

# **Weiterentwicklung der Nachrechnungs- richtlinie**

**Validierung erweiterter  
Nachweisformate zur  
Ermittlung der  
Schubtragfähigkeit  
bestehender  
Spannbetonbrücken**

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 189**

**bast**

# **Weiterentwicklung der Nachrechnungs- richtlinie**

## **Validierung erweiterter Nachweisformate zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken**

von

Oliver Fischer  
Sebastian Thoma

Lehrstuhl für Massivbau  
Technische Universität München

Josef Hegger  
Maximilian Schmidt

Lehrstuhl und Institut für Massivbau (IMB)  
RWTH Aachen University

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 189**

**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 Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

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

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

## **Impressum**

**Bericht zum Forschungsprojekt 15.0661**  
Validierung erweiterter Nachweisformate zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und experimentelle Beurteilung der Tragfähigkeit alter Konstruktionen

**Fachbetreuung**  
Matthias Müller

**Referat**  
Betonbau

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

**Redaktion**  
Stabsstelle Presse und Kommunikation

**Druck und Verlag**  
Fachverlag NW in der  
Carl Ed. Schünemann KG  
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen  
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53  
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48

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

ISSN 0943-9293  
ISBN 978-3-95606-730-3

Bergisch Gladbach, Mai 2023

## Kurzfassung – Abstract

### Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie – Validierung erweiterter Nachweisformate zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken

Ziel dieses Forschungsvorhabens ist die Validierung neu entwickelter Nachweisformate im Zuge der Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. Hierzu wird in einem theoretischen Arbeitspaket das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil anhand repräsentativer Beispielbauwerke und Versuche bewertet. Neben analoger Anwendung an Beispielbauwerken wird auch das Sicherheitsniveau der kanadischen Norm CSA A.23 diskutiert und darauf aufbauend werden Entscheidungshilfen zur Anwendung bei der Nachrechnung formuliert.

Parallel dazu werden im Rahmen experimenteller Untersuchungen an vorgespannten Balkenelementen mithilfe der Substrukturtechnik mögliche Effekte aus einer Variation des Längsbewehrungsgrades analysiert. Anhand eines Durchlaufträgers wird die Substrukturtechnik validiert. Wesentliche Ergebnisse der experimentellen und theoretischen Untersuchungen werden im Folgenden vorgestellt. Für weiterführende, im Detail erläuternde Informationen wird auf den Schlussbericht verwiesen.

Das beobachtete Versagen geprüfter Balkenelemente kann als klassisches Biegeschubversagen bei teilweise unterschiedlicher finaler Ausprägung klassifiziert werden. Die Plattenbalkenquerschnitte zeigen vor Erreichen der Bruchlast zusätzliche, unmittelbare Schubzugrisse in bereits gerissenen Druckspannungsfeldern in Feld- und Stützbereichen. Mit Erreichen der Bruchlast lokalisiert sich in einem kritischen Biegeschubriss bzw. einschließendem Schubzugriss die finale Bruchkinematik. Die freiwerdende Energie kann nur durch die Steifigkeit der Gurte bzw. das kreuzende Spannglied gedämpft werden, weshalb das Bruchverhalten der Versuche mit dem geringsten Längsbewehrungsgrad besonders abrupten Charakter zeigt. Die Systemduktilität eines Querkraftversagens wird somit nicht unmittelbar und ggf. nicht vorrangig durch den Schubbewehrungsgrad gesteuert, auch der Längsbewehrungsgrad sollte hierfür berücksichtigt werden. Im Rahmen der betrachteten Versuchsreihe beeinflusst ein reduzierter Längsbewehrungsgrad die

Schubtragfähigkeit nicht nachteilig. Dies wird durch einen signifikanten Dehnungszuwachs der initial moderat vorgespannten Spannglieder ermöglicht.

Die Neigung kritischer Schubrisswinkel verläuft bei allen Versuchen flacher als der zulässige Schubrisswinkel  $\beta_r$  nach Nachrechnungsrichtlinie ( $\beta_r \leq 25,45^\circ$ ). Die Mobilisierung derart flach geneigter Druckspannungsfelder ermöglicht die im Bericht ausgewiesenen erreichten Traglasten. Vor dem Hintergrund der Nachrechnung von Bestandsbrücken ist – neben der begrenzten Datengrundlage – von einer weiteren Anpassung hin zu flacher ansetzbaren Schubrisswinkeln abzusehen, da damit implizit eine ausreichende Duktilität der Querkraftbewehrung angenommen wird. Dieser Umstand wird aber nicht geprüft, meist ist dies auf Basis der Bestandsunterlagen ohnehin nicht möglich.

Die theoretische Betrachtung unter Verwendung des Fachwerkmodells mit additivem Betontraganteil zeigt eine gute Abbildung der Tragfähigkeit, weitgehend unabhängig vom Querkraftbewehrungsgrad. Für Durchlaufträger unter Streckenlasten konnte gezeigt werden, dass die Tragfähigkeit bei Nachweis im Abstand  $2d$  vom Auflager besser abgebildet werden kann. Hinsichtlich des Einflusses des Längsbewehrungsgrades zeigt sich, dass alle zur Bewertung herangezogenen Ansätze (DIN-FB, NRR, CSA A23.3) mit abnehmendem Längsbewehrungsgrad eine zunehmend konservative Abbildung der Tragfähigkeit ergeben.

Bei Anwendung diskutierter Nachweisformate auf repräsentative Brückenbauwerke erlaubt das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil signifikant höhere Tragwiderstände und erlaubt damit oftmals eine erfolgreiche Nachweisführung, insbesondere bei schwachem Schubbewehrungsgrad. Bei großen Querkraftbewehrungsgraden kann hier die – zusätzlich explizit abgeminderte – rechnerische Druckstrebentragfähigkeit maßgebend werden. Es wurden im Zuge der Berechnungen keine kritischen Punkte identifiziert, die gegen eine Anwendung des Fachwerkmodells mit additivem Betontraganteil im Zuge einer Brückennachrechnung sprechen. Auswirkungen aus einer Interaktion zwischen Querkraft- und Torsionsbeanspruchung wurden nicht betrachtet.

Neben einer Evaluierung des Teilsicherheitskonzeptes und anzusetzender Lastmodelle der kanadischen Norm CSA A23.3 im Vergleich zu DIN-FB 102 konnte ein kritischer Punkt identifiziert werden. Die Spannung im Spannstahl darf zum Zeitpunkt der Dekompression vereinfachend zu 70 % der Zugfestigkeit des Spannstahls pauschal angesetzt werden, was im Hinblick auf das Gros deutscher Bestandsbrücken eine nicht-konservative, verfälschende Annahme darstellt. Eine Nachrechnung nach kanadischer Norm kann damit nur in Fällen ausreichender Vorspannung ( $\varepsilon_{x(H/2)} \leq 0$ ) empfohlen werden. Abschließende Betrachtungen zur Tragfähigkeit nach prEC2 zeigen, dass selbige stets größer ist als nach aktuellem EC2 und EC2+NA(D), die sich in den Vorwerten  $C_{Rd,c}$  unterscheiden. Eine mögliche Anwendung des CSCT-Ansatzes als additiver Betontraganteil erfordert weiterführende systematische Untersuchungen.

**Further development of the recalculation guideline – validation of extended verification formats for the determination of the shear capacity of existing prestressed concrete bridges**

The purpose of this research project is to validate recently developed design formats in the course of updating the bridge assessment standards. For this purpose, in a theoretical task, the truss model with an additive concrete load-bearing component is evaluated on the basis of representative bridge systems and tests. In addition to analogous application, the safety level of the Canadian standard CSA A.23 is discussed and, based on this, decision-making guidelines are formulated for use in the recalculation.

In parallel, possible effects from a variation of the degree of longitudinal reinforcement are analysed within the framework of experimental investigations on prestressed beam elements with the help of the substructure technique. The substructure technique is validated on the basis of a continuous beam. Essential results of the experimental and theoretical investigations are presented in the following. For more detailed information, please refer to the final report.

The observed failure of tested beam elements can be classified as classical bending shear failure with partly different final characteristics. Before reaching the ultimate load capacity, the T-shaped cross-

sections show additional immediate shear tensile cracks in the already cracked compressive stress fields in the field and support areas. When the failure load is reached, the final failure kinematics is localised in a critical bending shear crack or an impinging shear tensile crack. The released energy can only be damped by the stiffness of the chords or the crossing tendon, which is why the failure of the tests with the lowest degree of longitudinal reinforcement shows a particularly abrupt character. The system ductility of a shear force failure is thus not directly and possibly not primarily controlled by the shear reinforcement ratio; the longitudinal reinforcement ratio should also be taken into account for this. In the series of tests considered, a reduced degree of longitudinal reinforcement does not adversely affect the shear capacity. This is made possible by a significant increase in strain of the initially moderately prestressed tendons.

The inclination of critical shear crack angles is shallower than the allowable shear crack angle  $\beta_r$  according to the post-calculation guideline ( $\beta_r \leq 25.45^\circ$ ) in all tests. The mobilisation of such shallowly inclined compressive stress fields enables the ultimate loads shown in the report to be achieved. Against the background of the recalculation of existing bridges – in addition to the limited data basis – a further adjustment towards flatter shear crack angles is not recommended, as this implicitly assumes a sufficient ductility of the shear force reinforcement. However, this circumstance is not checked; in most cases this is not possible on the basis of the as-built documents anyway.

The theoretical investigations using the truss model with an additive concrete load-bearing component show a good representation of the load-bearing capacity, largely independent of the degree of shear reinforcement. For continuous beams under line loads, it could be shown that the load-bearing capacity can be better represented with verification at a distance  $2d$  from the support. With regard to the influence of the longitudinal reinforcement level, all approaches used for the evaluation (DIN-FB, NRR, CSA A23.3) show an increasingly conservative representation of the load-bearing capacity with decreasing longitudinal reinforcement level.

When applying discussed verification formats to representative bridge structures, the framework model with additive concrete load-bearing component allows significantly higher load-bearing

resistances and thus often allows a successful verification, especially with a weak shear reinforcement ratio. In the case of large shear reinforcement ratios, the – additionally explicitly reduced – calculated compression strut load-bearing capacity can become decisive. In the course of the calculations, no critical points were identified that speak against the application of the truss model with an additive concrete load-bearing component in the course of a bridge recalculation. Effects from an interaction between shear force and torsional stress were not considered.

Besides an evaluation of the partial safety factor concept and the load models of the Canadian standard CSA A23.3 in comparison to DIN-FB 102, a critical point could be identified. The stress in the prestressing steel at the time of decompression may be simplified to 70% of the tensile strength of the prestressing steel, which is a non-conservative, falsifying assumption with regard to the majority of existing German bridges. A recalculation according to the Canadian standard can therefore only be recommended in cases of sufficient prestressing ( $\epsilon_{x(H/2)} \leq 0$ ). Concluding observations on the load-bearing capacity according to prEC2 shows that the same is always greater than according to the current EC2 and EC2+NA(D), which differ in the prevalent values  $C_{Rd,c}$ . A possible application of the CSCT approach as an additive concrete load-bearing component requires further systematic investigations.

## Summary

**Further development of the recalculation guideline – validation of extended verification formats for the determination of the shear capacity of existing prestressed concrete bridges**

### 1 Background

The introduction of the verification guideline for existing road bridges and its introduced and upcoming supplements allow a refined, staged assessment of critical bridge structures thanks to various modifications of individual check formats. With regard to the verification of the shear force bearing capacity of the longitudinal system, in addition to valid options (adaptation of the compression strut angle, verification by means of main tensile stress criterion) and a future stage 2 approach (modified truss model with additive concrete load-bearing component), further, scientific procedures are available in stage 4. A validation of the extended verification formats, which were developed in the course of the project BAST FE 15.0591/2012/FRB, is still pending. In this context, the added value of the models to be quantified in comparison to existing verification deficits and potentially critical application limits over a representative spectrum of common systems (cross-sections, prestressing grades etc.) are to be examined. In addition, new verification concepts for new construction (prEC2) are in preparation, which are to be classified in the context of previously valid normative application.

Against the background of special questions of prestressed concrete bridge construction, theoretical and experimental efforts have been accelerated in the recent past, whereby in particular characteristic load-bearing mechanisms of prestressed continuous beams were discussed and individual parameters were considered in isolation. One circumstance common to these experimental investigations is the comparatively high degree of longitudinal reinforcement of the test specimens, which is intended to exclude premature bending failure in favour of the desired shear failure. Individual test series on the influence of the degree of longitudinal reinforcement or on the strain state of the longitudinal reinforcement

in connection with the shear bearing behaviour of reinforced concrete beams suggest that an oversized longitudinal reinforcement implicitly influences the bearing behaviour and thus possibly falsifies the transferability of experimental evidence to economically designed bridge girders.

### 2 Objective of the project

The aim of this research project is to validate the verification formats mentioned above. For this purpose, they will be evaluated in a theoretical work chapter on the basis of representative example structures. In addition, the verification format of the Canadian standard CSAA23.3-19 will be considered. In addition to analogous application to example structures, the safety level is discussed and decision-making aids for use in the verification are formulated.

Experimental and theoretical investigations consider the results based on diversified influence parameters in the course of the test series and applied verification formats. In detail, the following parameters are dealt with:

- Influence of the longitudinal reinforcement ratio on the shear capacity
- Influence of the cross-section shape
- Strain stiffness of the tension chord with varying longitudinal reinforcement
- Stress increase in the mixed-reinforced tension chord
- Influence of smooth longitudinal reinforcement on crack initiation and shear failure behaviour

The results of this research project may serve as a basis for the investigations in FE 15.0664/2019/DRB.

### 3 Concluding insights

#### 3.1 Experimental investigations

Within the framework of experimental investigations on prestressed beam elements (rectangular and T-shaped cross-sections), possible effects of a variation of the longitudinal reinforcement level on the shear capacity are analysed with the help of the

substructure technique. In addition, the substructure technique is validated using a continuous beam. The prestressed beam elements are oriented to the global system of a reference continuous beam. The free-cut subsystem represents the area between the maximum field moment under the concentrated load and the central support. The test setup allows the investigation of realistically scaled test specimens when reduced to a relevant beam section, taking into account the compatibility conditions at the defined cut edges, cf. Figure 1. Detailed information on the test series and the measurement technique used can be found in the final report.

All beams in the test series ended in shear failure. Taking into account the entire load history, the failure can be classified as a classic bending shear failure without exception. Under severe crack opening, the shear force reinforcement is tearing. In particular, the plate beam cross-sections also show increased direct shear tensile cracks in already cracked compressive stress fields in the field and support areas before the failure load is reached. When the failure load is reached, the final failure kinematics is localised in a critical bending shear crack or an imminent shear tensile crack. The released energy can only be damped by the stiffness of the chords or the crossing tendon, which is why the fracture behaviour of the tests with the lowest degree of longitudinal reinforcement shows a particularly abrupt character, exemplified in Figure 2. The system ductility of a shear force failure is not directly and possibly not primarily controlled by the shear reinforcement ratio, but the longitudinal reinforcement ratio should also be taken into account.

In the series of tests considered, a reduced degree of longitudinal reinforcement does not adversely

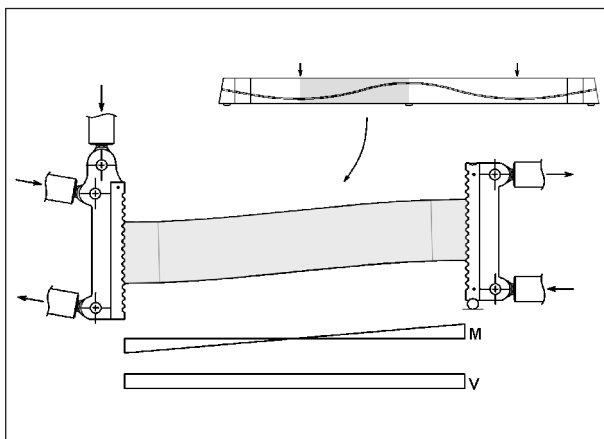


Fig. 1: Schematic illustration of the substructure technique

affect the shear capacity. This is made possible by a significant increase in strain of the initially moderately prestressed tendons. The internal force equilibrium at failure depends on general system distortion, the stiffness conditions in the tension chords and the cracked compressive stress field in the web in interaction with crossing reinforcement and tendons. The significant mobilisation of an increase in strain in the tendons allows the force equilibrium in the cut banks to be maintained under maximum bending, so that even with plastic strain in the longitudinal reinforcement, the load path is finally defined by a shear failure.

The inclination of critical shear crack angles is flatter in all tests than the shear crack angle  $\beta_r$  according to Eq. 12.13 (para. 12.4.3.3) of the recalculation guideline allows ( $\cot \beta_r \leq 2.25$ ;  $\beta_r \leq 25.45^\circ$ ). The mobilisation of such gently inclined compressive stress fields enables the ultimate loads shown in the report to be achieved. Against the background of the recalculation of existing bridges – in addition to the limited data basis – a further adjustment towards flatter shear crack angles is not recommended, as this implicitly assumes sufficient ductility of the shear force reinforcement. However, this circumstance is not checked; in most cases this is not possible anyway on the basis of the as-built documents.

The load tests on rectangular and plate beam cross-sections with smooth longitudinal reinforcement in the chords show that ribbed reinforcing steel is necessary for the formation of a truss load-bearing effect. The compression struts can hardly rest on the chord reinforcement, so that as a result only single discrete cracks and no smeared cracked bending-shear cracks can develop. This is also confirmed in the only minimally activated strain gages along the stirrup legs. The structural design without anchorage with end hooks has a particularly unfavourable effect on mobilisable distortions of the chord reinforcement and may be regarded as an absolute limit case of practical cross-sections. The

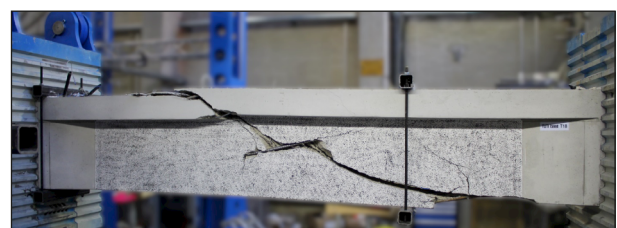


Fig. 2: T-shaped cross-section T18 after final shear failure in the substructure setup



FOS results show that here, after exceeding the static friction, the bars are finally under tension up to the concrete compression zone and are successively pulled out or the statically required bending tensile force is essentially absorbed by the tendons.

The characteristic load-bearing and fracture behaviour of a substructure and referencing, conventionally tested beam largely coincide. Observed cracking and achieved ultimate loads allow the conclusion that the substructure technique can adequately reproduce the load-bearing behaviour of prestressed beam elements. However, the boundary conditions of the test stand and the associated general system deformations must always be specifically taken into account and weighted in the course of the evaluations.

### 3.2 Theoretical considerations

#### Evaluation of the verification methods 2nd supplementation of the NRR 2020

The truss model with additive concrete load-bearing component is applied and evaluated within the scope of a database evaluation on test beams with varying boundary conditions. In this context, test beams from previous BAST research projects, from the literature and the tests on substructures carried out within the scope of this research project at the TU Munich were used for evaluation. The database evaluations show a good agreement between the theoretical and the experimentally determined load-bearing capacity. This applies to varying degrees of transverse force reinforcement as well as to varying degrees of longitudinal reinforcement. The expectation could be confirmed that the approach for components without shear force reinforcement according to DIN-FB 102 provides more accurate results for components with low shear force reinforcement ratios ( $\rho_w/\rho_{w,vorh} \approx 0.50$ ) than for high shear force reinforcement ratios ( $\rho_w/\rho_{w,vorh} \approx 2.00$ ). It could also be shown that the approach of a pure truss model shows an opposite behaviour. Here, the load-bearing capacity is underestimated at low shear reinforcement ratios and the experimental load-bearing capacity is better reproduced with increasing shear reinforcement ratios. In the evaluations using the approach of the 2nd supplement of the recalculation guideline (truss model with additive concrete load-bearing component), none of these opposing developments could be confirmed. There is a good representation

of the load-bearing capacity of components with low as well as with high shear force reinforcement levels. This behaviour is visually expressed in a linear trend line with the smallest slope. For continuous beams under line loads, it could be shown that the load-bearing capacity can be better represented with a verification at a distance  $2d$  from the support. If the verification is carried out at a distance of  $d$ , the load-bearing capacity is clearly underestimated. This applies all the more to components with higher shear force reinforcement ratios. With regard to the influence of the degree of longitudinal reinforcement, all approaches used for the evaluation (DIN-FB, NRR, CSA A23.3) show an increasingly conservative representation of the load-bearing capacity as the degree of longitudinal reinforcement decreases.

#### Evaluation of the applicability of the verification procedures according to the 2nd supplement of the recalculation guideline within the scope of a bridge recalculation

The staged verification methods according to the recalculation guideline and DIN technical report 102 were applied to three box girder cross-sections and one plate girder cross-section. Examples with different longitudinal and transverse force reinforcement levels as well as prestressing levels were selected. Through the application to existing structures, it could be shown that an increase in load-bearing capacity results for all the structures considered in the respective verified sections. The respective amount of the increase in load-bearing capacity depends on various boundary conditions. For example, a significantly greater increase in load-bearing capacity results for lower shear force reinforcement levels compared to the verification in level 1 than for higher shear force reinforcement levels. One factor that may play a role here is that the calculated compression strut load-bearing capacity becomes decisive for large shear force reinforcement ratios. This is to prevent an over-estimation of the load-bearing capacity. It is emphasised again at this point that the verification with truss model and additive concrete load-bearing component should be used for components with low shear force reinforcement ratios and can provide a greater load-bearing capacity here. For higher shear force reinforcement levels, an increase in load-bearing capacity can also result, but as shown in the example calculations, this is usually significantly lower. The verifications according to the

2nd supplement of the recalculation guideline also show an increase in load-bearing capacity when applied to real example bridge structures, which can, however, be lower, especially with high shear force reinforcement levels. In the course of the calculations, no critical points were identified that speak against the application of the truss model with an additive concrete load-bearing component in the course of a bridge recalculation. Effects from an interaction between shear force and torsional stress were not considered.

### Guidance for the application of the Canadian standard CSA A23.3 in level 4 of the NRR

In the course of the investigations, the load models according to the Canadian standard, the safety concept and the design boundary conditions for the lateral force check are discussed. Furthermore, database evaluations as well as example calculations on real bridge structures according to the Canadian standard CSA A23.3 were carried out. With regard to the safety concept, a qualitative comparison of the regulations was carried out after a basic literature research of the background. It was found that although a partial safety factor concept is also applied according to the Canadian standard, there are differences with regard to the reference period and consequently also with regard to the safety level, expressed by the reliability index  $\beta$ , which require more detailed consideration.

Regarding the application of the design equation according to the Canadian standard to prestressed structures, an important point could be identified in the course of the work. According to the Canadian standard, the stress in the prestressing steel at the time of decompression may be assumed to be 70% of the tensile strength of the prestressing steel, which is a non-conservative, falsifying assumption with regard to the majority of existing German bridges. An incorrect assumption at this point can lead to a significant deviation in the calculated load-bearing capacity, as could be shown in the course of the investigations. The effects of an incorrect assumption of the stress level in the tendons can be clarified by the example calculations on real existing structures according to the Canadian standard. It could be shown that the load-bearing capacity according to the 2nd supplement of the recalculation guideline and the truss model with additive concrete load-bearing component contained therein provides a higher load-bearing capacity than the approach according to the Canadian standard, provided that a reduced stress level is assumed in the tendons, cf. Figure 3. However, it was also shown that if the cross-section remains mathematically uncracked at half height ( $\epsilon_x = 0$ ), a clear increase in load-bearing capacity occurs compared to the verification procedure according to DIN-FB 102 or recalculation guideline according to the Canadian standard CSA. A recalculation according to the Canadian standard can therefore only be recommended in cases where

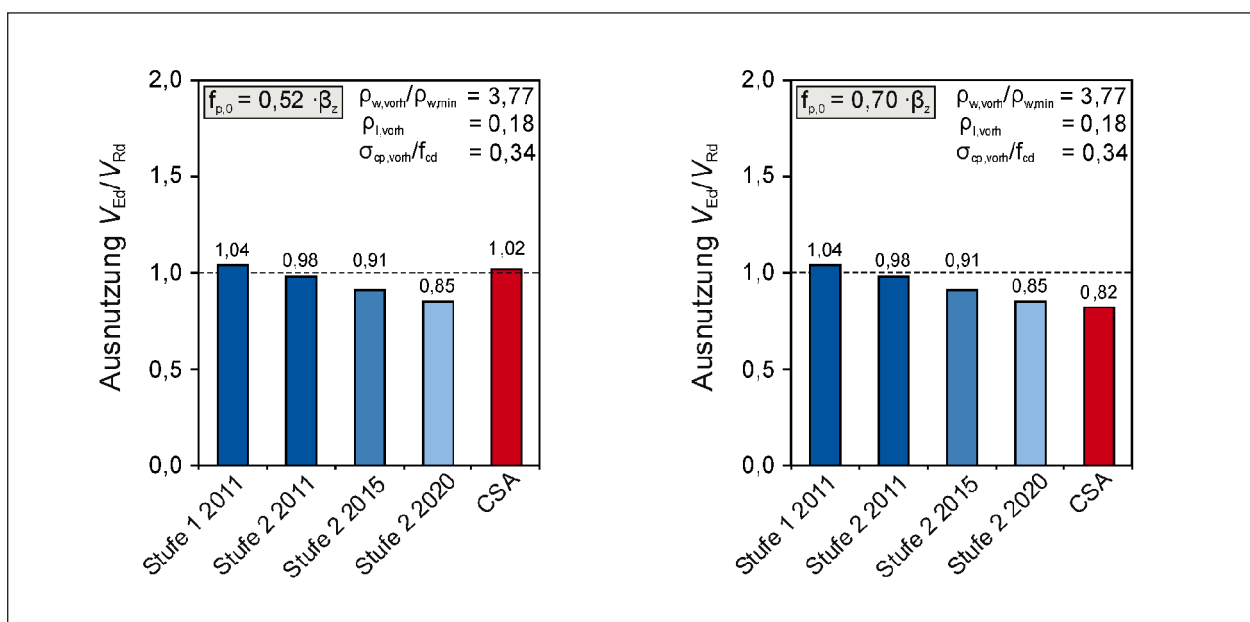


Fig. 3: Comparison of the rate of utilisation with different assumptions for  $f_{p,0}$  in the support area of an exemplarily investigated bridge (box girder cross-section)

the prestressing is large enough for the cross-section to remain mathematically uncracked at half height.

### **New verification concepts prEC2**

The approaches of the current draft of prEC2 were investigated by comparative calculations. On the one hand, the approaches for components with shear force reinforcement were applied to a bridge example. On the other hand, the approaches for components without shear reinforcement were applied to the cantilever arm of a carriageway slab in the transverse direction of the bridge. Finally, the concrete load-bearing components according to prEC2 and the 2nd amendment of the recalculation guideline were compared in order to be able to make a first statement on the possible application of the new concrete load-bearing component in the truss model with additive concrete load-bearing component.

The load-bearing capacity according to prEC2 is always greater than according to the current EC2 and EC2+NA(D), which differ in the preliminary values  $C_{Rd,c}$ . In this context, comparative calculations were also carried out in order to make an initial assessment of the suitability of the prEC2 model in the truss model with an additive concrete load-bearing component. Further investigations covering a representative range of possible boundary conditions are to be aimed for.

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	13	<b>3</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen</b> ...	28
1.1	Hintergrund. ....	13	3.1	Substrukturtechnik .....	28
1.2	Zielsetzung und Vorgehen .....	13	3.1.1	Konzeption und Steuerung. ....	28
<b>2</b>	<b>Stand der Technik</b> .....	14	3.1.2	Versuchsablauf. ....	28
2.1	Querkraftbemessung für Bauteile ohne und mit Querkraftbewehrung nach DIN- FB 102/Eurocode 2 (1. Generation). . .	14	3.2	Versuchsprogramm .....	30
2.1.1	Allgemeines .....	14	3.2.1	Versuchsmatrix. ....	30
2.1.2	Schubzugversagen bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung .....	14	3.2.2	Geometrie und konstruktive Durchbildung .....	30
2.1.3	Biegeschubversagen bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung .....	14	3.2.3	Baustoffe .....	31
2.1.4	Bauteile mit Querkraftbewehrung. ....	14	3.2.4	Herstellung .....	32
2.2	Nachrechnungsrichtlinie NRR .....	15	3.3	Referenzversuch .....	33
2.2.1	Allgemeines .....	15	3.3.1	Konzeption .....	33
2.2.2	Nachweis nach NRR 2011 und NRR 2015 (1. Ergänzung) .....	16	3.3.2	Baustoffe .....	33
2.2.3	Nachweis nach NRR 2020 (2. Ergänzung) .....	17	3.3.3	Herstellung .....	34
2.3	Kanadische Norm CSA A23.3-19 inkl. Canadian Highway Bridge Design Code CSA S6:19 .....	20	3.4	Messtechnik .....	34
2.3.1	Allgemeines .....	20	3.4.1	Kräfte, Translation .....	34
2.3.2	Modified Compression Field Theory (MCFT). ....	20	3.4.2	Verzerrung und Rissbildung .....	34
2.3.3	Simplified Modified Compression Field Theory (SMCFT) .....	21	3.5	Versuchsergebnisse – Eigenständige Darstellung .....	36
2.3.4	Ansatz nach CSA A23.3-19 .....	22	3.5.1	T25 .....	37
2.3.5	Ergänzende Regelungen nach CSA S6:19 .....	24	3.5.2	T22 .....	37
2.4	Eurocode 2 (2. Generation) prEC2. ....	25	3.5.3	T18 .....	37
2.4.1	Allgemeines .....	25	3.5.4	TG25 .....	38
2.4.2	Critical Shear Crack Theory (CSCT) ..	25	3.5.5	R25 .....	38
2.4.3	Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung .....	27	3.5.6	R22 .....	38
			3.5.7	R18 .....	38
			3.5.8	RG25 .....	39
			3.5.9	DLT25 .....	39
			3.6	Versuchsergebnisse – Korrelierte Auswertung .....	39
			3.6.1	Einfluss des Längsbewehrungs- grades .....	39
			3.6.2	Schubrissslasten .....	41
			3.6.3	Entwicklung der Schubrisswinkel .....	42

3.6.4 FOS Auswertungen . . . . .	43	4.6.2 Bewertung der Anwendbarkeit der Nachweisverfahren nach 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie im Rahmen einer Brückennachrechnung . . . . .	98
3.6.5 Dehnungszuwachs im Spannglied . . . . .	45	4.6.3 Entscheidungshilfe zur Anwendung der kanadischen Norm CSA A23.3 in Stufe 4 der NRR. . . . .	99
3.6.6 Vergleichsbetrachtung Versuchsmimik. . . . .	47	4.7 Diskussion neuer Nachweis- konzepte. . . . .	100
3.7 Versuchsergebnisse – Zusammenfassende Erkenntnisse. . . . .	49	4.7.1 Allgemeines . . . . .	100
<b>4 Theoretische Untersuchungen . . . . .</b>	<b>51</b>	4.7.2 Anwendung prEC2 auf Brückenneubauten. . . . .	101
4.1 Beispielbrückenbauwerke . . . . .	51	4.7.3 Anwendung prEC2 im Quersystem – Nachweis Kragarmanschnitt . . . . .	102
4.1.1 Allgemeines . . . . .	51	4.7.4 Anwendung der Ansätze in Stufe 2 der NRR (Fachwerkmodell mit Betontragenteil) im Längssystem. . . . .	104
4.1.2 Brücke 1. . . . .	51	4.7.5 Zusammenfassung. . . . .	106
4.1.3 Brücke 2. . . . .	52	<b>5 Abschließende Bewertung . . . . .</b>	<b>107</b>
4.1.4 Brücke 3. . . . .	53	<b>Literatur. . . . .</b>	<b>108</b>
4.1.5 Brücke 4. . . . .	54	<b>Bilder. . . . .</b>	<b>111</b>
4.2 Validierung der Ansätze in Stufe 2 der NRR 2020 (2. Ergänzung). . . . .	55	<b>Tabellen. . . . .</b>	<b>114</b>
4.2.1 Anwendung auf Bestandsbrücken . . . . .	55	Der Anhang zum Bericht ist im elektronischen BAST-Archiv ELBA unter <a href="https://bast.opus.hbz-nrw.de">https://bast.opus.hbz-nrw.de</a> abrufbar.	
4.3 Beurteilung des Nachweisformates nach kanadischer Norm. . . . .	63		
4.3.1 Bewertung des Sicherheits- konzeptes. . . . .	63		
4.3.2 Vergleich der Lastmodelle . . . . .	67		
4.3.3 Vergleich konstruktiver Randbedingungen . . . . .	74		
4.3.4 Anwendung CSA A23.3-19 auf Bestandsbrücken . . . . .	76		
4.4 Untersuchungen anhand von Versuchsdaten . . . . .	81		
4.4.1 Auswahl von Versuchsdaten . . . . .	81		
4.4.2 Annahmen für die Nachrechnung der Versuche . . . . .	85		
4.4.3 Auswertung der Ergebnisse. . . . .	86		
4.5 Parameterstudien. . . . .	90		
4.5.1 Längsbewehrungsgrad. . . . .	90		
4.5.2 Querkraftbewehrungsgrad . . . . .	92		
4.5.3 Querschnittsform . . . . .	94		
4.6 Abschließende Bewertung. . . . .	97		
4.6.1 Bewertung der Nachweisverfahren 2. Ergänzung der NRR 2020 . . . . .	98		

# 1 Einleitung

## 1.1 Hintergrund

Die Einführung der Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken im Bestand, deren eingeführte und in Aussicht stehende Ergänzungen erlauben dank diverser Modifikationen einzelner Nachweisformate eine verfeinerte, gestufte Bewertung kritischer Brückenbauwerke. Mit Blick auf den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems stehen neben gültigen Optionen (Anpassung des Druckstrebenneigungswinkels, Nachweis mittels Hauptzugspannungskriterium) und zukünftigem Stufe 2-Ansatz (Modifiziertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil nach HERBRAND) noch weitere, wissenschaftliche Verfahren auf Stufe 4 zur Verfügung. Eine Validierung der erweiterten Nachweisformate, die im Zuge des Projektes BAST FE 15.0591/2012/FRB entwickelt wurden, steht aus. Hierbei sind v. a. ein zu quantifizierender Mehrwert der Modelle im Vergleich zu bestehenden Nachweisdefiziten und potenziell kritische Anwendungsgrenzen über ein repräsentatives Spektrum gängiger Systeme (Querschnitte, Vorspanngrade etc.) zu prüfen. Zudem sind neue Nachweisconzepte für den Neubau (prEC2) in Vorbereitung, die in den Kontext bisher gültiger normativer Anwendung einzuordnen sind.

Vor dem Hintergrund spezieller Fragestellungen des Spannbetonbrückenbaus sind in jüngster Vergangenheit theoretische und experimentelle Bemühungen intensiviert worden, wobei insbesondere charakteristische Tragmechanismen vorgespannter Durchlaufträger zur Diskussion standen und einzelne Parameter isoliert betrachtet wurden. Ein Umstand, der diesen experimentellen Untersuchungen gemein ist, findet sich im vergleichsweise hohen Längsbewehrungsgrad der Prüfkörper, der ein vorzeitiges Biegeversagen zu Gunsten des gewünschten Schubversagens ausschließen soll. Einzelne Versuchsreihen zum Einfluss des Längsbewehrungsgrades bzw. zum Dehnungszustand der Längsbewehrung im Zusammenhang mit dem Schubtragverhalten von Stahlbetonbalken legen nahe, dass eine überdimensionierte Längsbewehrung implizit das Tragverhalten beeinflusst und damit die Übertragbarkeit experimenteller Evidenz auf wirtschaftlich bemessene Brückenträger u. U. verfälscht.

## 1.2 Zielsetzung und Vorgehen

Ziel dieses Forschungsvorhabens ist die Validierung oben angesprochener Nachweisformate. Hierzu werden in einem theoretischen Arbeitspaket selbige anhand repräsentativer Beispielbauwerke bewertet. Zusätzlich wird auch das Nachweisformat der kanadischen Norm CSA A23.3-04 bzw. -14 betrachtet. Neben analoger Anwendung an Beispielbauwerken, wird das Sicherheitsniveau diskutiert und Entscheidungshilfen zur Anwendung bei der Nachrechnung formuliert.

Begleitend dazu werden im Rahmen experimenteller Untersuchungen an vorgespannten Balkenelementen mithilfe der Substrukturtechnik mögliche Effekte aus einer Variation des Längsbewehrungsgrades analysiert. Zusätzlich wird anhand eines Durchlaufträgers die Substrukturtechnik nochmals validiert. Im Einzelnen sollen vorrangig betrachtet werden:

- Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Schubtragfähigkeit
- Einfluss der Querschnittsform
- Dehnsteifigkeit des Zuggurtes bei variierender Längsbewehrung
- Spannungszuwachs im gemischt bewehrten Zuggurt (Tastversuche mit faseroptischer Messtechnik zur Erfassung lokaler Dehnungszuwächse im Spannglied)
- Einfluss glatter Längsbewehrung auf Rissinitiierung und Schubbruchverhalten

## 2 Stand der Technik

### 2.1 Querkraftbemessung für Bauteile ohne und mit Querkraftbewehrung nach DIN-FB 102/Eurocode 2 (1. Generation)

#### 2.1.1 Allgemeines

Die Bemessung von Betonbrücken erfolgte, bis zur bauaufsichtlichen Einführung von DIN EN 1992-1-1 [EC2-1-1] und DIN EN 1992-2 [EC2-2-2] nach DIN Fachbericht 102 [DIN-FB102] aus dem Jahr 2009. Die Nachweise der Nachrechnungsrichtlinie aus dem Jahr 2011 basieren i. d. R. auf DIN-FB 102, dessen Nachweisverfahren nachfolgend vorgestellt werden.

#### 2.1.2 Schubzugversagen bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Der Querkraftnachweis ungerissener Betonquerschnitte kann auf Basis des Hauptspannungszustandes im Bauteil geführt werden. Die Hauptspannungen sind nach den Regeln der Technischen Mechanik unter Annahme eines ebenen Spannungszustandes und linear-elastischen Materialgesetzen zu ermitteln. Sofern die jeweiligen Hauptspannungen (Druck- oder Zugspannungen) die zugehörigen Materialfestigkeiten (Druck- oder Zugfestigkeiten) nicht überschreiten, tritt kein Versagen ein. Ein Versagen stellt sich nach Überschreitung der Zugfestigkeit durch die schiefen Hauptspannungen vor Bildung der ersten Biegerisse ein. Dieses Verhalten kann insbesondere bei vorgespannten Bauteilen oder Bauteilen mit im Verhältnis zu den Flanschen dünnen Stegen auftreten. Auf eine vertiefte Darstellung des Nachweises wird in diesem Bericht verzichtet, da eine Anwendung lediglich für vorwiegend ruhende Beanspruchungen zulässig ist und daher im Brückenbau im Allgemeinen nicht angewendet werden kann.

#### 2.1.3 Biegeschubversagen bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Im Gegensatz zum vorher beschriebenen Schubzugversagen kann es ebenfalls zu einem Biegeschubversagen von Stahlbetonbauteilen kommen. In diesem Fall entwickelt sich der versagensmaßgebende Schubriss aus einem Biegeriss heraus. Bei schubschlanken Stahlbetonbalken ist daher eine

Bemessung auf Grundlage der Hauptzugspannungen nicht mehr zielführend.

Die Bemessungsgleichung des DIN-FB 102 nach Gl. (1) basiert auf einer statistischen Regressionsanalyse von [Zsu68]. ZSUTTY benannte die Betonfestigkeit, den Längsbewehrungsgrad und die Schubschlankheit  $a/d$  als Haupteinflussparameter. In Gl. (1) ist die Schubschlankheit nicht mehr Bestandteil der Formel. Diese wurde bei Erstellung der Norm vernachlässigt.

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

mit:

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 \quad \text{Maßstabsfaktor, } d \text{ in [mm]}$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0,02 \quad \text{Längsbewehrungsgrad}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0,2 \cdot f_{cd} \quad \text{einwirkende Normalspannung [N/mm}^2\text{]}$$

$$b_w \quad \text{kleinste Querschnittsbreite der Zugzone [mm]}$$

Der Einfluss einer Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit wird über die Betonlängsspannung auf Höhe des Schwerpunktes berücksichtigt. Die Herleitung des Einflusses erfolgte auf der sicheren Seite liegend über die Anrechnung der zur Aufhebung des Dekompressionsmomentes erforderlichen Querkraft. Für Gl. (1) gilt der Mindestwert nach Gl. (2).

$$V_{Rd,ct,min} = (v_{min} - 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

mit:

$$v_{min} = \left( \frac{0,0525}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \text{für } d \leq 600 \text{ mm}$$

$$v_{min} = \left( \frac{0,035}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \text{für } d > 800 \text{ mm}$$

#### 2.1.4 Bauteile mit Querkraftbewehrung

Die Bemessung von Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung nach EC2 beruht grundsätzlich auf einem Fachwerkmodell nach RITTER [Rit99] und MÖRSCH [Moe08]. Im Gegensatz hierzu wird nach EC2 eine variable Druckstrebenneigung innerhalb definierter Grenzen, unter vor-

ausgesetzter Gültigkeit der Plastizitätstheorie, erlaubt. Nach DIN-FB 102 und EC2 + NA(D) erfolgt die Bemessung von Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung auf Basis eines Fachwerkmodells mit Rissreibung [Rei01]. Das Fachwerkmodell besteht aus parallelen Druck- und Zuggurten, die jeweils durch Druck- und Zugstreben miteinander verbunden sind. Da aufgrund der Rissreibung über die Schubrisse hinweg Kräfte übertragen werden können, stellt sich ein gegenüber der Rissneigung flacherer Druckstrebenwinkel ein. Nach DIN-FB 102 muss der Druckstrebenwinkel mindestens eine Neigung von etwa  $30^\circ$  ( $\cot \theta = 7/4$ ) aufweisen und sollte nicht steiler als ca.  $60^\circ$  ( $\cot \theta = 4/7$ ) gewählt werden. Die Gleichung zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels nach DIN-FB 102 ist mit Gl. (3) gegeben.

$$\frac{4}{7} \leq \cot(\theta) = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}}{1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \leq \frac{7}{4} \quad (3)$$

Nach EC2-1+NA(D) werden andere Grenzen für den maximalen und minimalen Druckstrebenwinkel definiert. Die Grenzen sind in Gl. (4) angegeben.

$$1,0 \leq \cot(\theta) = \frac{1,2 + 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}}{1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \leq 3,0 \quad (4)$$

Nach EC2-2+NA(D) ist der Kotangens des Druckstrebenwinkels ebenfalls auf  $7/4$  begrenzt, wie schon zuvor für DIN-FB 102 gezeigt.

In beiden Gleichungen wird ein Betontraganteil  $V_{Rd,cc}$  berücksichtigt, der nicht mit dem Betontraganteil von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung  $V_{Rd,c}$  identisch ist. Der Grund für die Abweichung ist das unterschiedliche Rissverhalten von Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung. Der Betontraganteil  $V_{Rd,cc}$  wird nach Gl. (5) ermittelt.

$$V_{Rd,c} = c_j \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \quad (5)$$

mit:

$$c_j = 0,5$$

$$z = 0,9 \cdot d \leq \max\{d - c_{vl} - 30 \text{ mm}; d - 2 \cdot c_{vl}\}$$

Der Nachweis von Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung umfasst den Nachweis der Betondruckstrebe und der Zugstrebe des Fachwerks, gebildet durch die Querkraftbeweh-

rung. Ein Versagen der Zugstreben, sprich ein Versagen der Querkraftbewehrung, tritt in der Regel nur bei Bauteilen mit geringen Querkraftbewehrungsgraden auf. Allgemein kann die Querkraftbewehrung unter einem Winkel  $\alpha$  zur Bauteillängsachse verlegt werden. Der Querkraftwiderstand  $V_{Rd,sy}$  wird sowohl in DIN-FB 102 als auch in EC2+NA(D) nach Gl. (6) ermittelt. Diese Gleichung ist lediglich für den Fall einer um  $\alpha = 90^\circ$  zur Bauteillängsachse verlegten Bewehrung gültig.

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (6)$$

mit:

$A_{sw}$  Querschnittsfläche der Bügelbewehrung je Bügel [ $\text{cm}^2$ ]

$s$  Bügelabstand [m]

$f_{ywd}$  Bemessungswert der Streckgrenze der Bügelbewehrung

Der Nachweis der Druckstreben Tragfähigkeit erfolgt nach Gl. (7), wobei diese ebenfalls nur für den Fall einer rechtwinklig zur Bauteilachse verlegten Querkraftbewehrung gültig ist.

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \frac{\alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7)$$

mit:

$\alpha_c = 0,75$  Abminderungsbeiwert für die Druckstrebenfestigkeit

Experimentelle Untersuchungen haben ergeben, dass nach dem Ausfall der Rissreibung Umlagerungen auf andere Traganteile stattfinden müssen. Daher stimmt die aus dem Fachwerkmodell mit Rissreibung errechnete Traglast nicht zwangsläufig mit der tatsächlichen Bruchlast überein. Besonders gravierend sind diese Auswirkungen bei Bauteilen mit geringen Querkraftbewehrungsgraden, da hier die Tragfähigkeit erheblich unterschätzt werden kann.

## 2.2 Nachrechnungsrichtlinie NRR

### 2.2.1 Allgemeines

Als mehrstufiges Verfahren (Stufe 1 – Stufe 4) gilt die Nachrechnungsrichtlinie (NRR) und deren 1. und 2. Ergänzung [Bun15; Bun20; Bun11] für die Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstaug-



lichkeit bestehender Stahl- und Spannbetonbrücken.

Die NRR zur Bewertung von Bestandsbrücken aus Stahl- und Spannbeton basiert in den Stufen 1 und 2 auf DIN-Fachbericht 102. Die Stufe 1 der NRR umfasst die ausschließliche Nachweisführung nach DIN-FB 102. In Stufe 2 werden erweiterte, die Stufe 1 ergänzende Regelungen angegeben. Eine Nachrechnung in Stufe 3 schließt Bauwerksmessungen zur Beurteilung des Tragverhaltens mit ein. Auf Stufe 3 wird im vorliegenden Bericht nicht eingegangen. Die letzte Stufe der Nachrechnung, Stufe 4, lässt unter anderem wissenschaftliche Verfahren der Bemessung zu. Hier können sowohl nichtlineare-FE Berechnungen als auch Nachweise nach Normen anderer Länder verwendet werden. Ein Beispiel hierfür ist der Nachweis nach kanadischer Norm, der bereits häufiger im Rahmen von Brückennachrechnungen in der Stufe 4 verwendet wurde. Auf den Nachweis nach kanadischer Norm wird zu einem späteren Zeitpunkt vertieft eingegangen. Nachfolgend werden die Bemessungskonzepte für Bauteile ohne und mit Querkraftbewehrung gemäß NRR dargestellt.

## 2.2.2 Nachweis nach NRR 2011 und NRR 2015 (1. Ergänzung)

### Hauptzugspannungsnachweis

Für die 1. Ergänzung [Bun15] der Nachrechnungsrichtlinie aus dem Jahr 2011 [Bun11] wurde zur Vereinfachung der Nachweisführung vorgeschlagen, den Querkraftnachweis als Hauptzugspannungsnachweis zu führen [Heg15; Heg14; ]. Für eine im Grenzzustand der Tragfähigkeit berechnete Schnittgrößenkombination kann so die Berechnung der Hauptzugspannungen in einem Nachweisschnitt jeweils in verschiedenen Abschnitten entlang der Querschnittshöhe erfolgen. Die maximalen Werte der Hauptzugspannung  $\sigma_{l,Ed}$  können für verschiedene Leiteinwirkungen der Schnittgrößen ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ,  $T_{Ed}$ ) auftreten. Hierbei sind die zu den jeweiligen Leiteinwirkungen zugehörigen Schnittgrößen zu verwenden.

$$\sigma_{l,Ed,i} \leq k_1 \cdot f_{ctd} \quad (8)$$

$$\sigma_{l,Ed,i} = 0,5 \cdot \sigma_{cx,Ed,i} + \sqrt{0,25 \cdot \sigma_{cx,Ed,i}^2 + (\tau_{v,Ed,i} + \tau_{T,Ed})^2} \quad (9)$$

$$\sigma_{cx,Ed,i} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot z_i \quad (10)$$

$$\tau_{v,Ed,i} = \frac{V_{Ed} \cdot S_{y,i}}{I_y \cdot b_{w,i}} \quad (11)$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{T_{Ed}}{W_T} \quad (12)$$

mit:

$z_i$  vertikaler Abstand des Nachweisschnittes von der Schwerachse des Querschnitts

$I_y$  das Flächenträgheitsmoment 2. Grades

$S_{y,i}$  das Flächenträgheitsmoment 1. Grades in der entsprechenden Nachweishöhe

$b_{w,i}$  die Querschnittsbreite in der betrachteten Steghöhe unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre gemäß DIN-FB 102, Abs. 4.3.2.2

$W_T$  Torsionswiderstandsmoment für den ungerissenen Betonquerschnitt unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre gemäß DIN-FB 102, Abs. 4.3.2.2 (8)\*P. Bei Vollquerschnitten darf der Abzug der Hüllrohre vernachlässigt werden.

$f_{ctd}$   $\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$  mit  $\gamma_c = 1,5$ ; Bemessungswert der Betonzugfestigkeit

Die Bemessung kann dabei vereinfachend in der Mittellinie der Stege erfolgen. Für Spannbetonträger mit verpressten Hüllrohren muss die Stegbreite  $b_{w,nom}$  nach wie vor nach DIN-FB 102 abgemindert werden. Die zusätzlichen Festlegungen beruhen auf Untersuchungen in [Heg14; Her15]. So wurden die zulässigen Randzugspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf  $f_{ctm}$  für den Fall erhöht, dass innerhalb der Flansche Zugspannungen infolge der Biegebeanspruchung des Längssystems auftreten. Für Spannbetonbauteile mit einem vorhandenen Querkraftbewehrungsgrad von mindestens etwa 50 % der nach DIN FB 102 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung ist nach den Bauteilversuchen kein sprödes Versagen zu erwarten. Da die Spannbetonträger mit zunehmender Vorspannung weniger duktil versagen, wird auf Basis der Untersuchungen für Bauteile, die mindestens über die nach DIN FB 102 erforderliche Mindestquerkraftbewehrung verfügen, eine Begrenzung der Betondruckspannungen infolge Vorspannung in Höhe der Schwerachse auf  $\sigma_{cp} \leq 0,20 \cdot f_{ck}$  empfohlen. Für Bauteile, bei denen der Querkraftbewehrungsgrad das 0,5-fache der nach DIN FB 102 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung unterschreitet, sind die Betondruckspannungen  $\sigma_{cp}$  in

Höhe der Schwereachse auf einen Maximalwert entsprechend 15 % der charakteristischen Betondruckfestigkeit zu begrenzen ( $0,15 \cdot f_{ck}$ ). Die zulässigen Betondruckspannungen dürfen für Querkraftbewehrungsgrade zwischen dem 0,5 und 1,0-fachen der Mindestquerkraftbewehrung linear interpoliert werden. Für Bauteile, in denen weniger als das 0,5-fache der Mindestquerkraftbewehrung enthalten ist, wurde eine Begrenzung der zulässigen Hauptzugspannungen beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit auf  $0,8 \cdot f_{ctd}$  vorgeschlagen. Außerdem wurde hier ein Abminderungsbeiwert für die Betonzugfestigkeit von  $\alpha_{ct} = 0,85$  eingeführt, um der Gefahr spröden Bruchverhaltens bei geringen Querkraftbewehrungsgraden vorzubeugen. Für Bauteile, die mindestens einen 0,5-fachen Mindestquerkraftbewehrungsgrad aufweisen, darf dagegen ein gegenüber EC 2 erhöhter Beiwert von  $\alpha_{ct} = 1,0$  verwendet werden, da Versuchen zeigen, dass noch ausreichende Tragreserven nach der Schubrissbildung existieren [Her13]. Der Querkraftnachweis darf außerdem entsprechend der DIN EN 1992-2 für Querschnitte entfallen, die näher am Auflager liegen als der Schnittpunkt zwischen der elastisch berechneten Schwerachse und einer vom Auflagerrand im Winkel von  $45^\circ$  geneigten Linie.

### Anpassung des Druckstrebenwinkels für das modifizierte Fachwerkmodell mit Rissreibung

In DIN FB 102 bzw. gemäß Nationalem Anhang für Deutschland zu EC2 ergibt sich eine Beschränkung der Druckstrebenneigungen durch ein Rissreibungskriterium. Zusätzlich gilt  $\cot \theta = 1,75$  als unterer Grenzwert für den Druckstrebenwinkel für den Brückenneubau. Bei Brückennachrechnungen nach Stufe 2 darf der minimal zulässige Druckstrebenwinkel unter bestimmten Voraussetzungen auch auf  $21,8^\circ$  ( $\cot \theta = 2,5$ ), bzw.  $18,4^\circ$  ( $\cot \theta = 3,0$ ) verringert werden. Auf Basis aktueller Erfahrungswerte aus der Nachrechnung von Spannbetonbrücken mit geringen Querkraftbewehrungsgraden ist jedoch bekannt, dass eine Verringerung des zulässigen Druckstrebenwinkels  $\theta$  infolge der zusätzlichen Begrenzung durch das Rissreibungskriterium in der Regel nicht möglich ist und es ergibt sich nur eine geringe Steigerung der Querkrafttragfähigkeit.

Daher wurde in der Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie eine Modifikation der Gleichung für den Schubrisswinkel  $\beta_r$  vorgenommen. Diese beruht auf einer Auswertung von gemessenen Schubrisswinkeln, die ergab, dass Bauteile mit geringem Quer-

kraftbewehrungsgrad flachere Schubrisswinkel als Bauteile mit höherem Querkraftbewehrungsgrad aufwiesen. Die Modifikation der Berechnung des Schubrisswinkels entsprechend Gl. (13) wurde für die Änderung der NRR vorgeschlagen und 2015 mit der ersten Ergänzung in die Richtlinie aufgenommen.

$$\cot \beta_r = 1,2 + \frac{1}{70} \cdot \frac{f_{cd}}{\rho_w \cdot f_{yd}} - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \leq \frac{9}{4} \quad (13)$$

Da der Schubrisswinkel nun vom zu ermittelnden Querkraftbewehrungsgrad abhängt, wurde die Gleichung des Druckstrebenwinkels von der einwirkenden Querkraft  $V_{Ed}$  entkoppelt, um eine iterative Berechnung zu vermeiden. Der Druckstrebenwinkel  $\cot \theta$  kann somit nach Gl. (14) für einen gegebenen Querkraftbewehrungsgrad ohne Iterationen berechnet werden.

$$\frac{4}{7} \leq \cot \theta \leq \cot \beta_r + \frac{V_{Rd,c}}{(A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd}} \leq \begin{cases} 2,5 \\ 3,0 \end{cases} \quad (14)$$

## 2.2.3 Nachweis nach NRR 2020 (2. Ergänzung)

### Allgemeines

Zur Bewertung älterer Brücken mit z. B. nach heutiger Definition unzureichender Mindestquerkraftbewehrung sind erweiterte Bemessungsmodelle erforderlich, die gegenüber der 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie für Stufe 2 eine flachere Druckstrebenneigung erlauben. Zur Klärung offener Fragen wurden in einem weiteren Forschungsprojekt ergänzende experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt [978-3-95606-504-0]. Hierfür wurden unter anderem Versuche an elf großformatigen Spannbetondurchlaufträgern [Gle18; Her18; Her17b] und elf kurzen Spannbetonträgerausschnitten (Substrukturversuche, [Sch19]) durchgeführt, um das Tragverhalten von Durchlaufsystemen unter Querkraftbeanspruchung und teilweise zusätzlicher Torsion zu untersuchen. Dabei konnte u. a. festgestellt werden, dass sich bereits bei kleinen Querkraftbewehrungsgraden ( $\rho_{w,vorh} < \rho_{w,min}$ ) deutlich höhere Querkrafttragfähigkeiten ergeben als rechnerisch über das Fachwerkmodell ermittelt werden. Dies konnte auch durch die Ergebnisse anderer Untersuchungen bestätigt werden [Hub19; Hub16; Hub16c]. Daher wurde ein erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil hergeleitet, das die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringem Bügelbewehrungsgrad wirtschaftlicher abbilden kann als aktuelle Ansätze mit reinem Fachwerkmodell [Her17].

Weiterhin wurde ein Ansatz zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung formuliert [978-3-95606-504-0]. Zudem wurden Möglichkeiten zur rechnerischen Anwendbarkeit von heute nicht mehr zulässigen Bügelformen in Bestandsbrücken vorgeschlagen [Sch19]. Die beiden letztgenannten Punkte werden in späteren Kapiteln dieses Beitrages näher erläutert.

Die erweiterten Regelungen mit einem erweiterten Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil waren ursprünglich als zweite Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie geplant und werden nach aktuellem Stand im Zuge von Teil 2 der Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING Teil 2) zur Verfügung gestellt bzw. veröffentlicht. Die Veröffentlichung der durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) herausgegebenen BEM-ING Teil 2 ist aktuell in Vorbereitung. Im weiteren Verlauf des Berichtes wird aus Gründen der Übersicht von der 1. und 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie (NRR) gesprochen. Hiermit sei der Hinweis gegeben, dass es sich im Falle der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie um die Inhalte der BEM-ING Teil 2 handelt.

### Erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil

Bereits bei den ersten Überlegungen, die Querkrafttragfähigkeit über ein Fachwerkmodell abzubilden, wurde davon ausgegangen, dass nicht allein die Bügel die einwirkenden Querkräfte aufnehmen, sondern ein zusätzlicher Betontraganteil existiert [Tal09]. Die Addition eines Betontraganteils, der dem Anteil eines unbewehrten Bauteils entspricht, war bereits in den Regeln von Model Code 1978 [MC79] enthalten. Auch in Model Code 2010 [MC10] wird als Ansatz für die Nachrechnung bestehender Tragwerke in LoA III (Level of Approximation) ein additiver Betontraganteil aufgeführt. Versuchskörper mit geringen Querkraftbewehrungsgraden weisen beim Versagen einen einzelnen und konzentrierten Schubriss auf und keine gleichmäßig verteilten Schubrisse wie bei Bauteilen mit höheren Schubbewehrungsgraden. Zudem verläuft dieser Schubriss nicht gerade, sondern gekrümmt (z. B. [Fro00; Lim16]). Dies ist ein typisches Merkmal für das Querkraftversagen von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung. Versuche an Spannbetonträgern zeigen, dass eine Berücksichtigung der veränderlichen Druckzonenhöhe bei Ermittlung der Querkrafttragfähigkeiten zutreffendere Ergebnisse liefert

(z. B. [Her13; Mau14; Mau13]). Diese und andere Beobachtungen aus experimentellen Untersuchungen [Hub18; Hub16b] belegen, dass ein kontinuierlicher Übergang des Tragverhaltens von Trägern ohne zu Trägern mit geringer Querkraftbewehrung existiert. In Anlehnung an die Regelungen in DIN-FB 102 wurde daher ein empirisches Modell für den additiven Betontraganteil vorgeschlagen [978-3-95606-504-0] und der bisherige Ansatz aus dem DIB-FB 102 übernommen. Der Berechnungsablauf für Bauteile mit geringen Querkraftbewehrungsgraden entsprechend den Gln. (15) bis (22) ermöglicht einen rechnerischen Übergang von Bauteilen ohne zu Bauteilen mit Querkraftbewehrung im Zuge der Querkraftbemessung von Bestandsbrücken. Details zu den Hintergründen und den zugrundeliegenden experimentellen Untersuchungen, die an der RWTH Aachen durchgeführt wurden, können bspw. [978-3-95606-504-0; Her18; Her17b] oder [Her20] entnommen werden.

Die Gesamtquerkrafttragfähigkeit des Querschnittes ergibt sich als Summe der Biegeschubtragfähigkeit und eines Bügeltraganteils nach der folgenden Gleichung:

$$V_{Rd,sy} = V_{Rd,ct} + \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \beta_r \leq V_{Rd,max} \quad (15)$$

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,ct}$  biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung ist wie folgt zu ermitteln:

$$V_{Rd,ct} = k_{ct} \cdot \left[ \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot (100 \rho_t \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15 \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (16)$$

Der Mindestwert von Gl. (16) wird mit der nachfolgenden Gleichung gegeben:

$$V_{Rd,ct,min} = k_{ct} \cdot [v_{min} - 0,15 \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (17)$$

Dabei ist  $k_{ct} = 1,0 + 0,3 \frac{\rho_{w,prov}}{\rho_{w,min}} \leq 1,3$  ein Duktilitätskoeffizient und  $\rho_{w,prov}$  der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad, respektive  $\rho_{w,min}$  der Mindestwert für den Querkraftbewehrungsgrad nach DIN-FB 102. Durch diesen Faktor wird dem duktileren Verhalten von Bauteilen mit Querkraftbewehrung Rechnung getragen und es werden die unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte für sprödes und duktileres Versagen ausgeglichen. Für ein sprödes Versagen im Falle eines Biegeschubbruchs beträgt der Sicherheitsbeiwert  $\gamma_c = 1,50$ . Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung stellt sich ein duktileres Versagen ein und der Sicherheitsbeiwert beträgt  $\gamma_s = 1,15$ , da in diesen Fällen meist ein Stahlversagen maßgebend wird.

Der Höchstwert von Gl. (16) wird mit der nachfolgenden Gleichung gegeben:

$$V_{Rd,ct,max} \leq 0,2 \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \quad (18)$$

Entsprechend der Regelungen in DIN FB 102 ergeben sich die nachfolgend aufgelisteten Werte für die einzelnen Parameter:

- $\gamma_c$ : Teilsicherheitsbeiwert für bewehrten Beton nach DIN FB 102, II 2.3.3.2  $\gamma_c = 1,5$ ;
- Maßstabsfaktor  $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ ; mit  $d$  in [mm];
- Längsbewehrungsgrad  $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$ ;
- Fläche der Zugbewehrung  $A_{sl}$ , die mindestens um das Maß  $d$  über den betrachteten Querschnitt hinausgeführt und dort wirksam verankert ist (siehe DIN FB 102, Abb. 4.12). Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund darf die Spannstahlfläche voll auf  $A_{sl}$  angerechnet werden;
- charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  in [N/mm<sup>2</sup>];
- Bemessungswert der Betonlängsspannung im Schwerpunkt des Querschnitts
- $\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,4 f_{cd}$  in N/mm<sup>2</sup>;
- Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkungen oder Vorspannung  $N_{Ed}$  ( $< 0$  für Längsdruckkräfte);
- kleinste Querschnittsbreite  $b_w$  innerhalb der Zugzone des Querschnitts;
- statische Nutzhöhe der Biegezugbewehrung  $d$  im betrachteten Bemessungsschnitt;
- $v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$  für  $d \leq 600$  mm bzw.  
 $v_{min} = (0,0375/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$  für  $d > 800$  mm  
wobei Zwischenwerte linear interpoliert werden dürfen.

Der Beiwert  $v$  für die aufnehmbare Druckspannung des gerissenen Betons ergibt sich zu

$$\begin{cases} 0,6 & \text{für } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \\ 0,9 - f_{ck}/200 \geq 0,5 & \text{für } f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (19)$$

Hierbei ist darauf zu achten, dass der Abminderungsbeiwert  $v$  konservativer als nach EC2+NA(D) gewählt wurde. Diese Änderung wird mit den Ergebnissen einer Datenbankauswertung begründet.

Der rechnerische Schubrisswinkel  $\beta_r$  darf für die Berechnung innerhalb festgelegter Grenzen frei gewählt werden. Hierdurch ergibt sich eine Steuerungsmöglichkeit im Falle einer unzureichenden Längsbewehrung. Der Schubrisswinkel  $\beta_r$  ist in der Regel nach Gleichung (20) zu begrenzen:

$$\frac{4}{7} \leq \cot \beta_r \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 1,2 + \frac{f_{cd}}{70 \rho_{w,prov} \cdot f_{yd}} - 1,4 \sigma_{cd}/f_{cd} \\ 3,0 - 10 \frac{V_{Rd,ct}}{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}} \\ 2,25 \end{array} \right\} \quad (20)$$

Der Druckstrebenwinkel  $\cot \theta$  kann nach Gleichung (21) berechnet werden. Die nachfolgend gegebene Gleichung liefert den optimalen Wert des Druckstrebenwinkels nach der Plastizitätstheorie. Hierbei wird sowohl die Zugstrebe als auch die Druckstrebe des Querschnitts voll ausgenutzt. Es ergibt sich somit die wirtschaftlich sinnvollste Lösung.

$$\cot \theta = \cot \beta_r + \frac{V_{Rd,ct}}{(A_{sw}/s_w) \cdot z \cdot f_{yd}} \leq \sqrt{\frac{1}{\omega_w} - 1} \quad (21)$$

Der mechanische Querkraftbewehrungsgrad errechnet sich nach:

$$0,1 \leq \omega_w = \frac{\rho_{w,prov} \cdot f_{yd}}{v \cdot f_{cd}} \leq 0,5 \quad (22)$$

Eine Veranschaulichung der Auswirkungen verschiedener Druckstrebenneigungen ist über eine Darstellung im Plastizitätskreis möglich, wie in Bild 1 gezeigt.

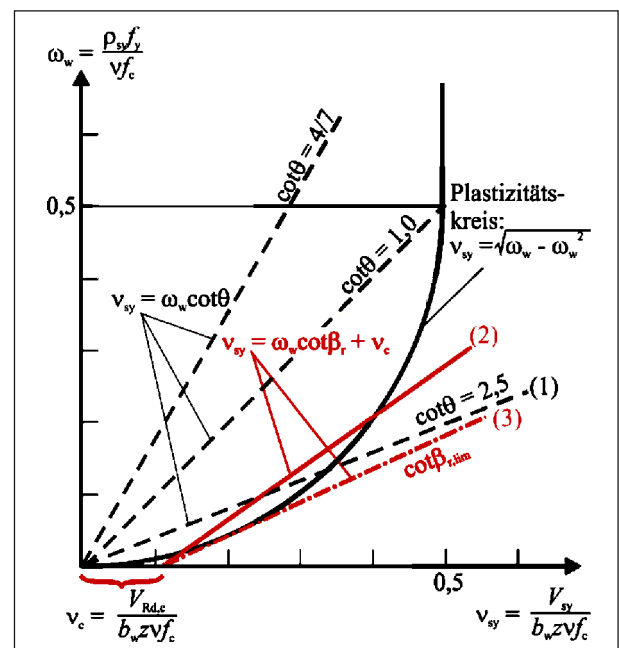


Bild 1: Plastizitätskreis mit (1) Begrenzung des Druckstrebenwinkels  $\theta$  auf  $\cot(\theta) = 2,5$  und (2)/(3) Fachwerkmodelle mit Betontraganteil nach [Heg20]

Die in schwarz dargestellten Linien zeigen das Fachwerkmodell für verschiedene Druckstrebenneigungen. Für  $\cot \theta = 2,5$  ergibt sich Linie (1). Die rot dargestellten Linien (2) und (3) zeigen Möglichkeiten für das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil für unterschiedliche Winkel  $\beta_r$ . Da rechnerisch Wertebereiche außerhalb des Plastizitätskreises möglich sind, wird  $\cot \theta_r$  entsprechend Gl. (23) begrenzt, Linie (3). Weitergehende Hintergrundinformationen können [978-3-95606-504-0; Her17] entnommen werden.

$$\cot \beta_r \leq \frac{0,25-v_c^2}{v_c} \quad (23)$$

## 2.3 Kanadische Norm CSA A23.3-19 inkl. Canadian Highway Bridge Design Code CSA S6:19

### 2.3.1 Allgemeines

Das Nachweisformat der kanadischen Norm CSA A23.3-19 für die Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbauteilen basiert grundsätzlich auf der Modified Compression Field Theory (MCFT, [Vec86; Vec88]). Die MCFT wurde auf Grundlage der Ergebnisse von Schubversuchen an Stahlbetonscheiben mit zweiachsiger Beanspruchung und verschiedenen Schub-Normalspannungszuständen (panel-tests) an der University of Toronto hergeleitet.

