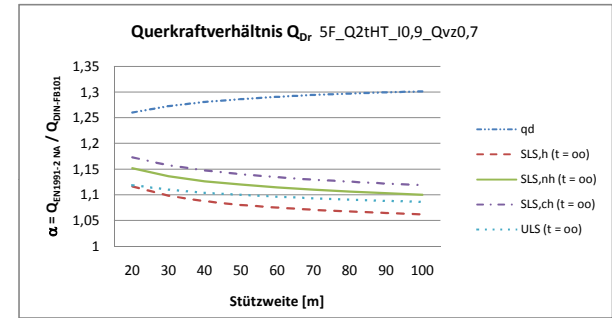
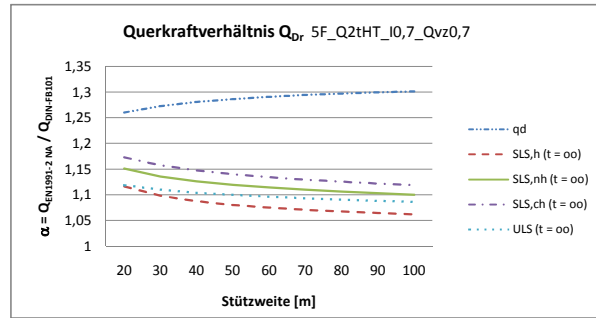
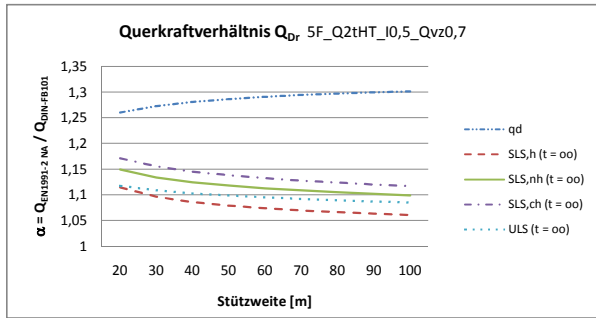
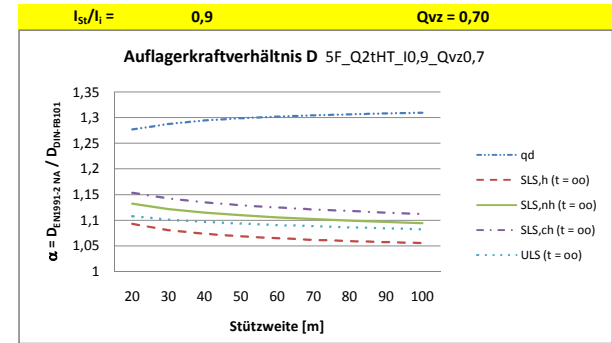
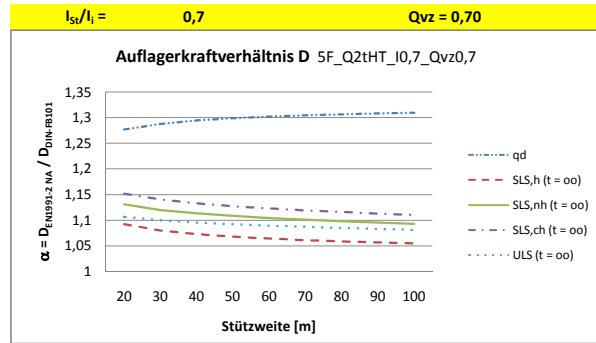
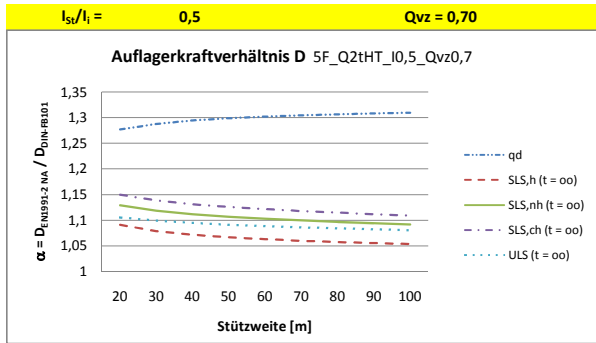


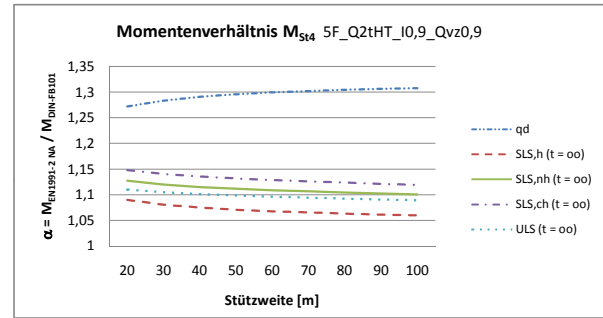
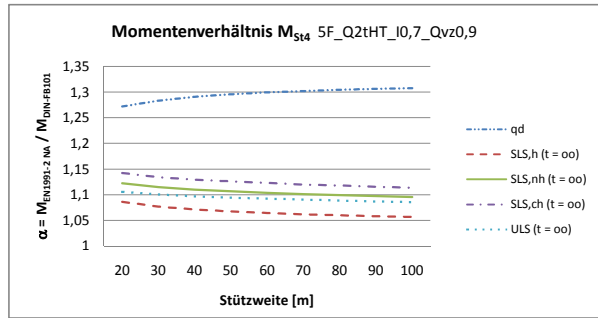
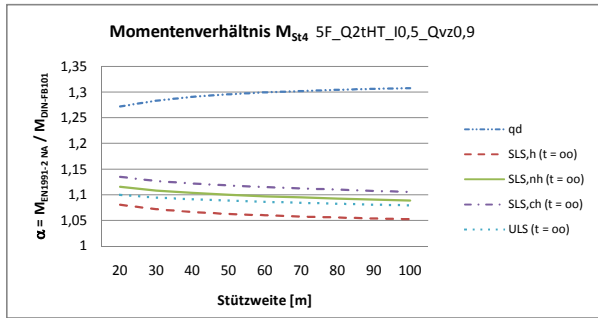
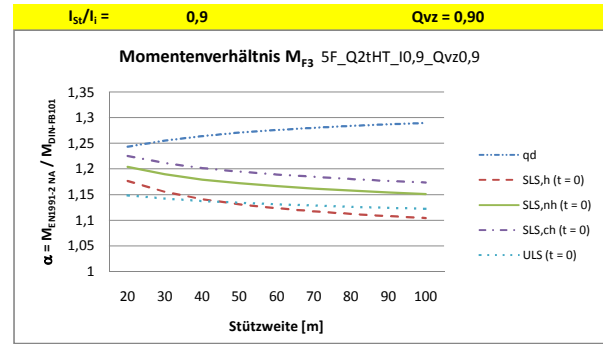
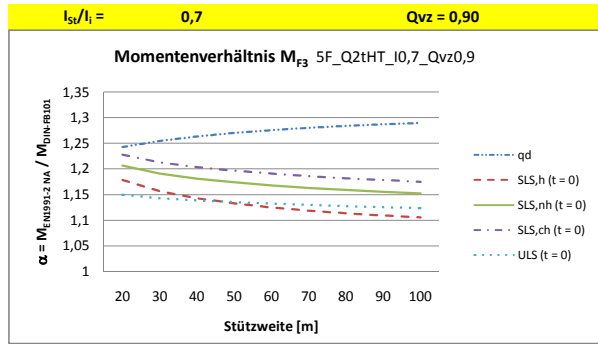
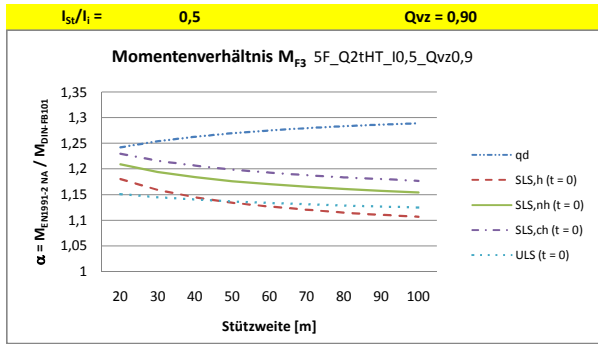


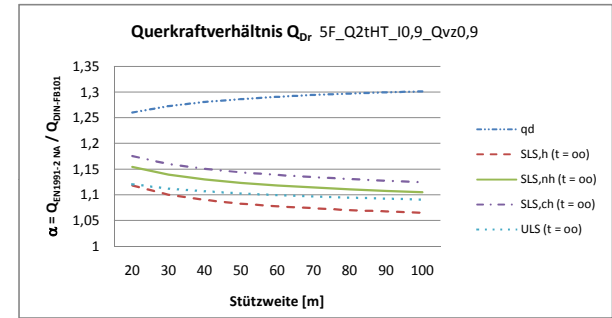
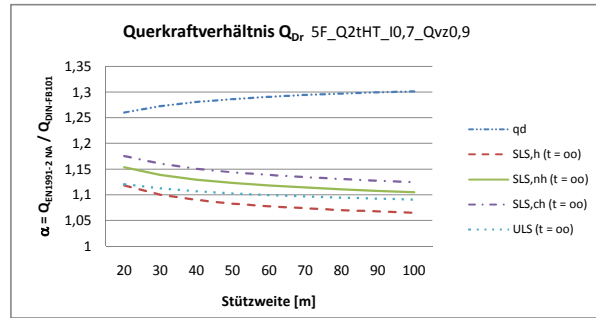
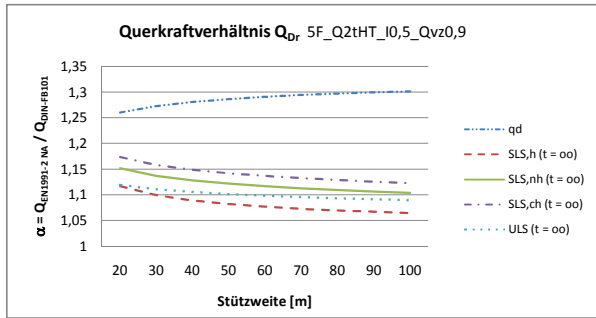
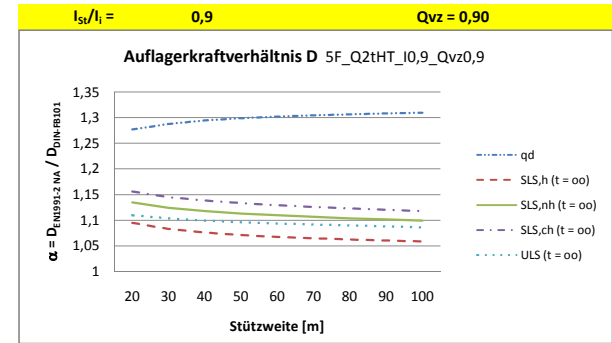
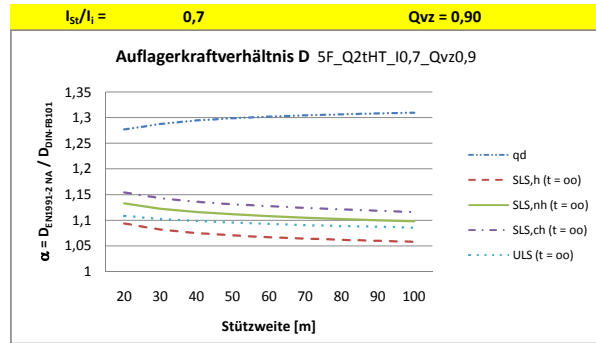
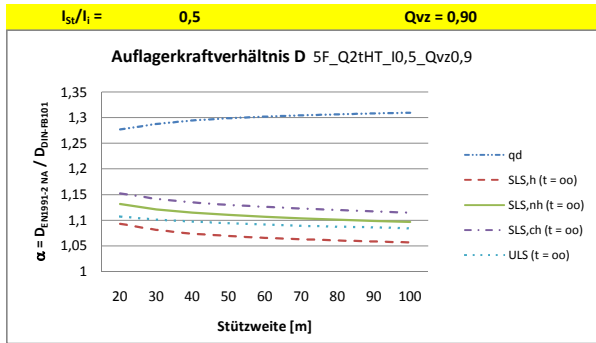


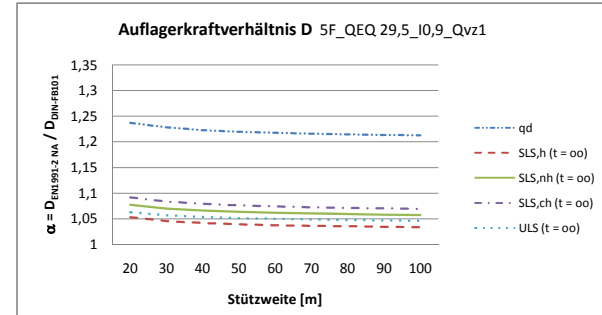
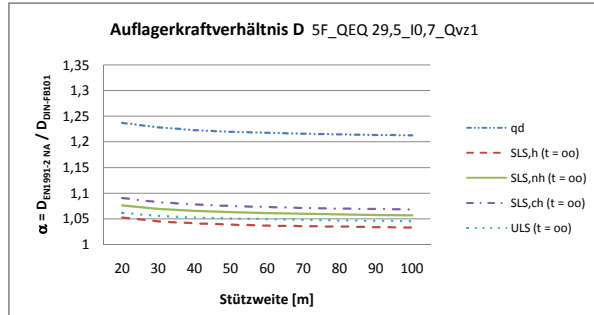
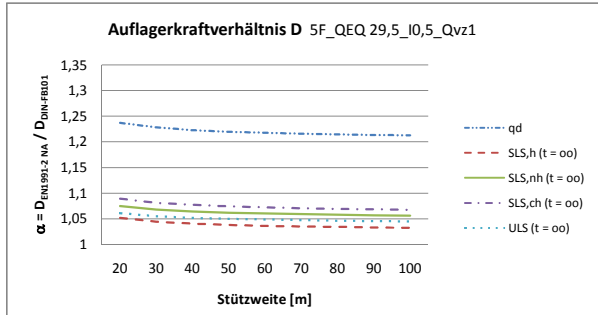
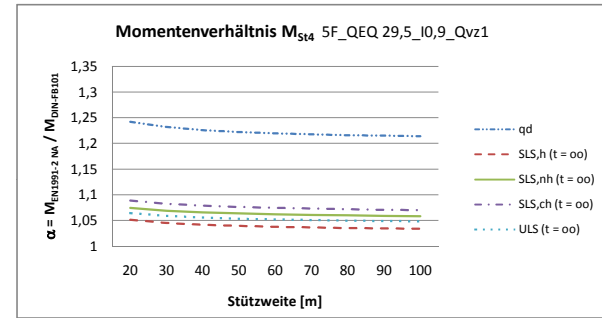
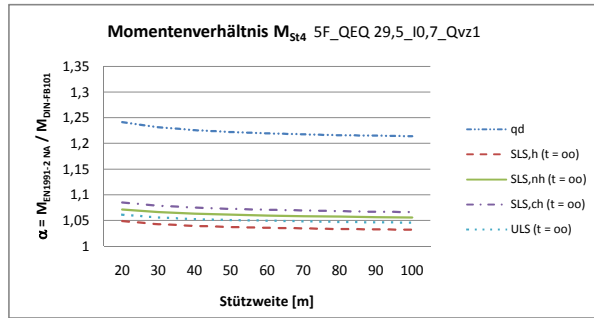
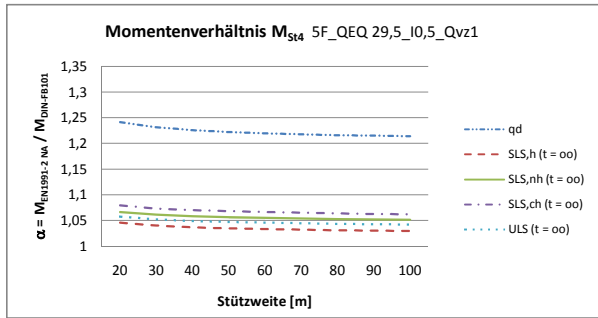
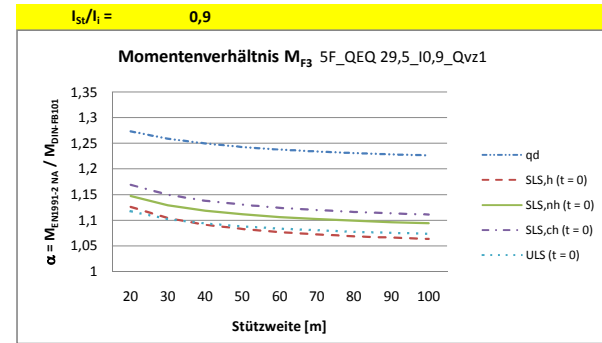
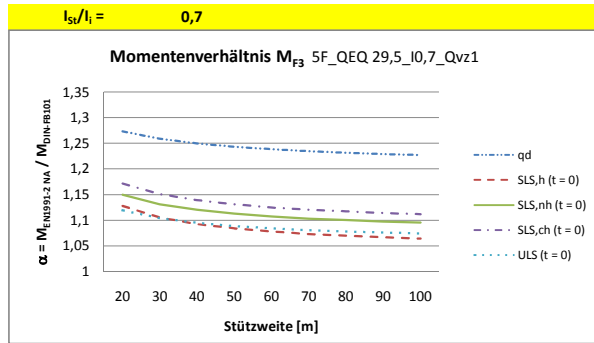
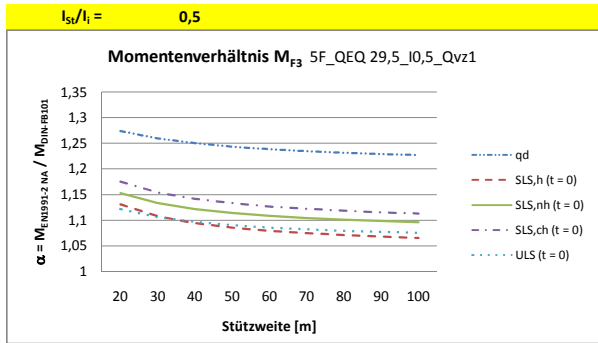


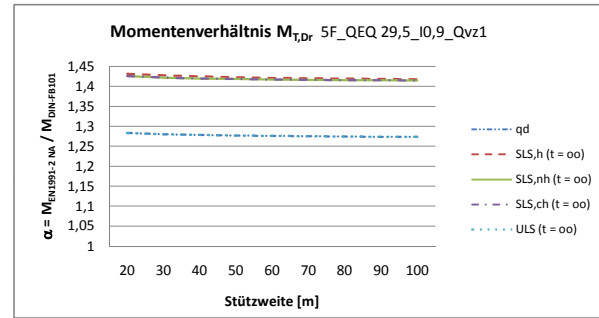
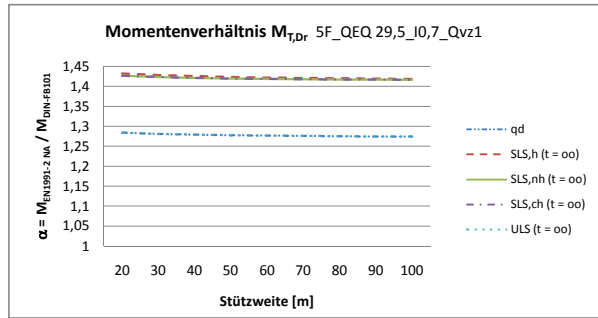
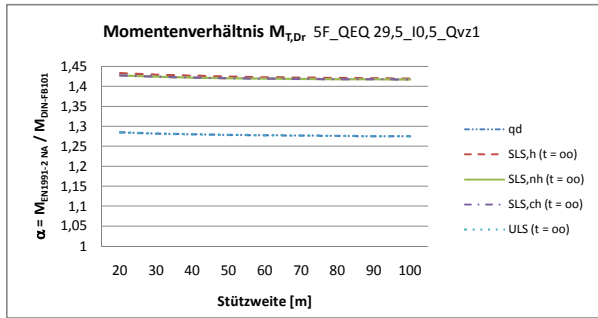
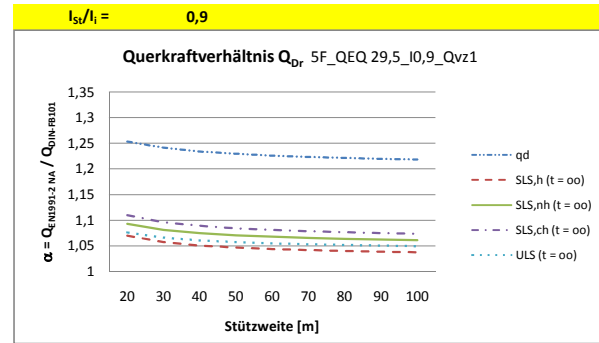
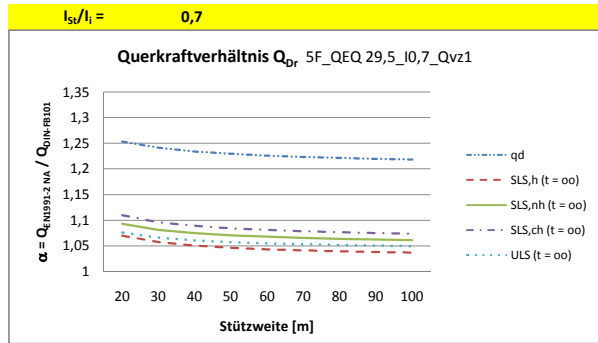
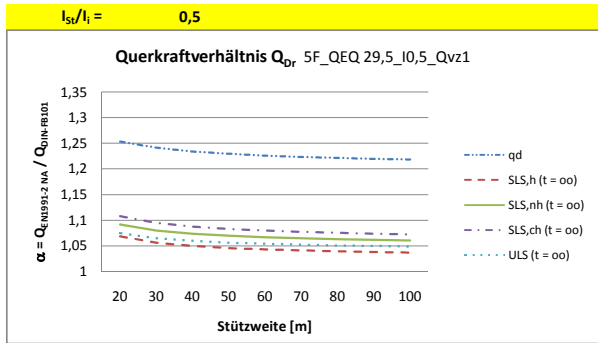












Anhang A3

Nachrechnung der Aftetalbrücke und der Ruhrbrücke A1

A3.2

Aftetalbrücke

Vergleich der Verkehrslasten

Last	Größe	Ort	LM1	LMM1	Einheit	Delta [%]	im Mittel [%]		
TS	M _{y,k}	1. Innenstütze innen	-5.161	-7.377	kNm	42,9	42,9		
		1. Innenstütze außen	-5.595	-7.998		42,9			
		2. Innenstütze innen	-5.104	-7.291		42,8			
		2. Innenstütze außen	-5.608	-7.986		42,4			
		5. Innenstütze innen	-5.058	-7.222		42,8			
		5. Innenstütze außen	-5.630	-8.015		42,4			
		6. Innenstütze innen	-5.246	-7.524		43,4	Endfeld	Innenfeld	
		6. Innenstütze außen	-5.854	-8.382		43,2			
		1. Feld innen	8.961	12.780		42,6	43,0	42,9	43,1
		1. Feld außen	9.707	13.908		43,3			
		2. Feld innen	9.590	13.654		42,4			
		2. Feld außen	10.271	14.723		43,3			
		3. Feld innen	9.715	13.859		42,7			
		3. Feld außen	10.452	15.011		43,6			
		6. Feld innen	9.269	13.225		42,7			
		6. Feld außen	9.978	14.333		43,6			
7. Feld innen	9.141	13.031	42,6						
7. Feld außen	9.923	14.221	43,3						
UDL	M _{y,k}	1. Innenstütze innen	-44.879	-63.966	kNm	42,5	42,5		
		1. Innenstütze außen	-48.009	-68.386		42,4			
		2. Innenstütze innen	-50.393	-71.835		42,5			
		2. Innenstütze außen	-55.104	-78.471		42,4			
		5. Innenstütze innen	-50.593	-72.065		42,4			
		5. Innenstütze außen	-55.984	-79.690		42,3			
		6. Innenstütze innen	-44.730	-63.764		42,6	Endfeld	Innenfeld	
		6. Innenstütze außen	-49.623	-70.679		42,4			
		1. Feld innen	28.994	41.135		41,9	41,5	41,5	41,6
		1. Feld außen	32.875	46.279		40,8			
		2. Feld innen	32.465	46.045		41,8			
		2. Feld außen	36.635	51.814		41,4			
		3. Feld innen	33.673	47.739		41,8			
		3. Feld außen	38.199	54.028		41,4			
		6. Feld innen	31.971	45.289		41,7			
		6. Feld außen	35.895	50.771		41,4			
7. Feld innen	29.041	41.097	41,5						
7. Feld außen	32.810	46.484	41,7						
TS + UDL	M _{y,k}	1. Innenstütze innen	-50.040	-71.343	kNm	42,6	42,5		
		1. Innenstütze außen	-53.604	-76.384		42,5			
		2. Innenstütze innen	-55.497	-79.126		42,6			
		2. Innenstütze außen	-60.712	-86.457		42,4			
		5. Innenstütze innen	-55.651	-79.287		42,5			
		5. Innenstütze außen	-61.614	-87.705		42,3			
		6. Innenstütze innen	-49.976	-71.288		42,6	Endfeld	Innenfeld	
		6. Innenstütze außen	-55.477	-79.061		42,5			
		1. Feld innen	37.955	53.915		42,0	41,9	41,8	41,9
		1. Feld außen	42.582	60.187		41,3			
		2. Feld innen	42.055	59.699		42,0			
		2. Feld außen	46.906	66.537		41,9			
		3. Feld innen	43.388	61.598		42,0			
		3. Feld außen	48.651	69.039		41,9			
		6. Feld innen	41.240	58.514		41,9			
		6. Feld außen	45.873	65.104		41,9			
7. Feld innen	38.182	54.128	41,8						
7. Feld außen	42.733	60.705	42,1						

A3.4

Ruhrbrücke Hagen

Vergleich der Verkehrslasten

Last	Größe	Ort	LM1	LMM1	Einheit	Delta [%]	im Mittel [%]		
TS	M _{y,k}	1. Innenstütze HT 1	-4.806	-6.829	kNm	42,1	43,2	Endfeld	Innenfeld
		1. Innenstütze HT 2	-6.029	-8.692		44,2			
		2. Innenstütze HT 1	-5.454	-7.818		43,3			
		2. Innenstütze HT 2	-5.172	-7.401		43,1			
		1. Feld HT 1	6.267	8.985		43,4	44,7	44,6	44,7
		1. Feld HT 2	6.837	9.939		45,4			
		2. Feld HT 1	6.249	8.946		43,2			
		2. Feld HT 2	7.353	10.759		46,3			
		3. Feld HT 1	6.084	8.810		44,8			
		3. Feld HT 2	7.273	10.548		45,0			
UDL	M _{y,k}	1. Innenstütze HT 1	-32.337	-45.683	kNm	41,3	41,2	Endfeld	Innenfeld
		1. Innenstütze HT 2	-35.107	-49.557		41,2			
		2. Innenstütze HT 1	-32.428	-45.737		41,0			
		2. Innenstütze HT 2	-34.830	-49.275		41,5			
		1. Feld HT 1	14.362	20.223		40,8	39,9	39,9	39,8
		1. Feld HT 2	16.949	23.615		39,3			
		2. Feld HT 1	15.854	22.158		39,8			
		2. Feld HT 2	19.824	27.704		39,7			
		3. Feld HT 1	14.449	20.141		39,4			
		3. Feld HT 2	17.167	24.057		40,1			
TS + UDL	M _{y,k}	1. Innenstütze HT 1	-37.143	-52.512	kNm	41,4	41,5	Endfeld	Innenfeld
		1. Innenstütze HT 2	-41.136	-58.249		41,6			
		2. Innenstütze HT 1	-37.882	-53.555		41,4			
		2. Innenstütze HT 2	-40.002	-56.676		41,7			
		1. Feld HT 1	20.629	29.208		41,6	41,2	41,3	41,1
		1. Feld HT 2	23.786	33.554		41,1			
		2. Feld HT 1	22.103	31.104		40,7			
		2. Feld HT 2	27.177	38.463		41,5			
		3. Feld HT 1	20.533	28.951		41,0			
		3. Feld HT 2	24.440	34.605		41,6			

Ruhrbrücke Hagen

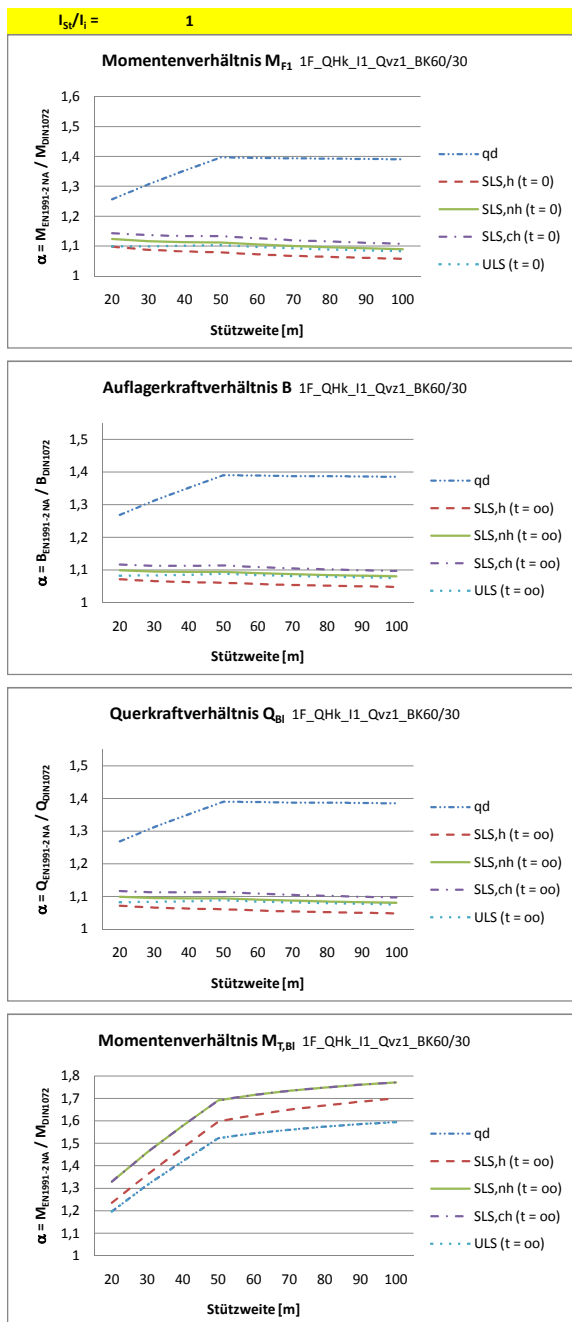
Vergleich der Spannungen im GzT

Last	Größe	Ort	LM1	LMM1	Einheit	Delta [%]	im Mittel [%]		
GzT	$\sigma_{x,OG,d}$	1. Innenstütze HT 1	231	242	N/mm ²	4,8	5,4	Endfeld	Innenfeld
		1. Innenstütze HT 2	230	243		5,7			
		2. Innenstütze HT 1	218	229		5,0			
		2. Innenstütze HT 2	224	238		6,3			
		1. Feld HT 1	-197	-200		1,5	1,0	1,0	0,9
		1. Feld HT 2	-201	-202		0,5			
		2. Feld HT 1	-167	-169		1,2			
		2. Feld HT 2	-183	-184		0,5			
		3. Feld HT 1	-177	-178		0,6			
		3. Feld HT 2	-194	-197		1,5			
	$\sigma_{x,UG,d}$	1. Innenstütze HT 1	-272	-286	N/mm ²	5,1	5,5	Endfeld	Innenfeld
		1. Innenstütze HT 2	-242	-256		5,8			
		2. Innenstütze HT 1	-250	-265		6,0			
		2. Innenstütze HT 2	-253	-266		5,1			
		1. Feld HT 1	341	369		8,2	8,2	8,3	8,0
		1. Feld HT 2	356	386		8,4			
		2. Feld HT 1	357	386		8,1			
		2. Feld HT 2	355	383		7,9			
		3. Feld HT 1	333	360		8,1			
		3. Feld HT 2	351	381		8,5			

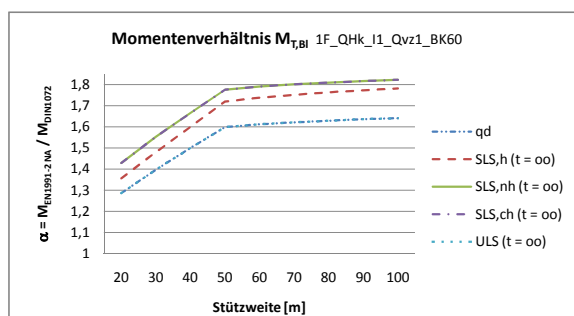
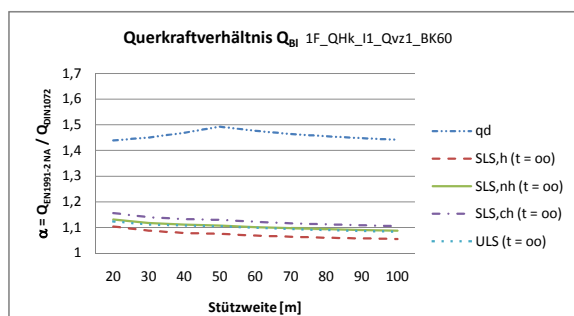
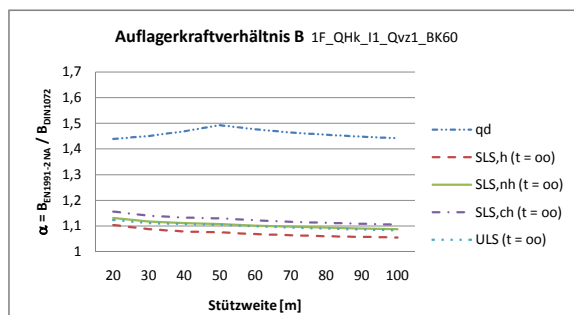
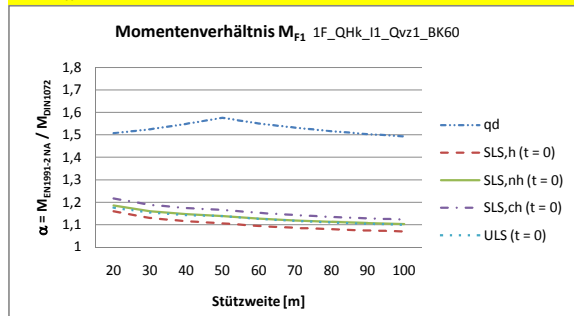
Anhang A4

