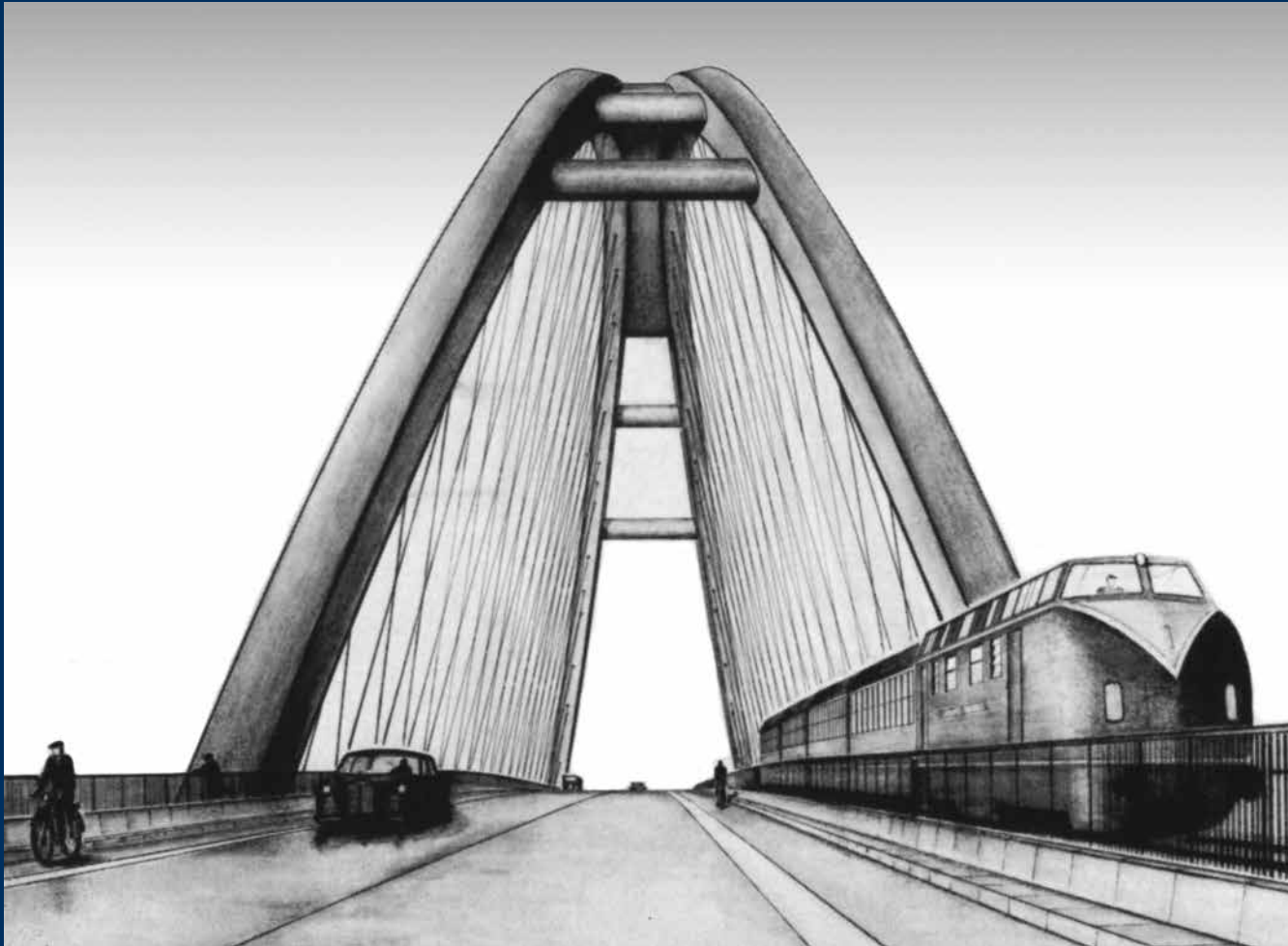




**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN Institut für Massivbau www.massivbau.tu-dresden.de



30. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

**PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN**

9./10. MÄRZ 2020

© 2020 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer, Angela Heller

Layout: Ulrich van Stipriaan

Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Fehmarnsundbrücke, Zeichnung von Gerd Lohmer
Broschüre Rotary und die Kunst / Gerd Lohmer
(aus dem Privatarchiv von Bettina Lohmer)

Druck: addprint AG, Am Spitzberg 8a, 01728 Bannewitz / Possendorf

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-625-1



Tagungsband

30. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau

Freunde des Bauingenieurwesens e.V.