In seiner ursprünglichen Form ist die MCFT als dehnungsbasiertes Verfahren nicht geschlossen und nur mit hohem Rechenaufwand iterativ lösbar. Um eine geschlossene und vereinfachte Berechnung zu ermöglichen wurde aus der MCFT die sog. Simplified Modified Compression Field Theory (SMCFT) abgeleitet [Ben06]. Hierfür wurden einzelne Parameter des Bemessungsansatzes auf der sicheren Seite liegend festgesetzt, bzw. vernachlässigt. Im Gegensatz zum Verfahren nach Eurocode 2 [EC2-1-1] wird bei der MCFT die Neigung der Druckstreben anhand des zweiachsigen Dehnungszustandes im betrachteten Bereich bestimmt. Bei der SMCFT geht lediglich die Dehnung in Längsrichtung und der Rissabstand der parallelen Schubrisse ein. In der aktuell gültigen Fassung CSA A.23.3-19 wurde ein maximaler Rissabstand festgelegt, um die Gleichung für die praktische Anwendung weiter zu vereinfachen.

### 2.3.2 Modified Compression Field Theory (MCFT)

Die Bemessungsgleichungen auf Basis der MCFT gelten sowohl für Bauteile ohne als auch für Bauteile mit Querkraftbewehrung gleichermaßen. Der Ansatz liefert die Querkrafttragfähigkeit unter Verwendung von Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbeziehungen sowie zutreffenden Materialgesetzen für Bewehrung und Beton. Es erfolgt eine homogene Betrachtung der gerissenen Bereiche durch Anrechenbarkeit von Hauptzugspannungen im gerissenen Beton. Durch eine planmäßige Berücksichtigung von Betonzugspannungen bei der Formulierung des Gleichgewichtes können auch Bauteile ohne Querkraftbewehrung bemessen werden. Hierzu wird die Spannungs-Dehnungslinie des Betons um einen Ast für die Zugspannungslinie ergänzt. Die Bemessungsgleichungen der MCFT werden nachfolgend in Bild 2 dargestellt. Die Gleichungen werden ausführlich in [Vec86] beschrieben. An dieser Stelle wird nicht weiter auf die angegebenen Gleichungen und die Ermittlung der Tragfähigkeit nach der MCFT eingegangen.

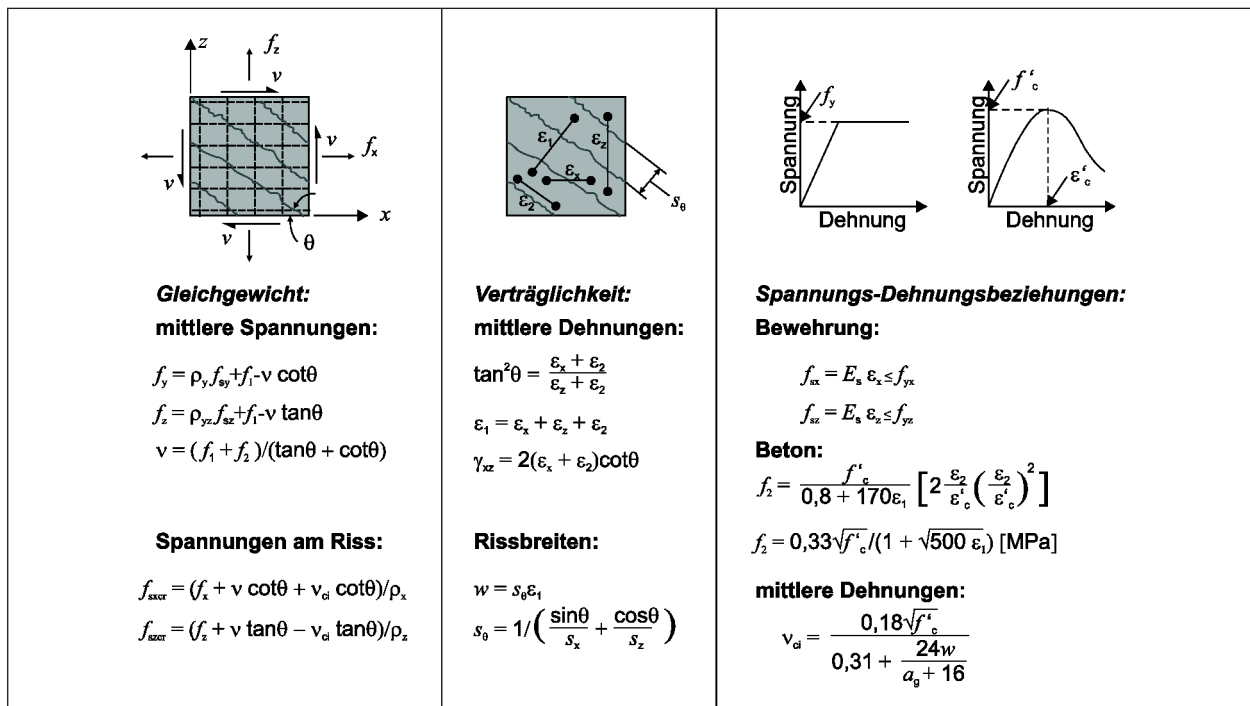


Bild 2: Gleichungen der Modified Compression Field Theory nach [Vec86]

### 2.3.3 Simplified Modified Compression Field Theory (SMCFT)

Eine Berechnung der Tragfähigkeit nach MCFT erfordert eine interaktive Berechnung und schließt somit einen erhöhten Rechenaufwand ein. Um eine geschlossene Lösung des Berechnungsverfahrens zu ermöglichen, entwickelten BENTZ et al. [Ben06] eine Vereinfachung des Bemessungsverfahrens, die sog. Simplified Modified Compression Field Theory (SMCFT). In diesem Kapitel werden die Grundgleichungen der SMCFT in Kürze erläutert. Im darauf folgenden Kapitel 2.3.4 zur kanadischen Bemessungsnorm A23.3 erfolgt eine vertiefte Darstellung der Bemessungsgleichungen.

Nach der SMCFT ergibt sich die Gesamttragfähigkeit als Summe eines Betontraganteils  $v_c$  und eines Bewehrungstraganteils  $v_s$  nach Gl. (24). Der Widerstand eines Querschnittes wird nach der SMCFT als Spannung angegeben. Die wirksame Fläche besteht aus der Breite des Querschnitts  $b_w$  und des inneren Hebelarms  $d_v$ .

$$v = v_c + v_s = \beta \sqrt{f'_c} + \rho_z f_y \cot \theta \quad (24)$$

mit:

$\beta$  Abminderungsfaktor

$f'_c$  charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

$\rho_z$  Bewehrungsgrad in vertikaler Richtung

$f_y$  charakteristische Fließgrenze der Bewehrung

$\theta$  Neigungswinkel der Druckstrebe nach Gl. (27)

Die Grundgleichung der SMCFT schließt im Gegensatz zur Gleichung aus CSA A23.23-19 keine Sicherheitsfaktoren ein. Nachfolgend werden mit Gl. (25) und Gl. (27) die Bestimmungsgleichungen für die Werte  $\beta$  und  $\theta$  gegeben.

$$\beta = \frac{0,4}{1 + 1500 \epsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + s_{ze}} \quad (25)$$

mit:

$\epsilon_x$  horizontale Dehnung des betrachteten Elements (vgl. Bild) [-]

$s_{ze}$  Rissabstandsparameter nach Gl. (26) [mm]

Der Rissabstandsparameter  $s_{ze}$  wird nach der nachfolgenden Gl. (26) ermittelt:

$$s_{ze} = \frac{35s_z}{a_g + 16} \quad (26)$$

mit:

$s_z$  Abstand der Längsbewehrung in vertikaler Richtung [mm]

$a_g$  Größtkorndurchmesser [mm]

Der Winkel der Druckstrebenneigung  $\theta$  wird nach Gl. (27) ermittelt:

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x) \left( 0,88 + \frac{s_{ze}}{2500} \right) \leq 75 \quad (27)$$

### 2.3.4 Ansatz nach CSA A23.3-19

Der im vorherigen Kapitel vorgestellte Nachweis nach der SMCFT wurde unter Berücksichtigung eines Sicherheitskonzeptes und leichten Anpassungen in die kanadische Bemessungsnorm für Betonbauteile CSA A23.3 übernommen. In diesem Kapitel werden die Bemessungsgleichungen nach CSA A23.3-19 [CSA-A23.3] vorgestellt.

Die Querkrafttragfähigkeit eines Querschnittes ergibt sich, wie in den Grundgleichungen zur SMCFT, als Summe eines Betontraganteils  $V_{Rd,c}$  und eines Stahltraganteils  $V_{Rd,s}$  nach Gl. (28).

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,p} < V_{Rd,max} = 0,25\varphi_c f'_c b_w d_v + V_{Rd,p} \quad (28)$$

In [CSA-A23.3] erfolgt im Vergleich zur SMCFT eine Berücksichtigung der günstigen Wirkung einer geneigten Spanngliedführung. Der vertikale Anteil der geneigten Vorspannkraft wird auf der Widerstandseite der Nachweisgleichung in Form eines Terms  $V_{Rd,p}$  berücksichtigt. Die Tragfähigkeit wird durch die maximale Tragfähigkeit der Betondruckstrebe  $V_{Rd,max}$  begrenzt. Im Gegensatz zur SMCFT wird der Nachweis nach [CSA-A23.3] auf Basis von Kräften und nicht von Spannungen geführt.

Der Betontraganteil  $V_{Rd,c}$  berechnet sich nach Gl. (29).

$$V_{Rd,c} = \varphi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad (29)$$

Im Vergleich zu Gl. (24) fällt auf, dass neben den querschnittsbezogenen Abmessungen  $b_w$  und  $d_v$  die Werte  $\varphi_c$  und  $\lambda$  berücksichtigt werden. Der Wert  $\lambda$  beschreibt einen Faktor zur Berücksichtigung der

abweichenden Eigenschaften bei Verwendung von Leichtbeton. Der Wert  $\varphi_c$  ist ein Sicherheitsbeiwert für Beton, welcher im Allgemeinen zu 0,65 angenommen werden soll. Der Abminderungsfaktor  $\beta$  wird analog zur SMCFT nach Gl. (25) ermittelt. Bei der Berechnung von  $\beta$  ergeben sich keine Unterschiede zwischen CSA A23.3 und der SMCFT.

Die wesentlichen Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit eines vorgespannten Bauteils werden durch zwei Parameter ( $\beta$  und  $s_{ze}$ ) berücksichtigt. Zur Ermittlung von  $\beta$  werden die Dehnungen in Längsrichtung  $\varepsilon_x$  benötigt. Die Berechnung der Dehnungen kann nach Gl. (30) erfolgen.

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d_v} + V_f + 0,5 \cdot N_f - A_p \sigma_{p0}}{2(E_s A_{sl} + E_p A_p)} \quad (30)$$

mit:

$M_f$	Bemessungsmoment
$d_v$	$\max(0,9 d; 0,72 h)$
$V_f$	Bemessungsquerkraft
$N_f$	Bemessungsnormalkraft inkl. Vorspannung
$A_p$	Fläche des Spannstahls
$A_{sl}$	Fläche des Betonstahls
$\sigma_{p0}$	Spannstahlspannung bei Dekompression
$E_s, E_p$	E-Modul von Betonstahl bzw. Spannstahl

Die mit Gl. (30) ermittelten Dehnungen entsprechen den ermittelten Längsdehnungen in der Mittellinie des Querschnittes auf Grundlage der Biegetheorie. Durch  $\varepsilon_x$  werden zum einen die Auswirkungen des Momenten-Querkraft Verhältnisses und zum anderen die mit steigender Rissbreite zunehmende Dehnung berücksichtigt. Letzteres führt bei höheren Belastungen zu einer Abnahme der Querkrafttragfähigkeit, da mit zunehmender Rissbreite der Einfluss der Rissreibung abnimmt. Generell gilt, dass mit zunehmender Längsdehnung die Querkrafttragfähigkeit abnimmt. Eine Erhöhung des Längsbewehrungsgrades bei gleicher Belastung hingegen führt zu einer geringeren Dehnung und daraus resultierend höheren Querkrafttragfähigkeit [Tue14].

Als zweiter Parameter wird der sogenannte mittlere Rissabstandsparameter  $s_{ze}$  (effective crack spacing parameter) nach Gl. (31) genannt. Grundsätzlich ist die Rissbreite eines Schubrisses ausschlaggebend für die Größe der übertragbaren Schubspannungen

infolge Rissverzahnung. Weiter führt die SMCFT den Maßstabseinfluss auf den Rissabstand zurück. Mithilfe der zuvor ermittelten mittleren Längsdehnung  $\varepsilon_x$  und dem Rissabstandsparameter  $s_{ze}$  können die Rissbreiten abgeschätzt werden. Mit größeren Längsdehnungen  $\varepsilon_x$  oder größerem Rissabstandsparameter  $s_{ze}$  steigen die zu erwartenden Rissbreiten, folglich nimmt die Tragfähigkeit ab. Über den Parameter  $s_{ze}$  kann zusätzlich der Einfluss der Korngröße der Zugschlagkörner erfasst werden. Sofern die vorhandene Querkraftbewehrung die Mindestquerkraftbewehrung nach [CSA-A23.3] übersteigt, darf der mittlere Rissabstandsparameter  $s_{ze} = 300$  mm gesetzt werden. Sofern keine ausreichende Mindestquerkraftbewehrung vorhanden ist, soll  $s_{ze}$  nach Gl. (31) berechnet werden.

$$s_{ze} = \frac{35s_z}{a_g + 16} \geq 0,85 \cdot s_z \quad (31)$$

mit:

$s_z$  Rissabstandsparameter (crack spacing parameter); Minimum aus  $d_v$  und dem vertikalen Abstand der Oberflächenlängsbewehrungsstäbe an den Querschnittseiten. Für die Oberflächenlängsbewehrung gilt, dass der Bewehrungsquerschnitt je Lage größer ist als  $0,003 \cdot b_w \cdot s_z$

$a_g$  Größtkorndurchmesser [mm]

Bei Trägern ohne Querkraftbewehrung bzw. ohne Mindestquerkraftbewehrung ist mit Gl. (31) eine Abhängigkeit der aufnehmbaren Querkraft von der vorhandenen Oberflächenlängsbewehrung vorhanden. Weiter ist bei diesen Bauteilen der Maßstabseinfluss direkt proportional zur Nutzhöhe, vgl. Gl. (32).

$$s_{ze} = \frac{35s_z}{a_g + 16} = \frac{35 \cdot (0,9d)}{a_g + 16} = \frac{31,5d}{a_g + 16} \quad (32)$$

Die zuvor beschriebenen Faktoren  $\varepsilon_x$  und  $s_{ze}$  gehen über den Faktor  $\beta$  gemäß Gl. (25) in die Bestimmung des Betontraganteils nach Gl. (29) und somit in die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ein. Bei der Ermittlung von  $\beta$  ergeben sich keine Unterschiede zwischen der SMCFT und CSA A.23.3 [CSA-A23.3]. Der zur Bemessung erforderliche Druckstrebenwinkel  $\theta$  wird nach [CSA-A23.3] in Abhängigkeit des Längsdehnungsparameters  $\varepsilon_x$  unter Verwendung von Gl. (33) bestimmt. Diese Gleichung wird nach kanadischer Norm sowohl für Bauteile mit als auch für Bauteile ohne Querkraftbewehrung verwendet, obwohl für Bauteile ohne Quer-

kraftbewehrung eine Anwendung von Gleichung (27) nachvollziehbarer wäre.

$$\theta = 29 + 7000\varepsilon_x \quad (33)$$

Die Vereinfachung im Vergleich zu Gl. (27) ist das Resultat einer Parameterstudie und Anpassung an die Ergebnisse der genaueren MCFT und setzt einen mittleren Rissabstandsparameter  $s_{ze} = 300$  mm voraus. Obgleich es nicht explizit in [CSA-A23.3] erwähnt wird, empfehlen BENTZ und COLLINS für Bauteile ohne Querkraftbewehrung entgegen der Angaben der Norm dennoch Gl. (27) zu verwenden, da sich für Bauteile mit großen statischen Nutzhöhen Tragfähigkeiten auf der konservativen Seite ergeben. Für Bauteile mit Querkraftbewehrung errechnet sich der Traganteil der Bewehrung nach Gl. (34). In dieser Gleichung ist sowohl ein Sicherheitsbeiwert  $\varphi_s$  für Betonstahl als auch der zuvor beschriebene Druckstrebenwinkel  $\theta$  enthalten.

$$V_{Rd,s} = \frac{\varphi_s A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \quad (34)$$

mit:

$\varphi_s = 0,85$ , Sicherheitsbeiwert für Betonstahl

Bei Bauteilen mit lotrechter Bügelbewehrung vereinfacht sich Gl. (34) zu Gl. (35):

$$V_{Rd,s} = \frac{\varphi_s A_v f_y d_v \cot\theta}{s} \quad (35)$$

Laut [CSA-A23.3] wird eine Mindestquerkraftbewehrung in Bereichen erforderlich, die mindestens eine der nachfolgend genannten Bedingungen erfüllen:

- 1) Die Bemessungsquerkraft überschreitet die aufnehmbare Querkraft des Betontraganteils  $V_c$  und des eventuell günstig wirkenden Traganteils geneigter Spannglieder ( $V_f > V_c + V_p$ ).
- 2) Die Bauteilbreite überschreitet 750 mm.
- 3) Das einwirkende Torsionsmoment  $T_f$  überschreitet 25 % des bei reiner Torsionsbeanspruchung zur Erstrissbildung führenden Moments  $T_{cr}$ .

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass im vorliegenden Bericht lediglich die Querkrafttragfähigkeit betrachtet wird. Einflüsse aus Torsionseinwirkungen werden nicht betrachtet. Aus diesem Grund folgt keine Darstellung der zur Torsions-



bemessung benötigten Formeln und es wird auf [CSA-A23.3] verwiesen.

Die erforderliche Mindestquerkraftbewehrung errechnet sich nach Gl. (36).

$$A_V \geq 0,06 \cdot \sqrt{f'_c} \frac{b_w \cdot s}{f_y} \quad (36)$$

Der maximal zulässige Bügelabstand nach [CSA-A23.3] darf einen Wert von  $0,7 \cdot d_v$  bzw. 600 mm nicht überschreiten. Der Abstand von geneigten Bügeln oder aufgebogenen Längsbewehrungsstäben ist so zu wählen, dass jede gedachte Linie, beginnend in der mittleren Höhe des Bauteils und einer Neigung von  $35^\circ$  zum Auflager hin fallend, mindestens einen Bügel oder einen aufgebogenen Stab schneidet. Die obere Begrenzung von 600 mm darf entfallen, sofern der Wert  $\beta$  in Gleichung (25) mit  $s_{ze} = (s-300)$  ermittelt wurde.

Wenn der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft  $V_f > 0,125 \lambda \phi_c f'_c b_w d_v + V_p$  ist, so muss der zulässige Abstand der Bügelbewehrung auf die Hälfte reduziert werden.

### 2.3.5 Ergänzende Regelungen nach CSA S6:19

Nach kanadischer Norm sind für die Bemessung im allgemeinen Hochbau die Regelungen aus [CSA-A23.3] anzuwenden. Für die Bemessung von Straßenbrücken wird auf die Regelungen und Ergänzungen in CSA S6 [CSA19], den sogenannten Canadian Highway Bridge Design Code zurückgegriffen. Hierin sind die besonderen Regelungen für die Bemessung von Straßenbrücken geregelt. Dabei handelt es sich nicht nur um Regelungen für Straßenbrücken in Massivbauweise, sondern auch die Bemessungsregeln für Holz- und Stahlbrücken werden in [CSA19] behandelt. Neben den Bemessungsregeln werden z. B. die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit, an die Gründung und die anzusetzenden Lastmodelle geregelt. Zusätzlich existiert ein Kapitel über die Nachrechnung von Brücken (Evaluation). Bei der Nachrechnung werden jedoch keine Anpassungen an den Bemessungsmodellen vorgenommen, sondern es steht eine Reduktion der Lasten mit einer Anpassung des Sicherheitsniveaus im Vordergrund. Auf diese Regelungen wird im folgenden Bericht nicht eingegangen.

Nachfolgend werden ausgewählte Anpassungen der Nachweise und der konstruktiven Randbedingungen erläutert. Hierbei handelt es sich um Ände-

rungen, welche die Nachweise zur Querkrafttragfähigkeit im Speziellen beeinflussen.

### Bügelabstand

In [CSA19] existiert eine ähnliche Regelung hinsichtlich der Bügelabstände wie in CSA A23.3. Hierbei werden lediglich andere Grenzwerte für die Abstände der Bügelbewehrung angegeben. So gilt für Bauteile, bei denen die einwirkende Querkraft  $V_f \leq 0,1 \phi_c f'_c b_w d_v + V_p$  ist, ein maximaler Bügelabstand von  $\min\{600 \text{ mm}; 0,75 d_v\}$ . Wenn die einwirkende Querkraft den Grenzwert übersteigt, wird der maximale Bügelabstand auf  $\min\{300 \text{ mm}; 0,33 d_v\}$  reduziert. Somit gilt nach [CSA19] einerseits ein konservativerer Grenzwert für die Reduktion des zulässigen Abstandes der Bügelbewehrung, aber auch ein kleinerer maximaler Abstand der Bügelbewehrung.

### Mindestquerkraftbewehrung

In CSA S6 werden gegenüber CSA A23.3 Anpassungen vorgenommen, in welchen Fällen eine Mindestquerkraftbewehrung erforderlich ist. Eine Querkraftbewehrung bzw. die Mindestquerkraftbewehrung ist nach CSA A23.3 dann erforderlich, wenn die einwirkende Querkraft  $V_f$  die Summe aus dem Betontaganteil und dem eventuell günstigen Anteil einer Vorspannung übersteigt. An dieser Stelle wird in CSA S6 eine Ergänzung um einen multiplikativen Faktor  $k_v$  vorgenommen, der sich in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe verändert. Dieser kann somit als Maßstabsfaktor gedeutet werden. Eine Querkraftbewehrung respektive Mindestbewehrung ist erforderlich, sofern die nachfolgende Bedingung nicht erfüllt ist:

$$V_f \geq k_v V_c + V_p \quad (37)$$

wobei:

$$k_v = 1,00 \quad \text{für } d \leq 300 \text{ mm} \quad (38)$$

$$k_v = 0,50 \quad \text{für } d \geq 600 \text{ mm} \quad (39)$$

$$k_v = 0,00167d + 1,5 \quad \text{für } 300 \text{ mm} < d < 600 \text{ mm} \quad (40)$$

Es besteht hierbei grundsätzlich die Möglichkeit, sofern gezeigt werden kann, dass ein Schubversagen des Bauteils nicht zu einem Einsturz des Bauwerkes führt, den Beiwert  $k_v$  ohne Abminderung gleich 1,0 zu setzen.

Im Gegensatz zu den Regelungen in [CSA-A23.3] wird die Mindestquerkraftbewehrung nach CSA S6

unter expliziter Verwendung der Zugfestigkeit des Betons  $f_{cr}$  ermittelt. Die Formel ergibt sich zu:

$$A_V \geq 0,15 \cdot f_{cr} \frac{b_v \cdot s}{f_y} \quad (41)$$

Hierbei wird anstelle von  $b_w$  in Gl. (36)  $b_v$  verwendet, jedoch handelt es sich beide Male um die effektive Stegbreite. Für einen Normalbeton darf die Zugfestigkeit  $f_{cr}$  nach CSA S6 über die nachfolgende Gleichung ermittelt werden:

$$f_{cr} = 0,4 \sqrt{f'_c} \quad (42)$$

Wird Gl. (42) in (41) eingesetzt, so ergibt sich die Gleichung zur Ermittlung der Mindestbewehrung nach CSA A23.3 ohne Unterschied. Auf die Zugfestigkeit des Betons wird im nachfolgenden Abschnitt eingegangen.

### Betonzugfestigkeit

In CSA S6 wird in vielen Fällen die Betonzugfestigkeit explizit und nicht implizit durch die Druckfestigkeit berücksichtigt. Generell wird in CSA S6 zwischen drei unterschiedlichen Zugfestigkeiten des Betons in Abhängigkeit der Dichte unterschieden. Nachfolgend dargestellte Werte dürfen für  $f_{cr}$  angesetzt werden:

$$f_{cr} = 0,4 \sqrt{f'_c} \quad \text{für Normalbeton} \quad (43)$$

$$f_{cr} = 0,34 \sqrt{f'_c} \quad \text{für Beton mit geringerer Dichte} \quad (44)$$

$$f_{cr} = 0,3 \sqrt{f'_c} \quad \text{für Leichtbeton} \quad (45)$$

### Querkraftnachweis

Beim eigentlichen Querkraftnachweis nach CSA S6 lassen sich keine maßgeblichen Änderungen im Vergleich zur Bemessungsnorm für den allgemeinen Hochbau CSA A23.3 feststellen. An wenigen Stellen wird wie zuvor bereits erläutert die Betonzugfestigkeit explizit verwendet, jedoch ist die Gleichung in CSA S6 deckungsgleich mit derjenigen in CSA A23.3, sofern ein Normalbeton verwendet wird.

## 2.4 Eurocode 2 (2. Generation) prEC2

### 2.4.1 Allgemeines

Im Zuge der Harmonisierung und Weiterentwicklung europäischer Normen wird seit dem Jahr 2015

an einer neuen Generation des bisherigen Eurocode 2 gearbeitet. Die zweite Generation des Eurocode 2 soll die Ergebnisse jüngster Forschungsvorhaben einschließen und eine wirtschaftliche Bemessung von Bauteilen nach dem aktuellen Stand der Forschung gewährleisten. Die nachfolgenden Ausführungen basieren auf dem Stand es prEC2 vom 01.03.2021. Hierbei handelt es sich um den Draft D7 [prEC2-D7]. Dieser wird auch als Enquiry-Draft bezeichnet, da er die Grundlage für das im Herbst 2021 stattfindende Enquiry bildet.

Bei der derzeitigen Querkraftbemessung von Stahl- und Spannbetonbauteilen wird zwischen drei Nachweisen unterschieden: dem Nachweis für Bauteile ohne Querkraftbewehrung sowie basierend auf dem Fachwerkmodell dem Nachweis der Querkraftbewehrung und dem Nachweis der Maximal- bzw. Druckstrebentragfähigkeit. Nach aktuellem Eurocode [EC2-1-1] erfolgt die Bemessung für Träger mit Querkraftbewehrung über ein Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung  $\theta$  [Rei01]. Die Querkraftbemessung für Bauteile mit Querkraftbewehrung nach aktuellem Entwurf für die Fortschreibung des EC2 [prEC2-D7] entspricht im Wesentlichen dem aktuellen Verfahren. Unter Berücksichtigung der Tragfähigkeit der Längsbewehrung soll eine flachere Neigung der Druckstreben des gerissenen Betons ermöglicht werden. Dazu soll unter bestimmten Voraussetzungen eine Anrechenbarkeit der Spannglieder auf die Tragfähigkeit des Zuggurtes erlaubt werden.

Stärkere Änderungen ergeben sich bei dem Querkraftbemessungsansatz für Bauteile ohne Querkraftbewehrung, der zukünftig einer Formulierung auf Grundlage der Critical Shear Crack Theory (CSCT) entspricht [Cav15; Cav18; Mut08; Mut19]. Wesentliche Einflussgrößen wie der Maßstabseffekt oder Normalkräfte werden abweichend berücksichtigt.

### 2.4.2 Critical Shear Crack Theory (CSCT)

Die Bemessung für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung erfolgt auf Basis der Critical Shear Crack Theory (CSCT). Grundsätzlich basiert die CSCT auf der Annahme, dass die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung durch die Ausbildung eines kritischen Risses, welcher den Lastabtrag einer direkten Druckstrebe stört und somit ein Querkraftversagen auslöst, bestimmt wird.

Nach prEC2 wird der Querkraftnachweis auf Basis von Schubspannungen gemäß Gl. (46) geführt.

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} \quad (46)$$

Auf einen expliziten Nachweis der Querkrafttragfähigkeit kann gemäß prEC2 verzichtet werden, sofern die einwirkende Schubspannung eine Mindesttragfähigkeit nicht überschreitet. Diese Mindesttragfähigkeit wird nach Gl. (47) ermittelt.

$$\tau_{Rd,c,min} = \frac{11}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}}} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \quad (47)$$

mit:

$d_{dg}$  vom Beton abhängiger Einflussparameter, der abhängig vom Größtkorn den Einfluss der Rauigkeit des Schubrisses berücksichtigt

$$16 + D_{lower} \leq 40 \text{ mm} \quad \text{für } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$16 + D_{lower} \cdot \left(\frac{60}{f_{ck}}\right)^4 \leq 40 \text{ mm} \quad \text{für } f_{ck} > 60 \text{ MPa}$$

Gemäß [DIN-EN206] wird  $D_{lower}$  als der bei der Festlegung des Betons kleinste zulässige Wert von  $D$  für die größte Gesteinskörnungsfraction im Beton definiert, wobei  $D$  die obere Siebgröße einer mit  $d/D$  beschriebenen Gesteinskörnung ist.

Sobald die einwirkende Schubspannung die Mindesttragfähigkeit übersteigt, ist ein Querkraftnachweis nach Gl. (48) zu führen:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (48)$$

Im Gegensatz zur Berücksichtigung der Vorspannung nach aktuellem Eurocode 2, bei dem die Vorspannung als additiver Term der Bemessungsgleichung berücksichtigt wird, werden Kräfte in Stab längsrichtung nach prEC2 durch eine effektive Schubslankheit  $a_{cs}$  berücksichtigt. Auf die Herleitung und die Hintergründe wird an dieser Stelle nicht eingegangen und es wird auf [Mut16] verwiesen.

Die effektive Schubspanweite berechnet sich nach Gl. (49).

$$a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \geq d \quad (49)$$

Sofern keine beweglichen Lasten angreifen und die effektive Schubspanweite  $a_{cs}$  einen Wert der vierfachen statischen Nutzhöhe  $d$  nicht überschreitet,

darf  $d$  in Gl. (48) durch die mechanische Schubspanweite  $a_v$  nach Gl. (50) ersetzt werden:

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4}} \cdot d \quad (50)$$

Sofern Normalkräfte (z. B. infolge Vorspannung) auf den Querschnitt einwirken, darf die statische Nutzhöhe  $d$  in Gl. (48) oder die mechanische Schubspanweite nach Gl. (50) mit dem Anpassungsbeiwert  $k_{vp}$  nach Gl. (51) multipliziert werden. Hier gilt die generelle Vorzeichendefinition nach prEC2, die besagt, dass Zugkräfte ein positives Vorzeichen und Druckkräfte ein negatives Vorzeichen tragen.

$$k_{vp} = 1 + \frac{N_{Ed}}{|V_{Ed}|} \frac{d}{3 \cdot a_{cs}} \geq 0,1 \quad (51)$$

In [prEC2-D7] ist erstmals eine alternative Variante zur Berechnung der Tragfähigkeit bei Bauteilen mit Drucknormalkräften angegeben. Diese Bemessungsgleichung entstammt einem Vorschlag von Herrn Professor HEGGER und basiert auf der grundlegenden Idee von [Hed78] in Anlehnung an die Berechnung im aktuellen Eurocode 2. Hierbei wird die Tragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung durch einen additiven Term erhöht. Dieser additive Term beschreibt die Querkraft, die notwendig ist, den Zustand der Dekompression auf Querschnittsebene zu erreichen. Die Tragfähigkeit wird nach Gl. (52) ermittelt:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d}\right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq \tau_{Rd,c,min} \quad (52)$$

Im Gegensatz zum aktuellen EC2 ist der Beiwert  $k_1$  nicht konstant, sondern abhängig von der statischen Nutzhöhe und der Exzentrizität eventuell vorhandener Spannglieder. Nach [prEC2-D7] wird der Beiwert  $k_1$  gemäß Gl. (53) ermittelt.

$$k_1 = \frac{1,4}{\gamma_c} \cdot \left(0,07 + \frac{e_p}{4 \cdot d}\right) \leq 0,15 \cdot \frac{1,4}{\gamma_c} \quad (53)$$

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die Berechnung des Beiwertes  $k_1$  national festgelegt werden darf und sich die Zahlenwerte aktuell noch in der Diskussion befinden. Zudem ist die Berücksichtigung des Sicherheitsbeiwertes  $\gamma_c$  zu hinterfragen. Von deutscher Seite wird Gl. (54) für die Berechnung von  $k_1$  vorgeschlagen. Hierdurch ergibt sich eine progressive Berücksichtigung der Tragfähigkeitssteigerung durch Vorspannung, die durch Datenbankauswertungen verifiziert werden kann und im Vergleich zum aktuellen Ansatz eine leichte Erhöhung der Tragfähigkeit darstellt.

$$k_1 = \left(0,07 + \frac{e_p}{3,2 \cdot d}\right) \leq 0,27 \quad (54)$$

Kann der Widerstand des Bauteils ohne Querkraftbewehrung nach Gl. (48) nicht erbracht werden, so ist eine Querkraftbewehrung in Form von Bügeln vorzusehen.

### 2.4.3 Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung

Der Nachweis von Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung basiert, wie bereits im derzeit gültigen EC2, auf einem Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung. Eine Einschränkung von  $\cot(\theta)$  aufgrund der Rissreibung, analog zum NA(D) des EC2, ist im Grunddokument nicht vorgesehen, kann jedoch noch durch nationale Ergänzungen eingeführt werden.

Ebenso wie bei der Berechnung der Tragfähigkeiten ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung wird auch in diesem Fall der Nachweis aufgrund von Spannungen geführt. Die allgemeine Nachweisgleichung ist mit Gl. (55) gegeben. Es sei darauf hingewiesen, dass an dieser Stelle lediglich die Formeln zur Ermittlung der Tragfähigkeiten für Bauteile mit zur Bauteilachse rechtwinkliger Querkraftbewehrung angegeben werden:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd} \quad (55)$$

Hierbei ist im Vergleich zum aktuellen Eurocode 2 keine explizite Unterscheidung zwischen der Tragfähigkeit der Bewehrung und der Tragfähigkeit der Betondruckstrebe zu erkennen. Die Bemessungstragfähigkeit  $\tau_{Rd}$  entspricht der Stahltragfähigkeit begrenzt auf die Maximaltragfähigkeit (Tragfähigkeit der Betondruckstrebe) nach Gl. (56):

$$\tau_{Rd} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) \leq \frac{v \cdot f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} \quad (56)$$

mit:

$$v = 0,5$$

In Gl. (56) beschreibt  $v$  einen Abminderungsfaktor der Betondruckfestigkeit aufgrund von Rissbildung. Dieser darf vereinfacht zu 0,5 angenommen werden, sofern die nachfolgenden Grenzen (Gl. (57)) der Druckstrebenneigung bzw. des Kotangens der Druckstrebenneigung eingehalten werden.

$$1 \leq \cot\theta \leq \cot\theta_{min} \quad (57)$$

mit:

$$\cot\theta_{min} = 2,5 \quad \text{für Bauteile ohne Normalkraft}$$

$$\cot\theta_{min} = 3,0 \quad \text{für eine signifikante Drucknormalkraft} \geq 3 \text{ MPa und einer Druckzonenhöhe von } x \leq 0,25d$$

$$\cot\theta_{min} = 2,5 - 0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{V_{Ed}} \geq 1,0$$

für Bauteile unter hohen Zugnormalkräften

In prEC2 wird zusätzlich eine weitere Berechnungsmethode für  $v$  angegeben. Hierdurch dürfen auch flachere Druckstrebenwinkel als nachfolgend angegeben in der Bemessung angesetzt werden. Auf diese erweiterten Möglichkeiten wird im vorliegenden Bericht nicht eingegangen.

Der innere Hebelarm  $z$  darf für die Bemessung gleich  $0,9 \cdot d$  angenommen werden. Die Bemessungsdruckfestigkeit des Betons  $f_{cd}$  wird ähnlich zum aktuellen Eurocode nach Gl. (58) ermittelt. Es findet eine Abminderung der Bemessungsdruckfestigkeit bei Betonen ab einer Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}$  von 40 N/mm<sup>2</sup> nach Gl. (59) statt.

$$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot k_{tc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (58)$$

$$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0 \quad (59)$$

Durch den Abminderungsbeiwert  $\eta_{cc}$  soll dem Unterschied zwischen Bauteil- und Zylinderdruckfestigkeit, der Störung durch Bewehrung und der unterschiedlichen Duktilität höherfester Betone Sorge getragen werden. Es findet nach prEC2 keine Unterscheidung der Arbeitslinien der Betone mehr statt. Der Dauerstandsbeiwert  $k_{tc}$  (analog zum aktuellen Dauerstandsbeiwert  $\alpha_{cc}$ ) soll gemäß dem aktuellen Draft D7 weiterhin ein NDP bleiben.

### 3 Experimentelle Untersuchungen

Das Versuchsprogramm zur Untersuchung möglicher Einflüsse des Längsbewehrungsgrades und resultierender Querschnittsverzerrung auf die Schubtragfähigkeit vorgespannter Balkenelemente wird im Materialprüfamt (MPA Bau) der Technischen Universität München (TUM) durchgeführt. Einer kurzen Erläuterung der Versuchsmimik folgend werden das Versuchsprogramm vorgestellt und wesentliche Auswertungen durchgeführter Versuche präsentiert. Gesammelte Informationen zum komplementierenden Referenzversuch bei konventionellem Belastungssetup finden sich in Kapitel 3.3.

#### 3.1 Substrukturtechnik

##### 3.1.1 Konzeption und Steuerung

Die vorgespannten Balkenelemente orientieren sich am globalen System eines Referenzdurchlaufträgers mit einer Einzellast je Feld. Das freigeschnittene Subsystem bildet den Bereich zwischen maximalem Feldmoment unter der Einzellast und Mittelstütze ab. Der hierfür konzipierte Versuchsstand erlaubt somit die Untersuchung realitätsnah skalierten Prüfkörper bei Reduktion auf den wesentlichen Trägerausschnitt unter Berücksichtigung der Verträglichkeitsbedingungen an den definierten Schnittufern. Bild 3 zeigt angreifende Kräfte am verformten Balkenelement. Die Bewehrungen des gemischt bewehrten Zuggurts (schlaffer Betonstahl und girlandenförmig verlaufende Spannglieder) sind jeweils in der Zugzone aus äußerer Last rückseitig in den einfassenden Schubnockenplatten verankert. Druckkräfte werden über den trockenen Kontakt in der Schubnockenfuge übertragen. Die gesteuerte Lastplatte bildet den Feldquerschnitt ab und stellt neben der vertikalen Auflast auch das Momentengleichgewicht mittels horizontaler Zylinderpaare sicher.

Das Versuchskonzept nutzt die dreidimensionale Raumlage der Lastplatte in Verbindung mit den räumlichen Kraftvektoren zur Bild einer gewünschten Schnittufercharakteristik. In Anlehnung an bereits durchgeführte Untersuchungen an vorgespannten Trägerausschnitten ergibt sich im Prüfkörper ein linear durchschlagender Momentenverlauf gleicher Maxima bei konstanter Querkraft (vgl.

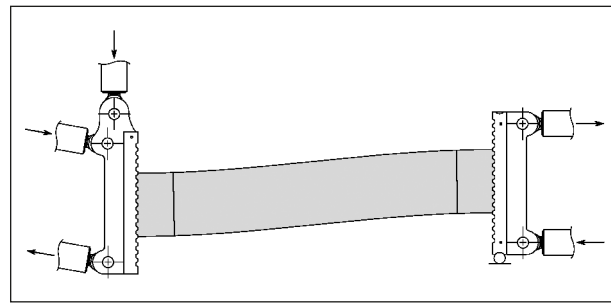


Bild 3: Schematische Darstellung der Substrukturtechnik (links: aktiv gesteuerte Lastplatte – rechts: starres Reaktionslager)

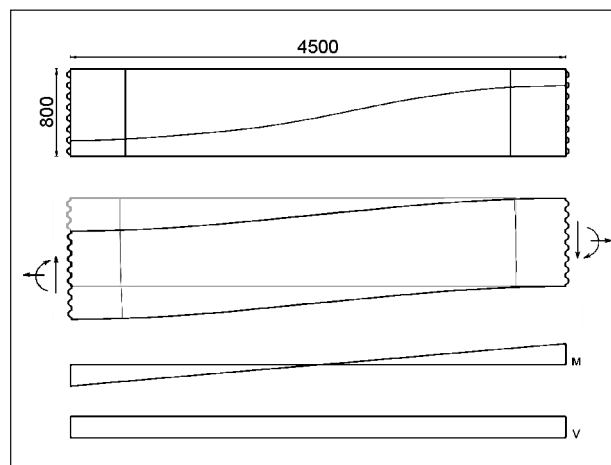


Bild 4: Äußere Schnittgrößen am vorgespannten Balkenelement

Bild 4). Ungewünschte Schnittgrößen (Längskraft, Querbiegung, Torsion) werden über die Versuchsdauer aktiv geregelt, sodass der innere Kraftfluss dem globalen Referenzsystem (exkl. des Spannungszustandes aus Lasteinleitung an Schubnocken und anschließender Vouten) bestmöglich entspricht. Durch die individuelle Steuerung der Lastplatte können zudem etwaige Imperfektionen der geschalteten Schubnocken des Betonträgers ausgeglichen werden. Weitere Einzelheiten zu den Kapazitäten der Versuchsanlage finden sich im Schlussbericht zu BAST FE 15.0591/2012/FRB.

##### 3.1.2 Versuchsablauf









Nach Einheben eines Versuchsträgers wird die hydraulisch geregelte Lastplatte an den Prüfling angelegt, sodass dieser im Versuchsstand eingefasst ist. Die Längsbewehrung in der jeweiligen Zugzone besitzt aufgepresste Muffen, sodass mittels metrischer Gewindestangen rückseitig der Schubnockenplatten die Kräfte der Bewehrung verankert werden können. Hierzu werden Gewindestangen

und Spannlitzen analog durch vorgesehene Bohrungen in modularen Passteilen geführt. Die Spannglieder werden ebenfalls rückseitig der Stahlplatten konventionell mittels Keilsätzen in Lochscheiben verankert.

Vor Vorspannen mittels Spannpresse erfolgt eine Einzellitzenvorspannung auf 10 kN, sodass ein gestrafftes Spannglied und damit verbunden eine anschließend gleichmäßige Dehnung der Litzen sichergestellt wird. Die Vorspannung erfolgt einseitig im Schnittufer des Stützmoments bei aktiver Steuerung der Lastplatte, sodass sich keine Zugkräfte in den horizontalen Zylindern aufbauen und der Träger nicht die gewünschte Vorspannung erfährt. Die einseitige Vorspannung bedingt nach Absetzen der Spannpresse eine leicht veränderlich eingeprägte Verteilung der Vorspannung entlang der Achse des Balkenelements infolge des Keilschlupfs. Der Feldquerschnitt ist damit tendenziell stärker überdrückt als es im Stützbereich der Fall ist. Die angestrebte Vorspannung von  $\sigma_{cp} = 2,5$  MPa (vgl. Tabelle 1) bezieht sich auf den Schwerpunkt in Trägermitte. Die maximale Ausnutzung der Spannglieder aus initia-

ler Vorspannung beläuft sich damit in Abhängigkeit der Streuung des E-Moduls über die Versuchsserie zu ca. 45 % der Dehngrenze.

Der Traglastversuch wird mittels einer am Lehrstuhl für Massivbau eigens konzipierten Steuerung vollzogen. Das Setup definiert eine Belastungsgeschwindigkeit, die in allen Versuchen zu 0,2 kN/sec festgelegt wurde. Im Kern wird die Belastung weggesteuert aufgebracht, wobei der Weg einer Zielkraft folgt. Die eigenständig wegeregelter Nachbruchphase wird bei einem Kraftabfall des vertikalen Kraftvektors um 30 kN initiiert. Alle Kräfte und Translationen, die im direkten Kontext des Versuchsstandes und der Steuerung stehen, werden aufgezeichnet. Zudem werden analoge Referenzsignale ausgegeben und in periphere Messinstanzen (Konventionelle Messverstärker und faseroptisches Messgerät) eingespeist, sodass eine nachträgliche Synchronisation aller Daten möglich ist. Die digitale Bildkorrelation wird über die Steuerung selbst koordiniert, indem die Kameras ein digitales Trigger-Signal mit einer Frequenz von 0,2 Hz erhalten und damit eine Bildaufnahme ausgelöst wird.

ID	Querschnitt	$\rho_w/\rho_{w,min}$ (abs.)	$\rho_{sl}$ [-] (abs.)	$\sigma_{cp}$ [MPa]	Beton
R25		0,5 (Ø6-25)	0,016 (6Ø25)	2,5	C30/37
R22		0,5 (Ø6-25)	0,012 (6Ø22)	2,5	C30/37
R18		0,5 (Ø6-25)	0,008 (6Ø18)	2,5	C30/37
RG25		0,5 (Ø6-25)	0,016 G (6Ø25)	2,5	C30/37
T25		0,5 (Ø6-25)	0,016 (6Ø25)	2,5	C30/37
T22		0,5 (Ø6-25)	0,012 (6Ø22)	2,5	C30/37
T18		0,5 (Ø6-25)	0,008 (6Ø18)	2,5	C30/37
TG25		0,5 (Ø6-25)	0,016 G (6Ø25)	2,5	C30/37

Tab. 1: Versuchsmatrix

## 3.2 Versuchsprogramm

### 3.2.1 Versuchsmatrix

Anhand von acht Substrukturversuchen wird der Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit untersucht. Dabei werden drei abgestufte Längsbewehrungsgehalte mit profiliertem Stabstahl an Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitt bei ansonsten gleichen Randbedingungen untersucht. Der profilierte Plattenbalkenquerschnitt erlaubt zudem Rückschlüsse auf den Traganteil der Gurte, der auch in Relation zur Steifigkeit des Zugbandes zu sehen ist. Die Länge der Trägerschnitte beträgt inklusive der Vouten (optimierte Kontaktfläche für Lastübertrag via Schubnocken) 4,5 m bei einer Querschnittshöhe von 80 cm. Damit ergibt sich eine Schubschlankheit von  $\lambda \approx 3$ . Darüber hinaus wird je Querschnitt ein Tastversuch mit glatter Längsbewehrung durchgeführt. Die Versuchskonfigurationen sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Alle Balkenelemente werden mit ca. 50 % der Mindestschubbewehrung bewehrt. Alle Träger

werden zudem mit Vorspannung im nachträglichen Verbund geprüft, wobei die Vorspannung erst nach Einbau in den Versuchsstand aufgebracht wird.

Für eine lineare Abstufung des Längsbewehrungsgrades bei gleichzeitig konstanter Wahl der Durchmesser eines Zuggurts wurden Durchmesser  $DS = 18 \text{ mm}$  und  $DS = 22 \text{ mm}$  genutzt, die aus der Schweiz bezogen wurden. Die Eigenschaften des Betonstahls sind in der Schweiz nach SIA 262:2013 geregelt. Die Anforderungen sind identisch zu den in Deutschland lieferbaren Durchmessern, deren Anforderungen in DIN 488:2009 definiert sind.

### 3.2.2 Geometrie und konstruktive Durchbildung

Nachfolgend findet sich in Bild 5 und Bild 6 eine Übersicht zur Geometrie der Prüfkörper. Vollständige Bewehrungspläne beider Querschnittsvarianten finden sich im Anhang.

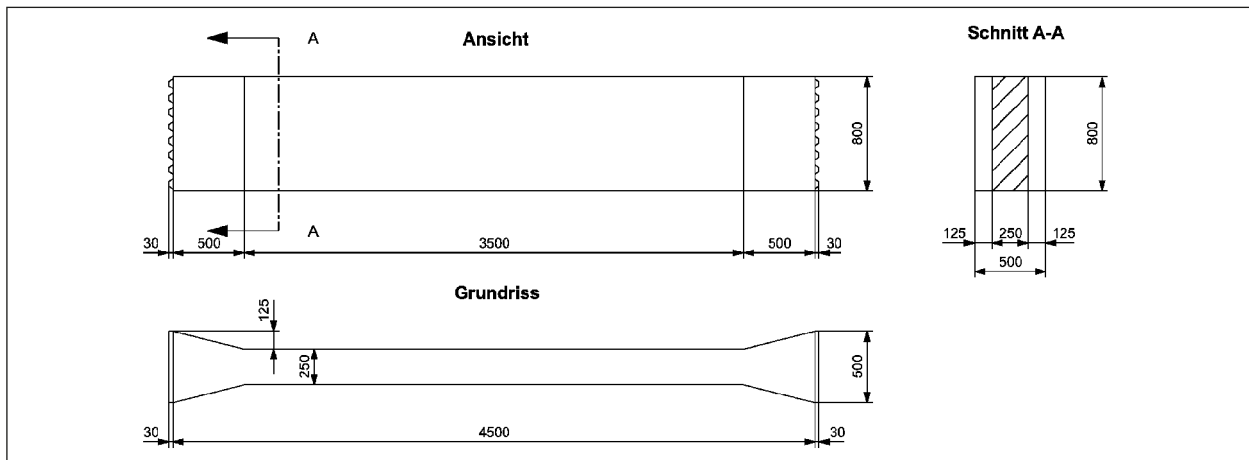


Bild 5: Abmessungen der Versuchsträger, Rechteckquerschnitt [mm]

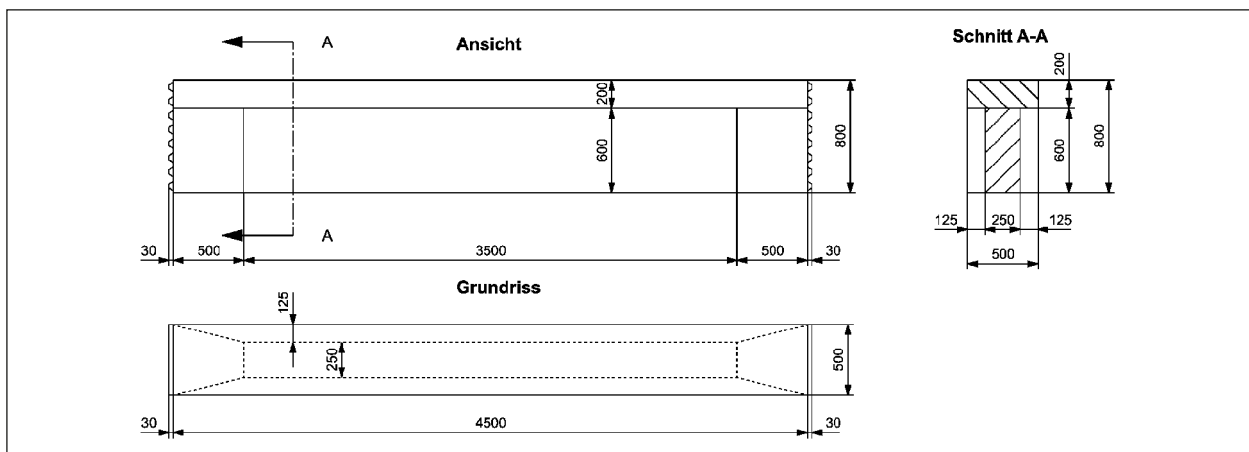


Bild 6: Abmessungen der Versuchsträger, Plattenbalkenquerschnitt [mm]

### 3.2.3 Baustoffe

Im Folgenden sind die Kennwerte verwendeter Baustoffe dokumentiert. Angegeben sind die Mittelwerte des jeweiligen Parameters über die geprüfte Grundmenge.

#### Beton (Tabelle 2)

Der Beton wurde als Transportbeton C30/37 ausgeführt. Vor Betonage eines Trägers wurden Ausbreitmaß und Frischbetonrohddichte bestimmt. Der gelieferte Beton entsprach stets der Konsistenzklasse F4.

#### Betonstahl (Tabellen 3, 4 und 5)

Die Bestimmung der bezogenen Rippenfläche der verschiedenen Durchmesser der Längsbewehrung und der Schubbewehrung erfolgte durch das cbm (Centrum Baustoffe und Materialprüfung des MPA Bau der TU München) nach DIN 488:2009. Mittels optischer Messverfahren wurden je Stahlprobe zwei Messungen über eine Distanz von 1.000 mm zu unten gelisteten Ergebnissen gemittelt.

Für die glatte Längsbewehrung wurde die Rauheit an drei Messstellen ermittelt, um mögliche Auswirkungen aus lokaler Oberflächenkorrosion zu erkennen, was allerdings nicht in bedeutsamem Maß festgestellt werden konnte.

Versuch	T25	T22	T18	TG25	R25	R22	R18	RG25
Betonalter [d]	238	235	238	216	60	28	28	28
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2319	2312	2262	2319	2276	2309	2292	2294
$f_{c,cyl}$ [MPa]	41,9	53,7	43,8	55,2	41,9	40,3	44,4	37,8
$f_{ct,sp}$ [MPa]	3,54	3,67	3,84	3,81	3,03	3,04	3,04	2,59
$E_c$ [MPa]	27959	31263	28591	31541	28813	29482	28631	28179

Tab. 2: Mechanische Kennwerte des Beton

Durchmesser [mm]	6	18	22	25	25G
Dehngrenze [MPa]	531,2	536,5	522,9	519,8	497,4
Zugfestigkeit [MPa]	601,1	638,5	633,6	639,9	552,0
Gesamtdehnung ( $F_{max}$ ) $A_{gt}$ [%]	5,38	11,53	12,08	10,88	3,46
Bruchdehnung $A_{10}$ [%]	14,10	17,33	19,60	19,20	14,83
E-Modul [GPa]	200,0	203,0	198,9	214,3	196,2

Tab. 3: Mechanische Kennwerte des Betonstahls

DS [mm]	6	18 <sup>a)</sup>	22 <sup>a)</sup>	25
$f_{R,norm}$ <sup>b)</sup>	0,039	0,056	0,056	0,056
$f_{R,m}$ <sup>c)</sup>	0,062 (+ 59 %)	0,079 (+ 41 %)	0,070 (+ 25 %)	0,059 (+ 5,4 %)

a) Eigenschaften von Betonstahl nach SIA 262:2013  
b) 5%-Quantilwert der normativ geforderten bez. Rippenfläche nach DIN 488-2:2009  
c) Mittelwerte gemessener bez. Rippenfläche

Tab. 4: Bezogene Rippenfläche ausgewählter Durchmesser verwendeter Bewehrung

Messstelle	1	2	3
Mittenrauigkeit $R_a$ [ $\mu$ m]	5,59	5,30	4,49
Quadratische Rauigkeit $R_q$ [ $\mu$ m]	7,13	6,83	5,83

Tab. 5: Rauigkeit des glatten Betonstahls ST52



### Spannstahl (Tabelle 6)

Litzen	St 1660/1860
R <sub>p0,01</sub> Dehngrenze [MPa]	1772
R <sub>p0,02</sub> Dehngrenze [MPa]	1813
R <sub>m</sub> Zugfestigkeit [MPa]	1946
Gesamtdehnung (F <sub>max</sub> ) A <sub>gt</sub> [%]	5,74
Bruchdehnung	6,70
E-Modul [MPa]	199510

Tab. 6: Mechanische Kennwerte verwendeter Spannstahl-Litzen

### Verpresszement (Tabelle 7)

Für alle Versuche wurde rheoment Verpresszement verwendet. Die Suspension wurde mit einem planmäßigen w/z-Wert = 0,3 ausgebildet.

Versuch	T25*	T22	T18	TG25	R25	R22	R18	RG25
Alter der Prismen [d]	3	3	3	3	3	3	3	3
ρ [kg/dm <sup>3</sup> ]	2,07	2,06	2,06	2,08	2,06	2,06	2,06	2,05
f <sub>bz</sub> [MPa]	6,26	6,20	6,20	5,40	6,90	5,34	8,08	7,23
f <sub>c</sub> [MPa]	68,8	68,3	67,9	65,9	71,2	68,2	63,8	63,6

\* Materialversuche T25 nicht am Prüfdatum durchgeführt, da die Steuerung der Versuchsmimik unplanmäßige Korrekturen erforderte.

Tab. 7: Mechanische Kennwerte des Verpresszements

### 3.2.4 Herstellung

Alle Balkenelemente, die mithilfe der Substrukturtechnik geprüft wurden, sind vor Ort im MPA Bau der TU München hergestellt worden (Tabelle 8).

Versuch	T25	T22	T18	TG25	R25	R22	R18	RG25
Betonage	14.01.20	24.01.20	18.02.20	03.02.20	07.08.20	23.09.20	08.10.20	26.10.20
Querkraft-V	08.09.20	15.09.20	21.09.20	28.09.20	06.10.20	21.10.20	09.11.20	23.11.20
Material-V	26.08.20	15.09.20	21.09.20	28.09.20	06.10.20	21.10.20	09.11.20	23.11.20

Tab. 8: Termine zu Herstellung und Prüfung (V) der Versuchskörper

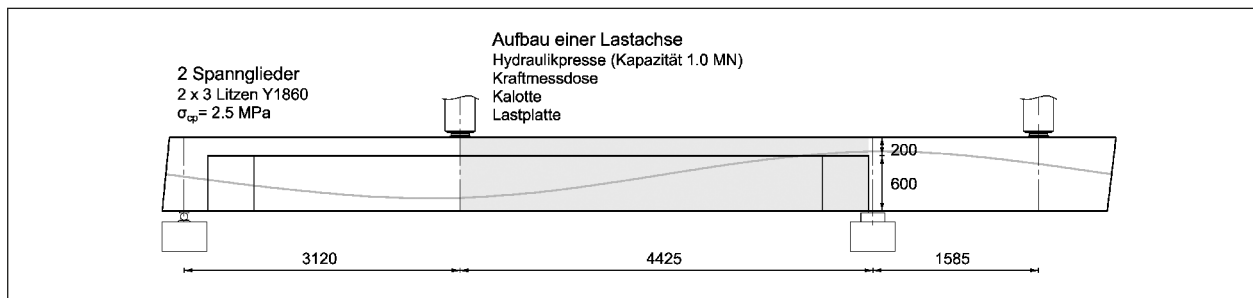


Bild 7: System des Referenzversuchs

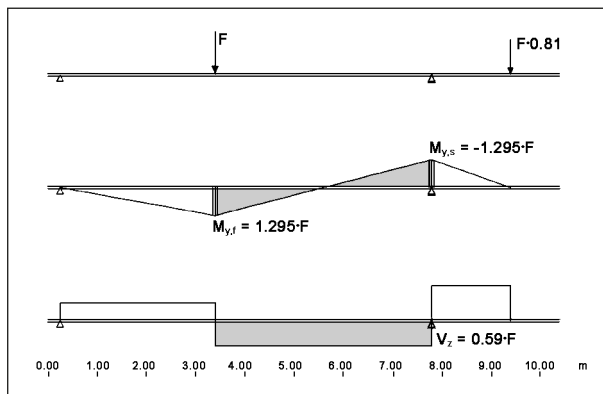


Bild 8: Momenten- und Querkraftverlauf des Referenzsystems; grau: Prüfbereich in Analogie zu Verhältnissen eines Substrukturelements

### 3.3 Referenzversuch

#### 3.3.1 Konzeption

In Abgleich zur konstruktiven Durchbildung des Substrukturversuchs T25 wird ein Referenzversuch an einem konventionell belasteten Spannbetonbalken, im Weiteren mit DLT25 bezeichnet, durchgeführt. Anhand dieser Vergleichsbetrachtung lassen sich Einflüsse der Substrukturtechnik (trockene Schnitrufer mit Schubnockenprofilierung, Einfluss der Voute an Lasteinleitung) auf das Tragverhalten des vorgespannten Balkenelements bewerten. Bild 7 zeigt den Aufbau des Referenzträgersystems, das als einfacher Balken mit Kragarm konzipiert wurde, um die  $M/V$ -Charakteristik eines Mehrfeldsystems abbilden zu können. Der grau hinterlegte Bereich zwischen Lastachse im Feld und rechtem Lager unter Stützmoment entspricht im Wesentlichen der konstruktiven Durchbildung und Geometrie der Substrukturelemente. Wesentliche Abweichungen finden sich in der fehlenden Voute unter Lasteinleitung im Feld und der Verwendung runder Hüllrohre, die zu einer leicht erhöhten effektiven Stegbreite führen. Sämtliche Maße und detaillierte Angaben zur konstruktiven Durchbildung sind dem Plan im Anhang A.1 zu entnehmen.

Versuch	T25	DLT25
Betonalter [d]	238	193
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2319	2377
$f_{c,cyl}$ [MPa]	41,9	50,7
$f_{ct,sp}$ [MPa]	3,54	4,22
$E_c$ [MPa]	27959	32688

Tab. 9: Mechanische Kennwerte des Betons

Durchmesser [mm]	6	25	25 (DLT25)
Dehngrenze [MPa]	531,2	519,8	540,5
Zugfestigkeit [MPa]	601,1	639,9	667,4
Gesamtdehnung ( $F_{max}$ ) $A_{gt}$ [%]	5,38	10,88	10,20
Bruchdehnung $A_{10}$ [%]	14,10	19,20	18,50
E-Modul [GPa]	200,0	214,3	210,4

Tab. 10: Mechanische Kennwerte des Betonstahls

Das Lastbild aus Hauptlast im Feld und Gegenlast auf dem Kragarm bilden die Schnittgrößenverhältnisse ab, wie sie auch in den Substrukturversuchen präsent ist, vgl. Bild 8.

#### 3.3.2 Baustoffe

Die Materialkennwerte werden analog zu den Kennwerten der Substrukturversuche aufgegliedert (Tabelle 9). Die Daten zu T25 sind wiederholend aufgeführt, da einzig T25 und DLT25 im Weiteren für Vergleichsbetrachtungen gegenübergestellt werden.

#### Betonstahl (Tabelle 10)

Bügel DS = 6 mm wurden dem Fertigteilwerk mit Messtechnik bestückt zur Verfügung gestellt, somit werden keine eigenen Stahlzugproben für DLT25 geprüft.

Versuch	T25*	DLT25
Alter der Prismen [d]	3	5
$\rho$ [kg/dm <sup>3</sup> ]	2,07	2,09
$f_{bz}$ [MPa]	6,26	9,94
$f_c$ [MPa]	68,8	72,8
* Materialversuche T25 nicht am Prüfdatum durchgeführt, da die Steuerung der Versuchsmimik unplanmäßige Korrekturen erforderte		

Tab. 11: Mechanische Kennwerte des Verpresszements

### Verpresszement (Tabelle 11)

Für alle Versuche wurde rheoment Verpresszement verwendet. Die Suspension wurde mit einem planmäßigen w/z-Wert = 0,3 ausgebildet.

#### 3.3.3 Herstellung

Der Balken wurde im Fertigteilwerk der Fa. Dobler hergestellt. Die Bügel im relevanten Schubfeld wurden mit bestückter Messtechnik (3DMS über die Höhe eines Bügelschenkels) vorab zur Verfügung gestellt. Die Betonage des Binders inkl. Herstellung der Begleitversuchskörper erfolgt am 10.12.2020. Der Träger wird am 16.06.2021 vorgespannt und verpresst, der Bruchversuch findet am 21.06.2021 statt.

### 3.4 Messtechnik

Nachfolgend erläuterte Komponenten der Messtechnik beziehen sich vorrangig auf die Substrukturversuche. Die konventionelle Messtechnik bestehend aus wirksamen Kraftvektoren, Verformungen und DMS auf Stahl und Beton kommt analog auch am Referenzträger zum Einsatz. Auch die optische Erfassung der Verzerrungen im Schubfeld mittels digitaler Bildkorrelation wird in identischer Weise umgesetzt, lediglich die faseroptischen Messungen entfallen am Referenzträger.

#### 3.4.1 Kräfte, Translation

Kräfte und resultierende Schnittgrößen werden aus den Kraftvektoren der Hydraulikzylinder der gesteuerten Lastplatte bestimmt. Zu Referenzzwecken sind an den starren Reaktionsstäben (Schnittufer Stützmoment) jeweils drei DMS appliziert, sodass die Horizontalkräfte und entsprechend resultierendes Stützmoment abgeglichen werden können. Zur

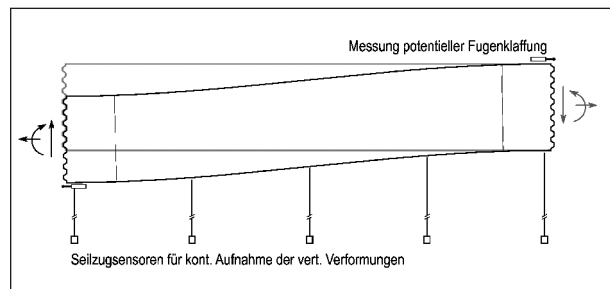


Bild 9: Kräfte und Verformungen am Versuchskörper

Aufnahme einer kontinuierlichen Verformungsfigur sind insgesamt fünf Seilzugsensoren angeordnet, die die vertikale Durchbiegung des Balkens aufzeichnen. Eine potenzielle horizontale Fugenöffnung ausgehend von vorgedrückter Zugzone wird über den Versuch hinweg gemessen. Die Substrukturtechnik ist per se mit erhöhten Verformungen verbunden, da neben der Degradation der Biegesteifigkeit des zu prüfenden vorgespannten Balkenelements auch die Biege- und Dehnsteifigkeit des gesamten Prüfaufbaus und unvermeidbare, minimale Toleranzabweichungen in der Schubnockengeometrie der Schnittufer erst unter Last einen maximal kraftschlüssigen Zustand einnehmen. Eine Öffnung der Schubnockenebene im jeweils gedehnten Querschnittssegment der Schnittufer kann der Analogie eines Biegerisses zugeordnet werden, wobei allerdings die trockene Fuge bei anschließender Stahlplatte keine Zugversteifung hin zur Verankerung der Zugglieder bietet. Die Messung der Fugenklaffung erlaubt in Abgleich zu weiteren Messgrößen (bspw. Faseroptik entlang der Längsbewehrung) Rückschlüsse zum Verzerrungszustand des Zuggurts und mobilisierter Spannkraftaufnahme.

#### 3.4.2 Verzerrung und Rissbildung

##### Konventionelle Messtechnik

Die konventionelle Messtechnik wird durch DMS entsprechend Bild 10 komplettiert. Neben Betrachtungen zur Aktivierung der Bügelschenkel bei einsetzender Schubrissbildung, respektive der adaptierten Ermittlung effektiver Schubrisslasten und final mobilisiertem Querkrafttraganteil anhand der DMS entlang der Bügelschenkel, ermöglichen die Beton-DMS im Bereich des gestauchten Gurts Untersuchungen der Betondruckzone. Hierzu liefern im Speziellen die drei DMS-Rosetten entsprechende Anhaltswerte zu vorherrschender Schubverzer-

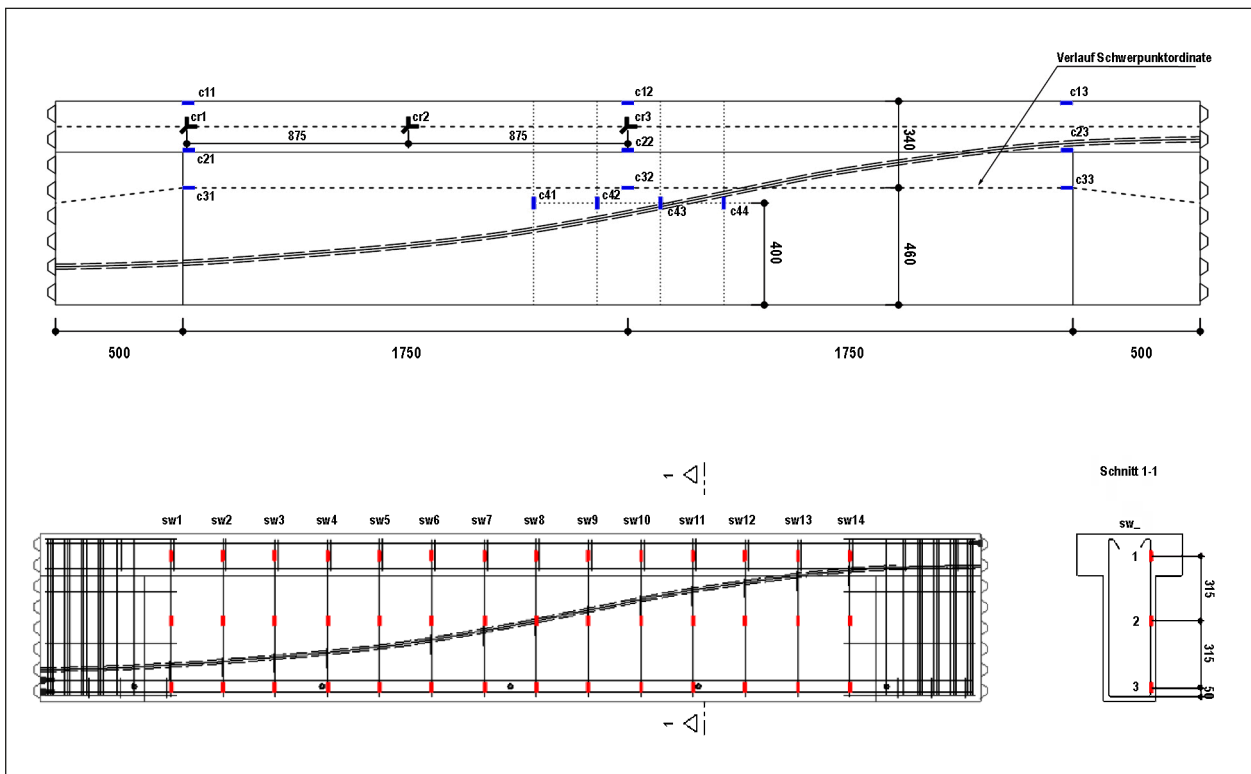


Bild 10: Anordnung der DMS auf Beton (oben) und auf der Bügelbewehrung im Schubfeld (unten)

rung im Gurt. Da entsprechend der diskreten Messstellen die lokale Rissbildung erheblichen Einfluss auf Messergebnisse und damit einhergehenden Interpretationsspielraum nimmt, sind die Ergebnisse differenziert zu bewerten und ggf. zu entkräften. Weitere DMS dienen in erster Linie Abgleich und Kontrolle der Kräfte während des Vorspanns.