Vergleich der Schnittgrößen nach NA zu DIN EN 1991-2 und DIN 1072

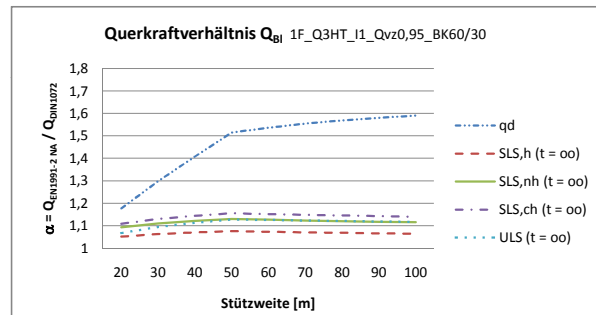
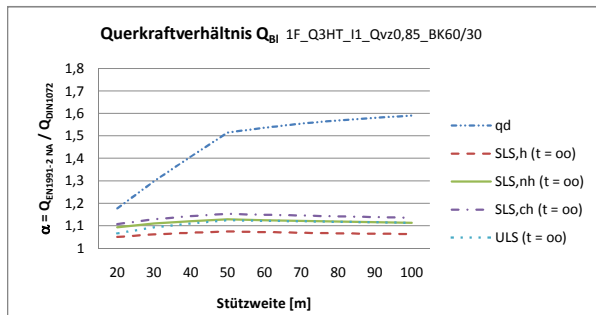
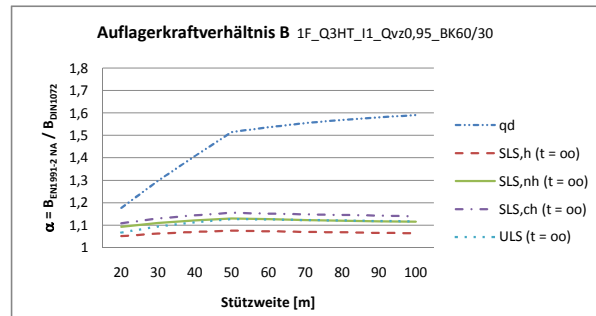
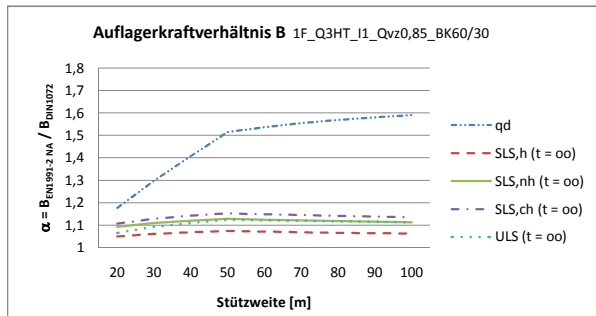
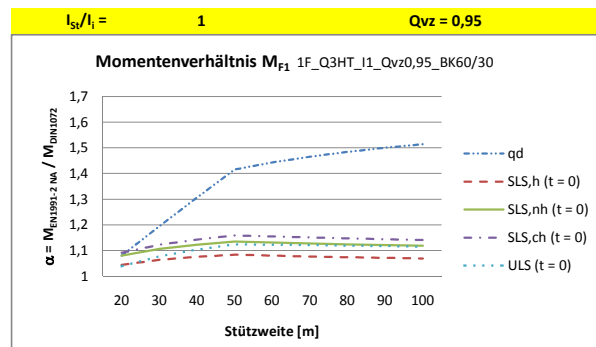
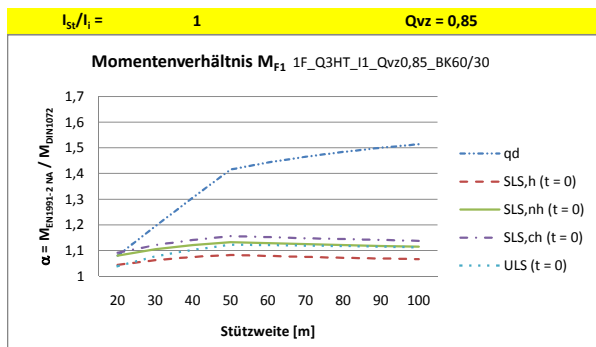
A4.2

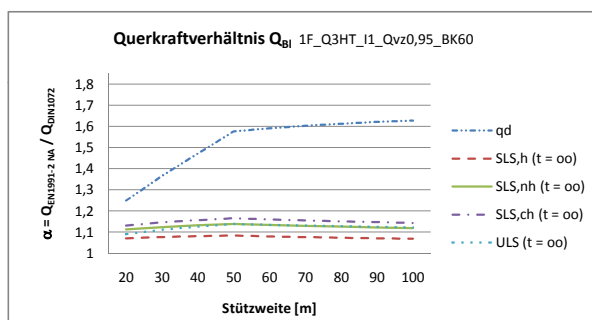
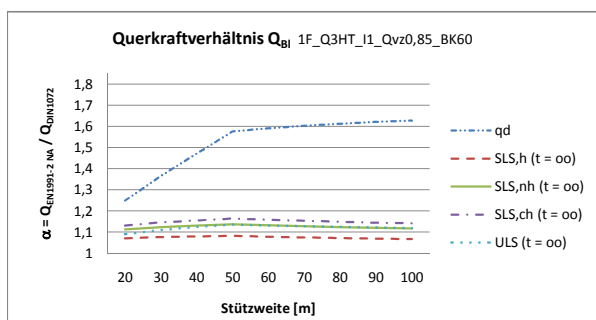
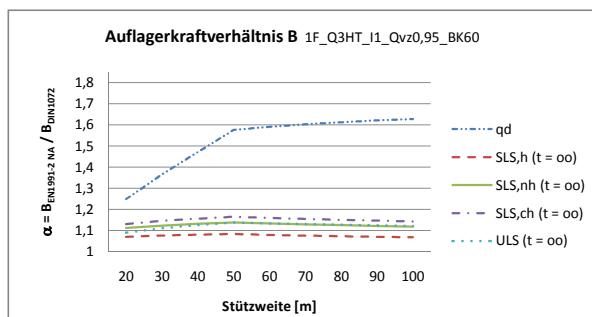
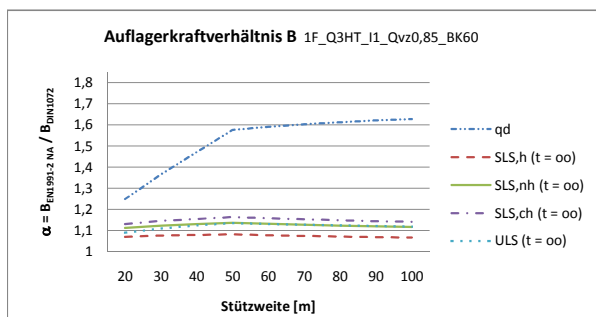
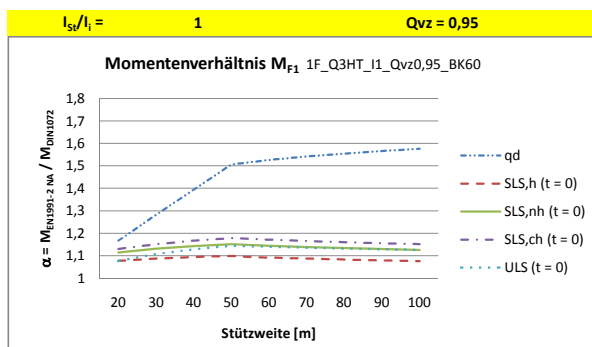
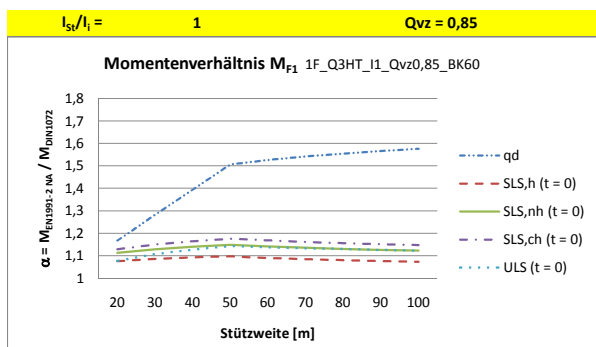


$I_{S1}/I_1 = 1$

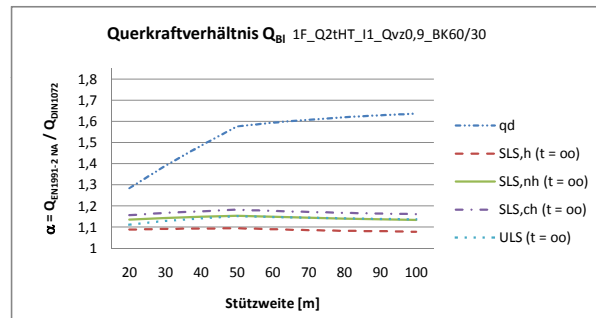
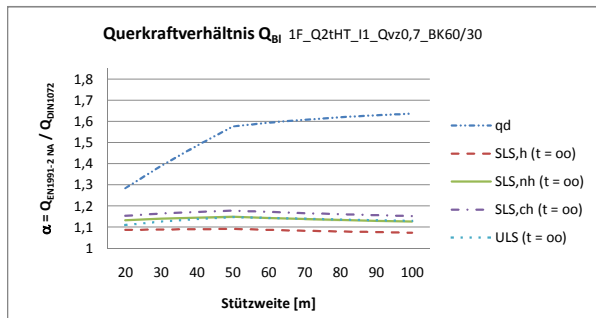
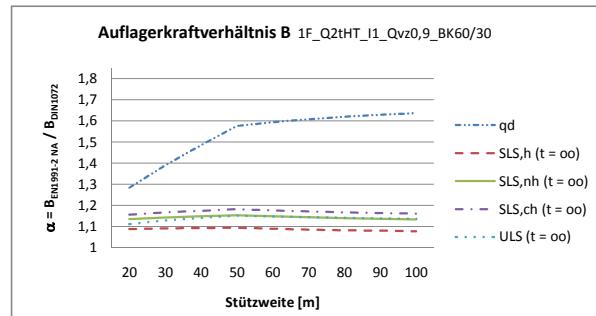
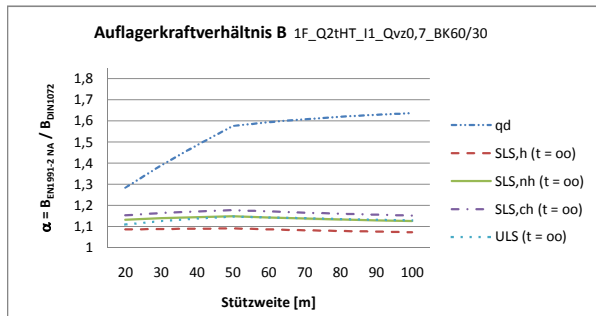
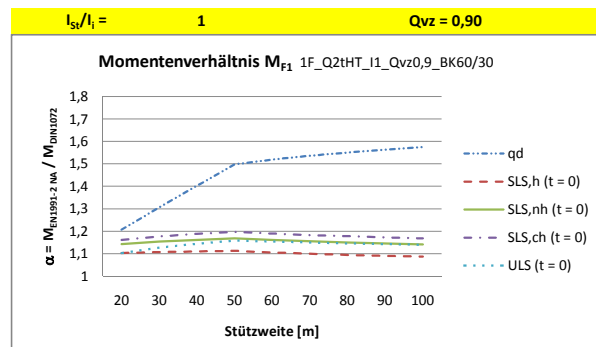
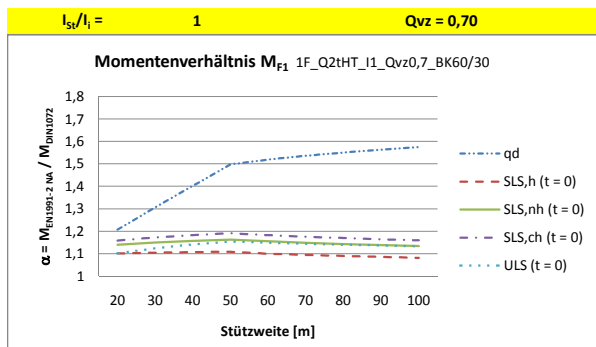


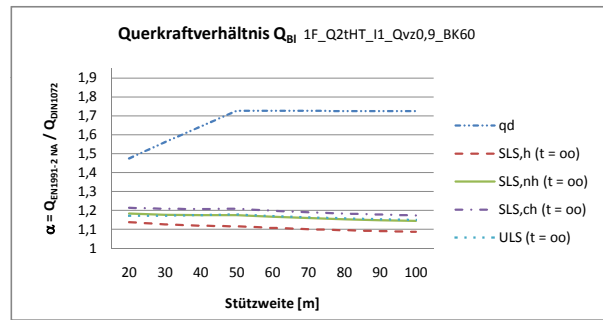
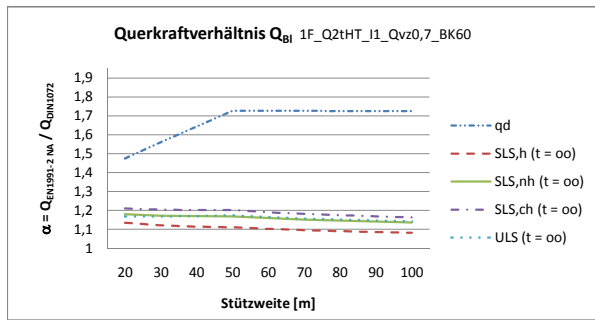
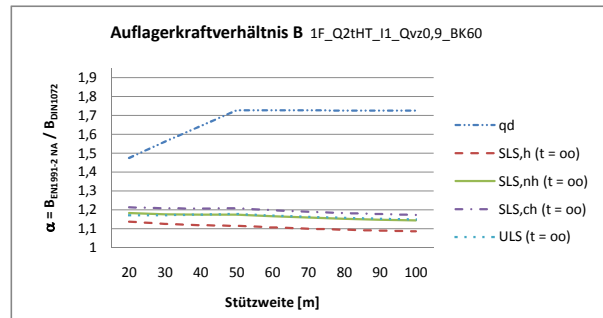
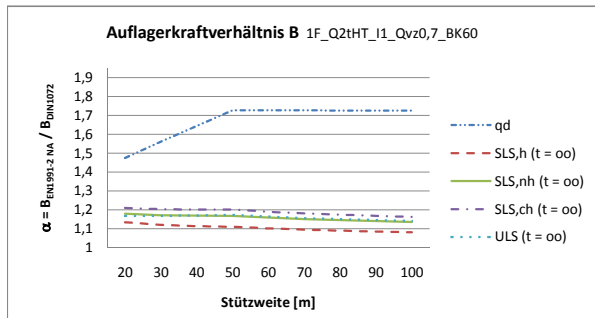
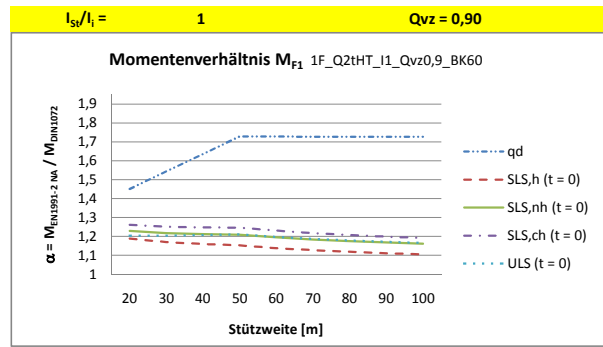
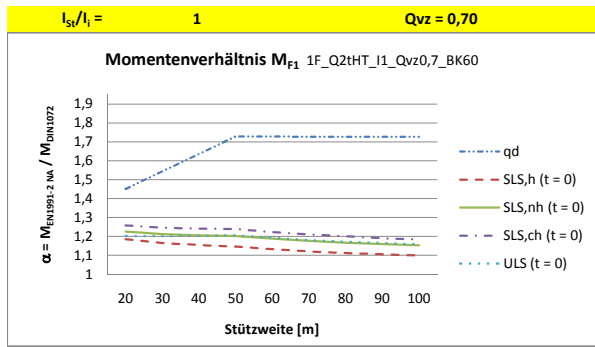
A4.4

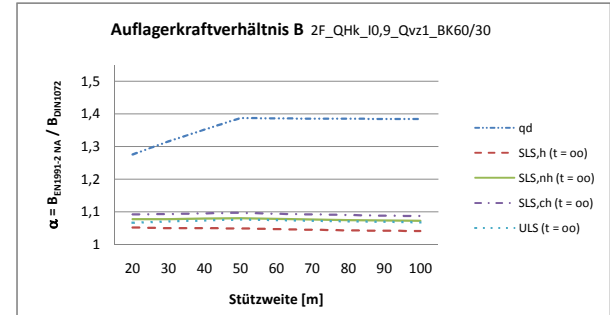
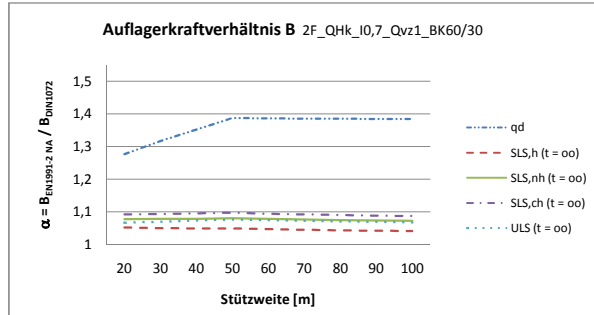
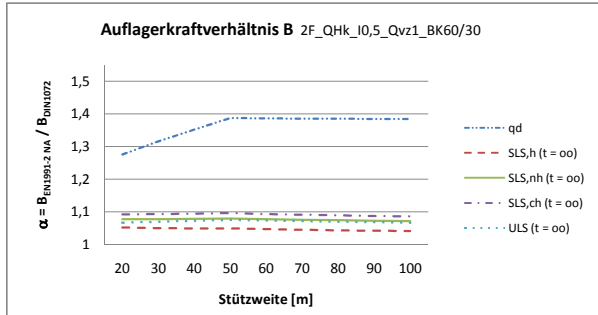
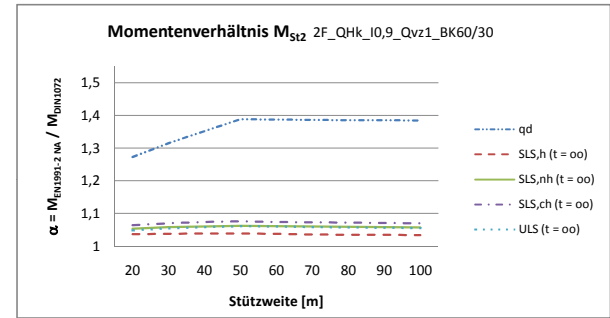
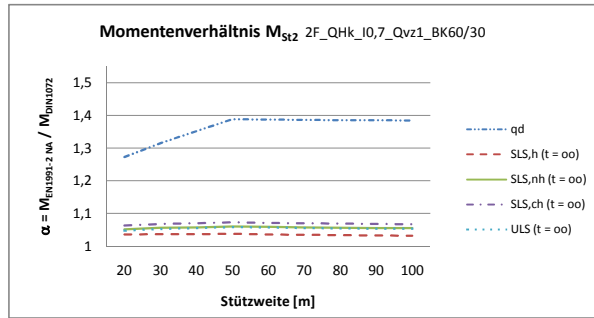
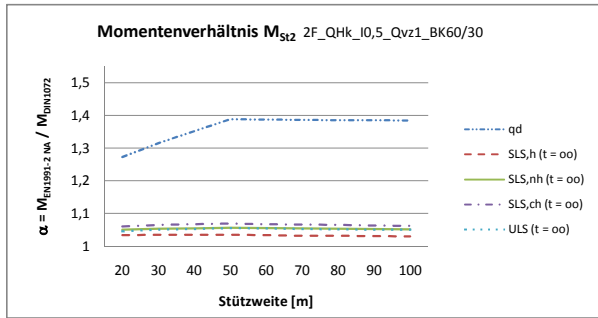
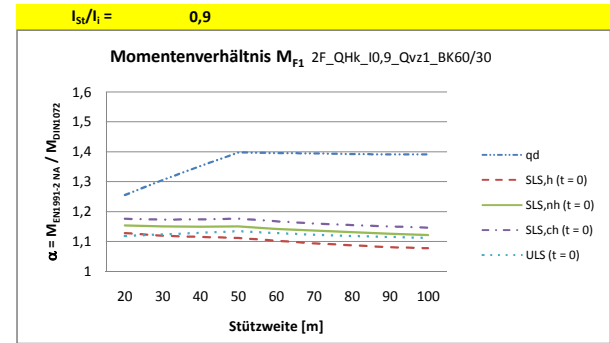
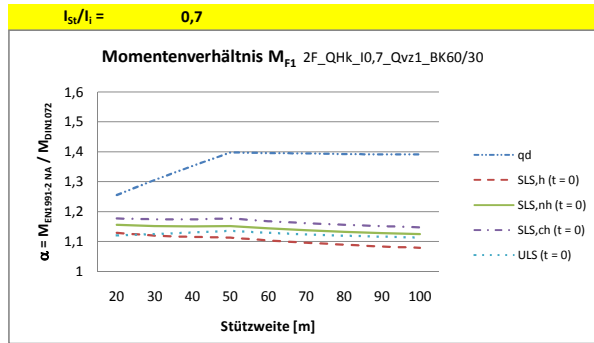
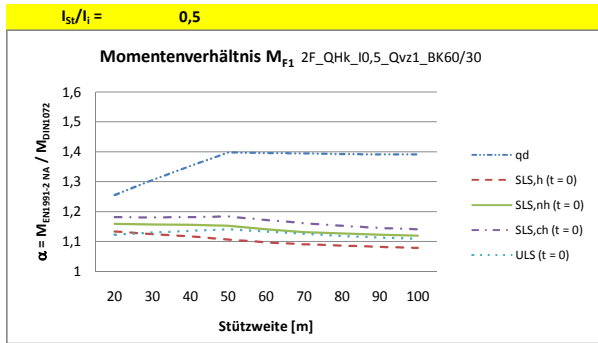


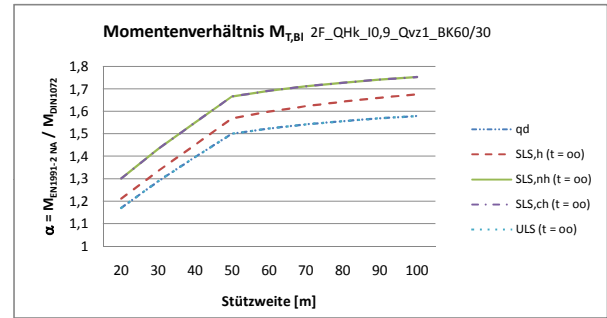
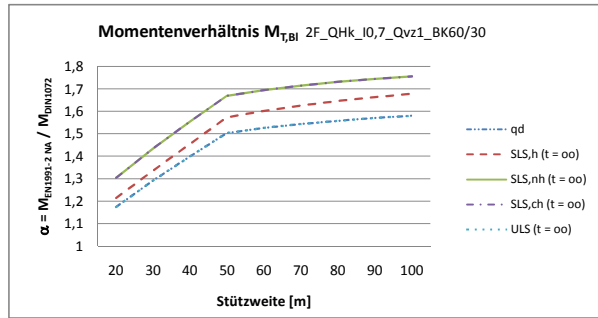
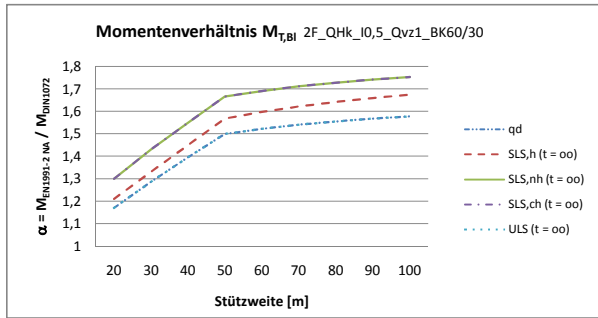
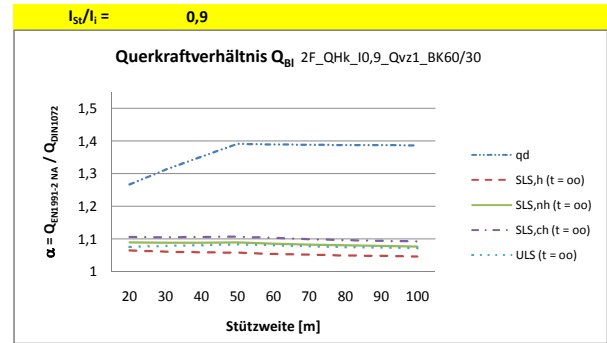
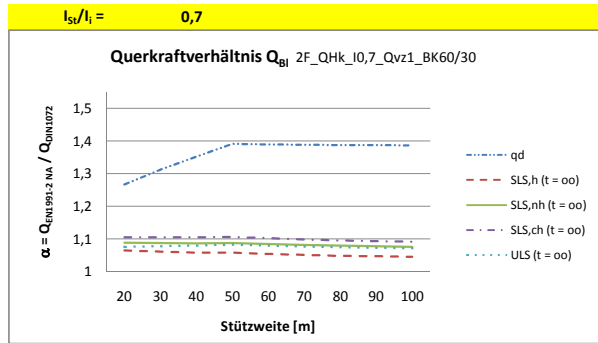
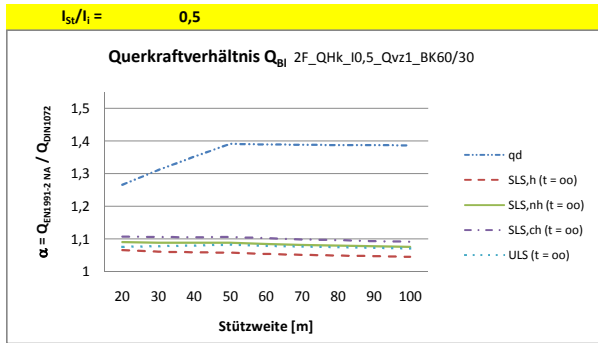


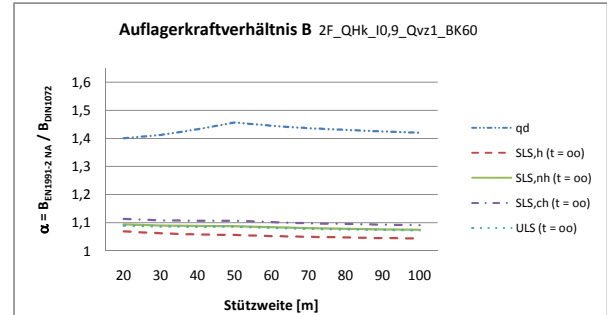
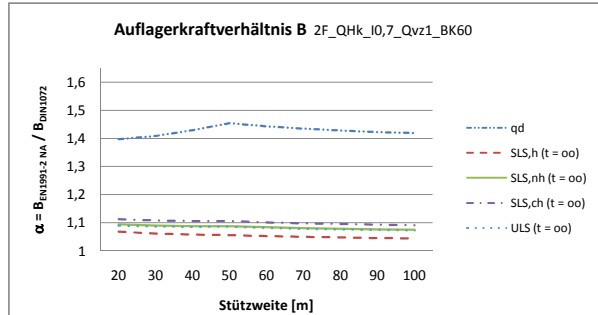
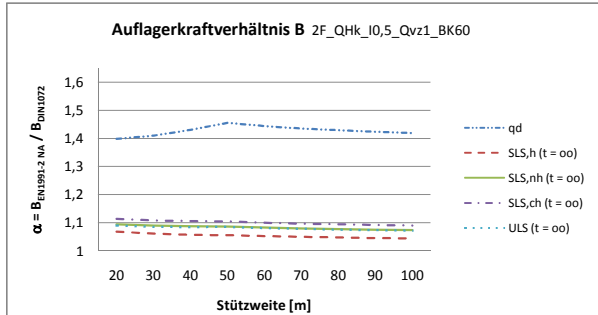
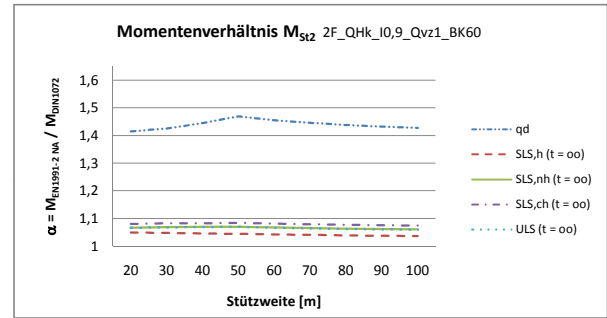
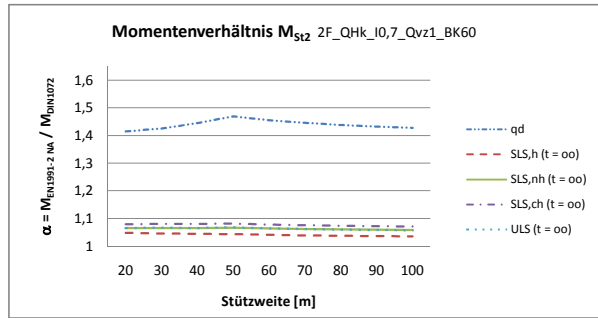
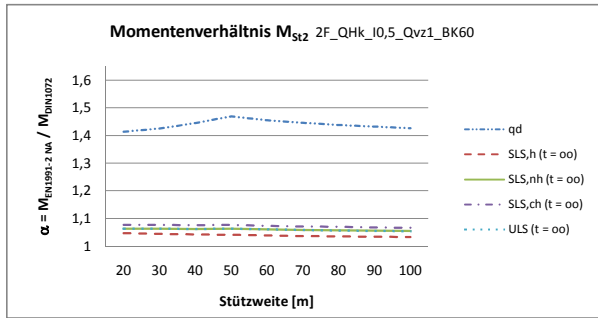
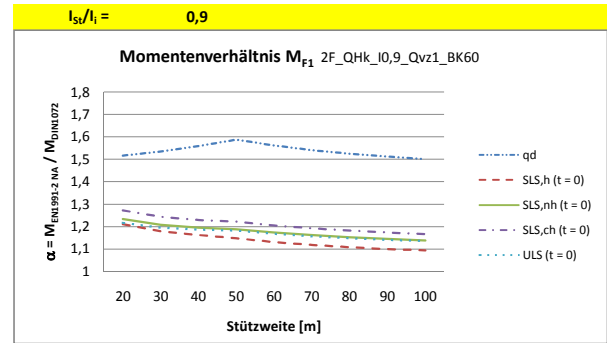
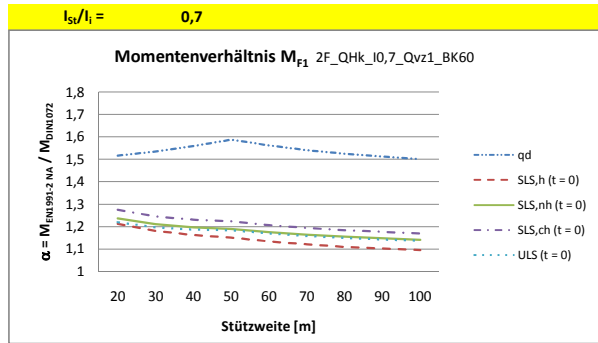
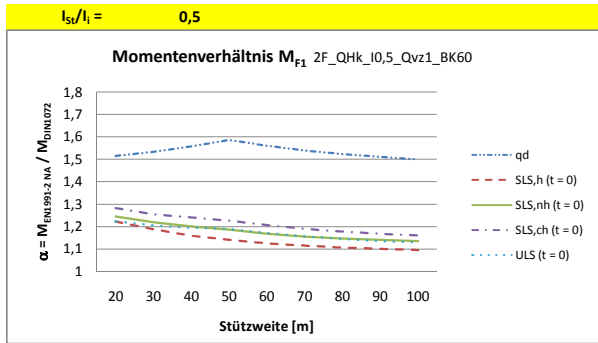
A4.6

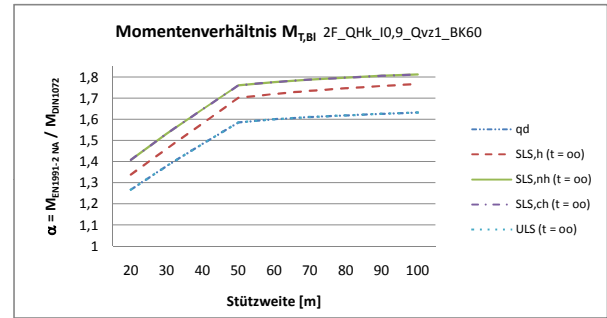
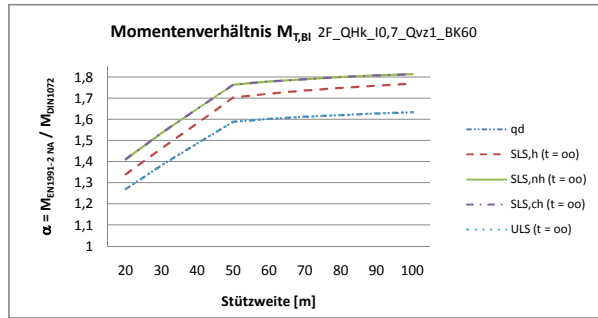
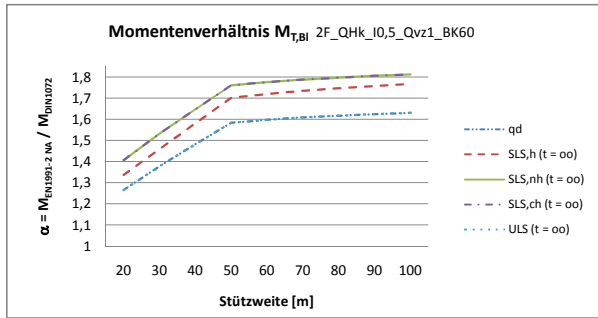
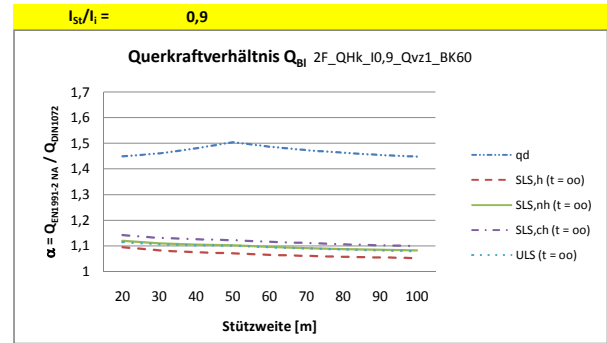
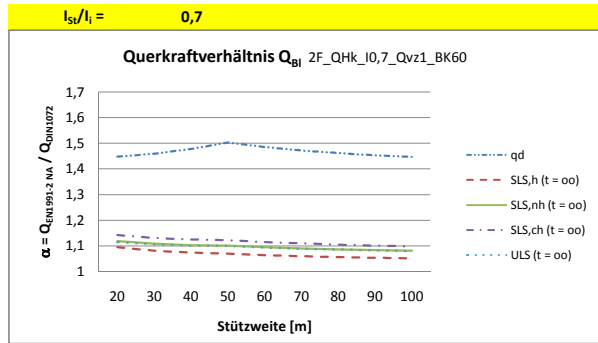
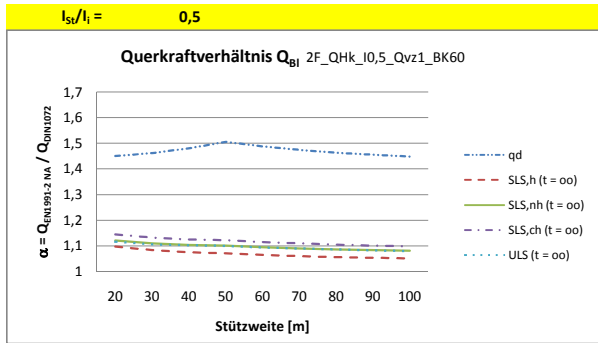