TUDIAS GmbH

9. und 10. März 2020

Inhalt

Grußwort des Rektors	9
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen</i>	
Entwicklung des Instituts für Massivbau – Lehre und Forschung im Brückenbau an der TU Dresden	13
<i>Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
Die neue Erhaltungsstrategie des Bundes – Planung und Bau von Brücken auf den Hauptverkehrsrouten	27
<i>MR Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn</i>	
Brücken aus bewehrtem UHPC (Stahl-UHFB)	33
<i>Prof. Dr. Eugen Brühwiler, dipl. Ing. ETH/SIA, IABSE</i>	
Nutzung von Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) im ASTRA – Rückblicke und Perspektiven	47
<i>Stéphane Cuennet, Guido Biaggio</i>	
Neufassung der Nachrechnungsrichtlinie für Massivbrücken	57
<i>Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Viviane Adam M.Sc., Dr.-Ing. Frederik Teworte, Dr.-Ing. Naceur Kerkeni</i>	
Historische Eisenbahnbrücken – Denkmale im Netz	71
<i>Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx, Dipl.-Ing. Markus Köppel, Dipl.-Ing. Jens Müller</i>	
85 Jahre Autobahnbrückenbau – 30 Jahre Dresdner Brückenbausymposium	83
<i>Dipl.-Ing. Werner Buhl</i>	
Gerd Lohmer (1909–1981) Der Brückenarchitekt der Nachkriegszeit	101
<i>Prof. Cengiz Dicleli</i>	
Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen – Gesamtplanung des 8-streifigen Ausbaus der A1 zwischen Köln und Leverkusen	123
<i>Dipl.-Ing. (FH) Nicole Ritterbusch, Dr. sc. techn. Hans Grassl, Dominic Reyer, M.Sc.</i>	
Ein neuer Schritt im Großbrückenbau: Querverschub einer Verbundbrücke mit Pfeilern und Gründung bei der Talbrücke Rinsdorf im Zuge der A 45	139
<i>Dipl.-Ing. Roger Istel, Dipl.-Ing. Ralf Schubart</i>	
S-Bahn-Querung im neuen Stuttgarter Tiefbahnhof S21 – erstmaliger Einsatz von interner verbundloser Vorspannung bei der DB AG	149
<i>Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser, Dipl.-Ing. Angelika Schmid, Prof. Dr.-Ing. Christian Sodeikat</i>	
Reduzierte Bauzeit bei Ersatzneubauten von Straßenbrücken durch Carbonbeton	165
<i>Dr.-Ing. Sergej Rempel, Dipl.-Ing. (FH) Eugen Kanschin</i>	
Robust, wirtschaftlich und schön – der Entwurf von integralen Brücken	177
<i>Dipl.-Ing. Andreas Keil</i>	
Neubau der Busbrücke über den Bahnhof in Zwolle	191
<i>Dr.-Ing. Gerhard Setzpfandt, Tristan Wolvekamp MSc, Dipl.-Des. Marion Kresken</i>	
Katastrophen vermeiden: Brückenmonitoring mit einem Netzwerk leistungsstarker dreiachsiger MEMS-Beschleunigungssensoren	207
<i>Dipl.-Ing. Ulrich Dähne</i>	
Brückenvielfalt in Süddeutschland und den Alpen – Bericht zur Brückenexkursion 2019	213
<i>Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Dipl.-Ing. Philipp Riegelmann</i>	
Chronik des Brückenbaus	227
<i>Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	

Neufassung der Nachrechnungsrichtlinie für Massivbrücken

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger^{1,2}, Viviane Adam¹, M.Sc.,
Dr.-Ing. Frederik Teworte², Dr.-Ing. Naceur Kerkeni²

1 Einleitung

Bei der Beurteilung der Standsicherheit bestehender Stahl- und Spannbetonbrücken ergeben sich auf Grundlage aktuell gültiger Bemessungsansätze in vielen Fällen konservative Tragfähigkeiten. Insbesondere die Querkrafttragfähigkeit von Bauwerken mit vergleichsweise geringen Querkraftbewehrungsgraden in den hoch vorgespannten Hauptträgern wird im Zuge der Nachrechnung teilweise erheblich unterschätzt. Infolgedessen wird der Zustand der betroffenen Bestandsbrücken schlechter eingeschätzt als wahrscheinlich erforderlich. Als Gründe für die rechnerischen Tragfähigkeitsdefizite sind vor allem das gestiegene Verkehrsaufkommen und die im Laufe der Zeit erhöhten Anforderungen an die bauliche Durchbildung der Bauwerke zu nennen. Der Großteil der Brücken des Bundesfernstraßennetzes wurde vor 1985 gebaut (Bild 1, blaue Markierungen).