### Faseroptische Messtechnik auf Längsbewehrung und im Spannglied-Hüllrohr

Auf allen Stäben der Längsbewehrung werden optische Messfasern appliziert. Hierzu wird zunächst entlang des Walzgrades eine CNC-gefräste Nut vorgesehen, sodass die Faser darin in Klebstoffmatrix umgeben vor mechanischer Beschädigung während Herstellung des Bewehrungskorbs und anschließender Betonage bestmöglich geschützt ist. Die Fasern werden anschließend in radial drucksteifen, aber entlang ihrer Achse dennoch flexiblen Schläuchen mit einem Durchmesser  $D = 1,2 \text{ mm}$  auf Trägeroberseite aus dem Beton herausgeführt. Eine erste Referenzmessung wird noch vor Betonage durchgeführt, um eingepreßte Verzerrungen infolge Schwinden messen zu können. Zusätzlich sind in jedem der beiden Spannglieder vergleichsweise robuste optische Messkabel eingebettet, die

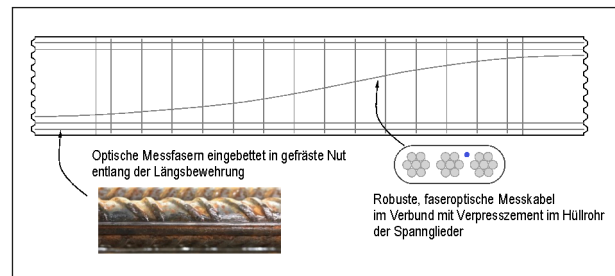


Bild 11: Faseroptische Messtechnik entlang der Längsbewehrung und im Spannglied

im Verbund mit erhärtetem Verpresszement lokale Dehnungszuwächse im Spannglied detektieren können. Der vielfache Einsatz der Messfasern in beiden Gurten dient einer möglichst redundanten Auslegung, sodass einzelne Ausfälle kompensiert werden können. Neben der unmittelbaren Information zur Verzerrung in den Gurten können die faseroptischen Messergebnisse in Kombination mit Auswertungen der digitalen Bildkorrelation einen Einblick in Formänderung, Rissbildung und Kinematik entlang des vorgespannten Balkenelements liefern. Der kontinuierliche Messpunktabstand entlang einer optischen Messfaser beträgt  $1,0 \text{ cm}$ . Die Messdatenerfassung erfolgt mit der Rayleigh-Reflektometereinheit ODISI-A der Fa. Luna.

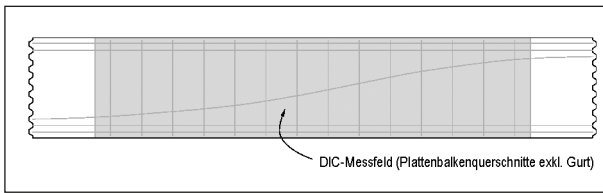


Bild 12: Schematische Darstellung zur Ausdehnung des DIC-Messfeldes

### Digitale Bildkorrelation

Digitale Bildkorrelation (DIC) dient der kontaktlosen, optischen Erfassung der Betonverzerrungen im Schubfeld. Beim Plattenbalkenquerschnitt wird nur die Stegeebene betrachtet. Hierzu wird zunächst ein stochastisches Muster auf die zu betrachtende Ebene aufgebracht. Dies ermöglicht die Korrelation der relativen Pixelverschiebungen in Abhängigkeit gewählter Facettengröße.

Es werden zwei 2D-Systeme, die jeweils eine Hälfte des Schubfelds erfassen, genutzt, sodass im Postprocessing eine Perspektivtransformation der Bild- daten vor der eigentlichen Bildkorrelation durchgeführt werden muss, um sicherzustellen, dass die Blickrichtung dem Normalenvektor der betrachteten Ebene entspricht. Die Auswertung der digitalen Bildkorrelation ermöglicht zusammen mit faseroptischen Messergebnissen eine gegenseitige Validierung, eine globale Verfolgung einsetzender Risskinematik und analytische Betrachtungen zur Entwicklung der lokal und lastabhängig veränderlichen Druckstrebenneigung. Die Ableitung einzelner, exponierter Traganteile wird nicht forciert, da einschlägige Beziehungen zur Quantifizierung der Traganteile an mitunter nicht repräsentativen Kleinkörperversuchen [Wal81] hergeleitet wurden. Die sequenzielle Bildaufnahme wird während des Versuchs mit einer Frequenz von 0,2 Hz durch einen externen Trigger der Versuchssteuerung deterministisch ausgelöst. Der Zeitpunkt einer Aufnahme wird zugleich in den Messdaten der Steuerung abgelegt, sodass eine nachträgliche Zuordnung wirksamer Schnittgrößen und sonstiger Messdaten zu jeder Aufnahme gewährleistet ist. Für die Bildaufnahme kommen Industriekameras (Fa. TELEDYNE DALSA, Modell GM10-M4040, 12 MP, Sensor Sony IMX253) mit Festbrennweitenobjektiv (Fa. Kowa, Modellserie LM16FCJ52) zum Einsatz. Die digitale Bildkorrelation erfolgt nach Perspektivtransformation der Bild- daten durch die Software DICe.

### 3.5 Versuchsergebnisse – Eigenständige Darstellung

Zunächst werden ausgewählte Messergebnisse für durchgeführte Versuche einzeln in äquivalenter Chronologie vorgestellt. Im Anschluss werden in Kapitel 3.6 die Versuchsergebnisse in Relation gesetzt und der Zielvorgabe verschiedener Ansätze zur Interpretation unterworfen. Der Einfluss des Längsbewehrungsgrades wird anhand ausgewählter Betrachtungen über die Versuchsserie hinweg bewertet. Die eigenständige Darstellung wesentlicher Versuchsergebnisse je Versuch bietet einen vollständigen Überblick zu wesentlichen Ergebnissen auf Basis konventioneller Messtechnik. Weiterführende Auswertungen unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus faseroptischer Messtechnik entlang der Längsbewehrung respektive im Hüllrohr und der digitalen Bildkorrelation finden sich zusammengefasst in Kapitel 3.6.

Die Auswertung in Kapitel 3.5 umfasst:

- **Querkraft – Durchbiegungskurven des betrachteten Systems**

Hierbei handelt es sich um die effektive Verformung des Prüfkörpers. Die Kompensation peripherer Einflüsse erfolgt durch Differenzbetrachtung der beiden Seilzugensoren in Feld- und Stützbereich.

- **Rissbildungszustand auf Bruchlastniveau (Foto und exzerpierte Risse)**

Kritische Schubrisse, Betonabplatzungen bzw. partieller Trägerausbruch sind hervorgehoben.

- **Verzerrung der Bügelschenkel auf Bruchlastniveau**

Abschnitte, die die Dehngrenze überschritten haben, sind eingefärbt dargestellt. Auf eine nicht-lineare Interpolation der DMS-Stützstellen, die definitiv einen realistischeren Verlauf der Bügeldehnungen ermöglicht, wurde bewusst verzichtet, um keine Pseudogenauigkeit zu suggerieren. Teilweise mündete die plastische Verzerrung eines Abschnitts eines Bügelschenkels bereits vor finaler Bruchlast in einem Bügelreißen oder aber innere Umlagerungen führen zu einer lokalen Entlastung eines Bügelabschnitts. Entsprechende Intervalle werden mit ihrem bereits

erreichten, validen Maximalwert berücksichtigt und gesondert durch einen Marker gekennzeichnet. Eine gänzliche Vernachlässigung bzw. eine isolierte Betrachtung auf Bruchlastniveau verfälscht die globale Aktivierung der Schubbewehrung. Zusätzlich ist in etwaigen Fällen immer auch der Verlauf der DMS-Verzerrungen auf Bruchlastniveau angegeben.

Zur Identifizierung eines betrachteten Versuchskörpers setzt sich dessen ID aus Querschnittsform (R: Rechteckquerschnitt, T: Plattenbalken) und dem Durchmesser der Längsbewehrung zusammen, vgl. Tabelle 1.)

**Korrektur zur Vorstellung der Messergebnisse im Zwischenbericht:** Die äußere, auf einen Versuchsträger wirkende Querkraft setzt sich aus aktiv aufgebrachtener Druckkraft der Vertikalzylinder und dem Eigengewicht der Lastplatte (45 kN) zusammen, welches bei der aktualisierten Darstellung aller Ergebnisse berücksichtigt wird.

### 3.5.2 T22

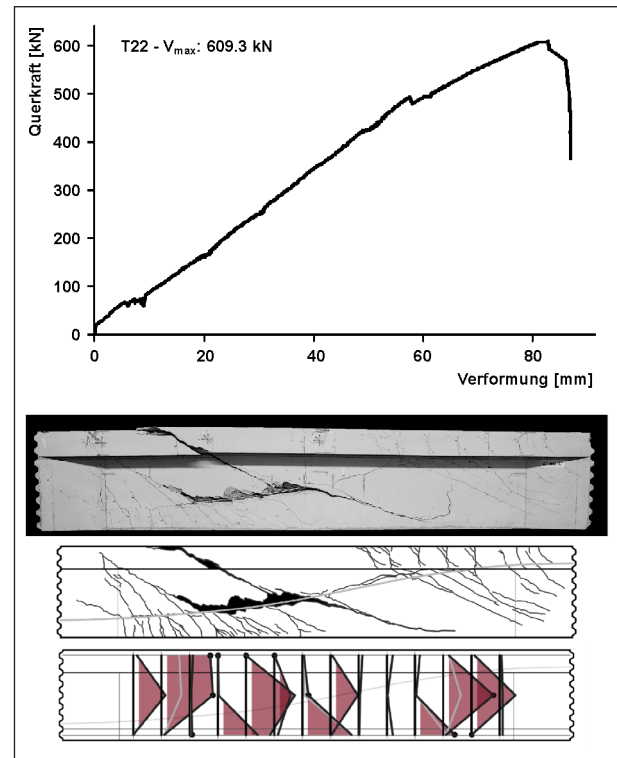


Bild 14: T22 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau

### 3.5.1 T25

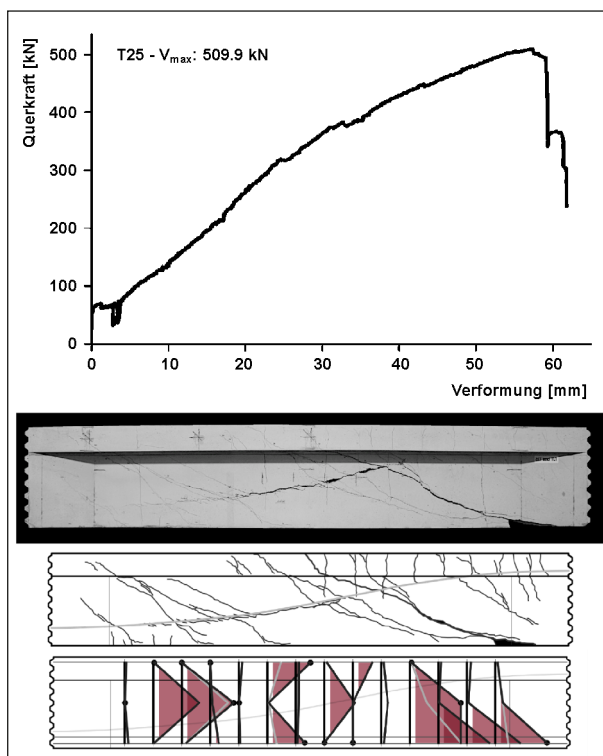


Bild 13: T25 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau

### 3.5.3 T18

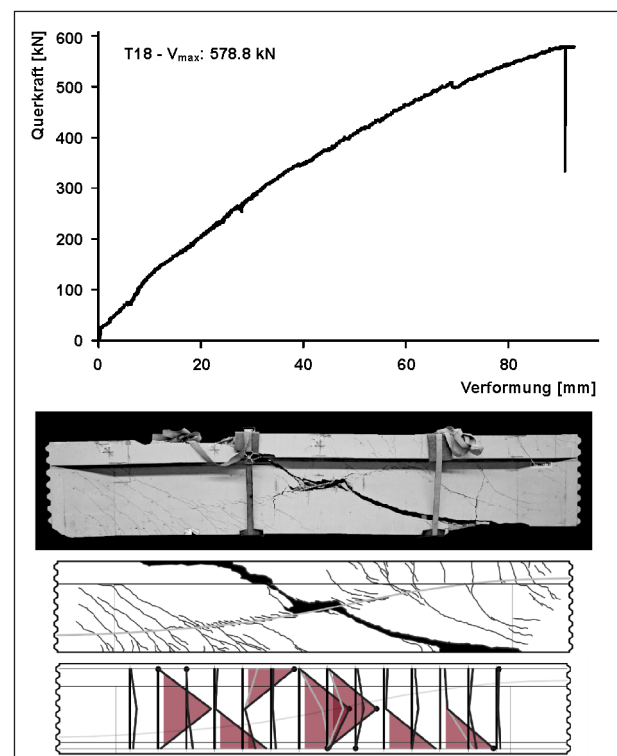


Bild 15: T18 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau

3.5.4 TG25

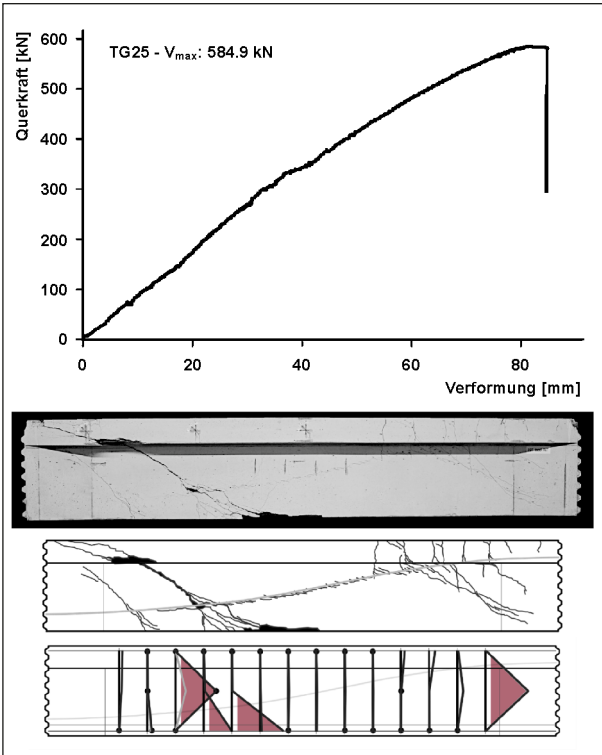


Bild 16: TG25 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau

3.5.6 R22

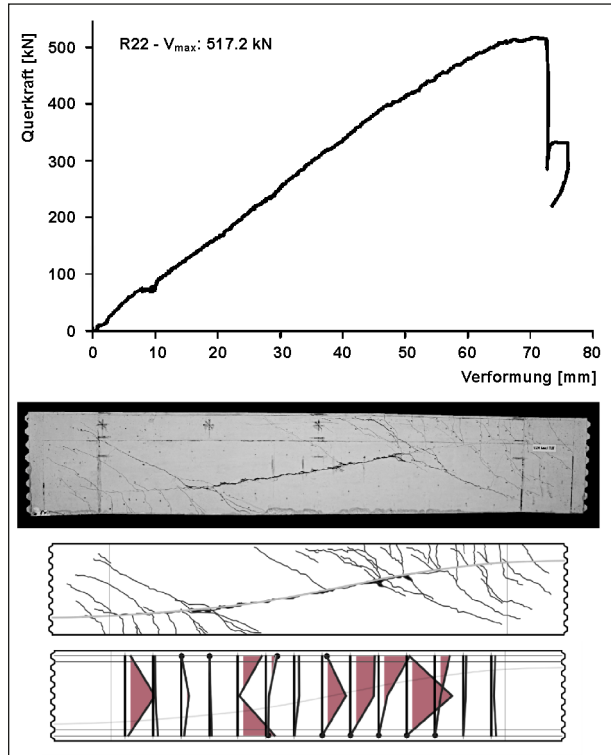


Bild 18: R22 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau

3.5.5 R25

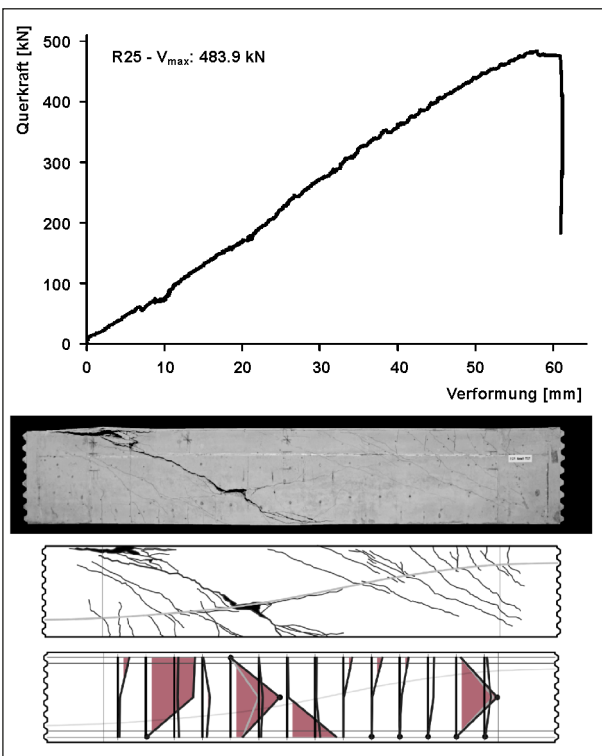


Bild 17: R25 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau

3.5.7 R18

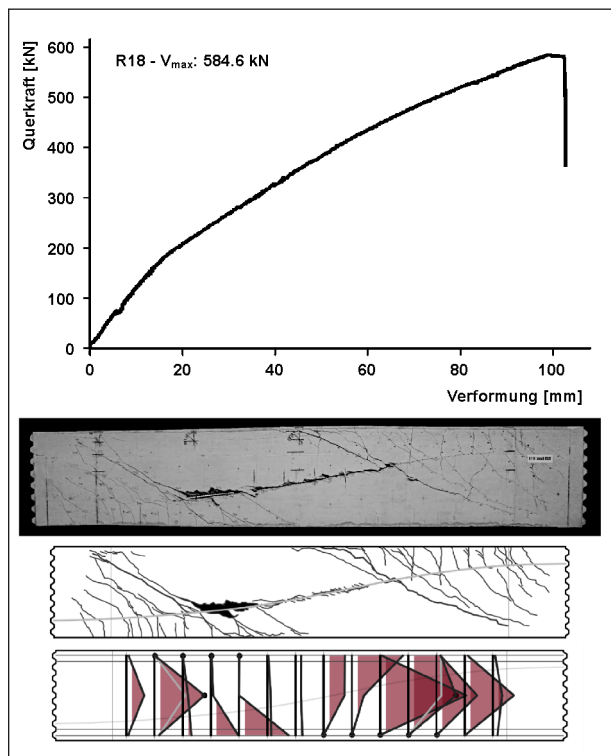


Bild 19: R18 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau

### 3.5.8 RG25

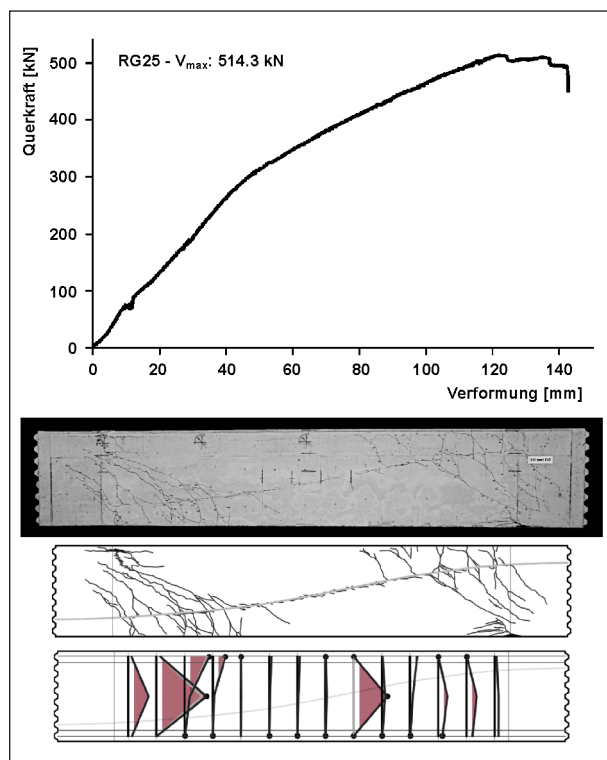


Bild 20: RG25 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau

### 3.5.9 DLT25

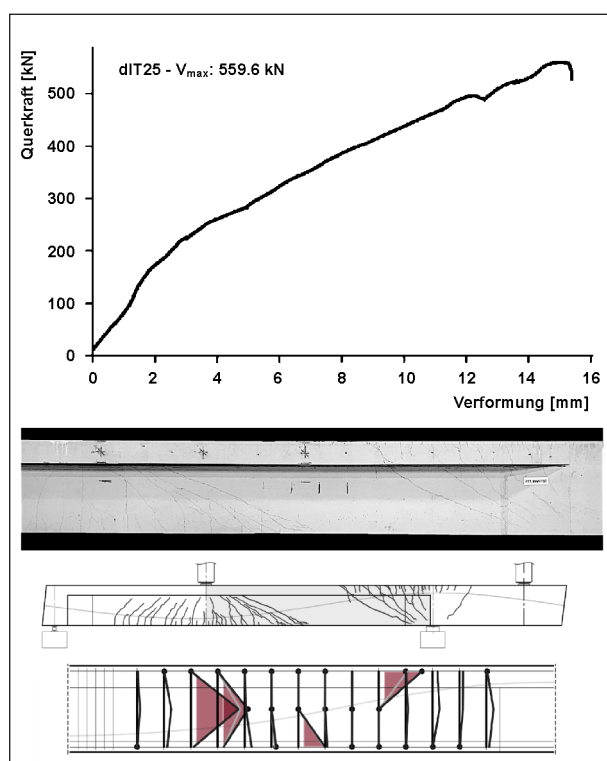


Bild 21: DLT25 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau

## 3.6 Versuchsergebnisse – Korrelierte Auswertung

### 3.6.1 Einfluss des Längsbewehrungsgrades

Eine erste vergleichende Betrachtung der auf die Betondruckfestigkeit normierten, erreichten Traglasten durchgeführter Versuche zeigt einen leicht positiven Einfluss geringerer Längsbewehrungsgrade bezogen auf jeweils erreichte Tragfähigkeit. Dieser Eindruck bedingt allerdings, dass diese hier gewählte, gängige normierte Darstellung den Einfluss der Betondruckfestigkeit zutreffend wiedergibt. Im Wesentlichen ist das innere Kräftegleichgewicht im Bruchzustand von allgemeiner Systemverzerrung und den Steifigkeitsverhältnissen der Zuggurte und dem gerissenen Druckspannungsfeld im Steg in Interaktion mit kreuzender Bewehrung und Spanngliedern abhängig. Eine wesentliche Erkenntnis liegt in dem Umstand, dass ein unter betrachteter konstruktiver Durchbildung der Balkenelemente reduzierter Längsbewehrungsgrad die Schubtragfähigkeit trotz zunehmender mittlerer Längsverzerrung nicht negativ beeinflusst. Dies ist allerdings an den initial moderaten Vorspanngrad gekoppelt, da so unter zunehmender Last eine erhebliche Mobilisierung eines Dehnungszuwachses in den Spanngliedern das Kräftegleichgewicht in den Schnittufern unter maximaler Biegung aufrecht erhalten kann. Die Ausnutzung der Dehngrenzen des gemischt bewehrten Zuggurts wird nachfolgend für Feld- und Stützquerschnitte aufgezeigt.

Für eine definierte Einschätzung versagensinitiiender Zustandsgrößen ist die weitere Auswertung der gewonnenen Messdaten notwendig. Über die Versuchsreihe hinweg ist zu beobachten, dass mit abnehmendem Längsbewehrungsgrad die Fortpflanzung und finale Öffnung des kritischen Schubrisses deutlich weniger duktil einsetzt und insbe-

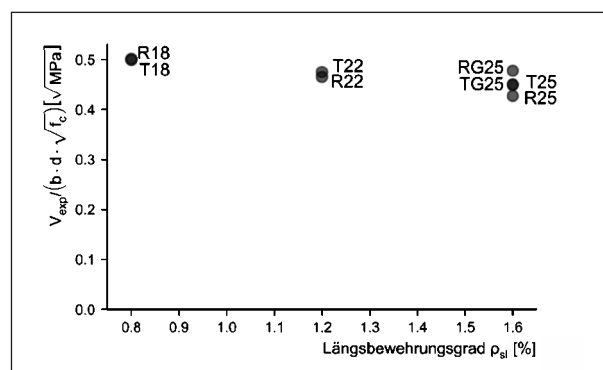


Bild 22: Normierte Querkräfttragfähigkeit in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades



sondere der Versuchsträger T18 extrem sprödes, schlagartiges Versagen aufweist. Diese Beobachtungen sind ein Indiz dafür, dass die Systemduktilität eines Querkraftversagens nicht unmittelbar und ggf. nicht vorrangig durch den Schubbewehrungsgrad gesteuert wird, sondern auch der Längsbewehrungsgrad hierfür berücksichtigt werden sollte.

**Verzerrungen und Spannungen im Anschnitt des Schubfeldes auf Bruchlastniveau**

Die Querschnitte in Feld- und Stützbereich vor Aufweitung der Vouten werden unter Biegung aus wirksamer Querkraft und Normalkraft aus Vorspannung bei Berücksichtigung der versuchsspezifischen Betondruckfestigkeit und vorhandener Längsbewehrung bewertet. Längsverzerrungen und resultierende Spannungen aus erreichten Lasten werden den korrespondierenden Zuständen der Querschnittskapazität gegenübergestellt. Die Betondruckfestigkeit für eine Parabel-Rechteck-Arbeitslinie wird zu  $f_c = f_{c,cyl} \cdot 0.85$  angenommen. Der Reduktionsfaktor dient der vereinfachten Umrechnung der Zylinderfestigkeit auf die Bauwerksfestigkeit. Die Untersuchung bildet eine konventionelle Querschnittsbetrachtung ohne Berücksichtigung einer Interaktion mit dem Schubtragverhalten des Systems ab. Es wird jeweils ein Balkendiagramm mit Subbalken für Feld und Stütz je Versuch ausgegeben, die Tastversuche mit glatter Längsbewehrung sind von dieser Betrachtung ausgenommen, da das reduzierte Verbundverhalten der glatten Stäbe die Hypothese einer ebenen Dehnungsverteilung über den Querschnitt verletzt.

Neben den versuchsspezifischen Materialkennwerten für Beton und Längsbewehrung finden die sofortigen Vorspannverluste Berücksichtigung. Da ausgehend vom Schnittufer des Stütz moments vorgespannt wird, verbleibt hier dementsprechend eine

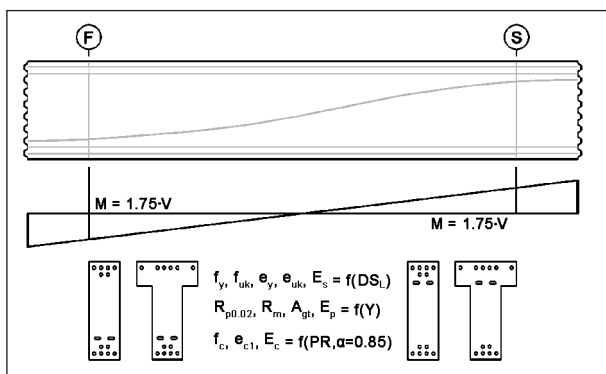


Bild 23: System, Momentenverlauf und betrachtete, definierte Querschnitte

leicht geringere Vorspannung aus Keilschlupf. Bild 24 und Bild 25 zeigen die Mobilisierung des abgestuften Längsbewehrungsgrades respektive die globale Querschnittskapazität unter erreichter Schubtragfähigkeit. Es wird ersichtlich, dass die Längsbewehrung der beiden Konfigurationen R18 und T18 unter jeweils erreichten Bruchlasten in dieser Modellbetrachtung beinahe die Dehngrenze erreicht. Eine plastische Verfestigung wird im Rahmen dieser Betrachtung vernachlässigt. Ein Überschreiten der Dehngrenze und bereits einsetzende, plastische Verzerrungen lassen sich auch anhand der faseroptischen Messdaten entlang der Längsbewehrung in Kapitel 3.6.4 belegen.

Trotz kritischer Ausnutzung der schlaffen Längsbewehrung in den Gurten bleibt die Querschnittskapazität unter Biegung aus Bruchquerkraft und Normalkraft aus Vorspannung etwas zurück, da die vorhandene, moderat vorgespannte Spannstahlfläche entsprechenden Dehnungszuwachs mobilisieren kann und das innere Kräftegleichgewicht aufrecht

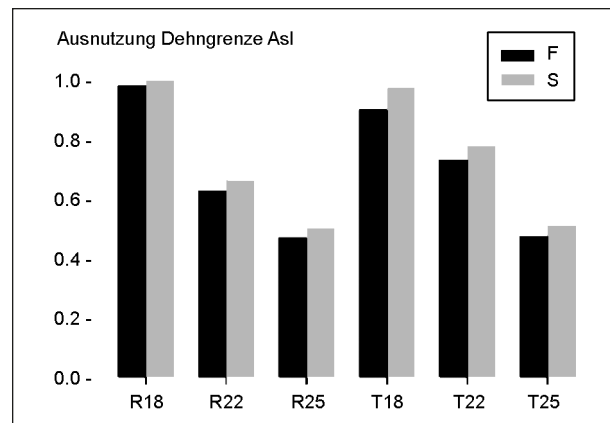


Bild 24: Ausnutzung der schlaffen Längsbewehrung in definierten Querschnitten unter erreichter Schubtragfähigkeit

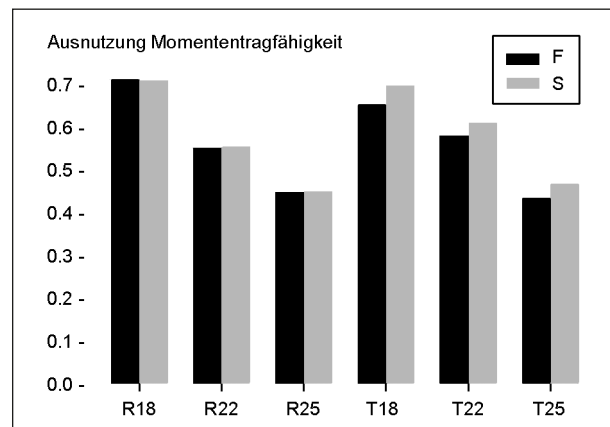


Bild 25: Ausnutzung der Querschnittskapazität aus Biegung mit Normalkraft in definierten Querschnitten unter erreichter Schubtragfähigkeit

erhält. Beobachtete Bruchmechanismen bei in die Druckzone vordringenden Schubrisen und im Vorfeld der Traglast signifikanter Einschnürung der Betondruckzone relativieren aber ein hier vermeintlich vermutetes Delta weiterer Laststeigerung bei stringentem Blick auf die Biegetragfähigkeit. Ein reduzierter Hebelarm und gleichzeitig weichere Verbundbedingungen der Spannglieder lassen nur noch eine marginale Laststeigerung vor Bildung eines Fließgelenks erwarten.

### 3.6.2 Schubrisslasten

Folgende Bilder zeigen die Schubrisslasten untersuchter Träger. Zur Definition einer effektiven Schubrislast wird die Aktivierung eines ersten Bügels über einen Schwellenwert von 500  $\mu\text{m/m}$  herangezogen. Jedes Bild enthält alle Bügel-DMS und berechnete min-, mean-, und max-Kurven, vgl. Bild 26. Ausgehend von dieser Datengrundlage erfolgt eine vergleichende Betrachtung aller Versuche zu

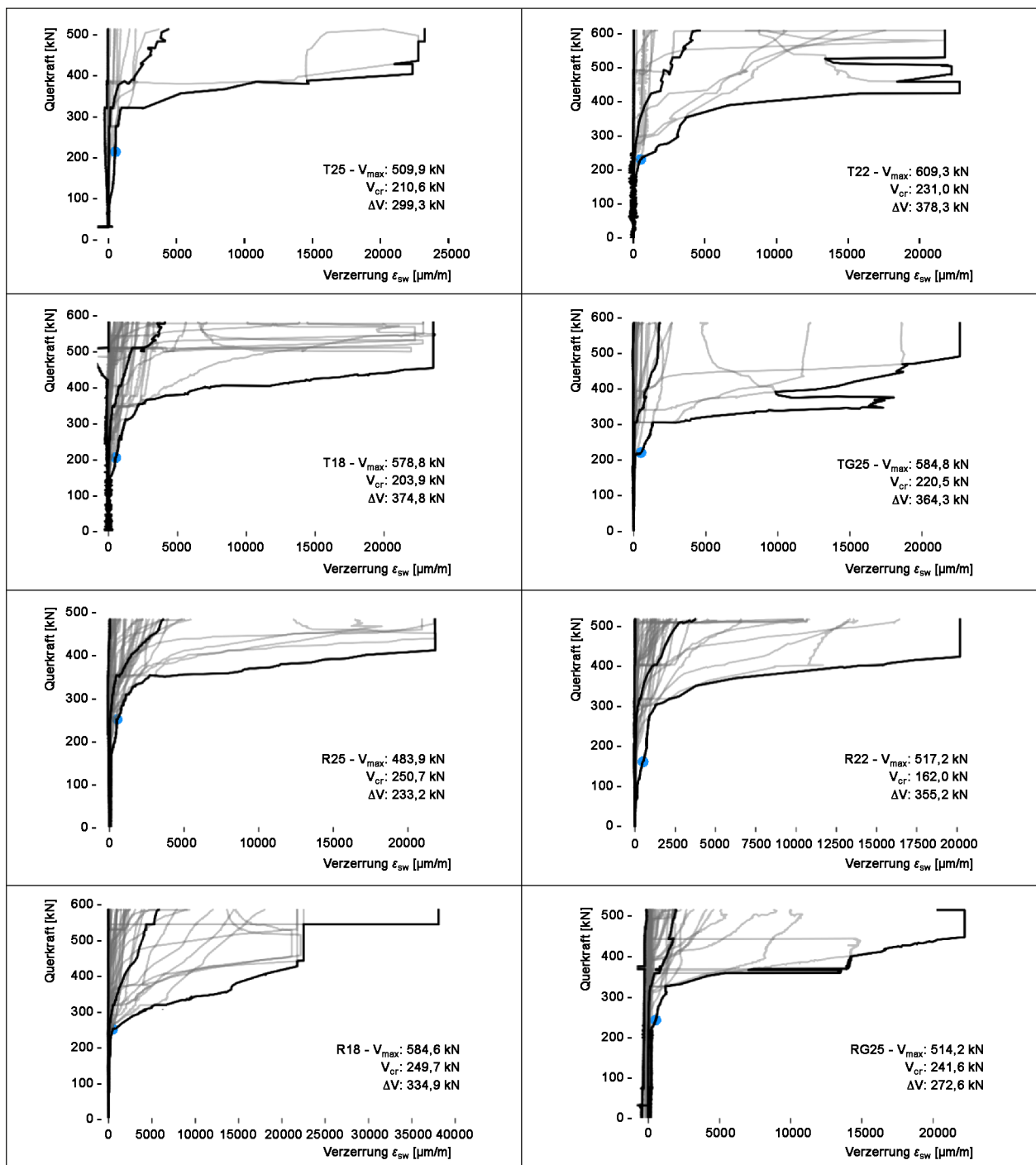


Bild 26: Bügelaktivierung und abgeleitete Schubrisslasten untersuchter Träger

erreichten Schubrislasten und anschließendem Lastdelta, das Schubrislast und finale Bruchlast trennt, vgl. Bild 27. Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass die Klassifikation erreichter Schubrislasten damit einhergeht, dass die schiefen Hauptzugspannungen überschritten werden. Damit ist dieser Übergang in erster Linie von der Vorspannung abhängig; die Längsbewehrung besitzt keinen prägenden Einfluss. Diese Auswertung plausibilisiert diese Annahme, da die Schubrislast ohne erkennbare Kausalität zum Längsbewehrungsgrad um einen Mittelwert von 220 kN streut. Im weiteren Belastungsverlauf entscheidet die Verzerrung in den Gurten über das Verformungsvermögen und das weitere Lastdelta hin zur Bruchquerkraft. Mit Ausnahme von R25 sind in allen Versuchen mit Erreichen der Schubrislast noch nicht

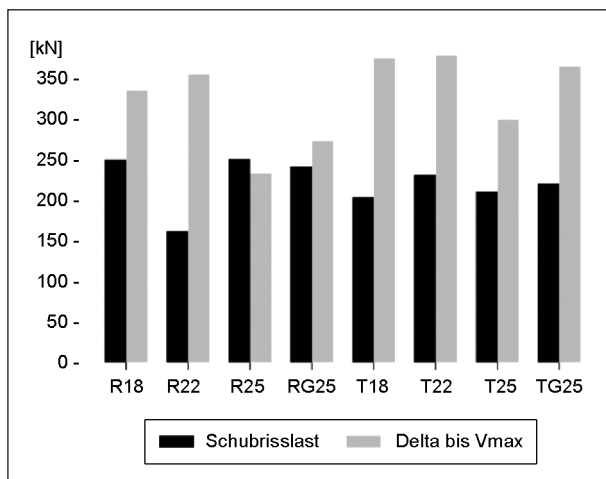


Bild 27: Schubrislasten und Lastdelta bis Vmax auf Basis aktivierter Bügel zur Klassifizierung

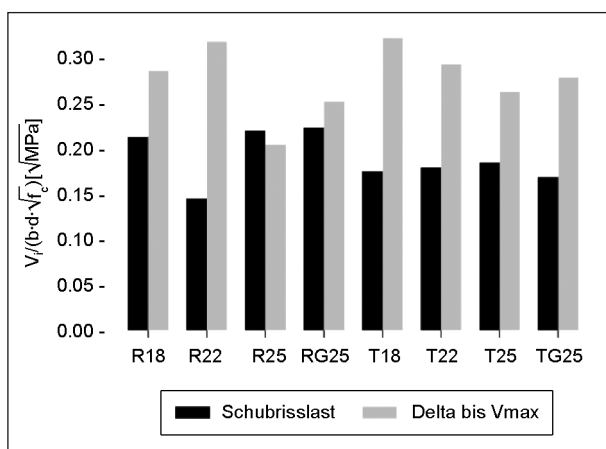


Bild 28: Normierte Darstellung von Schubrislasten und Lastdelta bis Vmax auf Basis aktivierter Bügel zur Klassifizierung

50 % der finalen Schubtragfähigkeit erreicht. Ein ausgeprägtes Verformungsvermögen, ausgeprägte Schubrisbildung und Umlagerungen der inneren Kräfte kündigen die finale Systemtragfähigkeit an. Auch auf Basis dieser begrenzten Datengrundlage wird ersichtlich, dass vorgespannte Balkentragwerke auch bei reduziertem Längsbewehrungsgrad im Vergleich zum Gros des experimentellen Literaturbestandes ein günstiges Ankündigungsverhalten zeigen und im Falle vorliegender Randbedingungen sogar die Schubtragfähigkeit positiv beeinflusst wird.

### 3.6.3 Entwicklung der Schubriswinkel

Die Entwicklung der Schubriswinkel erlaubt Rückschlüsse auf die globale Neigungsentwicklung der Druckstreben im Schubspannungsfeld und plausibilisiert die Aktivierung kreuzender Bügelbewehrung. Alle Träger verfügen über das gleiche Maß an Schubbewehrung, Spannstahl und Vorspanngrad. Wesentliche Veränderungen der Druckfeldneigungen in Feld- und Stützbereich unter zunehmender Last lassen sich damit vorrangig auf Querschnittsform und Längsbewehrungsgrad zurückführen. Nachstehende Auswertung zur Entwicklung kritischer Druckstrebenneigungswinkel basiert auf den Auswertungen der digitalen Bildkorrelation der Schubfelder. Hierbei werden die dominanten Schubrisse unter jeweiliger Laststufe mittels Principal Component Analysis (Transformation der Hauptachsen einer Risskontur) betrachtet und so mittlere Neigungswinkel bestimmt. Eine übersichtliche Darstellung aufgenommener Rissentwicklung für alle Versuche findet sich in Anhang A.3. Ein markantes, unterscheidendes Merkmal auf Grundlage der Querschnittsform ist nicht zu erkennen. Vielmehr zeigen alle Versuche im Gros eine erwartbare Entwicklung kritischer Schubriswinkel: Unter zunehmender Last und fortschreitender Rissbildung/Schädigung bildet sich das gerissene Druckspannungsfeld im Zuge einer fortwährenden Umlagerung der inneren Kräfte immer flacher aus, solange dies die Kompatibilität der Verzerrungen in Stahl und Beton erlauben. Über die Abstufung des Längsbewehrungsgrades betrachtet, erlaubt die gesteigerte Verzerrung in den Gurten noch flacher geneigte Schubriswinkel (min.  $\beta_r = 15^\circ$  für T18\_S) und ermöglicht eine extrem flache Druckbogenneigung, die die erreichten Traglasten ermöglicht.

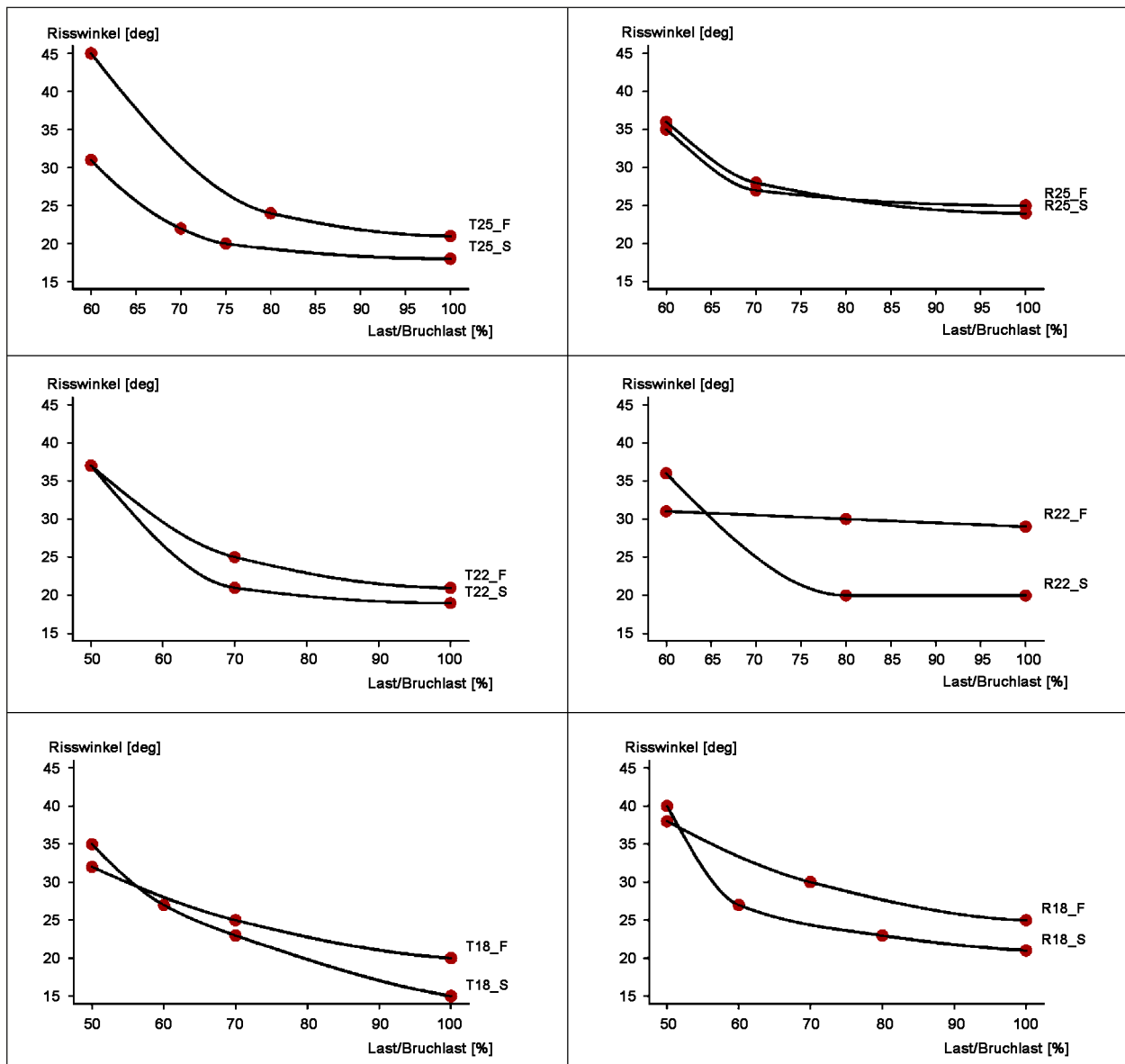


Bild 29: Entwicklung kritischer Schubrisswinkel untersuchter Träger

### 3.6.4 FOS Auswertungen

Folgende Auswertungen zeigen erreichte Verzerrungen der faseroptischen Messungen entlang der Längsbewehrung für die letzte valide Messung, sofern die Faser bis zum Erreichen der Schubtragfähigkeit intakt ist. Es werden jeweils die FOS-Daten zur Verzerrung in beiden Gurten angegeben. Mit Ziel einer anschaulichen Gegenüberstellung werden die Messergebnisse einer Faser über/unter dem zugeordneten Gurt der Systemkontur abgebildet. Der Versatz des Nulldurchgangs zwischen oberer und unter Lage ist dem anwachsenden Versatz-

maß aus Zugkraftdeckung zuzuordnen. Einzelne Biegerisse mit starker Rissöffnung führen zu lokalen Dehnungsspitzen über das globale Profil hinaus. Zusätzlich lässt sich mit einsetzender Bruchkinematik auch die Dübelwirkung der Gurtbewehrung identifizieren, vgl. R22. Dieser Effekt zeigt sich auch bei mehreren Versuchen im Nachbruchbereich. Bei glatter Längsbewehrung zeigt sich zunächst eine Verteilung der Verzerrungen affin zum Momentenverlauf. Mit zunehmender Last wird der Reibverbund aber vollständig ausgenutzt, sodass glatte Längsbewehrung bis zur finalen Bruchquerkraft hin fast vollständig unter Zug steht (keine Endhaken!).

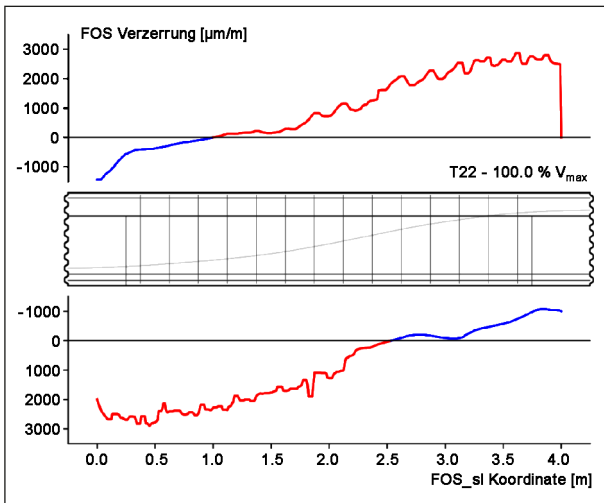


Bild 30: T22 – Verzerrung entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau

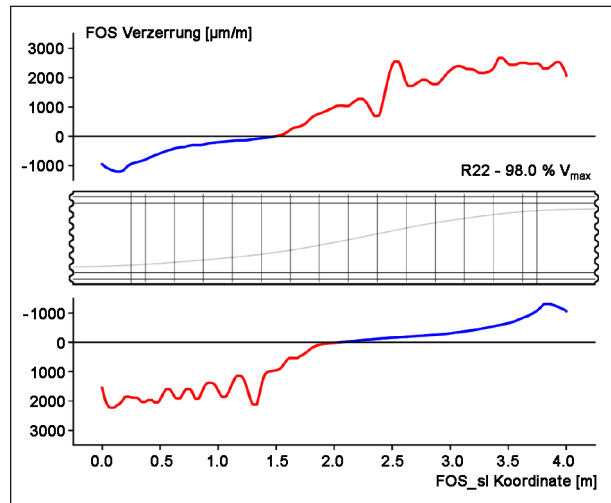


Bild 33: R22 – Verzerrung entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau

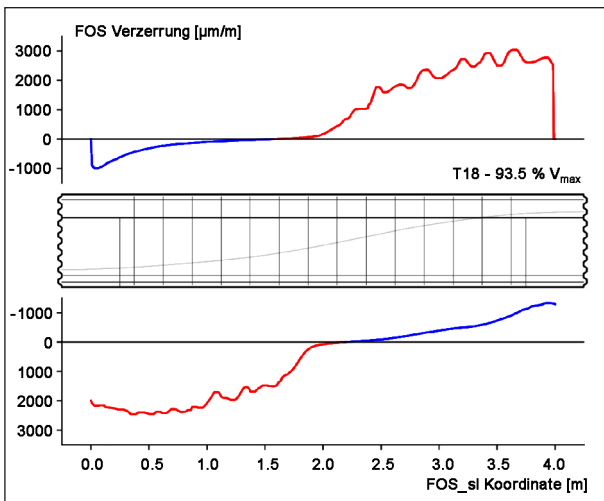


Bild 31: T18 – Verzerrung entlang der Längsbewehrung auf kurz vor Bruchlastniveau

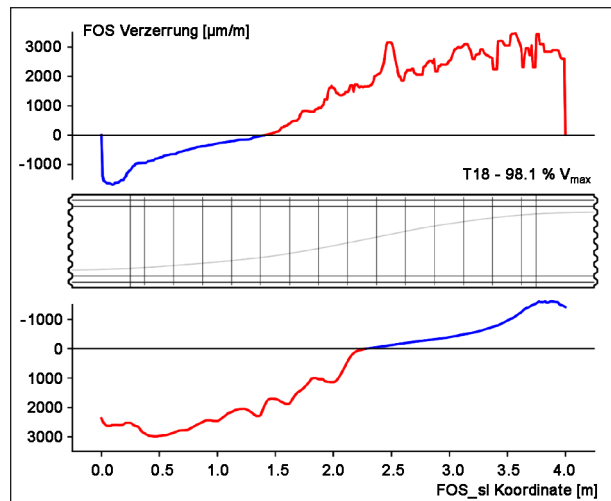


Bild 34: R18 – Verzerrung entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau

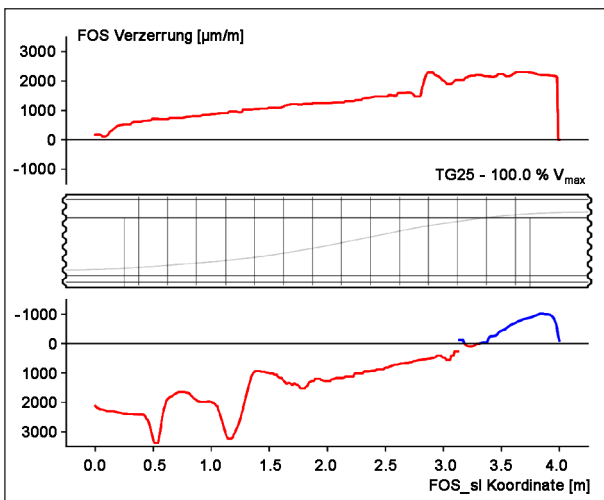


Bild 32: TG25 – Verzerrung entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau

### 3.6.5 Dehnungszuwachs im Spannglied

Zur Untersuchung möglicher Dehnungszuwächse in den Spanngliedern wird in den Hüllrohren jeweils eine robuste, optische Messfaser geführt. Über den Verbund mit dem Verpresszement erfährt die Faser analog zu den Litzen im Hüllrohr eine mögliche Dehnung, vgl. Bild 35. Der Verbund der Komponenten und der Layeraufbau im Messkabel selbst führen zu einer reduzierten Schubsteifigkeit in dieser Betrachtung, sodass die Messergebnisse der robusten Messfasern unter Berücksichtigung zusätzlicher Kleinversuche, die eine sichere Aussage zur resultierenden Zugkraft im Verbundsystem einer im Hüllrohr verpressten Litze erlauben, zu quantifizieren sind. Für im Weiteren relevante Größenordnungen betrachteter Dehnungszuwächse kann der Quotient aus FOS-Dehnung und analytisch zu erwartender Dehnung im Spannstahl zu 0.95 angenommen werden.

Die robusten optischen Messfasern sind nicht in allen Versuchen über gesamte Versuchsdauer intakt. Im Folgenden werden nur die Ergebnisse der Fasern präsentiert, die für mindestens 75 % der finalen Bruchlast valide Ergebnisse liefern. In sonstigen Fällen kann ab einem gewissen Zeitpunkt das rückgestreute Rayleigh-Spektrum des Lasers keine zufriedenstellende Kreuzkorrelation der Messwerte mehr erzielen oder die Faser ist unmittelbar nach

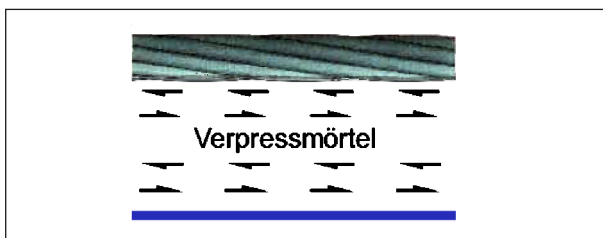


Bild 35: Interaktion der optischen Messfaser im Hüllrohr mit Verpresszement und Spannstahl-Litzen

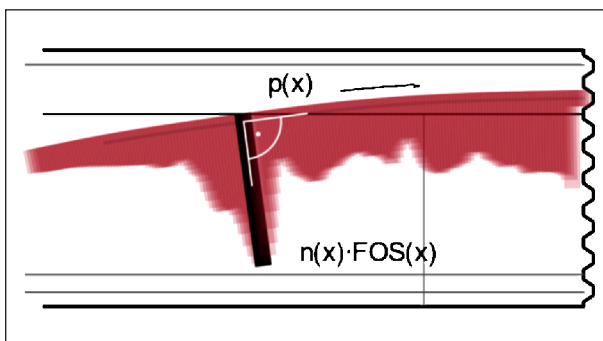


Bild 36: Methodik zur Darstellung der FOS-Daten entlang der Spanngliedachse

Vorspannen und mögliche Quetschungen zerstört. Zur besseren Nachvollziehbarkeit wird der Verlauf der Dehnungen nicht über eine horizontale Achse aufgetragen, sondern entlang der gekrümmten Spanngliedgeometrie aufgetragen. Die Ausrichtung eines einzelnen Messwerts wird durch den Normalenvektor über die diskretisierte Länge der Spanngliedachse ermittelt, die Länge des Vektors entspricht dem Messwert selbst.

Auf diesen Daten aufbauend ist eine Auswertung zum Spannungszuwachs in den Schnittufern des Balkenelements möglich. Hierzu werden die induk-

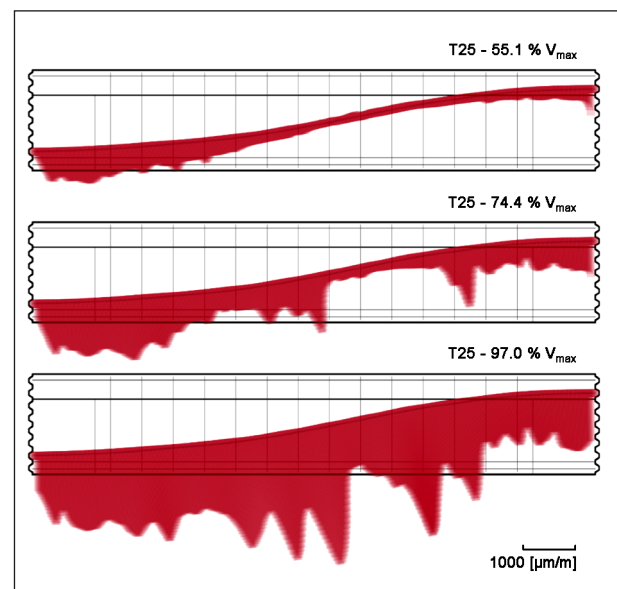


Bild 37: T25 – Dehnungszuwachs im Spannglied für ausgewählte Belastungsstufen

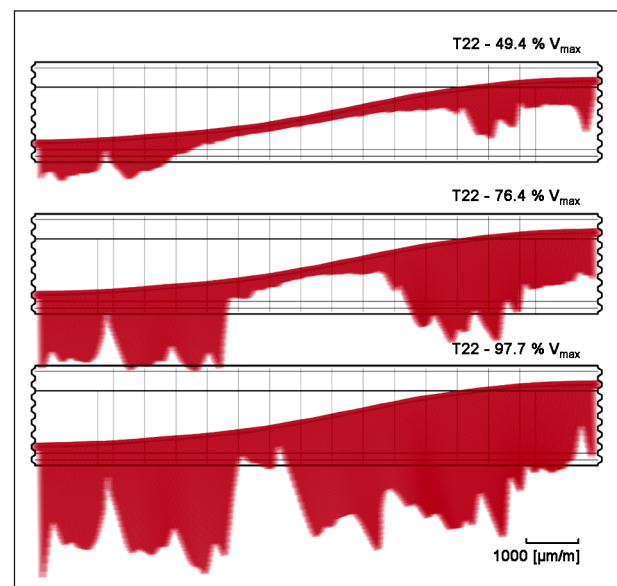


Bild 38: T22 – Dehnungszuwachs im Spannglied für ausgewählte Belastungsstufen

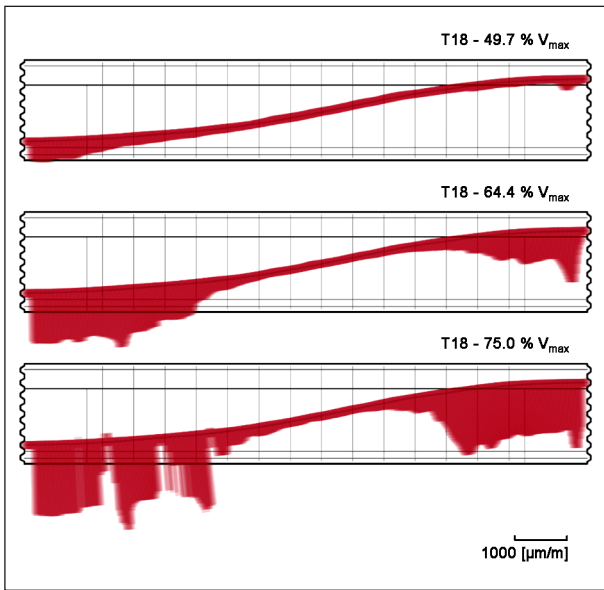


Bild 39: T18 – Dehnungszuwachs im Spannglied für ausgewählte Belastungsstufen

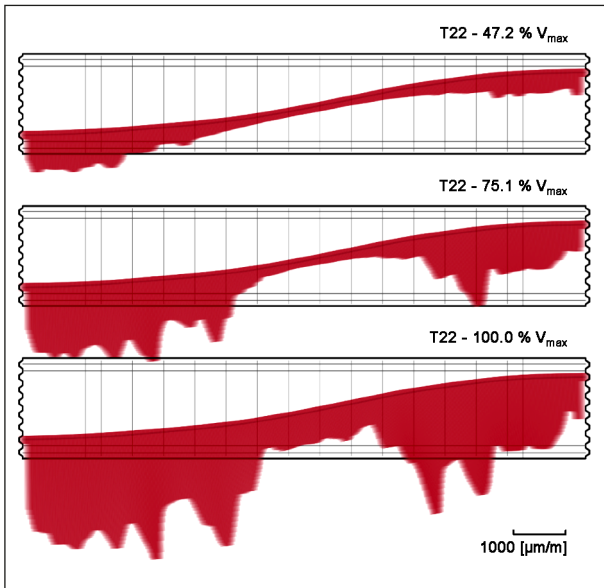


Bild 40: R22 – Dehnungszuwachs im Spannglied für ausgewählte Belastungsstufen

tiven Wegsensoren, die die Fugenklaffung in definiertem Versatz zur gezogenen Randfaser des Balkens messen, in Abgleich mit den Ergebnissen der faseroptischen Verzerrungen in Längsbewehrung und Spanngliedachse genutzt. Die konstitutive Bestimmung effektiver Spannungszuwächse in den Litzen stützen sich auf besagte Kleinkörperversuche an verpressten Litzen, wo neben der Verzerrung der optischen Messfaser im Verbund mit dem Verpresszement im Hüllrohr auch die definierten integralen Zugkräfte in einer Litze bekannt sind.

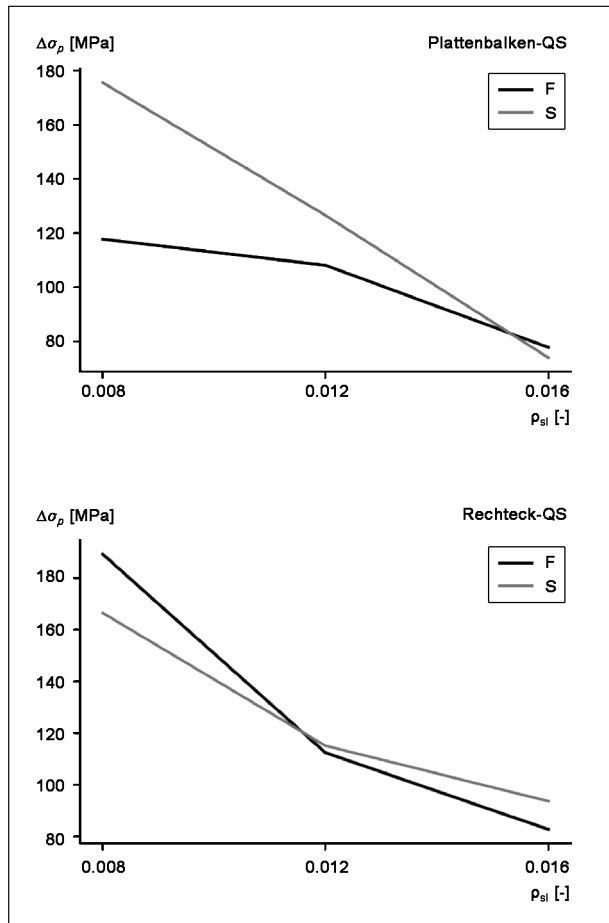


Bild 41: Spannungszuwachs in Spanngliedern; getrennte Betrachtung für Feld- und Stützquerschnitt bei Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitten

Bild 41 zeigt die quantifizierten Spannungszuwächse. Im Zuge dieser Auswertung werden die Tastversuche TG25 und RG25 nicht berücksichtigt, da das deutlich schwächere Verbundverhalten der glatten Bewehrung und damit einhergehende überproportional starke Fugenklaffung mit den Annahmen der ebenen Dehnungsverteilung im betrachteten Schnittufer nicht vereinbar ist. Die Entwicklung der Spannstahlmobilisierung erscheint plausibel, nachdem die Zuwächse im Stützbereich für Plattenbalken und Rechteckquerschnitt in der gleichen Größenordnung um  $\Delta\sigma_p \approx 170$  MPa liegen und auch der Rechteckquerschnitt im Feld (symmetrischer Querschnitt und konstruktive Durchbildung) diese Marge erreicht, während der Plattenbalkenfeldquerschnitt mit Druckzone aus Biegung im profilierten Gurt lediglich  $\Delta\sigma_p \approx 120$  MPa erreicht. Bei Fließen der Längsbewehrung wird ein weiteres Inkrement aufgebracht Biegung entsprechend der inneren Steifigkeitsverhältnisse durch eine Verschiebung der Druckresultierenden im Gurt und einhergehender Anpassung des Hebelarms aufgenommen, da

dies einen steiferen inneren Widerstand im Vergleich zu einer weiteren Mobilisierung der vergleichsweise weichen Spannstahlverbundbedingung darstellt.

### 3.6.6 Vergleichsbetrachtung Versuchsmimik

Die auf Querschnitt und Zylinderdruckfestigkeit bezogenen Querkrafttragfähigkeiten ( $V_{exp}/(b \cdot d \cdot \sqrt{f_c})$ ) der Versuche T25 und DLT25 weichen lediglich um 0,7 % voneinander ab (T25:  $0.450 \sqrt{\text{MPa}}$ , DLT25:  $0.453 \sqrt{\text{MPa}}$ ). Nachfolgend werden weiterführende Indikatoren zum Tragverhalten von Substruktur und Referenzträger verglichen, um so gemeinsame oder divergierende Charakteristika unter zunehmender Belastung herauszuarbeiten. Grundsätzlich erfahren Balkenelemente, die unter Anwendung der Substrukturtechnik geprüft werden, größere Verformungen und in sich verträgliche Endrotationen im Vergleich zu konventionellen Balkensystemen (vgl. BASt FE 15.0591). Dies ist in erster Linie auf die Randbedingungen des Versuchsstandes zurückzuführen. Die trocken vorgespannten Schnittufer mit Schubnockenprofilierung bieten eine kraftschlüssige Verbindung zu den Belastungs- und Reaktionsplatten, erlauben allerdings infolge lokal reduzierter Steifigkeit und potenziellen Imperfektionen in der lokalen Profilierung größere Systemverformungen und Rotationen, sodass sich das System erst mit zunehmender Belastung satt einspannt. Die möglichen Unterschiede im effektiven Trag- und Verformungsverhalten des relevanten Schubfeldes konzentrieren sich damit auf die Diskontinuitätsbereiche an Lasteinleitung und Auflager. So zeigt beispielsweise die Lasteinleitung in Abhängigkeit der lokalen Kontaktsteifigkeit der einzelnen Schubnocken zu Beginn eine verteilte Lastübertragung, die einer indirekten Lasteinleitung (verschmierter Kraftschluss über die Querschnittshöhe) ähnelt. Mit zu-

nehmender Last konzentriert sich die Lasteinleitung auf die obersten beiden Schubnocken, sodass sich analog zu einer Punktlast aus auf dem Druckgurt aufsetzendem Lastzylinder der Fächer einer Einzelast über die Querschnittshöhe ausbildet.