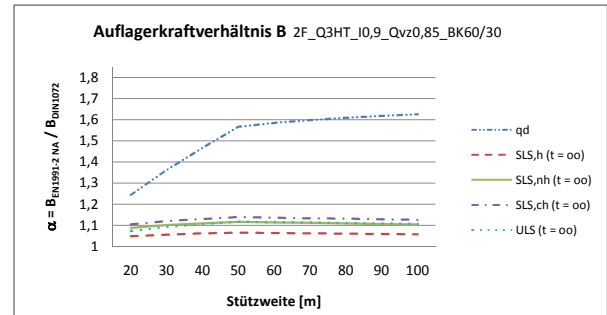
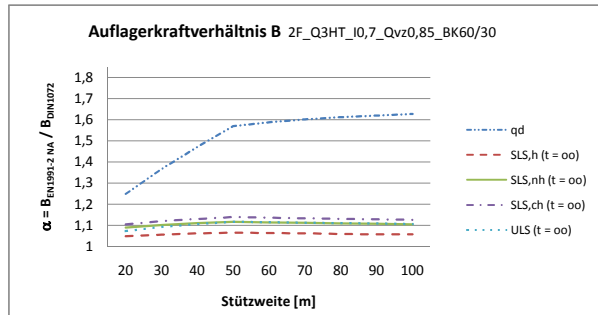
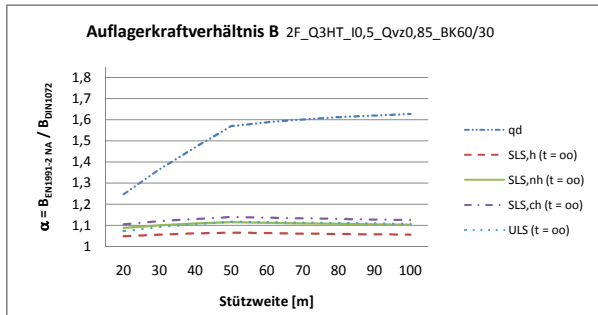
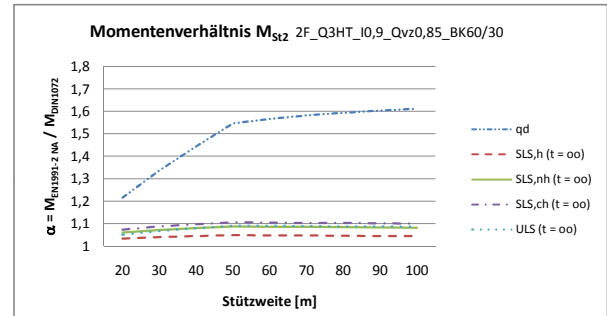
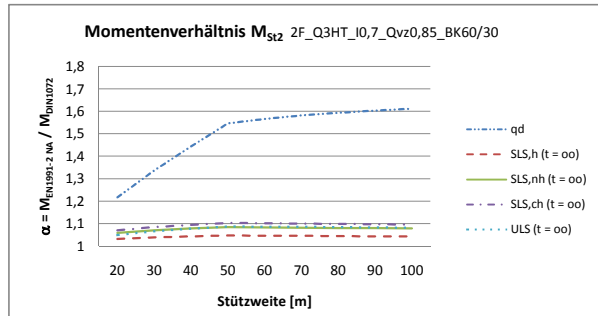
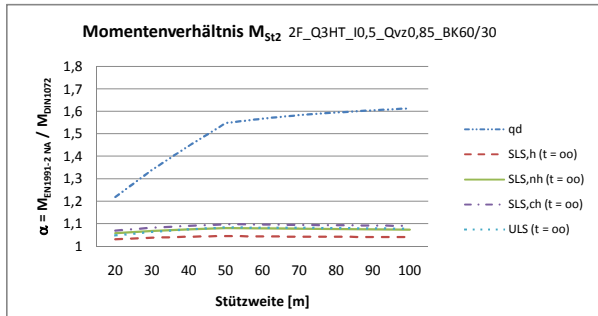
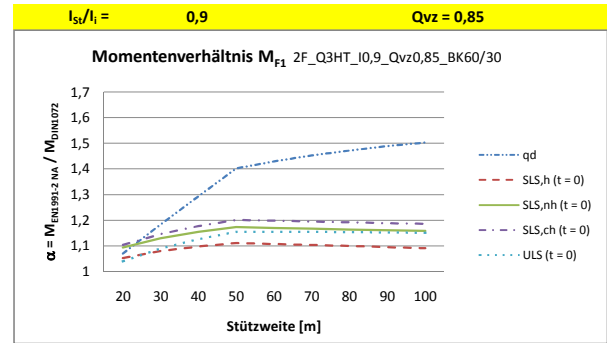
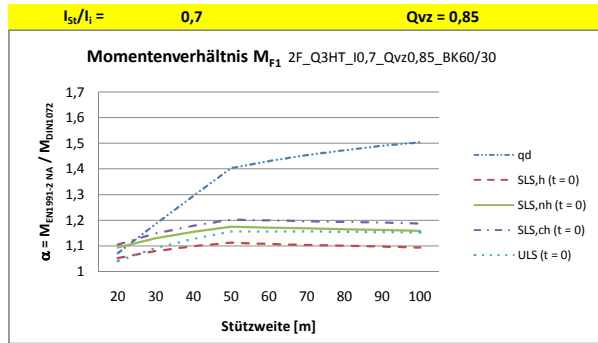
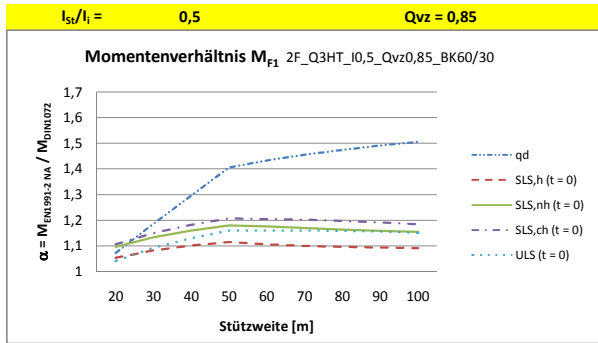


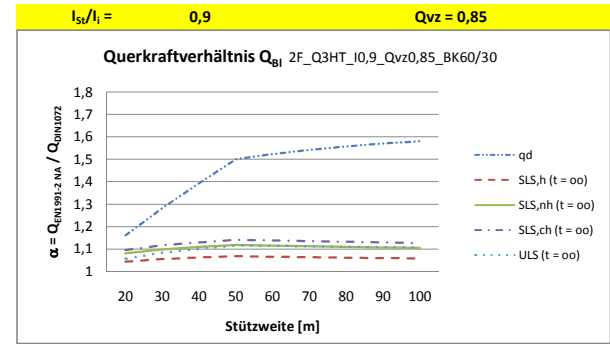
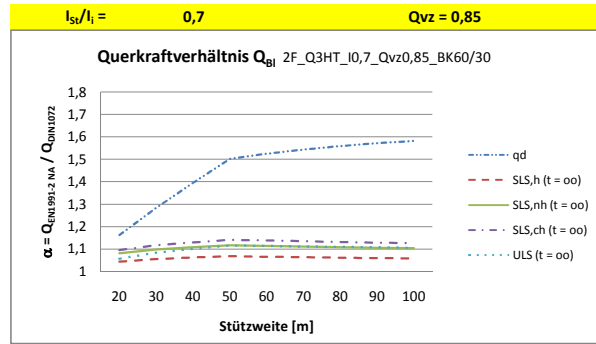
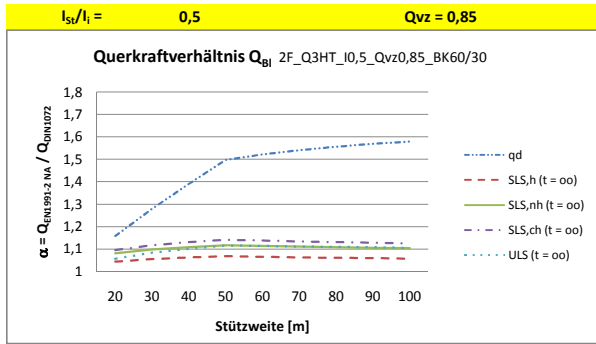


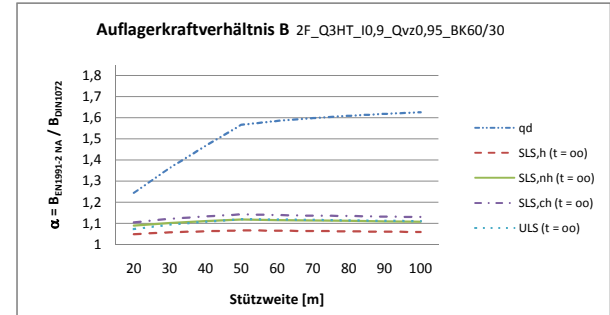
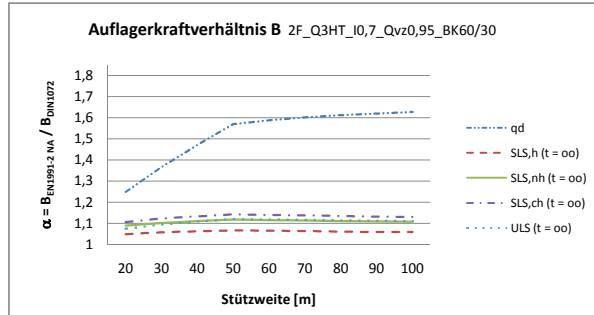
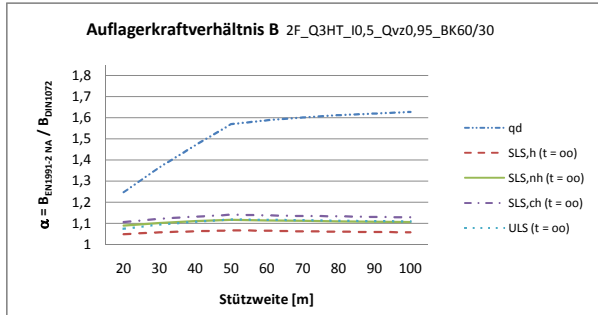
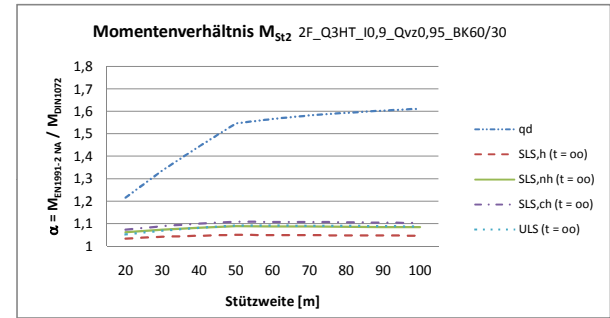
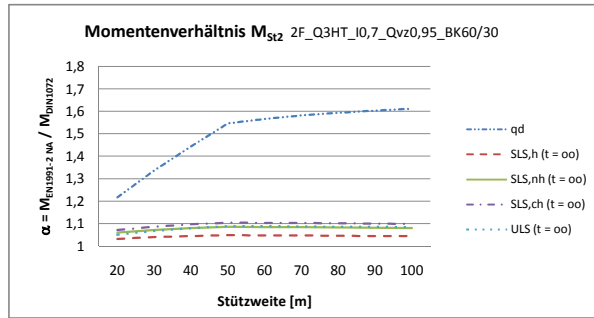
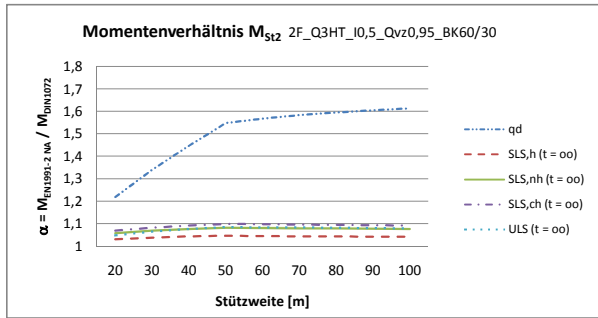
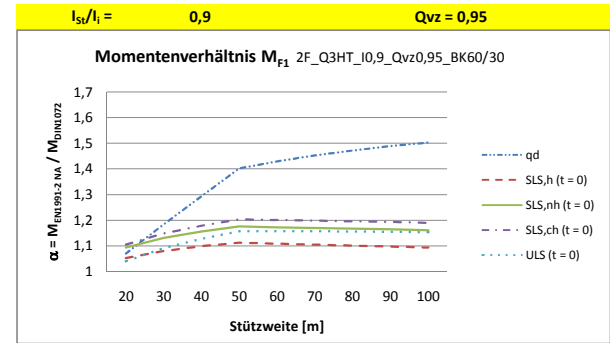
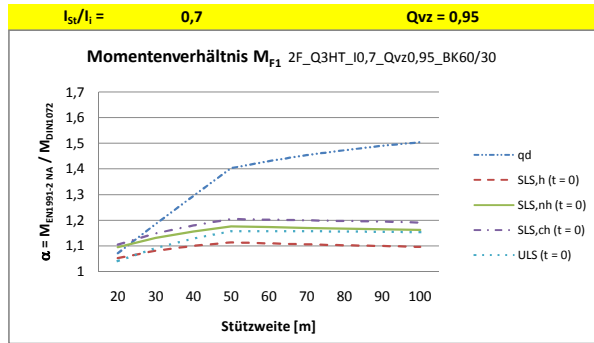
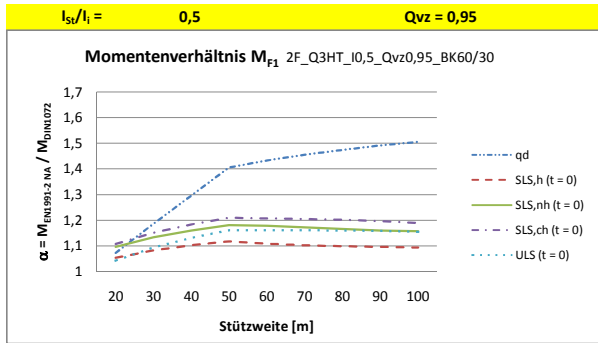


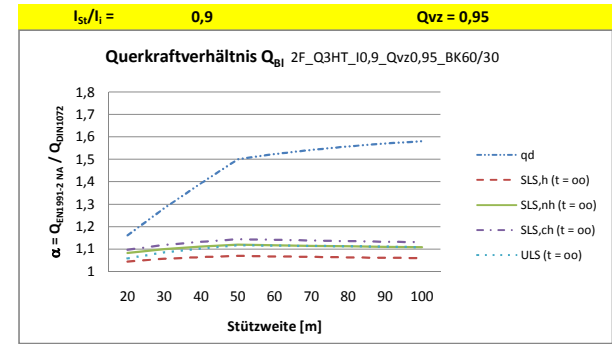
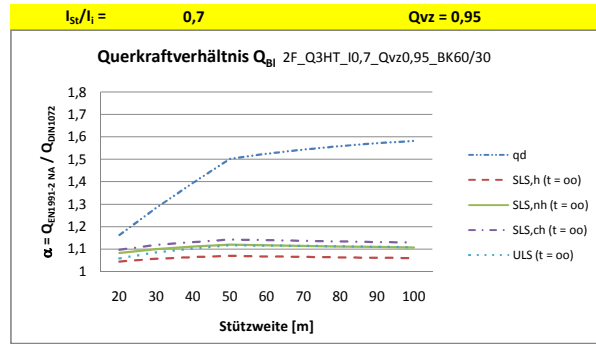
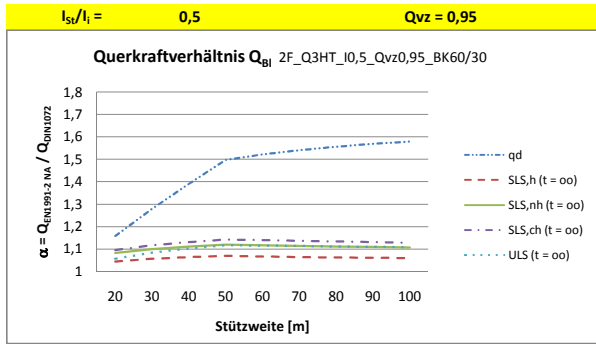


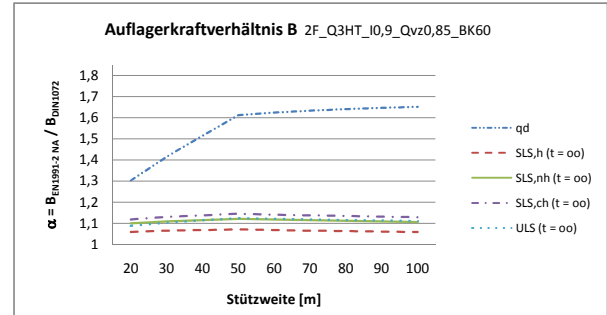
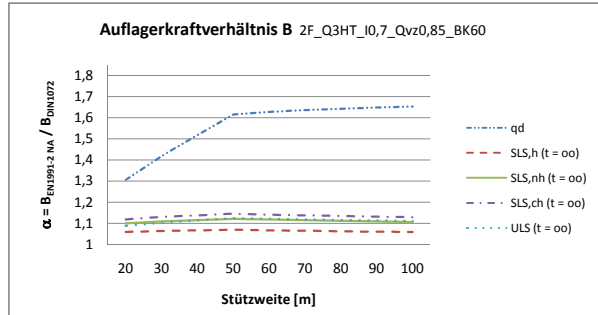
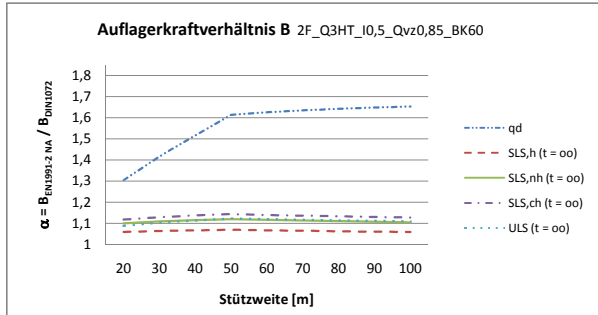
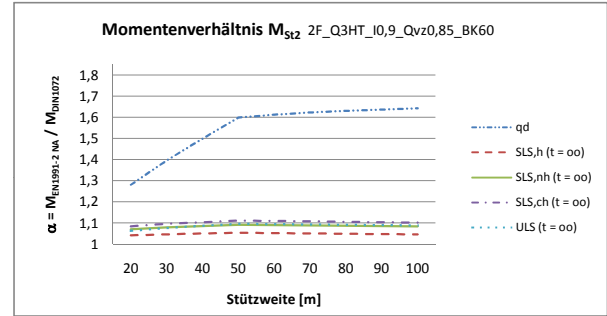
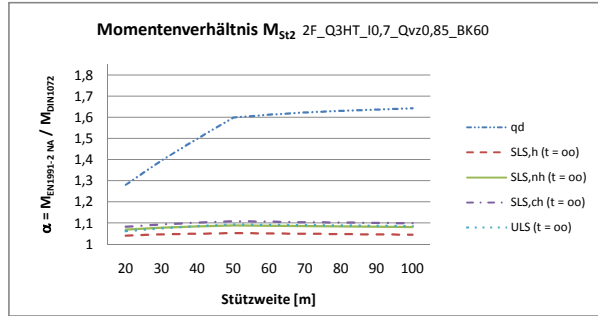
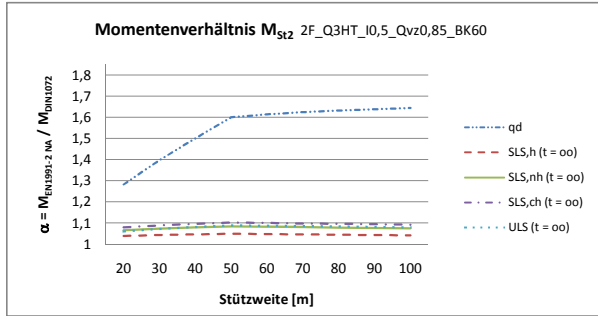
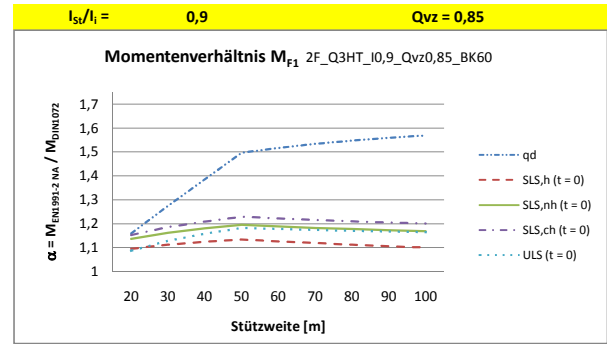
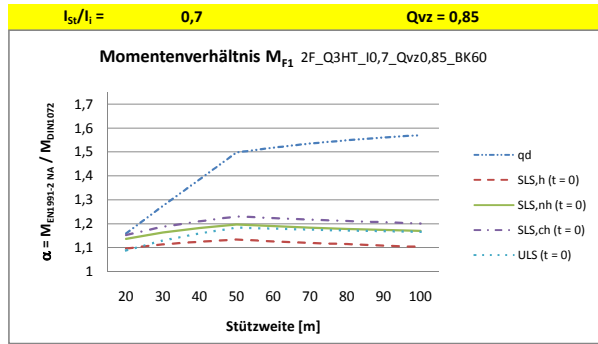
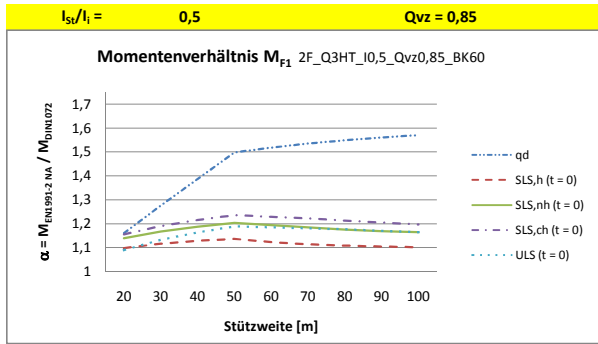


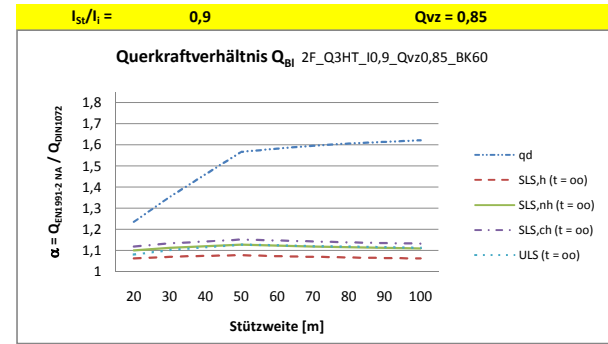
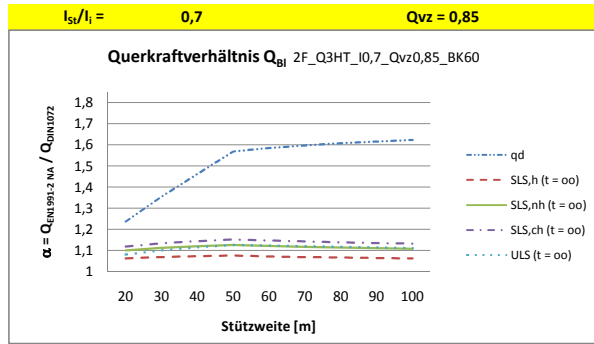
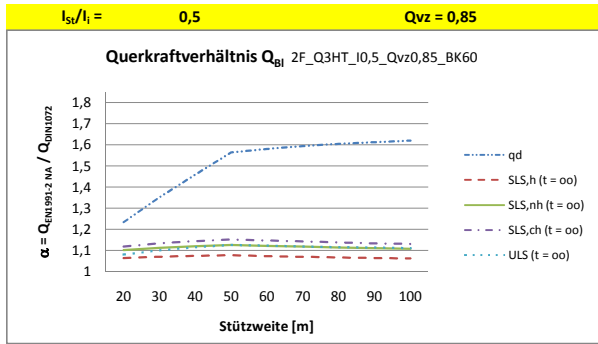


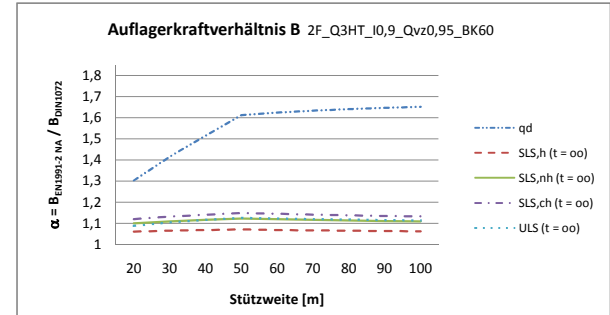
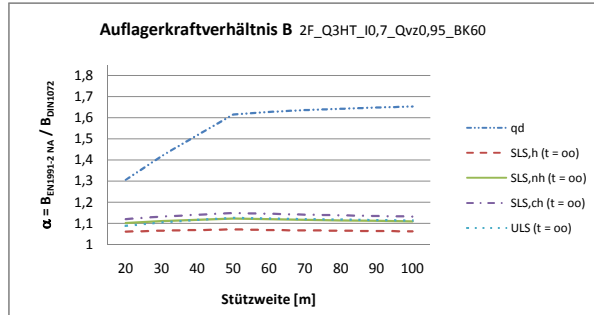
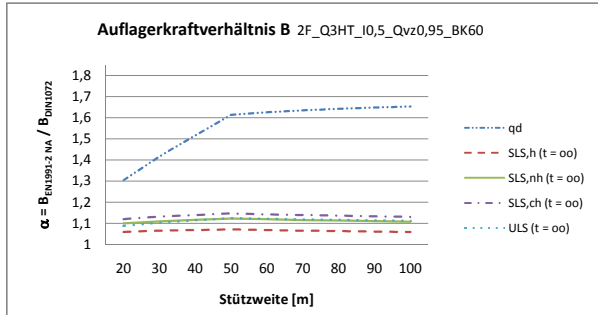
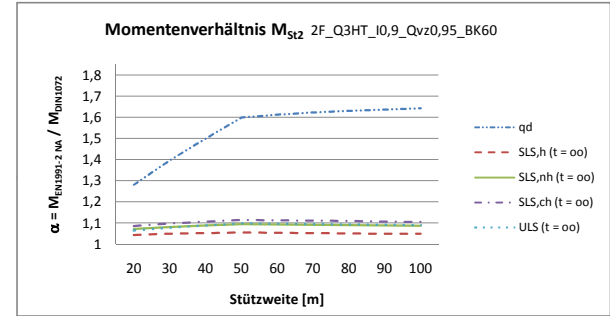
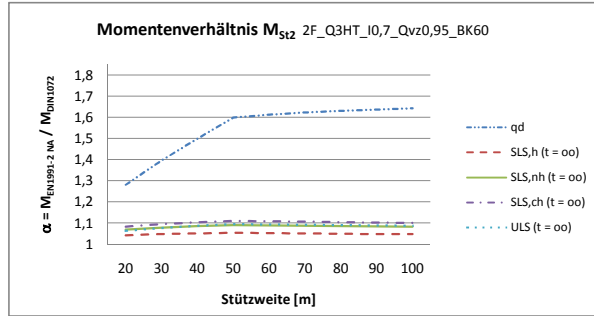
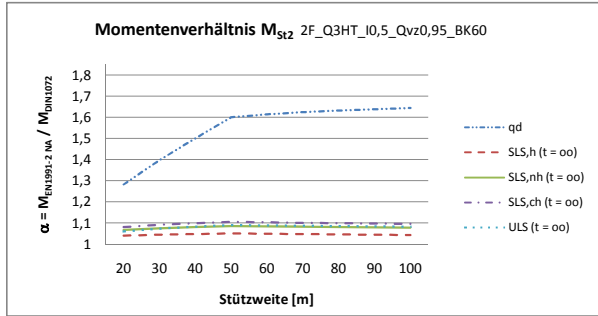
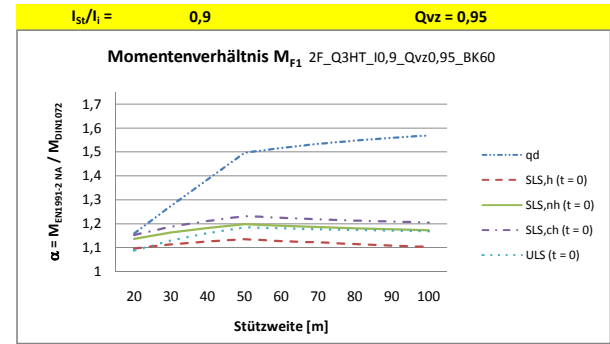
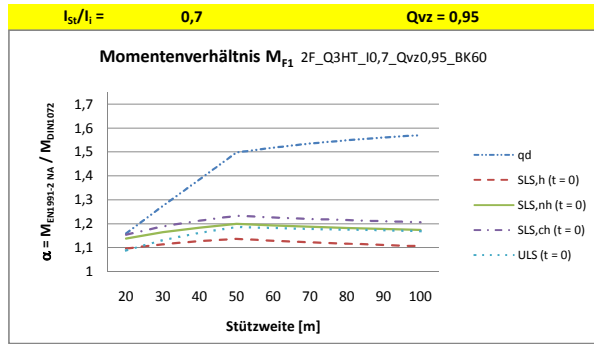
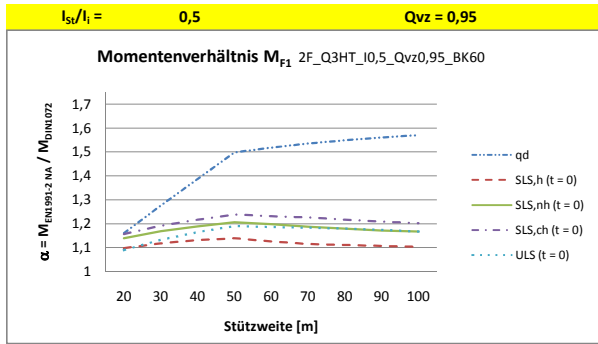


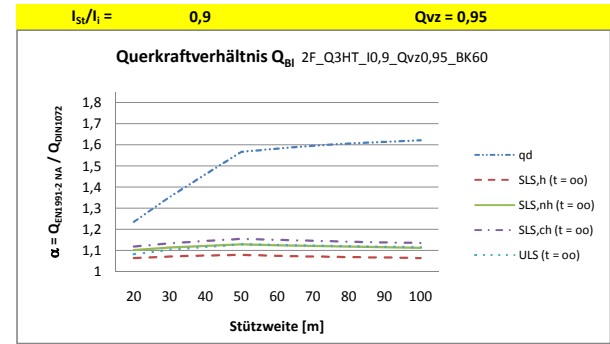
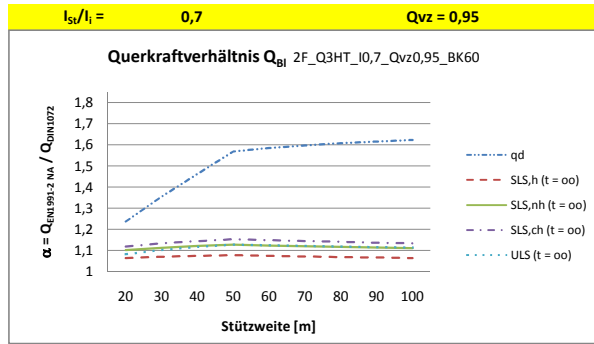
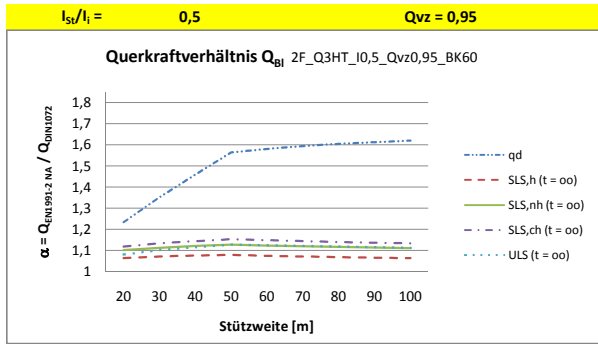


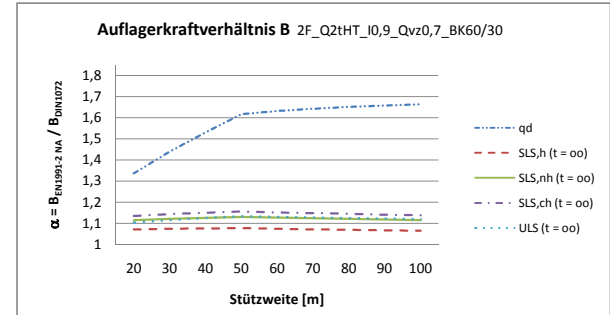
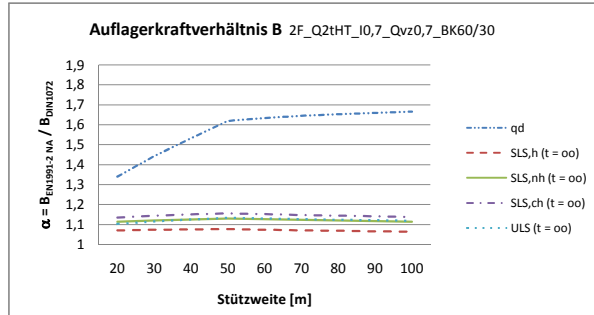
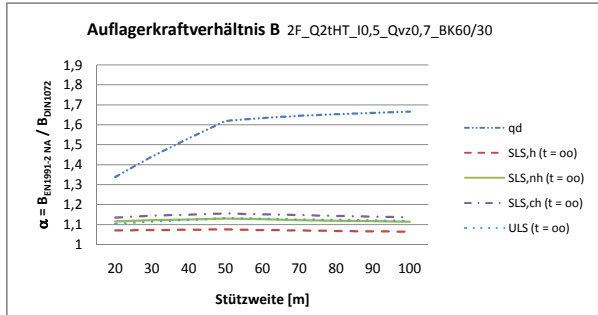
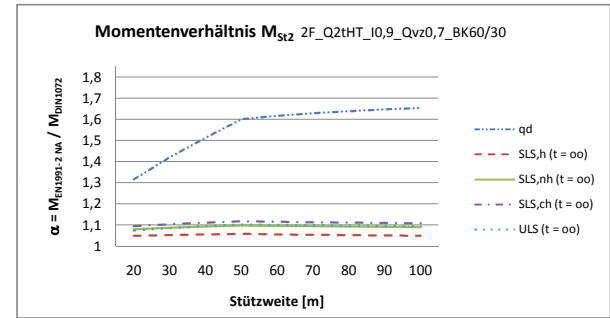
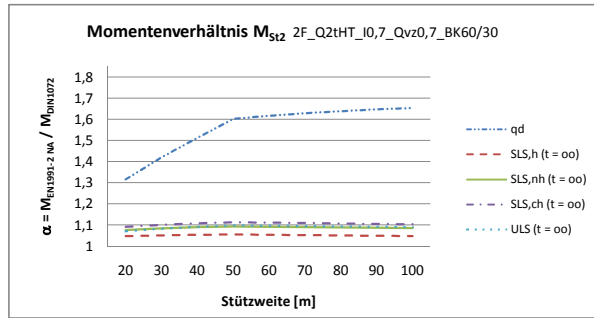
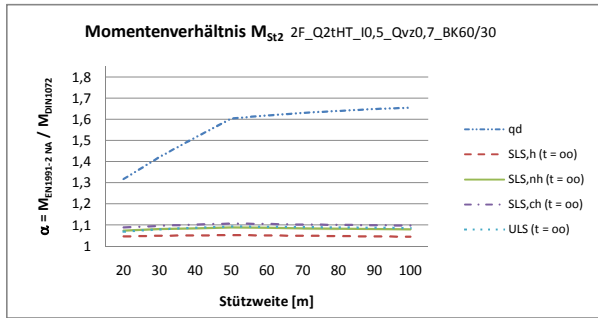
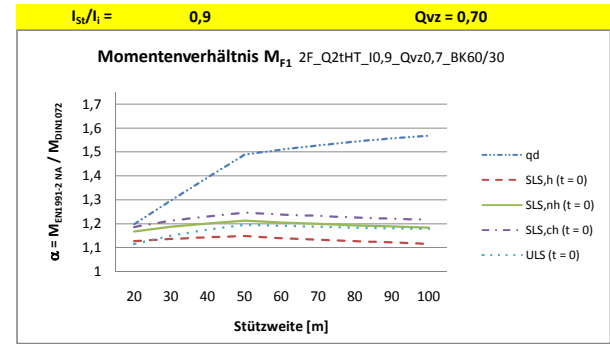
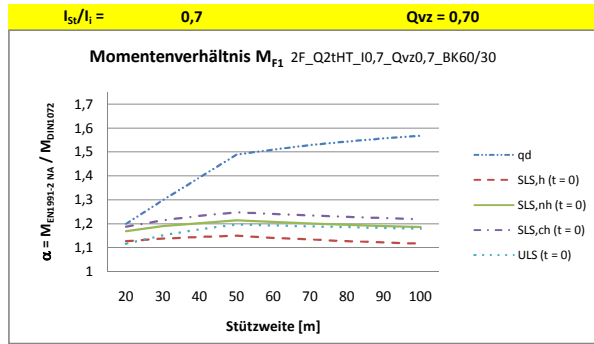
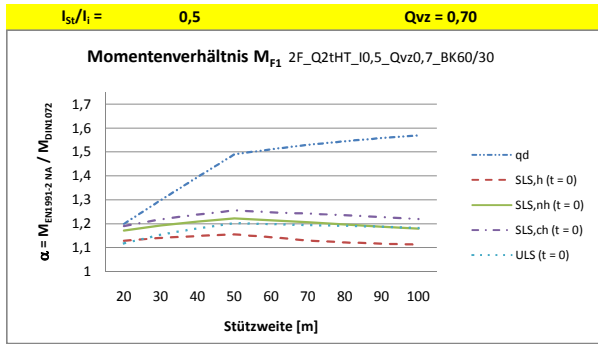


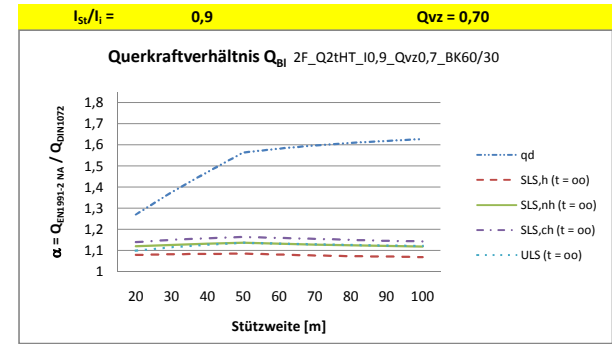
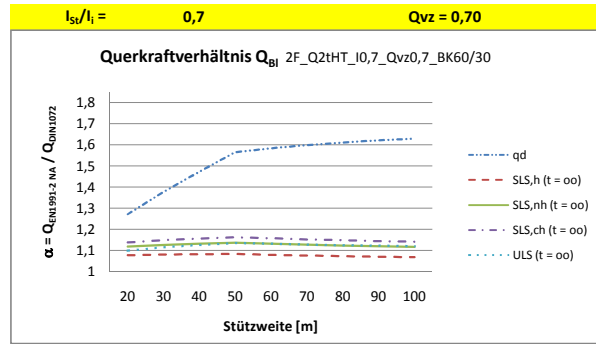
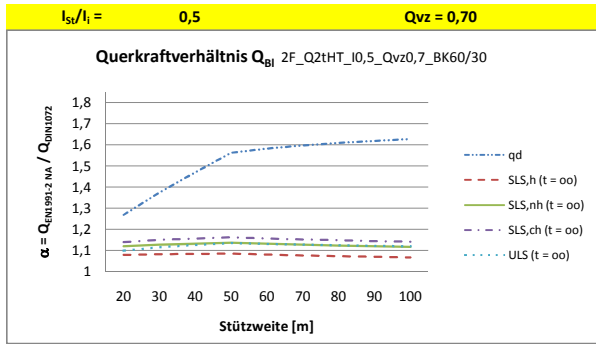


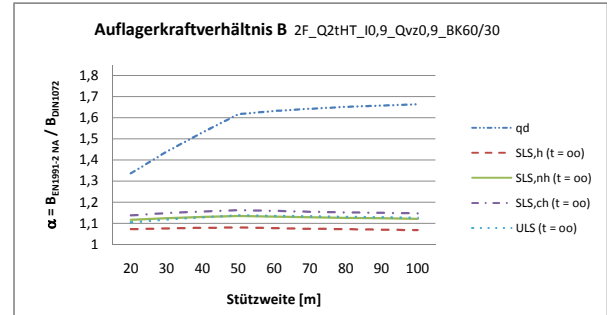
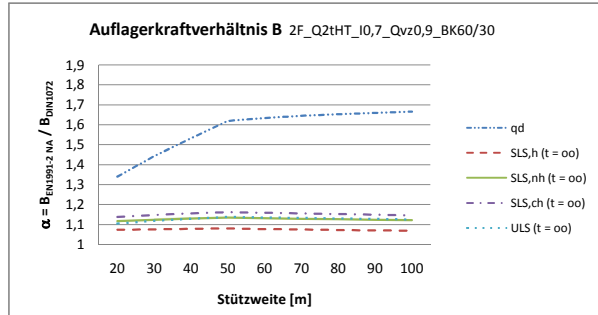
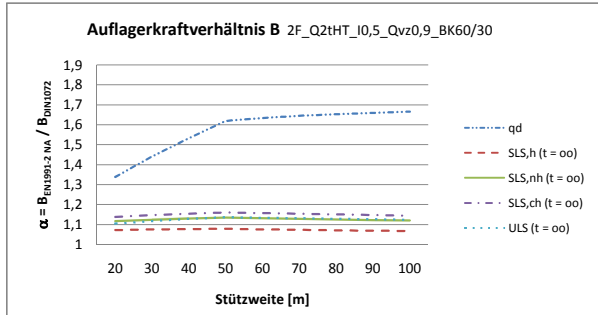
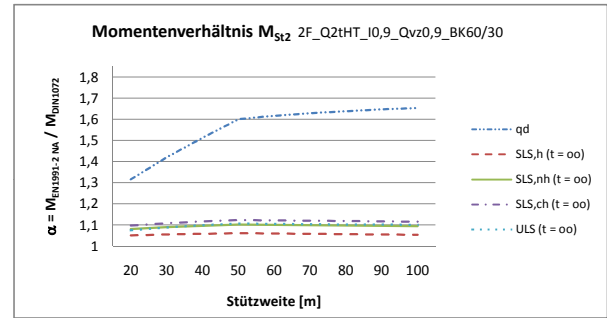
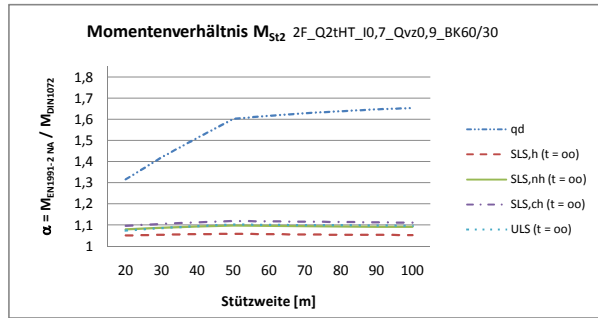
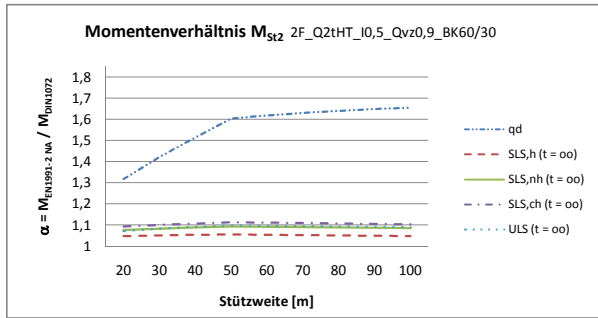
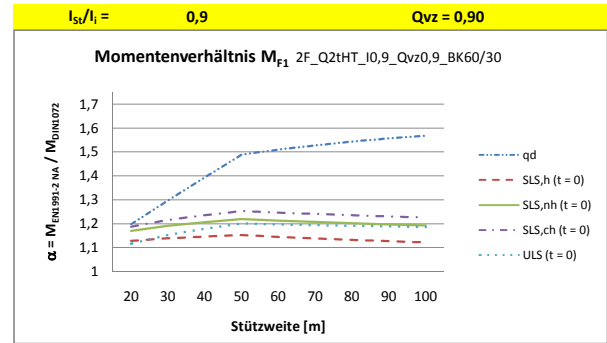
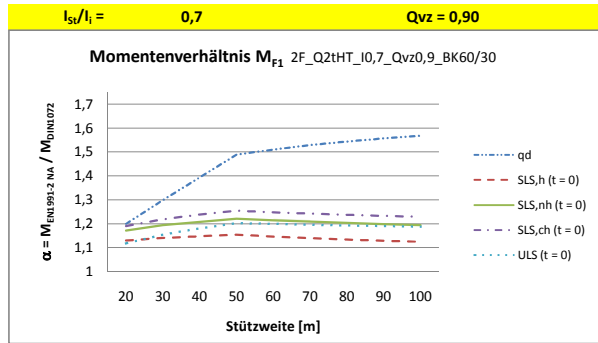
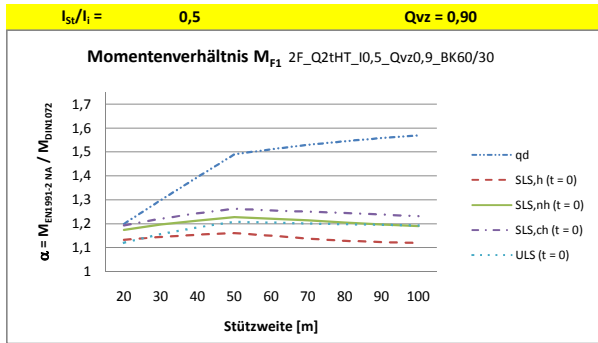


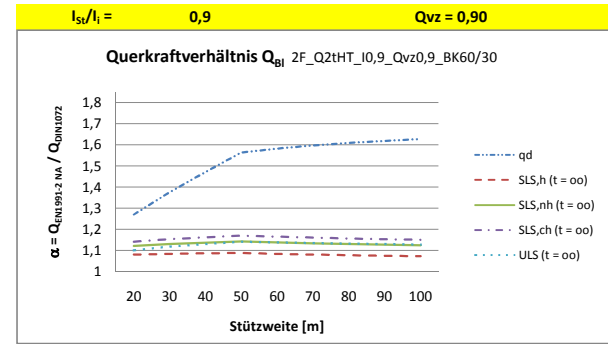
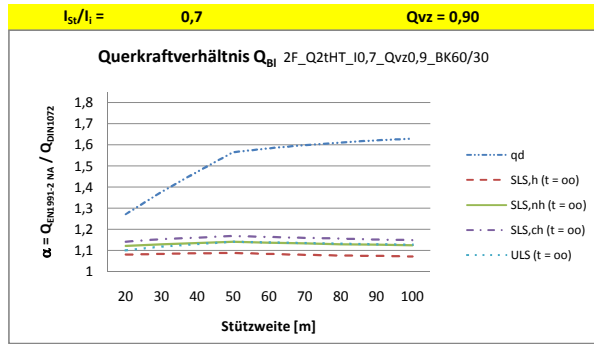
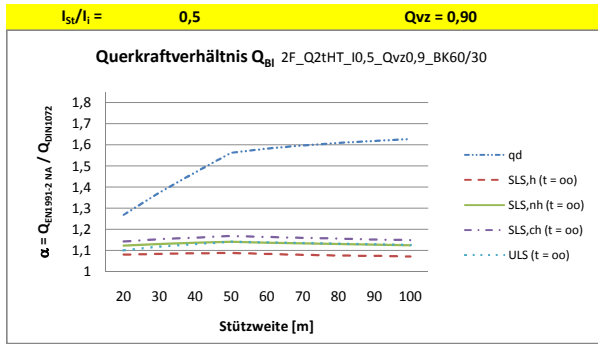


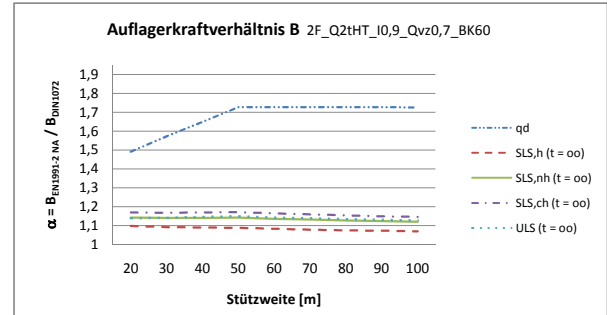
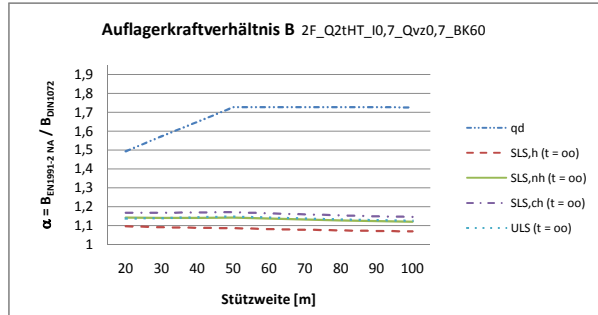
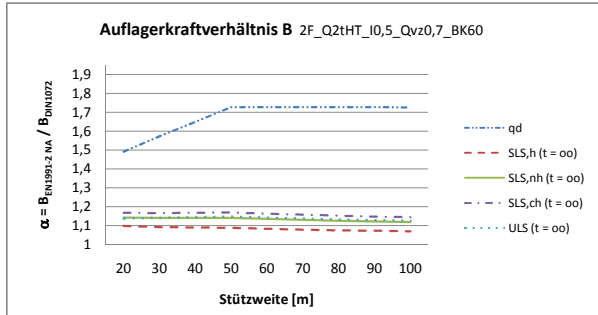
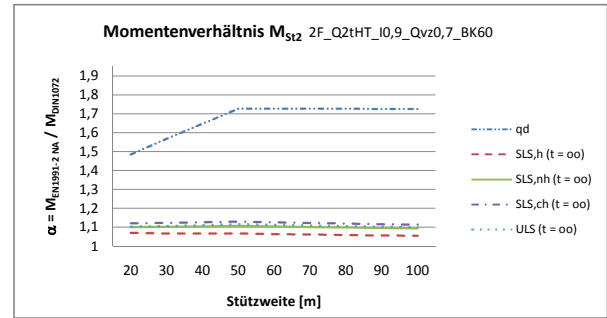
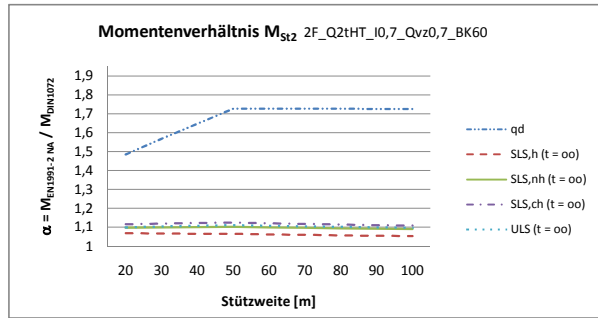
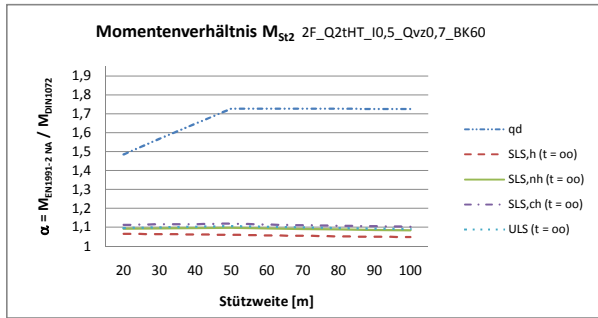
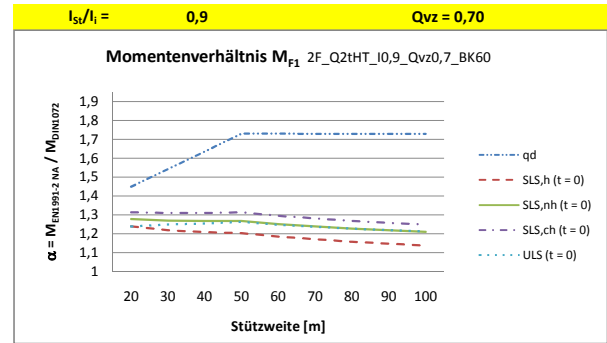
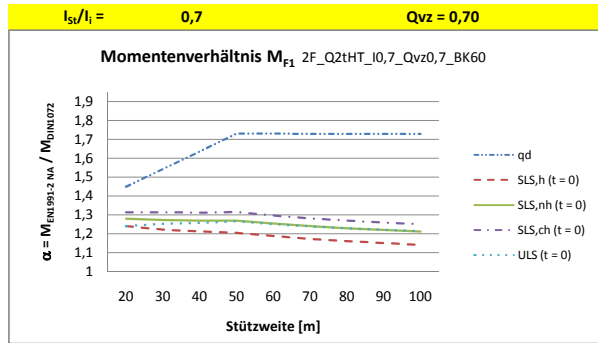
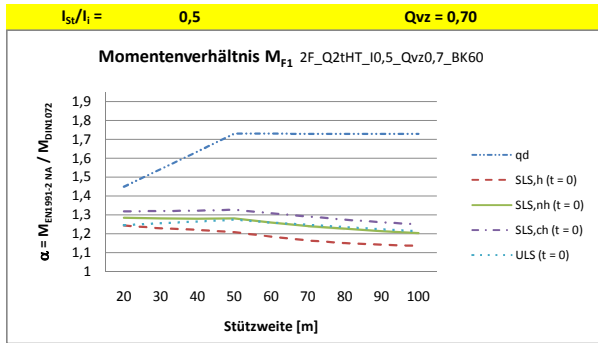


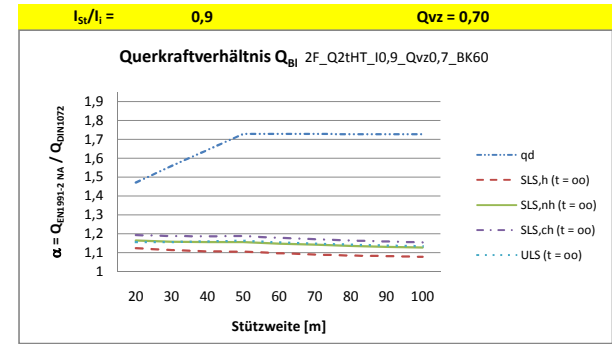
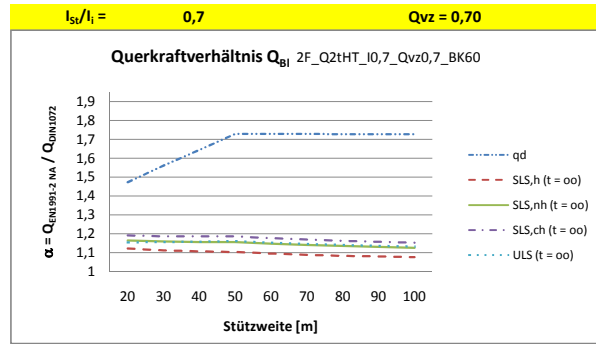
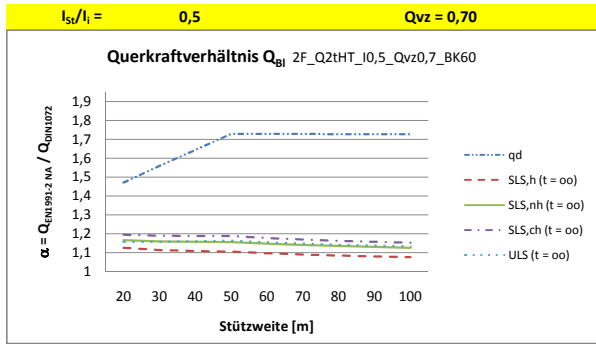


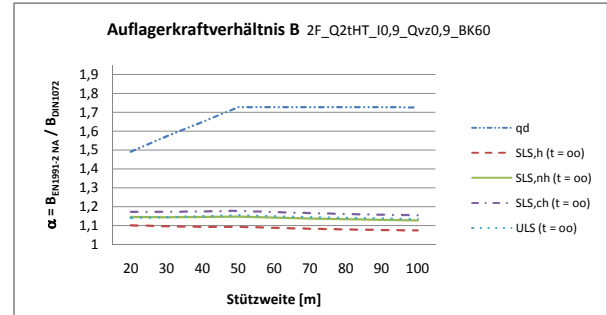
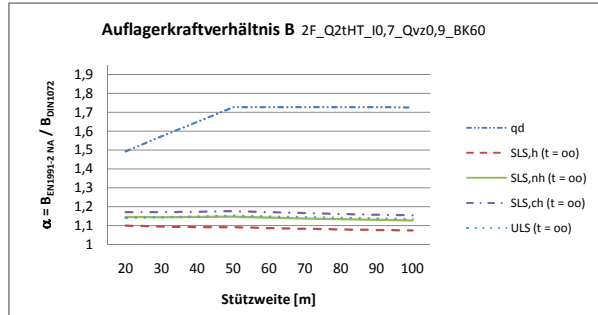
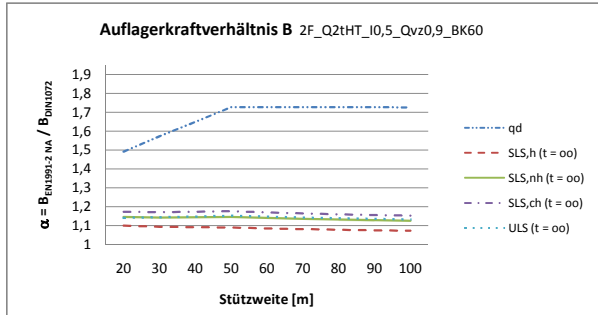
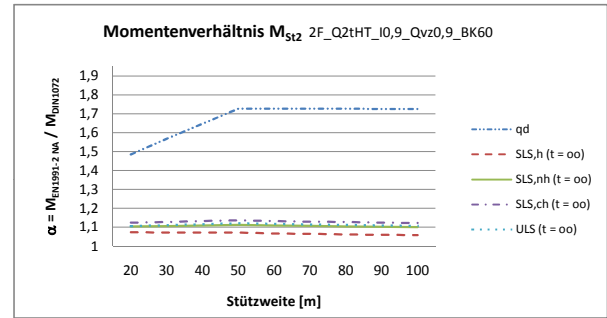
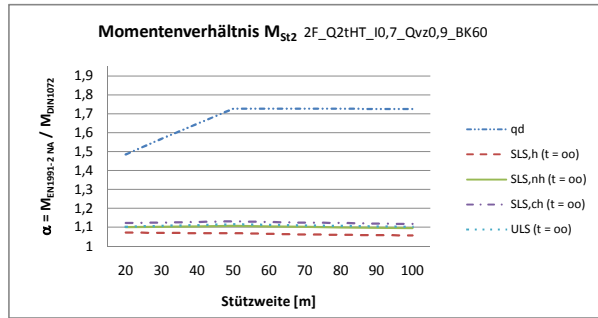
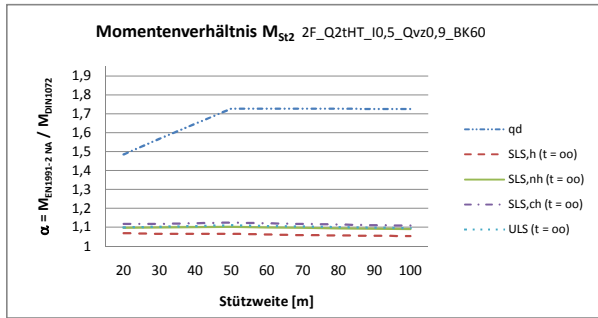
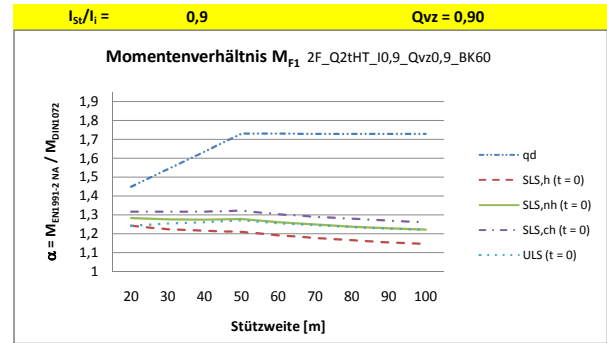
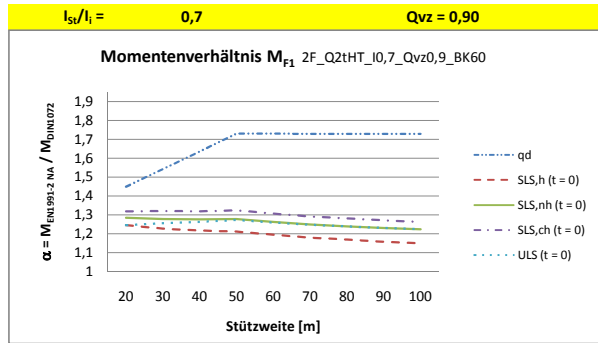
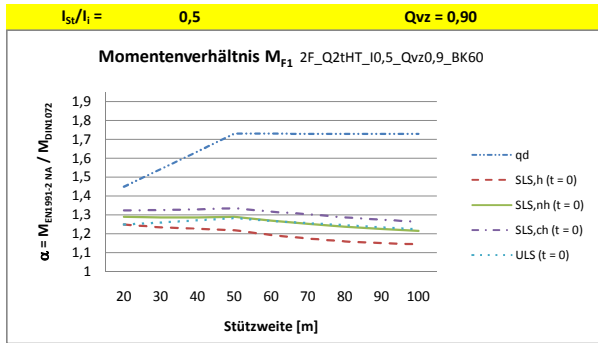


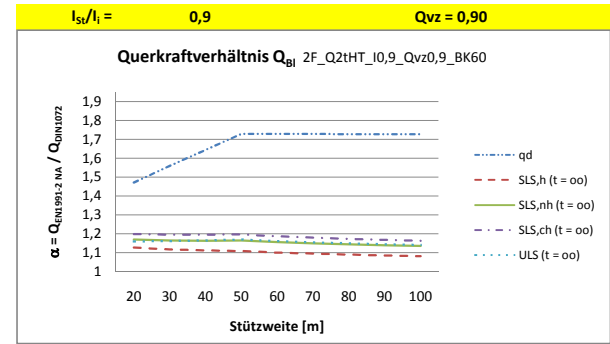
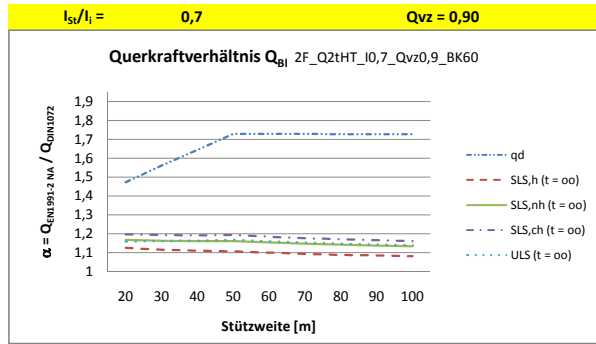
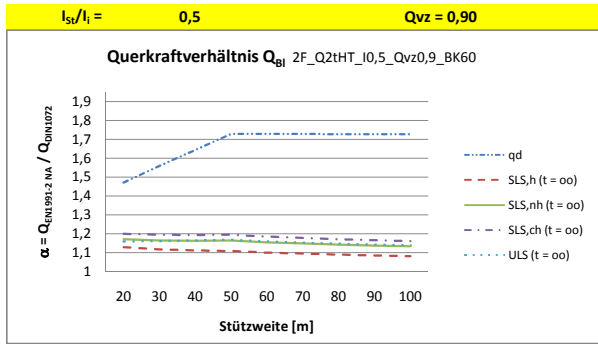


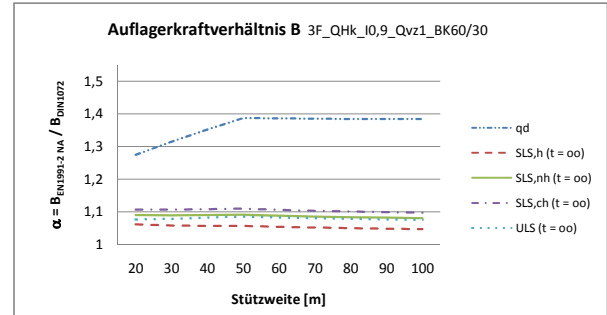
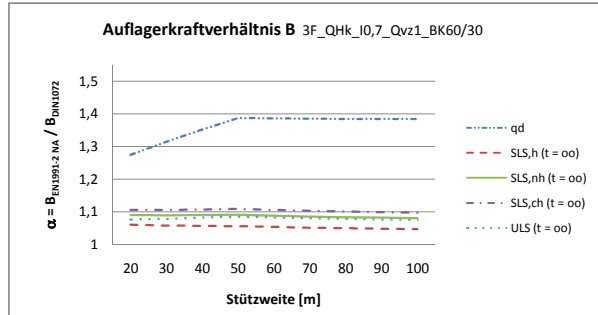
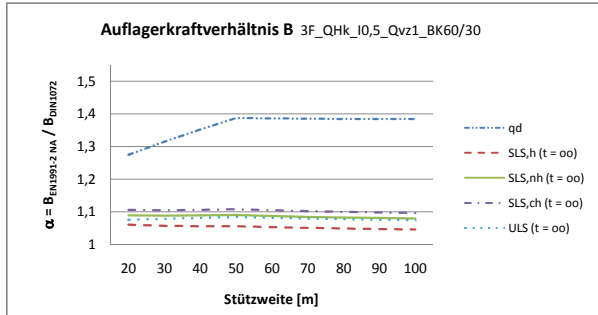
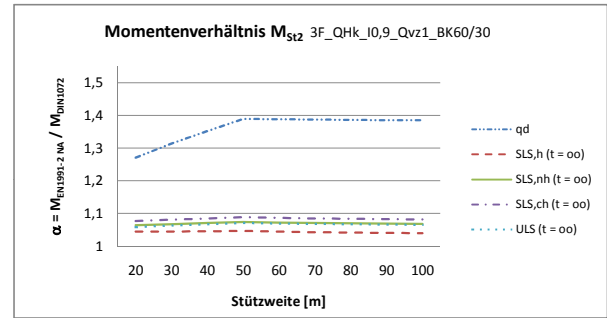
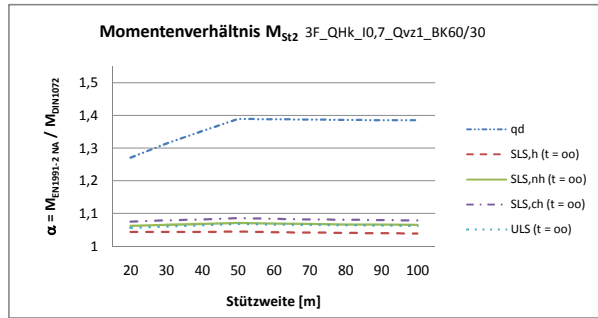
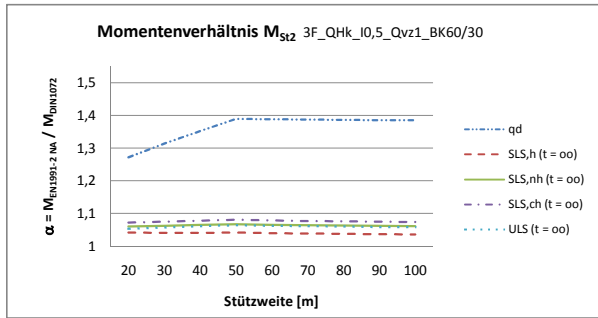
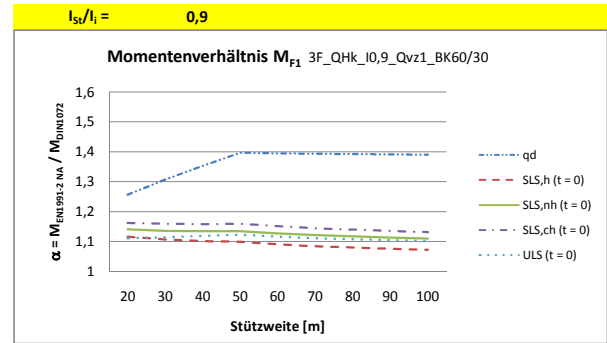
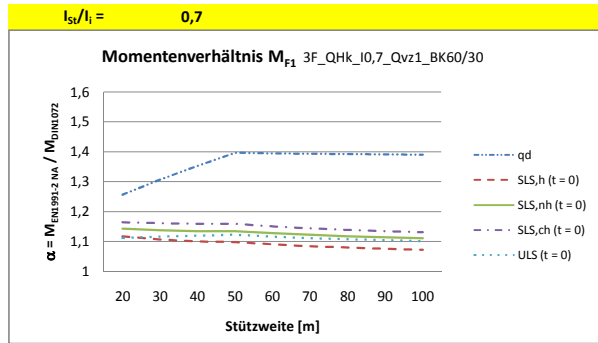
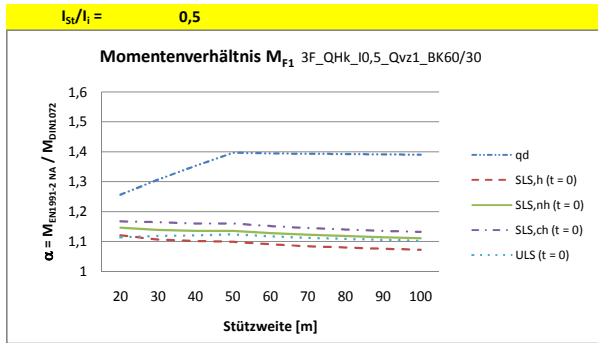