Für die Entwicklung der Rissbildung in Feld- und Stützbereichen sei auf Anhang A.3 verwiesen. Analog zu Kapitel 3.6.3 wird nachstehend in Bild 42 die Entwicklung kritischer Schubrisswinkel auf Basis der DIC-Auswertungen vorgestellt. Die Schubrissbildung im Stützbereich des Referenzträgers DLT25 ist deutlich weniger ausgeprägt als das Substruktur-Pendant T25, wo sich auch bereits frühzeitig flache Risswinkel einstellen. Die stark verschmierte Schubrissbildung unter Lasteinleitung im Feld bei DLT25 zeigt erwartbare Unterschiede zur Substruktur, nachdem hier neben lastinduzierter Diskontinuität auch die Voutenaufweitung im Schnitrufer den Spannungszustand beeinflusst. Bei abstrahierter Betrachtung der Entwicklung der kritischen Schubrisswinkel gleichen sich die Systeme unter zunehmender Last weiter an.

Im Folgenden wird die Entwicklung der Verzerrungen über die Betondruckzone an ausgewählten Stellen anhand von DMS-Messdaten für Substruktur und Referenzträger vergleichend betrachtet. Da diese diskreten Messstellen nur valide Messdaten liefern, solange lokale Rissbildung in unmittelbarer Umgebung und eine damit einhergehende, sprunghafte Entwicklung der Verzerrungen ausbleiben, wird die Gegenüberstellung der Daten lediglich bis auf ein Lastniveau einsetzender Schubrissbildung (max 300 kN Querkraft) betrachtet. Die Betonverzerrungen zeigen eine hohe Affinität in ihrer Entwicklung, die die Prämisse gleichwertiger Schnittgrößenverhältnisse und Beanspruchungszustände von Substrukturtechnik und Referenzversuch stützen.

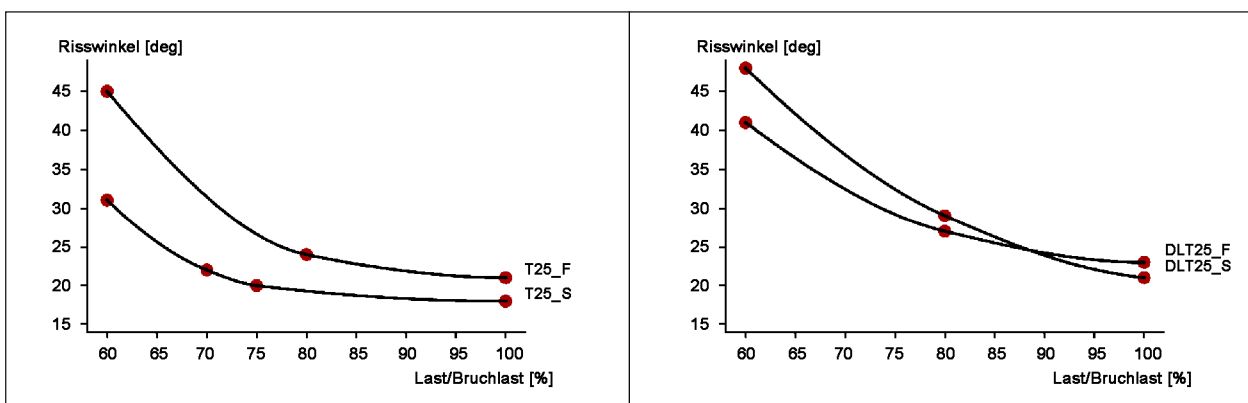


Bild 42: Vergleichsbetrachtung Versuchsmimik: Entwicklung kritischer Schubrisswinkel



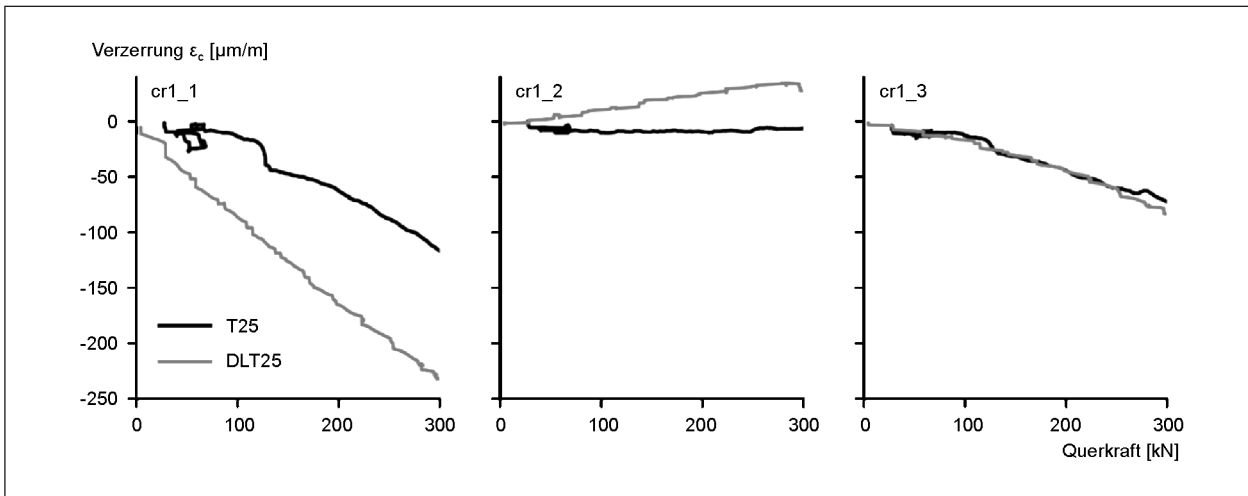


Bild 43: Beton-DMS – Achse Druckgurt unmittelbar an Lasteinleitung

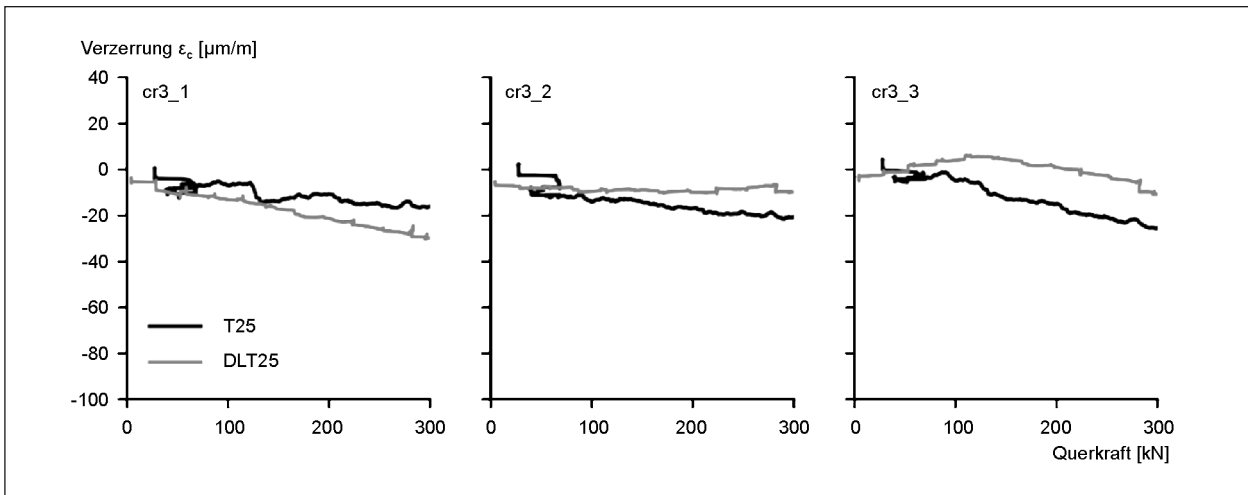


Bild 44: Beton-DMS – Achse Druckgurt in der Mitte des Schubfeldes (Momentennulldurchgang nach Balkentheorie)

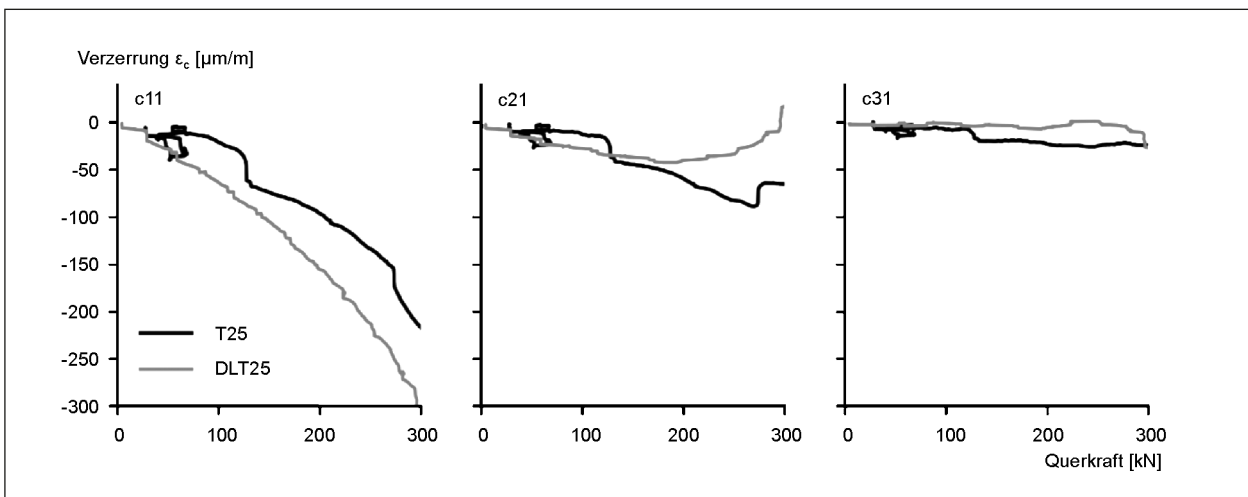


Bild 45: Beton-DMS unmittelbar an Lasteinleitung über Querschnittshöhe

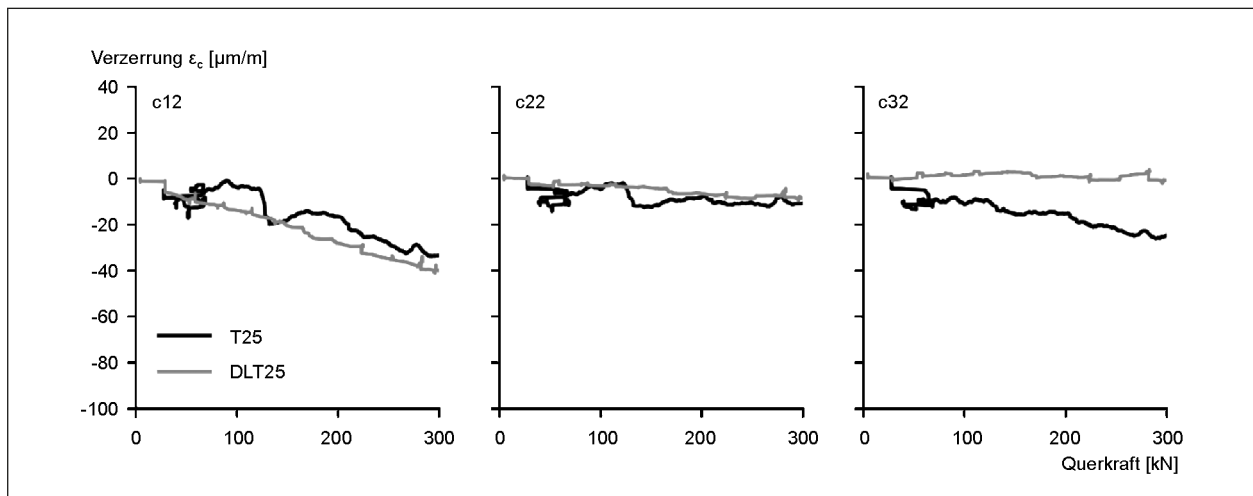


Bild 46: Beton-DMS in der Mitte des Schubfeldes (Momentennulldurchgang nach Balkentheorie) über die Querschnittshöhe

### 3.7 Versuchsergebnisse – Zusammenfassende Erkenntnisse

Die durchgeführten Traglastversuche an vorgespannten Balkenelementen mit geringem Schubbewehrungsgrad und die Analyse der Messergebnisse lassen folgende, zusammenfassende Schlussfolgerungen zu:

- Alle Träger der Versuchsserie mündeten in einem Schubversagen. Das Versagen kann unter Berücksichtigung der gesamten Belastungshistorie ausnahmslos als klassisches Biegeschubversagen klassifiziert werden. Unter starker Rissöffnung kommt es zu einem Reißen der Querkraftbewehrung. Insbesondere die Plattenbalkenquerschnitte zeigen vor Erreichen der Bruchlast aber auch vermehrt unmittelbare Schubzugrisse in bereits gerissenen Druckspannungsfeldern in Feld- und Stützbereichen. Mit Erreichen der Bruchlast lokalisiert sich in einem kritischen Biegeschubriss bzw. einschließendem Schubzugriss die finale Bruchkinematik. Die freiwerdende Energie kann nur durch die Steifigkeit der Gurte bzw. das kreuzende Spannglied gedämpft werden, weshalb der Bruch der Versuche mit geringstem Längsbewehrungsgrad besonders abrupten Charakter zeigt.
- Die Systemduktilität eines Querkraftversagens wird nicht unmittelbar und ggf. nicht vorrangig durch den Schubbewehrungsgrad gesteuert, sondern auch der Längsbewehrungsgrad sollte hierfür berücksichtigt werden.
- Im Rahmen der betrachteten Versuchsreihe beeinflusst ein reduzierter Längsbewehrungsgrad die Schubtragfähigkeit nicht nachteilig. Dies wird durch einen signifikanten Dehnungszuwachs der initial moderat vorgespannten Spannglieder ermöglicht. Das innere Kräftegleichgewicht im Bruchzustand ist von allgemeiner Systemverzerung, den Steifigkeitsverhältnissen in den Zugurten und dem gerissenen Druckspannungsfeld im Steg in Interaktion mit kreuzender Bewehrung und Spanngliedern abhängig. Der Dehnungszuwachs in den Spanngliedern erlaubt das innere Gleichgewicht der Kräfte in den Schnittufern unter maximaler Biegung aufrecht zu erhalten, sodass selbst bei plastischer Verformung der schlaffen Bewehrung der Lastpfad durch ein Schubversagen final definiert wird.
- Die Neigung kritischer Schubrisswinkel verläuft bei allen Versuchen flacher als der Schubrisswinkel  $\beta_r$  nach Gl. 12.13 (Abschnitt 12.4.3.3) der Nachrechnungsrichtlinie zulässt ( $\cot \beta_r \leq 2,25$ ;  $\beta_r \leq 25,45^\circ$ ). Der Versuch T18 erreicht final einen Schubrisswinkel von 15,0 Grad. Die Mobilisierung eines derart flach geneigten Druckspannungsfeldes ermöglicht die in Kapitel 3.5 ausgewiesenen erreichten Traglasten. Vor dem Hintergrund der Nachrechnung von Bestandsbrücken ist – neben der begrenzten Datengrundlage – von einer weiteren Anpassung hin zu flacher ansetzbaren Schubrisswinkeln abzusehen, da damit implizit eine ausreichende Duktilität der Querkraftbewehrung angenommen wird. Dieser Umstand wird aber nicht geprüft, meist ist dies

- auf Basis der Bestandsunterlagen ohnehin nicht möglich.
- Die im nachträglichen Verbund vorgespannten Spannglieder beeinflussen das Tragverhalten auf verschiedene Weise. Die Sicherstellung des Gleichgewichts der inneren Biegezugkräfte in den Schnittrufern eines Balkenelements wird durch einen erheblichen Dehnungszuwachs in den Spanngliedern ermöglicht. Dies wird durch den initial moderaten Vorspanngrad von  $\sigma_p \approx 0.5 \cdot f_{p0.1k}$  begünstigt. Mit Blick auf den Kraftfluss im Schubspannungsfeld zeigen sich bekannte Phänomene: Die Druckstrebenneigung bzw. die Rissbildung folgt keiner konstanten Neigung, sondern wird an der Spanngliedachse gebrochen. Zudem wird die Spannungsverteilung über die Querschnittstiefe durch die Hüllrohrgeometrie gestört. Die effektive Stegbreite wird durch die flachen Hüllrohre nach normativer Modelvorstellung  $b_{w,nom} = b_w - 0.5 \cdot \Sigma \varnothing_{duct}$  deutlich geschwächt. Allerdings darf davon ausgegangen werden, dass die Spannglieder parallel eine günstige, die Fächer des Schubfelds stark stützende Wirkung entfalten können. Eine passende Analogie bietet die Vorstellung eines, möglicherweise steifigkeitsgewichteten, kombinierten Druckspannungsfeldes unterschiedlicher Neigungswinkel in Anlehnung an DIN EN 1992-2-2 Abs. 6.2.3, Abbildung 6.102N
  - Die Tastversuche an Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitt bei glatter Längsbewehrung in den Gurten zeigen, dass gerippter Betonstahl für die Ausbildung einer Fachwerktragwirkung notwendig ist. Die Druckstreben können sich kaum auf der Gurtbewehrung abstützen, sodass in der Folge nur einzelne diskrete Risse und keine verschmiert gerissenen Biege-Schubbriss-Fächer entstehen können. Dies bestätigt sich auch in den nur minimal aktivierten DMS entlang der Bügelschenkel. Die ausgeführte konstruktive Durchbildung ohne Verankerung mit Endhaken wirkt sich besonders ungünstig auf mobilisierbare Verzerrungen der Gurtbewehrung aus und darf als absoluter Grenzfall baupraktischer Querschnitte betrachtet werden. Die FOS-Ergebnisse zeigen, dass hier nach Überschreiten der Haftreibung die Stäbe final bis in die Betondruckzone hin unter Zug stehen und sukzessive ausgezogen werden bzw. die statisch erforderliche Biegezugkraft im Wesentlichen durch die Spannglieder aufgenommen wird.
  - Die Schubrissbildung im Allgemeinen und die Entwicklung kritischer Schubrisse, die letztendlich auch mit starker Rissöffnung und Bügelreißen die Schubtragfähigkeit begrenzen, im Speziellen ist über die Versuchsserie betrachtet sowohl in Feld- als auch Stützbereichen eingetreten. Grundsätzlich liegen bei aufgebrachtem Schnittgrößenverlauf (siehe Kapitel 3.1.1) ähnliche Beanspruchungsverhältnisse in Feld- und Stützbereich vor. Die Verzerrungen in den Randfasern des Querschnitts divergieren bei Plattenbalkenquerschnitten selbstredend aufgrund der profilierten Druckzone unter positivem Biegemoment. Zusätzlich zeigen begleitende Messungen der Verzerrungen entlang der Balkenachse, dass die Vorspannung im Stützbereich um ca. 10 % vom angestrebten Mittel um  $\sigma_{cp} = 2.5 \text{ MPa}$  reduziert angenommen werden muss. Dies ist durch den Vorspannvorgang im Schnittrufer des Stützmoments zu erklären, da hier die sofortigen Verluste infolge Keilschlupf die Spannstahtspannungen reduzieren. Die Rechteckquerschnitte R25 und R22 bilden die final kritischen Schubrisse im Feld an Lasteinleitung aus. Der Biegeschubbriss schnürt bei stark abdreher Risswurzel die Druckzone immer stärker ein, was letztendlich in einem kombinierten Schubdruckversagen mündet. Alle Plattenbalkenquerschnitte zeigen hingegen einen versagensinitiiierenden Schubzugriss im Stützbereich, der das Spannglied kreuzt und im Falle von T22 und T18 sich nicht am Gurtanschnitt fortpflanzt (siehe T25), sondern sogar weit in den Gurt eindringt. In allen Versuchen ist nach erster Schubrissbildung eine weitere Laststeigerung möglich, dessen Delta zur Bruchlast mindestens der Schubrisslast entspricht, vgl. Kapitel 3.6.2. Ein reduzierter Längsbewehrungsgrad führt folglich nicht zu einem gänzlich spröden Querkraftversagen ohne Versagensankündigung.
  - Abplatzungen entlang des Spannglieds bei Eintreten des Bruchs sind eher auf finales Versagen der Verbundspannungen entlang des Spannglieds denn auf Stegdruckbruch in Ebene der Spannglieder zurückzuführen, da sich bereits unter Belastung teilweise Verbundrisse bilden. Die Auswertung der Beton-DMS-Daten im Momentennulldurchgang im Bereich der kreuzenden Spannglieder (c41-c44 und c32, vgl. Bild 10) lassen auf keine kritischen Betonstauchungen schließen, die Werte überschreiten in keinem Versuch  $-0.5 \text{ ‰}$ .

- Das charakteristische Trag- und Bruchverhalten des Versuchs T25 und referenzierendem, konventionell geprüfem Träger DLT25 stimmt weitgehend überein. Beobachtete Rissbildung und erreichte Traglasten lassen den Schluss zu, dass die Substrukturtechnik das Tragverhalten vorgespannter Balkenelemente adäquat abbilden kann. Die Randbedingungen des Versuchsstands und einhergehende allgemeine Systemverformungen sind im Zuge der Auswertungen allerdings immer spezifisch zu berücksichtigen und zu gewichten.

## 4 Theoretische Untersuchungen

Im BAST-Forschungsvorhaben FE 15.0591/2012/FRB wurde ein Bemessungsansatz auf Grundlage eines Fachwerkmodells mit additivem Betontraganteil hergeleitet. Anhand von Großversuchen an vorgespannten Zweifeldträgern mit variierender Querschnittsform konnte gezeigt werden, dass sich für kleine Schubbewehrungsgrade eine gute Übereinstimmung der theoretischen mit den experimentellen Tragfähigkeiten ergibt.

Bislang wurde das Bemessungsmodell lediglich auf Versuchsträger und nicht auf reale Brückenbauwerke angewendet. Zur Validierung des Bemessungsansatzes werden in diesem Projekt daher Beispielbauwerke nachgerechnet, die spezifische Randbedingungen erfüllen. Hierzu gehört, dass die Brückenbauwerke zum Teil bislang nur über eine Anwendung von Verfahren nachgewiesen werden konnten, die der Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie zuzuordnen sind. Die Vergleichsberechnungen mit dem erweiterten Ansatz aus FE 15.0591/2012/FRB, der einem Stufe 2-Verfahren entspricht, soll zeigen, welche Ausnutzungsgrade sich durch diese Modifikation ergeben und ob die Brückenbauwerke zum Teil sogar auf einfachere Weise hätten nachgewiesen werden können. Durchgeführte Vergleichsberechnungen an Versuchsträgern mit verschiedenen Ansätzen (NRR2011 Stufe 1, NRR 2015 Stufe 2, NRR2020 Stufe 2) lassen den Rückschluss zu, dass mit der Einführung des Fachwerkmodells mit zusätzlichem Betontraganteil in die zweite Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie in Zukunft in vielen Fällen eine weniger komplexe Nachweisführung ausreicht, um die Querkrafttragfähigkeit nachweisen zu können. Zusätzlich wird durch den Vergleich mit dem Nachweisverfahren

nach der kanadischen Norm CSA A23.3 gezeigt, in welcher Größenordnung sich die Tragfähigkeiten nach DIN-Fachbericht 102 und Nachrechnungsrichtlinie bewegen. Abschließend werden die Nachweise zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit nach prEC2 an ausgewählten Beispielen angewandt und ausgewertet. Durch diese Ergebnisse wird eine erste Einschätzung der neuen Nachweisgleichungen ermöglicht, auf dessen Basis noch Kommentare und Anpassungsvorschläge erarbeitet werden können.

### 4.1 Beispielbrückenbauwerke

#### 4.1.1 Allgemeines

Die Beispielbauwerke wurden unter Beachtung verschiedener Kriterien ausgewählt. Es wurde darauf geachtet, dass eine Variation im Querkraft- und Längsbewehrungsgrad vorhanden ist. Dabei wurden auch gezielt Bauwerke mit von den Regelungen nach heutiger Norm abweichenden Bügelformen ausgewählt, deren Schubbewehrung den in FE 15.0591/2012/FRB untersuchten Bügelformen entspricht. Zudem wurden Brücken mit verschiedenen Vorspanngraden gewählt. Durch die Wahl eines breiten Parameterspektrums wurde gewährleistet, dass die Auswirkungen der einzelnen Parameter möglichst umfassend beschrieben werden können. Neben den Bewehrungs- und Vorspanngraden ist die Querschnittsform des Brückenüberbaus relevant. Ein Großteil der Brückenbauwerke weist einen Hohlkasten- oder Plattenbalkenquerschnitt auf. Es wurden drei Hohlkastenquerschnitte (zwei einzellige und ein zweizelliger Hohlkasten) und ein Plattenbalkenquerschnitt gewählt. Nachfolgend werden die Bauwerke mit ihren Abmessungen und bemessungsrelevanten Randbedingungen dargestellt. Die Bemessung erfolgt generell auf Querschnittsebene, weshalb nicht vertieft auf die Lastermittlung eingegangen wird. Es werden lediglich die Schnittgrößen im Bemessungsschnitt angegeben.

#### 4.1.2 Brücke 1

Als erstes Bemessungsbeispiel wird eine Talbrücke mit einem zweizelligen Hohlkastenquerschnitt gewählt. Die in den 1960er Jahren fertiggestellte Brücke weist zwei getrennte Überbauten auf. Der Überbau wurde mit nachträglichem Verbund vorgespannt und die ursprüngliche Querkraftbemessung

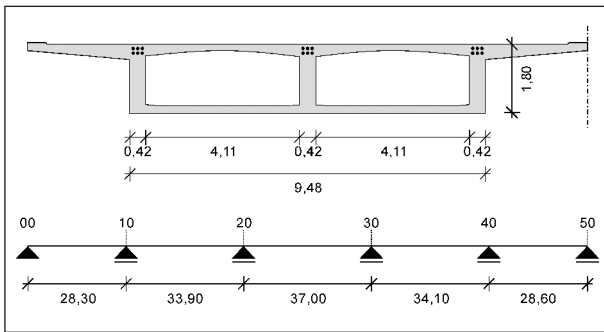


Bild 47: Zweizelliger Hohlkastenquerschnitt im Bemessungsquerschnitt und statisches System in Längsrichtung für Brücke 1

erfolgte nach dem Hauptzugspannungskriterium gemäß DIN 4227 [DIN 4227 – 53] mit dem Verkehrslastmodell SLW 60 nach DIN 1072 [DIN 1072 – 52]. Die Gesamtlänge des Bauwerks beträgt 161,90 m und teilt sich in fünf Felder mit Stützweiten zwischen 28,30 m bis 37,00 m auf.

Der Bemessungsquerschnitt für eine Fahrtrichtung ist in Bild 47 dargestellt. Der Hohlkasten weist eine konstante Konstruktionshöhe von 1,80 m auf, wobei sich die Stege sowie die Fahrbahn und Bodenplatte im Auflagerbereich aufweiten. Die Stegbreite beträgt 0,42 m im Feldquerschnitt und weitet sich auf 0,72 m im Stützquerschnitt auf. Die Stegbreite im Bemessungsquerschnitt hingegen beträgt 0,42 m. Sowohl in den Auflagerachsen als auch in der Feldmitte sind Querträger angeordnet. In den Stegen befinden sich parabelförmig geführte Längsspannglieder mit der Festigkeitsklasse St 150/170. Der Betonstahl entspricht der Festigkeitsklasse St IIIb und der Beton der Klasse B450. Der Beton kann der heutigen Betonfestigkeitsklasse C30/37 zugeordnet werden.

In einer Nachrechnung aus dem Jahr 2013 wurden in den Nachweisen nach Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie Defizite bei der vorhandenen Querkraftbewehrung und beim Ermüdungsnachweis für das Ziellastniveau BK60/30 festgestellt. Ohne weitere Verstärkungsmaßnahmen wurde die Talbrücke mit Ziellastniveau BK45 bei einer vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer von 20 Jahren in die Nachweisklasse C eingestuft. Im Rahmen der Neubauplanung der betroffenen Bundesautobahn wurde ein Ersatzneubau für die Überführung beschlossen. Bis zur Umsetzung des Ersatzneubaus wurde eine Verstärkung für die 4+0 Verkehrsführung für den südlichen Überbau erforderlich, um das gewünschte Ziellastniveau von BK60/30 zu erreichen.

Schnittgrößen im Abstand d	
$V_{Ed}$	3,0 MN
$M_{Ed}$	- 7,3 MNm
$N_{Ed}$	- 5,8 MN

Tab. 12: Schnittgrößen im Abstand d vom Querträger in Achse 20 für BK60/30 für einen Außensteg

Geometrie- und Materialkennwerte	
d/z	1,75 m/1,58 m
$A_C$	2,1 m <sup>2</sup>
$a_{sw}$	22,6 cm <sup>2</sup> /m
$\rho_{st}$	0,345 %
$f_{ck}/f_{cd}$	30 N/mm <sup>2</sup> /17 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}/f_{yd}$	420 N/mm <sup>2</sup> /365 N/mm <sup>2</sup>

Tab. 13: Geometrie- und Materialkennwerte des Bemessungsquerschnittes für einen Außensteg

Auf die Verstärkungsmaßnahmen wird in diesem Beitrag nicht näher eingegangen.

Die Bemessung erfolgt lediglich für das angestrebte Ziellastniveau BK60/30. In Tabelle 12 sind die maximalen Schnittgrößen im Abstand d vom Anschnitt des Querträgers in der Auflagerachse für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation für einen Außensteg des Brückenquerschnittes angegeben. Alle weiteren zur Bemessung erforderlichen Querschnitts- und Materialkennwerte sind in Tabelle 13 gezeigt.

Die in Tabelle 13 angegebenen Geometrie- und Materialkennwerte beziehen sich auf den Bemessungsquerschnitt des Außensteges mit dazugehörigem Teil der Fahrbahn- und Bodenplatte. Es handelt sich nicht um die Querschnittswerte des gesamten Brückenüberbaus.

#### 4.1.3 Brücke 2

Im zweiten Beispiel wird eine 3-feldrige Hohlkastenbrücke mit einer Vorspannung im nachträglichen Verbund bemessen. Der Überbau für jeweils eine Fahrtrichtung besteht aus einem 1-zelligen Hohlkasten mit Kragarmen und einer variierenden Konstruktionshöhe zwischen 4,00 m (Feldquerschnitt) und 5,85 m (Stützquerschnitt). In Bild 48 ist der Brückenquerschnitt für den Bemessungsquerschnitt im Abstand d rechts vom Querträger in Auflagerachse B dargestellt. Der Stützquerträger hat eine mittlere

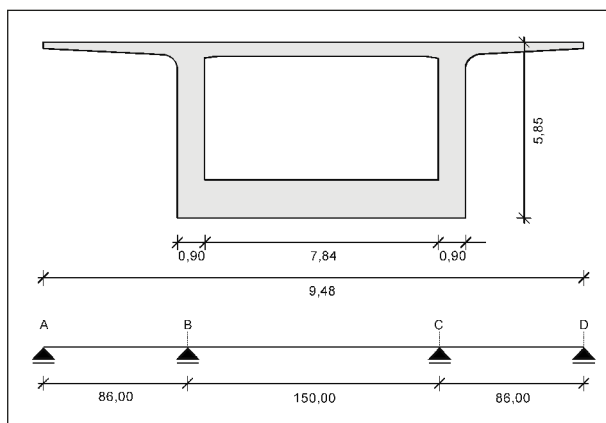


Bild 48: Einzelliger Hohlkastenquerschnitt im Bemessungsquerschnitt und statisches System in Längsrichtung für Brücke 2

Breite von 1,95 m. Hieraus ergibt sich ein bemessungsrelevanter Abstand von 7,75 m gemessen von Auflagerachse B.

Die Stegbreite im Feldbereich beträgt 0,50 m und weitet sich auf 0,90 m im Stützbereich auf. Die Stützweiten nach dem Schalplan betragen 86,00 m in den Außenfeldern und 150,00 m im Mittelfeld. In den Stegen befinden sich parabelförmig geführte Längsspannglieder der Festigkeitsklasse St 160/180 und St 110/135. Die Brücke wurde im Freivorbauverfahren hergestellt. Das Bauwerk wurde im Jahr 1977 fertiggestellt und war ursprünglich für die Brückenklasse 60 (BK 60) nach DIN 1072 bemessen.

Im Stützbereich befinden sich Diagonalspannglieder im nachträglichen Verbund der Festigkeitsklassen St 85/105 und St 110/135. Für die Nachrechnung nach DIN-FB 102 und Nachrechnungsrichtlinie dürfen diese Spannglieder nicht für die Querkraft- und Torsionsbemessung herangezogen werden. In einer durchgeführten Nachrechnung aus dem Jahr 2016 konnte der Nachweis der Querkraft und der Nachweis der Torsion sowie deren Interaktion nicht erbracht werden. Aus diesem Grund wurde in einem Stufe 4 Nachweis eine Sonderbetrachtung durchgeführt, um die Diagonalspannglieder unter Berücksichtigung der Dehnungsverträglichkeit im Steg bei der Bemessung auf der Widerstandsseite anzusetzen. Im vorliegenden Bericht wird nicht auf die Zusatzbetrachtung der Diagonalspannglieder eingegangen, sondern es werden lediglich der Querkraftnachweis nach DIN-FB 102 und NRR sowie CSA A23.3 betrachtet.

Die Bemessung erfolgt mit abgeminderten Schnittgrößen aus Stufe 2 der NRR. Zwar werden die

Schnittgrößen im Abstand $d$	
$V_{Ed}$	41,3 MN
$M_{Ed}$	- 471,8 MNm
$N_{Ed}$	- 184,7 MN

Tab. 14: Schnittgrößen im Abstand  $d$  vom Querträger in Achse B für LM1 (abgemindert)

Geometrie- und Materialkennwerte	
$d/z$	5,80 m/5,22 m
$A_c$	24,01 m <sup>2</sup>
$a_{sw}$	120 cm <sup>2</sup> /m
$A_{sl,FBP}/A_{sl,BP}$	196,3 cm <sup>2</sup> /220 cm <sup>2</sup>
$f_{ck}/f_{cd}$	40 N/mm <sup>2</sup> /22,7 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}/f_{yd}$	420 N/mm <sup>2</sup> /365 N/mm <sup>2</sup>

Tab. 15: Geometrie- und Materialkennwerte des Bemessungsquerschnittes für einen Außensteg

Schnittgrößen für das Ziellastniveau LM1 ermittelt, jedoch erfolgt eine Abminderung der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur und Stützensenkung auf 40 % im GZT. Die Schnittgrößen im Abstand  $d$  rechts vom Querträger in Auflagerachse B sind in Tabelle 14 dargestellt. Die Schnittgrößen sind für den Gesamtquerschnitt angegeben.

Die zur Bemessung erforderlichen Geometrie- und Materialkennwerte sind in Tabelle 15 angegeben. Bei der Ermittlung der vorhandenen Querkraftbewehrung wurden die Effekte aus der Stegbiegung des Hohlkastens berücksichtigt. Hierdurch ergibt sich eine Reduzierung der Querkraftbewehrungsfläche. Die Geometrie- und Materialkennwerte sind für den Gesamtquerschnitt angegeben.

#### 4.1.4 Brücke 3

Im dritten Bemessungsbeispiel wird ein 2-stegiger Plattenbalkenquerschnitt bemessen. Der Überbau führt beide Fahrrichtungen einer Landstraße und ist mit parabelförmig geführten Spanngliedern im nachträglichen Verbund vorgespannt. Die Konstruktionshöhe des Querschnittes beträgt durchgängig 1,80 m.

In Bild 49 ist der Brückenquerschnitt für den Bemessungsquerschnitt im Abstand  $d$  rechts vom Querträger in Achse 2 dargestellt. Der Stützquerträger hat eine Breite von 0,75 m. Hieraus ergibt sich ein be-

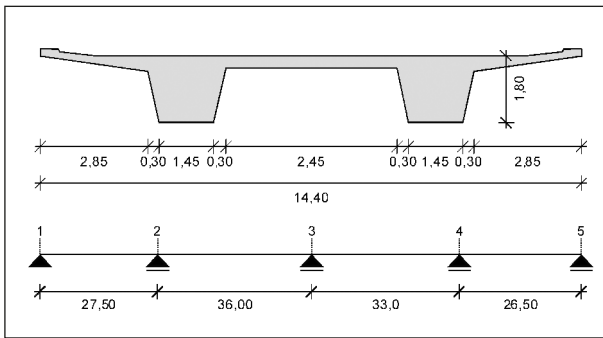


Bild 49: 2-stufiger Plattenbalken im Bemessungsschnitt und statisches System in Längsrichtung für Brücke 3

messungsrelevanter Abstand von 2,13 m von Auflagerachse 2.

Bei dem Längssystem handelt es sich um einen 4-feldrigen Durchlaufträger mit Stützweiten zwischen 26,50 m und 36,00 m und einer Gesamtlänge von 123 m. Die effektive Stegbreite im Stützquerschnitt beträgt 1,60 m. Der Bemessungsschnitt im Abstand  $d$  vom Querträger in der Auflagerachse befindet sich innerhalb der Aufvoutung des Querschnittes. Innerhalb der Aufvoutung ist kein Verdrängungskörper verbaut. Die Bemessungsbreite des Querschnittes beträgt 1,45 m. Die Längsspannglieder in den Stegen haben die Festigkeitsklasse St 150/170. Im gesamten Querschnitt ist sowohl Betonstahl vom Typ BSt IIIb und BSt I verbaut. Für die Querkraftbemessung ist jedoch nur der Typ BSt IIIb relevant. Der Überbau ist mit einem Beton der Festigkeitsklasse B450 hergestellt. Dieser Beton kann der heutigen Festigkeitsklasse C30/37 zugeordnet werden.

Die ursprüngliche Bemessung der Brücke erfolgte für die Brückenklasse 60 (BK60) nach DIN 1072. Im Rahmen einer Brückennachrechnung im Jahr 2019 konnte der Nachweis der Bügelbewehrung für Querkraft und Torsion mit einer Ausnutzung von 100 % erbracht werden. Obwohl im vorliegenden Bericht die Interaktion von Querkraft und Torsion nicht gezielt untersucht wird, soll gezeigt werden, welche Ausnutzung mit dem erweiterten Fachwerkmodell der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie erzielt werden kann. Grundsätzlich wurde Brücke 3 aufgrund der üblichen Abmessungen und Randbedingungen gewählt, die stellvertretend für eine Vielzahl der Brücken im Bestand der Bundesrepublik Deutschland steht.

Die Nachweise in diesem Bericht werden für das Ziellastniveau BK 60 nach DIN 1072 im Abstand  $d$  vom Querträger in Auflagerachse 2 geführt. Die

Schnittgrößen im Abstand $d$	
$V_{Ed}$	2,6 MN
$M_{Ed}$	- 6,6 MNm
$N_{Ed}$	- 13,4 MN

Tab. 16: Schnittgrößen im Abstand  $d$  vom Querträger in Achse 2 für BK60

Geometrie- und Materialkennwerte	
$d/z$	1,75 m/1,58 m
$A_C$	4,95 m <sup>2</sup>
$a_{sw}$	48,4 cm <sup>2</sup> /m
$A_{sl,FBP}/A_{sl,BP}$	59,9 cm <sup>2</sup> /50,1 cm <sup>2</sup>
$f_{ck}/f_{cd}$	30 N/mm <sup>2</sup> /17 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}/f_{yd}$	420 N/mm <sup>2</sup> /365 N/mm <sup>2</sup>

Tab. 17: Geometrie- und Materialkennwerte des Bemessungsquerschnittes

Schnittgrößen für die Bemessung sind in Tabelle 16 angegeben. Die Schnittgrößen sind für einen Steg mit dazugehöriger, mitwirkender Plattenbreite angegeben.

Die zur Bemessung erforderlichen Geometrie und Materialkennwerte sind in Tabelle 17 angegeben. Hierbei ist ebenfalls zu beachten, dass es sich dabei um Querschnittswerte handelt, die sich auf einen Bemessungsquerschnitt, d. h. einen Steg mit dazugehöriger Plattenbreite beziehen.

#### 4.1.5 Brücke 4

Als viertes Bemessungsbeispiel wird eine 1-zellige Hohlkastenbrücke einer Autobahnanschlussstelle aus dem Jahr 1970 gewählt. Die 3-feldrige Spannbetonbrücke weist einen getrennten Überbau für jede Fahrtrichtung auf. Die Stützweiten betragen 28,2 m und 48,0 m mit einer Gesamtlänge des Bauwerks von 105,9 m. Die Konstruktionshöhe des Querschnitts beträgt durchgängig 2,70 m. Sowohl die Stege des Hohlkastens als auch die Boden- und Fahrbahnplatte weiten sich oberhalb der Stütze auf. Die Stegbreite beträgt im Feld 0,60 m und über der Stütze 1,10 m. Der maßgebende Bemessungsschnitt im Abstand  $d$  vom Querträger in der Auflagerachse 2 ist in Bild 50 dargestellt. Der Stützquerträger hat eine Breite von 0,95 m. Hieraus ergibt sich ein bemessungsrelevanter Abstand von 3,00 m gemessen von Auflagerachse 2. In diesem Schnitt beträgt die maßgebende Stegbreite 0,95 m.

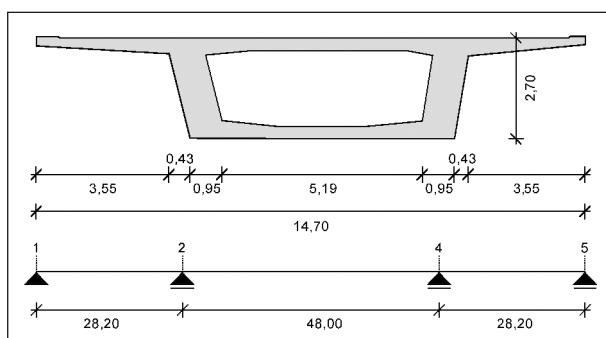


Bild 50: 1-zelliger Hohlkastenquerschnitt im Bemessungs-schnitt und statisches System in Längsrichtung für Brücke 4

Schnittgrößen im Abstand d	
$V_{Ed}$	7,8 MN
$M_{Ed}$	-16,4 MNm
$N_{Ed}$	-24,4 MN

Tab. 18: Schnittgrößen im Abstand d vom Querträger in Achse 2 für BK60

Geometrie- und Materialkennwerte	
$d/z$	2,65 m/2,70 m
$A_C$	10,84 m <sup>2</sup>
$a_{sw}$	55,8 cm <sup>2</sup> /m
$A_{sl,FBP}/A_{sl,BP}$	145,4 cm <sup>2</sup> /22,0 cm <sup>2</sup>
$f_{ck}/f_{cd}$	30 N/mm <sup>2</sup> /17 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}/f_{yd}$	420 N/mm <sup>2</sup> /365 N/mm <sup>2</sup>

Tab. 19: Geometrie- und Materialkennwerte des Bemessungs-querschnittes

In Längsrichtung ist der Überbau mit Spanngliedern der Festigkeitsklasse St 150/170 im nachträglichen Verbund vorgespannt. Die schlaife Bewehrung des Überbaus ist vom Typ BSt III b und der Beton entspricht der Festigkeitsklasse Bn 450 und kann der heutigen Festigkeitsklasse C30/37 zugeordnet werden.

Die Bemessung der Brücke erfolgte ursprünglich für die Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072. Die Bemessung in diesem Bericht erfolgt ausschließlich für die Schnittgrößen des Lastmodells 60 nach DIN1072. Hierzu sind in Tabelle 18 die maßgebenden Schnittgrößen im Abstand d vom Anschnitt des Querträgers in Auflagerachse 2 gegeben. Der Stützquerträger hat eine Breite von 2,0 m. Hieraus ergibt sich ein bemessungsrelevanter Abstand von 3,75 m von Auflagerachse 2.

Die zur Bemessung erforderlichen Geometrie und Materialkennwerte sind in Tabelle 19 angegeben.

## 4.2 Validierung der Ansätze in Stufe 2 der NRR 2020 (2. Ergänzung)

### 4.2.1 Anwendung auf Bestandsbrücken

#### Allgemeines

Nachfolgend wird die Anwendung der Ansätze aus der Nachrechnungsrichtlinie auf die in Kapitel 4.1 vorgestellten Bestandsbrücken gezeigt. Das erste Bemessungsbeispiel wird in ausführlicher Form dargestellt. Die Ergebnisse der Bemessungsbeispiele 2-4 werden in tabellarischer Form angegeben. Um eine Vergleichbarkeit der Nachweisverfahren untereinander herzustellen, werden die Nachweise sowohl für die Stufe 1 als auch für die Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie mit den gleichen Schnittgrößen geführt. Nachfolgend werden lediglich die Nachweise mit dem Fachwerkmodell geführt. Auf einen Vergleich mit dem Hauptzugspannungskriterium wird verzichtet.

#### Brücke 1

Die Brücke für die erste Beispielbemessung weist einen Längsbewehrungsgrad von  $\rho_l = 0,345\%$  und ein Verhältnis von vorhandenem Querkraftbewehrungsgrad zum Mindestquerkraftbewehrungsgrad von  $\rho_{w,vorh}/\rho_{w,min} = 3,1$  auf.

#### • Nachrechnungsrichtlinie 2011 – Stufe 1:

Die Nachweise in Stufe 1 werden nach DIN-Fachbericht 102 geführt. Zunächst wird die Tragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung ermittelt. Die einwirkende Normalspannung ergibt sich zu:

$$\sigma_{Ed} = \frac{-5,8 \text{ MN}}{2,1 \text{ m}^2} = -2,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (60)$$

Der Maßstabsfaktor  $k$  ergibt sich zu:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{1750 \text{ mm}}} = 1,34 \quad (61)$$

Da die Schnittgrößen im Bemessungsschnitt in Tabelle 12 für jeweils einen Hohlkastensteg angegeben wurden, wird die Querkrafttragfähigkeit für jeweils einen Steg ermittelt. Die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung  $V_{Rd,ct}$  ergibt sich nach Gl. (1) zu:



$$V_{Rd,ct} = \left[ \frac{0,15}{1,5} \cdot 1,34 \cdot \left( 0,345 \cdot 30 \frac{N}{mm^2} \right)^{1/3} - 0,12 \cdot \left( -2,8 \frac{N}{mm^2} \right) \right] \cdot 0,42 m \cdot 1,75 m$$

$$V_{Rd,ct} = 0,46 MN \quad (62)$$

Erwartungsgemäß kann der Nachweis ohne Querkraftbewehrung nicht erbracht werden. Als nächstes wird der Querkraftnachweis für Bauteile mit Querkraftbewehrung unter Ansatz des Fachwerkmodells mit variablem Druckstrebenwinkel nach den Gl. (3) bis (7) geführt. Zunächst muss der Betonttraganteil zur Ermittlung der Druckstrebenneigung  $\theta$  berechnet werden.

$$V_{Rd,cc} = 0,5 \cdot 0,48 \cdot \left( 30 \frac{N}{mm^2} \right)^{1/3} \cdot \left( 1 + 1,2 \cdot \frac{\left( -2,8 \frac{N}{mm^2} \right)}{17 \frac{N}{mm^2}} \right) \cdot 0,42 m \cdot 1,58 m$$

$$V_{Rd,cc} = 0,40 MN \quad (63)$$

Für den Druckstrebenwinkel  $\theta$  ergibt sich nach Gl. (3):

$$\frac{4}{7} \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \left( -2,8 \frac{N}{mm^2} \right) / 17 \frac{N}{mm^2}}{1 - 0,40 MN / 3,0 MN} = 1,65 \leq \frac{7}{4} \quad (64)$$

In diesem Fall wird die Begrenzung des Druckstrebenwinkels auf  $\cot \theta = 1,65$  maßgebend.

Die zur Erfüllung des Querkraftnachweises erforderliche Bewehrungsmenge ergibt sich durch Umstellen von Gl. (6) zu:

$$a_{sw,v,erf} = \frac{3,0 MN}{1,58 m \cdot 365 N/mm^2 \cdot 1,65 m} = 31,6 \frac{cm^2}{m} \quad (65)$$

Somit beträgt der für den betrachteten Nachweischnitt auf die Bügelbewehrungsfläche bezogene Ausnutzungsgrad infolge Querkraft:

$$\eta_{v,a} = \frac{31,6 \frac{cm^2}{m}}{22,6 \frac{cm^2}{m}} = 1,39 \quad (66)$$

Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit des Überbaus mit gegebener Bügelbewehrungsfläche ergibt sich der zugehörige rechnerische Druckstrebenwinkel unter Annahme eines Bügelversagens durch Umstellen von Gl. (3) zu:

$$\frac{4}{7} \leq \cot \theta = 1,2 - 1,4 \frac{\left( -2,8 \frac{N}{mm^2} \right)}{17 \frac{N}{mm^2}} + \frac{0,40 MN}{22,6 \frac{cm^2}{m} \cdot 10^{-4} \cdot 365 \frac{N}{mm^2} \cdot 1,58 m}$$

$$= 1,73 \leq \frac{7}{4} \quad (67)$$

Unter Verwendung des errechneten Druckstrebenwinkels kann die Bügeltragfähigkeit  $V_{Rd,sy}$  nach Gl. (6) errechnet werden:

$$V_{Rd,sy} = 22,6 \frac{cm^2}{m} \cdot 1,58 m \cdot 365 \frac{N}{mm^2} \cdot 1,73 m$$

$$= 2,26 MN \quad (68)$$

Unter Betrachtung der Bügeltragfähigkeit ergibt sich folgender Ausnutzungsgrad:

$$\eta_{v,sy} = \frac{3,0 MN}{2,26 MN} = 1,33 \quad (69)$$

Der Nachweis der Betondruckstrebe ist am Auflager zu führen. Auf diesen Nachweis wird in diesem Beitrag nicht eingegangen. Für den Nachweis am Auflager kann die Ermittlung der Tragfähigkeit unter Verwendung von Stabwerkmodellen sinnvoll sein, sofern der Nachweis der Maximaltragfähigkeit nicht erbracht werden kann.

Als Ergebnis der Berechnung ist festzustellen, dass der Querkraftnachweis nach Stufe 1 für das Zielastniveau nicht erbracht ist. Die übliche Überlagerung mit dem Torsionsmoment wurde hier nicht betrachtet. Aus der Torsionsbeanspruchung würde sich eine zusätzliche erforderliche Bügelbewehrung von  $a_{sw,t,erf} = 5,0 cm^2/m$  ergeben. Der Ausnutzungsgrad kann dann anschließend über den vorhandenen und erforderlichen Querkraftbewehrungsgrad ermittelt werden. Hieraus ergibt sich für die Bügelbewehrung ein Ausnutzungsgrad von:

$$a_{sw,v+t,erf} = 31,6 \frac{cm^2}{m} + 5,0 \frac{cm^2}{m} = 36,6 \frac{cm^2}{m}$$

$$\eta_{a,v+t} = \frac{36,6 \frac{cm^2}{m}}{22,6 \frac{cm^2}{m}} = 1,62 \quad (70)$$

Der Nachweis ist bereits für die reine Querkraftbeanspruchung deutlich überschritten (133 %). Nach Berücksichtigung des Einflusses der Torsion ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von 162 %. Im nächsten Schritt wird die Berechnung in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie gezeigt.

#### • Nachrechnungsrichtlinie 2011 – Stufe 2:

Auch durch die ergänzenden Regeln in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie kann keine geringere Ausnutzung erzielt werden. Der Grund hierfür ist die Begrenzung der Druckstrebenneigung auf  $\cot \theta = 1,65$ .

• **1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie 2015 – Stufe 2:**

In Stufe 2 der 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie findet bei der Berechnung des Druckstrebenwinkels  $\theta$  eine Berücksichtigung des Risswinkels  $\beta_r$  statt. Die Ermittlung von  $\cot \beta_r$  erfolgt nach Gl. (13):

$$\begin{aligned} \cot \beta_r &= 1,2 + \frac{1}{70} \cdot \frac{17 \frac{N}{\text{mm}^2}}{0,0054 \cdot 365 \frac{N}{\text{mm}^2}} - 1,4 \cdot \frac{\left(-2,8 \frac{N}{\text{mm}^2}\right)}{17 \frac{N}{\text{mm}^2}} \\ &= \underline{1,55} \leq \frac{9}{4} \end{aligned} \quad (71)$$

Unter Ansatz von  $\cot \beta_r$  errechnet sich der zulässige Druckstrebenwinkel nach Gl. (14) zu:

$$\begin{aligned} \frac{4}{7} \leq \cot \theta \leq 1,55 + \frac{0,40 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot 10^3}{22,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 1,58 \text{ m} \cdot 365 \frac{N}{\text{mm}^2}} \\ = \underline{1,85} \leq \begin{cases} 2,5 \\ 3,0 \end{cases} \end{aligned} \quad (72)$$

Nach Stufe 2 der 1. Ergänzung ist für das ausgewählte Bemessungsbeispiel ein flacherer Druckstrebenwinkel zulässig. Hierdurch kann rechnerisch mehr Querkrafttragfähigkeit aktiviert werden. Gleichzeitig nimmt die Maximaltragfähigkeit ab. Die rechnerischen Tragfähigkeiten  $V_{Rd,sy}$  und  $V_{Rd,max}$  ergeben sich analog zur Stufe 1 unter Ansatz des größeren Wertes für  $\cot \theta$  zu:

$$\begin{aligned} V_{Rd,sy} &= 22,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 1,58 \text{ m} \cdot 365 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot 1,85 = 2,43 \text{ MN} \\ V_{Rd,max} &= \frac{0,75 \cdot 0,42 \text{ MN} \cdot 1,58 \text{ m} \cdot 17 \frac{N}{\text{mm}^2}}{1,85 + \frac{1}{1,85}} = 3,54 \text{ MN} \end{aligned} \quad (73)$$

Aus diesen Tragfähigkeiten lassen sich folgende Ausnutzungsgrade ermitteln:

$$\eta_{v,sy} = \frac{3,0 \text{ MN}}{2,43 \text{ MN}} = 1,23 \quad (74)$$

An dieser Stelle sei erneut darauf hingewiesen, dass sich durch die Berücksichtigung der Torsionseinwirkung ein größerer Ausnutzungsgrad der Querkraftbewehrung ergibt.

• **2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie – Stufe 2:**

In Stufe 2 der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie wird ein Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil für die Bemessung vorgeschlagen. Mit diesem Verfahren darf der Nachweis in Schnitten im

Abstand  $\geq d$  vom Auflager geführt werden. Hierbei ist der Maximalwert der Bügeltragfähigkeit mit zusätzlichem Betontraganteil auf die Maximaltragfähigkeit  $V_{Rd,max}$  beschränkt. Der Nachweis der Betondruckstrebe am Auflager darf mit einem alternativen Verfahren aus Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie geführt werden.

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung wird nach Gl. (16) unter Berücksichtigung des Duktilitätsbeiwertes  $k_{tc}$  ermittelt.

$$k_{tc} = 1,0 + 0,3 \cdot \frac{0,54}{0,18} = 1,9 \leq \underline{1,3}$$

$$V_{Rd,ct} = 1,3 \cdot \left[ \frac{0,15}{1,5} \cdot 1,34 \cdot \left(0,34 \cdot 30 \frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{1/3} - 0,15 \cdot \left(-2,8 \frac{N}{\text{mm}^2}\right) \right] \cdot 0,42 \text{ m} \cdot 1,75 \text{ m}$$

$$V_{Rd,ct} = 0,67 \text{ MN} \quad (75)$$

Für  $V_{Rd,ct}$  sind sowohl der Mindestwert als auch der Höchstwert nach den Gln. (17) und (18) zu überprüfen. Diese werden im vorliegenden Fall nicht maßgebend.

Die Bemessung nach dem Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil erfolgt unter Berücksichtigung des Risswinkels  $\beta_r$ . Nach Gl. (20) ergibt sich für  $\cot \beta_r$  folgender Wert:

$$\frac{4}{7} \leq \cot \beta_r \leq \min \left\{ \begin{aligned} &1,2 + \frac{1}{70} \cdot \frac{17 \frac{N}{\text{mm}^2}}{0,0054 \cdot 365 \frac{N}{\text{mm}^2}} - 1,4 \cdot \frac{\left(-2,8 \frac{N}{\text{mm}^2}\right)}{17 \frac{N}{\text{mm}^2}} = 1,55 \\ &3,0 - 10 \frac{0,67 \text{ MN}}{0,42 \text{ m} \cdot 1,58 \text{ m} \cdot 0,6 \cdot 17 \frac{N}{\text{mm}^2}} = 2,01 \\ &2,25 \end{aligned} \right\} \quad (76)$$

Der Risswinkel kann innerhalb der angegebenen Grenzen frei gewählt werden. Hierdurch bietet sich die Möglichkeit, die rechnerischen Tragfähigkeiten der Bügelbewehrung und der Maximaltragfähigkeit einander anzunähern. Zur Ermittlung der Druckstrebenneigung  $\cot \theta$  wird der mechanische Querkraftbewehrungsgrad benötigt. Dieser ergibt sich nach Gl. (22) zu:

$$0,1 \leq \frac{0,0054 \cdot 365 \frac{N}{\text{mm}^2}}{0,6 \cdot 17 \frac{N}{\text{mm}^2}} = \underline{0,19} \leq 0,5 \quad (77)$$

Mit den zuvor ermittelten Werten kann  $\cot \theta$  nach Gl. (21) ermittelt werden:

$$\begin{aligned} \cot \theta &= 1,55 + \frac{0,67 \text{ MN} \cdot 10^3}{22,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 1,58 \text{ m} \cdot 365 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \\ &= 2,06 \leq \sqrt{\frac{1}{0,19}} - 1 = 2,06 \end{aligned} \quad (78)$$

Die Querkrafttragfähigkeit des Bügeltraganteils wird nach Gl. (15) ermittelt. Hierbei ist die Begrenzung von  $V_{Rd,sy}$  auf  $V_{Rd,max}$  zu beachten.

$$\begin{aligned} V_{Rd,sy} &= 0,67 \text{ MN} + 22,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 10^{-4} \cdot 1,58 \text{ m} \cdot 365 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 2,06 \\ &= 2,71 \text{ MN} \leq \underline{2,67 \text{ MN}} \end{aligned} \quad (79)$$

Die Ausnutzung der Bügeltragfähigkeit beträgt nach Stufe 2 der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie:

$$\eta_{v,s} = \frac{3,0 \text{ MN}}{2,67 \text{ MN}} = 1,12 \quad (80)$$

In diesem Fall wurde wiederum die Torsionsbeanspruchung des Querschnittes außer Acht gelassen.

Es konnte gezeigt werden, dass sich für das vorliegende Bemessungsbeispiel in den verschiedenen Entwicklungsstufen eine deutliche Tragfähigkeitssteigerung ergibt, diese jedoch nicht für die Nachrechnung der Brücke in Stufe 2 für den vorgestellten Nachweis ausreicht. Generell ist hierbei zu beachten, dass der Nachweis in Stufe 1 bereits mit einem abgeminderten Lastmodell geführt wurde. Zudem wurden die Auswirkungen der Torsionseinwirkung auf den Querschnitt aus Gründen der Vereinfachung nicht berücksichtigt. Durch die Berücksichtigung der Torsion würden sich die Ausnutzungsgrade aller Nachweisstufen erhöhen.

In Bild 51 sind die Ausnutzungsgrade der Nachweise im Stützbereich dargestellt. Im Vergleich dazu wurde der Nachweis zu Vergleichszwecken ebenfalls für den Feldbereich der Brücke geführt. Im Feldbereich treten zwar deutlich geringere Querkraftkräfte auf, jedoch ist hier der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad geringer und liegt unterhalb des Mindestquerkraftbewehrungsgrades.

Es ist zu erkennen, dass für geringe Querkraftbewehrungsgrade der Nachweis nach Stufe 2 der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie einen deutlich geringeren Ausnutzungsgrad aufweist. Verglichen zum Nachweis in Stufe 1 der Nachrechnungs-

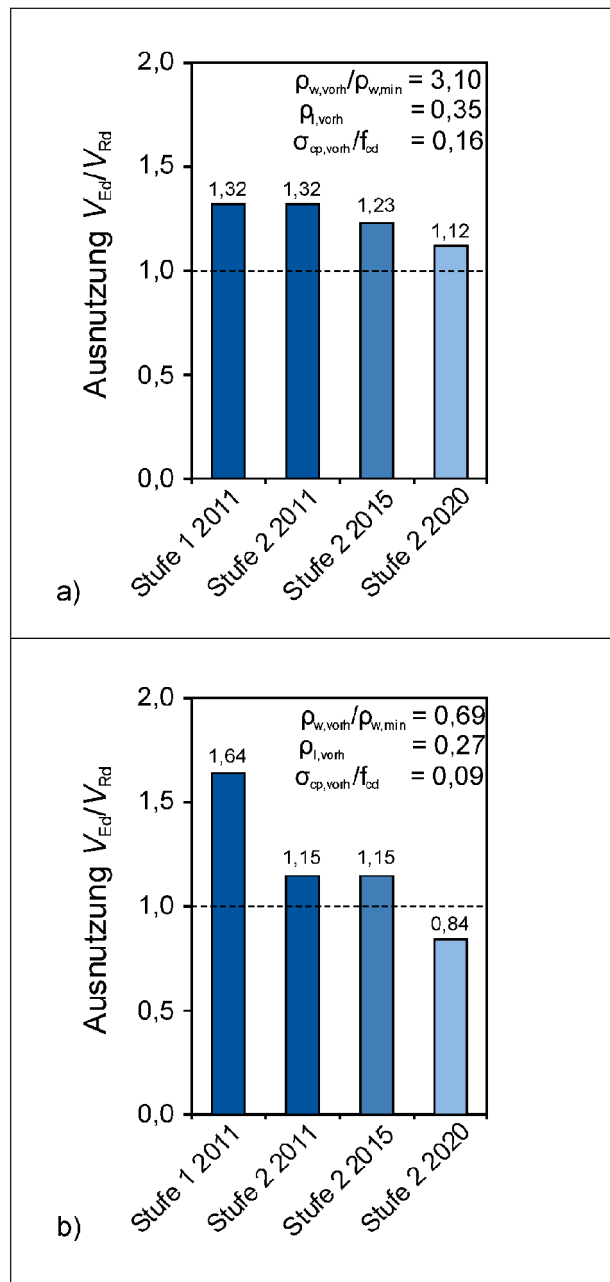


Bild 51: Ausnutzungsgrad des Querkraftnachweises im a) Stützbereich; b) Feldbereich

richtlinie kann der Ausnutzungsgrad in Stufe 2 nach NRR2020 im Feldbereich auf etwa 50 % des Ausnutzungsgrades von Stufe 1 reduziert werden. Bei deutlich höheren Querkraftbewehrungsgraden im Stützbereich beträgt die Reduzierung nur rund 85 %.

Im Rahmen einer realen Brückennachrechnung wäre der Nachweis in verschiedenen Schnitten bzw. an verschiedenen Stellen der Brücke entlang der Längsachse zu führen. Bei den Nachrechnun-

gen im vorliegenden Bericht wird der Nachweis lediglich für einen Schnitt im Abstand  $d$  vom maßgebenden Auflager entfernt geführt. Auf einen expliziten Nachweis im Feldbereich wird bei den nachfolgenden Brückenbauwerken verzichtet.

## Brücke 2

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Nachweise für Brücke 2 gezeigt. Die Berechnung erfolgt analog der detaillierten Beschreibung für das vorherige Beispiel (Brücke 1).

Mit einem Verhältnis zwischen vorhandenem Querkraftbewehrungsgrad und Mindestquerkraftbewehrungsgrad von  $\rho_{w,vorh}/\rho_{w,min} = 3,8$  weist Brücke 2 im Nachweisschnitt den höchsten Querkraftbewehrungsgrad im Vergleich zu den anderen drei Brückenbeispielen auf.

Der Nachweis für Bauteile ohne Querkraftbewehrung kann erwartungsgemäß nicht erbracht werden. Ein Nachweis für Bauteile mit Querkraftbewehrung ist daher erforderlich. Nach Stufe 1 (DIN FB 102) kann der Nachweis nicht erbracht werden. Hierbei sei erneut darauf hingewiesen, dass die Auswirkungen von Torsion nicht Teil der Untersuchungen waren und sich bei Interaktion aus Quer-

kraft und Torsion größere Ausnutzungsgrade ergeben können. Beginnend bei Stufe 1 hin zu Stufe 2 der NRR2020 ist eine stetige Abnahme des Ausnutzungsgrades zu erkennen. Durch Verfeinerungen der Nacheiskonzepte der NRR sind flachere rechnerische Druckstrebenneigungen möglich. Diese tragen zusätzlich zur Tragfähigkeitssteigerung bei.

In diesem Beispiel wird beim Nachweis in Stufe 2 nach NRR2020, wie auch im vorherigen Beispiel (Brücke 1), die maximale Druckstrebentragfähigkeit maßgebend. Der Nachweis mittels des Fachwerkmodells mit additivem Betontraganteil soll in erster Linie dazu dienen, den Nachweis für Brücken mit geringen Querkraftbewehrungsgraden zu erbringen. Resultierend aus den Ergebnissen einer Datenbankauswertung zur Validierung des Ansatzes mit additivem Betontraganteil wurde der Abminderungsbeiwert der Druckstrebentragfähigkeit bei Schubrisen  $v$  abgemindert. Dieser ist für Betone mit einer Druckfestigkeit  $\leq 60 \text{ N/mm}^2$  gleich  $v = 0,6$  im Gegensatz zu  $v = 0,75$  nach DIN FB 102 bzw. EC2. Durch diese Abminderung in Kombination mit der geringeren Druckstrebentragfähigkeit für flache Druckstrebenneigungen wird für hohe Querkraftbewehrungsgrade die Druckstrebentragfähigkeit maßgebend. Für kleine Querkraftbewehrungsgrade konnte dieses Verhalten nicht beobachtet werden.

Nachweisstufe		Stufe 1	Stufe 2	Stufe 2
Bemessungsgrundlage		DIN FB 102	DIN FB 102/NRR 2011	DIN FB 102/NRR 2015
Lastmodell		LM1 mit Abminderung der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur und Stützensenkung auf 40 % im GZT		
Nachweisschnitt		d vom Anschnitt des Querträgers in Achse B		
$\rho_l$	-	0,189 %		
$\rho_{w,vorh}/\rho_{w,min}$	-	3,8		
$V_{Rd,ct}$	MN	6,0	6,0	6,0
$V_{Rd,c,min}$	MN	5,8	5,8	5,8
$V_{Rd,cc}$	MN	2,3	2,3	2,3
$\cot \theta$	-	1,75	1,87	2,01
$\cot \beta_r$	-	-	-	1,81
$V_{Rd,sy}$	MN	19,8	21,2	22,8
$V_{Rd,max}$	MN	34,2	32,9	31,6
$\eta = V_{Ed}/V_{Rd}$	-	<b>1,04</b>	<b>0,98</b>	<b>0,91</b>
$\cot \theta$	-	1,75	1,88	-
$a_{s,erf}$	cm <sup>2</sup> /m	62,5	58,1	-
$\eta = a_{s,erf}/a_{s,w,vorh}$	-	<b>1,04</b>	<b>0,97</b>	-

Tab. 20: Nachweise in Stufe 1 und Stufe 2 nach NRR 2011 und NRR2015

Nachweisstufe		Stufe 2
Bemessungsgrundlage		DIN FB 102/ NRR 2020
Lastmodell		wie zuvor
Nachweisschnitt		wie zuvor
$k_{ct}$	-	1,3
$V_{Rd,ct}$	kN	9,3
$V_{Rd,ct,min}$	kN	9,1
$V_{Rd,ct,max}$	kN	12,7
$\cot \beta_p$	-	1,53
$\cot \theta$	-	2,14
$V_{Rd,sy}$	kN	26,7
$V_{Rd,max}$	kN	24,3
$\eta = V_{Ed}/V_{Rd}$	-	<b>0,85</b>

Tab. 21: Nachweis Stufe 2 nach NRR 2020

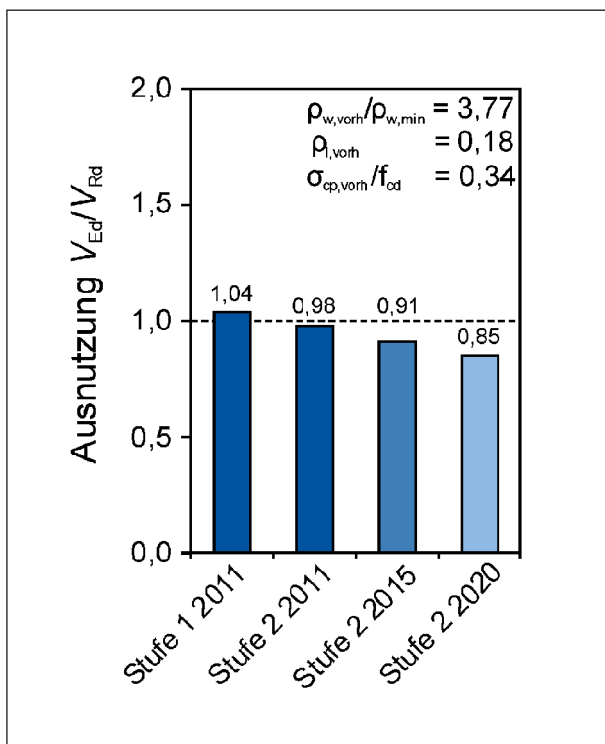


Bild 52: Ausnutzungsgrad des Querkraftnachweises im Stützbereich von Brücke 2

Die Ergebnisse der Nachrechnung sind in Bild 52 grafisch dargestellt. Ähnlich wie im vorherigen Beispiel beträgt der Ausnutzungsgrad in Stufe 2 nach NRR2020 ca. 82 % der Ausnutzung in Stufe 1. Die tragfähigkeitssteigernden Auswirkungen sind bei höheren Querkraftbewehrungsgraden deutlich geringer ausgeprägt, wie der Vergleich mit dem Feldquerschnitt im vorherigen Beispiel und die nachfol-

genden Beispiele zeigen. Dieses Verhalten kann ebenfalls darauf zurückgeführt werden, dass bei hohen Querkraftbewehrungsgraden oftmals die Maximaltragfähigkeit, begrenzt durch die Druckstrebentragfähigkeit, maßgebend wird. Dies war in den vorangegangenen beiden Beispielen der Fall, wobei die Differenz zwischen  $V_{Rd,sy}$  und  $V_{Rd,max}$  mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad ansteigt.