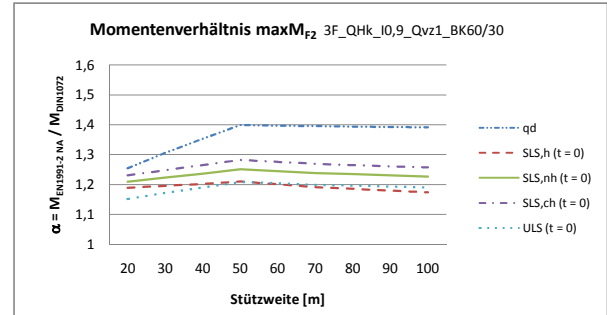
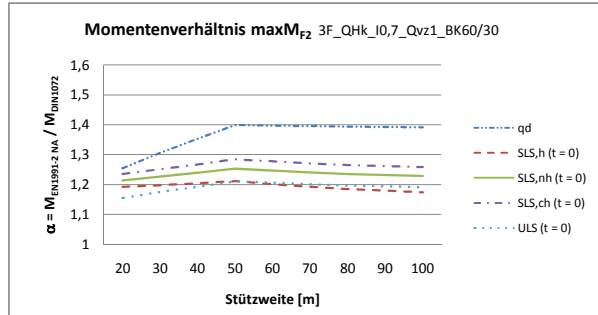
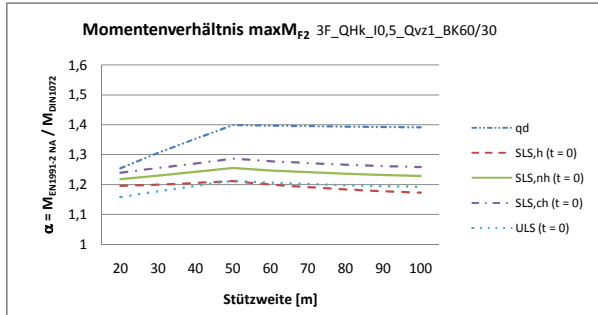
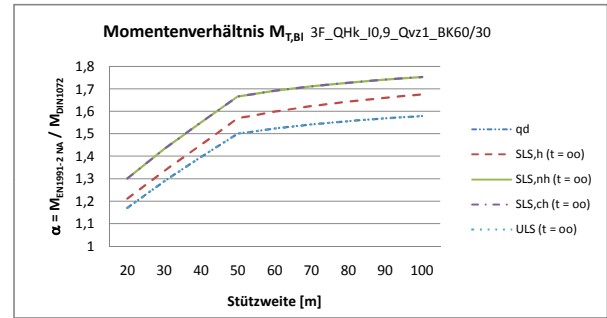
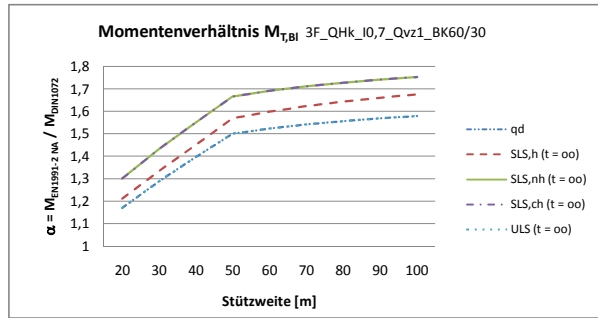
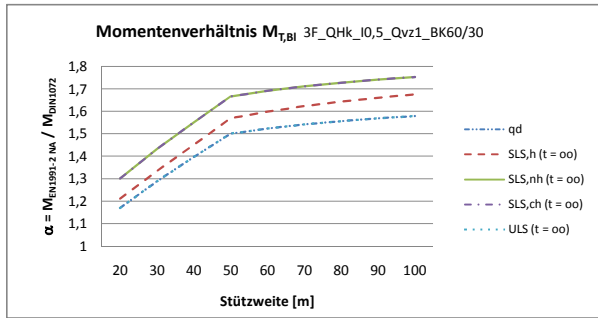
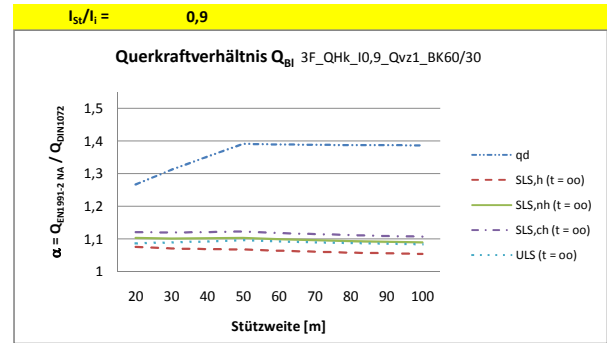
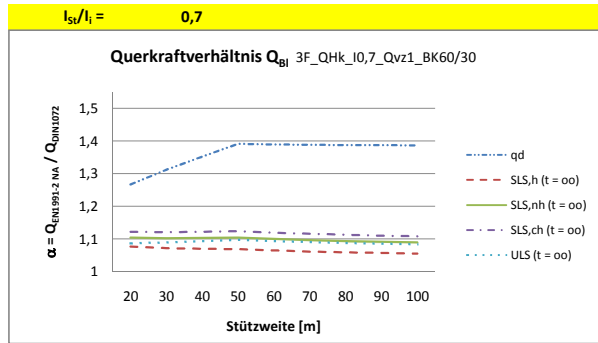
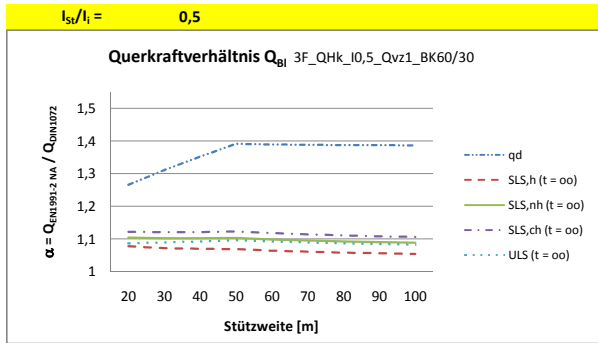


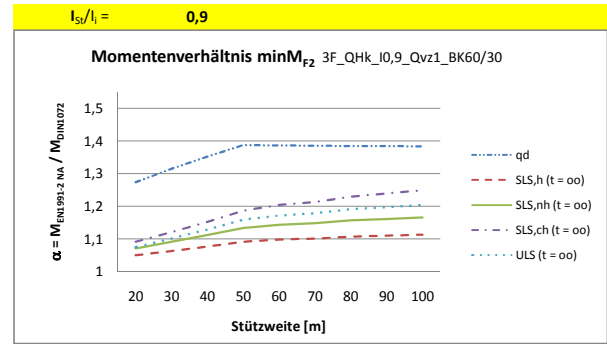
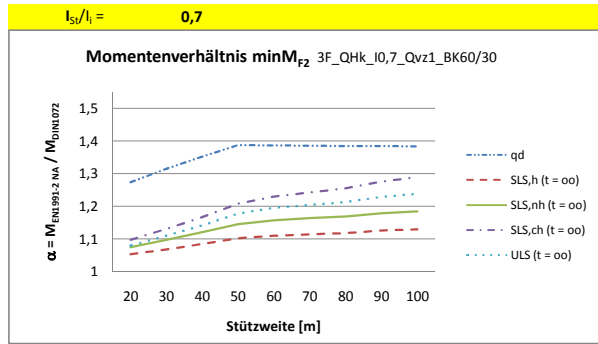
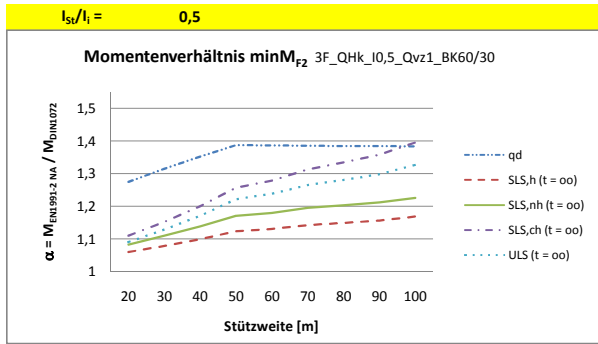


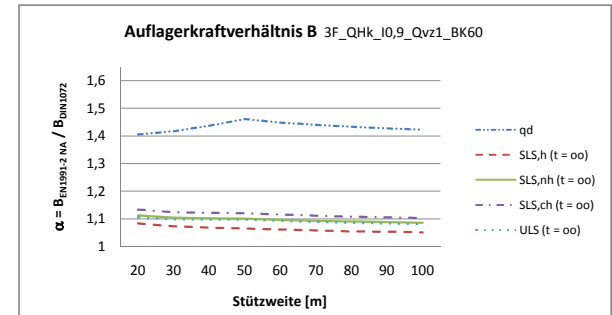
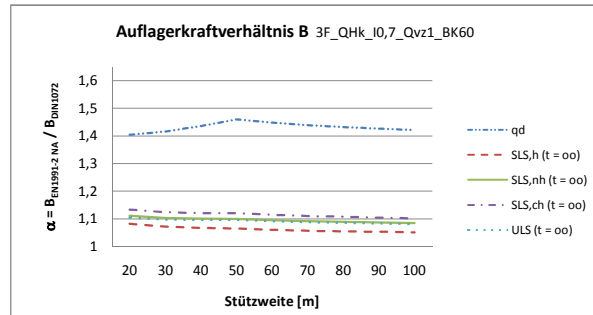
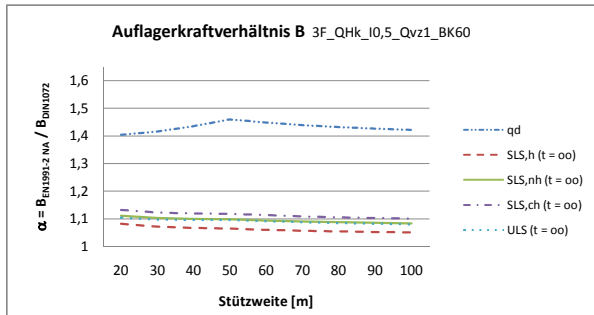
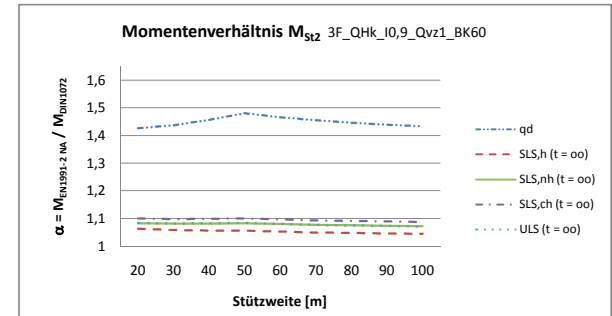
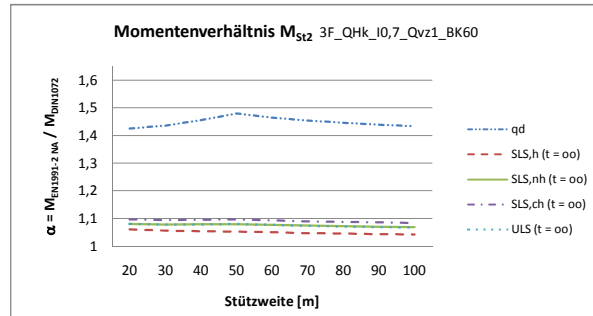
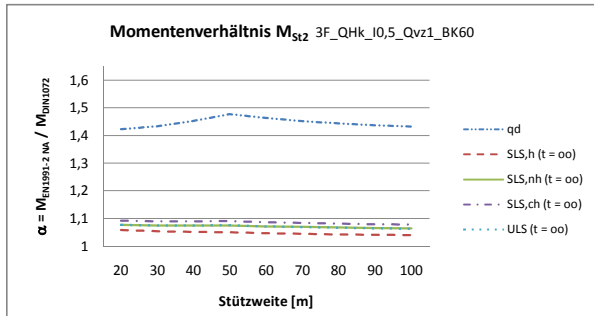
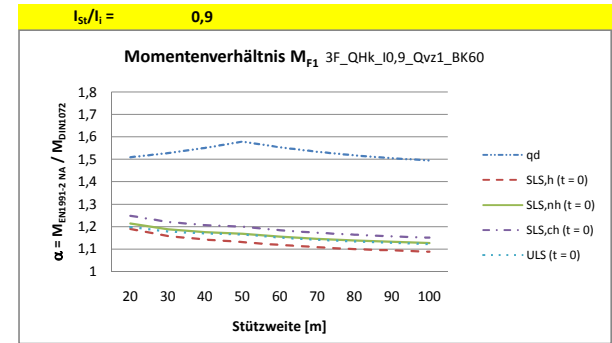
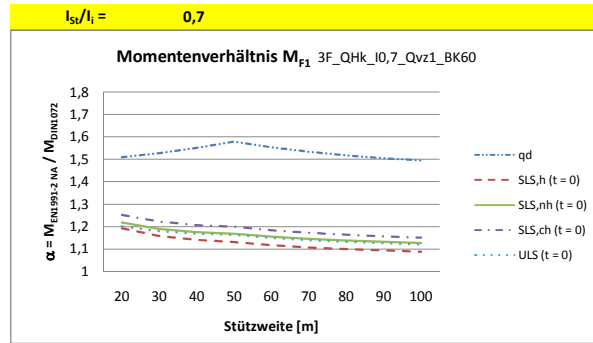
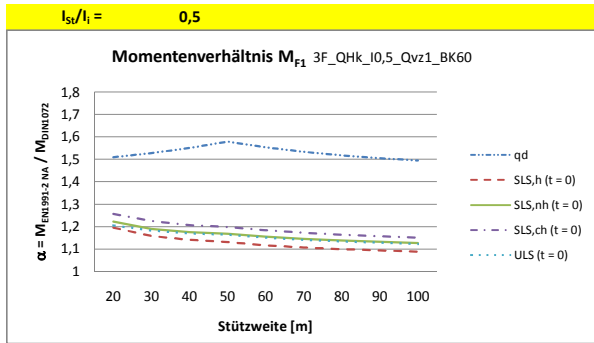


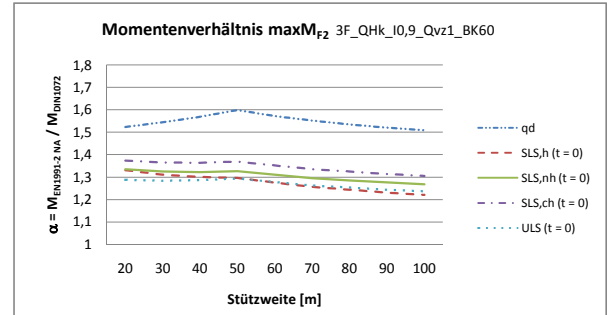
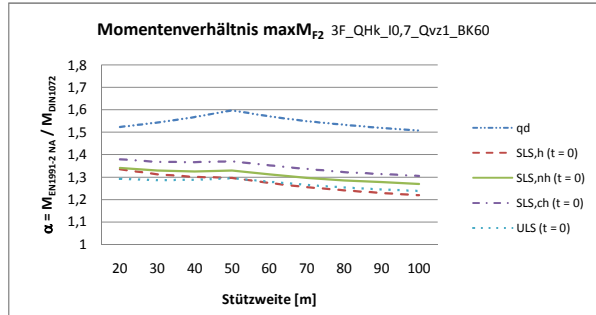
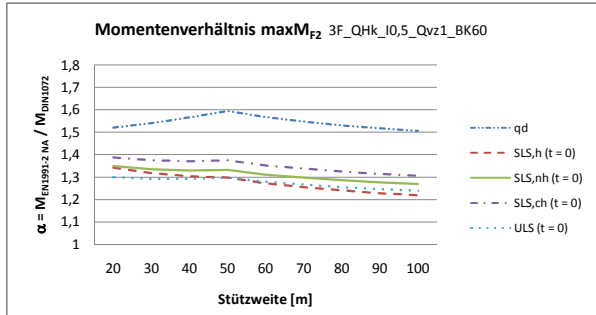
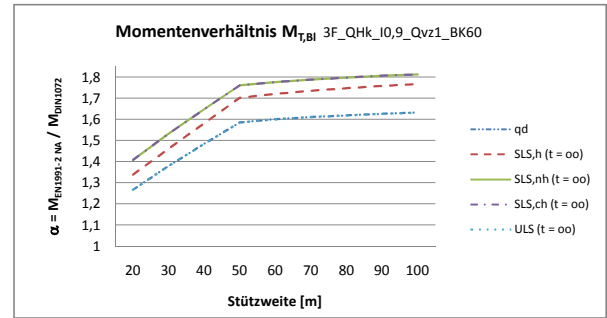
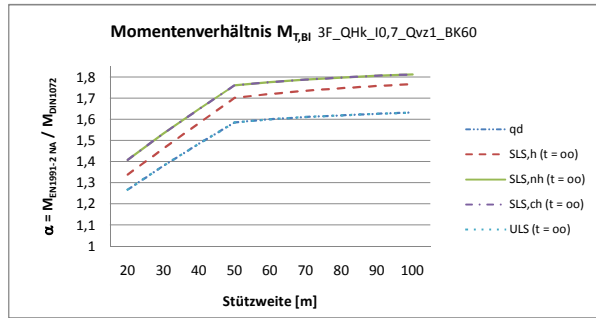
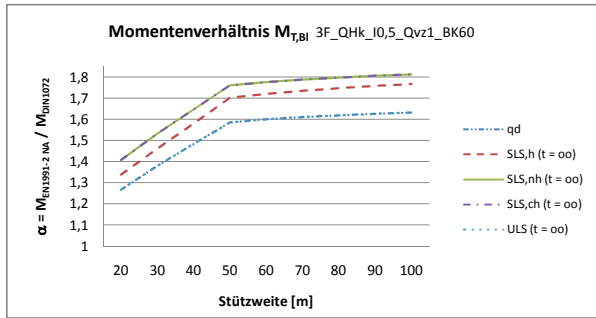
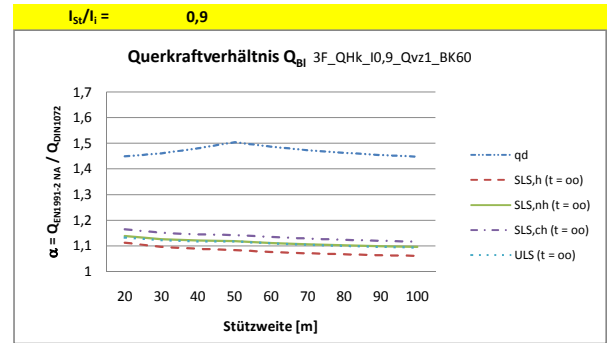
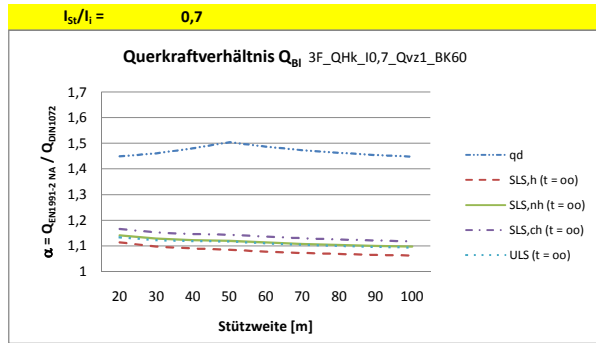
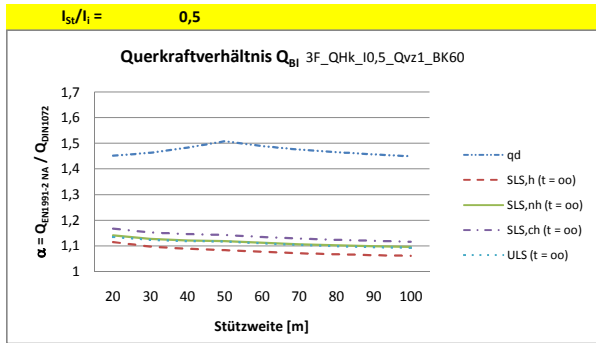


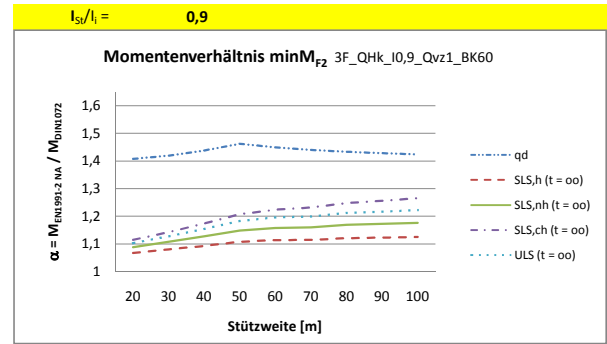
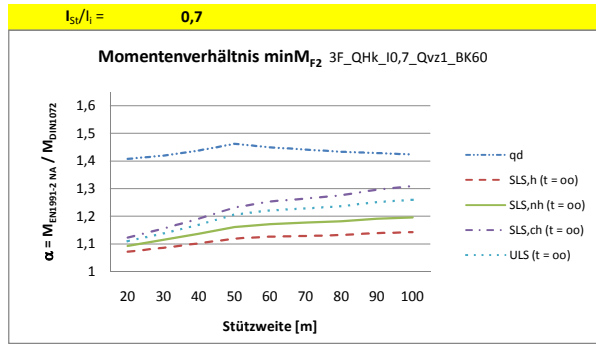
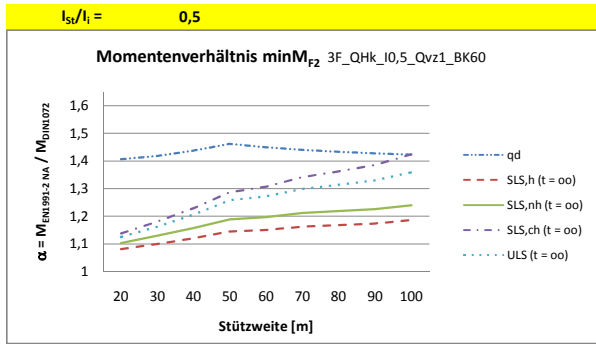


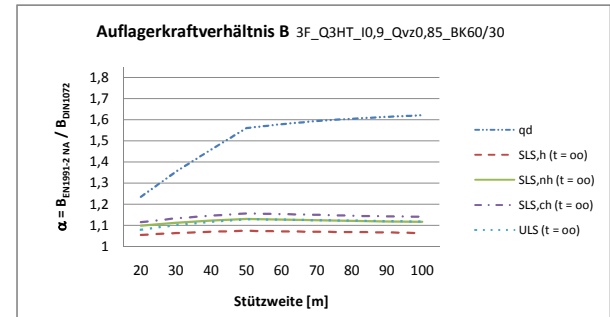
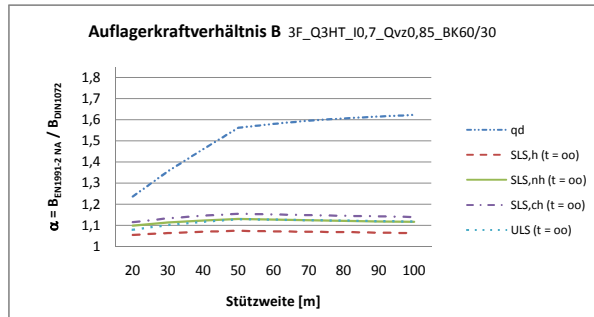
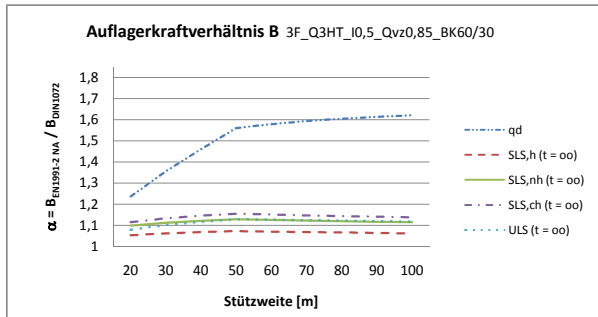
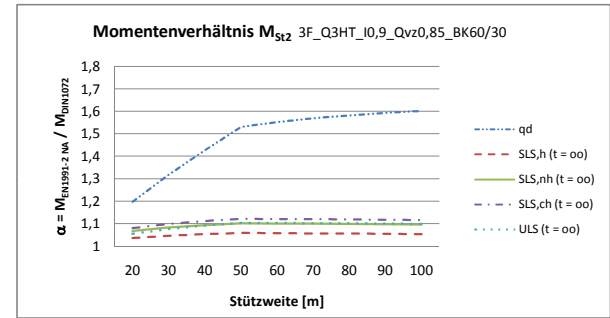
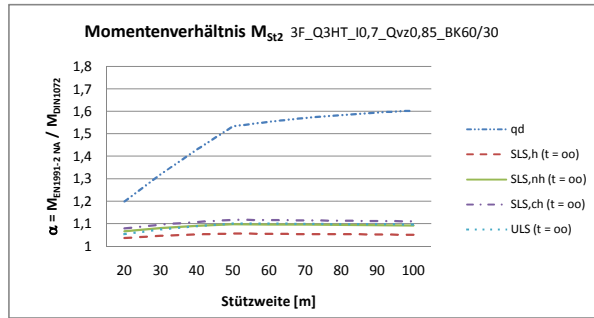
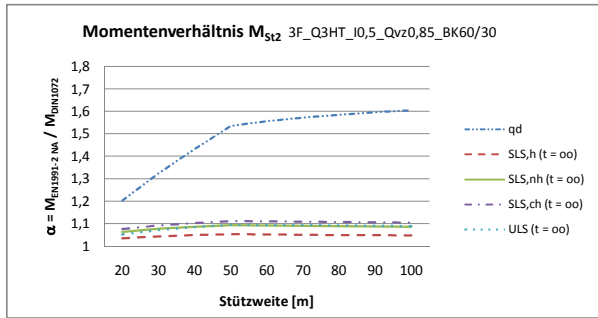
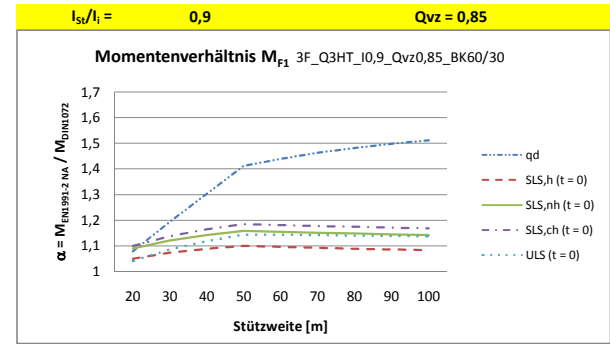
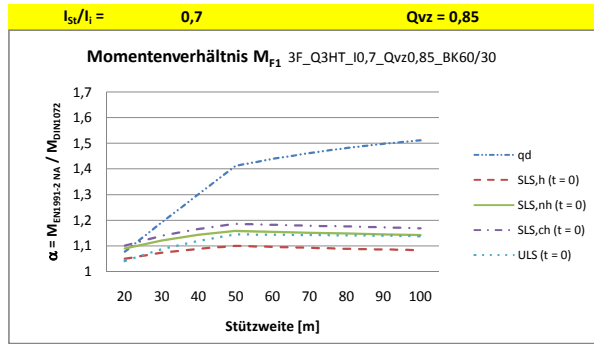
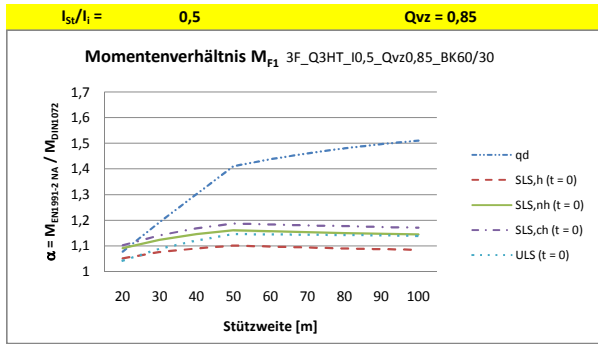


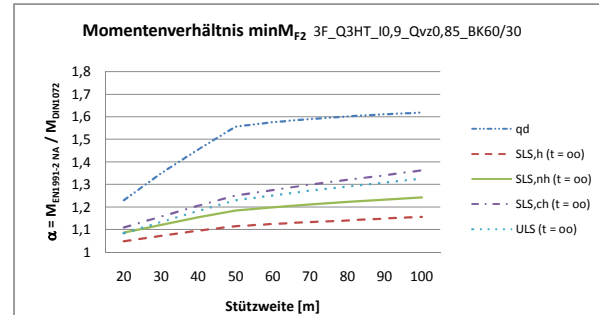
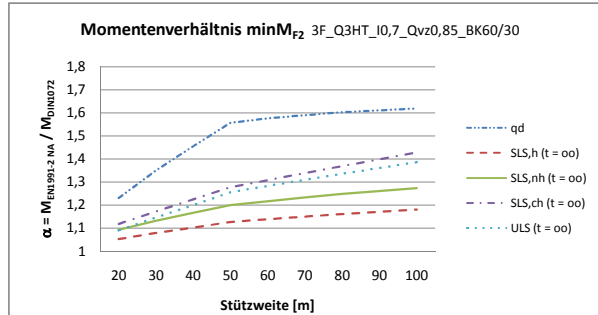
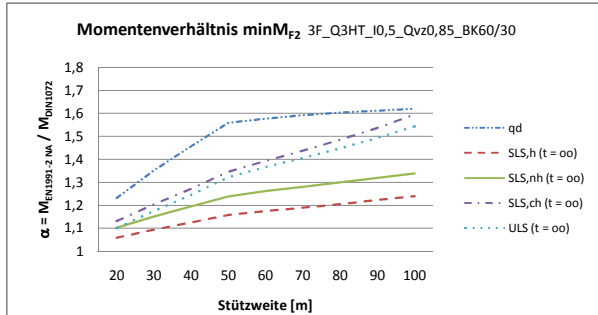
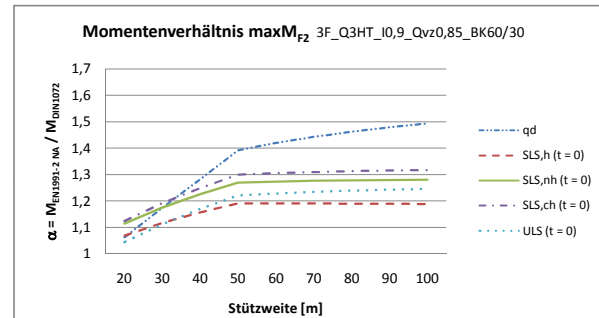
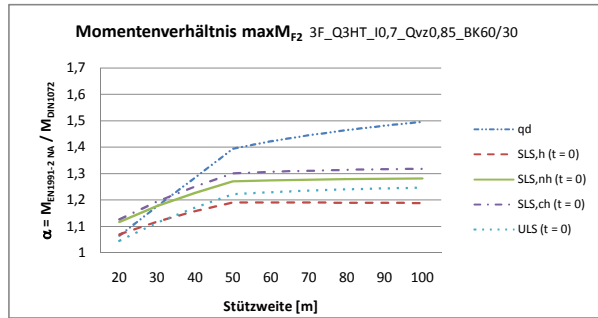
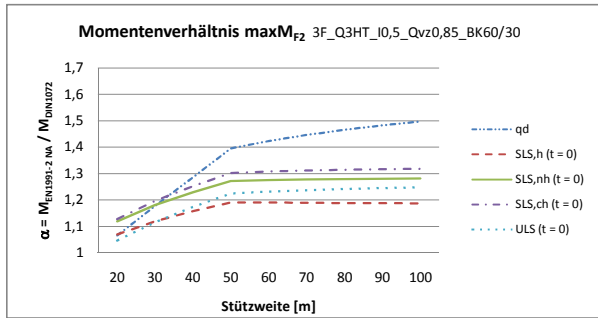
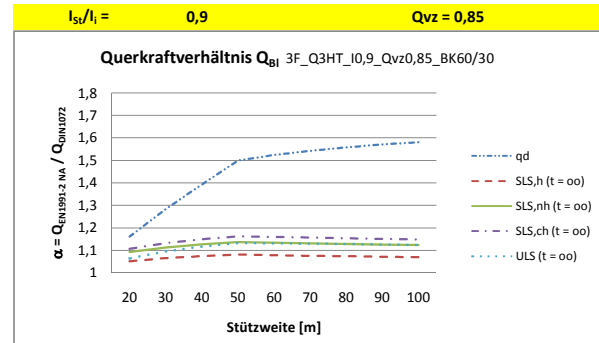
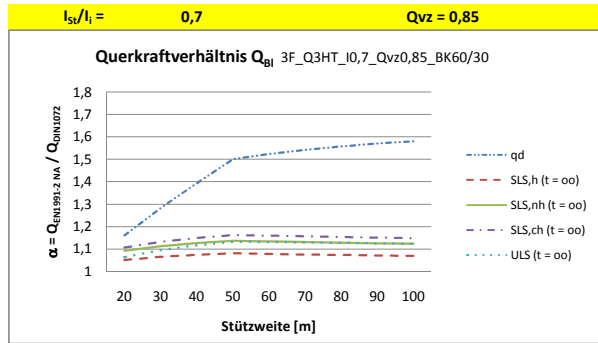
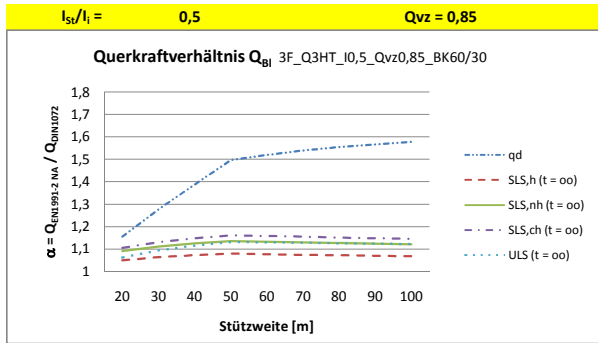