### Brücke 3

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Nachweise für Brücke 3 gezeigt. Die Berechnung erfolgt analog der detaillierten Beschreibung für Beispielbrücke 1.

Mit einem Verhältnis zwischen vorhandenem Querkraftbewehrungsgrad und Mindestquerkraftbewehrungsgrad von  $\rho_{w,vorh}/\rho_{w,min} = 1,9$  weist Brücke 3 einen geringeren Querkraftbewehrungsgrad in Nachweisquerschnitt auf als die beiden vorherigen Brückenbeispiele.

Der Nachweis für Bauteile ohne Querkraftbewehrung kann auch in diesem Beispiel erwartungsgemäß nicht erbracht werden. Ein Nachweis für Bauteile mit Querkraftbewehrung ist erforderlich. In diesem Beispiel kann der Nachweis jedoch bereits in Stufe 1 nach DIN FB 102 erbracht werden. Das gewählte Brückenbeispiel weist im gewählten Nachweisschnitt kein Querkrafttragfähigkeitsdefizit auf. Dennoch wurde dieses Beispiel aufgrund der Querschnittsgeometrie und des statischen Systems gewählt, da es sich hierbei um einen üblichen Brückenquerschnitt handelt. Nichtsdestotrotz ist bei diesem Beispiel eine Abnahme des Ausnutzungsgrades von Stufe 1 hin zu Stufe 2 zu erkennen.

Der Querkraftbewehrungsgrad beträgt in diesem Beispiel nur ca. die Hälfte des Querkraftbewehrungsgrades in den Beispielen 1 und 2. In diesem Fall wird beim Nachweis in Stufe 2 mit Fachwerkmodell und additivem Betontraganteil nicht die Druckstrebentragfähigkeit  $V_{Rd,s}$ , sondern die Bügeltragfähigkeit  $V_{Rd,s}$  maßgebend.

In Bild 53 sind die Ergebnisse der Nachrechnung von Brücke 3 dargestellt. In diesem Fall ist der Quotient aus vorhandenem zum Mindestquerkraftbewehrungsgrad nur halb so groß wie im vorherigen Beispiel. Daraus kann geschlossen werden, dass die vorhandene Querkraftbewehrung deutlich geringer ist als in Brücke 2. Diese Tatsache spiegelt sich auch in der Reduzierung des Ausnutzungsgrades

Nachweisstufe		Stufe 1	Stufe 2	Stufe 2
Bemessungsgrundlage		DIN FB 102	DIN FB 102/NRR 2011	DIN FB 102/NRR 2015
Lastmodell		BK60 nach DIN 1072		
Nachweisschnitt		d vom Anschnitt des Querträgers in Achse 2		
$\rho_l$	-	0,236 %		
$\rho_{w,vorh}/\rho_{w,min}$	-	1,9		
$V_{Rd,ct}$	MN	1,5	1,5	1,5
$V_{Rd,c,min}$	MN	1,4	1,4	1,4
$V_{Rd,cc}$	MN	1,4	1,4	1,4
$\cot \theta$	-	1,75	1,92	2,12
$\cot \beta_r$	-	-	-	1,62
$V_{Rd,sy}$	MN	4,9	5,4	5,9
$V_{Rd,max}$	MN	12,6	11,7	11,3
$\eta = V_{Ed}/V_{Rd}$	-	<b>0,53</b>	<b>0,49</b>	<b>0,44</b>
$\cot \theta$	-	1,75	2,50	-
$a_{s,erf}$	cm <sup>2</sup> /m	25,8	18,0	-
$\eta = a_{s,w,erf}/a_{s,w,vorh}$	-	<b>0,53</b>	<b>0,37</b>	-

Tab. 22: Nachweise in Stufe 1 und Stufe 2 nach NRR 2011 und NRR2015

Nachweisstufe		Stufe 2
Bemessungsgrundlage		DIN FB 102/ NRR 2020
Lastmodell		wie zuvor
Nachweisschnitt		wie zuvor
$k_{ct}$	-	1,3
$V_{Rd,ct}$	kN	2,9
$V_{Rd,ct,min}$	kN	2,0
$V_{Rd,ct,max}$	kN	4,7
$\cot \beta_p$	-	1,62
$\cot \theta$	-	2,41
$V_{Rd,sy}$	kN	6,7
$V_{Rd,max}$	kN	8,3
$\eta = V_{Ed}/V_{Rd}$	-	<b>0,39</b>

Tab. 23: Nachweis Stufe 2 nach NRR 2020

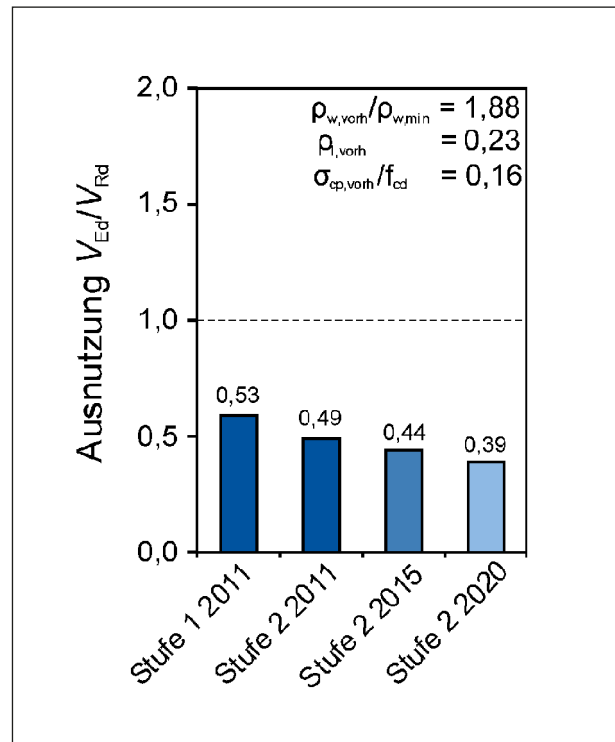


Bild 53: Ausnutzungsgrad des Querkraftnachweises im Stützbereich von Brücke 3

wider, da die relative Tragfähigkeitssteigerung bei gering querkraftbewehrten Bauteilen größer ausfällt. In diesem Beispiel beträgt der Ausnutzungsgrad in Stufe 2 der NRR2020 ca. 73 % des Ausnutzungsgrades in Stufe 1 und liegt somit um 15%-Punkte unter der Reduzierung aus Beispiel 2.

Nachweisstufe		Stufe 1	Stufe 2	Stufe 2
Bemessungsgrundlage		DIN FB 102	DIN FB 102/NRR 2011	DIN FB 102/NRR 2015
Lastmodell		Lastmodell 60		
Nachweisschnitt		d vom Anschnitt des Querträgers in Achse 2		
$\rho_l$	-	0,289 %		
$\rho_{w,vorh}/\rho_{w,min}$	-	1,3		
$V_{Rd,ct}$	MN	1,3	1,3	1,3
$V_{Rd,c,min}$	MN	1,2	1,2	1,2
$V_{Rd,cc}$	MN	1,4	1,4	1,4
$\cot \theta$	-	1,75	2,10	2,38
$\cot \beta_r$	-	-	-	1,66
$V_{Rd,sy}$	MN	3,5	4,2	4,7
$V_{Rd,max}$	MN	12,4	10,9	10,3
$\eta = V_{Ed}/V_{Rd}$	-	<b>1,13</b>	<b>0,94</b>	<b>0,83</b>
$\cot \theta$	-	1,75	2,18	-
$a_{s,erf}$	cm <sup>2</sup> /m	25,6	20,6	-
$\eta = a_{s,erf}/a_{s,w,vorh}$	-	<b>1,13</b>	<b>0,90</b>	-

Tab. 24: Nachweise in Stufe 1 und Stufe 2 nach NRR 2011 und NRR2015

Nachweisstufe		Stufe 2
Bemessungsgrundlage		DIN FB 102/ NRR 2020
Lastmodell		wie zuvor
Nachweisschnitt		wie zuvor
$k_{ct}$	-	1,3
$V_{Rd,ct}$	kN	1,9
$V_{Rd,ct,min}$	kN	1,7
$V_{Rd,ct,max}$	kN	4,6
$\cot \beta_p$	-	1,66
$\cot \theta$	-	2,66
$V_{Rd,sy}$	kN	5,3
$V_{Rd,max}$	kN	7,6
$\eta = V_{Ed}/V_{Rd}$	-	<b>0,74</b>

Tab. 25: Nachweis Stufe 2 nach NRR 2020

#### Brücke 4

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Nachweise für Brücke 4 gezeigt. Die Berechnung erfolgt analog der detaillierten Beschreibung für Beispielbrücke 1.

Mit einem Verhältnis zwischen vorhandenem Querkraftbewehrungsgrad und Mindestquerkraftbewehrungsgrad von  $\rho_{w,vorh}/\rho_{w,min} = 1,3$  weist Brücke 4

den geringsten Querkraftbewehrungsgrad im Nachweisquerschnitt auf. Dieser beträgt nur rund 1/3 des Querkraftbewehrungsquerschnittes von Brücke 2, die den höchsten Querkraftbewehrungsquerschnitt aufweist.

Der Nachweis für Bauteile ohne Querkraftbewehrung kann auch in diesem Beispiel erwartungsgemäß nicht erbracht werden. Ein Nachweis für Bauteile mit Querkraftbewehrung ist erforderlich. In diesem Beispiel kann der Nachweis in Stufe 1 nach DIN FB 102 nicht erbracht werden. Dieses Beispiel wurde ebenfalls aufgrund der üblichen Querschnittsgeometrie und des statischen Systems gewählt.

Da der Querkraftbewehrungsgrad in diesem Beispiel ebenfalls niedrig ist, wird in diesem Fall beim Nachweis in Stufe 2 mit Fachwerkmodell und additivem Betontraganteil ebenfalls nicht die Druckstreben tragfähigkeit, sondern die Bügeltragfähigkeit  $V_{Rd,s}$  maßgebend.

In Bild 54 sind die Ergebnisse der Nachrechnung von Brücke 4 dargestellt. In diesem Fall beträgt der Quotient aus vorhandenem zum Mindestquerkraftbewehrungsgrad nur ein Drittel dessen von Beispielbrücke 2. Diese Tatsache spiegelt sich auch in der Reduzierung des Ausnutzungsgrades wider. In diesem Beispiel beträgt der Ausnutzungsgrad in

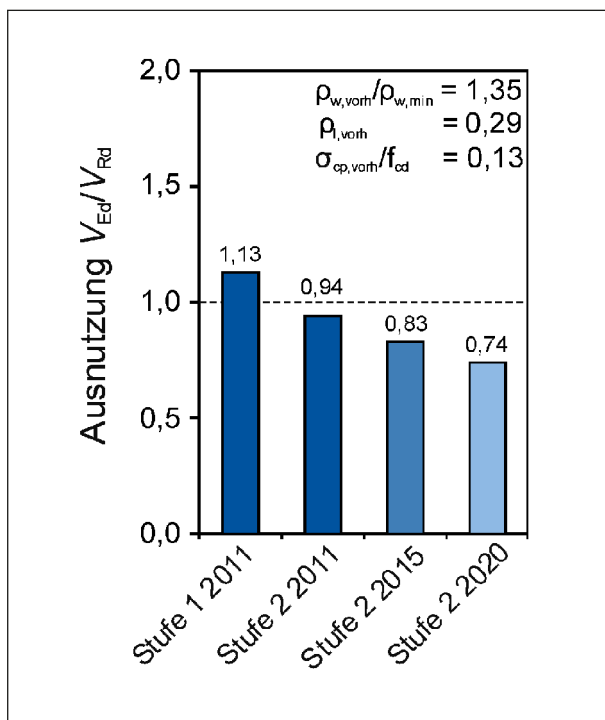


Bild 54: Ausnutzungsgrad des Querkraftnachweises im Stützbereich von Brücke 4

Stufe 2 der NRR2020 ca. 65 % des Ausnutzungsgrades in Stufe 1 und liegt somit um 23%-Punkte unter der Reduzierung aus Beispiel 2. Wird dieses Beispiels mit der Beispielbrücke 2 verglichen, kann das bereits zuvor geschilderte Verhalten der Nachweisgleichung in Stufe 2 nach NRR2020 bestätigt werden. Bei geringeren Querkraftbewehrungsgraden ist die relative Tragfähigkeitssteigerung nach dem Nachweisformat mit additivem Betontraganteil deutlich effektiver als bei hohen Querkraftbewehrungsgraden.

### 4.3 Beurteilung des Nachweisformates nach kanadischer Norm

#### 4.3.1 Bewertung des Sicherheitskonzeptes

Im nachfolgenden Kapitel wird zunächst das Sicherheitskonzept einer Bemessung nach DIN EN 1990 2002-10 [EC0] zusammengefasst. Im Anschluss erfolgt eine ausführliche Darstellung der entsprechenden kanadischen Regelungen nach CSAA.23.3 [CSA-A23.3]. An dieser Stelle wird nicht vertieft auf die Grundlagen der Ermittlung der Sicherheitsbeiwerte sowie höherwertige Verfahren der Probabilistik eingegangen. Für eine detaillierte Darstellung der sicherheitstheoretischen Grundlagen wird auf [978-3-95606-504-0] verwiesen.

### Grundlagen des Sicherheitskonzeptes

Die Eigenschaft eines Tragwerkes, eine festgelegte Funktion unter vordefinierten Randbedingungen und festgelegter Zeitdauer mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit zu erfüllen, wird als Zuverlässigkeit des Tragwerkes bezeichnet. Die Zuverlässigkeit wird oft „Überlebenswahrscheinlichkeit“ ( $P\sigma$ ) genannt. Das Komplement ist die „Versagenswahrscheinlichkeit“ ( $P\phi$ ), sodass deren Summe immer Eins ergibt. Im Bauwesen wird bei Grenzzustandsbetrachtungen üblicherweise die Versagenswahrscheinlichkeit und nicht die Überlebenswahrscheinlichkeit berechnet [Sch96; Spa92].

Im Laufe der vergangenen Jahrzehnte wurden unterschiedliche Methoden entwickelt, um die Wahrscheinlichkeiten eines Versagens zu errechnen. In Abhängigkeit ihrer Rechengenauigkeit und Komplexität werden diese in unterschiedliche „Levels of sophistication“ eingestuft. Grundsätzlich lassen sich die verschiedenen Berechnungsverfahren in vier Stufen einteilen:

- Level 0: Methode mit empirisch festgelegten Sicherheitsfaktoren
- Level 1: Kalibriertes Verfahren der Grenzzustände im Allgemeinen mit Teilsicherheitsfaktoren
- Level 2: First Order Reliability Method (FORM), Second Order Reliability Method (SORM), mit Zuverlässigkeitsindex  $\beta$
- Level 3: Probabilistisch „exakt“ – Monte-Carlo Methode oder numerische Integration zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit ( $P\phi$ )

Zusätzlich existieren Optimierungsverfahren, die ökologische oder soziologische Aspekte berücksichtigen (Level 4 und Level 5).

Aufgrund des hohen Rechenaufwandes sind die Methoden aus Level 2 und 3 zu aufwendig für eine regelmäßige Anwendung in der Praxis. Aus diesem Grund wurden bei den Verfahren in Level 1 weitere Vereinfachungen vorgenommen, um die Anwendung zu erleichtern. Die Streuung von Materialkennwerten und Einwirkungen bzw. allgemein der stochastische Charakter der Variablen wird im Gegensatz zu den höheren Verfahren nicht über Verteilungsfunktionen, sondern über charakteristische Werte berücksichtigt. Diese müssen eine festgelegte Unter- oder Überschreitungswahrscheinlichkeit einhalten. Hierbei gilt für Variablen der Widerstandsseite das 5%-Quantil und für Variablen der Einwir-



kungsseite das 98%-Quantil. Für die Widerstandsseite bedeutet dies, dass nur 5 % der Ereignisse (z. B. Festigkeitskennwerte von Beton oder Stahl) kleiner sein dürfen als der charakteristische Wert.

### Sicherheitskonzept in Deutschland (nach Eurocode 0 [EC0])

Das Sicherheitskonzept der Eurocodes (Level 1) wird auch als Methode der Grenzzustände bezeichnet. Zur Bewertung des Zuverlässigkeitsniveaus im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) werden nachfolgend die Versagenswahrscheinlichkeit  $P\phi$  und der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  nach probabilistischer Näherung herangezogen [EC0; Fis01].

Der empfohlene Mindestwert nach Eurocode 0 wird in Abhängigkeit der Zuverlässigkeitsklassen (RC1–RC3) definiert. Für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren ist der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  in Tabelle 26 angegeben.

Eine Bemessung mit den in Eurocode 0 festgelegten Teilsicherheitsbeiwerten führt zu einem Tragwerk mit einer Mindestzuverlässigkeit von  $\beta = 3,80$  bei einem Bezugszeitraum von 50 Jahren und entspricht somit der Zuverlässigkeitsklasse RC2.

Nach Eurocode 0 erfolgt keine explizite Einordnung von Brückenbauwerken in eine Zuverlässigkeitsklasse. Gemäß den verwendeten Teilsicherheitsbeiwerten können diese jedoch der Zuverlässigkeitsklasse RC2 zugeordnet werden. Die vorgesehene Nutzungsdauer von Brücken beträgt in der Regel 100 Jahre, wohingegen für den üblichen Hochbau eine Nutzungsdauer von 50 Jahren vorgesehen ist. Bei einem Bezugszeitraum von 100 Jahren ergibt sich nach EC0 ein Zuverlässigkeitsindex von  $\beta = 3,65$ . Folglich wird für einen größeren Bezugszeitraum eine größere Versagenswahrscheinlichkeit akzeptiert. Nichtsdestotrotz wird mit den verwendeten, kalibrierten Teilsicherheitsfaktoren mindestens der Zuverlässigkeitsindex erreicht, der bei einem Bezugszeitraum von 50 Jahren ermittelt wird.

An dieser Stelle wird nicht vertieft auf die resultierenden Sicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Materialseite eingegangen.

Zuverlässigkeitsklasse	RC 3	RC 2	RC 1
Mindestwert für $\beta$	4,30	3,80	3,30

Tab. 26: Empfehlungen für Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  nach Eurocode 0 für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren

### Angepasstes Sicherheitskonzept der Nachrechnungsrichtlinie

In der ersten Stufe der NRR werden die Sicherheitsfaktoren gemäß dem nationalen Anhang des EC0 bzw. des DIN-Fachberichtes 101 angewendet. In der zweiten Stufe besteht die Möglichkeit, modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- oder Widerstandsseite anzuwenden. Unter bestimmten Bedingungen darf der Sicherheitsbeiwert der ständigen Lasten aus Eigengewicht von 1,35 auf 1,20 reduziert werden. Der Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung einer Stützensenkung darf zu 1,00 angenommen werden. Gleiches gilt für die Einwirkungen aus Zwang und Schwinden. Falls das Lastmodell LMM angewendet wird, darf hier der Sicherheitsbeiwert für die veränderlichen Einwirkungen auf 1,35 reduziert werden. Auf der Widerstandsseite darf bei vorwiegender Biegebeanspruchung der Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl  $\gamma_s = 1,10$  und der Teilsicherheitsbeiwert für Spannstahl  $\gamma_p = 1,05$  angenommen werden.

### Sicherheitskonzept nach kanadischer Norm

Grundlegend ist das Sicherheitskonzept der kanadischen Norm CSA ebenfalls Level 1 zuzuordnen und wird als Methode der Grenzzustände bezeichnet [Mac76]. Somit gelten hier die gleichen fundamentalen Konzepte zur Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte wie bei einer Bestimmung nach EC0. Beim Vergleich der Sicherheitskonzepte finden sich jedoch grundlegende Unterschiede beim Zuverlässigkeitsindex, den ermittelten Sicherheitsfaktoren und dem Verkehrslastmodell. Auf Letzteres wird in Kapitel 4.3.2 gesondert eingegangen. Die Brückenbemessung nach kanadischer Norm erfolgt für einen Brückenlebenszyklus von 75 Jahren.

In der kanadischen Norm wird analog zu EC0 der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  zur Bestimmung des Zuverlässigkeitsniveaus herangezogen. Der Sicherheitstheorie nach CSA liegt ein Zuverlässigkeitsindex von  $\beta = 3,75$  bei einem Bezugszeitraum von einem Jahr zugrunde. Dieser Wert gilt für Verkehrslasten inklusive Lastkraftwagen ohne Beschränkung oder Aufsicht. Sofern die Lkw unter Aufsicht über die Brücke fahren, ist ein reduzierter Zuverlässigkeitsindex von  $\beta = 3,50$  möglich. Wichtig ist in diesem Zusammenhang, dass der Zuverlässigkeitsindex nach kanadischer Norm für einen Bezugszeitraum von lediglich einem Jahr ermittelt wurde. Auf den Vergleich zum deutschen Zuverlässigkeitsindex wird später eingegangen.

Allgemein sind die kalibrierten Teilsicherheitsbeiwerte der Materialeigenschaften nach kanadischer Norm  $< 1,0$  und führen durch Multiplikation zu einem Bemessungswert. Um eine Vergleichbarkeit mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach EC0 zu gewährleisten, sind in Tabelle 27 die Kehrwerte der Teilsicherheitsbeiwerte angegeben.

Bei kalibrierten Teilsicherheitsbeiwerten können Rückschlüsse auf die angenommene Streuung der Materialeigenschaften gezogen werden. Grundsätzlich ist die angenommene Streuung nach kanadischer Norm geringer als nach Eurocode, vgl. Tabelle 28.

Die Bemessungswerte der Einwirkungen nach kanadischer Norm ergeben sich durch Multiplikation der charakteristischen Einwirkungen mit einem Teil-

Baustoff	Beton	Stahlbewehrung	Spannbewehrung
$1/\Phi$	1,33	1,11	1,05

Tab. 27: Teilsicherheitsbeiwerte nach kanadischer Norm CSA

Baustoff	EC2	CSA
Beton	16,0 %	9,0 %
Betonstahl	7,0 %	3,5 %
Spannstahl	4,0 %	1,7 %

Tab. 28: Angenommene Streuungen der Materialeigenschaften

sicherheitsbeiwert ( $\alpha_i$ ). Dieser Teilsicherheitsbeiwert berücksichtigt unter anderem die Streuung der Einwirkung und deren Kombinationen. Im Gegensatz zum Eurocode müssen die Teilsicherheitsbeiwerte nach kanadischer Norm nicht mehr mit einem Kombinationsbeiwert multipliziert werden, dieser wurde bereits berücksichtigt. Insgesamt existieren neun ausgewählte Situationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Ultimate Limite State – ULS), die in Tabelle 29 dargestellt sind.

Für die ständigen Lasten wird der Teilsicherheitsfaktor bei ungünstiger Einwirkung zu 1,2 und bei günstiger Einwirkung zu 0,9 festgelegt. Der Faktor für veränderliche Lasten liegt je nach Kombination zwischen 1,4 und 1,7 bei der Annahme normalen Verkehrs. Zusätzlich gilt, dass die Summe aller einwirkenden, mit den jeweiligen Teilsicherheitsfaktoren multiplizierten Lasten nicht kleiner sein darf als das 1,25-fache der Summe aller einwirkenden charakteristischen Lasten der gleichen Kombination.

### Vergleich der Sicherheitskonzepte

Eine übersichtliche Aufstellung der Teilsicherheitsbeiwerte im Vergleich zu den Werten nach kanadischer Norm ist in Tabelle 30 gezeigt.

Lasten	Ständige Lasten			Veränderliche Lasten					Außergewöhnliche Lasten						
	Eigengewicht	Erd- oder Wasserdruck	Sekundäre Vorspanneffekte	Verkehrslast	Effekte aus Dehnung, Deformation, Verschiebung	Windlasten auf Bauwerk	Windlasten auf Verkehr	Stützensenkung	Erdbeben	Eiskräfte Sturmflut Strahldruck	Eiszuwachs	Kollision von Fahrzeugen			
ULS 1	$\alpha_D$	$\alpha_E$	$\alpha_p$	Anhang B3	0	0	0	0	0	0	0	0			
ULS 2				Anhang B3	1,15										
ULS 3				Anhang B3	1	0,45	0,45								
ULS 4					1,25	1,4									
ULS 5							0				1				
ULS 6											1,3				
ULS 7						0	0		0,75	0			1,3		
ULS 8													0		1
ULS 9				1,35						0				0	

Tab. 29: Mögliche Kombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach kanadischer Norm

Eigenschaften			Eurocode	NRR Stufe 2	CSA
Sicherheitstheorie			Methode der Grenzzustände		
Zuverlässigkeit	Index		$\beta = 3,8$		$\beta = 3,75$
	Bezugszeitraum		50 Jahre		1 Jahr
Lebenszyklus			100 Jahre		75 Jahre
Widerstände	charakteristische Werte der Festigkeiten		5%-Quantilwert		Mittelwert
	Baustoff Beton	$\gamma$ (COV)	1,5 (0,18)		1,33 (0,09)
	Baustoff Stahl	$\gamma$ (COV)	1,15 (0,08)	1,05 (0,03)	1,11 (0,04)
	Baustoff Spannstahl	$\gamma$ (COV)		1,1 (0,06)	1,05 (0,02)
Einwirkungen	$\gamma_{\text{ständig}}$		1,35	1,20	1,20
	$\gamma_{\text{veränderlich}}$		1,50		1,4/1,6/1,7
Einwirkungskombinationen			3 Kombinationen		4 Kombinationsgruppen
Duktilität			Mindestlängs- und querbewehrung		

Tab. 30: Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte nach Eurocode, Nachrechnungsrichtlinie und kanadischer Norm

Im Allgemeinen sind die Grundlagen der Sicherheitskonzepte nach deutscher und kanadischer Norm sehr ähnlich. Beide Regelwerke beziehen sich auf die Methode der Grenzzustände mit semiprobabilistischen Sicherheitsfaktoren auf Basis eines probabilistischen Zuverlässigkeitsindex. Ebenfalls die Forderung einer Mindestlängs- und Mindestquerkraftbewehrung sind in beiden Normen vorhanden. Ein grundsätzlicher Unterschied liegt im geplanten Lebenszyklus der Brücke. Die Bemessung von Brücken in Deutschland geschieht für eine theoretische Lebensdauer von 100 Jahren, wohingegen die Brücken nach kanadischer Norm für eine Lebensdauer von 75 Jahren ausgelegt werden.

Die kalibrierten Sicherheitsfaktoren für die Methode der Grenzzustände sind für einen bestimmten Zuverlässigkeitsindex ausgelegt. Der Zuverlässigkeitsindex scheint für beide Regelwerke identisch. Bei dieser Betrachtung ist jedoch der Bezugszeitraum mit einzubeziehen, der sehr unterschiedlich angenommen wurde. Der Zuverlässigkeitsindex nach deutscher Norm wird für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren ermittelt, wohingegen der Zuverlässigkeitsindex nach kanadischer Norm auf Basis eines Bezugszeitraumes von lediglich einem Jahr ermittelt wurde. Würde der Zuverlässigkeitsindex nach deutscher Norm ebenfalls für einen Bezugszeitraum von einem Jahr ermittelt, würde dieser bei  $\beta = 4,7$  liegen und somit eine höhere Sicherheit durch eine geringere Versagenswahrscheinlichkeit implizieren. Aus diesem Vergleich kann geschlossen werden, dass durch die Verwendung der

Teilsicherheitsbeiwerte nach kanadischer Norm ein etwas geringeres Sicherheitsniveau als nach deutscher Norm zugrunde gelegt werden würde. Zudem führt die Annahme von Mittelwerten der Materialfestigkeiten zu einer weiteren Reduktion des Sicherheitsniveaus. Zusätzlich existiert für die Betonfestigkeit nach deutscher Norm ein Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Dauerstandseffekten auf die Betonfestigkeit (Rüsch-Beiwert bzw. Dauerstandsbeiwert). Nach kanadischer Norm wird keine vergleichbare Abminderung der Betonfestigkeit vorgenommen.

In beiden Normen existieren Einwirkungskombinationen der ständigen, veränderlichen und außergewöhnlichen Einwirkungen. Die jeweiligen Einwirkungen werden mit unterschiedlichen Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten gewichtet. In der kanadischen Norm werden die Kombinationsbeiwerte bereits in den Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt. Im GZT der deutschen Norm werden drei grundlegende Bemessungssituationen betrachtet (ständig und vorübergehend, außergewöhnlich und Situation infolge Erdbeben), während im ULS der kanadischen Norm neun Bemessungssituationen verglichen werden. Diese lassen sich in vier Gruppen einteilen: ständig und vorübergehend (ULS 1, 2, 3 und 4), außergewöhnlich (ULS 5, 6, 7 und 8), Situation infolge Erdbeben (ULS 5) und infolge Eigengewicht (ULS 9). In der kanadischen Norm wird somit eine zusätzliche Situation betrachtet. Im Zuge des Normenvergleichs werden im Besonderen die ständige und vorübergehende Einwirkungskombination verglichen. Die hier zugrunde

gelegten vorübergehenden Einwirkungen werden in beiden Normen von verschiedenen Lastgruppen repräsentiert. Auf Seiten der veränderlichen Einwirkungen wird im Unterschied zum konstanten Teilsicherheitsfaktor der deutschen Norm ein für drei ausgewählte ULS Kombinationen variabler Faktor ( $\gamma_{\text{veränderlich}} = 1,4/1,6/1,7$ ) angenommen. Dieser ist in den Kombinationen ULS 1 und 2 größer und in der dritten Kombination kleiner als der nach der deutschen Norm. Auf Seiten der ständigen Einwirkungen ist der Teilsicherheitsbeiwert nach Eurocode größer als nach der kanadischen Norm – mit der Anpassung der zweiten Stufe der NRR sind diese jedoch gleich ( $\gamma_{\text{ständig}} = 1,20$ ), wobei hierzu gesonderte Untersuchungen bzw. Messungen erforderlich sind.

#### 4.3.2 Vergleich der Lastmodelle

Die Einwirkungen für eine Brückenberechnung nach Nachrechnungsrichtlinie sind im DIN-Fach-

bericht 101 geregelt. Hierbei wird zwischen ständigen und veränderlichen Lasten unterschieden. Zu den Verkehrslasten gehören das Lastmodell 1, der Lastfall Menschengedränge, Brems- und Anfahr-lasten sowie Zentrifugallasten und gleichmäßig verteilte Belastung auf Geh- und Radewegen. In wahrscheinlichkeitstheoretischen Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass in der Realität nicht beide Komponenten (horizontal und vertikal) der Belastung gleichzeitig mit ihrem Maximalwert auftreten. Aus diesem Grund wurden Verkehrslastgruppen gebildet (vgl. Tabelle 32), wodurch die Wahrscheinlichkeit eines gleichzeitigen Auftretens geregelt wird. Eine Lastgruppe zählt als eigenständige Einwirkung und ist nicht mit weiteren Lastgruppen zu überlagern. Für die maximalen Beanspruchungen in vertikaler Richtung ist Verkehrslastgruppe 1 (gr1) anzusetzen. Nachfolgend werden ausgewählte, für diesen Bericht relevante Lastmodelle kurz vorgestellt. In Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie wird in der Regel das Lastmodell 1 (LM1) nach DIN-Fachbericht 101 als Ziellastniveau gewählt. Hierdurch soll ein einheitlicher Bewertungsmaßstab für alle Bestandsbrücken angelegt werden. In Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie können abweichend hiervon Lastmodelle gewählt werden, die in vorherigen Normengenerationen festgeschrieben waren. Hierzu zählen z. B. die Lastmodelle BK60, BK60/30 oder BK30/30, die nach DIN 1072 [DIN88] angesetzt wurden.

Ständige Lasten	Veränderliche Lasten
Eigengewicht	Verkehrslasten
Ausbaulast	Ermüdungslastmodell
Interne Vorspannung	Temperatur
Kriechen und Schwinden	Stützensenkung
	Windlasten

Tab. 31: Ständige und veränderliche Lasten nach deutscher Norm

		Fahrbahn				Geh- und Radwege auf Brücken
Lastart		Vertikallasten		Horizontallasten		Nur Vertikallasten
Lastmodell		Lastmodell 1	Menschengedränge	Brems- und Anfahr-lasten	Zentrifugal-lasten	Gleichmäßig verteilte Belastung
Lastgruppe	gr1	Charakteristischer Wert		(*)	(*)	Abgeminderter Wert
	gr2	Häufiger Wert (*)		Charakteristischer Wert	Charakteristischer Wert	
	gr3					Charakteristischer Wert
	gr4		Charakteristischer Wert			
	gr6	0,5-fach charakteristischer Wert		0,5-fach charakteristischer Wert	0,5-fach charakteristischer Wert	Charakteristischer Wert

Dominante Komponente der Einwirkungen  
 (\*) Falls nicht anderweitig in Normen für Entwurf, Berechnung und Konstruktion

Tabelle 32: Verkehrslastgruppen für mehrkomponentige Einwirkungen

Stellung	Doppelachse			Gleichmäßig verteilte Belastung
	Grundwert	$\alpha_{Qi}$	Angepasster Grundwert	
	Achslast $Q_{ik}$ [kN]		Achslast $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ (oder $q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]
Fahrstreifen 1	300	0,8	240	0,9
Fahrstreifen 2	200	0,8	160	2,5
Fahrstreifen 3	0	-	0	2,5
Andere Fahrstreifen	0	-	0	2,5
Restfläche ( $q_{rk}$ )	0	-	0	2,5

Tab. 33: Grundwerte für das Lastmodell LM1

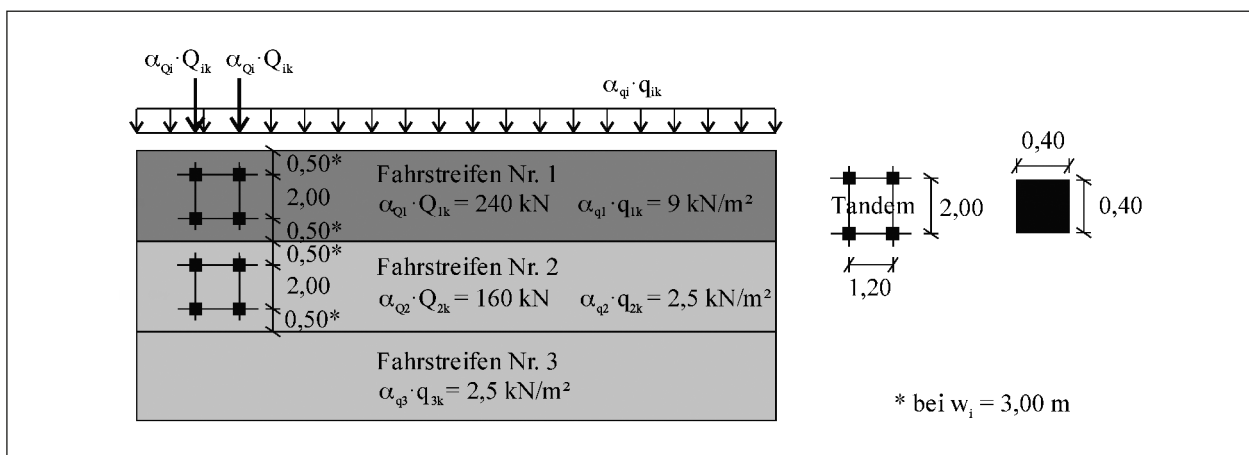


Bild 55: Darstellung LM1 mit TS und Spurlast

## LM1

Das Lastmodell LM1 besteht aus Einzellasten (Doppelachse, Tandem-System) und gleichmäßig verteilten Lasten (Uniformly Distributed Loads – UDL), welche die meisten der Einwirkungen als Lkw- und Pkw-Verkehr abdecken. Bei der Doppelachse wird der Grundwert der Achslast  $Q_{ik}$  mit einem Anpassungsfaktor  $\alpha_{Qi}$  beaufschlagt. Das Lastmodell 1 (LM1) gemäß DIN-FB 101 entspricht etwa einem 98%-Quantil der Verkehrslasten. Hierbei wurden die Anpassungsfaktoren für die Doppelachsen in Fahrspur 1 und 2 im nationalen Anwendungsdokument modifiziert, da die Vorgabe des Grunddokumentes von EC2 mit einem 99,9%-Quantil aus deutscher Sicht als zu konservativ erachtet wurde. Hierdurch wird eine Wiederkehrperiode von ca. 50 Jahren unterstellt. In jedem Fahrstreifen sollte nur eine Doppelachse in der ungünstigsten Laststellung aufgebracht werden. Für veränderliche Lasten wird ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_q = 1,5$  angenommen. Die Zahlenwerte der Anpassungsfaktoren  $\alpha_{Qi}$ ,  $\alpha_{qi}$  und  $\alpha_{qr}$  können für verschiedene Straßenklassen

oder für verschiedene erwartete Verkehrszusammensetzungen unterschiedlich sein. Falls keine anderen Festlegungen getroffen werden, sind die Anpassungsfaktoren der gleichmäßig verteilten Last  $\alpha_{qi}$  bzw.  $\alpha_{qr} = 1,0$  zu setzen. Die Grundwerte für das Lastmodell LM1 sind in Tabelle 33 angegeben und in Bild 55 dargestellt.

## LMM

Im Lastmodell LM1 nach Eurocode 2, das in erster Linie für den Brückenneubau verwendet wird, ergeben sich deutlich größere Belastungen als nach LM1 nach DIN-Fachbericht. In der Vornorm zum Eurocode 2 wurde das LM1 als LMM bezeichnet. Um eine bessere Unterscheidung im nachfolgenden Text zu ermöglichen wird fortan weiterhin vom LMM gesprochen, sofern das Lastmodell LM1 nach EC2 gemeint ist. Detaillierte Untersuchungen zu den Auswirkungen eines steigenden Güterverkehrs haben gezeigt, dass ein Stauverkehr mit 40-t-Sattelzügen nach LM1 nur noch bedingt abgedeckt werden konnte und für diesen ungünstigen Fall kei-

Stellung	Doppelachse			Gleichmäßig verteilte Belastung
	Grundwert	$\alpha_{Qi}$	Angepasster Grundwert	
	Achslast $Q_{ik}$ [kN]		Achslast $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ (oder $Q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]
Fahrstreifen 1	300	1,0	300	12,0
Fahrstreifen 2	200	1,0	200	6,0
Fahrstreifen 3	100	1,0	100	3,0
Andere Fahrstreifen	0	-	0	3,0
Restfläche ( $q_{rk}$ )	0	-	0	3,0

Tab. 34: Grundwerte für das Lastmodell LMM

Regelfahrzeug	Rechnerische Hauptspur = 3 m Breite				Gleichmäßig verteilte Belastung außerhalb der Hauptspur $q_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	Regelfahrzeug			Gleichmäßig verteilte Flächenlast $q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
	Gesamtlast $Q_{ik}$ [kN]	Radlast $Q_{ik}$ [kN]	Ersatzflächenlast $q'$ [kN/m <sup>2</sup> ]		
SLW60	588	98	33	4,9	3

Tab. 35: Verkehrsregellasten für BK60 nach DIN 1072

ne weiteren Lastreserven mehr zur Verfügung stehen. Diese Ergebnisse zeigen die Notwendigkeit von zukunftsfähigen Lastmodellen für Brückenbauten, die auch einen weiteren Anstieg des Güterverkehrs sicher abdecken können [Heg21].

Die Grundwerte des TS-Systems bleiben auch beim LMM unverändert, jedoch kommt eine weitere Doppelachse in der dritten Fahrspur mit 100 kN Achslast hinzu. Weiter werden die Anpassungsfaktoren für die gleichmäßig verteilte Belastung deutlich angehoben gegenüber LM1. Die Anpassungsfaktoren  $\alpha_{q,i}$  für die TS werden = 1,0 gesetzt. Die Anpassungsfaktoren für die gleichmäßige Belastung werden wie folgt erhöht:  $\alpha_{q1} = 1,33$ ,  $\alpha_{q2} = 2,4$  und  $\alpha_{q3} = \alpha_{qr} = 1,2$

Im Lastmodell LMM wird der Sicherheitsbeiwert für veränderliche Belastungen  $\gamma_q = 1,35$  anstelle von  $\gamma_q = 1,5$  im LM1 gesetzt.

Die Grundwerte bzw. die Angepassten Grundwerte für LMM sind in Tabelle 34 dargestellt.

### BK60

Der Brückensklasse BK 60 nach [DIN67] liegen die Achslasten eines Schwerlastwagens (SLW) mit einer Gesamtradlast von 60 Megapond zugrunde. Die Abmessungen des SLW sind in Bild 56 dargestellt.

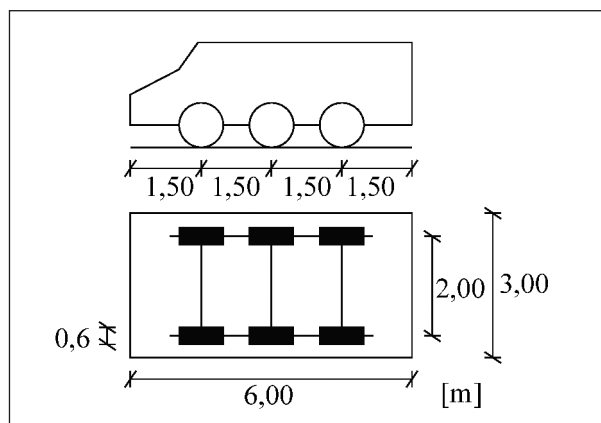


Bild 56: Maße eines Regelfahrzeuges SLW in Metern für BK60 nach DIN 1072 [DIN67]

Unabhängig von der Anzahl der Fahrspuren wird nur eine Hauptspur mit einer Breite von 3 m an der für die Brücke ungünstigsten Stelle angenommen. Für die Aufstandsfläche des SLW gilt die Ersatzflächenlast  $q'$  gemäß Tabelle 35. Hierbei sei darauf hingewiesen, dass die Werte in der entsprechenden Tabelle in Kilonewton umgerechnet wurden. Im restlichen Bereich der Brücke wird die Flächenlast  $q_1$  gleichmäßig verteilt. Außerhalb der Hauptspur wird gemäß Tabelle 35 die gleichmäßig verteilte Belastung  $q_2$  angesetzt. In der Hauptspur ist zudem ein Schwingbeiwert  $\varphi$  zu berücksichtigen, der in Abhängigkeit der Stützweite in Brückenlängsrichtung bestimmt wird.

Regelfahrzeug	Rechnerische Hauptspur = 3 m Breite				Gleichmäßig verteilte Belastung außerhalb der Hauptspur $q_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	Regelfahrzeug			Gleichmäßig verteilte Flächenlast $q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
	Gesamtlast $Q_{ik}$ [kN]	Radlast $Q_{ik}$ [kN]	Ersatzflächenlast $q'$ [kN/m <sup>2</sup> ]		
SLW60	600	100	33,3	5,0	3
SLW30	300	50	16,7	3,0	3

Tab. 36: Verkehrsregellasten in BK60/30 nach DIN 1072

Lastart	Fahrbahn					Fahrzeugrückhaltesysteme	Geh- und Radwege auf Brücken
	Vertikallasten			Horizontallasten		Horizontal-, Vertikal- und Laterallasten	Horizontal und Vertikallasten
Lastmodell	CL-W	CL-W Spurlast	Bordstein	Zentrifugallasten	Brems- und Anfahrlasten		Gleichmäßig verteilte Belastung
Variante 1	max (CL-W, CL-W Spurlast)		Charakteristischer Wert	Multiplikative Berücksichtigung	Charakteristischer Wert		Charakteristischer Wert
Variante 2	max (CL-W, CL-W Spurlast)			Multiplikative Berücksichtigung	Charakteristischer Wert	Charakteristischer Wert	Charakteristischer Wert

Tab. 37: Mögliche Einwirkungskombinationen nach CSA S6-19

## BK 60/30

In Brückenklasse BK 60/30 nach [DIN85] wird im Vergleich zu BK 60 mit einem SLW noch eine weitere Fahrspur mit einem SLW mit einer Gesamtachslast von 300 kN belastet. Die Gesamtlast des SLW in der ersten Fahrspur ist im Vergleich zu BK 60 erhöht, da die Last nicht mehr in Megapond angegeben wird, sondern direkt in Kilonewton und ein Umrechnen daher nicht mehr erforderlich ist. Die grundsätzlichen Abmessungen des Regelfahrzeuges sind die gleichen wie in BK 60, jedoch mit abweichender Radaufstandsfläche. Auf diese Unterschiede wird an dieser Stelle nicht vertieft eingegangen. Die Verkehrsregellasten für BK 60/30 sind in der nachfolgenden Tabelle 36 angegeben.

## Einwirkungen nach kanadischer Norm

Die Einwirkungen auf Brücken nach kanadischer Norm sind in CSA S6 [CSA19] geregelt. Dort wird ebenfalls nach ständigen und vorübergehenden Einwirkungen unterschieden.

Zu den Lasten zählen das Verkehrslastmodell, die Brems- und Zentrifugallasten, Bordsteinlasten bzw. Lasten aus Fahrzeugrückhaltesystemen sowie Lasten auf Geh- und Radwegen. In Tabelle 37 sind die

Ständige Lasten	Veränderliche Lasten
Eigengewicht inkl. Ausbaulast	Verkehrslasten
Erd- oder Wasserdruck	Effekte aus Dehnung, Deformation, Verschiebung*
Sekundäre Vorspanneffekte	Stützensenkung
	Windlasten auf Bauwerk
	Windlasten auf Verkehr
* resultierend aus Temperaturveränderungen und Kriechen und Schwinden des Betons	

Tab. 38: Ständige und veränderliche Lasten nach kanadischer Norm

möglichen Kombinationen nach kanadischer Norm CSA S6-19 dargestellt. Das Lastmodell für normalen Verkehr besteht aus den Achslasten eines CL-W Lkws oder einer CL-W Spurlast.

Dem Lastmodell wird einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren unterstellt [Mac83]. Der CL-W Lkw ist ein idealisierter Lkw mit fünf Achsen. In Bild 57 steht  $W$  für das Bruttogesamtgewicht des Lkws in kN. Nach CSA S6-19 ist mindestens in CL-625 mit einem Bruttogesamtgewicht von 62,5 to anzusetzen. Die Lkw sind in einem Abstand von 3 m auf dem Brückenüberbau als Belastung anzusetzen. Bei mehrspuriger Belastung sind die Lasten mit den Faktoren in Tabelle 39 zu multiplizieren.

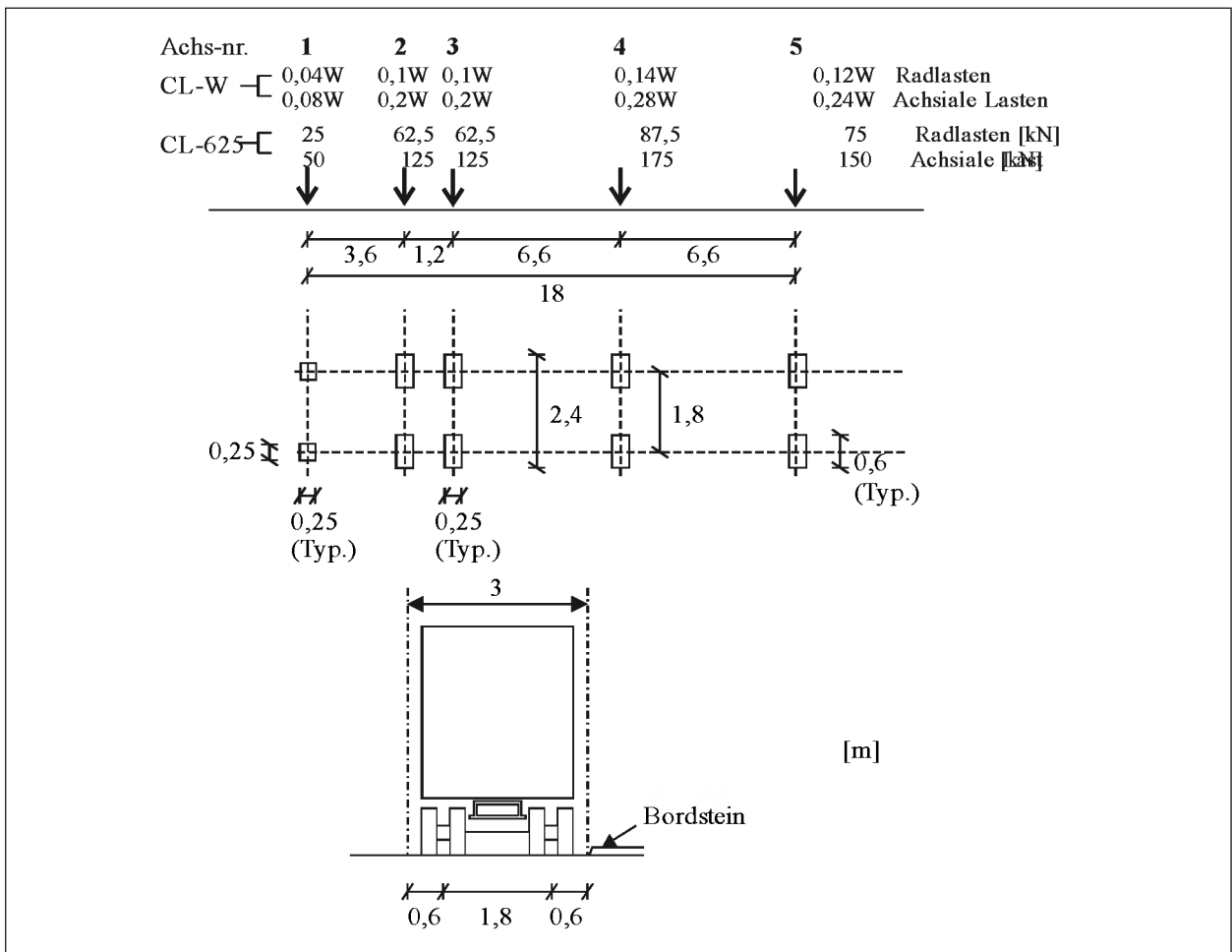


Bild 57: Achslasten eines CL-W Lkws und eines CL-625

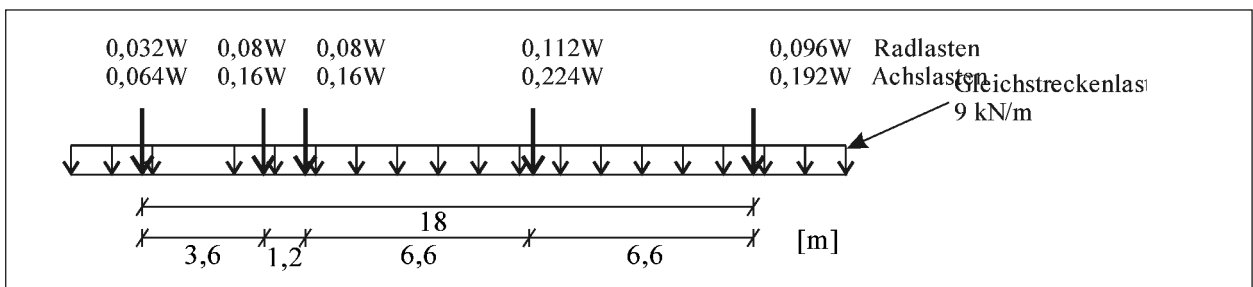


Bild 58: Achslasten und Streckenlasten für das Modell CLW-Spurlast

Die Maße und Achsabstände des Lkw sowie die anzusetzenden Rad- und Achslasten für einen CL-W bzw. CL-625 sind in Bild 57 angegeben.

Die CL-W Spurlast besteht aus einem CL-W Lkw dessen Achslast auf 80 % reduziert wurde, sowie aus einer gleichförmigen Streckenlast von 9 kN/m auf der Gesamtpurbreite von 3,0 m. Die Achslasten sowie die dazugehörige Gleichstreckenlast sind in Bild 58 dargestellt.

Anzahl der Fahrspuren	Anpassungsfaktor
1	1
2	0,9
3	0,8
4	0,7
5	0,6
6 oder mehr	0,55

Tab. 39: Anpassungsfaktor bei mehrspuriger Belastung



### Vergleich der Einwirkung nach deutscher und kanadischer Norm

Nachfolgend werden die Einwirkungen der jeweiligen deutschen und kanadischen Normen verglichen. Die Unterteilung der Einwirkungen in ständige und veränderliche sowie außergewöhnliche Lasten ist in beiden Normen ähnlich, wie bereits in Kapitel 4.4 erwähnt. Ein auffallender Unterschied ist die Berücksichtigung des Schwindens und Kriechens des Betons. Dies geschieht in der deutschen Norm auf Seite der ständigen Lasten und bei der kanadischen Norm auf Seite der veränderlichen Lasten. Ein weiterer Unterschied ist die Berücksichtigung verschiedener Lastanteile der Verkehrslasten. In der deutschen Norm werden die Lasten aus dem Verkehrslastmodell, dem Lastfall Menschengedränge, den Brems- und Anfahrlasten, den Zentrifugallasten und den Lasten auf dem Geh und Radweg in sechs unterschiedlichen Lastgruppen kombiniert, um in Anschluss die maßgebende Kombination zu wählen. Lediglich in der ersten Lastgruppe wird das gewählte Verkehrslastmodell als dominante Komponente der Einwirkung angenommen. In der kanadischen Norm werden zwei Lastgruppen betrachtet, je nachdem, ob ein Bordstein oder ein explizites Fahrzeugrückhaltesystem existiert. Es werden Lasten aus dem gewählten Verkehrslastmodell, den Zentrifugallasten, den Brems- und Anfahrlasten, des Bordsteins oder des Fahrzeugrückhaltesystems und der Lasten auf dem Geh und Radweg kombiniert. In beiden Modellen ist das gewählte Verkehrslastmodell als dominante Komponente zu betrachten. Der Lastfall Menschengedränge wird hier explizit ausgeschlossen. Außerdem werden die Zentrifugal, die Brems und die Anfahrlasten in beiden Gruppen berücksichtigt, während sie bei der deutschen Norm je nach Lastgruppe vernachlässigt werden.

Es wurden unterschiedliche Belastungsmodelle vorgestellt. Betrachtet wurden die in der NRR integrierten Modelle nach DIN Fachbericht 101 (LM1), nach dem aktuelleren nationalen Anhang des Eurocode 1 (LMM) und nach der zurückgezogenen DIN 1072 (BK60) sowie dessen Erweiterung BK60/30. Im Zuge der Brückennachrechnung wurden bei einer Beispielbrücke die Lastmodelle LM1 und BK 60 angewandt. Diese werden zudem mit dem Querkraftmodell der kanadischen Norm auf der Widerstandsseite kombiniert. Ob diese Kombination aus Einwirkung und Widerstand vereinfacht angewendet werden kann, wird anhand eines Vergleichs der deutschen und kanadischen Lastmodelle näher untersucht. Im Zuge dessen wurden die kanadischen Lastmodelle CLW Achslast und CLW Spurlast vorgestellt. Ein Vergleich dieser Belastungsmodelle ist in Tabelle 40 dargestellt.

Der Tabelle kann entnommen werden, dass die Belastung in den in Deutschland angewandten Lastmodellen stetig gestiegen ist. Diese Entwicklung geht mit der Entwicklung des Schwerverkehrs in Deutschland einher. Während bei BK60 nur eine Hauptspur mit TS und UDL Lasten vorgesehen ist, so sind im LM1 bereits zwei Spuren und im LMM drei Spuren für die TS-Lasten anzusetzen. Auch die Radlasten wurden stetig erhöht. Beim BK60 wird jedoch ein dreiachsiges Fahrzeug angenommen, bei den anderen beiden Modellen ein zweiachsiges Fahrzeug. Beim BK60 verteilen sich die Radlasten somit auf eine größere Fläche. Es ist jedoch anzumerken, dass die Flächenlast beim Modell BK60 auf die Brückenfläche abzüglich der belasteten Fläche des dreiachsigen Fahrzeugs (18 m<sup>2</sup>) angesetzt wird.

Im Vergleich zu den deutschen Lastmodellen sind die Radlasten im kanadischen Modell deutlich ge-

	Lastmodell	Fahrzeug	Hauptspur		1. Nebenspur		2. Nebenspur		Restfläche/ 4. Nebenspur	
			Radlast [kN]	Flächenlast [kN/m <sup>2</sup> ]	Radlast [kN]	Flächenlast [kN/m <sup>2</sup> ]	Radlast [kN]	Flächenlast [kN/m <sup>2</sup> ]	Radlast [kN]	Flächenlast [kN/m <sup>2</sup> ]
Deutschland	BK 60	dreiaxial	100	5						3
	LM1	zweiachial	120	9	80	2,5				2,5
	LMM	zweiachial	150	12	100	9	50	3		3
Kanada	CLW	fünfachial	87,5		(80)		(70)			(60)
	CLW Spurlast	fünfachial	70	9	(64)	(8)	(56)	(7,2)	(50)	(6,3)

Tab. 40: Vergleich der Lastmodelle

ringer, jedoch auch auf mehr Achsen verteilt (fünfschsig). In Tabelle 40 wird die Maximallast der zehn Räder angegeben, sie wird jedoch wie zuvor beschrieben in den fünf Achsen abgestuft. Zudem wird in der kanadischen Norm zwischen zwei Lastmodellen unterschieden. Einerseits werden explizit die Radlasten in den Spuren so angeordnet, dass die Belastung maximal wird (gleichzusetzen mit dem deutschen Lastmodell LM2 hier nicht vorgestellt). Zum anderen werden diese abgemindert und mit einer verschmierten Flächenlast kombiniert, wie es auch bei den hier gezeigten deutschen Modellen der Fall ist. Als maßgebendes Lastmodell wird das Maximum dieser beiden ausgewählt. Die verschmierten Flächenlasten nach der CLWSpurlast sind ähnlich denen des LM1 in der Haupt und denen des LMM in der ersten Nebenspur. Zum aussagekräftigeren Vergleich werden die charakteristischen Lasten dieser vorgestellten Modelle an einer Beispielbrücke (Brücke 3 aus Kapitel 4.1.4) aufsummiert und betrachtet. Die Gesamtbelastung des Modells BK60 wird zu 100 % angenommen und an-

hand dieser die Gesamtbelastung mit den weiteren Modellen verglichen. Die Fahrbahnbreite zwischen den Schrammborden beträgt 11,5 m. Die Brückengesamtlänge beträgt 132 m. Der Schwingbeiwert für das Lastmodell BK60 ist  $\varphi = 1,154$  und für das Lastmodell CLW  $\varphi = 1,25$ . Für eine detailliertere Vorstellung der Brücke sei auf Kapitel 4.1.4 verwiesen. Die aufsummierten Verkehrslasten für den gesamten Überbau in einer Fahrtrichtung sind in Tabelle 41 aufgelistet.

Mit diesem Vergleich lässt sich verdeutlichen, dass nach deutscher Norm mit dem Lastmodell BK60 bemessene Brücken für die geringsten Lasten ausgelegt sind. Brücken, die mit den Lastmodellen LM1 und LMM bemessen werden, erfahren eine 16-prozentige bis 90-prozentige höhere Belastung. Bei den kanadischen Lastmodellen ist jenes zu wählen, das die maximale Belastung hervorruft. Dies ist hier bei der CLWSpurlast der Fall. Mit diesem Lastmodell liegt die Belastung 77 % über der nach dem Modell BK60. Sie liegt auf einem ähnlichen Niveau

Deutschland			Kanada	
BK60	LM1	LMM	CLW	CLW-Spurlast
<b>Radlasten gesamt [kN]</b>				
SLW60 (HS)	TS1 (HS)	TS1 (HS)	CL-625 (HS)	CL-625 (HS)
$6 \cdot \varphi_D \cdot 100 = 692$	$4 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_1 = 480$	$4 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_1 = 600$	$\varphi_K \cdot (150 + 175 + 2 \cdot 125 + 50) = 781$	$0,8 \cdot 625 = 500$
	TS1 (NS)	TS1 (NS)	CL-625 (NS)	CL-625 (NS)
	$4 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_2 = 320$	$4 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_2 = 400$	$\varphi_K \cdot (0,9 \cdot 625) = 704$	$0,9 \cdot 0,8 \cdot 625 = 450$
		TS1 (NS)	CL-625 (NS)	CL-625 (NS)
		$4 \cdot \alpha_{Q3} \cdot Q_3 = 200$	$\varphi_K \cdot (0,8 \cdot 625) = 625$	$0,8 \cdot 0,8 \cdot 625 = 400$
<b>Flächenlasten [kN]</b>				
Hauptspur				
$\varphi \cdot 5 \cdot A_{1,netto} = 2025$	$9 \cdot A_{1,brutto} = 3321$	$12 \cdot A_{1,brutto} = 4428$		$9 \cdot A_{1,brutto} = 3321$
1. Nebenspur				
	$2,5 \cdot A_{2,brutto} = 923$	$9 \cdot A_{2,brutto} = 3321$		$8 \cdot A_{2,brutto} = 2952$
2. Nebenspur				
		$3 \cdot A_{3,brutto} = 1107$		$7,2 \cdot A_{3,brutto} = 2657$
Restfläche				
$3 \cdot A_{rest} = 3083$	$2,5 \cdot A_{rest} = 1691$	$3 \cdot A_{rest} = 923$		
<b>Summe [kN]</b>				
5800	6735	10979	2110	10280
<b>Vergleich [%]</b>				
100	116	189	36	177

Tab. 41: Vergleich der charakteristischen Fahrzeuglasten auf der Gesamtbrückenfläche von Brücke 3

wie die Belastung nach dem Modell LMM. Das Modell der kanadischen Norm, welches keine Flächenlasten berücksichtigt, führt hier vergleichsweise zu sehr kleinen Lasten. Dieses Modell würde bei kleineren Stützweiten maßgebend werden. Die Berücksichtigung eines dynamischen Lasterhöhungsfaktors erfolgt beim Modell BK60 explizit und bei den Modellen LM1 und LMM implizit. Nach dem kanadischen CLW-Modell wird der Erhöhungsfaktor erneut explizit berücksichtigt. Bei der CLWSpurlast wird dieser vernachlässigt. Ein Vergleich der impliziten Berücksichtigung in den neueren deutschen Lastmodellen mit der Vernachlässigung bei der CLWSpurlast wird nicht durchgeführt.

Zusammenfassend lässt sich schlussfolgern, dass sich die kanadischen Lastmodelle von den deutschen in wesentlichen Punkten unterscheiden. Am ehesten lässt sich das kanadische Modell der CLWSpurlast mit dem neueren deutschen Modell LMM vergleichen. Bei diesen Lastmodellen sind die charakteristischen Lasten im aufsummierten Vergleich ähnlich groß. Eine Kombination des kanadischen Sicherheitskonzepts auf der Widerstandsseite mit einem Lastmodell auf Grundlage der deutschen Norm wäre mit dem Modell LMM denkbar. LM1 und BK60 belasten zum einen weniger Spuren und weisen zum anderen deutlich geringere aufsummierte, charakteristische Lasten auf.

#### 4.3.3 Vergleich konstruktiver Randbedingungen

Nachfolgend werden die in Kapitel 2.3 und speziell Kapitel 2.3.5 aufgezeigten konstruktiven Randbedingungen mit den jeweiligen Randbedingungen nach EC2 bzw. DIN-FB 102 verglichen und bewertet.

#### Bügelabstand

Der maximale Bügelabstand in Trägerlängsrichtung ist nach DIN-FB 102 in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades der Druckstreben Tragfähigkeit  $V_{Rd,max}$  definiert. Daraus ergeben sich folgende maximale Bügellängsabstände:

Querkraftausnutzung:	Längsabstand:
$V_{Ed} \leq 0,30 V_{Rd,max}$	$0,7 h$ bzw. $300 \text{ mm}$
$0,30 V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq 0,60 V_{Rd,max}$	$0,5 h$ bzw. $300 \text{ mm}$
$V_{Ed} > 0,60 V_{Rd,max}$	$0,25 h$ bzw. $200 \text{ mm}$

Nach CSA S6 findet der Ausnutzungsgrad keine Berücksichtigung in den Regeln zur Bestimmung der maximalen Längsabstände der Querkraftbewehrung, jedoch wird ein Mindestdurchmesser für die Bügelbewehrung in Abhängigkeit des Durchmessers der Längsbewehrung eingeführt. Sofern Längsbewehrung mit einem Durchmesser  $\leq 30 \text{ mm}$  genutzt wird, muss der Bügeldurchmesser mindestens  $10 \text{ mm}$  betragen. Sofern der Durchmesser der Längsbewehrung  $> 30 \text{ mm}$  beträgt, muss der Bügeldurchmesser mindestens  $15 \text{ mm}$  betragen. Der Bügelabstand in Längsrichtung sollte folgende Werte nicht überschreiten:

- den 16-fachen Durchmesser der Längsbewehrung oder des Stabes mit dem geringsten Durchmesser in einem Stabbündel
- die kleinste Querschnittsabmessung
- $300 \text{ mm}$

Werden die zuvor vorgestellten Regeln auf das Bemessungsbeispiel Brücke 2 aus Kapitel 4.1.3 angewandt, ergeben sich die nachfolgend genannten maximalen Bügelabstände im Stützbereich. Es sei darauf hingewiesen, dass die Bügelabstände nur für Stufe 1 der NRR gelten. Beim Nachweis in Stufe 2 können andere Bügelabstände aufgrund der Ausnutzung der Druckstreben Tragfähigkeit resultieren.

- nach DIN-Fachbericht 102/bzw. NRR Stufe 1:

$$V_{Ed}/V_{Rd} = 0,80$$

$$s_{max} = \min\{0,25 \cdot h = 1,80 \text{ m} = 450 \text{ mm}; 200 \text{ mm}\} = 200 \text{ mm}$$

- nach CSA S6:

$$s_{max} = \min\{16 \cdot 12 \text{ mm} = 192 \text{ mm}; 420 \text{ mm}; 300 \text{ mm}\} = 192 \text{ mm}$$

In diesem Fall ergibt sich sowohl nach CSA S6 als auch nach DIN-FB 102 ein vergleichbarer maximaler Bügelabstand  $s_{max}$ . Da die Regelungen nach CSA S6 jedoch auch vom minimalen Bewehrungsdurchmesser abhängig sind, würde sich im Falle von einem Bewehrungsdurchmesser  $\varnothing = 16 \text{ mm}$  bereits ein maximaler Bügelabstand von  $s_{max} = 256 \text{ mm}$  ergeben. Da die Regelungen stark von den Randbedingungen abhängig sind, ist eine allgemeingültige Aussage nicht möglich. Grundsätzlich sind Regelungen hinsichtlich der maximalen Bügelabstände jedoch vergleichbar.

### Mindestquerkraftbewehrung

Nach DIN-Fachbericht 102 ergeben sich größere Bügelbewehrungsquerschnitte für die Mindestbewehrung als nach CSA A23.3 erforderlich werden. Die Mindestquerkraftbewehrung wird nach den nachfolgenden Gln. (81)–(84) ermittelt.

$$a_v = 0,06 \cdot \sqrt{f_c^t} \cdot b_w / f_y \quad \text{nach CSA A23.3} \quad (81)$$

$$a_v = 0,15 \cdot f_{cr} \cdot b_w / f_y \quad \text{nach CSA S6} \quad (82)$$

$$a_{sw,min} = 1,0 \cdot \rho \cdot b_w$$

nach DIN-FB 102 (allgemein) (83)

$$a_{sw,min} = 1,6 \cdot \rho \cdot b_w$$

nach DIN-FB 102 (für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt) (84)

$$\text{mit } \rho = 0,16 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (85)$$

Hierbei sei angemerkt, dass die Gleichung nach CSA S6 mit der Gleichung nach CSA A23.3 identisch ist, sofern die Zugfestigkeit für einen Normalbeton mit den gegebenen Zusammenhängen (vgl. 2.3.5) ermittelt wird.

Für einen Steg des Beispielsbauwerks Brücke 2 (vgl. Kapitel 4.1.3) ergeben sich für eine Stegbreite von 0,42 m und eine Betondruckfestigkeit von 30 N/mm<sup>2</sup> folgende Mindestquerkraftbewehrungsquerschnitte für jeden der beiden Stege:

$$a_v = 0,06 \cdot \sqrt{30} \cdot \frac{0,42}{420} \cdot 10^{-4} = 3,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

nach CSA A23.3 (86)

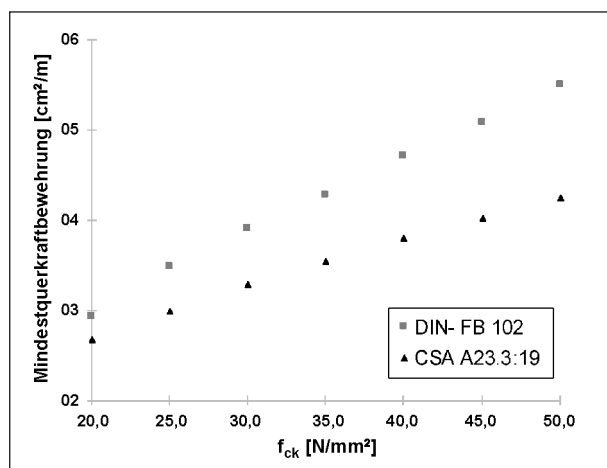


Bild 59: Vergleich der Mindestquerkraftbewehrung nach DIN-FB 102 und CSA A23.3

$$a_{sw,min} = 1,6 \cdot 0,93 \cdot 0,42 \cdot 10 = 6,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

nach DIN-FB 102 (87)

Dieser einfache Vergleich zeigt, dass nach DIN-FB 102 eine deutlich größere Mindestquerkraftbewehrung (+ 91 %) erforderlich ist als nach kanadischer Norm. Dieser Unterschied wird maßgeblich vom Vorwert 1,6 für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt herbeigeführt. Der nachfolgende Vergleich zeigt, dass im Vergleich mit Gl. (83) für allgemeine Querschnitte lediglich eine Erhöhung von ca. 18 % zu verzeichnen ist.

$$a_{sw,min} = 1,0 \cdot 0,93 \cdot 0,42 \cdot 10 = 3,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

nach DIN-FB 102 (88)

In Bild 59 sind die Werte der Gleichungen (81) und (83) für den allgemeinen Fall für unterschiedliche Betondruckfestigkeiten aufgetragen. Dem Verlauf der Punkte kann entnommen werden, dass bereits für geringe Druckfestigkeiten eine Steigerung der Mindestquerkraftbewehrung nach DIN-FB102 im Vergleich zu CSA A23.3 vorhanden ist, die bei zunehmender Druckfestigkeit ebenfalls zunimmt.

### Betonzugfestigkeit

Im Diagramm in Bild 60 sind die Betonzugfestigkeiten  $f_{ctm}$  und  $f_{ctk;0,05}$  nach Eurocode 2 bzw. DIN-Fach-

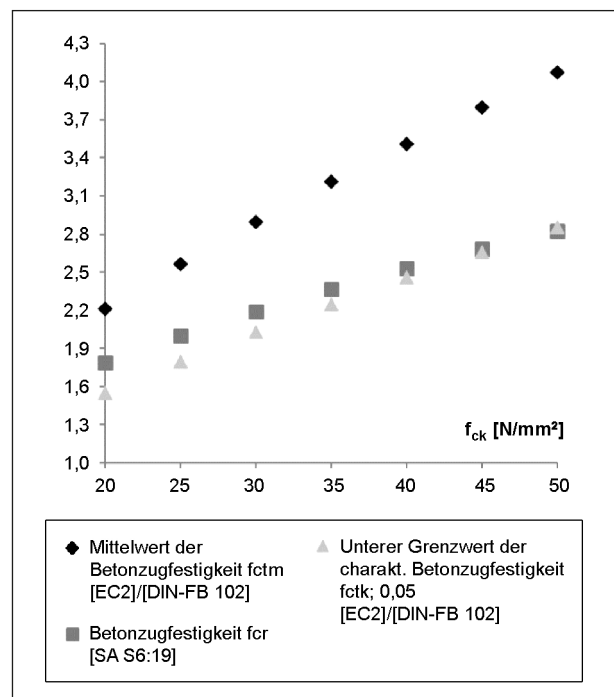


Bild 60: Betonzugfestigkeit nach EC2 bzw. DIN-FB102 und CSA S6 in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$

bericht 102 im Vergleich zur Betonzugfestigkeit nach CSA S6 in Abhängigkeit der Druckfestigkeit für einen Normalbeton dargestellt.

Hierbei zeigt sich, dass die Zugfestigkeit nach CSA S6 tendenziell einem 5%-Quantilwert der Zugfestigkeit nach EC2 bzw. DIN-FB 102 entspricht. Für geringe Betondruckfestigkeiten liegt die Zugfestigkeit nach CSA S6 leicht oberhalb der Werte nach EC2 bzw. DIN-FB102, jedoch gleichen sich diese mit zunehmender Druckfestigkeit an, bis sie letztlich für eine Druckfestigkeit von 50 N/mm<sup>2</sup> den gleichen Wert der Zugfestigkeit liefern.

#### 4.3.4 Anwendung CSA A23.3-19 auf Bestandsbrücken

Nachfolgend wird die Anwendung des Ansatzes nach A23.3-19 auf die in Kapitel 4.1 vorgestellten Bestandsbrücken gezeigt. Das erste Bemessungsbeispiel wird in ausführlicher Form dargestellt. Die Ergebnisse der Bemessungsbeispiele 2 – 4 werden in tabellarischer Form angegeben. Die Nachweise werden mit den Schnittgrößen geführt, die schon zuvor für die Nachweise nach Nachrechnungsrichtlinie angesetzt wurden.

Bei den Nachweisen nach kanadischer Norm ist die Tragfähigkeit direkt vom Parameter  $\varepsilon_x$  und somit von der Längsdehnung auf halber Querschnittshöhe abhängig. Die Längsdehnung wird in großem Maße von der vorhandenen Vorspannung beeinflusst. Bei der Bestimmung der Längsdehnung  $\varepsilon_x$  wird der aus der Vorspannung resultierende Teil der Längsdehnung von den Längsdehnungen aus äußeren Lasten (z. B. Eigengewicht und Verkehrslast) abgezogen und reduziert damit die Längsdehnung auf halber Querschnittshöhe. Nach kanadischer Norm darf in der Bemessungsgleichung zur Bestimmung von  $\varepsilon_x$  vereinfacht 70 % der Zugfestigkeit des Spannstahls ( $f_{p0} = 0,70 \cdot f_{pu}$ ) angesetzt und abgezogen werden. Die Spannung  $f_{p0}$  entspricht der Spannung im Spannstahl zum Zeitpunkt der Dekompression. Dieser Annahme liegt die Modellvorstellung zugrunde, dass erst bei Überschreiten des Dekompressionszustandes Zugdehnungen im Querschnitt

auftreten und die Rissbildung erst anschließend erfolgen kann. Nach Rissbildung entspricht die Querkrafttragfähigkeit des Bauteils der eines schlaff bewehrten Bauteils. Unter Berücksichtigung von [DIN79] bemessene Brücken weisen häufig geringe Vorspanngrade auf, insbesondere bei Bauwerken mit beschränkter Vorspannung. Diese Vorspanngrade in Bestandsbrücken sind in der Regel deutlich geringer als nach kanadischer Norm bemessene Brücken. Daher ist die gewählte Vereinfachung für  $f_{p0}$  nicht gerechtfertigt und folglich nicht anwendbar.

Sowohl nach kanadischer Norm CSA A23.3 als auch nach CSA S6 beträgt die zulässige Spannung für Spannglieder im nachträglichen Verbund außerhalb von Verankerungsbereichen und Kopplungen  $0,74 \cdot f_{pu}$ . In CSA A23.3 wird zusätzlich die Begrenzung auf  $0,82 \cdot f_{py}$  gefordert. In CSA S6 hingegen wird ein Mindestwert der Vorspannung des Spanngliedes von  $0,45 \cdot f_{pu}$  gefordert, der nach CSA A23.3 nicht erforderlich ist. In der nachfolgenden Tabelle werden die zulässigen Spannungen im Spannglied nach dem Vorspannen oder der Spannkraftübertragung nach den Regelwerken [CSA19; DIN79; DIN-FB102; CSA-A23.3] zusammengefasst.

Tabelle 42 kann entnommen werden, dass nach DIN 4227 geringere Spannungen im Spannglied zulässig sind als nach DIN-FB102 oder kanadischer Norm CSA. Durch das geringere Spannungsniveau zum Zeitpunkt des Vorspannens sind die Spannungen zum Zeitpunkt der Dekompression ebenfalls geringer. Eine Annahme von  $f_{p0} = 0,70 \cdot f_{pu}$  im Rahmen einer Brückennachrechnung bei Brücken mit deutlich geringerer Vorspannung als nach aktuellen Regelwerken üblich ist daher nicht gerechtfertigt und führt zu unsicheren Ergebnissen. Es konnten bei der Recherche im Rahmen der Arbeiten zur Erstellung dieses Berichtes keine Hintergrundinformationen zur Begründung der Annahme von  $f_{p0}$  gefunden werden. Ungeachtet des Hintergrundes des Wertes der zulässigen Spannung ist eine Annahme dessen nicht begründet, sofern die Brücke nach DIN 4227 vorgespannt wurde und die Spannungen bereits zum Zeitpunkt  $t = 0$  deutlich geringer waren.

$\min\{0,82 \cdot f_{py}; 0,74 \cdot f_{pu}\}$	nach CSA A23.3	(89)
$0,74 \cdot f_{pu}$ mindestens jedoch $0,45 \cdot f_{pu}$	nach CSA S6	(90)
$\min\{0,85 \cdot f_{p0,1,k}; 0,75 \cdot f_{pk}\}$	nach DIN-FB 102	(91)
$\min\{0,75 \cdot \beta_s; 0,55 \cdot \beta_z\}$	nach DIN 4227	(92)

Tab. 42: Zulässige Spannungen im Spannglied nach dem Vorspannen

Weiter ist zu hinterfragen, ob eine Abminderung von lediglich 5,5 % (von  $0,74 \cdot f_{pu}$  auf  $0,70 \cdot f_{pu}$ ) für zeitabhängiges Verhalten gerechtfertigt ist. Das nachfolgende Zahlenbeispiel soll die Auswirkungen einer falschen Annahme verdeutlichen. Hierbei werden die Randbedingungen für Beispielbrücke 1 aus Kapitel 4.1 verwendet. Bei der Beispielbrücke wurde SIGMA Spannstahl St 150/170 mit dem Spannfahrverfahren BBRV-SUSPA mit 44  $\varnothing$  6 mm kaltgezogenen Litzen ( $A_p = 1.244,1 \text{ mm}^2$ ) mit einer zulässigen Gesamtlast  $P = 116,3 \text{ Mp}$  verwendet. Umgerechnet ergeben sich hieraus folgende Materialkennwerte für das Spannglied:

- $\beta_s, \beta_{0,2} = 1.471,5 \text{ N/mm}^2 (\approx 1.470 \text{ N/mm}^2)$
- $\beta_z = 1.667,7 \text{ N/mm}^2 (\approx 1.670 \text{ N/mm}^2)$

Laut Zulassung beträgt die maximal zulässige Gesamtlast für das angegebene Spannglied 116,3 Mp, was einer Spannung von  $917,1 \text{ N/mm}^2$  ( $0,55 \cdot \beta_z$ ) entspricht. Hierbei handelt es sich um die Vorspannung des Spanngliedes zum Zeitpunkt  $t = 0$  vor Abzug der Verluste aus zeitabhängigem Materialverhalten. Werden vereinfacht die Spannungen zum Zeitpunkt der Dekompression nach dem Vorschlag der kanadischen Norm ermittelt, ergibt sich eine Spannung von:

$$f_{p0} = 0,7 \cdot f_u = 0,7 \cdot 1667,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 1167,4 \text{ N/mm}^2 \quad (93)$$

Aus diesem Vergleich wird ersichtlich, dass nach kanadischer Norm eine Spannung zum Zeitpunkt der Dekompression ( $1.167,4 \text{ N/mm}^2$ ) angenommen wird, die der Spannstahl der gewählten Bestandsbrücke, die nach DIN 4227 bemessen wurde, selbst zum Zeitpunkt  $t = 0$  ohne Ansatz von zeitabhängigen Verlusten ( $917,1 \text{ N/mm}^2$ ) nicht erfahren hat bzw. um  $> 25 \%$  unterschreitet. Die effektive Abminderung zwischen dem Zeitpunkt des Vorspannens und bei Erreichen des Dekompressionszustandes wird nach kanadischer Norm mit 5,5 % berücksichtigt. Sofern die gleiche Abminderung auf die zulässigen Spannungen im Spannstahl zum Zeitpunkt  $t = 0$  nach DIN 4227 angewandt wird, ergibt sich eine effektive Spannung bei Erreichen der Dekompression von:

$$\beta_{eff} = 0,55 \cdot 0,945 \cdot 1667,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 866,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \triangleq 0,52 \cdot \beta_z \quad (94)$$

Eine Annahme von Verlusten in Höhe von 5,5 % scheint gerade aufgrund des geringeren Span-

nungsniveaus als heute üblich zwar für Verluste aus Spannstahlrelaxation gerechtfertigt, jedoch werden Verluste aus Kriechen und Schwinden des Betons vernachlässigt.

### Brücke 1

In Anlehnung an die Angaben der kanadischen Norm und die dort üblichen Vorspanngrade wird im vorliegenden Beispiel auf Basis der vorangegangenen Ausführungen eine Vorspannung von 52 % der Zugfestigkeit des verwendeten Spannstahls angesetzt. Es ist in jedem Fall und bei jeder Berechnung neu zu prüfen welche Vorspannung für die Berechnung angesetzt werden darf. Die Längsdehnung nach Gl. (30) ergibt sich hier folglich zu:

$$\varepsilon_x = 0,839 \text{ ‰} \quad (95)$$

Für die weitere Bemessung wird der Faktor  $\beta$  sowie der Druckstrebenwinkel  $\theta$  benötigt. Diese beiden Größen sind direkt von der Längsdehnung  $\varepsilon_x$  abhängig und ergeben sich nach den Gln. (25) und (33) zu:

$$\beta = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot 0,000839} \cdot \frac{1300}{1000 + 300} = 0,18$$

$$\theta = 29 + 7000 \cdot 0,000776 = 34,9^\circ \quad (96)$$

Da im vorliegenden Fall die Mindestbewehrung nach CSA A23.3 eingehalten ist, wird  $s_{ze}$  in Gl. (25) auf 300 mm gesetzt.

Der Betontraganteil  $V_{Rd,c}$  berechnet sich nach Gl. (29) zu:

$$V_{Rd,c} = 0,65 \cdot 1,0 \cdot 0,18 \cdot \sqrt{30} \cdot 0,42 \cdot 1,58 = 0,42 \text{ MN} \quad (97)$$

Der Bewehrungstraganteil berechnet sich für den Fall einer rechtwinkligen Querkraftbewehrung nach Gl. (35) zu:

$$V_{Rd,s} = \frac{0,85 \cdot 22,6 \cdot 10^2 \cdot 420 \cdot 1,58}{\tan(34,9)} = 1,83 \text{ MN} \quad (98)$$

Die Tragfähigkeit des Querschnittes ergibt sich als Summe des Beton- und Bewehrungstraganteils. Die Gesamttragfähigkeit ergibt sich nach Gl. (24) zu:

$$V_{Rd} = 0,42 + 1,83 = 2,24 \text{ MN} < V_{Rd,max}$$

$$= 0,25 \cdot 0,65 \cdot 30 \cdot 0,42 \cdot 1,58 = 3,2 \text{ MN} \quad (99)$$

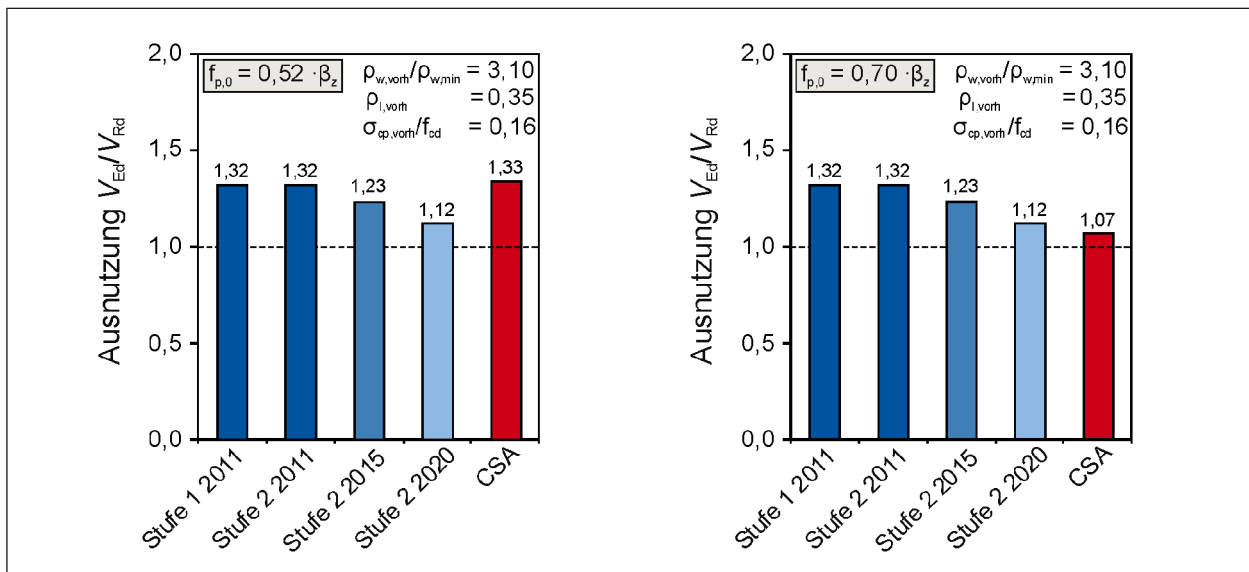


Bild 61: Vergleich der Ausnutzungsgrade bei unterschiedlicher Annahme für  $f_{p,0}$  im Stützbereich von Brücke 1

Die einwirkende Querkraft  $V_{Ed}$  beträgt 3,0 MN. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit konnte in diesem Beispiel nach der kanadischen Norm nicht erbracht werden. Gleichzeitig liegt die Tragfähigkeit nach CSA A23.3 in der gleichen Größenordnung wie die Tragfähigkeit nach der 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie in Stufe 2. Der Nachweis nach Stufe 2 der 2. Ausgabe der Nachrechnungsrichtlinie ergibt für dieses Beispiel eine größere Tragfähigkeit als die Nachweise nach kanadischer Norm. Anhand dieses Beispiels wird deutlich, dass die Nachweise nach CSA A23.3 nicht in jedem Fall zu einer deutlichen Tragfähigkeitssteigerung führen und auch die Nachweise in Stufe 2 eine nennenswerte Tragfähigkeitssteigerung liefern können. Für eine Nachrechnung ist ebenfalls der Nachweis des Torsionsmomentes bzw. die Interaktion aus Querkraft und Torsion zu führen. Im vorliegenden Beispiel wurde der Torsionsnachweis vernachlässigt. Nachfolgend werden die Auswirkungen der verschiedenen Annahmen der Spannstahlsparnungen anhand des konkreten Beispiels von Brücke 1 näher beleuchtet.

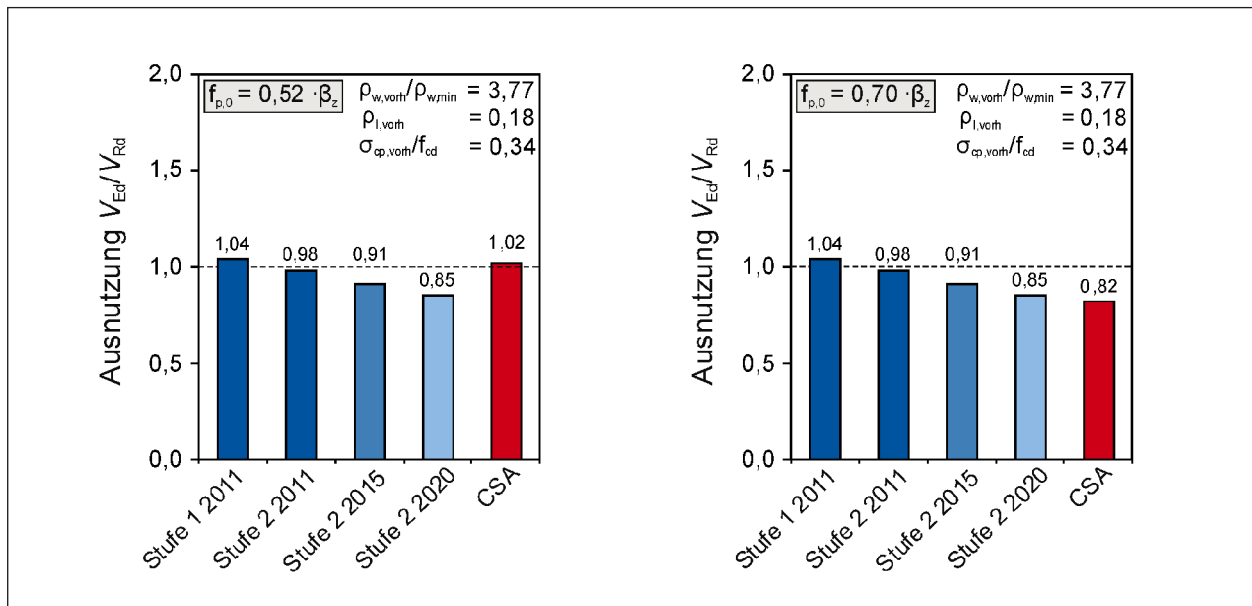
Wie Bild 61 zeigt, hat die Längsdehnung  $\varepsilon_x$  bzw. die Annahme der effektiven Vorspannung einen starken Einfluss auf die Tragfähigkeit nach CSA A23.3. Für höhere Vorspanngrade können sich deutlich größere Tragfähigkeiten ergeben als nach der Nachrechnungsrichtlinie. Gleichzeitig ist der Betontraganteil durch die geringe Stegbreite von 0,42 m verhältnismäßig gering im Vergleich zum Fachwerkmodell mit Betontraganteil nach der 2. Ausgabe der NRR. Es ist in jedem Anwendungsfall zu überprüfen,

ob eine Tragfähigkeitssteigerung in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie durch Nachweise nach CSA A23.3 erreicht werden kann und es kann nicht von einer Steigerung der Tragfähigkeit in jedem Fall ausgegangen werden. Speziell auf den vorhandenen Vorspanngrad sollte besonderes Augenmerk gelegt werden, da dieser wie erläutert die Tragfähigkeit stark beeinflusst.

## Brücke 2

Wie bereits in Kapitel 4.1.3 vorgestellt, weißt Brücke 2 den höchsten Querkraftbewehrungsgrad der gewählten Beispielbrücken auf. Für das zweite Beispiel (Brücke 2) wird wie im vorherigen Beispiel eine effektive Vorspannung zum Zeitpunkt der Dekompression von  $0,52 \cdot \beta_z$  angesetzt.

In diesem Beispiel ist der Nachweis nach CSA A23.3 unter Ansatz der verminderten Vorspannung ( $0,52 \cdot \beta_z$ ) mit einer Überschreitung von 2 % als erfüllt anzusehen. Die Tragfähigkeit liegt wie schon zuvor erwähnt im Bereich der Tragfähigkeiten nach den Nachweisen in Stufe 1 und Stufe 2 nach Nachrechnungsrichtlinie 2011. Eine deutliche Steigerung der Tragfähigkeit kann erzielt werden, sofern die Vorspannung wie in CSA A23.3 vorgeschlagen angesetzt wird ( $0,70 \cdot \beta_z$ ). Hierdurch kann der Ausnutzungsgrad auf 82 % gesenkt werden. Beim Blick auf Tabelle 43 fällt auf, dass die Längsdehnung  $\varepsilon_x = 0$  beträgt und somit der Querschnitt auf halber Höhe überdrückt ist, wodurch die verhältnismäßig große Steigerung der Querkrafttragfähigkeit begründet werden kann. Nichtsdestotrotz ist aus den zuvor ge-

Bild 62: Vergleich der Ausnutzungsgrade bei unterschiedlicher Annahme für  $f_{p,0}$  im Stützbereich von Brücke 2

Nachweisstufe	Stufe 4	Stufe 4
Bemessungsgrundlage	CSA A23.3	CSA A23.3
Lastmodell	wie Kap.4.2.1	wie Kap.4.2.1
Nachweisschnitt	wie Kap.4.2.1	wie Kap.4.2.1
$f_{p0}$	N/mm <sup>2</sup> <b>917,8 (0,52 <math>\beta_z</math>)</b>	<b>1235,5 (0,70 <math>\beta_z</math>)</b>
$\varepsilon_x$	-	0
$\theta$	-	32,13°
$\beta$	-	0,24
$V_c$	MN	4,63
$V_s$	MN	17,81
$V_r (V_c + V_s)$	MN	22,44
$V_{r,max}$	MN	30,6
$\eta = V_{Ed}/V_{Rd}$	-	<b>1,02</b>

Tab. 43: Nachweis Brücke 2 nach CSA A23.3

nannten Gründen eine Annahme wie in der kanadischen Norm vorgeschlagen nicht empfohlen und führt im schlechtesten Fall zu unsicheren Ergebnissen, da die vorhandene Vorspannung im Bauteil deutlich überschätzt wird.

### Brücke 3

In Tabelle 44 wird die Beispielbemessung von Brücke 3 aus Kapitel 4.1.4 nach kanadischer Norm vorgestellt. Brücke 3 weist einen deutlich geringeren Querkraftbewehrungsgrad als die zuvor vorgestellten Beispielbrücken auf. Dies gilt zumindest für den

Nachweisstufe	Stufe 4
Bemessungsgrundlage	CSA A23.3
Lastmodell	wie Kap.4.2.1
Nachweisschnitt	wie Kap.4.2.1
$f_{p0}$	N/mm <sup>2</sup> <b>867,20 (0,52 <math>\beta_z</math>)</b>
$\varepsilon_x$	-
$\theta$	-
$\beta$	-
$V_c$	MN
$V_s$	MN
$V_{r,max}$	MN
$\eta = V_{Ed}/V_{Rd}$	-

Tab. 44: Nachweis Brücke 3 nach CSA A23.3

Nachweisschnitt im Abstand  $d$  vom Auflager. Andere Schnitte wurden nicht untersucht, wären jedoch im Rahmen einer ganzheitlichen Brückennachrechnung zu betrachten.

Für diese Beispielberechnung wird lediglich der verminderte Ansatz von  $0,52 \cdot \beta_z$  untersucht, da bereits mit diesem Vorspanngrad der Querschnitt auf halber Höhe überdrückt bleibt und keine Zugdehnungen entstehen ( $\varepsilon_x = 0$ ). Für diesen Fall nehmen die Beiwerte  $\beta$  und  $\theta$  ihren Maximalwert an und liefern somit die maximale Tragfähigkeit für die gegebenen geometrischen Randbedingungen. Im vorliegenden Fall kann die Tragfähigkeit nach CSA A23.3 gegenüber den Verfahren nach NRR deutlich ge-



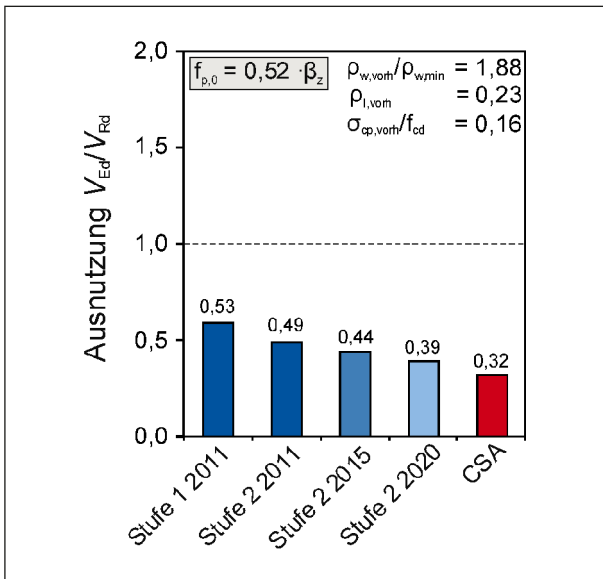


Bild 63: Vergleich der Ausnutzungsgrade bei unterschiedlicher Annahme für  $f_{p,0}$  im Stützbereich von Brücke 3

steigert werden. Hier ergibt sich eine Reduzierung des Ausnutzungsgrades von ca. 40 % gegenüber Stufe 1 (NRR2011) und etwa 20 % gegenüber Stufe 2 der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie. In diesem Beispiel wäre der isolierte Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im gegebenen Bemessungsschnitt zwar bereits mit den vereinfachten Verfahren nach Stufe 1 erfüllt, jedoch sind wie schon erwähnt ebenfalls Auswirkungen aus Torsion inkl. deren Interaktion sowie mehrere Nachweisschnitte nachzuweisen.

### Brücke 4

In Tabelle 45 wird die Beispielbemessung von Brücke 4 aus Kapitel 4.1.5 nach kanadischer Norm vorgestellt.

Brücke 4 weist den geringsten Querkraftbewehrungsgrad der Beispielbrücken auf. Auch für diese Berechnung wurde wie bereits zuvor nur der verminderte Ansatz von  $0,52 \cdot \beta_z$  untersucht, da sich bereits mit diesem Vorspanngrad keine Zugdehnungen auf halber Querschnittshöhe einstellen. Gegenüber der vorherigen Beispielberechnung (Brücke 3) kann der Nachweis für Brücke 4 nicht mit den Nachweisverfahren nach Stufe 1 (NRR2011) erbracht werden. Lediglich mit der Anpassung der zulässigen Druckstebenneigung in Stufe 2 (NRR2011) kann der Nachweis erbracht werden. An dieser Stelle sei erneut darauf hingewiesen, dass sich an anderen Stellen des Tragwerks andere Ausnut-

Nachweisstufe		Stufe 4
Bemessungsgrundlage		CSA A23.3
Lastmodell		wie Kap.4.2.1
Nachweisschnitt		wie Kap.4.2.1
$f_{p0}$	N/mm <sup>2</sup>	<b>867,20 (0,52 <math>\beta_z</math>)</b>
$\epsilon_x$	-	0
$\theta$	-	29°
$\beta$	-	0,40
$V_c$	MN	6,70
$V_s$	MN	8,90
$V_{r,max}$	MN	15,61
$\eta = V_{Ed}/V_{Rd}$	-	<b>0,50</b>

Tab. 45: Nachweis Brücke 4 nach CSA A23.3

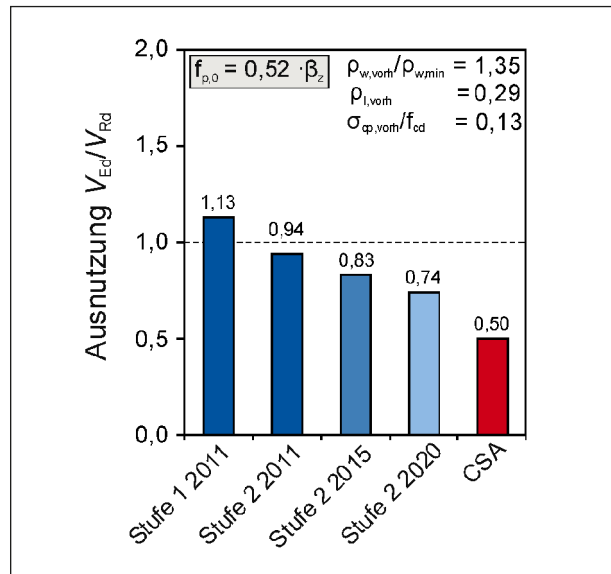


Bild 64: Vergleich der Ausnutzungsgrade bei unterschiedlicher Annahme für  $f_{p,0}$  im Stützbereich von Brücke 4

zungsgrade ergeben können und keine Querkraft-Torsions-Interaktion berücksichtigt wurde. Der Ausnutzungsgrad nach kanadischer Norm CSA A23.3 beträgt in diesem Fall 50 % und liegt somit deutlich unterhalb des Ausnutzungsgrades nach Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil (Stufe 2 NRR 2020).

Generell zeigt sich durch die Vergleichsberechnungen, dass die rechnerische Tragfähigkeit deutlich gesteigert wird, sofern auf halber Querschnittshöhe keine Zugspannungen auftreten und der Querschnitt dort rechnerisch ungerissen bleibt. Gleichmaßen zeigt sich der Einfluss, der von der Wahl des

Vorspanngrades ausgeht. Hier ist bei zukünftigen Nachrechnungen nach kanadischer Norm unbedingt eine detaillierte Betrachtung durchzuführen.

#### 4.4 Untersuchungen anhand von Versuchsdaten

Nach einer Vorstellung der theoretischen Grundlagen in Kapitel 2 und der Anwendung der Bemessungsansätze auf Bestandsbauwerke in Kapitel 4.2.1 sollen im folgenden Kapitel die Ergebnisse einer Datenbankauswertung und der Versuchsnachrechnung der in diesem Forschungsprojekt durchgeführten experimentellen Untersuchungen (Substrukturversuche) gezeigt werden. Hierbei werden neben den Ansätzen aus DIN-Fachbericht 102 die bisherigen Querkraftbemessungsansätze der Nachrechnungsrichtlinie [Bun15; Bun11] in den Stufen 1 und 2 sowie der Bemessungsansatz mit Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie [Bun20] angewendet. Zusätzlich wird der Bemessungsansatz auf Basis der Simplified Modified Compression Field Theory (SMCFT) aus der kanadischen Norm [CSA-A23.3] auf die Versuchsträger angewendet.

Die Anwendung der Bemessungsansätze auf Versuche vorheriger Forschungsvorhaben dient einerseits der zusätzlichen Überprüfung der Bemessungsansätze der NRR sowie der kanadischen Norm und andererseits der Vergleichbarkeit zu den in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten.

Die Versuche des vorliegenden Forschungsvorhabens werden in Kapitel 3 ausführlich beschrieben. Hier sind neben den Eingangswerten der Versuche auch die im Versuch ermittelten Bruchlasten angegeben. Für die geometrischen Randbedingungen wird auf Kapitel 3 verwiesen. Allgemein handelt es sich bei den Versuchen um sog. Substrukturversuche, die einen herausgelösten Teilbereich eines vorgespannten Zweifeldträgers darstellen.

##### 4.4.1 Auswahl von Versuchsdaten

Es wurden ausschließlich Versuche ausgewählt, die an einem vorgespannten Zweifeldträger mit entsprechender Durchlaufwirkung durchgeführt wurden, da dieses statische System dem statischen System von Bestandsbrücken am ehesten entspricht. Nachfolgend werden die ausgewählten Ver-

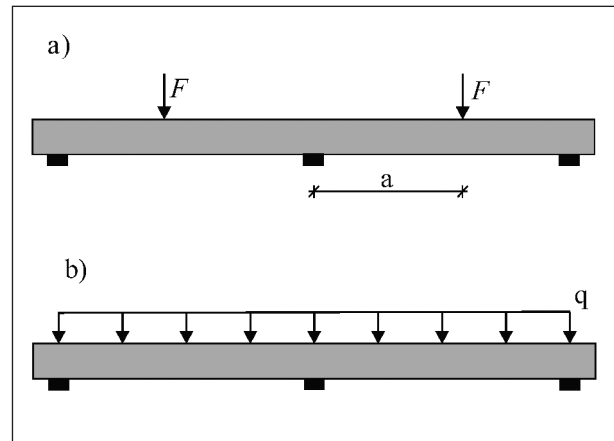


Bild 65: Durchlaufträger-System mit a) Einzellasten; b) Streckenlast

suche erläutert und die Versuchsdurchführung kurz beschrieben.

Ein Großteil der Versuchsdaten entstammt dem abgeschlossenen BAST-Forschungsvorhaben FE 15.0591/2012/FRB. Ziel dieses Vorhabens war die Herleitung und Entwicklung verfeinerter Bemessungsansätze zur Beurteilung des Querkraft- und Torsionstragverhaltens für die Nachrechnung von Bestandsbrücken. Die Ergebnisse sind in [978-3-95606-504-0] ausführlich dargestellt und veröffentlicht. Die Querkraftversuche im zuvor genannten Vorhaben wurden für die Belastungsarten Einzellast und Streckenlast gemäß Bild 65 durchgeführt.

Zusätzlich zu den Versuchen aus [978-3-95606-504-0] wurden an der TU Wien durchgeführte Versuche an Einfeld- und Durchlaufträgern mit T- und I-Querschnitt von nachträglich vorgespannten Balken für die Nachrechnung bzw. Datenbankauswertung verwendet. Die Versuche sind in [Hub19] veröffentlicht.

Ergänzend dazu wurden Versuche aus dem BAST-Forschungsvorhaben FE 15.0498/2010/FRB in die Datenbank übernommen. Diese Versuche wurden ebenfalls am Institut für Massivbau der RWTH Aachen durchgeführt. Ziel des Vorhabens war die Untersuchung des Einflusses einer externen Vorspannung in Längsrichtung auf die Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken. Die Ergebnisse sind in [Heg14] veröffentlicht.

Nachfolgend werden die durchgeführten Versuche getrennt nach den Forschungseinrichtungen RWTH Aachen, TU Dortmund, TU München und TU Wien beschrieben.

### RWTH Aachen – Lehrstuhl und Institut für Massivbau (Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef HEGGER)

- BAST FE 15.0591/2012/FRB [978-3-95606-504-0]:

An der RWTH Aachen wurden fünf vorgespannte Durchlaufträger getestet und untersucht (DLT 1-1 bis 1-5). Die Variationsparameter hierbei waren: die Querschnittsgeometrie (Rechteck-Querschnitt oder I-Profil) und der Querkraftbewehrungsgrad. Der Querkraftbewehrungsgrad variierte vom ersten zum zweiten Feld des Durchlaufträgers. Hierdurch konnten an jedem Versuchskörper zwei Teilversuche mit verschiedenen Querkraftbewehrungsgraden durchgeführt werden. Während der Versuchsdurchführung wurde der Versuch kurz vor dem Versagen des niedrig bewehrten Schubfeldes gestoppt und im betroffenen Feld wurde mit Schubstangen von außen verstärkt. Nach anbringen der Verstärkungsstangen konnte der Versuch bis zum Versagen des höher bewehrten Schubfeldes durchgeführt werden. Die Träger DLT 1-1 bis 1-3 wurden mit Einzellasten belastet und versagten jeweils im zweiten Teilversuch in der Nähe der Lasteinleitung durch eine Kombination aus Bügel- und Schubdruckversagen. Im ersten Teilversuch wurden die Versuche nicht bis zum endgültigen Bruch belastet, sondern lediglich bis zum feststellbaren Fließen der Bügelbewehrung. Die Träger DLT 1-4 und 1-5 wurden mit Streckenlasten belastet. Bei DLT 1-4 stellte sich bereits ein Versagen im ersten Teilversuch ein, sodass kein zweiter Teilversuch durchgeführt werden konnte. Bei DLT 1-5 versagte der Träger im zweiten Teilversuch in der Nähe des Auflagers. Bei beiden Versuchen haben sich mindestens zwei kritische Schubrisslinien im Bruchzustand gebildet.

- BAST FE 15.0498/2010/FRB [Heg14]:

Im Rahmen eines BAST-Forschungsvorhabens wurden an der RWTH sechs Teilversuche an drei vorgespannten Zweifeldträgern durchgeführt. Zwei dieser Träger wurden neben einer internen Vorspannung mit externer Vorspannung versehen. Um die Vergleichbarkeit zu wahren wird für die Auswertungen im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens nur der Zweifeldträger betrachtet, der nicht zusätzlich extern vorgespannt wurde (DLT VT1). Dieser Versuchsträger hatte einen I-Querschnitt und wurde durch zwei Einzellasten in der Mitte der Felder belastet. In jedem Feld wurde ein unterschiedlicher Querkraftbewehrungsgrad gewählt. Dieser entsprach in einem Feld etwa dem

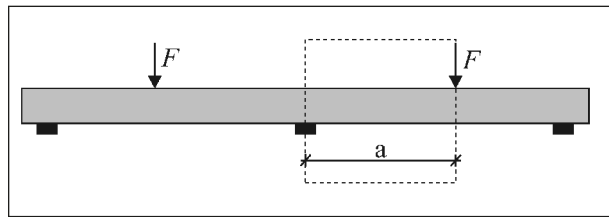


Bild 66: Herausgelöster Teilbereich des Zweifeldträgers unter Einzellasten für die Durchführung eines Substrukturversuchs

Mindestquerkraftbewehrungsgrad. Im zweiten Feld wurde die Hälfte des Querkraftbewehrungsgrades vom ersten Feld eingelegt. Die Versuchsdurchführung erfolgte wie bei den zuvor beschriebenen Versuchen mit einer Verstärkung im Bereich des ersten Teilversuches.

### TU Dortmund – Institut für Massivbau (Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer)

- BAST FE 15.0591/2012/FRB [978-3-95606-504-0]:

An der TU Dortmund wurden vier vorgespannte Durchlaufträger untersucht (DLT 2-1 bis 2-4). Hierbei wurden zwei Teilversuche mit unterschiedlichen Querkraftbewehrungsgraden je Träger durchgeführt. Variiert wurden hierbei die Belastungsart (Einzel- oder Streckenlast), der Querkraftbewehrungsgrad und der Längsbewehrungsgrad. Alle Versuchsträger zeigten im gering bewehrten Feld ein Fließen der Bügel über einen großen Bereich an der Innenstütze. Bei den Versuchsträgern DLT 2-1, DLT 2-2 und DLT 2-4 trat das Versagen im Bereich der Lasteinleitung jeweils im zweiten Teilversuch auf. Das Fließen der Bügelbewehrung führte hierbei zu einem Druckzonenversagen. Der Versuch DLT 2-3 versagte ebenfalls nahe der Innenstütze. Hierbei ereignete sich jedoch ein Bruch der Bügelbewehrung.

### TU München – Institut für Massivbau (Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver FISCHER)

- BAST FE 15.0591/2012/FRB [978-3-95606-504-0]:

An der TU München wurden, wie auch im vorliegenden Forschungsvorhaben, Substruktur-Querkraftversuche durchgeführt. Das Vorgehen und die Thematik der Substrukturversuche ist in Kapitel 3.1 ausführlich erläutert und gilt auch für die hier vorgestellten Versuchsreihen. Die Versuchsreihe aus

[978-3-95606-504-0] bestand aus Rechteckquerschnitten unter Einzellasten. In Bild 66 ist der herausgelöste Teilbereich eines Zweifeldträgers für die Substrukturversuche abgebildet.

Für die durchgeführten Versuche wurden die folgenden Parameter variiert: die Form der Querkraftbewehrung, die Übergreifungslänge der Querkraftbewehrung bei gestoßenen Bügeln und der Querkraftbewehrungsgrad. Im Allgemeinen ging es bei den durchgeführten Untersuchungen um die Auswirkungen nicht mehr normkonformer Bügelformen auf das Querkrafttragverhalten. Um eine Vergleichbarkeit zu den durchgeführten Untersuchungen an der RWTH Aachen und der TU Dortmund zu erreichen, werden für die Untersuchungen im vorliegenden Forschungsvorhaben ausschließlich die Versuche mit geschlossenen Bügeln gewählt. Hierbei handelt es sich um die Versuche DLT V2, V3 und V11. Zu Vergleichszwecken wurde ein Referenzträger ohne Querkraftbewehrung getestet (DLT V1). Die Durchlaufträger DLT V2, V3 und V11 versagten aufgrund eines Fließens der Bügelbewehrung mit sekundärem Versagen im Bereich der Biegedruckzone. Bei DLT V11 war nach der Ausbildung von mehreren Schubrisen noch eine erhebliche Laststeigerung möglich. Bei DLT V1 stellt sich erwartungsgemäß ein sprödes Versagen ein, da dieser gänzlich ohne Querkraftbewehrung ausgeführt wurde.

#### **TU Wien – Institut für Tragkonstruktionen (O. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger)**

An der TU Wien wurde eine Versuchsreihe zum Schubtragverhalten von Einfeld- und Durchlaufträgern an T- und I-Querschnitten von nachträglich vorgespannten Balken durchgeführt [Hub19]. Im Rahmen der Versuchsnachrechnungen im vorliegenden Forschungsvorhaben wurden ausschließlich die Versuchskörper (DLT PC4.5T074, DLT PC4.5T168, DLT PC2.0T074, DLT PC2.0T168, DLT PC4.5I074, DLT PC4.5I168) betrachtet.

Bei den Versuchen wurde die Durchlaufwirkung an Einfeldträgern durch einen belasteten Kragarm erzeugt, sodass sich ein Stützmoment und infolgedessen ein Momentennulldurchgang analog zum Durchlaufträger einstellt. Im Bereich des Einfeldträgers erfolgt die Belastung durch eine Streckenlast. Am Ende des Kragarms wurde eine Einzellast zur Erzeugung eines definierten Stützmomentes aufgebracht. Die Belastung im Feld und am Kragarm wur-

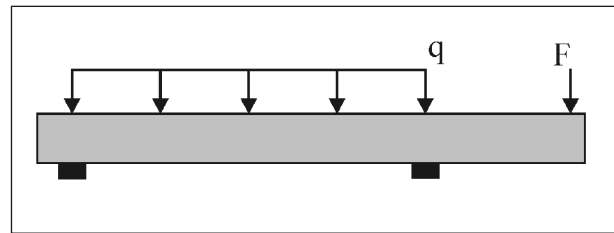


Bild 67: Versuchsaufbau TU Wien

de proportional zueinander gesteigert, um während des Versuches die gleichen Schnittgrößenverhältnisse einzustellen. Die Lasten wurden derart gewählt, dass sich im Einfeldträger eine Schubschlankheit von  $\lambda = 3,0$  einstellt. Der Versuchsaufbau ist in Bild 67 dargestellt.

In den Versuchen wurden folgende Parameter variiert: der Querschnitt (T- oder I-Profil), der Querkraftbewehrungsgrad und der Vorspanngrad. Bei allen Versuchen trat ein Querkraftversagen auf.

Forschungsstelle	Quelle	DLT Nr.	Querschnitt (Höhe [m]; Stegbreite [m])	Belastungsart	$\rho_w$ [%]	$\rho_w/\rho_{w,min}$	Längsbewehrung		$\sigma_{cp}$ [Mpa]/ N[kN]				
							unten	oben					
RWTH Aachen	/Heg20/	1-1-1	Rechteck (0,8; 0,25)	Einzellast	0,09	0,49	6Ø25		2,67				
		1-1-2			0,25	1,25							
		1-2-1	I-QS (0,8; 0,25)		Streckenlast	0,09	0,55	4Ø25 + 6Ø16		2,52			
		1-2-2				0,25	1,52						
		1-3-1	Rechteck (0,8; 0,25)			0,16	0,94	6Ø25		2,52			
		1-3-2									0,36	2,21	
		1-4-1	I-QS (0,8; 0,25)			0,09	0,5	4Ø25 + 6Ø16		2,49			
		1-5-1									0,09	0,51	
		1-5-2	0,25			1,3							
		TU Dortmund	/Heg20/			2-1-1	T-QS (0,8; 0,3)	Einzellast	0,17	0,94	Feld: 3Ø16 + 2Ø20 Stütz: 3Ø16 + 2Ø25		3,6
2-1-2	0,38			2,30									
2-2-1	0,09			0,79		16Ø12					3,7		
2-2-2					0,26							1,77	
2-3-1	0,06			0,45						3,7			
2-3-2											0,17	0,9	
2-4-1	0,09			0,77	Feld: 3Ø16 + 2Ø20 Stütz: 3Ø16 + 10Ø20					3,7			
2-4-2											0,17	1,35	
TU München	/Heg20/			V1	Rechteck (0,8; 0,25)	Einzellast			0	0	6Ø25		2,5
				V2					0,09	0,53			
		V3	0,09	0,52									
		V11	0,25	1,47									
		PC4.5T074	0,07	0,38			4Ø26 + 2Ø20 + 12Ø12			4,53			
		PC4.5T168											0,17
TU Wien	/Hub19/	PC2.0T074	T-QS (0,75; 0,225)	Streckenlast	0,07	0,38	6Ø26		2,1				
		PC2.0T168			0,17	0,69							
		PC4.5I074			0,07	0,38			4Ø26 + 4Ø12		4,54		
		PC4.5I168			0,17	0,66							
RWTH Aachen	/Heg14/	VT1-1	I-QS (0,61; 0,17)	Einzellast	0,07	0,57	5Ø12 + 2Ø8 8Ø12 + 2Ø8		2				
		VT1-2			0,13	1,14							

Tab. 46: Übersicht über die ausgewählten Versuche für die Datenbankauswertung

#### 4.4.2 Annahmen für die Nachrechnung der Versuche

##### Materialkennwerte

Die Nachrechnungen der Versuche erfolgen mit den Mittelwerten der Materialfestigkeiten. Der materialabhängige Sicherheitsbeiwert  $\gamma_c$ , für Beton nach [EC2-1-1] bzw. [EC2-1-1NA], wurde zu 1,0 gesetzt.

Sofern die mittlere zentrische Zugfestigkeit des Betons  $f_{ctm}$  und der mittlere Elastizitätsmodul  $E_{cm}$  des Betons  $E_{cm}$  nicht gegeben waren, wurden diese nach den folgenden Gleichungen ermittelt:

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{1/3}$$

$$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{ck}}{10} \right)^{1/3}$$

##### Bemessungsschnitt bzw. Schnitt der Auswertung

Unter Vernachlässigung des Eigengewichtes des Trägers können sich in Abhängigkeit der Spann- gliedneigung und einer vorhandenen Streckenlast die maßgebenden Bemessungsschnitte an unterschiedlichen Stellen ergeben. Aus diesem Grund ist für die Bemessung ein repräsentativer Nachweisschnitt zu wählen. Nach DIN Fachbericht 102 [DIN-FB102] und nach Eurocode 2 [EC2-1-1] ist der Nachweisschnitt in der Regel im Abstand  $d$  vom Auflagerend. Hierdurch soll der positive Einfluss eines direkten Lastabtrages ins Auflager berücksichtigt werden. HERBRAND erweitert diesen Schnitt für vorgespannte Durchlaufträger unter Streckenlasten auf  $1,8d$ , da für diesen Schnitt die größte Übereinstimmung mit Versuchsdaten festgestellt wurde [978-3-95606-504-0]. HUBER legte den maßgebenden Bemessungsschnitt bei vorgespannten Durchlaufträgern ohne Querkraftbewehrung auf  $2,0d$  und lies eine Übertragung auf schubbewehrte Durchlaufträger offen.

In den nachfolgenden Auswertungen wird für Träger unter Einzellasten der Bemessungsschnitt in einem Abstand  $1,0d$  von der Auflagerachse festgelegt. Für Versuchsträger unter Streckenlasten wird die Auswertung im Abstand  $1,0d$  und  $2,0d$  von der Auflagerachse durchgeführt.

##### Sicherheitsniveau auf Modellseite

Im Allgemeinen findet die Nachrechnung der Versuche bzw. die gesamte Datenbankauswertung auf

Mittelwertniveau statt. Bei semi-empirischen Bemessungsansätzen, hier speziell beim Querkraftbemessungsansatz für Bauteile ohne Querkraftbewehrung, ist eine Ermittlung der Tragfähigkeit auf Mittelwertniveau nur bedingt möglich, da empirische Vorfaktoren die Bild des Mittelwertniveaus erschweren.

Für die Bemessung von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wird der Vorfaktor  $C_{Rd,c}$  verwendet. Durch diesen empirischen Beiwert wurde die Bemessungsgleichung entsprechend des erforderlichen Sicherheitsindex  $\beta$  für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren kalibriert [DAfStb525]. Nach [DIN-FB102] beträgt  $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$ , wobei der Vorfaktor zur Erreichung des Mittelwertniveaus zu  $C_{Rm,c} = 0,20/\gamma_c$  nach [DAfStb525] anzunehmen ist. Für die Berechnungen in diesem Bericht wurde  $C_{Rk,c} = 0,15$  angenommen. Dies wird damit begründet, dass sowohl Ansätze für Bauteile ohne Querkraftbewehrung, jedoch auch Ansätze für Bauteile mit Querkraftbewehrung verglichen werden, bei denen eine genaue Ermittlung des Mittelwertniveaus nicht ohne weiteres möglich ist. Hier ist die Gleichung zur Begrenzung des Druckstrebenneigungswinkels zu nennen, bei der empirische Faktoren einfließen, deren Mittelwertniveau unbekannt bzw. nicht direkt zu ermitteln ist. Weiter werden Vergleiche mit der kanadischen Norm angestellt. Hier wird davon ausgegangen, dass die Gleichung der Norm auf charakteristischem Niveau basiert. Es konnten im Rahmen der Recherchen zum vorliegenden Bericht keine Aussagen über das Mittelwertniveau der kanadischen Bemessungsansätze gefunden werden. Aus diesem Grund werden alle Vergleiche der Bemessungsgleichungen auf charakteristischem Niveau geführt.

Neben dem empirischen Vorwert  $C_{Rd,c}$  wird in der Gleichung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung der Beiwert  $k_1$  zur Multiplikation mit der Normalspannung des Querschnittes zur Berücksichtigung der Effekte aus Längskräften, z. B. infolge Vorspannung, verwendet. Hierbei handelt es sich nicht um einen empirischen Ansatz. Dieser Beiwert geht auf die Arbeiten von HEDMAN und LOSBEG [Hed78] zurück und wird von WALRAVEN ausführlich erläutert. Grundsätzlich beruht diese Methode auf der Annahme, dass bedingt durch die einwirkende Querkraft zunächst der Zustand der Dekompression des Querschnittes erreicht werden muss. Im Anschluss findet erstmals die Rissbildung statt und das Bauteil kann dann wie ein schlaff bewehrtes Bauteil behandelt werden. Die hierzu erforderliche

Querkraft wird der Querkrafttragfähigkeit zugerechnet. Das Dekompressionsmoment des Querschnittes ist abhängig von der Exzentrizität der Vorspannung. Die Exzentrizität wurde zur Ermittlung von  $k_1$  angenommen und fließt nicht mehr explizit in die Berechnung ein. Weiter spielt die Schubschlankheit bei der Ermittlung von  $k_1$  eine Bedeutung. Diese wurde ebenfalls vereinfachend festgelegt und wird nicht mehr explizit berücksichtigt. Diese Annahmen wurden derart festgelegt, dass der angegebene Wert von  $k_1$  eine untere Grenze der Tragfähigkeitssteigerung darstellt. Für die Auswertungen im Rahmen dieses Berichtes wurde  $k_1 = 0,12$  angenommen, mit Ausnahme der Bemessungsgleichung basierend auf dem Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil. Hier wird gemäß NRR2020  $k_1 = 0,15$  angesetzt.

Der Ansatz nach [CSA-A23.3] unterliegt ebenfalls einem Teilsicherheitskonzept, jedoch ist dieses nur begrenzt mit dem Sicherheitskonzept in Deutschland vergleichbar (vgl. Kapitel 4.3.1). Auf die Ergebnisse der Nachrechnung der Versuche haben die Teilsicherheitsbeiwerte jedoch keinen Einfluss. Eine Ausnahme bildet hier die Verwendung der Mittelwerte der Festigkeiten nach [CSA-A23.3] im Gegensatz zur Verwendung von charakteristischen Werten (5%-Quantilwerte) zur Bemessung nach Eurocode bzw. DIN-Fachbericht. Für die nachfolgenden Auswertungen wird für die Nachweise nach kanadischer Norm auf Basis der SMCFT der Mittelwert der Beton- und Betonstahlfestigkeit angesetzt.

#### 4.4.3 Auswertung der Ergebnisse

Zur Bewertung der Ergebnisse der Nachrechnung werden folgende Kenngrößen ermittelt und beurteilt:

- Mittelwert MW und Standardabweichung  $s$  des Verhältnisses  $\gamma = V_{\text{exp}}/V_{\text{calc}}$
- 5%-Quantil des Verhältnisses  $\gamma = V_{\text{exp}}/V_{\text{calc}}$
- Variationskoeffizient COV

Eine einfache Aussage über das erzielte Sicherheitsniveau eines Bemessungsansatzes kann mithilfe des 5%-Quantils des Verhältniswertes  $\gamma$  getroffen werden. Durch die Betrachtung der Veränderung des Verhältniswertes  $\gamma$  kann über die Variation verschiedener Parameter eine Aussage über die Bild des jeweiligen Parameters im Modell getroffen werden. Bei einem optimalen Modell sollte hier ein trendfreie Bild eines jeden Parameters vorliegen. Im Rahmen der durchgeführten Parameterstudien in diesem Bericht wird in Kapitel 4.5 vertiefend auf diese Thematik eingegangen.

Neben dem Vergleich der Verhältniswerte  $\gamma$  sollte der Variationskoeffizient in den Betrachtungen berücksichtigt werden. Ein Variationskoeffizient COV  $> 0,5$  ist ein Zeichen dafür, dass das arithmetische Mittel wegen seiner zu großen empirischen Streuung kein geeigneter Repräsentant der Einzelwerte ist. Im Unterschied zu Biegetragfähigkeitsmodellen ist bei Querkrafttragfähigkeitsmodellen ein Variationskoeffizient  $< 0,2$  bereits als gut zu bewerten. Die Streuung ist jedoch im Zusammenhang mit dem Verhältniswert  $\gamma$  zu betrachten. Ein Verhältniswert  $\gamma = 1,00$  bei einer gleichzeitig hohen Streuung liegt dennoch auf der unsicheren Seite und ist kein hinreichendes Kriterium für eine gute Bild der Tragfähigkeit durch das jeweilige Modell.

#### Statistische Auswertung – Durchlaufträger unter Einzellasten

Die Ergebnisse der statistischen Auswertung der Durchlaufträger unter Einzellasten für einen Schnitt im Abstand  $d$  vom Auflagerstand ( $A_d$ ) sind in Tabelle 47 dargestellt.

Wie zu erwarten wird die Tragfähigkeit durch das Modell für Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach DIN Fachbericht-102 (Gl. 4.118a) deutlich unterschätzt. Hier liegt der Mittelwert bei 2,38, wobei der Variationskoeffizient mit COV = 0,20 vergleichsweise moderat einzustufen ist. Auffällig ist, dass sowohl der Mittelwert als auch der Variationskoeffizient bei

Belastung	Schnitt	Statistik	DIN FB 102 (4.118a)	DIN FB 102 (4.27)	NRR 2015 Stufe 2 (12.11)	NRR 2015 Stufe 2 (12.12)	NRR 2020 Stufe 2 (12.16)	CSA A23.3 SMCFT
Einzellast	$A_d$	MW	2,38	2,51	2,08	1,99	1,19	1,23
		S	0,48	0,60	0,40	0,47	0,19	0,14
		5%-Quantilwert	1,59	1,52	1,42	1,22	0,87	1,00
		COV	0,20	0,24	0,19	0,23	0,16	0,12

Tab. 47: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast (25 Versuche)

Belastung	Schnitt	Statistik	DIN FB 102 (4.118a)	DIN FB 102 (4.27)	NRR 2015 Stufe 2 (12.11)	NRR 2015 Stufe 2 (12.12)	NRR 2020 Stufe 2 (12.16)	CSA A23.3 SMCFT
Einzellast	A <sub>d</sub>	MW	2,11	2,83	2,23	2,23	1,19	1,21
		S	0,39	0,46	0,39	0,39	0,23	0,16
		5%-Quantilwert	1,48	2,07	1,59	1,59	0,82	0,94
		COV	0,18	0,16	0,18	0,18	0,19	0,13

Tab. 48: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast für  $\rho_w/\rho_{w,min} < 0,8$  (15 Versuche)

Belastung	Schnitt	Statistik	DIN FB 102 (4.118a)	DIN FB 102 (4.27)	NRR 2015 Stufe 2 (12.11)	NRR 2015 Stufe 2 (12.12)	NRR 2020 Stufe 2 (12.16)	CSA A23.3 SMCFT
Einzellast	A <sub>d</sub>	MW	2,79	2,03	1,84	1,62	1,18	1,27
		S	0,26	0,45	0,28	0,30	0,14	0,11
		5%-Quantilwert	2,35	1,29	1,38	1,12	0,96	1,10
		COV	0,09	0,22	0,15	0,19	0,12	0,08

Tab. 49: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast  $\rho_w/\rho_{w,min} \geq 0,8$  (10 Versuche)

Belastung	Schnitt	Statistik	DIN FB 102 (4.118a)	DIN FB 102 (4.27)	NRR 2015 Stufe 2 (12.11)	NRR 2015 Stufe 2 (12.12)	NRR 2020 Stufe 2 (12.16)	CSA A23.3 SMCFT
Einzellast	A <sub>d</sub>	MW	2,68	2,72	2,25	2,16	1,31	1,27
		S	0,29	0,77	0,53	0,60	0,22	0,14
		5%-Quantilwert	2,21	1,45	1,38	1,16	0,95	1,03
		COV	0,11	0,28	0,24	0,28	0,17	0,11

Tab. 50: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast mit  $\rho_l < 1,0$  (10 Versuche)

Nachrechnung mit dem Ansatz für Bauteile mit Querkraftbewehrung nach DIN Fachbericht-102 (Gl. 4.27) größer ist als mit der Gleichung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung. Dies trifft jedoch nur für die Bauteile mit geringen Querkraftbewehrungsgraden zu. Nachfolgend werden die statischen Kennwerte für  $\rho_w/\rho_{w,min} < 0,8$  und  $\geq 0,8$  getrennt dargestellt. Eine grafische Auswertung dieser Bereiche ist im nachfolgenden Kapitel zur Parameterstudie zu finden.

Generell ist mit zunehmender Nachweisstufe bzw. Verfeinerung des Nachweises eine Abnahme des Mittelwertes verbunden. Nach NRR 2015 geschieht dies durch die Anpassung des zulässigen Druckstrebenwinkels und nach NRR 2020 durch das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil. Sowohl für sehr geringe Querkraftbewehrungsgrade

als auch für höhere Querkraftbewehrungsgrade lässt sich mit dem Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil als auch mit dem Modell nach der kanadischen Norm CSA A23.3 eine gute Übereinstimmung mit den experimentell bestimmten Bruchlasten feststellen.

In den Tabellen 50 und 51 ist die vorherige Auswertung getrennt für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade dargestellt. Hier wird zwischen Versuchen mit  $\rho_l \leq 1,0$  (Tabelle 50) und  $> 1,0$  (Tabelle 51) unterschieden. Für Bauteile mit einem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l < 1,0$  zeigt sich wie bereits zuvor geschildert eine kontinuierliche Abnahme des Mittelwertes. Das beste Ergebnis liefert der Ansatz nach kanadischer Norm, wobei der Mittelwert nach Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil nur geringfügig davon abweicht.



Belastung	Schnitt	Statistik	DIN FB 102 (4.118a)	DIN FB 102 (4.27)	NRR 2015 Stufe 2 (12.11)	NRR 2015 Stufe 2 (12.12)	NRR 2020 Stufe 2 (12.16)	CSA A23.3 SMCFT
Einzellast	A <sub>d</sub>	MW	2,18	2,37	1,96	1,87	1,10	1,21
		S	0,48	0,43	0,22	0,32	0,12	0,15
		5%-Quantilwert	1,39	1,66	1,59	1,34	0,91	0,97
		COV	0,22	0,18	0,11	0,17	0,11	0,12

Tab. 51: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast mit  $p_l \geq 1,0$  (15 Versuche)

Belastung	Schnitt	Statistik	DIN FB 102 (4.118a)	DIN FB 102 (4.27)	NRR 2015 Stufe 2 (12.11)	NRR 2015 Stufe 2 (12.12)	NRR 2020 Stufe 2 (12.16)	CSA A23.3 SMCFT
Streckenlast	A <sub>d</sub>	MW	1,94	2,65	2,06	2,06	1,07	1,14
		S	0,21	0,19	0,15	0,15	0,10	0,09
		5%-Quantilwert	1,58	2,34	1,81	1,81	0,90	0,98
		COV	0,11	0,07	0,07	0,07	0,10	0,08

Tab. 52: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Substrukturversuchen durchgeführt an der TUM (8 Versuche)

Ein gleiches Bild zeigt sich für die Bauteile mit Längsbewehrungsgrad  $p_l \geq 1,0$ , wobei hier der Ansatz mit Fachwerkmodell und additivem Betontraganteil das beste Ergebnis liefert.

Abschließend werden nur die Versuche, die im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens an der Technischen Universität München (TUM) durchgeführt wurden, dargestellt. Diese sind bereits in den vorherigen Tabellen berücksichtigt und werden zur gezielten Auswertung in Tabelle 52 aufgeführt. Hierbei handelt es sich um 8 Substrukturversuche wie in Kapitel 3.2 vorgestellt.

### Statistische Kennwerte – Durchlaufträger unter Streckenlasten

Die Ergebnisse der Auswertung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Streckenlasten für die gesamten 11 Versuche sind in den Tabellen 53 bis 58 dargestellt. Hierbei sind die Ergebnisse im Abstand  $d$  vom Auflager in Tabelle 53 und die Ergebnisse im Abstand  $2d$  vom Auflager in Tabelle 54 dargestellt.

Beim Vergleich der Ergebnisse in beiden Abständen zeigt sich, dass im Abstand  $2d$  eine größere Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten festzustellen ist. Diese Erkenntnis

deckt sich mit zuvor veröffentlichten Erkenntnissen aus [978-3-95606-504-0], bei denen eine bessere Übereinstimmung der Ergebnisse an Durchlaufträgern im Abstand  $1,8d$  bzw.  $2,0d$  gefunden wurde. HUBER trifft diese Aussage lediglich für Spannbetonträger ohne Querkraftbewehrung, jedoch kann mit dieser Auswertung gezeigt werden, dass die Annahme auch für Spannbetonträger mit Querkraftbewehrung zutreffend ist.

Weiter zeigt sich auch in diesem Beispiel, dass der Ansatz nach DIN FB 102 (Gl. 4.118a) für Bauteile ohne Querkraftbewehrung vermeintlich eine bessere Übereinstimmung mit den experimentellen Bruchlasten liefert. Diese Tatsache verdeutlicht erneut, dass für Bauteile mit geringen Querkraftbewehrungsgraden ein Betontraganteil existiert, der durch den reinen Bewehrungstraganteil nicht zutreffend erfasst werden kann. Deutlich besser kann die Tragfähigkeit durch den Ansatz der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie nach Gl. 12.16 abgebildet werden. Hierbei handelt es sich um das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil. Nachfolgend sind die Ergebnisse der Auswertung für  $p_w/p_{w,min} \leq 0,8$  zu und  $> 0,8$  getrennt dargestellt. Hier werden lediglich die Ergebnisse im Schnitt  $2d$  vom Auflager gezeigt.