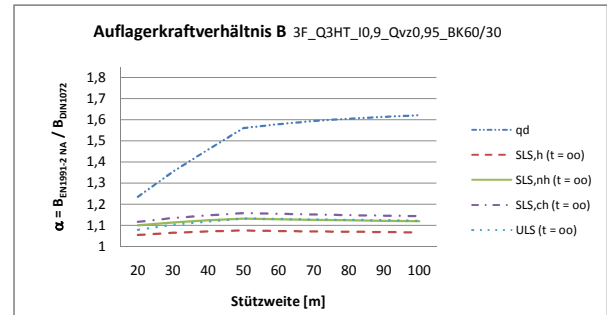
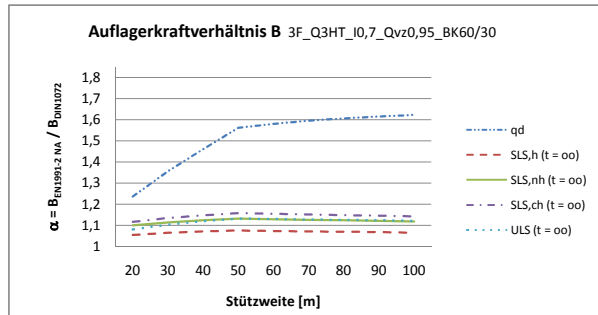
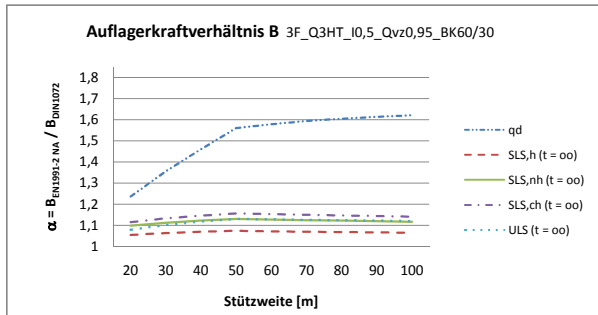
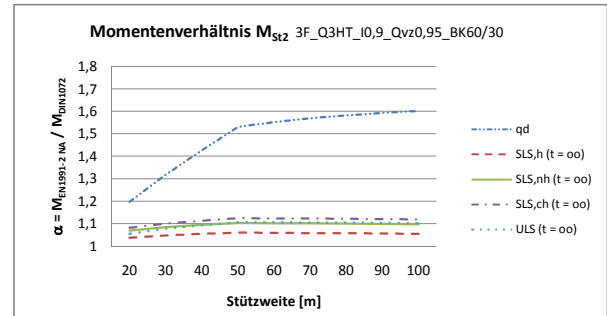
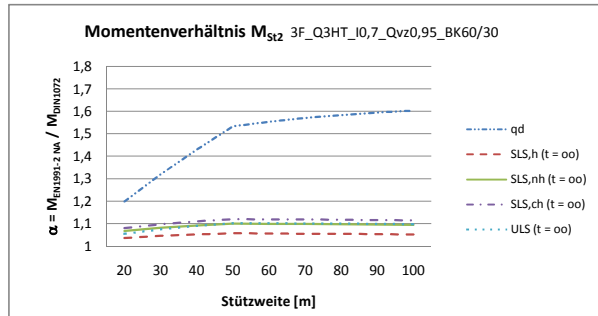
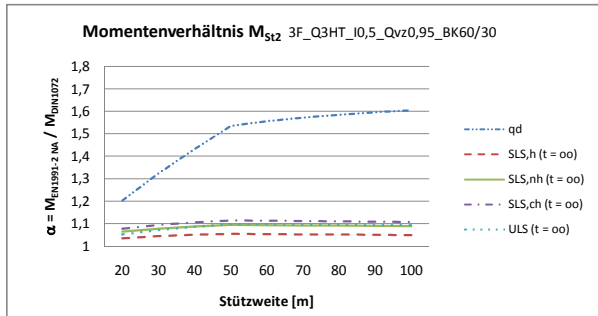
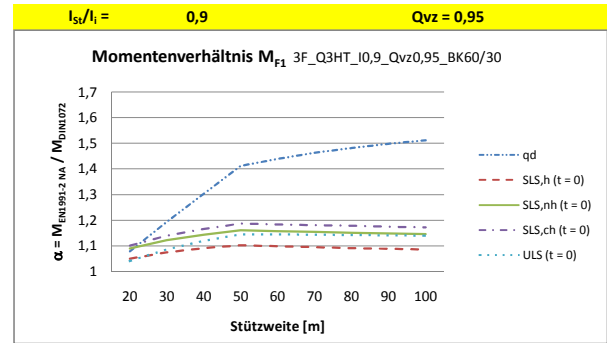
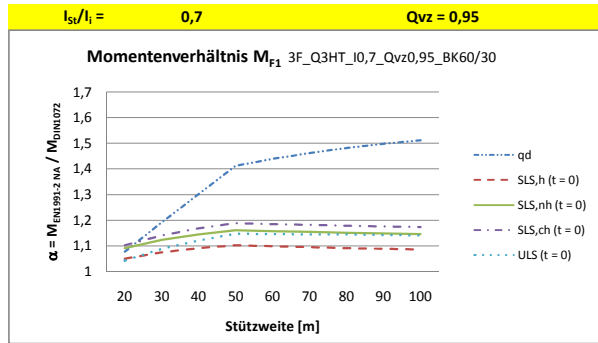
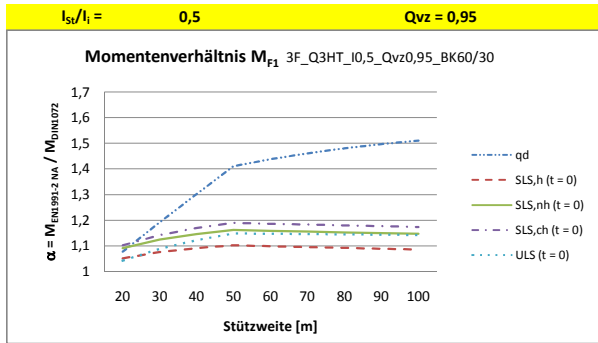


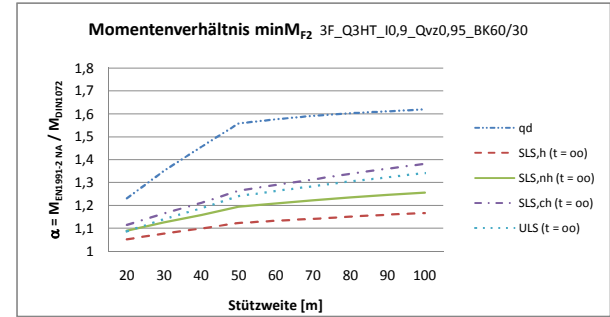
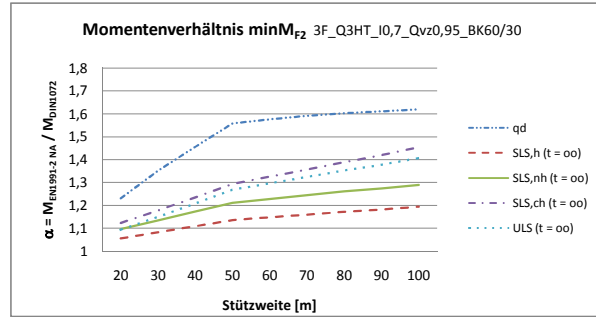
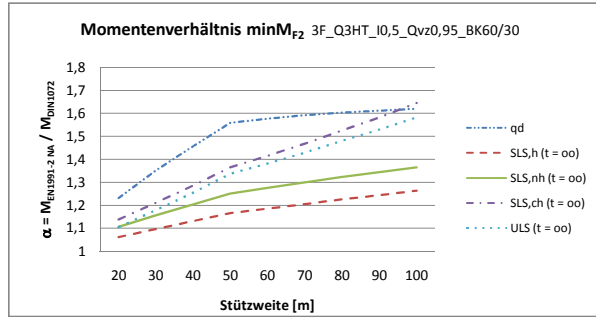
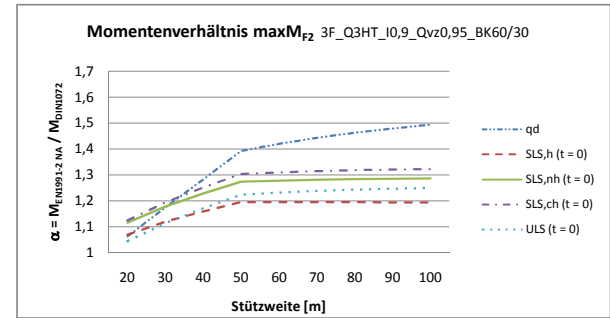
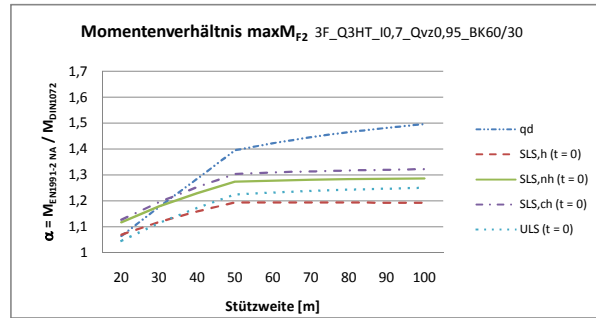
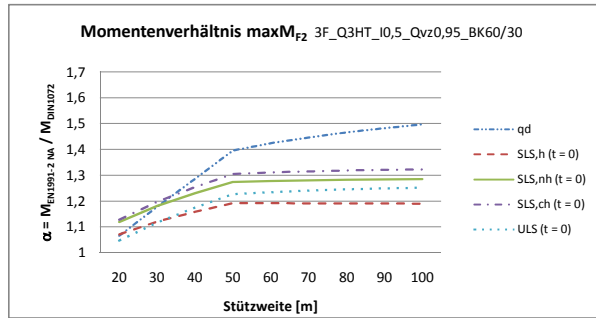
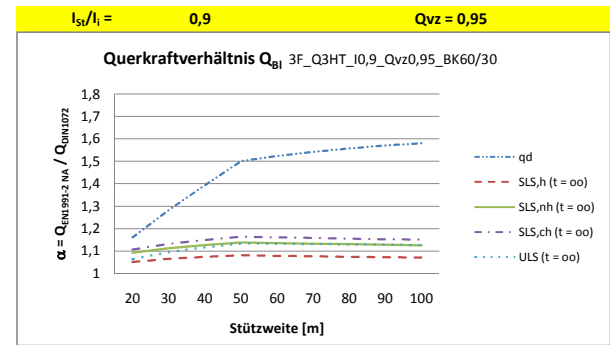
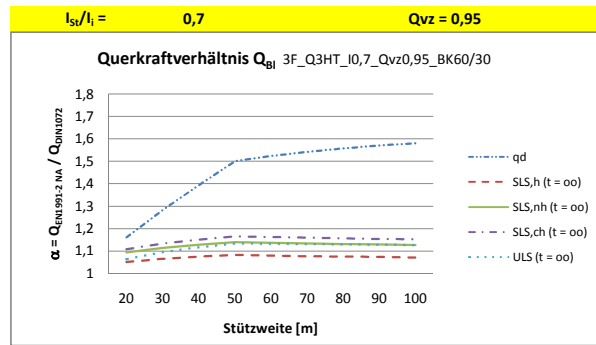
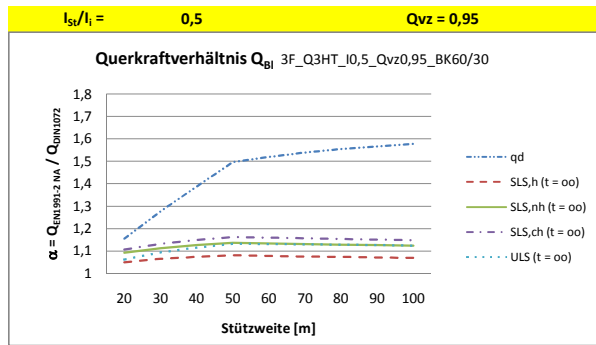


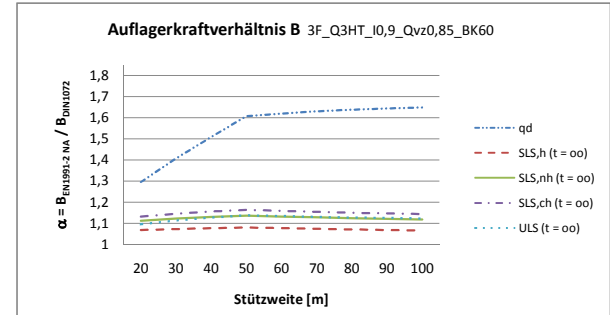
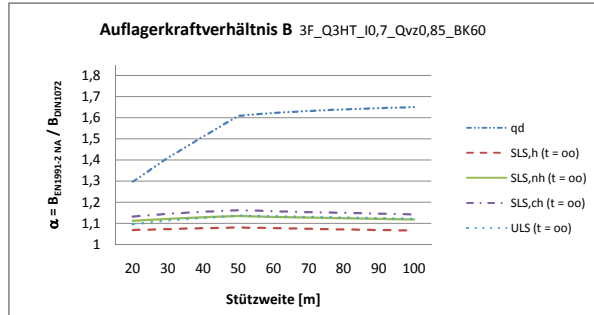
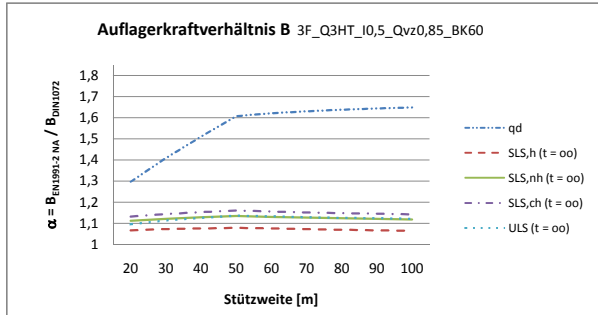
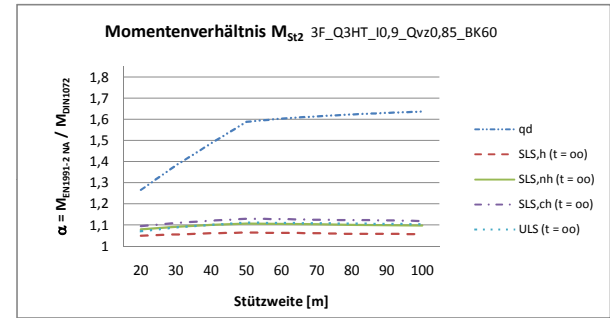
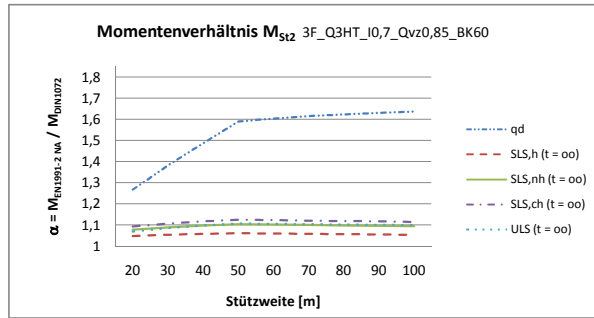
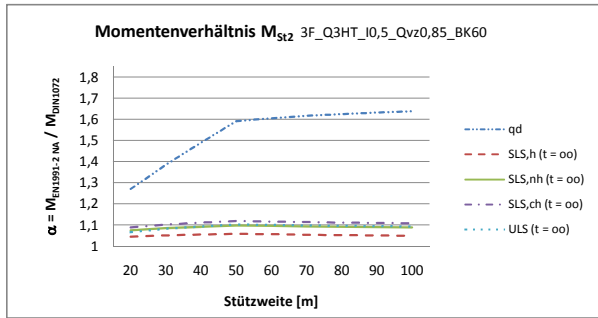
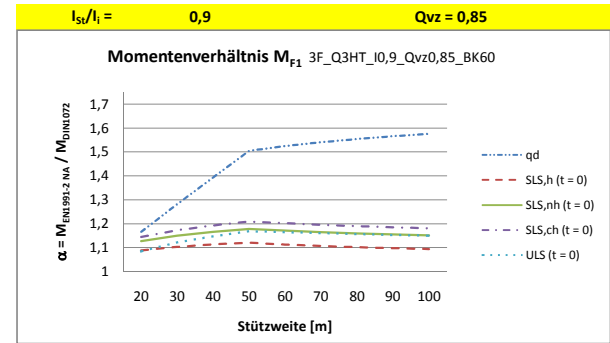
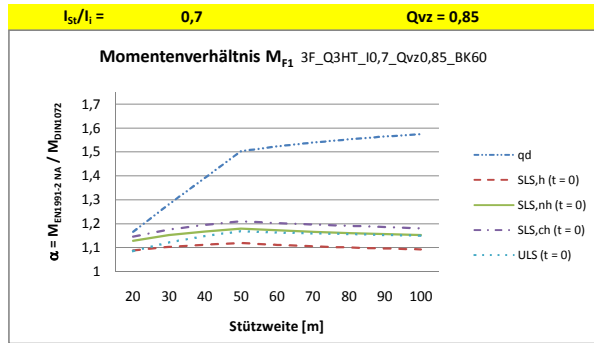
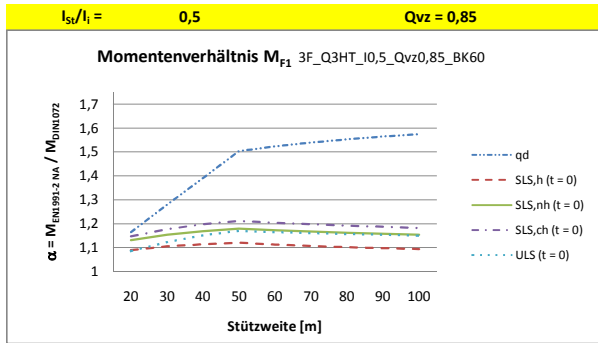


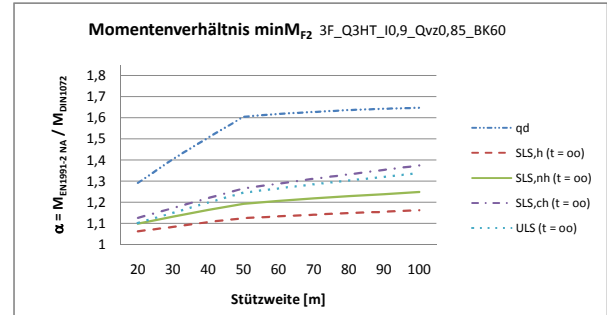
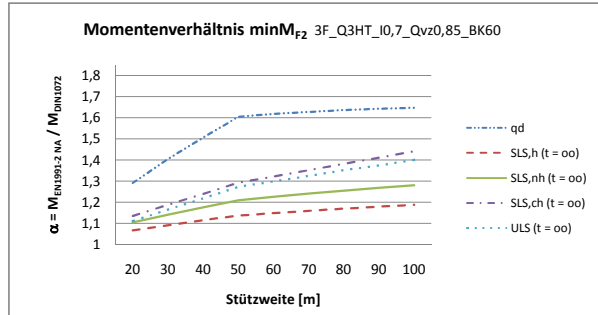
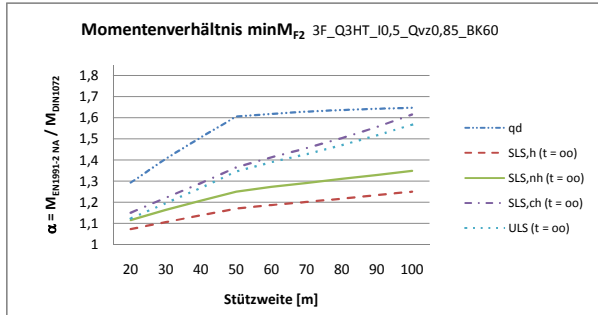
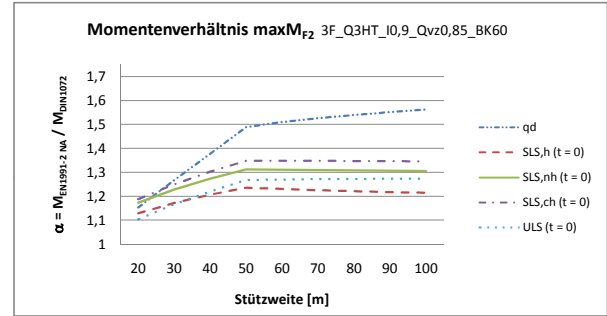
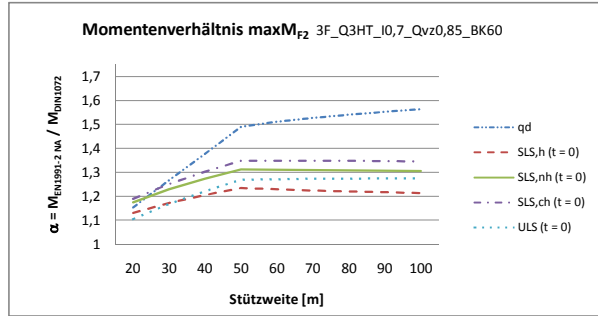
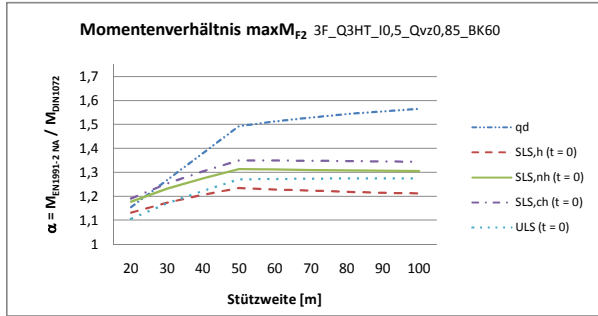
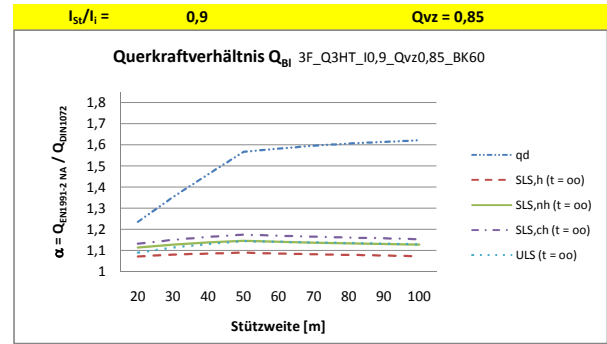
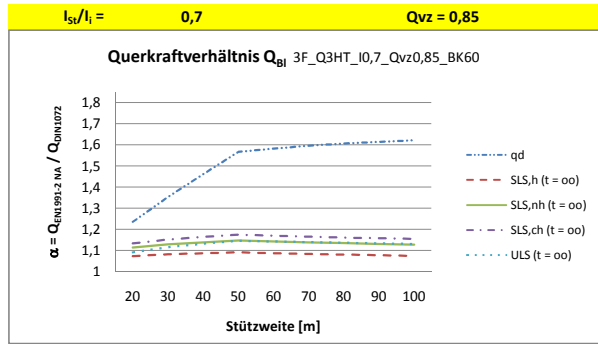
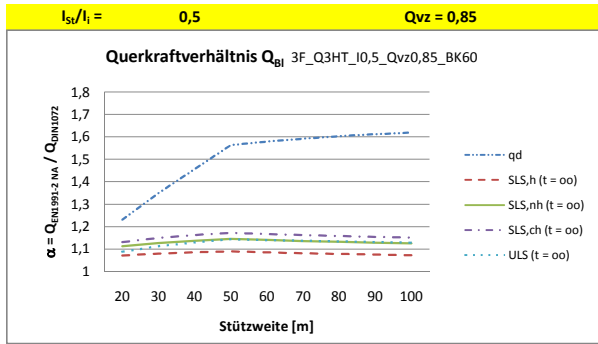


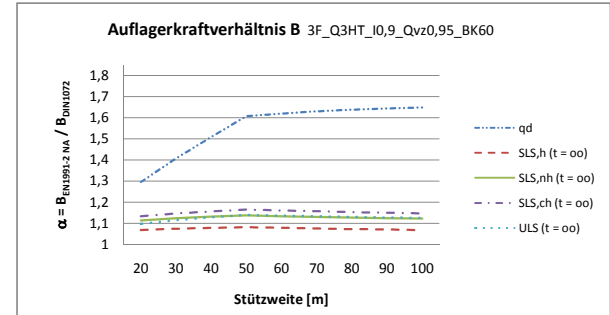
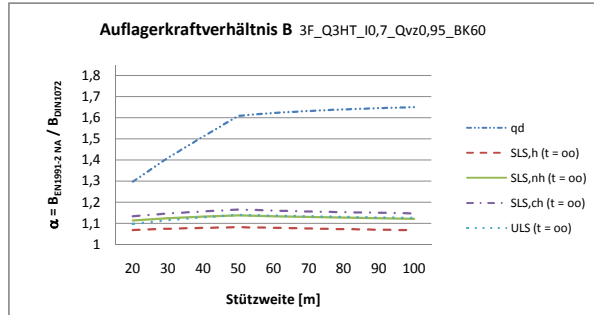
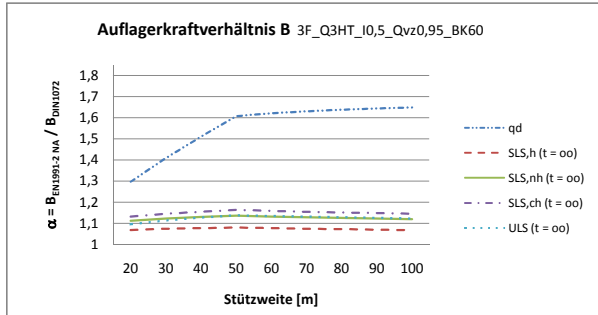
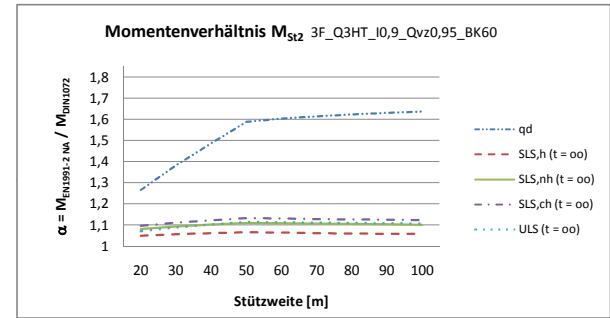
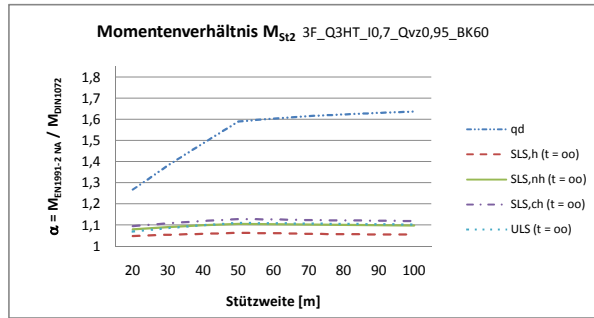
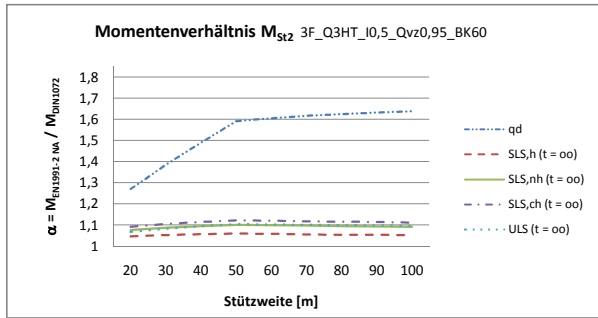
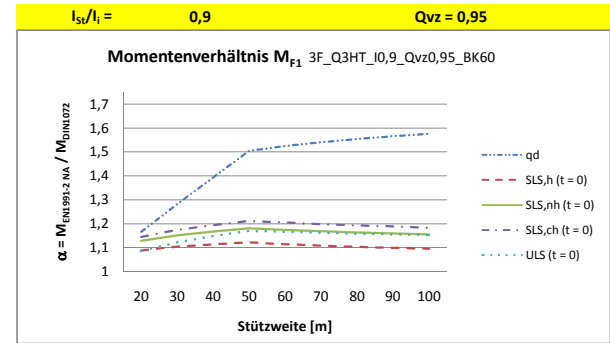
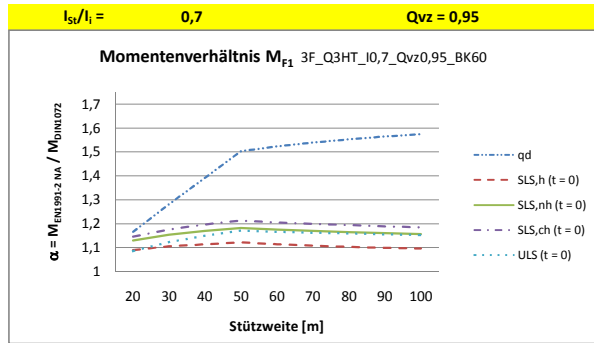
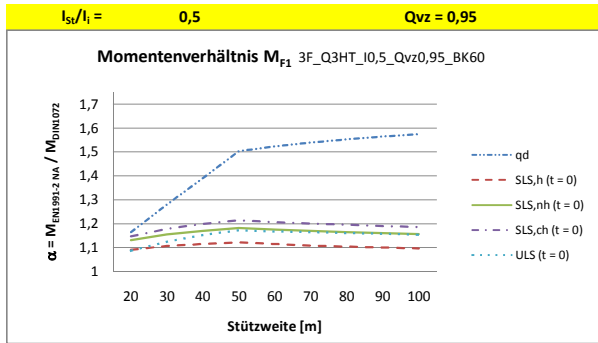


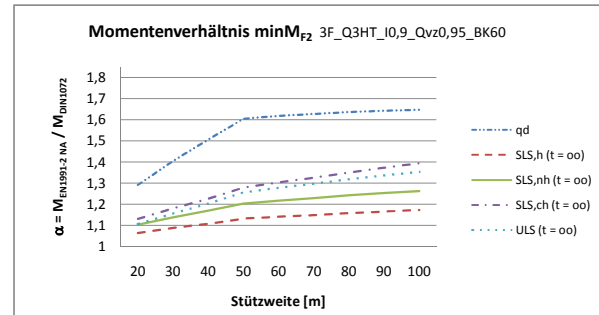
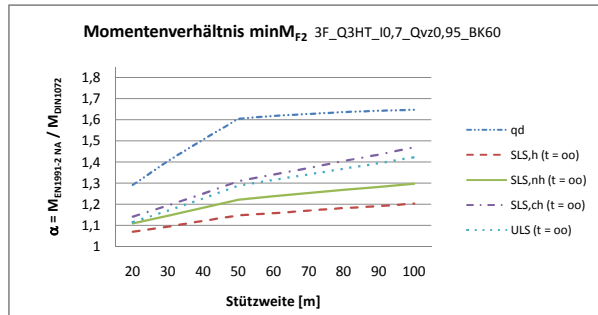
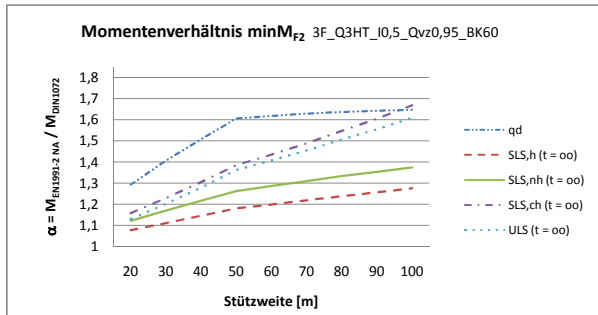
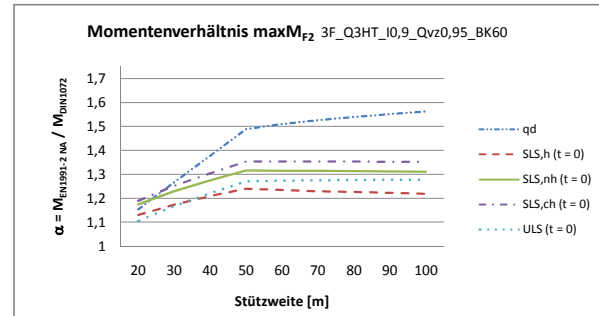
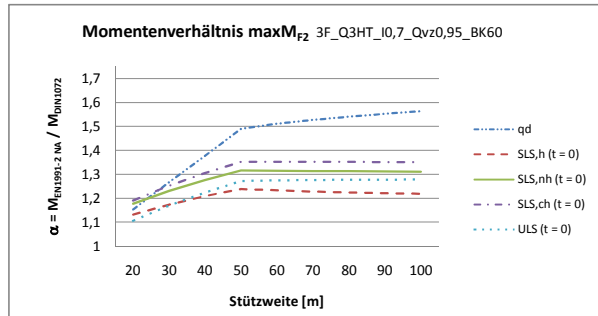
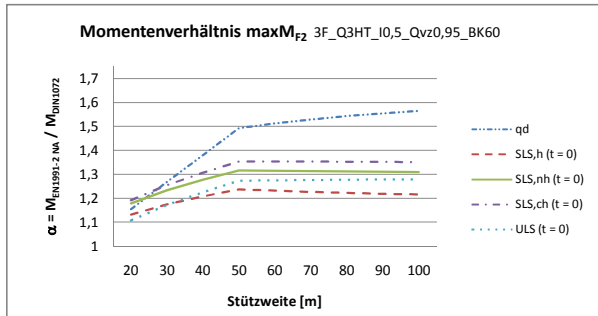
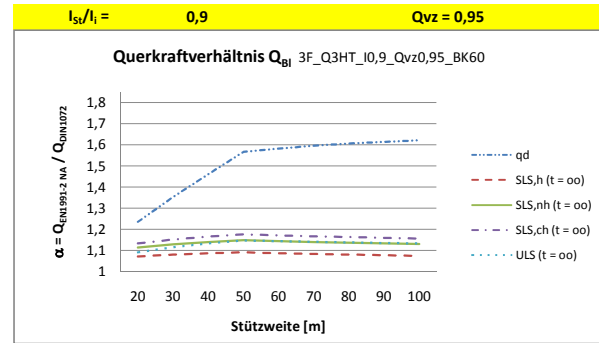
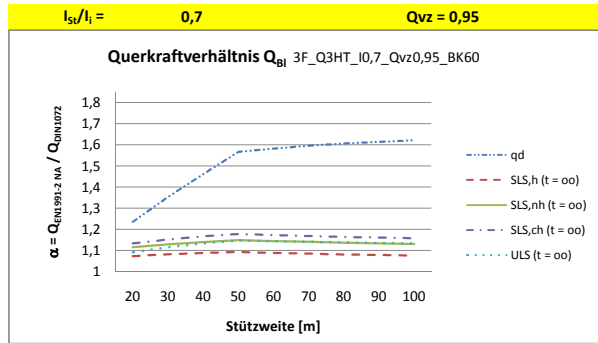
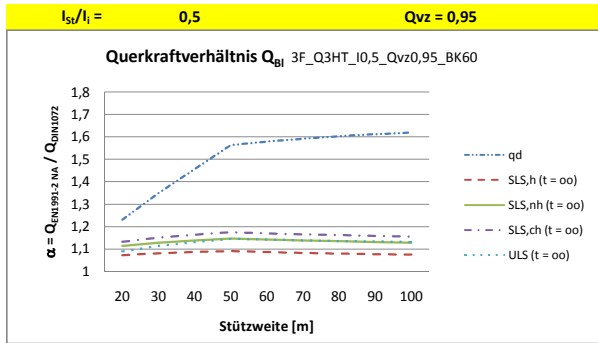