Belastung	Schnitt	Statistik	DIN FB 102 (4.118a)	DIN FB 102 (4.27)	NRR 2015 Stufe 2 (12.11)	NRR 2015 Stufe 2 (12.12)	NRR 2020 Stufe 2 (12.16)	CSA A23.3 SMCFT
Streckenlast	$A_d$	<b>MW</b>	<b>2,83</b>	<b>3,35</b>	<b>2,74</b>	<b>2,63</b>	<b>1,50</b>	<b>1,53</b>
		S	0,86	0,58	0,47	0,50	0,36	0,44
		5%-Quantilwert	2,33	3,06	2,46	2,32	1,11	1,05
		<b>COV</b>	<b>0,30</b>	<b>0,17</b>	<b>0,17</b>	<b>0,19</b>	<b>0,24</b>	<b>0,29</b>

Tab. 53: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Streckenlast im Abstand  $d$  vom Auflager (11 Versuche)

Belastung	Schnitt	Statistik	DIN FB 102 (4.118a)	DIN FB 102 (4.27)	NRR 2015 Stufe 2 (12.11)	NRR 2015 Stufe 2 (12.12)	NRR 2020 Stufe 2 (12.16)	CSA A23.3 SMCFT
Streckenlast	$A_{2d}$	<b>MW</b>	<b>2,06</b>	<b>2,49</b>	<b>2,06</b>	<b>1,99</b>	<b>1,15</b>	<b>1,16</b>
		S	0,35	0,38	0,24	0,30	0,13	0,20
		5%-Quantilwert	1,78	2,24	1,87	1,74	0,96	0,88
		<b>COV</b>	<b>0,17</b>	<b>0,15</b>	<b>0,11</b>	<b>0,15</b>	<b>0,11</b>	<b>0,17</b>

Tab. 54: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Streckenlast im Abstand  $2d$  vom Auflager (11 Versuche)

Belastung	Schnitt	Statistik	DIN FB 102 (4.118a)	DIN FB 102 (4.27)	NRR 2015 Stufe 2 (12.11)	NRR 2015 Stufe 2 (12.12)	NRR 2020 Stufe 2 (12.16)	CSA A23.3 SMCFT
Streckenlast	$A_{2d}$	<b>MW</b>	<b>1,95</b>	<b>2,60</b>	<b>2,10</b>	<b>2,06</b>	<b>1,12</b>	<b>1,11</b>
		S	0,22	0,33	0,23	0,27	0,11	0,16
		5%-Quantilwert	1,77	2,39	1,91	1,85	0,95	0,88
		<b>COV</b>	<b>0,11</b>	<b>0,13</b>	<b>0,11</b>	<b>0,13</b>	<b>0,10</b>	<b>0,14</b>

Tab. 55: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Streckenlast für  $\rho_w/\rho_{w,\min} < 0,8$  (9 Versuche)

Belastung	Schnitt	Statistik	DIN FB 102 (4.118a)	DIN FB 102 (4.27)	NRR 2015 Stufe 2 (12.11)	NRR 2015 Stufe 2 (12.12)	NRR 2020 Stufe 2 (12.16)	CSA A23.3 SMCFT
Streckenlast	$A_{2d}$	<b>MW</b>	<b>2,54</b>	<b>2,03</b>	<b>1,89</b>	<b>1,64</b>	<b>1,27</b>	<b>1,39</b>
		S	0,49	0,20	0,23	0,13	0,14	0,27
		5%-Quantilwert	2,23	1,87	1,70	1,51	1,09	1,08
		<b>COV</b>	<b>0,19</b>	<b>0,10</b>	<b>0,12</b>	<b>0,08</b>	<b>0,11</b>	<b>0,19</b>

Tab. 56: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Streckenlast für  $\rho_w/\rho_{w,\min} \geq 0,8$  (2 Versuche)

Auch wenn die Aussagequalität von Tabelle 56 aufgrund der geringen Versuchsanzahl lediglich Ten-

denzen aufzeigt, kann das zuvor geschilderte Verhalten bestätigt werden.

Belastung	Schnitt	Statistik	DIN FB 102 (4.118a)	DIN FB 102 (4.27)	NRR 2015 Stufe 2 (12.11)	NRR 2015 Stufe 2 (12.12)	NRR 2020 Stufe 2 (12.16)	CSA A23.3 SMCFT
Streckenlast	A <sub>2d</sub>	MW	2,01	1,97	1,74	1,65	1,16	1,15
		S	0,26	0,12	0,01	0,14	0,02	0,07
		5%-Quantilwert	1,80	1,87	1,73	1,51	1,14	1,05
		COV	0,13	0,06	0,01	0,09	0,01	0,06

Tab. 57: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast mit  $\rho_l < 1,0$  (2 Versuche)

Belastung	Schnitt	Statistik	DIN FB 102 (4.118a)	DIN FB 102 (4.27)	NRR 2015 Stufe 2 (12.11)	NRR 2015 Stufe 2 (12.12)	NRR 2020 Stufe 2 (12.16)	CSA A23.3 SMCFT
Streckenlast	A <sub>2d</sub>	MW	2,07	2,61	2,13	2,06	1,14	1,16
		S	0,38	0,31	0,20	0,27	0,14	0,22
		5%-Quantilwert	1,77	2,41	1,98	1,85	0,94	0,85
		COV	0,18	0,12	0,09	0,13	0,12	0,19

Tab. 58: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast mit  $\rho_l \geq 1,0$  (9 Versuche)

In den Tabellen 57 und 58 ist die vorherige Auswertung getrennt für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade dargestellt. Hier wird zwischen Versuchen mit  $\rho_l \leq 1,0$  (Tabelle 57) und  $> 1,0$  (Tabelle 58) unterschieden.

Auch hier ist die Aussage der statistischen Parameter nur tendenzanweisend, jedoch fällt beim Vergleich mit Tabelle 58 und Tabelle 46 auf, dass die Mittelwerte der Nachweise nach NRR Stufe 2 (Gl.12.16) und CSA A23.3 in einem nahezu identischen Bereich liegen. Daraus kann geschlossen werden, dass für die ausgewerteten Versuche eine zutreffende Bild der Querkrafttragfähigkeit nach diesen beiden Ansätzen erfolgt.

## 4.5 Parameterstudien

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Parameterstudien auf Basis der Versuchsauswertung dargestellt. Hierbei wird zwischen den jeweiligen im Versuch maßgebenden Parametern unterschieden. Dies sind zum einen der Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$ , das Verhältnis aus vorhandenem Querkraftbewehrungsgrad zum Mindestquerkraftbewehrungsgrad  $\rho_{w,vorh}/\rho_{w,min}$  und die Querschnittsform. Eine Auswertung über den Vorspanngrad  $\sigma_{op}/f_{cm}$  wird nicht durchgeführt, da dieser in allen Versuchen ähnliche Werte aufweist.

### 4.5.1 Längsbewehrungsgrad

Die Auswertung wird getrennt für Durchlaufträger mit Einzel- und Streckenlasten durchgeführt.

#### Durchlaufträger mit Einzellast

Der Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit ist einer der Kernuntersuchungsbereiche dieses Forschungsvorhabens. Auf den Einfluss des Längsbewehrungsgrades wird in Kapitel 3.6 mit Bezug auf die im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführten Substrukturversuche vertieft eingegangen.

Bei den Ansätzen nach DIN-Fachbericht 102 und nach Nachrechnungsrichtlinie zeigt sich, dass die Tragfähigkeit für geringere Längsbewehrungsgrade zunehmend konservativ abgebildet wird. Nach kanadischer Norm CSA A23.3 ist der Einfluss deutlich weniger ausgeprägt und nahezu trendfrei. Generell zeigen die Ansätze nach kanadischer Norm und nach NRR2020 Gl.12.16 (Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil) jedoch eine gute Übereinstimmung mit den experimentell bestimmten Tragfähigkeiten und ebenfalls untereinander. Eine Abweichung der beiden Ansätze voneinander ist erst ab einem Längsbewehrungsgrad von etwa 1,2 % festzustellen.

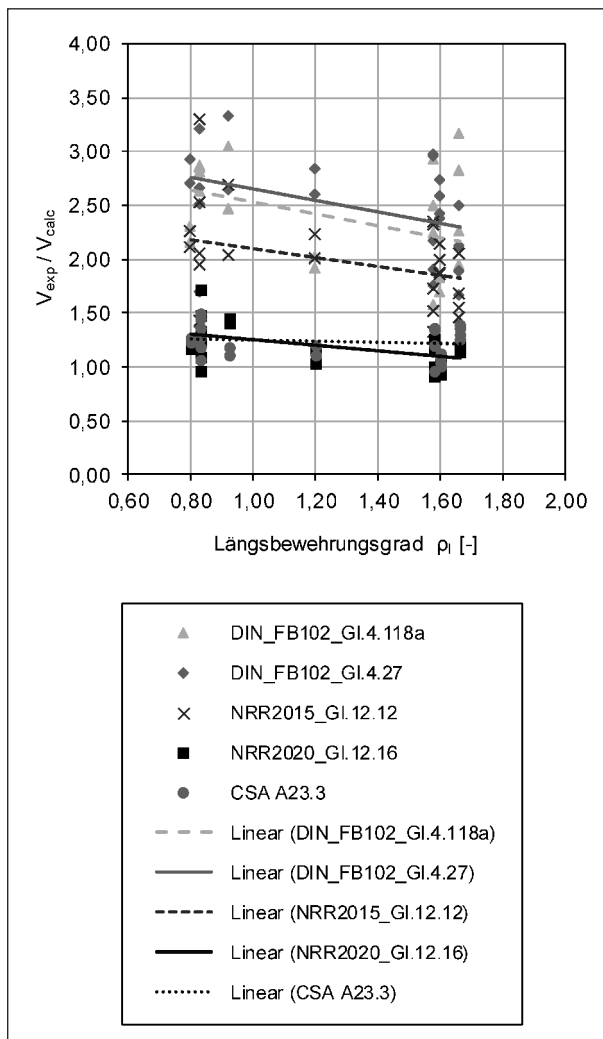


Bild 68: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Einzellasten (25 Versuche) und veränderlichem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$

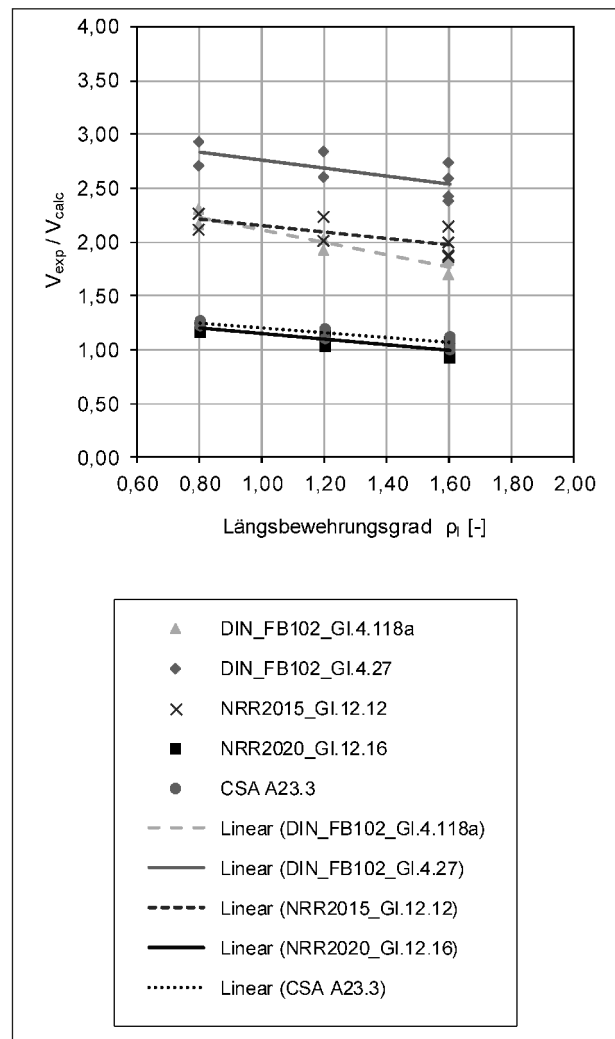


Bild 69: Auswertung der Substrukturversuche des vorliegenden Forschungsprojekts (8 Versuche) und veränderlichem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$

In Bild 69 ist die Auswertung der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Substrukturversuche gezeigt. Zunächst ist zu erkennen, dass die Auswertung nach Gl. 4.118a für Bauteile ohne Querkraftbewehrung eine deutlich zutreffendere Bild der Bruchlasten liefert. Dies ist jedoch wie bereits zuvor erwähnt darauf zurückzuführen, dass der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad nur dem 0,5-fachen Mindestquerkraftbewehrungsgrad entspricht. Aus diesem Grund ist die Ausprägung in der vorliegenden Auswertung sehr deutlich. Weiter ist dem Bild zu entnehmen, dass sowohl der Ansatz nach NRR2020 nach Gl. 12.16 als auch der Ansatz nach kanadischer Norm CSA A23.3 eine zunehmende Unterschätzung der Tragfähigkeit mit abnehmendem Längsbewehrungsgrad liefern. Hierbei handelt es sich jedoch nur um eine sehr geringfügige Steigerung. Die Bildqualität beider Ansätze ist

sehr gut und trifft sowohl für Bauteile mit geringen als auch für Bauteile mit höheren Längsbewehrungsgraden zu.

### Durchlaufträger mit Streckenlast

Wie bereits im vorherigen Kapitel zur Auswertung der statistischen Kennwerte der Datenbankauswertung angesprochen, ist die Auswertung an Durchlaufträgern mit Streckenlasten vom Nachweisschnitt abhängig. Aus diesem Grund wird die Auswertung für den Ansatz nach NRR mit Gl. 12.16 (Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil) nachfolgend zunächst für den Nachweisschnitt im Abstand  $d$  vom Auflager und anschließend im Abstand  $2d$  vom Auflager durchgeführt. Hierbei dienen die Ergebnisse der Auswertung an Durchlaufträgern unter Einzellast als Vergleichswerte.

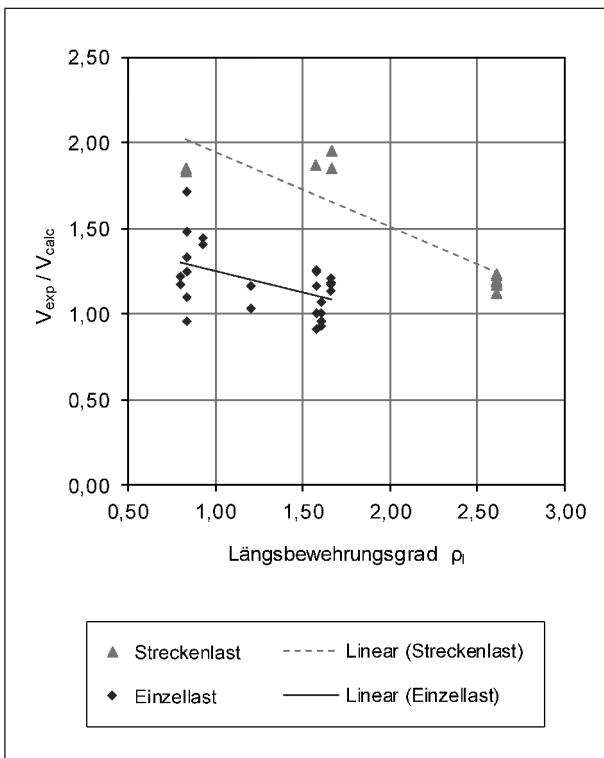


Bild 70: Datenbankauswertung Durchlaufträger mit Einzel- und Streckenlasten veränderlichem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$  – Nachweis im Abstand  $d$  vom Auflager

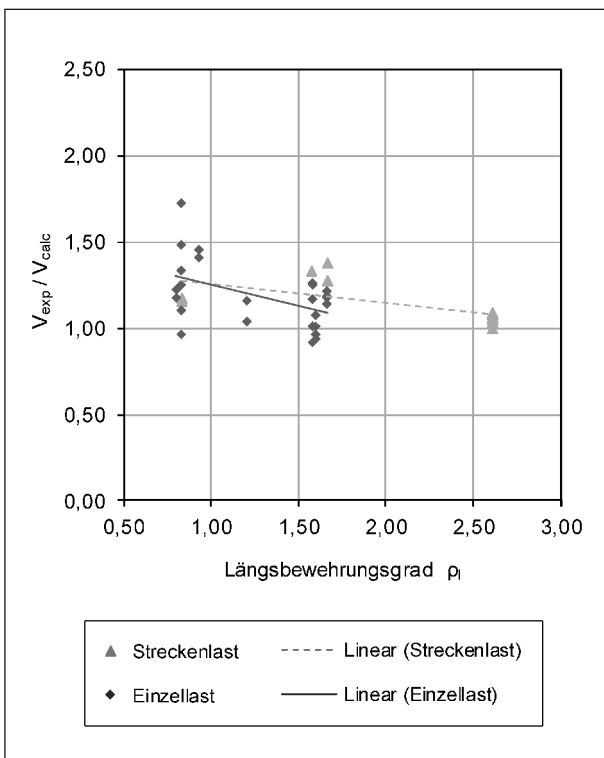


Bild 71: Datenbankauswertung Durchlaufträger mit Einzel- und Streckenlasten bei veränderlichem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$  – Nachweis im Abstand  $2d$  vom Auflager (Streckenlast)/Nachweis im Abstand  $d$  vom Auflager (Einzellast)

In Bild 70 sind die Ergebnisse der Auswertung im Abstand  $d$  vom Auflager gezeigt. Hierbei ist zu erkennen, dass die Tragfähigkeit der Durchlaufträger mit Streckenlast unterschätzt wird. Dies wird besonders deutlich im Vergleich zu den Durchlaufträgern mit Einzellast. Zwar zeigt sich mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad eine Verbesserung der Bild der Versuchsbruchlast, jedoch sind gerade in Bezug auf reale Brückenbauwerke jene mit geringen Längsbewehrungsgraden relevant.

Durch die Wahl eines Nachweisschnittes im Abstand  $2d$  vom Auflager verbessert sich für Linienlasten die Bild der Bruchlast durch den Bemessungsansatz deutlich, wie aus Bild 71 hervorgeht.

Es ist zu erkennen, dass sich die Punkte der Streckenlast deutlich besser in die Punktwolke der Einzellasten einfügen.

#### 4.5.2 Querkraftbewehrungsgrad

Die Auswertung wird getrennt für Durchlaufträger mit Einzel- und Streckenlasten durchgeführt.

##### Durchlaufträger mit Einzellast

Der Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades  $\rho_w$  im Verhältnis zum Mindestquerkraftbewehrungsgrad  $\rho_{w,min}$  ist in Bild 72 dargestellt.

Deutlich zu erkennen ist der Anstieg der Regressionsgraden für den Ansatz ohne Querkraftbewehrung nach Gl. 4.118a. Bereits im vorherigen Kapitel wurde angesprochen, dass dieser Ansatz für geringe Querkraftbewehrungsgrade ein besseres Ergebnis liefert als der Ansatz mittels Fachwerkmodell. Diese Tatsache wird aus Bild 72 ersichtlich und drückt sich durch den Schnittpunkt der beiden Regressionsgraden nach Gl. 4.118a und Gl. 4.17 aus. Für größere Querkraftbewehrungsgrade (ca.  $\rho_w / \rho_{w,min} \geq 1,0$ ) liefert der Ansatz nach Gl. 4.17 zutreffendere Ergebnisse.

Die Ansätze mit klassischem Fachwerkmodell (DIN FB 102 Gl. 4.17 und NRR 2015 Gl. 12.12) zeigen eine Abnahme des Verhältnisswertes  $V_{exp} / V_{calc}$  mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad. Diese Entwicklung war zu erwarten, da die Tragfähigkeit grade für geringe Querkraftbewehrungsgrade erfahrungsgemäß unterschätzt wird, da der relative Traganteil des Betons mit zunehmender Fachwerkausbildung abnimmt.

Dieses Defizit der klassischen Fachwerkmodelle kann durch das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil fast vollständig kompensiert werden. Hier besteht eine nahezu trendfreie Bild der Querkrafttragfähigkeit bei veränderlichem Querkraftbewehrungsgrad. Gleiches gilt für den Bemessungsansatz nach kanadischer Norm. Die Auswertung Substrukturversuche dieses Forschungsvorhabens wird an dieser Stelle nicht gesondert ausgewertet, da diese einen identischen Querkraftbewehrungsgrad aufweisen. Lediglich der Längsbewehrungsgrad wurde variiert.

### Durchlaufträger mit Streckenlast

In Bild 73 sind die Ergebnisse der Auswertung an Durchlaufträgern mit Streckenlast im Abstand  $d$  vom Auflager gezeigt. Zunächst kann festgehalten werden, dass für Nachweisgleichung 4.118a für Bauteile ohne Querkraftbewehrung ebenfalls gilt, dass diese für geringe Querkraftbewehrungsgrade zutreffendere Ergebnisse liefert als die Modelle nach Fachwerkmodell. Weiter ist die Abnahme des Verhältniswertes  $V_{exp}/V_{calc}$  bei den Durchlaufträgern mit Streckenlasten nicht so stark ausgeprägt wie bei jenen unter Einzellasten. Für die Modelle mit Fachwerkmodell und additivem Betontraganteil (NRR Gl.12.18 und CSA A23.3) zeigt sich ein gegensätzliches Verhalten. Hier ist mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad eine Erhöhung des Ver-

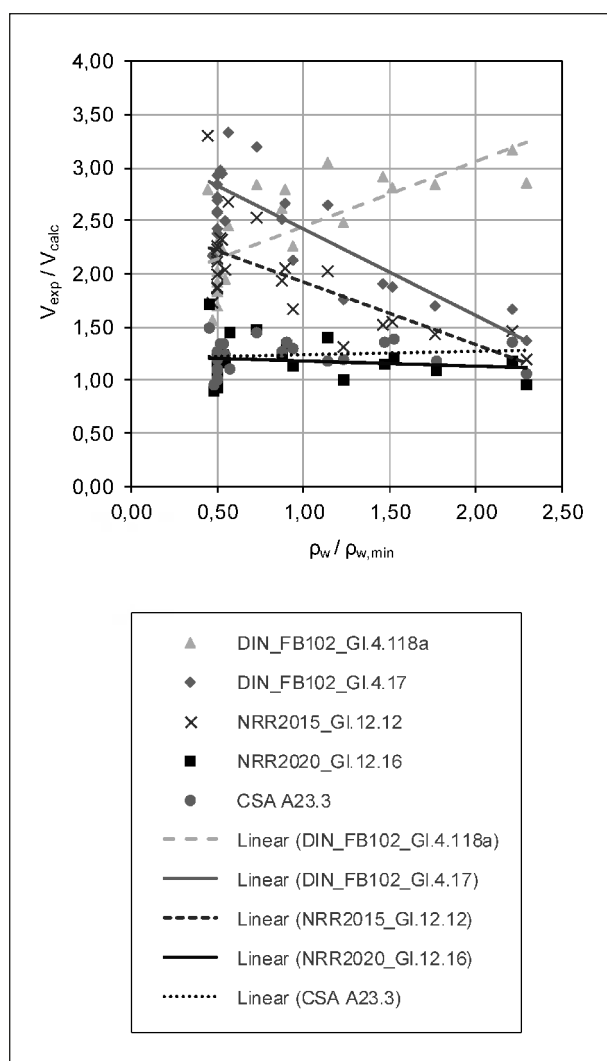


Bild 72: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Einzellasten (25 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w/\rho_{w,min}$

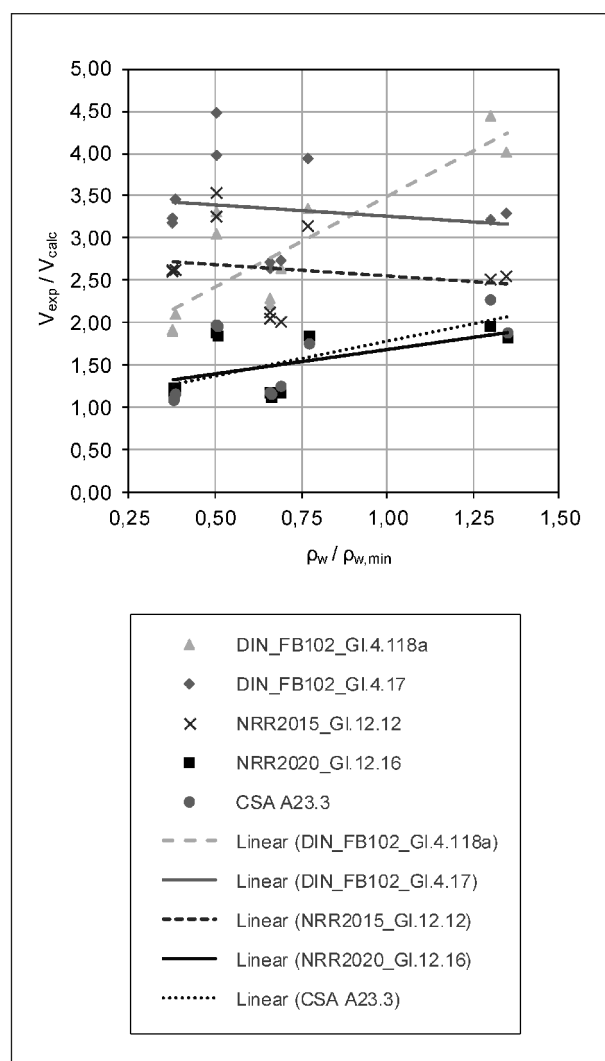


Bild 73: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Streckenlast (11 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w/\rho_{w,min}$  – Nachweis im Abstand  $d$  vom Auflager

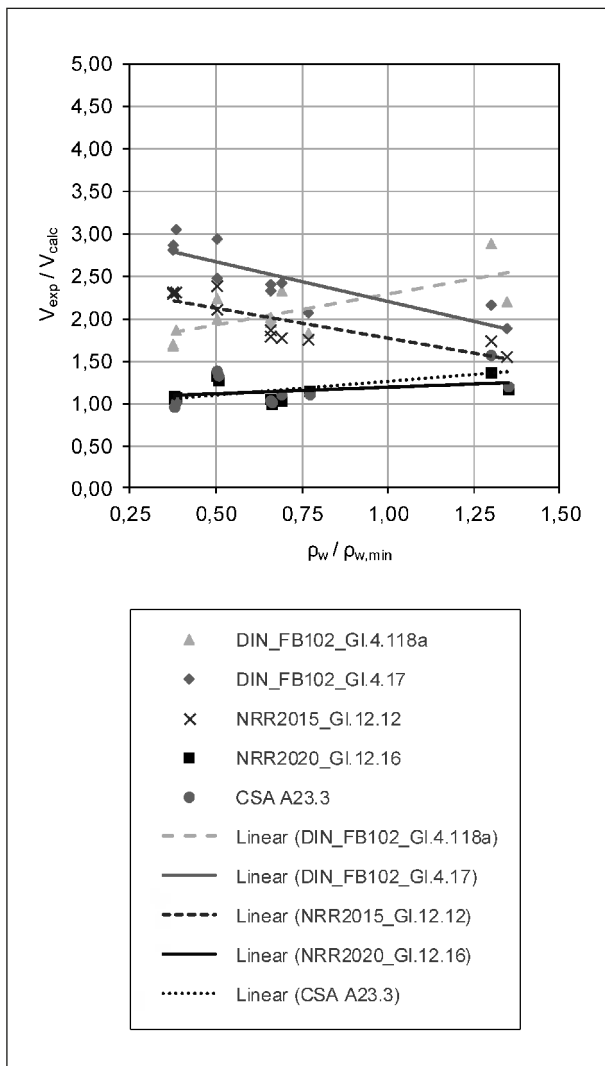


Bild 74: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Streckenlast (11 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w/\rho_{w,min}$  – Nachweis im Abstand 2d vom Auflager

hältniswertes  $V_{exp}/V_{calc}$  zu erkennen. Die vorherigen Aussagen gelten lediglich für den Nachweisschnitt im Abstand  $d$  vom Auflager. Die Ergebnisse für eine Auswertung im Abstand  $2d$  vom Auflager sind in Bild 74 dargestellt.

Beim Vergleich der Nachweisschnitte fällt einerseits auf, dass der Verhältnisswert  $V_{exp}/V_{calc}$  deutlich niedriger liegt und somit die Berechnungen tendenziell näher an den Bruchlasten der Versuche liegen, andererseits jedoch auch, dass die Verläufe der Regressionskurven deutlich ähnlicher zu jenen der Durchlaufträger unter Einzellasten im Abschnitt  $d$  vom Auflager sind. Es zeigt sich erneut eine bessere Bild der Tragfähigkeit durch klassische Fachwerkmodelle mit zunehmendem Querbewehrungsgrad. Weiter zeigen die Modelle auf Basis eines

Fachwerkmodells mit additivem Betontraganteil einen deutlich weniger ausgeprägten Trend mit zunehmendem Querbewehrungsgrad. Allgemein zeigt sich im Bemessungsschnitt im Abstand  $2d$  vom Auflager eine bessere Bild experimentell bestimmter Tragfähigkeiten.

#### 4.5.3 Querschnittsform

Um eine aussagekräftige Auswertung zum Einfluss der Querschnittsform zu erlangen, wird jeweils ein Bemessungsmodell bei unterschiedlichen Querschnittsgeometrien bei veränderlichem Längs- bzw. Querkraftbewehrungsgrad verglichen. Ein Kreuzvergleich aller Modelle wäre an dieser Stelle nicht zielführend und würde zu unübersichtlichen Darstellungen führen. Es werden nachfolgend nur das Modell nach NRR2020 nach Gl. 12.16 und das Modell nach kanadischer Norm CSA A23.3 zur Auswertung herangezogen, da diese in den vorherigen Untersuchungen die beste Übereinstimmung von experimenteller und theoretischer Tragfähigkeit aufweisen.

#### Einzellast – Nachrechnungsrichtlinie 2. Ergänzung und CSA A23.3

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Datenbankauswertung an Durchlaufträgern unter Einzellasten gezeigt. In Bild 75 sind die Ergebnisse über den Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$  und in Bild 76 über den vorhandenen zum erforderlichen Querkraftbewehrungsgrad  $\rho_w/\rho_{w,erf}$  aufgetragen. Die Nachweise wurden zunächst nach 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie mit Gl. 12.16 geführt. Im Anschluss erfolgt eine Auswertung für die Nachweisgleichung nach CSA A23.3.

Allgemein zeigt sich für alle drei Querschnittstypen (Rechteck-, T- und I-Querschnitt) eine Überschätzung der Tragfähigkeit bei geringen Längsbewehrungsgraden. Mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad wird die Tragfähigkeit besser abgebildet. Dieses Verhalten ist für profilierte Querschnitte stärker ausgeprägt als für Rechteckquerschnitte. In Bild 76 sind die Ergebnisse über das Verhältnis  $\rho_w/\rho_{w,erf}$  aufgetragen. Hierbei zeigt sich, dass die Tragfähigkeiten für Rechteckquerschnitte über einen Bereich von 0,5-fachem bis ca. 1,5-fachem Mindestquerkraftbewehrungsgrad gut abgebildet werden. Für profilierte Querschnitte zeigt sich auch in diesem Fall eine leichte Unterschätzung der Tragfähigkeit für geringe Querkraftbewehrungsgrade, jedoch ist

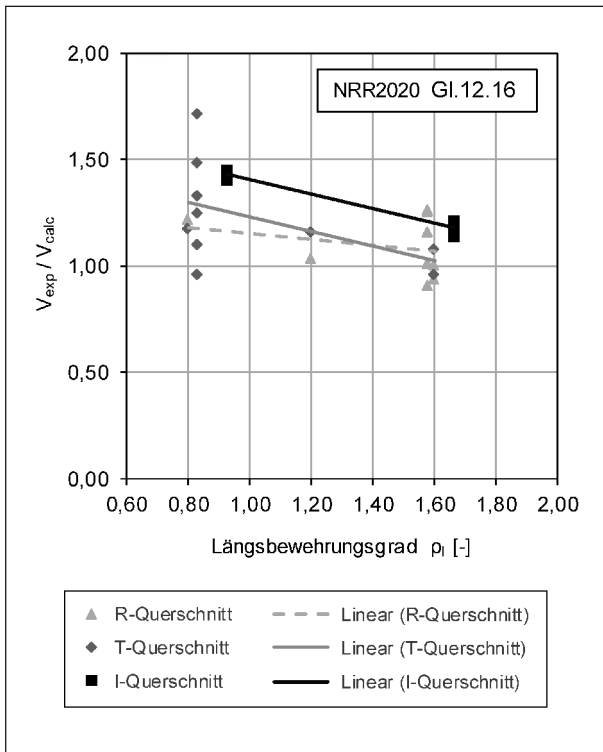


Bild 75: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Einzellast (25 Versuche) und veränderlichem  $\rho_l$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – NRR2020 Gl. 12.16

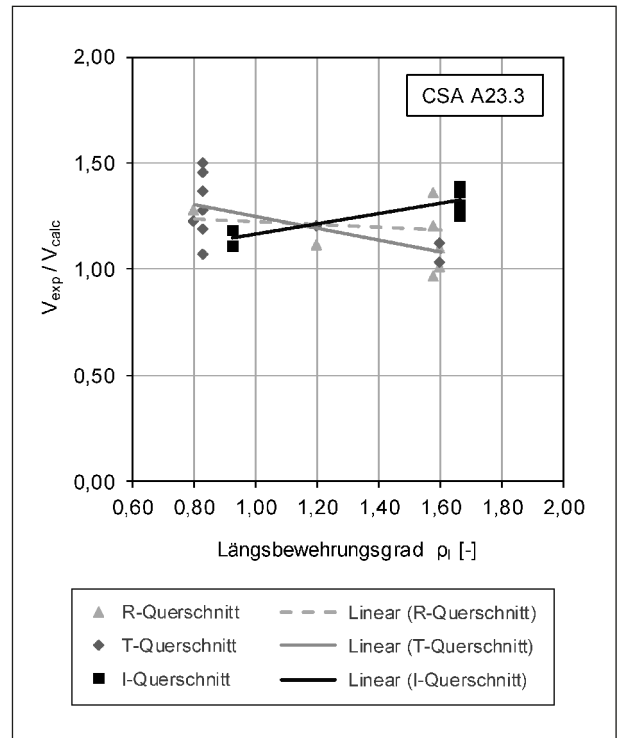


Bild 77: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Einzellast (25 Versuche) und veränderlichem  $\rho_l$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – CSA A23.3

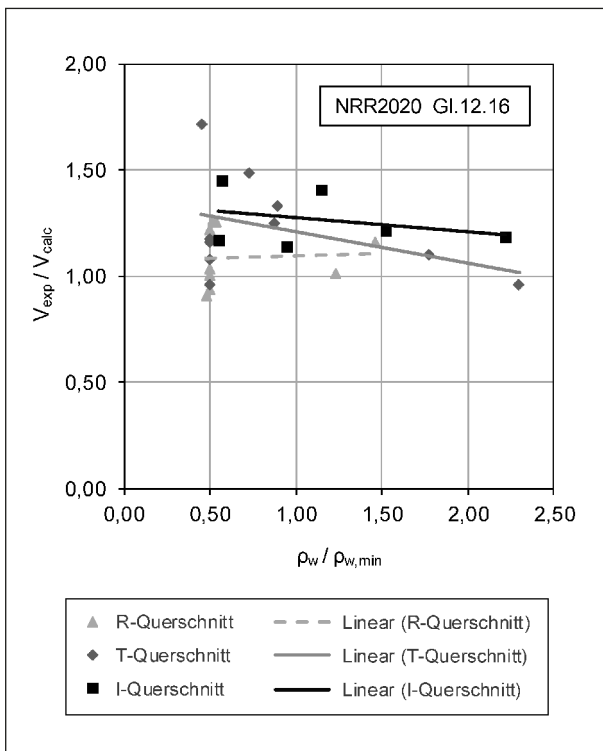


Bild 76: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Einzellast (25 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w/\rho_{w,eff}$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – NRR2020 Gl. 12.16

die Abnahme für I-Querschnitte weniger stark ausgeprägt als für T-Querschnitte.

Die Auswertung der Versuchsdaten unter Verwendung von CSA A23.3 zeigt für Rechteckquerschnitte bei veränderlichem Längsbewehrungsgrad ein ähnliches Bild wie bereits nach den Ansätzen der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie. Es zeigt sich, dass sowohl für geringe Längsbewehrungsgrade als auch für höhere Längsbewehrungsgrade die experimentell ermittelte Tragfähigkeit gut abgebildet werden kann. Für profilierte Querschnitte zeigt sich ein gegenläufiges Bild, wobei die Tragfähigkeit von T-Querschnitten bei geringen Längsbewehrungsgraden tendenziell unterschätzt und die Tragfähigkeiten von I-Querschnitten überschätzt werden. Bei höheren Längsbewehrungsgraden kehrt sich dieses Bild um. Dieses Verhalten bei I-Querschnitten ist grundsätzlich dem nach NRR2020 festgestellten Verhalten entgegengesetzt. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass der Bemessungsansatz nach CSA A23.3 zur Bestimmung des Dehnungszustandes auf halber Querschnittshöhe ( $\epsilon_x$ ) einige Vereinfachungen trifft, die für Rechteckquerschnitte zutreffen sind, jedoch positive oder negative Effekte bei profilierten Querschnitten nicht berücksichtigt



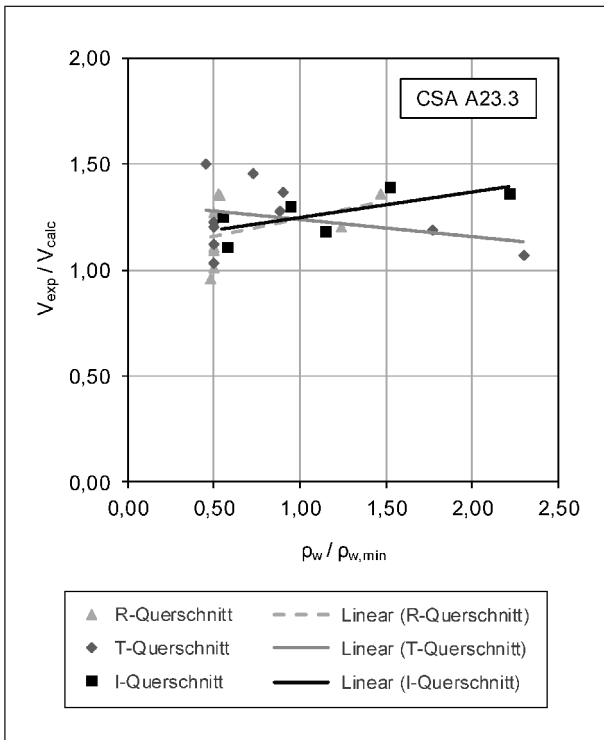


Bild 78: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Einzellast (25 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w/\rho_{w,erf}$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – CSA A23.3

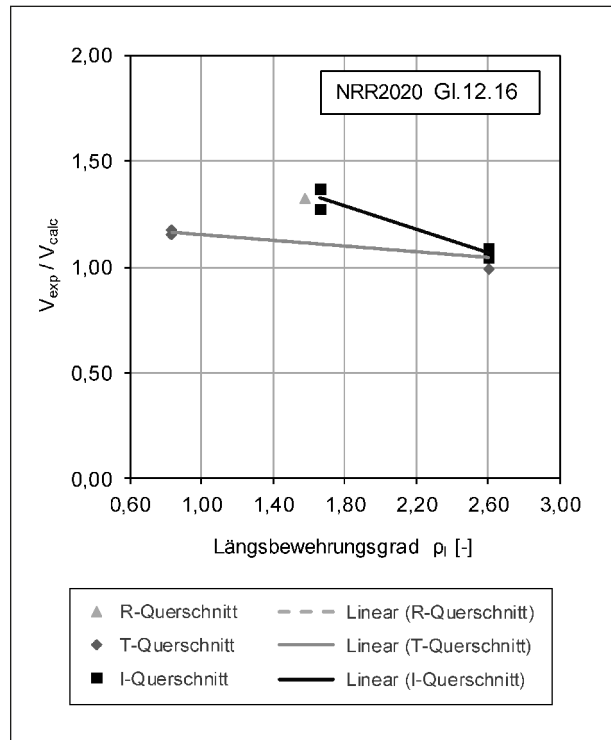


Bild 79: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Streckenlast (11 Versuche) und veränderlichem  $\rho_l$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – NRR2020 Gl. 12.16

werden. In Bild 78 sind die Ergebnisse der Auswertung unter Verwendung von CSA A23.3 über das Verhältnis  $\rho_w/\rho_{w,erf}$  des Querkraftbewehrungsgrades aufgetragen. Auffällig ist in diesem Fall, dass sich sowohl für Rechteckquerschnitte als auch für I-Querschnitte eine ansteigende, sehr ähnlich verlaufende Trendlinie ergibt. Dies bedeutet, dass die Tragfähigkeit für geringere Querkraftbewehrungsgrade besser abgebildet wird als für höhere Querkraftbewehrungsgrade. Für T-Querschnitte hingegen ergibt sich eine mit höherem Längsbewehrungsgrad fallende Trendlinie, was wiederum eine zum Vorherigen gegenläufige Bild der Tragfähigkeit bedeutet.

**Streckenlast – Nachrechnungsrichtlinie  
2. Ergänzung und CSA A23.3**

Zur Untersuchung des Einflusses der Querschnittsgeometrie bei Streckenlasten stehen lediglich die Daten von elf durchgeführten Bauteilversuchen zur Verfügung. Hierbei handelt es sich um einen Versuch mit Rechteckquerschnitt, sechs Versuche an Trägern mit T-Querschnitt und vier Versuche an Trägern mit I-Querschnitt. Bedingt durch die begrenzte Anzahl der Versuchskörper ist eine Aussage nur

eingeschränkt möglich. Die Nachweise werden im Abstand  $2d$  von der Auflagerachse geführt.

In Bild 79 sind die Ergebnisse der Auswertung über den Längsbewehrungsgrad aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass sich bei Nachweis nach NRR2020 (Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil) tendenziell eine Abnahme des Verhältniswertes  $\gamma$  mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad ergibt. Dies gilt für Versuchsträger mit profiliertem Querschnitt. Für Versuchsträger mit Rechteckquerschnitt kann aufgrund der Datenlage keine Aussage getroffen werden. Werden die Ergebnisse über den vorhandenen Querkraftbewehrungsgrad bzw. das Verhältnis  $\rho_w/\rho_{w,vorh}$  aufgetragen, zeigt sich ein entgegengesetztes Bild, da hier der Verhältniswert aus experimenteller und theoretischer Tragfähigkeit mit steigendem Querkraftbewehrungsgrad zunimmt. Hieraus kann geschlossen werden, dass für höhere Querkraftbewehrungsgrade noch Tragfähigkeitsreserven bestehen, die mit dem Ansatz Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil nicht erfasst werden, jedoch gerade im Bereich kleiner Querkraftbewehrungsgrade  $\rho_w/\rho_{w,vorh} < 1,0$  eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsdaten erreicht werden kann. Diese Aussage lässt sich anhand der Ver-

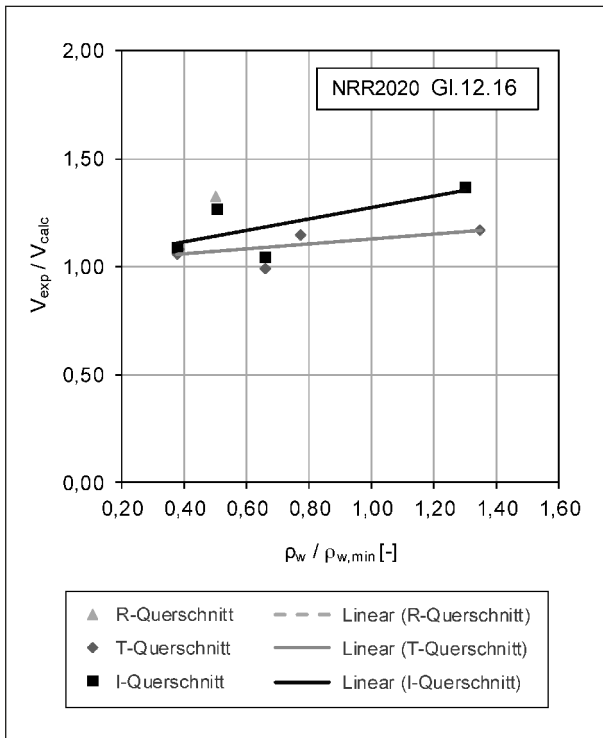


Bild 80: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Streckenlast (11 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w / \rho_{w,erf}$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – NRR2020 Gl. 12.16

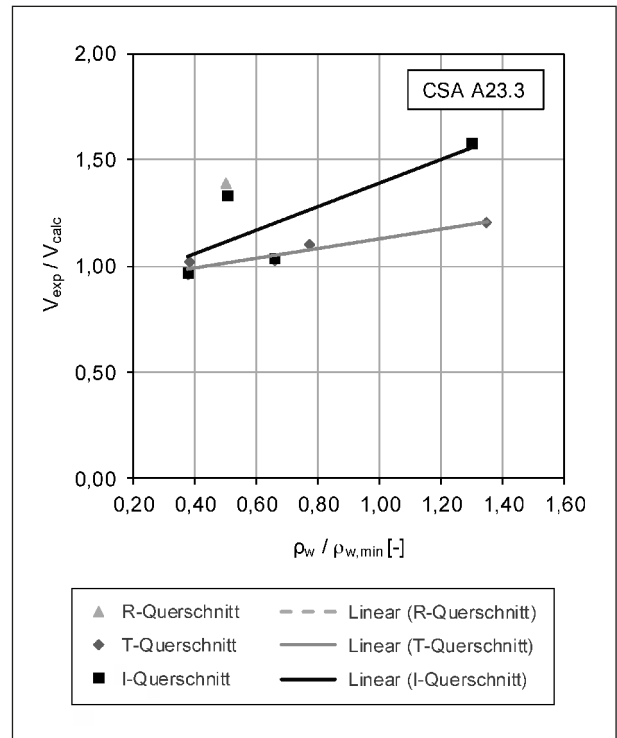


Bild 82: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Streckenlast (11 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w / \rho_{w,erf}$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – CSA A23.3

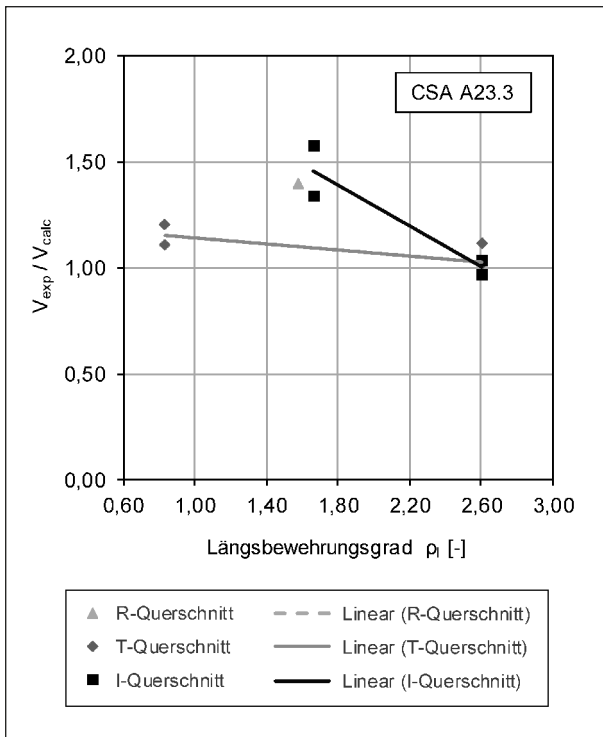


Bild 81: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Streckenlast (11 Versuche) und veränderlichem  $\rho_l$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – CSA A23.3

suchsdaten lediglich für profilierte Querschnitte bestätigen. Für die Nachweise nach kanadischer Norm CSA A23.3 (Bild 81 und Bild 82) zeigt sich grundsätzlich das gleiche Bild wie zuvor für die Nachweise nach NRR2020. Es ist jedoch auffällig, dass für T-Querschnitte nur unwesentliche Abweichungen der Versuchswerte bzw. nur eine geringe Steigung der linearen Trendlinien zu verzeichnen ist, wohingegen für I-Querschnitte eine deutlich stärkere Abhängigkeit von  $\rho_l$  feststellbar ist. Dies gilt sowohl für einen veränderlichen Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$  als auch für einen veränderlichen Querkraftbewehrungsgrad  $\rho_p \rho_w / \rho_{w,vorh}$ .

#### 4.6 Abschließende Bewertung

Nachfolgend wird das untersuchte Nachweisformat nach der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie sowie das Nachweisformat nach kanadischer Norm CSA A23.3 abschließend bewertet. An dieser Stelle wird kurz auf den weiteren Forschungsbedarf verwiesen. Die Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens sollen als Grundlage für die Untersuchungen in FE 15.0664/2019/DRB dienen.

#### 4.6.1 Bewertung der Nachweisverfahren 2. Ergänzung der NRR 2020

In diesem Forschungsvorhaben wurden die Nachweisverfahren der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie, die wie schon zu Beginn dieses Berichtes erwähnt mit den Regelungen zur Nachrechnung von Betonbrücken (BEM-ING Teil 2) veröffentlicht werden, im Rahmen einer Datenbankauswertung an Versuchsträgern mit variierenden Randbedingungen ausgewertet. In diesem Zusammenhang wurden Versuchsträger aus vorherigen BAST-Forschungsvorhaben, aus der Literatur und die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens an der TU München durchgeführten Versuche an Substrukturen zur Auswertung herangezogen. Die detaillierten Ergebnisse der Auswertung sind in Kapitel 4.4 ausführlich dargestellt.

Generell zeigen die Datenbankauswertungen eine gute Übereinstimmung der theoretischen und der experimentell bestimmten Tragfähigkeit. Dies gilt sowohl für variierende Querkraftbewehrungsgrade als auch für variierende Längsbewehrungsgrade. Es konnte die Erwartung bestätigt werden, dass der Ansatz für Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach DIN-FB 102 für Bauteile mit geringen Querkraftbewehrungsgraden ( $\rho_w/\rho_{w,vorh} \approx 0,50$ ) zutreffendere Ergebnisse liefert als für hohe Querkraftbewehrungsgrade ( $\rho_w/\rho_{w,vorh} \approx 2,00$ ). Ebenfalls konnte gezeigt werden, dass der Ansatz eines reinen Fachwerkmodells ein entgegengesetztes Verhalten zeigt. Hier wird die Tragfähigkeit bei geringen Querkraftbewehrungsgraden unterschätzt und mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad wird die experimentelle Tragfähigkeit besser abgebildet. Bei den Auswertungen unter Verwendung des Ansatzes der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie (Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil) konnte keine dieser gegenläufigen Entwicklungen bestätigt werden. Es findet eine gute Bild der Tragfähigkeit von Bauteilen mit geringen als auch mit hohen Querkraftbewehrungsgraden gleichermaßen statt. Dieses Verhalten äußert sich optisch in einer linearen Trendlinie (vgl. Bild 72). Für Durchlaufträger unter Streckenlasten konnte gezeigt werden, dass die Tragfähigkeit bei Nachweis im Abstand  $2d$  vom Auflager besser abgebildet werden kann, im Gegensatz zum Nachweis im Abstand  $d$  vom Auflager. Wird der Nachweis im Abstand  $d$  geführt, findet eine deutliche Unterschätzung der Tragfähigkeit statt. Dies gilt umso mehr für Bauteile mit höheren Querkraftbewehrungsgraden.

Hinsichtlich des Einflusses des Längsbewehrungsgrades zeigt sich, dass alle zur Bewertung herangezogenen Ansätze (DIN-FB, NRR, CSA A23.3) mit abnehmendem Längsbewehrungsgrad eine zunehmend konservative Bild der Tragfähigkeit ergeben. Nichtsdestotrotz zeigt der Ansatz des Fachwerkmodells mit additivem Betontraganteil eine sehr gute Übereinstimmung mit den Bruchtragfähigkeiten der Versuche. Dies gilt sowohl unter Verwendung der Gesamtdatenbank als auch unter isolierter Betrachtung der durchgeführten Substrukturversuche an der TUM. Es konnte auch bei variierendem Längsbewehrungsgrad gezeigt werden, dass bei Nachweis im Abstand  $2d$  vom Auflager eine zutreffendere Abschätzung der Tragfähigkeit stattfindet.

Aufgrund fehlender Versuchsdaten zu Versuchsträgern unter Streckenlasten mit Rechteckquerschnitt kann eine qualitative Aussage zum Einfluss der Querschnittsgeometrie nur für Versuchsträger unter Einzellasten durchgeführt werden. Es zeigt sich sowohl unter variierendem Längsbewehrungsgrad als auch unter variierendem Querkraftbewehrungsgrad, dass für Rechteckquerschnitte eine nahezu trendfreie Bild der Tragfähigkeit erreicht wird. Bei profilierten Querschnitten zeigt sich sowohl für geringe Längsbewehrungsgrade als auch für geringe Querkraftbewehrungsgrade, dass die Tragfähigkeit zunehmend unterschätzt wird. Beim Vergleich mit den Ergebnissen nach kanadischer Norm CSA A23.3 kann gezeigt werden, dass die Tragfähigkeiten sehr dicht beieinanderliegen. Mit Bezug auf die zur Verfügung stehenden Versuchsdaten kann daher die Aussage getroffen werden, dass sich kein Vorteil bei Verwendung der Regelungen nach kanadischer Norm einstellt. Abschließend kann festgehalten werden, dass durch den Ansatz des Fachwerkmodells mit additivem Betontraganteil der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie die Tragfähigkeit für Bauteile von Bauteilen mit geringen Querkraftbewehrungsgraden zutreffend abgebildet werden kann. Dies gilt sowohl für geringe Querkraftbewehrungs- als auch Längsbewehrungsgrade.

#### 4.6.2 Bewertung der Anwendbarkeit der Nachweisverfahren nach 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie im Rahmen einer Brückennachrechnung

In Kapitel 4.2 des vorliegenden Berichtes sind die Ergebnisse einer Anwendung der Nachweisverfahren

ren nach Nachrechnungsrichtlinie bzw. DIN-Fachbericht 102 dargestellt und ausführlich diskutiert worden. Die Ansätze wurden auf drei Hohlkastenquerschnitte und einen Plattenbalkenquerschnitt angewandt. Hierbei wurden Beispiele mit verschiedenen Längs- und Querkraftbewehrungsgraden sowie Vorspanngraden gewählt.

Durch die Anwendung auf Bestandsbauwerke konnte gezeigt werden, dass sich bei allen betrachteten Bauwerken in den jeweils nachgewiesenen Schnitten eine Tragfähigkeitssteigerung ergibt. Der Nachweisschnitt wurde, sofern nicht abweichend erwähnt, im Abstand  $d$  vom Auflager bzw. von der Vorderkante eines eventuell vorhandenen Querträgers in der Auflagerachse geführt. Die jeweilige Höhe der Tragfähigkeitssteigerung ist abhängig von verschiedenen Randbedingungen abhängig. So ergibt sich für geringere Querkraftbewehrungsgrade eine deutlich größere Tragfähigkeitssteigerung im Vergleich zum Nachweis in Stufe 1 als für größere Querkraftbewehrungsgrade. Hierbei kann unter anderem eine Rolle spielen, dass bei großen Querkraftbewehrungsgraden die rechnerische Druckstreben tragfähigkeit maßgebend wird. Hierdurch soll eine Überschätzung der Tragfähigkeit verhindert werden. Es wird an dieser Stelle nochmals betont, dass der Nachweis mit Fachwerkmodell und additivem Betontraganteil grade für Bauteile mit geringen Querkraftbewehrungsgraden zum Einsatz kommen soll und hier eine größere Tragfähigkeit liefern kann. Für höhere Querkraftbewehrungsgrade kann sich ebenfalls eine Tragfähigkeitssteigerung ergeben, jedoch fällt diese, wie in den Beispielberechnungen gezeigt, in der Regel deutlich geringer aus.

Abschließend soll festgehalten werden, dass die Nachweise nach 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie auch bei Anwendung auf reale Beispielbrückenbauwerke zu einer Tragfähigkeitssteigerung führen, die grade bei hohen Querkraftbewehrungsgraden jedoch geringer ausfallen kann. Es wurden im Zuge der Berechnungen keine kritischen Punkte identifiziert, die gegen eine Anwendung des Fachwerkmodells mit additivem Betontraganteil im Zuge einer Brückennachrechnung sprechen. An dieser Stelle sei erneut darauf hingewiesen, dass der isolierte Querkraftbewehrungsgrad betrachtet wurde. Auswirkungen einer Interaktion zwischen Querkraft- und Torsionsbeanspruchung wurden nicht betrachtet. Die Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens können als Grundlage für weitergehende Untersu-

chungen im Rahmen des Forschungsvorhabens FE14.0664/2019/DRB dienen, in dem ebenfalls die Auswirkungen einer gleichzeitig wirkenden Torsion betrachtet werden.

#### **4.6.3 Entscheidungshilfe zur Anwendung der kanadischen Norm CSA A23.3 in Stufe 4 der NRR**

Im Rahmen der Arbeiten des vorliegenden Forschungsvorhabens wurden die Lastmodelle nach kanadischer Norm, das Sicherheitskonzept und die konstruktiven Randbedingungen beim Querkraftnachweis näher beleuchtet. Weiter wurden sowohl Datenbankauswertungen als auch Beispielberechnungen an realen Brückenbauwerken nach kanadischer Norm CSA A23.3 durchgeführt. Bezüglich des Sicherheitskonzeptes wurde nach einer grundlegenden Literaturrecherche der Hintergründe ein qualitativer Vergleich der Regelungen durchgeführt. Hierbei konnte festgestellt werden, dass zwar nach kanadischer Norm ebenfalls ein Teilsicherheitskonzept Anwendung findet, jedoch hinsichtlich des Bezugszeitraumes und infolge dessen auch bezüglich des Sicherheitsniveaus, ausgedrückt durch den Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ , Unterschiede bestehen, die einer genaueren Betrachtung bedürfen. Hier können die Ergebnisse als Grundlage für weitergehende Untersuchungen in FE 15.0664/2019/DRB dienen.

Weiter wurden die Lastmodelle nach kanadischer Norm mit denen nach deutscher Norm verglichen. Bei einem Vergleich auf Basis einer der vier Bestandsbrücken, die im Rahmen dieses Berichtes betrachtet wurden, konnte gezeigt werden, dass das Lastmodell „CLW-Spurlast“ am ehesten mit dem Lastmodell LMM nach deutscher Norm vergleichbar ist und entspricht somit dem grundsätzlichen Modell für Brückenneubauten. Bei einem Vergleich der maßgebenden konstruktiven Randbedingungen wurden der maximale Bügelabstand, die Mindestquerkraftbewehrung und die rechnerische Betonzugfestigkeit verglichen. Hinsichtlich der Bügelabstände ist eine allgemeine Aussage nicht möglich, da sich von Fall zu Fall unterschiedliche Bügelabstände ergeben können, z. B. in Abhängigkeit der Ausnutzung der Betondruckstrebe (DIN-FB 102) oder in Abhängigkeit des Bügeldurchmessers (CSA A23.3). Grundsätzlich sind die Regelungen jedoch vergleichbar und resultieren in tendenziell ähnlichen maximalen Bügelbewehrungsabständen.

Die Mindestquerkraftbewehrung für das in Kapitel 4.3.3 gezeigte Beispiel ist zwischen kanadischer Norm und dem allgemeinen Fall nach deutscher Norm vergleichbar. Ein Unterschied ergibt sich jedoch für gegliederte Querschnitte, da hier ein Faktor von 1,6 nach DIN-FB 102 zu berücksichtigen ist. Für eine Anwendung der kanadischen Norm in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie wird als Ergebnis der durchgeführten Untersuchungen empfohlen, dass mindestens der Mindestquerkraftbewehrungsgrad bzw. die Mindestquerkraftbewehrung nach kanadischer Norm im Bauwerk vorhanden sein sollte. Die angesetzte Zugfestigkeit nach kanadischer Norm entspricht tendenziell einem 5%-Quantilwert der Zugfestigkeit nach EC2 bzw. DIN-FB102. Für geringe Betondruckfestigkeiten liegt die Zugfestigkeit nach CSA S6 leicht oberhalb der Werte nach EC2 bzw. DIN-FB102 (ca. + 10-15 %), jedoch gleichen sich diese mit zunehmender Druckfestigkeit an, bis sie letztlich für eine Druckfestigkeit von ca. 50 N/mm<sup>2</sup> die gleiche Zugfestigkeit liefern. Hinsichtlich der anzusetzenden rechnerischen Zugfestigkeit bestehen keine Bedenken seitens der Verfasser dieses Berichtes.

Bezüglich der Anwendung der Bemessungsgleichung nach kanadischer Norm auf vorgespannte Tragwerke konnte im Zuge der Arbeiten ein wichtiger Punkt identifiziert und behandelt werden. Nach kanadischer Norm darf für die Spannung im Spannstahl zum Zeitpunkt der Dekompression vereinfachend 70 % der Zugfestigkeit des Spannstahls angesetzt werden. Mit den Querschnittsspannungen aus äußeren Lasten und der Spannung infolge Vorspannung werden die erforderlichen Längsspannungen auf halber Querschnittshöhe für die Ermittlung der Tragfähigkeit ermittelt. Eine fehlerhafte Annahme an dieser Stelle kann zu einer deutlichen Abweichung bei der rechnerischen Tragfähigkeit führen, wie in diesem Bericht gezeigt werden konnte. Die vorhandenen Spannglieder in deutschen Bestandsbrücken wurden seinerzeit jedoch deutlich geringer vorgespannt als heute üblich. Die vorhandene Spannung beträgt nur etwa 50 % der Zugspannung des Spanngliedes. Eine vereinfachte Annahme wie nach kanadischer Norm (pauschal 70 % der Zugfestigkeit) erscheint daher in den Augen der Verfasser dieses Berichtes nicht gerechtfertigt und würde zu unsicheren Ergebnissen führen. Es ist in jedem Fall zu prüfen, mit welchem Spannungsniveau die Spannglieder beim Bau des Bauwerks vorgespannt wurden. Daraus kann, z. B. auf Basis der Ausführungen in Kapitel 4.3.4, eine Angabe zur zu-

lässigen Spannung im Spannglied zur Nachrechnung des Bestandsbauwerkes verfasst werden. Durch die Beispielberechnungen an realen Bestandsbauwerken nach kanadischer Norm in Kapitel 4.3.4 können die Auswirkungen einer unzutreffenden Annahme des Spannungsniveaus in den Spanngliedern verdeutlicht werden. Hierbei konnte gezeigt werden, dass die Tragfähigkeit nach der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie und dem darin enthaltenen Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil eine höhere Tragfähigkeit liefert als der Ansatz nach kanadischer Norm, sofern ein reduziertes Spannungsniveau in den Spanngliedern angesetzt wird. Es zeigte sich jedoch auch, dass sofern der Querschnitt auf halber Höhe rechnerisch ungerissen bleibt ( $\varepsilon_x = 0$ ), sich eine deutliche Tragfähigkeitssteigerung gegenüber der Nachweisverfahren nach DIN-FB 102 bzw. Nachrechnungsrichtlinie nach kanadischer Norm CSA einstellt.

Als vorläufiges Fazit aus den Beispielberechnungen kann festgehalten werden, dass eine Nachrechnung nach kanadischer Norm nur in den Fällen, in denen die Vorspannung groß genug ist, dass der Querschnitt auf halber Höhe rechnerisch ungerissen bleibt, zu empfehlen ist. In allen anderen Fällen ergab sich im Rahmen der Berechnungen dieses Forschungsvorhabens keine Tragfähigkeitssteigerung gegenüber dem Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil, wohl jedoch gegenüber dem bisherigen Verfahren der Nachrechnungsrichtlinie bis zur 1. Ergänzung aus 2015. Auch hier sollen die bisherigen Ergebnisse als Ausgangspunkt für weitere Untersuchungen im Rahmen des bereits angelaufenen BAST-Forschungsvorhabens FE 15.0664/2019/DRB dienen.

## 4.7 Diskussion neuer Nachweiskonzepte

### 4.7.1 Allgemeines

Derzeit erfolgen die vorbereiteten Arbeiten zur Einführung der neuen Generation des Eurocodes 2 auf europäischer und nationaler Ebene. Im vergangenen Jahr wurde der maßgebende Entwurf des Eurocode-Grunddokumentes [prEC2-D7] für das Enquiry im Herbst 2021 verabschiedet, in dem alle Nachweiskonzepte in ihrer vorläufig finalen Form festgelegt sind. Auf dieser Grundlage erfolgt aktuell die detaillierte Überprüfung und Verfeinerung der Regelungen über alle Gremien hinweg. Über Beispielberechnungen und Parameterstudien werden

die Regelvorschlage kalibriert, überprüft sowie detaillierte Fragestellungen herausgearbeitet und untersucht. Aktuell ist nicht damit zu rechnen, dass noch grundsätzliche Änderungen der Ingenieurmodelle erfolgen, allerdings ist davon auszugehen, dass weitere Modifikationen und geringfügige Anpassungen der Nachweiskonzepte vorgenommen werden. Nicht zuletzt, um ein vorgegebenes Sicherheitsniveau bei gleichzeitig wirtschaftlicher Bemessung zu erreichen.

Im Zuge der Fortschreibung des EC2 ergeben sich wesentliche Änderungen bei der Querkraftbemessung. Die Bemessungsgleichungen nach [prEC2-D7] wurden bereits in Kapitel 2.4 vorgestellt. Für Bauteile mit Querkraftbewehrung ist weiterhin ein Modell nach der erweiterten Fachwerkanalogie mit variabler Druckstrebenneigung vorgesehen, das sich geringfügig von den aktuellen Vorgaben in [EC2-1-1] unterscheidet. Durch das aktuell in wesentlichen Punkten vom Grunddokument des EC2 abweichende Fachwerkmodell mit Rissreibung im Nationalen Anhang für Deutschland [EC2-1-1NA] bzw. im DIN Fachbericht [DIN-FB102] sind auf nationaler Ebene hingegen auch für Bauteile mit Querkraftbewehrung Änderungen zu erwarten. Wesentliche Änderungen ergeben sich vor allem für Bauteile ohne Querkraftbewehrung, da der aktuelle, semi-empirische Bemessungsansatz durch einen Ansatz auf Basis der Critical Shear Crack Theory (CSCT) abgelöst wird. Demnach stehen bei der statischen Berechnung des Längs- und Quersystems von Brücken bei der Umstellung des EC2 Änderungen im Zusammenhang mit der Querkraftbemessung an. In Bezug auf die Nachrechnung ist zu überprüfen, welche Auswirkungen die geplanten Änderungen nach sich ziehen und inwiefern sich auch hier ein Konzept für Stufe 2 über einen Fachwerk- und einen Betontraganteil in Anlehnung an den Vorschlag aus FE 15.0591/2012/FRB ableiten lässt.

Der Bemessungsansatz auf Basis der CSCT schließt im Gegensatz zur aktuellen Formel zusätzliche Parameter ein. Hierzu gehört ein Faktor in Abhängigkeit des Grotkorndurchmessers des verwendeten Zuschlags, wodurch der Einfluss der Rissreibung im Bemessungsansatz berücksichtigt wird. Der Faktor zur Berücksichtigung eines Mastabeffektes ist stark verändert und nicht mehr als einzelner Term ( $k$ ) in der Bemessungsgleichung zu finden. Weiterhin gibt es für Bauteile mit Unterschreitung eines Grenzwertes des Momenten-Querkraftverhaltnisses eine rechnerische Bild des positi-

ven Einflusses kleiner Schubschlankheiten (Erhöhung der Tragfähigkeit).

Um die Unterschiede zwischen aktueller und zukünftiger Bemessung herauszuarbeiten, wird im nachfolgenden Kapitel auf Nachweiskonzepte nach prEC2 [prEC2-D7] (Stand: 01.03.2021) vertieft eingegangen. Zunächst erfolgt eine Betrachtung der Nachweise für Neubauten nach EC2 im Vergleich mit prEC2. Hier wird der Nachweis in Brückenlängsrichtung für Bauteile mit Querkraftbewehrung anhand des Bruckenbeispiels 4 aus Kapitel 4.1.5 gezeigt. Im Anschluss wird der Nachweis in Querrichtung am Kragarmanschnitt einer vorgespannten Fahrbahnplatte gezeigt. Hierbei wird das Nachweiskonzept für Bauteile ohne Querkraftbewehrung ebenfalls nach EC2 und prEC2 verglichen. Für zukünftige Erweiterungen der Nachrechnungsrichtlinie stellt sich die Frage, inwieweit das Modell für Bauteile ohne Querkraftbewehrung auf Basis der CSCT auch für die Berücksichtigung im Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil geeignet ist. Hierzu werden die Bruckenbeispiele aus Kapitel 4.1 (Brücke 1–4) herangezogen. Ein Vergleich des Betontraganteils nach den unterschiedlichen Modellen soll hier eine erste Einschätzung ermöglichen.

#### 4.7.2 Anwendung prEC2 auf Brückenneubauten

Im folgenden Kapitel werden die Ergebnisse der Berechnung für Bauteile mit erforderlicher Querkraftbewehrung anhand von Brücke 4 (vgl. Kapitel 4.1.5) gezeigt. Die Bemessung wird im Abstand  $d$  vom Querträger in der Auflagerachse geführt, wie schon beim vorherigen Bemessungsbeispiel in Kapitel 4.2.1. Der qualitative Vergleich der Ergebnisse wird mit den Lasten aus dem Lastmodell 1 (LM1) geführt. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Tabelle 59 angegeben.

Beim Nachweis nach EC2+NA(D) wird der maximal zulässige Wert für  $\cot(\theta)$  einerseits durch die Begrenzung unter Berücksichtigung der Rissreibung nach REINECK begrenzt und ist andererseits auf einen Maximalwert von  $\cot(\theta) = 1,75$  begrenzt. Hierdurch soll eine robuste Bauweise von Brückenneubauten erreicht werden. Bei allgemeinen Hochbauten hingegen ist der Kotangens des Druckstrebenwinkels auf  $\cot(\theta) \leq 3,0$  (im EC2-Grunddokument  $\cot(\theta) \leq 2,5$ ) begrenzt. Für die gegebene Belastung kann ein Druckstrebenwinkel von  $\cot(\theta) = 1,75$  angesetzt werden. Hierdurch ergibt sich ein erforderli-

Regelwerk		DIN EN 1992-1-1:2004 + NA(D)	prEN 1992-1-1:2020
Lastmodell		LM1	
Nachweisschnitt		d vom Anschnitt des Querträgers in Achse 2	
$\rho_l$	-	0,289 %	
$V_{Ed}$	MN	4,1	
$\sigma_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	-2,25	
$\cot\theta_{\zeta_{u\lambda}}$	-	1,75	2,88
$\cot\theta_{\gamma_{\epsilon\omega}}$	-	1,75	2,88
$a_{s,erf}$	cm <sup>2</sup> /m	26,91	16,35
$V_{Rd,max}$	MN	12,44	5,97
$\eta = V_{Ed}/V_{Rd,max}$	-	<b>0,31</b>	<b>0,65</b>
$\cot\theta_{\gamma_{\epsilon\omega}}$	-	-	1,75
$a_{s,erf}$	cm <sup>2</sup> /m	-	26,91
$V_{Rd,max}$	MN	-	8,30
$\eta = V_{Ed}/V_{Rd,max}$	-	-	<b>0,47</b>

Tab. 59: Nachweise in Stufe 1 und Stufe 2 nach NRR 2011 und NRR 2015

cher Bewehrungsquerschnitt von  $a_{s,erf} = 26,91$  cm<sup>2</sup>/m und eine Druckstreben­tragfähigkeit von  $V_{Rd,max} = 12,44$  MN. Die Ausnutzung der Druckstreben­tragfähigkeit beträgt  $\eta = 31$  %.

Nach prEC2:2020 ist der Druckstrebenwinkel für schlaff bewehrte Bauteile auf  $\cot(\theta) = 2,5$  begrenzt. Für vorgespannte Bauteile mit einer auf den Querschnitt wirkenden Druckspannung  $\geq 3,0$  N/mm<sup>2</sup> ist der Druckstrebenwinkel auf  $\cot(\theta) = 3,0$  begrenzt. Für Druckspannungen kleiner 3,0 sind die Zwischenwerte zu interpolieren. Hierbei handelt es sich zunächst um die Grenzen für den allgemeinen Hochbau. Nach aktuellem Stand der Entwicklungen werden brückenspezifische Regelungen in Anhang K getroffen. Aktuell wurde dort noch keine Begrenzung des Druckstrebenwinkels für Brücken festgelegt. Für  $\cot(\theta) = 2,88$  ergibt sich erwartungsgemäß ein geringerer erforderlicher Bewehrungsquerschnitt  $a_{s,erf} = 16,35$  cm<sup>2</sup>/m. Gleichzeitig nimmt die Druckstreben­tragfähigkeit ab. Der Ausnutzungsgrad der Druckstrebe beträgt  $\eta = 65$  %. Die Bemessung eines Brückenneubaus mit derart flachen Druckstrebenwinkeln ( $\cot(\theta) > 1,75$ ) ist jedoch in Frage zu stellen, da hierdurch deutlich von den bisherigen Entwurfsgrundsätzen abgewichen wird.

Um einen qualitativen Vergleich zwischen den aktuellen und zukünftigen Bemessungsregeln zu er-

möglichen, wird in Tabelle 59 ebenfalls der Nachweis nach prEC2 mit  $\cot(\theta) = 1,75$  geführt. Hierdurch ergibt sich die gleiche erforderliche Bewehrungsmenge von  $a_{s,erf} = 26,91$  cm<sup>2</sup>/m. Dies ist dadurch begründet, dass sich die Grundlage des Nachweises für Bauteile mit Querkraftbewehrung (Fachwerkmodell) nicht ändert. Beim Vergleich der Druckstreben­tragfähigkeiten fällt jedoch auf, dass die Ausnutzung nach prEC2  $\eta = 47$  % beträgt und somit um 16%-Punkte über der Ausnutzung nach aktuellem EC2+NA(D) liegt. Der Grund hierfür ist eine Abminderung des Beiwertes  $\nu$  zur Berücksichtigung der Abminderung der Druckstreben­tragfähigkeit bei gerissenem Beton, in diesem Fall bedingt durch Schubrisse. Nach prEC2 ist der Abminderungsbeiwert pauschal  $\nu = 0,5$ . Es besteht prinzipiell die Möglichkeit, flachere Druckstreben­neigungen als  $\cot(\theta) = 2,5$  bzw. 3,0 zu wählen. In diesem Fall ist der Abminderungsbeiwert der Betonfestigkeit  $\nu$  unter Berücksichtigung der Längsdehnung des Querschnittes neu zu berechnen. Für Brückenneubauten ist eine Annahme derart flacher Druckstreben­neigungswinkel allerdings kritisch zu hinterfragen. An dieser Stelle wird nicht weiter auf die Möglichkeiten flacherer Druckstreben­winkel eingegangen.

#### 4.7.3 Anwendung prEC2 im Quersystem – Nachweis Kragarmanschnitt

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Bemessungsansätze nach aktuellem EC2+NA(D) [EC2-1-1NA] bzw. DIN-Fachbericht 102 [DIN-FB102] und prEC2 [prEC2-D7] anhand eines Bemessungsbeispiels verglichen. Das Bemessungsbeispiel wird an einem Kragarm einer Brücken­fahrbahnplatte mit üblichen Abmessungen und Belastungen geführt. Die Abmessungen und Belastungen sind in Bild 83 dargestellt. Die Dicke des Kragarms am Ende beträgt 25 cm und weist somit die Mindestdicke nach ZTV-ING [BAST12b] auf. Weiter ist der Kragarm mit einer Brücken­kappe entsprechend der Regelausführung nach [BAST20] ausgestattet. Die Kragarm­länge beträgt insgesamt 2,9 m. Hierdurch können die Radlasten des Lastmodells 1 (LM1) nach [DIN-FB101] maximal mit einem Abstand von 1,0 m direkt vor der Kappe platziert werden. Eine Abminderung der Einwirkung durch die Nähe zum Auflager wird nicht vorgenommen. Als Einwirkungen werden die dargestellten UDL-Lasten, das Kragarmeigengewicht und Ausbaulasten berücksichtigt. Für detailliertere Informationen zum gewählten Bemessungs-

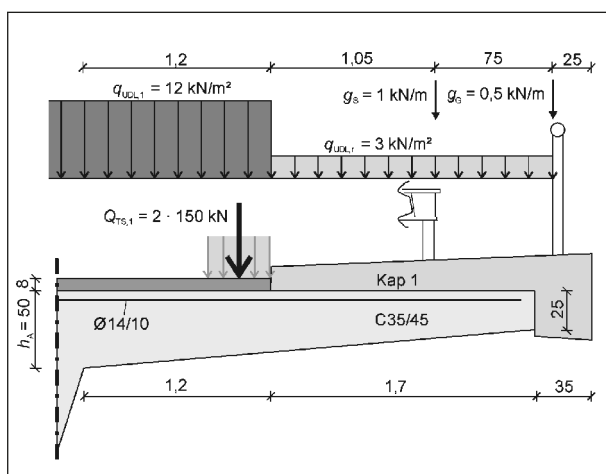


Bild 83: Bemsungsbeispiel Kragarm einer Brückenfahrbrunnplatte in Querrichtung mit  $h_n = 0,50$  m und  $l_k = 2,9$  m

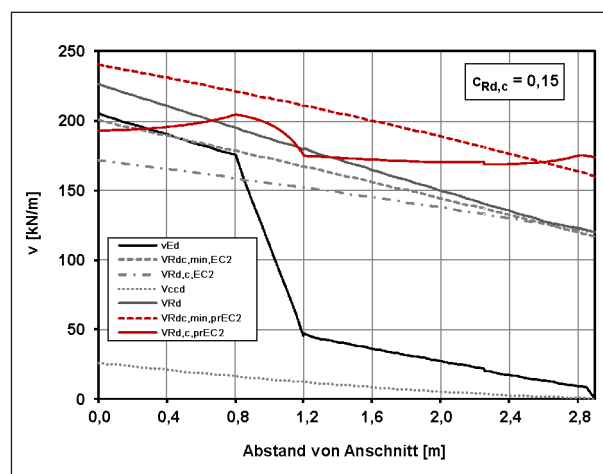


Bild 84: Einwirkung  $v_{Ed}$  und verschiedene Widerstände  $v_{Rd}$  nach prEC2 und EC2 bzw. DIN-FB102 für  $C_{Rd,c} = 0,15$  nach DIN-FB 102

beispiel wird auf [Rei17] verwiesen. Die mitwirkende Plattenbreite im Kragarmanschnitt wird nach [DAFStb631] bestimmt.

Die Ergebnisse der Berechnung sind in Bild 84 und Bild 85 dargestellt. Hierbei wurde eine Unterscheidung für die Vorwerte der Bemessungsgleichung ( $C_{Rd,c}$ ) durchgeführt. In Bild 84 ist die Auswertung für  $C_{Rd,c} = 0,15$  wie nach DIN-FB 102 und in Bild 85 für  $C_{Rd,c} = 0,18$  analog zum Eurocode 2 Grunddokument dargestellt.

Die größte Bemessungsquerkraft ergibt sich bis zu einem Abstand vom Abschnitt von ca. 0,80 m. In diesem Bereich kann der Nachweis nach EC2+NA(D) bzw. DIN-FB 102 nur unter Berücksichtigung des positiven Effektes der vertikal gerichteten Querkraft resultierend aus der schräg gerichteten Druckgurkraft ( $V_{cc,d}$ ) erfüllt werden. Ungeachtet dessen wird in diesem Bereich die Mindestquerkrafttragfähigkeit maßgebend. Nach prEC2 ergibt sich ein un stetiger und nichtlinearer Verlauf des Widerstandes. Dieses Verhalten resultiert aus der Berücksichtigung der Schubslankheit (Momenten-Querkraft-Verhältnis) in der Bemessung. Auch hier ist bis zu einem Abstand von ca. 2,60 m vom Abschnitt die Mindestquerkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c, min, prEC2}$  maßgebend. Der positive Effekt geneigter Druck-/Zuggurte darf nach dem aktuellen Entwurf des prEC2 nur für Bauteile mit Querkraftbewehrung berücksichtigt werden und wurde in diesem Beispiel vernachlässigt.

In Bild 85 sind die Ergebnisse der vorherigen Beispielbemessung mit einem Vorwert  $C_{Rd,c} = 0,18$  dar-

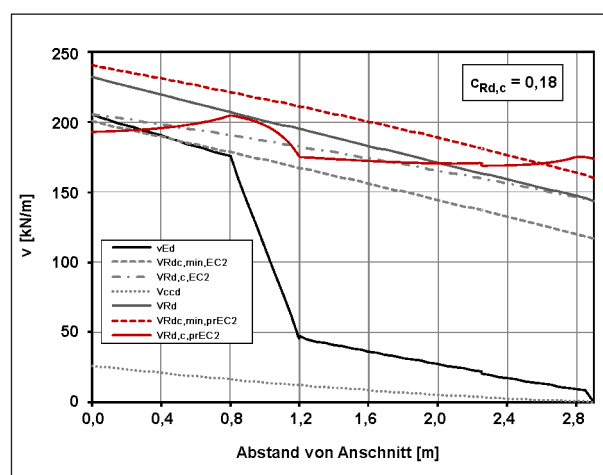


Bild 85: Einwirkung  $v_{Ed}$  und verschiedene Widerstände  $v_{Rd}$  nach prEC2 und EC2 bzw. DIN-FB102 für  $C_{Rd,c} = 0,18$  nach EC2 Grunddokument

gestellt. In diesem Fall kann der Nachweis nach EC2 bereits ohne Berücksichtigung des positiven Effektes geneigter Gurte erbracht werden. Wird dieser Effekt zusätzlich berücksichtigt, so liegt die Tragfähigkeit nach aktuellen EC2 über weite Teile des Kragarms (bis ca. 2,0 m Abstand vom Kragarmanschnitt) über der Tragfähigkeit nach der Grundtragfähigkeit nach prEC2. Auch in diesem Fall ist jedoch wieder die Mindesttragfähigkeit nach prEC2 maßgebend, wodurch die Tragfähigkeit über derjenigen nach aktuellem EC2 liegt. Generell zeigt sich durch den erhöhten  $C_{Rd,c}$ -Wert, dass sich die Tragfähigkeiten nach aktuellem EC2 und prEC2 annähern.



#### 4.7.4 Anwendung der Ansätze in Stufe 2 der NRR (Fachwerkmodell mit Betontragenteil) im Längssystem

Im Rahmen der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie wurde ein Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil eingeführt. Mit diesem Modell sollte die Tragfähigkeit von Bauteilen mit geringen Querkraftbewehrungsgraden realistischer ermittelt werden. Durch die vorangegangenen Datenbankauswertungen und Vergleichsberechnungen konnte bereits gezeigt werden, dass gerade für die angesprochenen Bauteile eine deutliche Tragfähigkeitssteigerung möglich ist. Das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil greift für die Tragfähigkeit des Betontraganteils auf die Bemessungsgleichung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung zurück.

Im Zuge der Erstellung des neuen Eurocode 2 der zweiten Generation (prEC2) wird ein neues Modell auf Basis der Critical Shear Crack Theory in die Norm aufgenommen. Es stellt sich an dieser Stelle die Frage, ob sich dieses Modell gleichermaßen für die Bewertung der Tragfähigkeit des Betontraganteils in einem Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil eignet. Aus diesem Grund wurden im vorliegenden Forschungsvorhaben zwei Vergleichsberechnungen an Brücke 1 und Brücke 4 aus Kapitel 4.1 durchgeführt, um eine erste qualitative Abschätzung zur Eignung des Betontraganteils nach prEC2 zu ermöglichen.

##### Brücke 1

Wie bereits zuvor werden die Berechnungsergebnisse des ersten Bemessungsbeispiels in ausführlicher Form dargestellt. Die Ergebnisse der Berechnung an Brücke 2 werden tabellarisch dargestellt. Nach prEC2 darf bei vorgespannten Bauteilen mit Spanngliedern im Verbund eine Anpassung der statischen Nutzhöhe  $d$  und des Längsbewehrungsgrades  $\rho_l$  vorgenommen werden. Diese Anpassungen müssen nicht durchgeführt werden, sofern sich daraus eine nachteilige Veränderung der statischen Nutzhöhe oder des Längsbewehrungsgrades ergibt. Der Längsbewehrungsgrad und die statische Nutzhöhe ergeben sich nach den folgenden beiden Gleichungen zu:

$$d = \frac{d_s^2 \cdot A_s + d_p^2 \cdot A_p}{d_s \cdot A_s + d_p \cdot A_p} = \frac{(175 \text{ cm})^2 \cdot 25,4 \text{ cm}^2 + (155 \text{ cm})^2 \cdot 75 \text{ cm}^2}{175 \text{ cm} \cdot 25,4 \text{ cm}^2 + 155 \text{ cm} \cdot 75 \text{ cm}^2} = 1,61 \text{ m} \quad (100)$$

$$\rho_l = \frac{d_s \cdot A_s + d_p \cdot A_p}{b_w \cdot d^2} = \frac{175 \text{ cm} \cdot 25,4 \text{ cm}^2 + 155 \text{ cm} \cdot 75 \text{ cm}^2}{42 \text{ cm} \cdot (161 \text{ cm})^2} = 0,01484 \quad (101)$$

Da keine Informationen über den Größtkorndurchmesser des verwendeten Betons im Bauwerk vorhanden sind, wird auf der sicheren Seite liegend  $D_{\text{lower}} = 8 \text{ mm}$  angenommen. Hieraus ergibt sich  $d_{\text{dg}} = 24 \text{ mm}$ . Die Mindestquerkrafttragfähigkeit ergibt sich nach Gl. (47) zu:

$$\tau_{\text{Rd,c,min}} = \frac{11}{1,4} \cdot \sqrt{\frac{30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{365 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} \cdot \frac{24 \text{ mm}}{1610 \text{ mm}} = 0,275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (102)$$

Dies entspricht einer Mindestquerkrafttragfähigkeit von  $V_{\text{Rd,c,min}} = 182,77 \text{ kN}$ .

Für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit bei gleichzeitiger Normalkraft nach prEC2 wird zunächst die effektive Schubspannweite  $a_{\text{cs}}$  benötigt, um daraus die mechanische Schubspannweite  $a_v$  zu ermitteln. In Abhängigkeit des vorhandenen Vorspanngrades kann  $a_v$  abgemindert werden, um so die Tragfähigkeit zu erhöhen (vgl. Kapitel 2.4). Nach den Gln. (49)–(51) ergibt sich:

$$a_{\text{cs}} = \left| \frac{-7300 \text{ kNm}}{3000 \text{ kN}} \right| = 2,43 \text{ m} > 1,61 \text{ m} \quad (103)$$

$$a_v = \sqrt{\frac{2,43 \text{ m}}{4}} \cdot 1,61 \text{ m} = 0,99 \text{ m} \quad (104)$$

$$k_{\text{vp}} = 1 + \frac{-5800 \text{ kN}}{3000 \text{ kN}} \frac{1,61 \text{ m}}{3 \cdot 2,43 \text{ m}} = 0,58 \geq 0,1 \quad (105)$$

Mit den zuvor ermittelten Werten kann die Tragfähigkeit nach Gl. (48) ermittelt werden.

$$\tau_{\text{Rd,c}} = \frac{0,66}{1,4} \cdot \left( 100 \cdot 0,01484 \cdot 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{24 \text{ mm}}{0,58 \cdot 990 \text{ mm}} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,58 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (106)$$

Daraus ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit zu  $V_{\text{Rd,c}} = 384,89 \text{ kN}$ .

Wie bereits in Kapitel 2.4 erwähnt, wurde von deutscher Seite ein Alternativvorschlag für die Berücksichtigung der Normalkräfte eingereicht, der auf Basis der Grundlage zum aktuellen EC2 abgeleitet wurde. In diesem Fall wird die positive Auswirkung einer Drucknormalkraft über einen zusätzlichen Term  $k_1 \cdot \sigma_{cp}$  berücksichtigt. Der Wert für  $k_1$  ergibt sich in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe und der Exzentrizität der Spannglieder zu:

$$k_1 = \left( 0,07 + \frac{(1,55 \text{ m} - \frac{1,80 \text{ m}}{2})}{3,2 \cdot 1,61 \text{ m}} \right) = 0,196 \quad (107)$$

Die Querkrafttragfähigkeit kann anschließend nach Gl. (52) ermittelt werden.

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{1,4} \cdot \left( 100 \cdot 0,01484 \cdot 30 \frac{N}{mm^2} \cdot \frac{24 \text{ mm}}{990 \text{ mm}} \right)^{\frac{1}{3}} + 0,196 \cdot 2,8 \frac{N}{mm^2} = 1,03 \frac{N}{mm^2} \quad (108)$$

In diesem Fall ergibt sich eine Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c} = 683,51 \text{ kN}$ .

$V_{Rd,ct}$ nach Gl. (16) NRR 2020	$V_{Rd,c}$ nach Gl. (48) prEC2 – Grundgleichung	$V_{Rd,c}$ nach Gl. (52) prEC2 – Alternative D
674,63 kN 100 %	384,89 kN 57 %	683,51 kN 101,3 %

Tab. 60: Vergleich der Betontraganteile Beispiel 1

Die Tragfähigkeit des Betontraganteils nach NRR 2020 (Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil) kann aus Kapitel 4.1.2 entnommen werden. In diesem Fall beträgt  $V_{Rd,ct} = 674,63 \text{ kN}$ .

Dem quantitativen Vergleich in Tabelle 60 kann entnommen werden, dass die Tragfähigkeit des Betontraganteils nach prEC2-Grundgleichung deutlich unterschätzt wird, wohingegen die rechnerische Tragfähigkeit nach dem alternativen Berechnungsansatz nahezu mit jener aus dem Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil übereinstimmt. An dieser Stelle sei noch darauf hingewiesen, dass der Betontraganteil nach NRR2020 im Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil mit einem erhöhten  $k_1$ -Beiwert (entspricht jenem des EC2-Grunddokumentes und nicht dem NA(D)) ermittelt wird. Zusätzlich wird der Duktilitätskoeffizient  $k_{ct}$  in der Berechnung berücksichtigt, der die Tragfähigkeit ebenfalls erhöht. Wird der Betontraganteil nach EC2+NA(D) ermittelt, ergibt sich dieser zu  $V_{Rd,c} = 458,1 \text{ kN}$  (vgl. Kapitel 4.1.2) und entspricht somit 84 % der Tragfähigkeit nach prEC2-Grundgleichung.

#### Brücke 4

In Tabelle 61 sind die Ergebnisse der Berechnung an Beispielbrücke 4 dargestellt. Hierbei werden die bereits in der vorherigen Beispielberechnung angewandten Ansätze ausgewertet.

In diesem Beispiel wird die Begrenzung für  $k_{vp}$  nach Gl. (51) maßgebend. Hierdurch ergibt sich eine deutlich größere Tragfähigkeitssteigerung als im

Bemessungsgrundlage		NRR 2020 Gl. (16)	prEC2 – Gl. (48)	prEC2 – Gl. (52)	EC2+NA(D) bzw. DIN FB
d	m	2,65	2,51	2,51	2,65
$\rho$	-	0,00289	0,0114	0,0114	0,00289
$D_{lower}$	mm	-	8	8	-
$\tau_{Rdc,min}$	N/mm <sup>2</sup>	-	0,220	0,220	-
$V_{Rdc,min}$	kN	1749,97	499,40	499,40	1173,13
$a_{cs}$	m	-	2,51	2,51	-
$a_v$	m	-	1,25	1,25	-
$k_{vp}$	-	-	0,1	-	-
$k_1$	-	0,15	-	0,21	0,12
$\tau_{Rdc}$	N/mm <sup>2</sup>	-	0,882	0,876	-
$V_{Rd,c}$	kN	1962,02	1998,38	1983,96	1339,25
<b>Relativer Vergleich</b>	-	<b>100 %</b>	<b>101,9 %</b>	<b>101,1 %</b>	<b>68,25 %</b>

Tab. 61: Vergleich der Betontraganteile Beispiel 4

vorherigen Beispiel. Die Tragfähigkeit des Betontraganteils im Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil nach NRR2020 und den beiden Gleichungen nach aktuellem Draft von prEC2 liefern nahezu identische Ergebnisse. Verglichen mit der Tragfähigkeit für Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach EC2+NA(D) bzw. DIN-FB 102 liegt die Tragfähigkeit nach den zuvor genannten Regelwerken deutlich darüber. Die Tragfähigkeit nach EC2+NA(D) beträgt lediglich ca. 68 % der theoretischen Tragfähigkeit nach prEC2 aber auch nach NRR2020.

Anhand der durchgeführten Vergleichsberechnungen wird deutlich, dass weitergehende Untersuchungen hinsichtlich der Eignung des Ansatzes von prEC2 für einen Betontraganteil erforderlich sind. Hierzu sollten ausführliche Datenbankauswertungen durchgeführt werden, um die Beiwerte der Bemessungsgleichung festzulegen. Hierzu ist jedoch das finale Dokument von prEC2 abzuwarten, da derzeit noch Anpassungen und Kalibrierungen an den Bemessungsgleichungen Bestandteil aktueller Arbeiten sind.

#### 4.7.5 Zusammenfassung

Im vorangegangenen Kapitel wurden die derzeitigen Ansätze des aktuellen Draft von prEC2 durch Vergleichsberechnungen untersucht. Hierbei wurden einerseits die Ansätze für Bauteile mit Querkraftbewehrung auf ein Brückenbeispiel angewandt. Andererseits wurden die Ansätze für Bauteile ohne Querkraftbewehrung auf den Kragarm einer Fahrbahnplatte in Brückenquerrichtung angewendet. Abschließend wurden die Betontraganteile nach prEC2 und der 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie verglichen, um eine erste Aussage zur möglichen Anwendung des neuen Betontraganteils im Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil treffen zu können.

Bei der Bemessung von Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung wird weiterhin ein Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung verwendet. Dabei können die Druckstrebenwinkel innerhalb festgelegter Grenzen in Abhängigkeit der Bauweise (Stahl- oder Spannbeton) frei gewählt werden. Der  $\nu$ -Wert zur Abminderung der Betondruckstrebentragfähigkeit ist nach prEC2 geringer als im aktuellen EC2. Grundsätzlich besteht die Möglichkeit, noch flachere Druckstrebenneigungen als nach den gegebenen Grenzen zu wählen. In diesem Fall ist jedoch der  $\nu$ -Wert anhand gegebener

Formeln neu zu bestimmen. Ansonsten sind derzeit keine einschlägigen Änderungen bei der Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung zu beachten.

Die Bemessung von Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung erfolgt im Eurocode 2 der zweiten Generation (prEC2) auf Basis der Critical Shear Crack Theory. Hierbei fließt die Schubslankheit im Bemessungsschnitt explizit in die Bemessungsgleichung ein. Dadurch ergibt sich im durchgeführten Bemessungsbeispiel ein un stetiger und nichtlinearer Verlauf der Tragfähigkeit, jedoch wird in weiten Teilen des Kragarmes die Mindesttragfähigkeit maßgebend. Diese liegt deutlich über der Tragfähigkeit nach aktuellen EC2 und EC2+NA(D). Nach prEC2 dürfen die positiven Effekte geneigter Druck- und Zuggurte bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nicht angesetzt werden. Diese Regelung wurde bereits im aktuellen Grunddokument von EC2 umgesetzt, jedoch im Nationalen Anhang für Deutschland auch für Bauteile ohne Querkraftbewehrung zugelassen. Diese Anpassung ist jedoch kritisch zu hinterfragen, da bereits Versuchsergebnisse aus [Rei17] keine eindeutigen Rückschlüsse auf einen positiven Effekt zulassen. Grundsätzlich lässt sich festhalten, dass die Tragfähigkeit nach prEC2 stets größer ist als nach aktuellem EC2 und EC2+NA(D), die sich in den Vorwerten  $C_{Rd,c}$  unterscheiden. Es sollten jedoch weitere Beispielberechnungen durchgeführt werden, um eine umfänglichere Aussage für verschiedene Randbedingungen treffen zu können.

In der zweiten Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie wurde die Möglichkeit des Nachweises mittels Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil eröffnet. Der Betontraganteil des Modells wird mit der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung gleichgesetzt. Es wurden in diesem Zusammenhang Vergleichsberechnungen angestellt, um eine erste Einschätzung hinsichtlich der Eignung des Modells von prEC2 im Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil treffen zu können. Wichtig ist in diesem Zusammenhang, dass aktuell zwei Möglichkeiten (Grundgleichung CSCT und Alternative mit  $k_1 \cdot \sigma_{cp}$ ) zur Berücksichtigung des positiven Effektes der Vorspannung im Draft von prEC2 angegeben sind. Bezüglich der Alternative laufen derzeit noch Anpassungen und Vergleichsberechnungen. Für die Auswertungen im vorliegenden Bericht wurde der aktuelle Stand im Enquiry-Draft von prEC2 (auf Basis Draft D7) verwendet. Es wurden

zwei der vorherigen Brückenbeispiele verwendet, um die Betontraganteile zu ermitteln. Im ersten Beispiel zeigt sich, dass der Betontraganteil von NRR2020 in Stufe 2 (Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil) und der Betontraganteil nach der Alternative nahezu übereinstimmen. Der Betontraganteil nach der Grundgleichung beträgt lediglich ca. 57 % der Tragfähigkeit nach NRR2020. Im zweiten Beispiel zeigt sich, dass sowohl NRR2020 als auch prEC2 mit beiden Varianten nahezu gleiche Ergebnisse liefern. Die Vergleiche machen deutlich, dass weitergehende und systematische Untersuchungen mit variierenden Randbedingungen erforderlich sind. Es ist im Speziellen zu untersuchen, welche Einflussparameter dazu führen, dass der neue Ansatz für einige Fälle eine identische Tragfähigkeit liefert (Brücke 4) und für andere Fälle eine deutlich geringere Tragfähigkeit liefert (Brücke 1), um eine umfassende Aussage zur Eignung des Ansatzes treffen zu können. Grundsätzlich kann der Ansatz jedoch als geeignet angesehen werden, um mit geringfügigen Anpassungen in einem Nationalen Anwendungsdokument vergleichbare und zutreffende Ergebnisse zu liefern.

## 5 Abschließende Bewertung

Die wesentlichen Erkenntnisse und Schlussfolgerungen zu behandelten Fragestellungen des Projektes sind ihren inhaltlichen Ausführungen jeweils direkt angeschlossen:

- Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss des Längsbewehrungsgrades vorgespannter Balkenelemente, vgl. Kapitel 3.7
- Analyse, Bewertung und Empfehlungen zu den Nachweisverfahren nach 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie und kanadischer Norm CSA A23.3, vgl. Kapitel 4.6
- Beispielhafte Anwendungen neuer Nachweis-konzepte nach prEC2, vgl. Kapitel 4.7.5

Die experimentellen Untersuchungen an vorgespannten Balkenelementen mit besonderem Fokus auf den Einfluss des Längsbewehrungsgrades und deren Nachrechnung belegen, dass ein reduzierter Längsbewehrungsgrad die Schubtragfähigkeit nicht zwangsläufig reduziert. Die im Zuge der Analyse der Nachweisformate und Modellvorstellungen betrachteten Brückenbauwerke weisen teilweise ei-

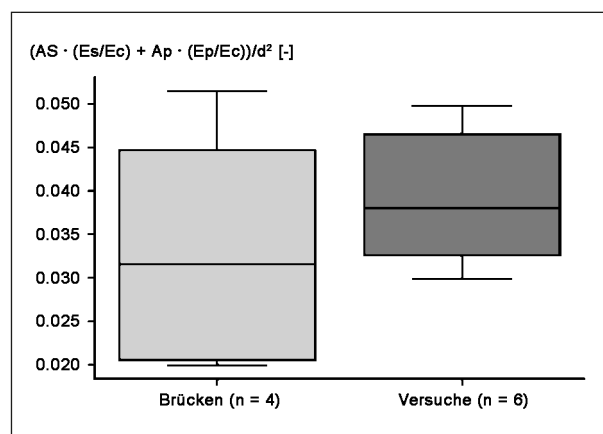


Bild 86: Ideelle Zuggurtquerschnitte im Stützbereich der Systeme, auf statische Nutzhöhe normiert

nen noch geringeren Längsbewehrungsgrad als die durchgeführte Versuchsserie auf. Bild 86 stellt die betrachteten Brücken und Versuche im Hinblick auf den ideellen Zuggurtquerschnitt im Stützbereich, normiert auf die statische Nutzhöhe betrachteter Querschnitte, dar. Auch wenn die betrachtete Grundmenge keinen statistischen Anforderungen genügt, lässt sich unter Berücksichtigung aller experimentellen und theoretischen Betrachtungen die Tendenz formulieren, dass die betrachteten Nachweiskonzepte auch bei vergleichsweise schwachem, wirtschaftlich bemessenem Zuggurt für einen Nachweis der Schubtragfähigkeit des Längstrag-systems zielführend eingesetzt werden können. Diese Aussage wird durch die experimentelle Basis gestützt, solange zwischen mobilisiertem Dehnungszuwachs der Spannglieder, der Verzerrung im schlaff bewehrten Zuggurt und dem gerissenen Druckspannungsfeld ein inneres Gleichgewicht und die Kompatibilität der Verformungen/Verzerrungen gewährleistet werden kann. Letztere wird in aktuellen Nachweisformaten der Nachrechnungsrichtlinie nicht explizit geprüft. Die dokumentierten Versuche, die theoretischen Betrachtungen und daraus kollaborativ abgeleitete Erkenntnisse können den weiterführenden Untersuchungen im Rahmen des Projektes BAST FE 15.0664 als Ansatz für weiterführende Untersuchungen im Kontext zu bewertender Einflussparameter (Biege-/Schub schlankheit, Vorspanngrad/Spanngliedreserven) dienen.

## Literatur

- [Zsu68] ZSUTTY, T. C.: Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data, in: ACI Journal 65 (11), (1968), S. 943–951.
- [BASt12b] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten ZTV-ING. Teil 3, Massivbau, (2012).
- [BASt20]. Kap – Kappenausbildung, (2020).
- [Ben06] BENTZ, E. C.; VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.: Simplified Modified Compression Field Theory for calculating shear strength of reinforced concrete members, in: ACI Structural Journal 103 (4), (2006), S. 614–624.
- BENTZ, E. C.; COLLINS, M. P.: Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete, in: Canadian Journal of Civil Engineering 33 (5), (2006), S. 521–534.
- [Bun11]. Nachrechnungsrichtlinie, Bonn, (2011).
- [Bun15] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand 1. Ergänzung. Nachrechnungsrichtlinie, Bonn, (2015).
- [Bun20] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand 2. Ergänzung – ENTWURF. Nachrechnungsrichtlinie, Bonn, (2020).
- [Cav15] CAVAGNIS, F.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A.: Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results, in: Engineering Structures 103, (2015), S. 157–173.
- [Cav18] CAVAGNIS, F.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A.: A mechanical model for failures in shear of members without transverse reinforcement based on development of a critical shear crack, in: Engineering Structures 157, (2018), S. 300–315.
- [CSA-A23.3] CSA A23.3-19: Design of Concrete Structures, CSA Group, Toronto, Ontario, Canada, (2019).
- [CSA19] CAN/CSA-S6-19: Canadian Highway Bridge Design Code, Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada, (2019).
- [DAfStb525] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Erläuterungen zu DIN 1045-1: 2. überarbeitete Auflage: DAfStb-Heft 525, Beuth, (2010).
- [DAfStb631] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und zu besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken: DAfStb-Heft 631, Beuth, (2019).
- [DIN79] DIN 4227-1:1979-12: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Beuth, Berlin, (1979).
- [DIN88] DIN 1072 Bbl 1:1988-05: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen, Erläuterungen. DIN 1072, Beuth, Berlin, (1988).
- [DIN-EN206] DIN EN 206:2017-01: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutsche Fassung EN 206:2013+A1:2016, Beuth, Berlin, (2017).
- [DIN67] DIN 1072:1967-11: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen. DIN 1072, Beuth, Berlin, (1967).
- [DIN85] DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen, Beuth, Berlin, (1985).
- [DIN-FB101] DIN-Fachbericht 101:2009-03: DIN-Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken, Beuth, Berlin, (2009).
- [DIN-FB102] DIN-Fachbericht 102:2009-03: DIN-Fachbericht 102 – Betonbrücken, Beuth, Berlin, (2009).
- [EC0] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010, Beuth, Berlin, (2010).
- [EC2-1-1] 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, Beuth, Berlin, (2005).
- [EC2-2-2] DIN EN 1992-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2:

- Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008, Beuth, Berlin, (2010).
- [EC2-1-1NA] DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Beuth, Berlin, (2011).
- [Fis01] FISCHER, L.: Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen: Ein Leitfaden für Bauingenieure, Architekten und Studenten, Ernst & Sohn, Berlin, (2001).
- [Fro00] FROSCHE, R. J.: Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams with Minimum Shear Reinforcement, in: ACI Structural Journal 97 (6), (2000), S. 814–820.
- [Gle18] GLEICH, P.; MAURER, R.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Plattenbalkenquerschnitt, in: Bauingenieur 93 (2), (2018), S. 68–72.
- [Goe04] GÖRTZ, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Dissertation, Lehrstuhl und Institut für Massivbau. RWTH Aachen, Aachen, (2004).
- [Hed78] HEDMAN, O.; LOSBERG, A.: Design of Concrete Structures with Regard to Shear Forces, in: CEB Bulletin d'Information No. 126, (1978), S. 184–209.
- [Heg14] HEGGER, J.; HERBRAND, M.: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken: Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung in Längsrichtung: [Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.0498/2010/FRB: Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung in Längsrichtung auf die Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken]. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Fachverlag NW, Hannover, Bremen, (2014).
- [Heg14] HEGGER, J.; MAURER, R.; ZILCH, K.; ROMBACH, G.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – Kurzfristige Lösungsansätze. Fördernummer FE 15.0482/2009/FRB. Institutsbericht 326/2013, IMB Institut für Massivbau der RWTH Aachen (IMB), (2014).
- [Heg14] HEGGER, J.; MAURER, R.; ZILCH, K.; HERBRAND, M.; Kolodziejczyk, A.; Dunkelberg, D.: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbrücken im Bestand, in: Bauingenieur 89, (2014), S. 500–510.
- [Heg15] HEGGER, J.; MARZAHN, G.; TEWORTE, F.; HERBRAND, M.: Zur Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken, in: Beton- und Stahlbetonbau 110 (2), (2015), S. 82–95.
- [Heg18] HEGGER, J.; ADAM, V.: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung. Institutsbericht 395/2017, IMB Institut für Massivbau der RWTH Aachen (IMB), Aachen, (2018).
- [Heg20] HEGGER, J.; MAURER, R.; FISCHER, O.; ZILCH, K.; HERBRAND, M.; ADAM, V.; GLEICH, P.; STUPPAK, E.; SCHRAMM, N.; SCHEUFLER, W.; TECUSAN, R.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze. Fördernummer FE 15.0591/2012/FRB. Brücken- und Ingenieurbau Heft B 150, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bergisch Gladbach, (2020).
- [Heg21] HEGGER, J.; MARK, P.: Stahlbetonbau-Fokus: Brückenbau: Beispiele zu Entwurf, Bemessung und Konstruktion. Bauwerk, Beuth, Berlin, (2021).
- [Her13] HERBRAND, M.; HEGGER, J.: Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss einer externen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Durchlaufträger, in: Bauingenieur 88 (12), (2013), S. 428–437.
- [Her15] HERBRAND, M.; CLASSEN, M.: Shear tests on continuous prestressed concrete beams with external prestressing, in: Structural Concrete 16 (3), (2015), S. 428–437.
- HERBRAND, M.; CLASSEN, M.; STARK, A.; KUERES, D.: Einheitliches Querkraftmodell für Stahl- und Spannbetonbrücken – erweiterte Grundlagen, in: Bauingenieur 91 (12), (2016), S. 487–495.

- [Her17b] HERBRAND, M.; CLASSEN, M.; ADAM, V.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Rechteck- und I-Querschnitt, in: *Bauingenieur* 92 (11), (2017), S. 465–473.
- [Her17] HERBRAND, M.: Shear Strength Models for Reinforced and Prestressed Concrete Members. Dissertation, Lehrstuhl und Institut für Massivbau. RWTH Aachen University, Aachen, (2017).
- [Her18] HERBRAND, M.; ADAM, V.; HEGGER, J.: Shear Tests on Prestressed Concrete Continuous Beams, in: *Advances in Concrete Bridges* 333, (2018), S. 119–134.
- [Her20] HERBRAND, M.; ADAM, V.; HEGGER, J.: Querkrafttragfähigkeit von Spannbetondurchlaufträgern mit geringen Bügelbewehrungsgraden, in: *KBR Brückenkolloquium* (4), (2020), 157-170.
- [Hub14] HUBER, P.; KOLLEGGER, J.; TUE, N. V.; TUNG, N. D.: Mechanisch konsistentes Schubfeldmodell für Bestandsbrücken ohne bzw. mit geringer Querkraftbewehrung: Ein Projekt finanziert im Rahmen der Verkehrsinfrastrukturforschung (VIF2011), Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, ÖBB-Infrastruktur AG, Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft, (2014, Juni).
- [Hub16b] HUBER, P.; KROMOSER, B.; HUBER, T.; KOLLEGGER, J.: Berechnungsansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrückenträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad, in: *Bauingenieur* 91 (6), (2016), S. 227–237.
- [Hub16c] HUBER, P.; KROMOSER, B.; HUBER, T.; KOLLEGGER, J.: Experimentelle Untersuchung zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung, in: *Bauingenieur* 91 (6), (2016), S. 238–247.
- [Hub16] HUBER, P.; KRATZER, K.; HUBER, T.; KLEISER, M.; KOLLEGGER, J.: Rechnerische Beurteilung der Schubtragfähigkeit einer Spannbetonbrücke mit geringem Querkraftbewehrungsgrad, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (11), (2016), S. 706–715.
- [Hub18] HUBER, P.; HUBER, T.; KOLLEGGER, J.: Influence of loading conditions on the shear capacity of post-tensioned beams with low shear reinforcement ratios, in: *Engineering Structures* 170, (2018), S. 91–102.
- [Hub19] HUBER, P.; HUBER, T.; KOLLEGGER, J.: Experimental and theoretical study on the shear behavior of single- and multi-span T- and I-shaped post-tensioned beams, in: *Structural Concrete* 25 (3), (2019), S. 266.
- [Lim16] LIMA DE RESENDE, T.; DA CONCEIÇÃO DOMINGUES SHEHATA, L.; ABD EL MALIK SHEHATA, I.: Shear strength of self-compacting concrete beams with small stirrups ratios, in: *Structural Concrete* 17 (1), (2016), S. 3–10.
- [Mac76] MACGREGOR, J. G.: Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete, in: *Canadian Journal of Civil Engineering* 9 (8), (1976), S. 484–513.
- [Mac83] MACGREGOR, J. G.: Load and Resistance Factors for Concrete Design, in: *ACI Journal* 80 (4), (1983), S. 279–287.
- [Mau13] MAURER, R.; KIZILTAN, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken, in: *Bauingenieur* 88 (4), (2013), S. 165–176.
- [Mau14] MAURER, R.; GLEICH, P.; ZILCH, K.; DUNKELBERG, D.: Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (10), (2014), S. 654–665.
- [MC10] fib Model Code for Concrete Structures 2010, Ernst & Sohn, Berlin, (2013).
- [MC79] Model Code 1978: CEB-FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton (Übersetzung der französischen Originalfassung). International Systems of Unified Standard – Codes of Practice for Structures, Paris, Lausanne, (1978).
- [Moe08] MÖRSCH, E.: *Der Eisenbetonbau: Seine Theorie und Anwendung*, Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, (1908).
- [Mut08] MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.: Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width, in: *ACI Structural Journal* 105 (2), (2008), S. 163–172.
- [Mut16] MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; SIMÕES, J. T.; CAVAGNIS, F.: Background document to provisions for Shear and Punching

- Shear Design: Closed Form solutions based on Model Code 2010 and Critical Shear Crack Theory. IBETON; Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland, (2016).
- [Mut19] MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.: From experimental evidence to mechanical modeling and design expressions: The Critical Shear Crack Theory for shear design, in: *Structural Concrete* 111 (5), (2019), S. 1147.
- [prEC2-D7] prEN 1992-1-1/2020-11: Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules for buildings, bridges and civil engineering structures, Seventh Draft by Project Team SC2.T1, (2020).
- [Rei01] REINECK, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung, in: *Bauingenieur* 76 (4), (2001), S. 168–179.
- [Rei17] REIßEN, K.: Zum Querkrafttragverhalten von einachsig gespannten Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter Einzellasten. Dissertation, IMB Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Aachen, (2017).
- [Rit99] RITTER, W.: Die Bauweise Hennebique, in: *Schweizerische Bauzeitung* 33/34 (5, 6, 7), (1899), pp. 41–43, pp. 49–52, pp. 59–61.
- [Sch19] SCHRAMM, N.; FISCHER, O.; SCHEUFELER, W.: Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit, in: *Bauingenieur* 94 (1), (2019), S. 9–20.
- [Sch96] SCHNEIDER, J.; SCHLATTER, H. P.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen: Grundwissen für Ingenieure, B.G. Teubner; vdf Hochschulverlag AG an der ETH, Stuttgart, Zürich, (1996).
- [Spa92] SPAETHE, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen, (1992).
- [Tal09] TALBOT, A. N.: Tests of reinforced concrete beams: resistance to web stresses: Series of 1907 and 1908, (1909).
- [Tue14] TUE, N. V.; THEILER, W.; TUNG, N. D.: Schubverhalten von Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (10), (2014), S. 666–677.
- [Vec86] VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, in: *ACI Structural Journal* 83 (2), (1986), S. 219–231.
- [Vec88] VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.: Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory, in: *ACI Structural Journal* 85 (3), (1988), S. 258–268.
- [Wal02] WALRAVEN, J. C.: Background document for EC-2, Chapter 6.2 Shear. Delft University of Technology, Delft, (2002).

## Bilder

- Bild 1: Plastizitätskreis mit (1) Begrenzung des Druckstrebenwinkels  $\theta$  auf  $\cot(\theta) = 2,5$  und (2)/(3) Fachwerkmodelle mit Betontraganteil nach [Heg20]
- Bild 2: Gleichungen der Modified Compression Field Theory nach [Vec86]
- Bild 3: Schematische Darstellung der Substrukturtechnik (links: aktiv gesteuerte Lastplatte – rechts: starres Reaktionslager)
- Bild 4: Äußere Schnittgrößen am vorgespannten Balkenelement
- Bild 5: Abmessungen der Versuchsträger, Rechteckquerschnitt [mm]
- Bild 6: Abmessungen der Versuchsträger, Plattenbalkenquerschnitt [mm]
- Bild 7: System des Referenzversuchs
- Bild 8: Momenten- und Querkraftverlauf des Referenzsystems; grau: Prüfbereich in Analogie zu Verhältnissen eines Substrukturelements
- Bild 9: Kräfte und Verformungen am Versuchskörper
- Bild 10: Anordnung der DMS auf Beton (oben) und auf der Bügelbewehrung im Schubfeld (unten)
- Bild 11: Faseroptische Messtechnik entlang der Längsbewehrung und im Spannglied



- Bild 12: Schematische Darstellung zur Ausdehnung des DIC-Messfeldes
- Bild 13: T25 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau
- Bild 14: T22 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau
- Bild 15: T18 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau
- Bild 16: TG25 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau
- Bild 17: R25 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau
- Bild 18: R22 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau
- Bild 19: R18 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau
- Bild 20: RG25 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau
- Bild 21: DLT25 – Last-Verformungskurve; Rissbild und Bügeldehnungen auf Bruchlastniveau
- Bild 22: Normierte Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades
- Bild 23: System, Momentenverlauf und betrachtete, definierte Querschnitte
- Bild 24: Ausnutzung der schlaffen Längsbewehrung in definierten Querschnitten unter erreichter Schubtragfähigkeit
- Bild 25: Ausnutzung der Querschnittskapazität aus Biegung mit Normalkraft in definierten Querschnitten unter erreichter Schubtragfähigkeit
- Bild 26: Bügelaktivierung und abgeleitete Schubrissslasten untersuchter Träger
- Bild 27: Schubrissslasten und Lastdelta bis  $V_{max}$  auf Basis aktivierter Bügel zur Klassifizierung
- Bild 28: Normierte Darstellung von Schubrissslasten und Lastdelta bis  $V_{max}$  auf Basis aktivierter Bügel zur Klassifizierung
- Bild 29: Entwicklung kritischer Schubrisswinkel untersuchter Träger
- Bild 30: T22 – Verzerrung entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau
- Bild 31: T18 – Verzerrung entlang der Längsbewehrung auf kurz vor Bruchlastniveau
- Bild 32: TG25 – Verzerrung entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau
- Bild 33: R22 – Verzerrung entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau
- Bild 34: R18 – Verzerrung entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau
- Bild 35: Interaktion der optischen Messfaser im Hüllrohr mit Verpresszement und Spannstahlilitzen
- Bild 36: Methodik zur Darstellung der FOS-Daten entlang der Spanngliedachse
- Bild 37: T25 – Dehnungszuwachs im Spannglied für ausgewählte Belastungsstufen
- Bild 38: T22 – Dehnungszuwachs im Spannglied für ausgewählte Belastungsstufen
- Bild 39: T18 – Dehnungszuwachs im Spannglied für ausgewählte Belastungsstufen
- Bild 40: R22 – Dehnungszuwachs im Spannglied für ausgewählte Belastungsstufen
- Bild 41: Spannungszuwachs in Spanngliedern; getrennte Betrachtung für Feld- und Stützquerschnitt bei Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitten
- Bild 42: Vergleichsbetrachtung Versuchsmimik: Entwicklung kritischer Schubrisswinkel
- Bild 43: Beton-DMS – Achse Druckgurt unmittelbar an Lasteinleitung
- Bild 44: Beton-DMS – Achse Druckgurt in der Mitte des Schubfeldes (Momentennulldurchgang nach Balkentheorie)
- Bild 45: Beton-DMS unmittelbar an Lasteinleitung über Querschnittshöhe
- Bild 46: Beton-DMS in der Mitte des Schubfeldes (Momentennulldurchgang nach Balkentheorie) über die Querschnittshöhe

- Bild 47: Zweizelliger Hohlkastenquerschnitt im Bemessungsschnitt und statisches System in Längsrichtung für Brücke 1
- Bild 48: Einzelliger Hohlkastenquerschnitt im Bemessungsschnitt und statisches System in Längsrichtung für Brücke 2
- Bild 49: 2-stegiger Plattenbalken im Bemessungsschnitt und statisches System in Längsrichtung für Brücke 3
- Bild 50: 1-zelliger Hohlkastenquerschnitt im Bemessungsschnitt und statisches System in Längsrichtung für Brücke 4
- Bild 51: Ausnutzungsgrad des Querkraftnachweises im a) Stützbereich; b) Feldbereich
- Bild 52: Ausnutzungsgrad des Querkraftnachweises im Stützbereich von Brücke 2
- Bild 53: Ausnutzungsgrad des Querkraftnachweises im Stützbereich von Brücke 3
- Bild 54: Ausnutzungsgrad des Querkraftnachweises im Stützbereich von Brücke 4
- Bild 55: Darstellung LM1 mit TS und Spurlast
- Bild 56: Maße eines Regelfahrzeuges SLW in Metern für BK60 nach DIN 1072 [DIN67]
- Bild 57: Achslasten eines CL-W Lkws und eines CL-625
- Bild 58: Achslasten und Streckenlasten für das Modell CLW-Spurlast
- Bild 59: Vergleich der Mindestquerkraftbewehrung nach DIN-FB 102 und CSA A23.3
- Bild 60: Betonzugfestigkeit nach EC2 bzw. DIN-FB102 und CSA S6 in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$
- Bild 61: Vergleich der Ausnutzungsgrade bei unterschiedlicher Annahme für  $f_{p,0}$  im Stützbereich von Brücke 1
- Bild 62: Vergleich der Ausnutzungsgrade bei unterschiedlicher Annahme für  $f_{p,0}$  im Stützbereich von Brücke 2
- Bild 63: Vergleich der Ausnutzungsgrade bei unterschiedlicher Annahme für  $f_{p,0}$  im Stützbereich von Brücke 3
- Bild 64: Vergleich der Ausnutzungsgrade bei unterschiedlicher Annahme für  $f_{p,0}$  im Stützbereich von Brücke 4
- Bild 65: Durchlaufträger-System mit a) Einzellasten; b) Streckenlast
- Bild 66: Herausgelöster Teilbereich des Zweifeldträgers unter Einzellasten für die Durchführung eines Substrukturversuchs
- Bild 67: Versuchsaufbau TU Wien
- Bild 68: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Einzellasten (25 Versuche) und veränderlichem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$
- Bild 69: Auswertung der Substrukturversuche des vorliegenden Forschungsprojekts (8 Versuche) und veränderlichem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$
- Bild 70: Datenbankauswertung Durchlaufträger mit Einzel- und Streckenlasten veränderlichem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$  – Nachweis im Abstand  $d$  vom Auflager
- Bild 71: Datenbankauswertung Durchlaufträger mit Einzel- und Streckenlasten bei veränderlichem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$  – Nachweis im Abstand  $2d$  vom Auflager (Streckenlast)/Nachweis im Abstand  $d$  vom Auflager (Einzellast)
- Bild 72: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Einzellasten (25 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w/\rho_{w,min}$
- Bild 73: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Streckenlast (11 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w/\rho_{w,min}$  – Nachweis im Abstand  $d$  vom Auflager
- Bild 74: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Streckenlast (11 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w/\rho_{w,min}$  – Nachweis im Abstand  $2d$  vom Auflager
- Bild 75: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Einzellast (25 Versuche) und veränderlichem  $\rho_l$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – NRR2020 Gl.12.16

- Bild 76: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Einzellast (25 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w/\rho_{w,erf}$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – NRR2020 Gl.12.16
- Bild 77: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Einzellast (25 Versuche) und veränderlichem  $\rho_l$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – CSA A23.3
- Bild 78: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Einzellast (25 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w/\rho_{w,erf}$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – CSA A23.3
- Bild 79: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Streckenlast (11 Versuche) und veränderlichem  $\rho_l$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – NRR2020 Gl. 12.16
- Bild 80: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Streckenlast (11 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w/\rho_{w,erf}$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – NRR2020 Gl. 12.16
- Bild 81: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Streckenlast (11 Versuche) und veränderlichem  $\rho_l$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – CSA A23.3
- Bild 82: Auswertung der Versuchsdatenbank mit Durchlaufträgern unter Streckenlast (11 Versuche) und veränderlichem  $\rho_w/\rho_{w,erf}$  – Auswirkung verschiedener Querschnittsgeometrien – CSA A23.3
- Bild 83: Bemessungsbeispiel Kragarm einer Brückenfahrbahnplatte in Querrichtung mit  $h_a = 0,50$  m und  $l_k = 2,9$  m
- Bild 84: Einwirkung  $v_{Ed}$  und verschiedene Widerstände  $v_{Rd}$  nach prEC2 und EC2 bzw. DIN-FB102 für  $C_{Rd,c} = 0,15$  nach DIN-FB 102
- Bild 85: Einwirkung  $v_{Ed}$  und verschiedene Widerstände  $v_{Rd}$  nach prEC2 und EC2 bzw. DIN-FB102 für  $C_{Rd,c} = 0,18$  nach EC2 Grunddokument

- Bild 86: Ideelle Zuggurtquerschnitte im Stützbereich der Systeme, auf statische Nutzhöhe normiert

## Tabellen

- Tab. 1: Versuchsmatrix
- Tab. 2: Mechanische Kennwerte des Betons
- Tab. 3: Mechanische Kennwerte des Betonstahls
- Tab. 4: Bezogene Rippenfläche ausgewählter Durchmesser verwendeter Bewehrung
- Tab. 5: Rauigkeit des glatten Betonstahls ST52
- Tab. 6: Mechanische Kennwerte verwendeter Spannstahl-Litzen
- Tab. 7: Mechanische Kennwerte des Verpresszements
- Tab. 8: Termine zu Herstellung und Prüfung (V) der Versuchskörper
- Tab. 9: Mechanische Kennwerte des Betons
- Tab. 10: Mechanische Kennwerte des Betonstahls
- Tab. 11: Mechanische Kennwerte des Verpresszements
- Tab. 12: Schnittgrößen im Abstand  $d$  vom Querträger in Achse 20 für BK60/30 für einen Außensteg
- Tab. 13: Geometrie- und Materialkennwerte des Bemessungsquerschnittes für einen Außensteg
- Tab. 14: Schnittgrößen im Abstand  $d$  vom Querträger in Achse B für LM1 (abgemindert)
- Tab. 15: Geometrie- und Materialkennwerte des Bemessungsquerschnittes
- Tab. 16: Schnittgrößen im Abstand  $d$  vom Querträger in Achse 2 für BK60
- Tab. 17: Geometrie- und Materialkennwerte des Bemessungsquerschnittes
- Tab. 18: Schnittgrößen im Abstand  $d$  vom Querträger in Achse 2 für BK60

- Tab. 19: Geometrie- und Materialkennwerte des Bemessungsquerschnittes
- Tab. 20: Nachweise in Stufe 1 und Stufe 2 nach NRR 2011 und NRR2015
- Tab. 21: Nachweis Stufe 2 nach NRR 2020
- Tab. 22: Nachweise in Stufe 1 und Stufe 2 nach NRR 2011 und NRR2015
- Tab. 23: Nachweis Stufe 2 nach NRR 2020
- Tab. 24: Nachweise in Stufe 1 und Stufe 2 nach NRR 2011 und NRR2015
- Tab. 25: Nachweis Stufe 2 nach NRR 2020
- Tab. 26: Empfehlungen für Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  nach Eurocode 0 für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren
- Tab. 27: Teilsicherheitsbeiwerte nach kanadischer Norm CSA
- Tab. 28: Angenommene Streuungen der Materialeigenschaften
- Tab. 29: Mögliche Kombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach kanadischer Norm
- Tab. 30: Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte nach Eurocode, Nachrechnungsrichtlinie und kanadischer Norm
- Tab. 31: Ständige und veränderliche Lasten nach deutscher Norm
- Tab. 32: Verkehrslastgruppen für mehrkomponentige Einwirkungen
- Tab. 33: Grundwerte für das Lastmodell LM1
- Tab. 34: Grundwerte für das Lastmodell LMM
- Tab. 35: Verkehrsregellasten für BK60 nach DIN 1072
- Tab. 36: Verkehrsregellasten in BK60/30 nach DIN 1072
- Tab. 37: Mögliche Einwirkungskombinationen nach CSA S6-19
- Tab. 38: Ständige und veränderliche Lasten nach kanadischer Norm
- Tab. 39: Anpassungsfaktor bei mehrspuriger Belastung
- Tab. 40: Vergleich der Lastmodelle
- Tab. 41: Vergleich der charakteristischen Fahrzeuglasten auf der Gesamtbrückenfläche von Brücke 3
- Tab. 42: Zulässige Spannungen im Spannglied nach dem Vorspannen
- Tab. 43: Nachweis Brücke 2 nach CSA A23.3
- Tab. 44: Nachweis Brücke 3 nach CSA A23.3
- Tab. 45: Nachweis Brücke 4 nach CSA A23.3
- Tab. 46: Übersicht über die ausgewählten Versuche für die Datenbankauswertung
- Tab. 47: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast (25 Versuche)
- Tab. 48: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast für  $\rho_w/\rho_{w,\min} < 0,8$  (15 Versuche)
- Tab. 49: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast  $\rho_w/\rho_{w,\min} \geq 0,8$  (10 Versuche)
- Tab. 50: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast mit  $\rho_1 < 1,0$  (10 Versuche)
- Tab. 51: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast mit  $\rho_1 \geq 1,0$  (15 Versuche)
- Tab. 52: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Substrukturversuchen durchgeführt an der TUM (8Versuche)
- Tab. 53: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Streckenlast im Abstand  $d$  vom Auflager (11 Versuche)
- Tab. 54: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Streckenlast im Abstand  $2d$  vom Auflager (11 Versuche)

Tab. 55: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Streckenlast für  $\rho_w/\rho_{w,\min} < 0,8$  (9 Versuche)

Tab. 56: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Streckenlast für  $\rho_w/\rho_{w,\min} \geq 0,8$  (2 Versuche)

Tab. 57: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast mit  $\rho_l < 1,0$  (2 Versuche)

Tab. 58: Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnung an vorgespannten Durchlaufträgern unter Einzellast mit  $\rho_l \geq 1,0$  (9 Versuche)

Tab. 59: Nachweise in Stufe 1 und Stufe 2 nach NRR 2011 und NRR 2015

Tab. 60: Vergleich der Betontraganteile Beispiel 1

Tab. 61: Vergleich der Betontraganteile Beispiel 4

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

#### 2019

**B 147: Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen**

Blosfeld, Schreck, Decker, Wawrzyniak  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

#### 2020

**B 146: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von vollverschlossenen Seilen mit Korrosionsschäden**

Paschen, Dürer, Gronau, Rentmeister  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 148: Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung Maßgebende Einflussparameter in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit**

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

**B 149: Untersuchungen zum Einfluss von Modellparametern auf die Lebensdauerprognose für Brückenbauwerke**

Keßler, Gehlen € 16,00

**B 150: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze**

Hegger, Herbrand, Adam, Maurer, Gleich, Stuppak, Fischer, Schramm, Scheufler, Zilch, Tecusan  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 151: Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Bestandsbrücken**

Ralbovsky, Prammer, Lachinger, Vorwagner  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 152: Bemessung von Kopfbolzendübeln in Randlage unter Vermeidung eines Versagens infolge Herausziehens**

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

**B 153: Kanalbrücke Berkenthin mit temperierter Fahrbahn – Pilotprojekt**

Eilers, Friedrich, Quaas, Rogalski € 15,00

**B 154: Korrosionsschutz von Brückenseilen – Wickelverfahren mit Korrosionsschutzbändern**

Friedrich € 9,00

**B 155: Innovativer und nachhaltiger Ersatzneubau von Betonbrücken**

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

**B 156: Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen von Monitoringmaßnahmen – Entwicklung eines Konzepts für die Analyse von Nutzen und Kosten**

Schubert, Faber, Betz, Straub, Niemeier, Ziegler, Walther, Majka  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 157: 9. BAST-Tunnelsymposium – Tagungsband**

€ 16,00

**B 158: Beanspruchung orthotroper Fahrbahnplatten infolge der Erneuerung des Brückenbelags**

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

**B 159: Lebenszyklusmanagement für Bauwerke der Verkehrsinfrastruktur – Entwicklung eines verkehrsträgerübergreifenden, indikatorgestützten Systems**

Lebhardt, Seiler, Gerdes € 15,50

#### 2021

**B 160: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke – Datenerfassungsstrategien und Datenanalyse für intelligente Kalottenlager**

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

**B 161: Lagerwege von Brücken**

Butz, Mack, Krawtschuk, Maldonado  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 162: Druckgurtanschluss in Hohlkastenbrücken – Ingenieurmodelle zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Tragfähigkeit**

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

**B 163: Dauerüberwachung von Bestandsbrücken – Quantifizierung von Zuverlässigkeit und Nutzen**

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

**B 164: Intelligente Bauwerke – Verfahren zur Auswertung, Verifizierung und Aufbereitung von Messdaten**

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

**B 165: Reaktions- und Wiederherstellungsprozess für die Straßeninfrastruktur nach disruptiven Ereignissen**

Deublein, Roth, Bruns, Zulauf  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 166: Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Verfügbarkeit und Sicherheit von Elementen der Straßeninfrastruktur bei außergewöhnlichen Ereignissen**

Finger, Stolz, Fischer, Hasenstein, Rinder  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 167: Erfahrungssammlung zu Fahrbahnübergängen aus Polyurethan**

Staeck, Eilers € 15,50

**B 168: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke Messtechnische Erfassung von Verkehrsdaten auf der Basis von instrumentierten Fahrbahnübergängen**

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

**B 169: Entwicklung von Bemessungshilfen für bestehende Stahlbetonkragarme auf Basis nichtlinearer Berechnungen**

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

**B 170: Feuerverzinken als dauerhafter Korrosionsschutz für Stahlverbundbrücken – Praxisbericht zum Pilotprojekt**

Ansorge, Franz, Düren-Rost, Friedrich, Huckshold, Lebelt, Rademacher, Ungermann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 171: Bauwerksprüfung gemäß DIN 1076 – Unterstützung durch (halb-) automatisierte Bildauswertung durch UAV (Unmanned Aerial Vehicles – Unbemannte Fluggeräte)**  
Morgenthal, Rodehorst, Hallermann, Debus, Benz  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 172: Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken – Erfassung von Spannungszuständen in Spannbetonversuchsträgern mit Ultraschallsensoren**  
Niederleithinger, Werner, Galindo, Casares, Bertschat, Mierschke, Wang, Wiggenhauser  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 173: Vermeidung chloridinduzierter Korrosion in Tunnelinnenschalen aus Stahlbeton**  
Rudolph, Orgass, Schneider, Lorenz, Reichel, Schmidt  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

## 2022

**B 174: Kunststoffabdichtungen unter Brückenbelägen**  
Dudenhöfer, Rückert  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 175: Statische Vergleichsberechnung von gemauerten Gewölbebrücken zur Validierung des Entwurfs der neuen Nachrechnungsrichtlinie (Mauerwerk)**  
Purtak, Möbius  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 176: Erfahrungssammlung zu Fahrbahnübergängen aus Asphalt in geringen Abmessungen – Belagsdehnfugen**  
Staeck € 15,00

**B 177: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke Synchronisation von Sensorik und automatisierte Auswertung von Messdaten**  
Freundt, Böning, Fischer, Lau  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 178: Intelligente Brücke – Reallabor Intelligente Brücke im Digitalen Testfeld Autobahn**  
Windmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 179: Erarbeitung eines vereinfachten Nachweisformats für die Erdbebenbemessung von Brückenbauwerken in Deutschland**  
Bauer, Gündel, Ries, Karius, Honerboom, Haug  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 180: Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen – Einzelgabionen mit Steinfüllung**  
Schreck, Decker, Wawrzyniak  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 181: Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten**  
Maurer, Wentzek, Hegger, Adam, Rombach, Harter, Zilch, Tecusan  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 182: Building Information Modeling (BIM) im Brückenbau**  
Seitner, Probst, Borrmann, Vilgertshofer  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 183: Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln – Überprüfung der Annahmen und Parameter für Risikoanalysen**  
Kohl, Kammerer, Heger, Mayer, Brennerberger, Zulauf, Locher € 18,00

**B 184: Methodik und Prototyp für eine optimierte Planung von Ertüchtigung und/oder Ersatz wichtiger Brücken**  
Kindl, Stadler, Walther, Borrmann, Freitag  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 185: Bauwerksprüfung mittels 3D-Bauwerksmodellen und erweiterter/virtueller Realität**  
Hill, Bahlau, Butenhof, Degener, Klein, Kukushkin, Riedlinger, Oppermann, Lambracht, Mertens  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

## 2023

**B 186: Integration der Handlungsanweisungen Spannungsrissskorrosion und Koppelfugen in die Nachrechnungsrichtlinie**  
Zilch, Kriechbaum, Maurer, Heinrich, Weiher, Runtemund  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 187: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen**  
Friedrich € 18,00

**B 188: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke – Untersuchungsprogramm**  
Butz, Rill, Freundt, Böning, Werner, Fischer, Lau  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 189: Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie – Validierung erweiterter Nachweisformate zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken**  
Fischer, Thoma, Hegger, Schmidt  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

---

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG  
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen  
Tel. +(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-48

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

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

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.