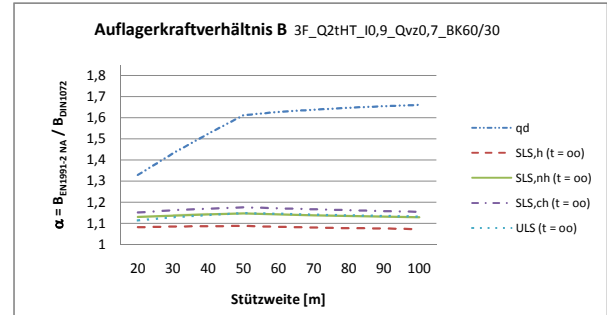
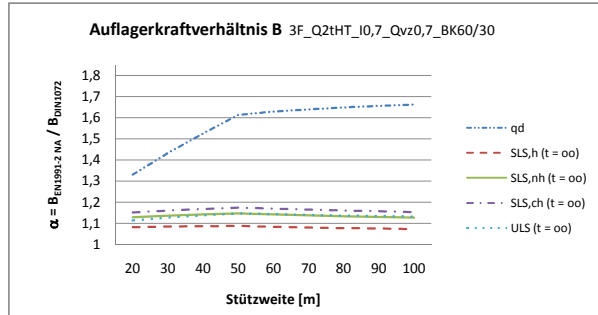
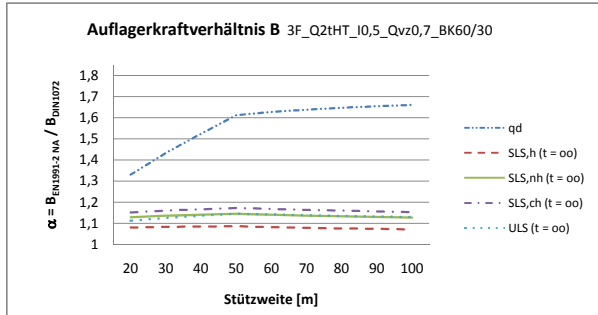
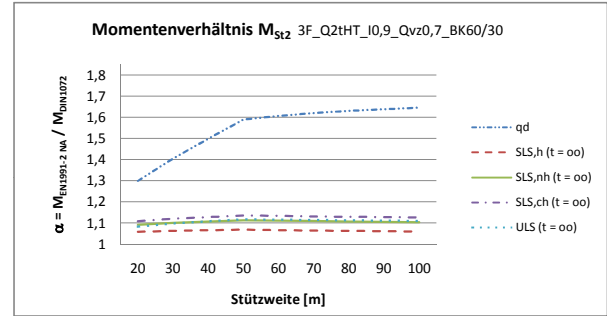
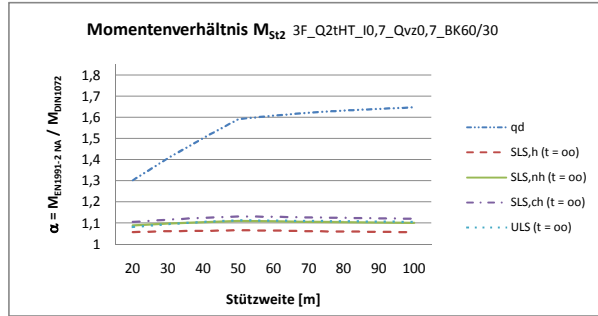
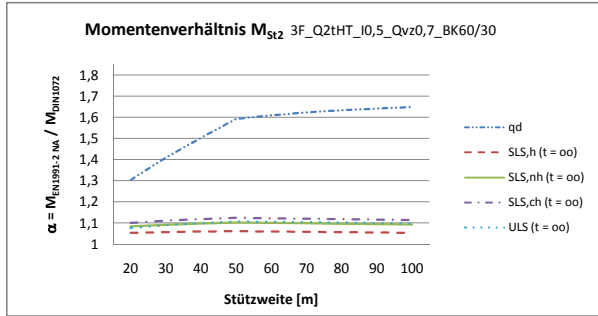
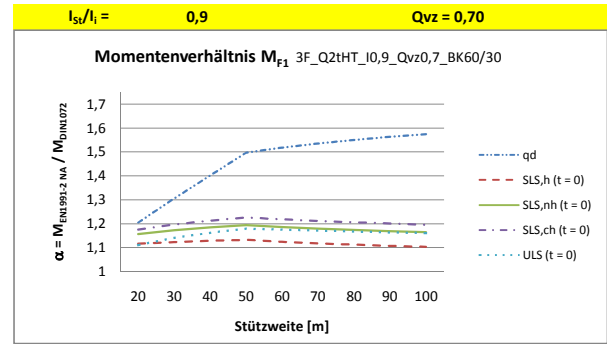
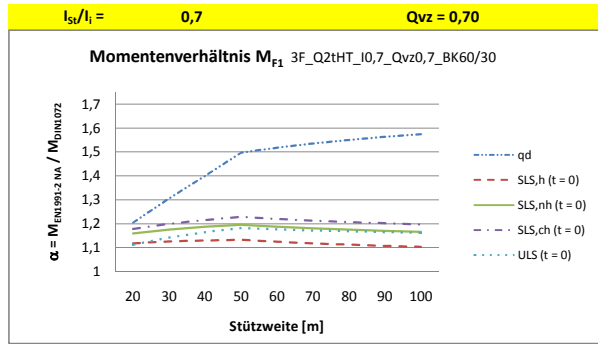
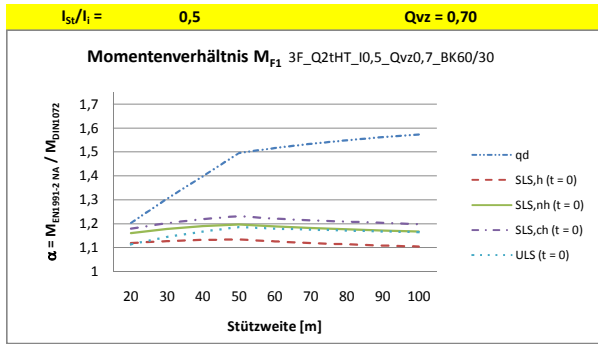


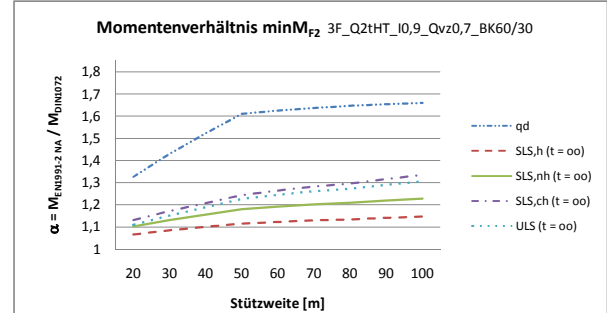
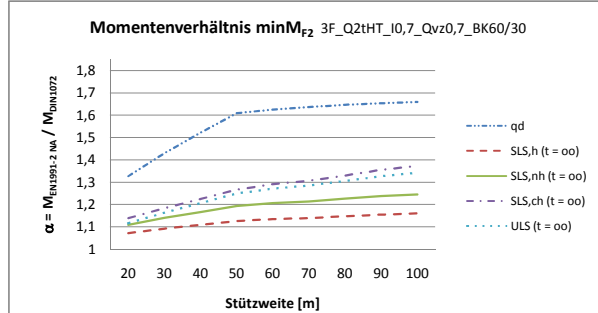
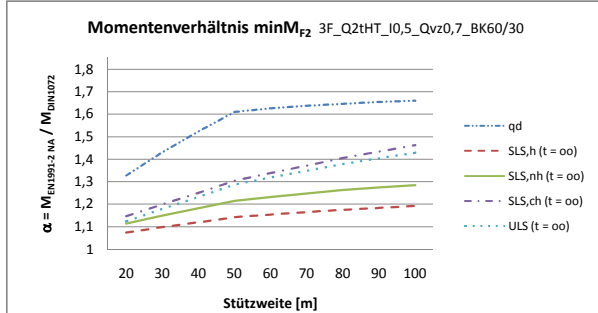
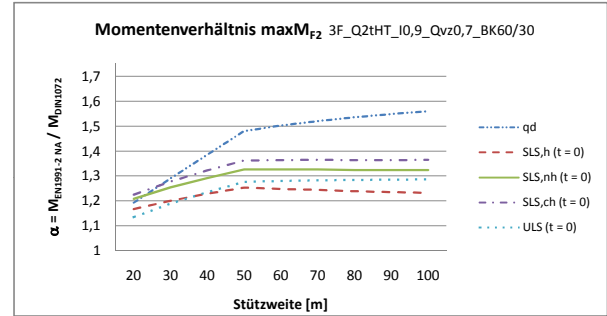
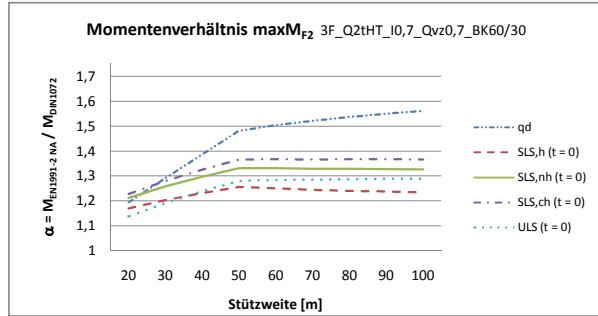
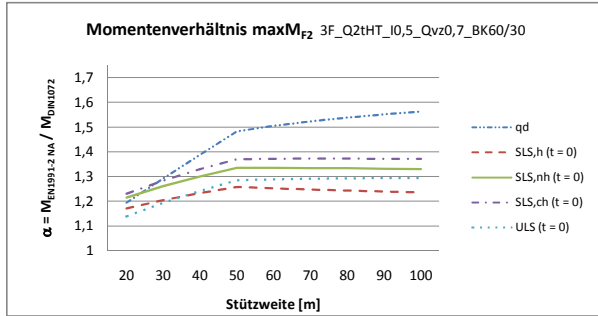
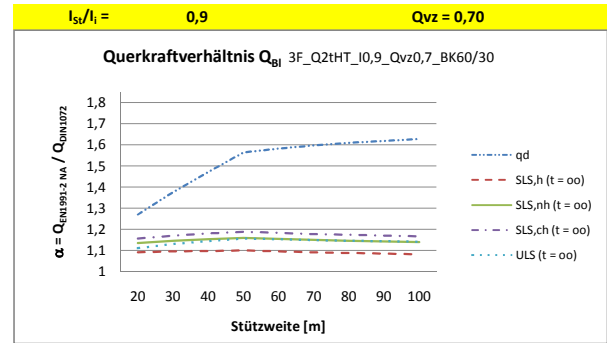
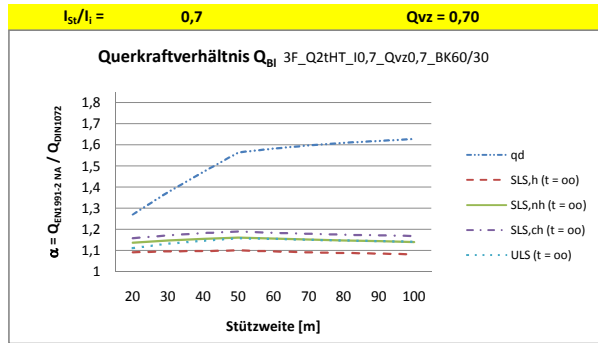
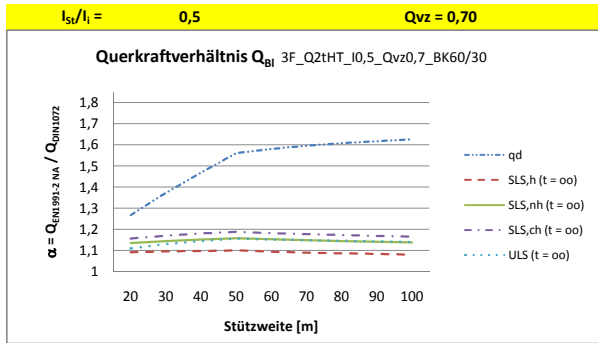


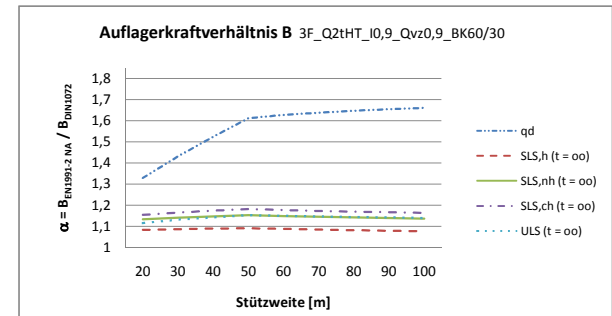
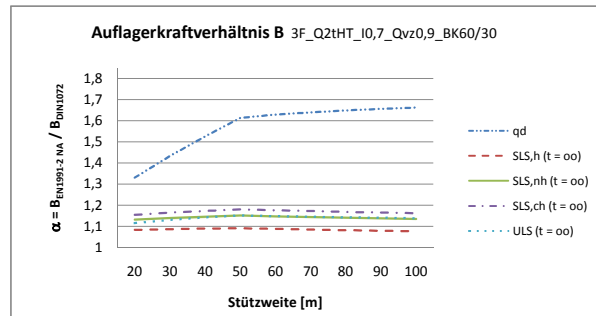
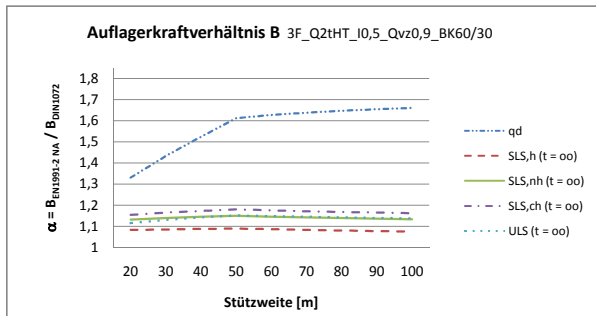
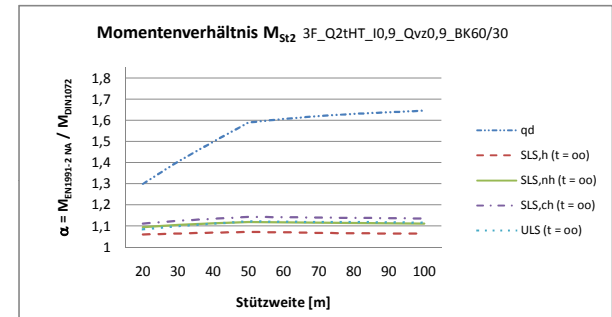
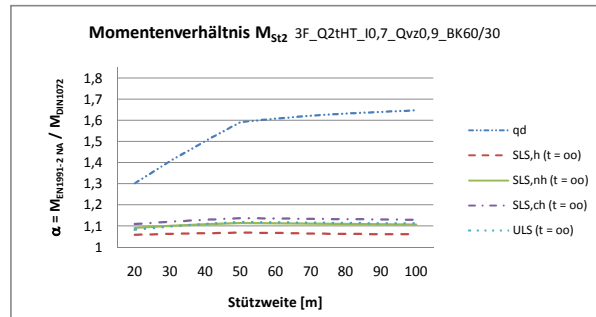
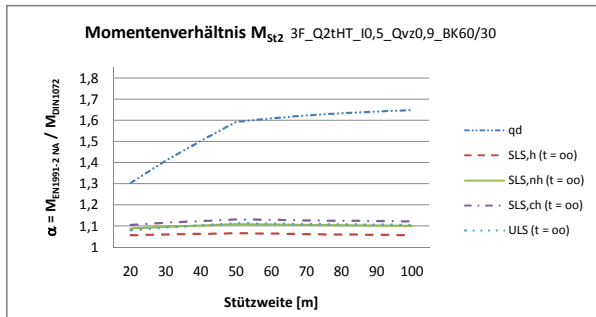
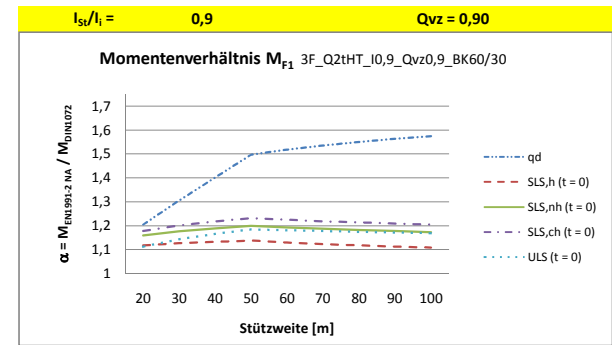
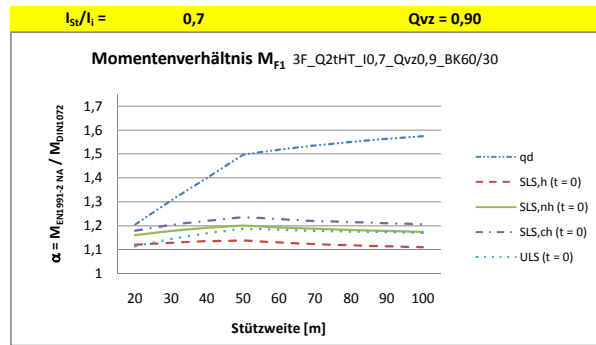
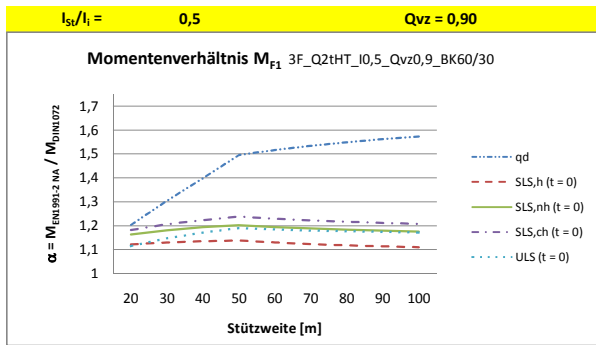


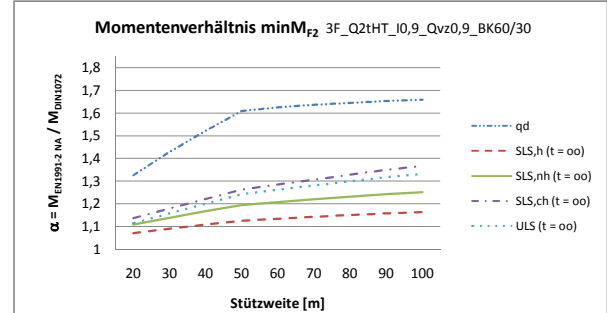
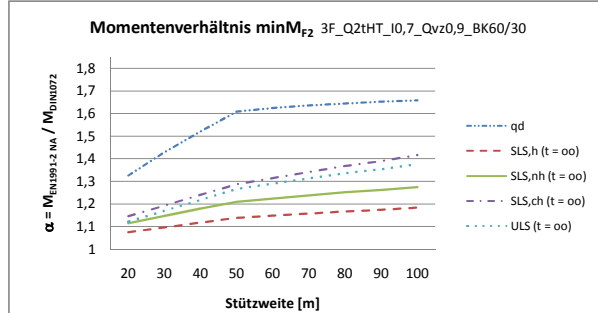
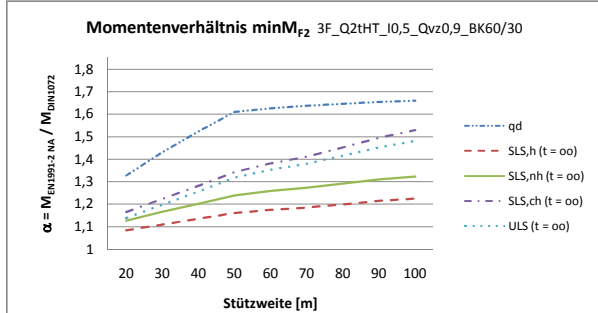
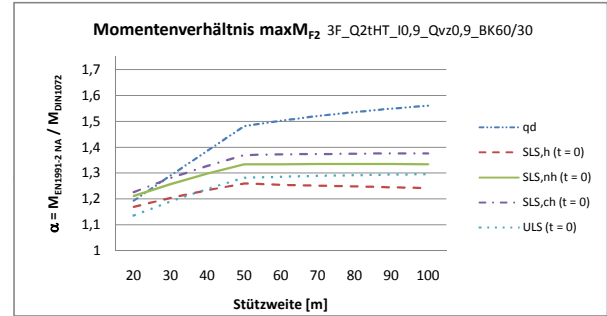
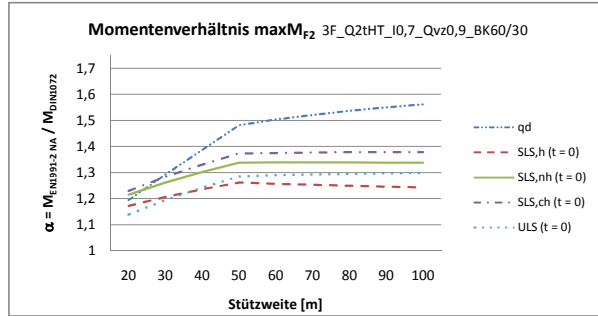
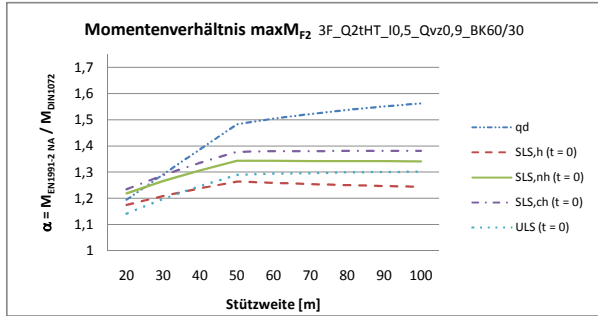
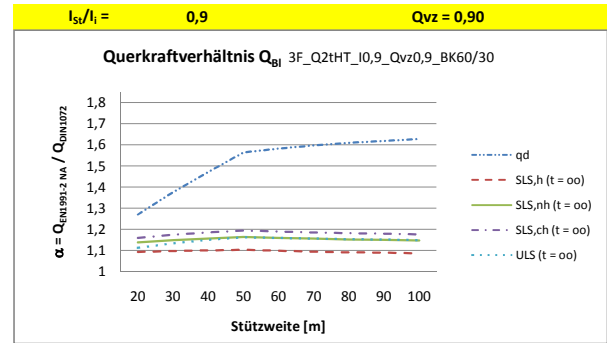
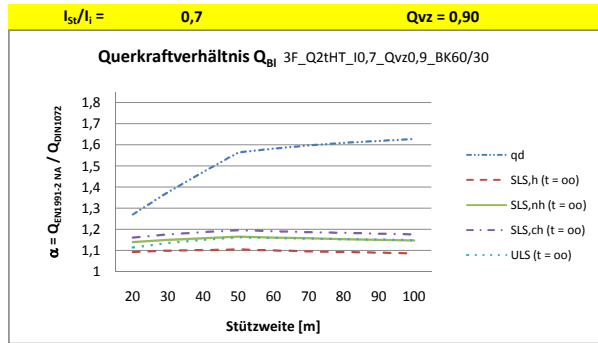
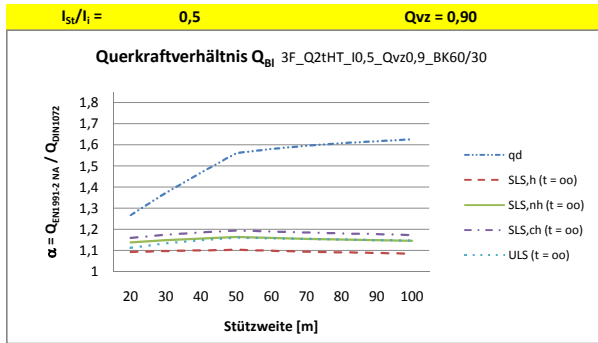


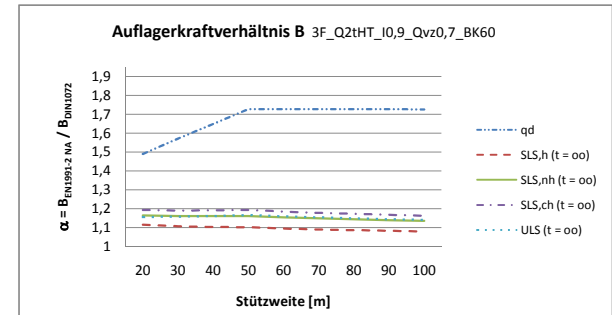
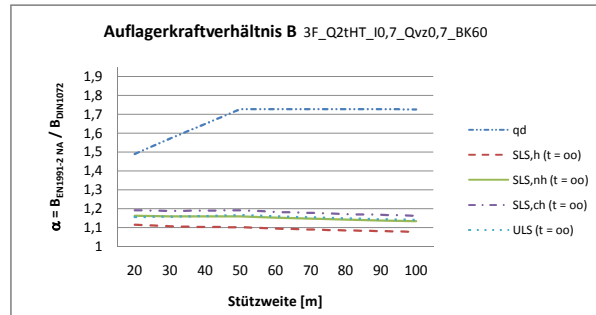
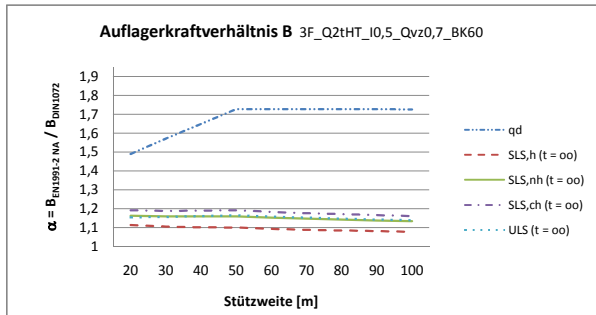
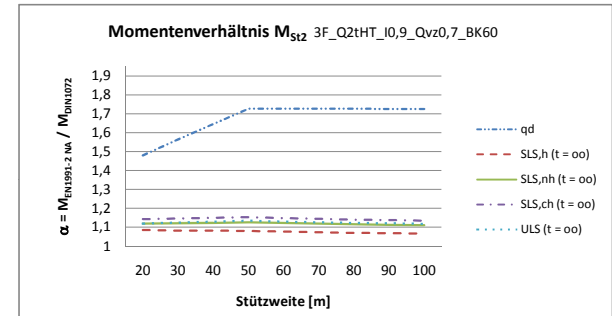
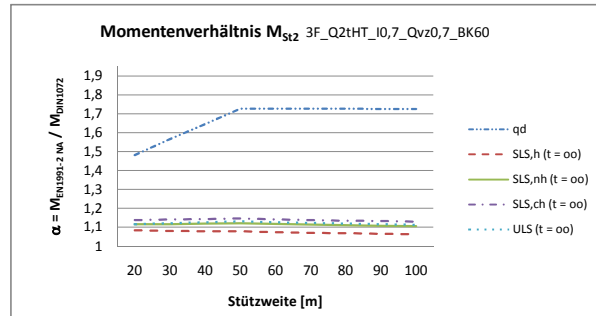
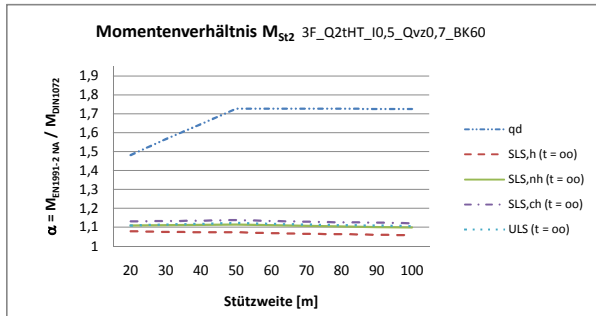
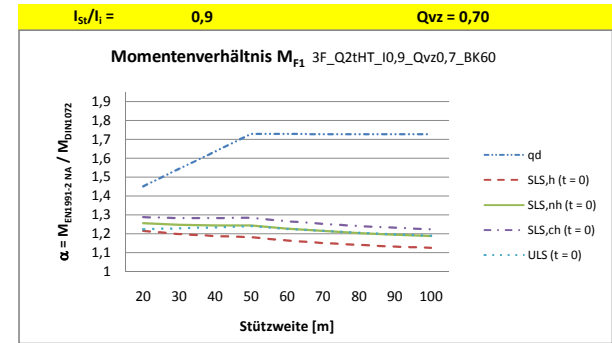
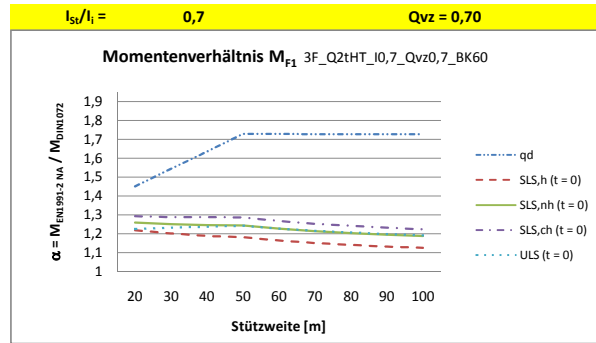
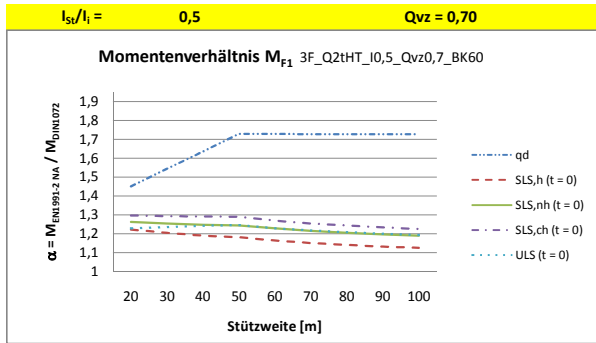


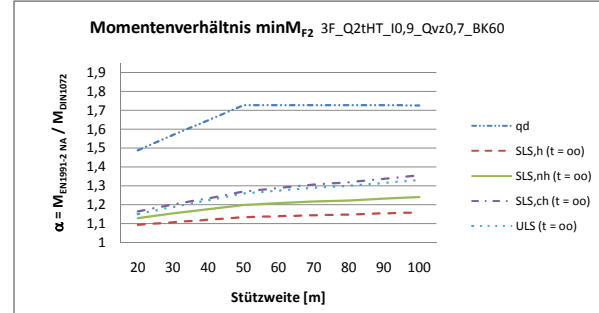
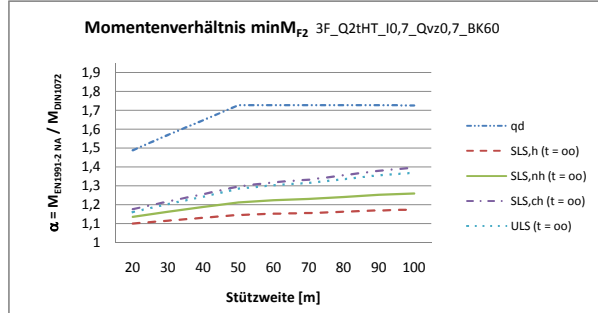
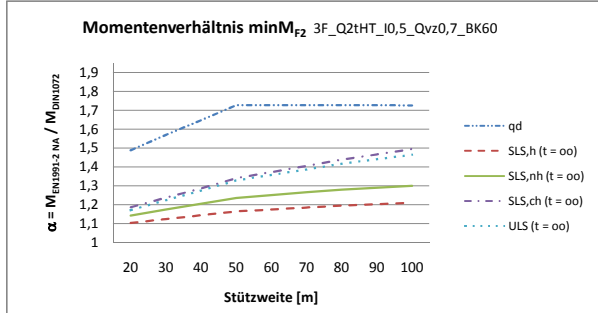
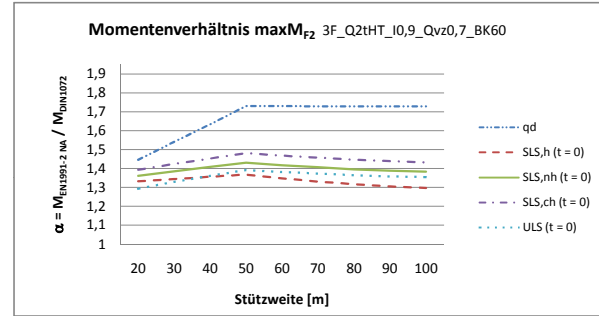
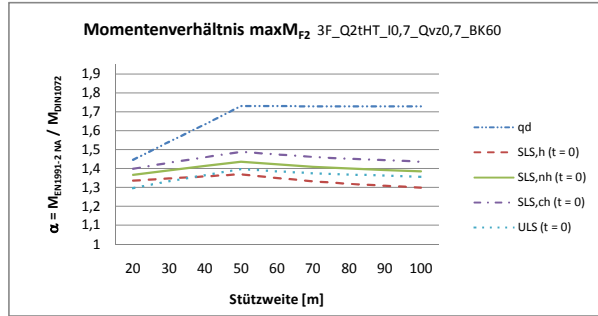
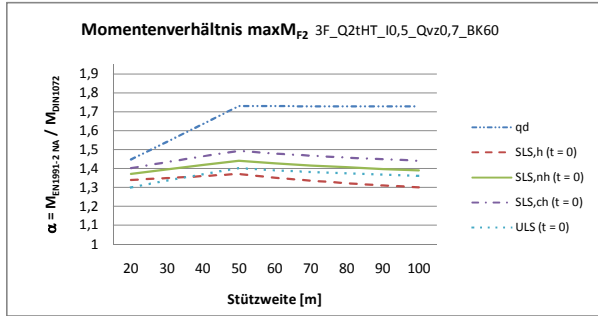
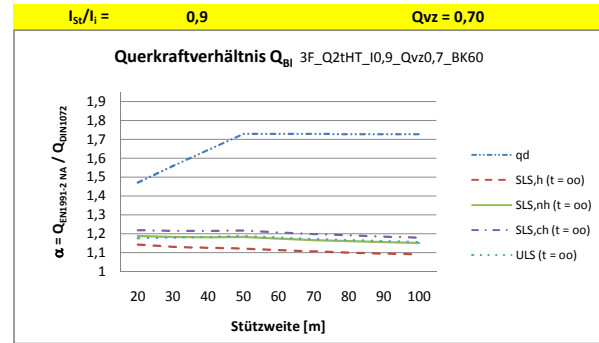
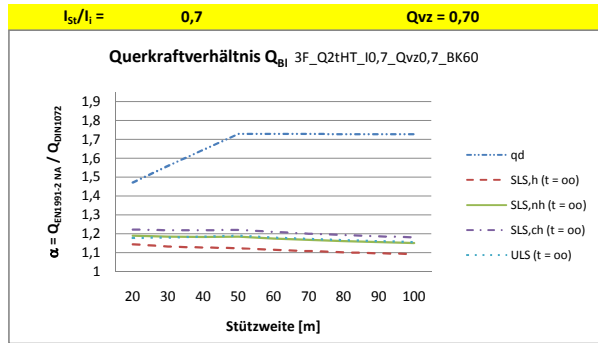
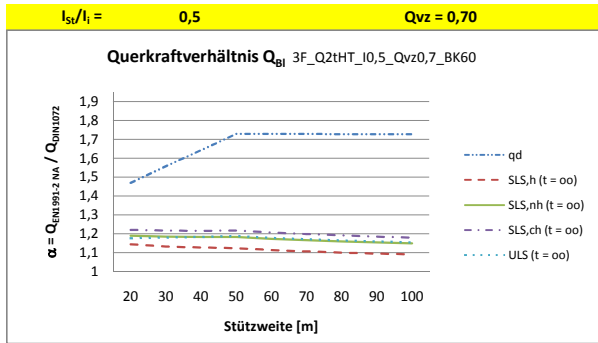


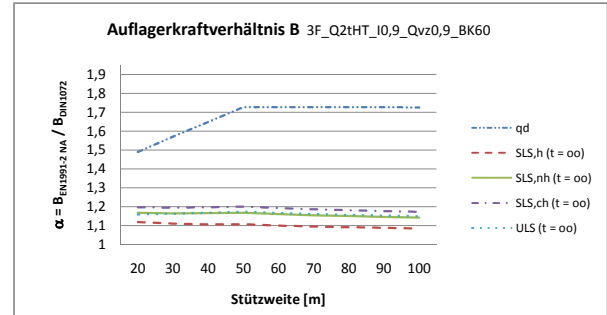
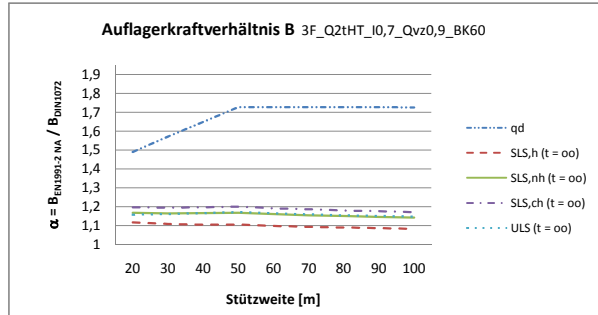
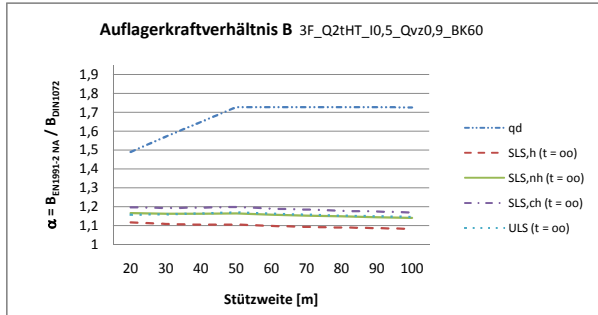
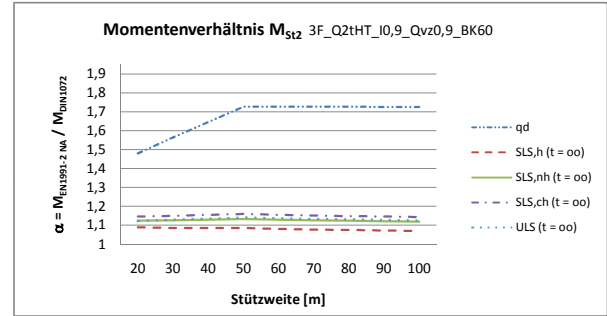
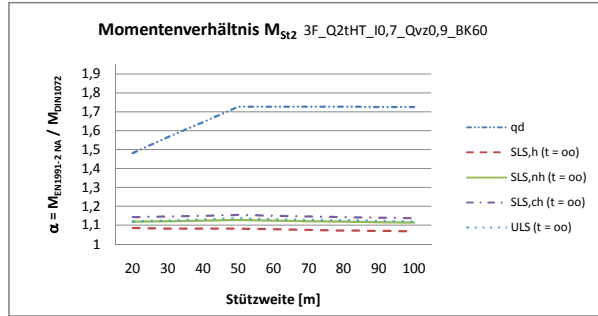
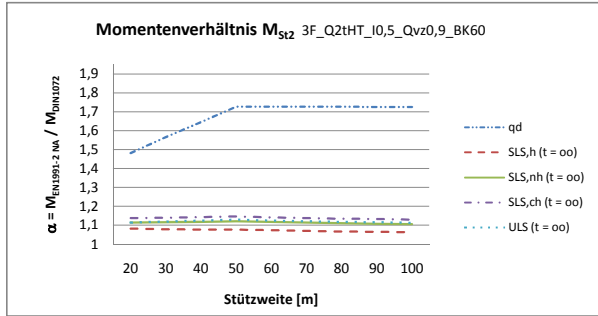
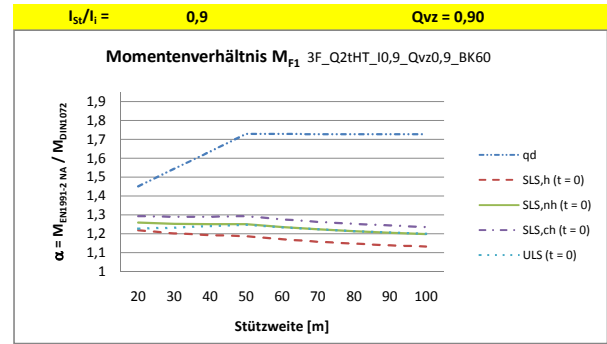
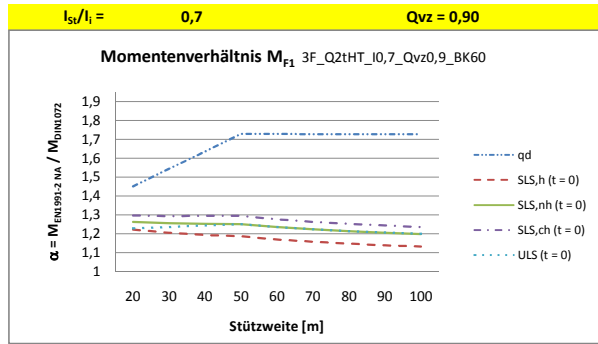
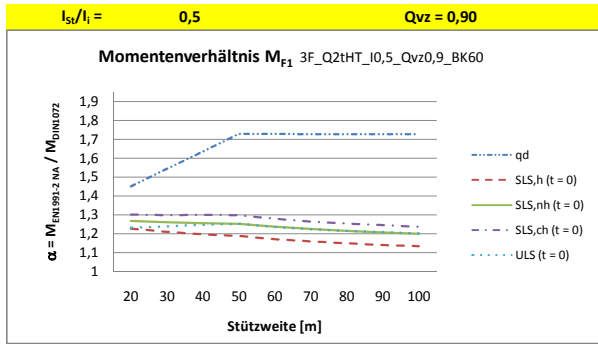


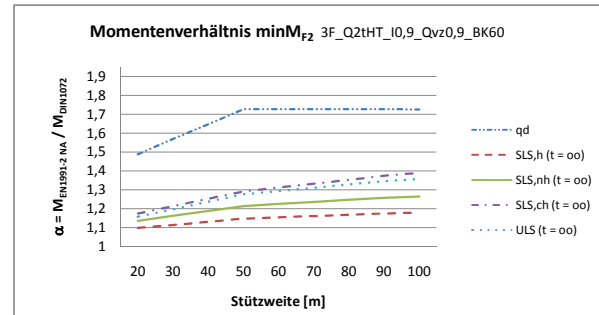
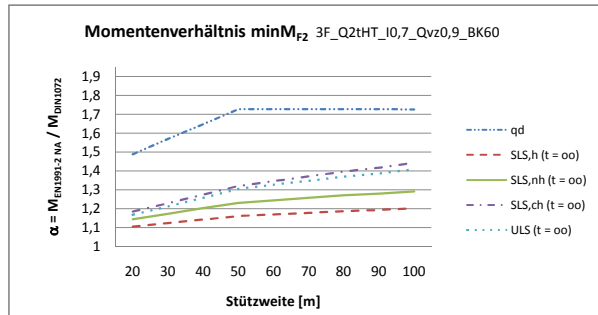
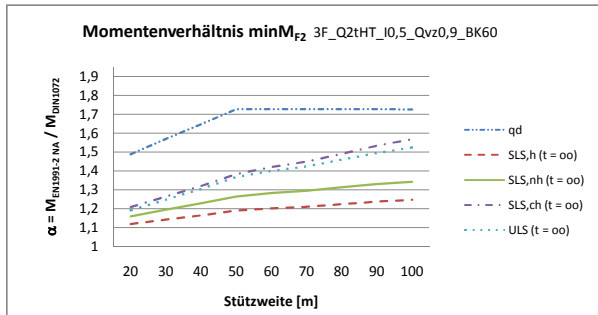
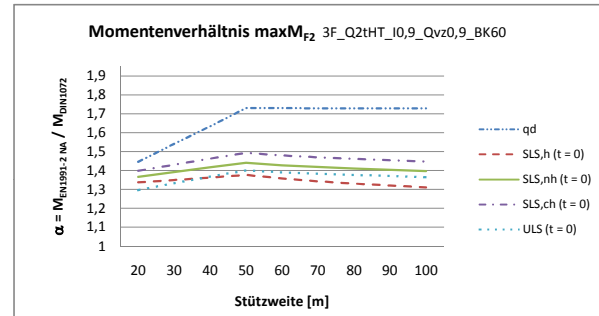
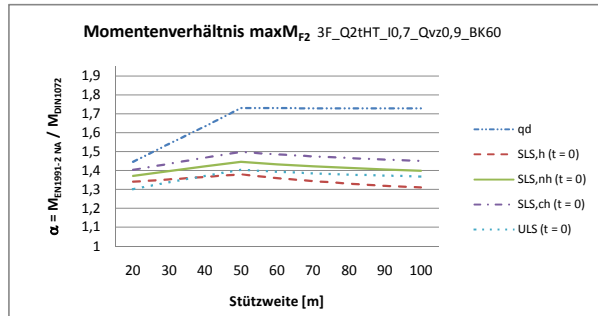
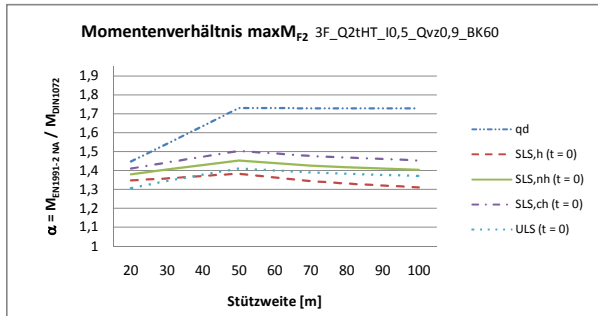
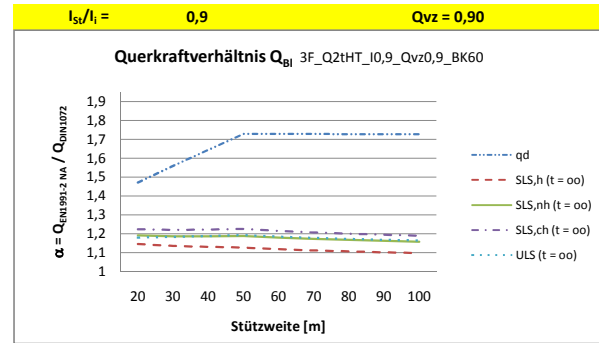
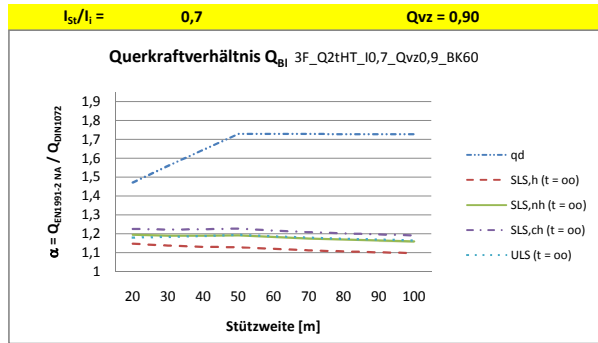
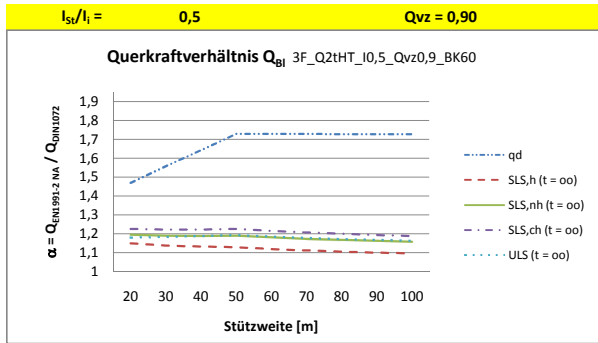












Anhang B

**Ergänzende Regelungen für die ZTV-ING bei Einführung von DIN EN 1994-2,
Fassung Juni 2007**

NA-Bau Arbeitsausschuss (NA005-08-99 AA)

Ergänzende Regelungen für die ZTV-ING bei Einführung von DIN EN 1994-2

Inhalt

Vorwort.....	2
1 Ergänzende Regelungen für Fahrbahnplatten von Verbundbrücken.....	2
2 Werkstoffe	3
3 Betonfahrbahnplatten mit Fertigteilen	3
4 Verformungen während der Ausführung	4
5 Ergänzende Regelungen für Verbundbrücken mit Betonendquerträgern	4

**Im NA-Bau Arbeitsausschuss (NA005-08-99 AA)
verabschiedeter Entwurf
27. Juni 2007**

Vorwort

Nachfolgend werden Regelungen zusammengestellt, die derzeit im Fachbericht 104 enthalten sind und in EN 1994-2 nicht aufgenommen werden konnten, da sie überwiegend auf nationalen Erfahrungen basieren und einen nationalen Qualitätsstandard sicherstellen sollen. Diese Regeln sollten zweckmäßig bei Einführung von DIN EN 1994-2 in die ZTV-ING übernommen werden. Insbesondere gilt dies für die im Fachbericht 104, Kapitel II in den Abschnitten 2.4(3), 3, 8.4, 8.5 und Abschnitt 9 sowie für die im Kapitel III angegebenen Regelungen.

1 Ergänzende Regelungen für Fahrbahnplatten von Verbundbrücken

(1) Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von Betonquerschnittsteilen von Straßen- und Eisenbahnbrücken in Verbundbauweise gelten zusätzlich zu EN 1994-2, 4 folgende Regelungen:

- a) Straßenbrücken sind im Allgemeinen so zu konstruieren, dass auf eine Vorspannung der Fahrbahnplatte mit Spanngliedern verzichtet werden kann. In Sonderfällen (stark gevoutete Hauptträger, Fachwerkverbundträger) kann die Anordnung einer Längsvorspannung sinnvoll sein. In diesen Fällen bedarf der Einsatz von Spanngliedern der Zustimmung durch die zuständige Behörde. Werden die Fahrbahnplatten in Querrichtung vorgespannt, sind Spannglieder ohne Verbund zu verwenden, die austauschbar sind.
- b) Bei Eisenbahnbrücken dürfen Spannglieder mit und ohne Verbund verwendet werden sowie schlaff bewehrte Fahrbahnplatten ausgeführt werden.
- c) Der Stababstand der Längs- und Querbewehrung darf 10 cm nicht unterschreiten und in den äußeren Lagen 15 cm nicht überschreiten.
- d) Bei Fahrbahnplatten von Straßenbrücken, die in Längs- und Querrichtung schlaff bewehrt sind, sind die folgenden Bedingungen einzuhalten:
 - In Querrichtung ist je Querschnittsseite eine einlagige Bewehrung mit $d_s \leq 16$ mm anzuordnen und der Bewehrungsquerschnitt darf je Lage 0,7% des Betonquerschnitts nicht überschreiten. In Bereichen mit örtlich erhöhten Beanspruchungen (z.B. in Auflager- und Querträgerbereichen sowie zur Abdeckung der Längsschubkräfte im Gurtanschnitt) und bei der unten liegenden Bewehrung im Feldbereich zwischen den Hauptträgern darf der Stabdurchmesser d_s jedoch maximal 20 mm und der Bewehrungsquerschnitt je Lage maximal 1,0% des Betonquerschnittes betragen.
 - In Brückenlängsrichtung darf oben und unten eine ein- oder zweilagige Bewehrung mit $d_s \leq 20$ mm angeordnet werden. In Plattenbereichen mit Plattendicken größer als 40 cm darf zusätzlich zur oberen und unteren Bewehrung eine weitere mittig angeordnete Bewehrungslage mit $d_s \leq 25$ mm angeordnet werden. In Bereichen mit Übergreifungsstößen darf der Grundquerschnitt der Längsbewehrung 2,5% des Betonquerschnittes und in Bereichen ohne Übergreifungsstöße 3% nicht überschreiten.
- e) Die Anzahl der Übergreifungsstöße in Brückenquer- und Brückenlängsrichtung ist zu minimieren.
- f) Bei Fahrbahnplatten mit schlaffer Bewehrung in Brückenlängsrichtung und Spanngliedervorspannung in Querrichtung ist in Querrichtung eine Mindestbewehrung von $d_s = 12$ mm im Abstand $s = 15$ cm anzuordnen.

- g) Bei Stabbogenbrücken, bei denen die Betonfahrbahnplatte im Haupttragwerk als schlaff bewehrtes Zugband mitwirkt, darf die Fahrbahnplattendicke 30 cm nicht unterschreiten. Oben und unten ist eine einlagige Bewehrung mit einem Stabdurchmesser $d_s \leq 20$ mm anzuordnen. Die Anordnung einer weiteren, mittigen Lage mit Stabdurchmessern $d_s \leq 25$ mm ist zulässig. Hinsichtlich der Stababstände gelten die vorgenannten Regelungen.

(2) Bei abschnittsweiser Herstellung der Fahrbahnplatte sollten die Betonierreihenfolge und die Betonierabschnittsgrenzen so festgelegt werden, dass die Längszugspannungen im Betongurt möglichst gering bleiben. Die Betonierreihenfolge ist im Rahmen der Erstellung der statischen Berechnung festzulegen und dem Auftraggeber vor dem Fertigungsbeginn zur Prüfung vorzulegen.

(3) In Stützbereichen mit starker Längsbewehrung sind einbetonierte Entwässerungsquerleitungen möglichst zu vermeiden. Die Anzahl von Aussparungen für Gerüstabhängungen und Gerüstverspannungen ist zu minimieren. Sie dürfen, entsprechend dem minimalen Abstand der Bewehrungsstäbe, nicht größer als $d = 8$ cm sein.

(4) Im Bereich von Aufständern für Schalwagen ist sowohl die Längs- als auch die Querbewehrung der Fahrbahnplatte mit ihrem vollen Querschnitt ungestoßen durchzuführen. Die Ausbildung der Aufständern ist hierauf abzustimmen (z.B. durch Aussparungen für die Bewehrung). Eine Auswechslung der Bewehrung ist nicht zulässig. Die zentrische Lage der Aufständern über Querschotten ist durch Knaggen oder kurze Heftnähte zu sichern. Für einbetonierte Aufständern ist eine Betondeckung $nom\ c = 4,5$ cm einzuhalten. Bei Eisenbahnbrücken ist auf eine ermüdungssichere Ausbildung zu achten und ein Ermüdungsnachweis erforderlich.

2 Werkstoffe

(1) Für Fahrbahnplatten von Verbundbrücken ist abweichend von DIN EN 1994-2 in der Regel Beton der Festigkeitsklasse C 35/45 zu verwenden. Höhere Festigkeitsklassen sind nur zulässig, wenn dies in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit erforderlich ist. Die Verwendung von Betonen höherer Festigkeitsklassen als C 35/45 sowie die Verwendung von Leichtbetonen bedarf der Zustimmung des Auftraggebers.

3 Betonfahrbahnplatten mit Fertigteilen

(1) Bei Anwendung des Kapitels 8 von EN 1994-2 sind für Fertigteile mit Ortbetonergänzung die folgenden Regelungen zu beachten:

- Die Ortbetonergänzung muss im Fahrbahnbereich mindestens 20 cm und im Kappenbereich mindestens 15 cm betragen.
- Die Fugen zwischen den Fertigteilen sind so auszubilden, dass die geforderte Betonüberdeckung $nom\ c$ nach EN 1992-2 gewährleistet ist.
- Für Fertigteile ist auch dann ein Nachweis der Rissbreitenbeschränkung zu führen, wenn sie für den Verbundträger als nicht mittragend angesetzt werden und nur zwischen den Fugen mitwirken. Gleichgerichtete Beanspruchungen aus dem Betonierzustand sind hierbei zu überlagern.

(2) Fertigteile mit Ortbetonergänzung sind auf 2 cm dicken und mindestens 3 cm breiten, auf den Stahlträgerobergurt aufgeklebten Auflagerstreifen aus synthetischem Elastomer zu

verlegen. Hierbei muss auf die Verträglichkeit des Klebers mit dem Elastomer und dem Beschichtungsstoff geachtet werden. Die Steifigkeit des Auflagerstreifens ist so zu wählen, dass der Mindestwert der Zusammendrückbarkeit 3 bis 5 mm beträgt und die maximale Zusammendrückbarkeit 10 mm beträgt, so dass noch ein ausreichender Raum für den Vergussmörtel vorhanden ist. Die Betonplatte sollte nach dem Betonieren ohne Spalt aufliegen.

4 Verformungen während der Ausführung

(1) Für die Herstellung der Ausgleichsgradienten sind fortlaufend Überbauverformungen zu messen, Soll-Ist-Vergleiche anzustellen und eventuelle Korrekturmaßnahmen frühzeitig durchzuführen. Es sind Maßnahmen zu treffen, die beim Betonieren die Einhaltung der planmäßigen Fahrbahnplattendicke sicherstellen.

5 Ergänzende Regelungen für Verbundbrücken mit Betonendquerträgern

(1) Beispiele für die Ausbildung von Betonendquerträgern sind in Bild 5.1 angegeben. Die Mindestbreiten der Betonquerträger betragen für den

- Widerlagerquerträger: 0,80 m bei indirekter Lagerung,
0,60 m bei direkter Lagerung,
- Stützenquerträger: 0,90 m.

(2) Bei den Widerlagerquerträgern treten im Untergurt der Hauptträger systembedingt Zugkräfte auf. Diese sind durch entsprechende Konstruktionen in den Betonquerträger einzuleiten.

(3) Bei den Stützenquerträgern kann die Übertragung des negativen Stützmomentes rechnerisch durch eine zentrische Zugkraft im Beton (Achse Betonfahrbahnplatte) und die gegengleiche Druckkraft in Höhe des Stahlträgeruntergurtes erfolgen, wobei die Zugkraft im Betonobergurt allein durch die Längsbewehrung der Betonplatte übertragen wird (siehe Bild 5.1).

(4) Beim Nachweis der Rissbreitenbeschränkung ist ebenfalls von einer zentrischen Zugbeanspruchung aus Haupttragwerkswirkung auszugehen.

(5) Die Mindestbewehrung über den Stützenquerträgern beträgt für die unterste Bewehrungslage in Trägerlängsrichtung $d_s = 16$ mm und $s = 10$ cm. Diese Bewehrung ist in Trägerlängsrichtung über die Länge L nach Gleichung (5.1) anzuordnen.

$$L = b_{\text{QTR}} + 2 \cdot (0,15 \cdot L_{\text{st}} + l_b) \quad (5.1)$$

Dabei ist:

- L_{st} die größere Trägerstützweite der beiden angrenzenden Felder,
- l_b das Grundmaß der Verankerungslänge,
- b_{QTR} die Querträgerbreite.

(6) Die am Anschluss des Hauptträgers an den Stützenquerträger auftretende Endschubkraft zwischen Betonplatte und Stahlträgerobergurt ist durch eine konzentrierte Verdübelung am Trägerende über Schub in den Stahlträger einzuleiten. Hierbei darf die Schubkraft gleichmäßig auf eine Länge von $0,5 a_{\text{LTR}}$ verteilt werden, wobei a_{LTR} der Achsabstand der Hauptträger ist. Im Fall positiver Stützmomente müssen die Stahlträgeruntergurtzugkräfte über entsprechende Krafteinleitungskonstruktionen und Bewehrung durch den Beton hindurch geleitet werden.

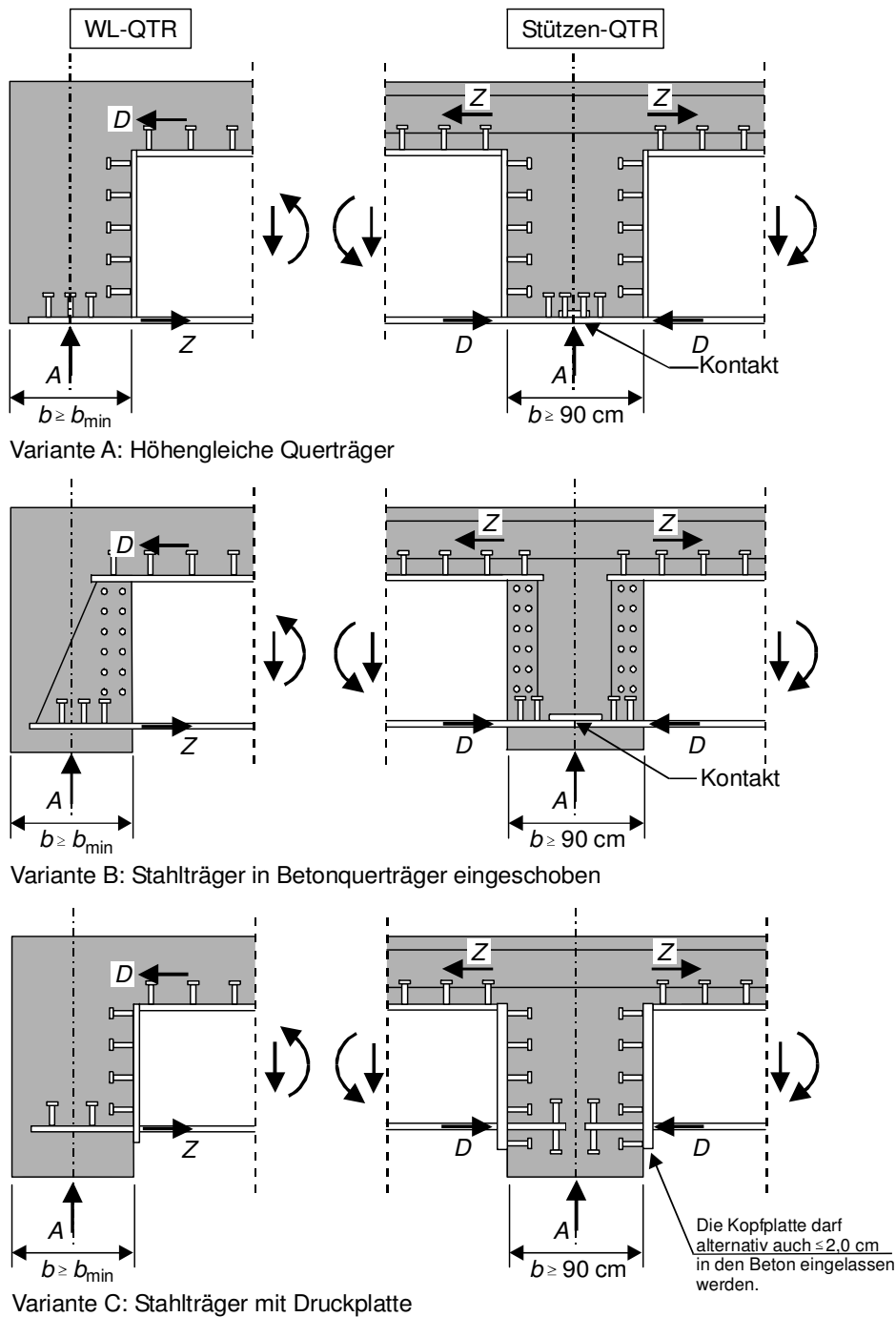


Bild 5.1: Betonquerträgervarianten A-C

(7) Für die Querträger ist in den äußeren Lagen der maximale Stababstand in jeder Richtung auf 15 cm begrenzt. Die Mindestschubbewehrung soll aus geschlossenen Bügeln Durchmesser 12 mm mit $s = 12,5$ cm bestehen.

(8) Auf die erforderliche Berücksichtigung der Torsionsbeanspruchung der Querträger wird hingewiesen. Die hierfür erforderliche Bewehrung ist nach DIN EN 1992-2 zu ermitteln.

(9) Bei der Variante C nach Bild 5.1 ist in Höhe der Untergurte eine Spaltzugbewehrung erforderlich. Spaltzugbewehrungen aus anderen Lasteinleitungen (z.B. über Lagern) dürfen nicht angerechnet werden.

(10) Um Auswechselungen bei der Bewehrung zu vermeiden, ist bei der Variante nach Bild 5.1C möglichst eine durchgehende, dicke Kopfplatte vorzusehen. Die Kopfplatte ist so zu bemessen, dass die zulässige Teilflächenpressung des Betons nach EN 1992-2 eingehalten wird. Die Lastausbreitung in der Kopfplatte darf hierbei unter 60° angesetzt werden, wenn die Biegespannungen der Kopfplatte nachgewiesen werden.

(11) Bei kurzen Bauwerken sind die Querträger und die Fahrbahnplatte möglichst in einem Arbeitsgang mit entsprechendem Verzögerereinsatz zu betonieren. Die Betonquerträger sind nachzuverdichten.

(12) Wenn die Widerlagerquerträger vorbetoniert werden, dann ist die Arbeitsfuge horizontal zwischen dem Querträger und der Fahrbahnplatte vorzusehen. Stützenquerträger nach Bild 5.1 dürfen nicht vorbetoniert werden.

(13) Falls bei längeren Bauwerken das Betonieren in einem Arbeitsgang nicht mehr möglich ist, sind zuerst die Feldbereiche zu betonieren und anschließend die Stützbereiche mit den Querträgern. Die Betonierabschnittsgrenzen sind hierbei in einem Abstand von ca. $0,15 L_{St}$ (L_{St} - Stützweite) anzuordnen.

(14) Bei der Variante nach Bild 5.1B sind im Untergurt Lüftungsöffnungen für das Betonieren vorzusehen.

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

1999

- B 18: Erprobung und Bewertung zerstörungsfreier Prüfmetho-
den für Betonbrücken
Krieger, Krause, Wiggenhauser € 16,50
- B 19: Untersuchung von unbelasteten und künstlich belasteten
Beschichtungen
Schröder € 11,00
- B 20: Reaktionsharzgebundene Dünnbeläge auf Stahl
Eilers, Ritter € 12,50
- B 21: Windlasten für Brücken nach ENV 1991-3
Krieger € 10,50

2000

- B 22: Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbau-
werken
Haardt € 11,50
- B 23: Bewertung und Oberflächenvorbereitung schwieriger
Untergründe
Schröder, Sczyslo € 11,00
- B 24: Erarbeitung einer ZTV für reaktionsharzgebundene Dünn-
beläge auf Stahl
Eilers, Stoll € 11,00
- B 25: Konzeption eines Managementsystems zur Erhaltung von
Brücken- und Ingenieurbauwerken
Haardt € 12,50
- B 26: Einsatzmöglichkeiten von Kletterrobotern bei der Bauwerks-
prüfung
Krieger, Rath, Berthold € 10,50
- B 27: Dynamische Untersuchungen an reaktionsharzgebundenen
Dünnbelägen
Eilers, Ritter, Stoll € 11,00

2001

- B 28: Erfassung und Bewertung von reaktionsharzgebundenen
Dünnbelägen auf Stahl
Eilers € 11,00
- B 29: Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung der Karbo-
natisierungstiefe und des Chloridgehaltes von Beton
Gatz, Quaas € 12,00
- B 30: Materialkonzepte, Herstellungs- und Prüfverfahren für elutions-
arme Spritzbetone
Heimbecher € 11,00
- B 31: Verträglichkeit von reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen
mit Abdichtungssystemen nach den ZTV-BEL-ST
Eilers, Stoll € 10,50
- B 32: Das Programm ISOCORRAG: Ermittlung von Korrosivitäts-
kategorien aus Massenverlusten
Schröder € 11,50
- B 33: Bewährung von Belägen auf Stahlbrücken mit orthotropen
Fahrbahnplatten
Eilers, Sczyslo € 17,00
- B 34: Neue reaktionsharzgebundene Dünnbeläge als Fahrbahn-
beläge auf einem D-Brücken-Gerät
Eilers, Ritter € 13,00

2002

- B 35: Bewährung von Brückenbelägen auf Betonbauwerken
Wruck € 11,50
- B 36: Fahrbahnübergänge aus Asphalt
Wruck € 11,00
- B 37: Messung der Hydrophobierungsqualität
Hörner, von Witzzenhausen, Gatz € 11,00
- B 38: Materialtechnische Untersuchungen beim Abbruch der
Talbrücke Haiger
Krause, Wiggenhauser, Krieger € 17,00
- B 39: Bewegungen von Randfugen auf Brücken
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

2003

- B 40: Schutzmaßnahmen gegen Graffiti
von Weschpfennig € 11,50
- B 41: Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahrbahn-
tafeln beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht
Eilers, Kuchler, Quaas € 12,50
- B 42: Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau
Städling, Krocker € 12,00
- B 43: Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für das
deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2
Haardt € 13,50
- B 44: Untersuchungen an Fahrbahnübergängen zur Lärminderung
Hemmert-Halswick, Ullrich € 12,50
- B 45: Erfahrungssammlungen:
Stahlbrücken – Schäden – wetterfeste Stähle Seile
Teil 1: Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken
Teil 2: Dokumentation und Erfahrungssammlung mit Brücken aus
wetterfesten Stählen
Teil 3: Erfahrungssammlung über die Dauerhaftigkeit von Brük-
kenseilen und -kabeln
Hemmert-Halswick € 13,00

2004

- B 46: Einsatzbereiche endgültiger Spritzbetonkonstruktionen
im Tunnelbau
Heimbecher, Decker, Faust € 12,50

2005

- B 47: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken
Steinauer, Scharnigg € 13,50

2006

- B 48: Scannende Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung von
Brückenbauwerken
Holst, Streicher, Gardei, Kohl, Wöstmann,
Wiggenhauser € 15,00
- B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haf-
tung von Epoxidharz
Raupach, Rößler € 13,50
- B 50: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für
das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3
Holst € 13,50
- B 51: Hydrophobierungsqualität von flüssigen und pastösen
Hydrophobierungsmitteln
Panzer, Hörner, Kropf € 12,50
- B 52: Brückenseile mit Galfan-Überzug – Untersuchung der
Haffestigkeit von Grundbeschichtungen
Friedrich, Staeck € 14,50

- B 53: **Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen**
Tauscher € 14,50
- B 54: **Nachweis des Erfolges von Injektionsmaßnahmen zur Mängelbeseitigung bei Minderdicken von Tunnelinnenschalen**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Rath, Berthold, Lähner € 12,50

2007

- B 55: **Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50
- B 56: **Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositions-klasse XF2**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes € 19,50
- B 57: **Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der Durchführung und Auswertung**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Steinauer, Mayer, Kündig € 26,50
- B 58: **Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel**
Sistenich € 14,50

2008

- B 59: **Bandverzinkte Schutzplankenholme**
Schröder € 12,50
- B 60: **Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teilerneuerung - Bewehrung**
Schröder € 13,50
- B 61: **Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutzplankenpfosten**
Schröder, Staack € 13,00
- B 62: **Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff**
Eilers € 12,00
- B 63: **Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint € 17,50
- B 64: **Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an einer Brückenkappe der Expositions-kategorie XF4**
Bramshuber, Spörel, Warkus € 12,50

2009

- B 65: **Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1 Hagen/Schwerte**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Friese, Taffe, Wöstmann, Zoega € 14,50
- B 66: **Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln**
Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann, Baltzer, Riepe, Kündig € 14,00
- B 67: **Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln**
Blosfeld € 17,50
- B 68: **Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler € 29,50

- B 69: **Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln**
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50
- B 70: **Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen**
Tauscher € 14,50

2010

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

2011

- B 76: **Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems**
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00
- B 77: **Anpassung von DIN-Fachberichten "Brücken" an Euro-codes**
Teil 1: DIN-FB 101 "Einwirkung auf Brücken"
Teil 2: DIN-FB 102 "Betonbrücken"
Teil 3: DIN-FB 103 "Stahlbrücken"
Teil 4: DIN-FB 104 "Verbundbrücken"
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann € 29,50

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

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

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.