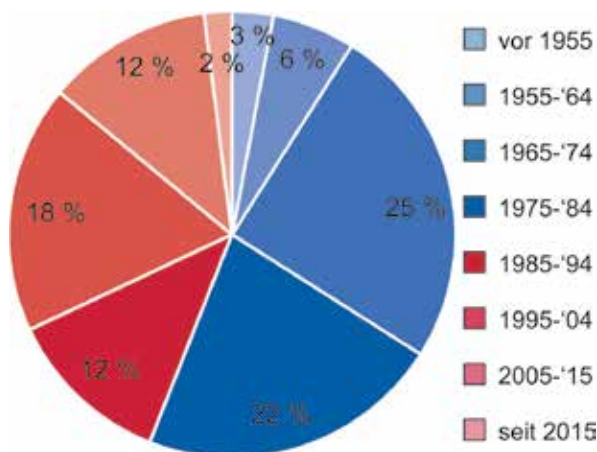


Bild 1 Altersstruktur der Bestandsbrücken der Bundesrepublik nach [1]
Grafik: IMB, RWTH Aachen

Seitdem gab es zahlreiche Änderungen der Normen, sodass insbesondere die Bewehrungsführung im Bestand eine Anwendung der dem Eurocode 2 [2–5] zugrundeliegenden Modelle (z. B. [6–8]) nicht ohne Weiteres zulässt. Zudem waren in Hinblick auf den Schwerlastverkehr im Laufe der vergangenen Jahrzehnte

erhebliche Steigerungen zu verzeichnen. Gemäß aktuellen Studien sind weitere Güterverkehrssteigerungen zu erwarten [9], wie Bild 2 zeigt. Ein großer Teil der Bestandsbrücken wurde allerdings noch für das Lastmodell BK60 [10] bemessen.

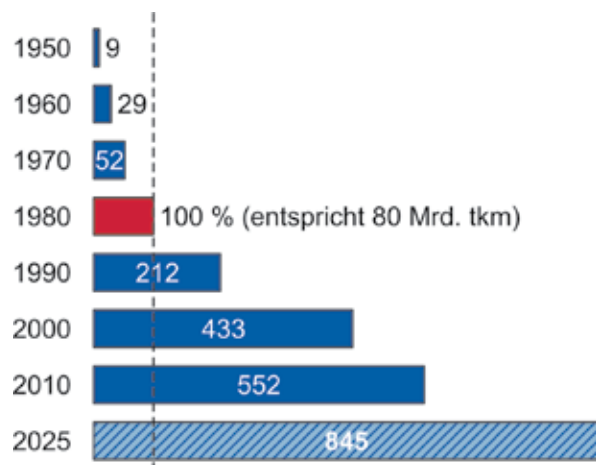


Bild 2 Entwicklung der Beförderungsleistung auf Bundesfernstraßen nach [11]
Grafik: IMB, RWTH Aachen

Neben den gestiegenen Anforderungen hinsichtlich der Einwirkungen gab es im Laufe der Zeit weitere Modifikationen in der Brückenbemessung, die bei der Nachrechnung von Bestandsbauwerken zu rechnerischen Defiziten führen können. Beispielsweise kam es erst in den 1960er Jahren erstmals zur Festlegung eines Mindestquerkraftbewehrungsgrades für das Haupttragsystem [12]. Weiterhin wurde der Temperaturlastfall ΔT_M erst seit den 1970er Jahren berücksichtigt [13]. Darüber hinaus erfolgten verschiedene Anpassungen der Bemessungsansätze für Querkraft. Bei der Nachrechnung entsprechender Brücken gemäß DIN-Fachbericht 102 [14] ergeben sich daher rechnerisch deutlich höhere erforderliche Querkraftbewehrungsgrade im Vergleich zu den tatsächlich in den Stegen vorhandenen [15]. Hinzu kommt der allgemein schlechte Gesamtzustand vieler Bestandsbrücken infolge des hohen Alters und der hohen Verkehrsbelastung [16].

¹ Institut für Massivbau, RWTH Aachen University

² H+P Ingenieure GmbH, Aachen

Die Nachrechnungsrichtlinie [17] lässt einige Modifikationen der Querkraft- und Torsionsnachweise zu, die teilweise in den alten Normengenerationen [13, 18] üblich waren. Andere Modifikationen, die im Rahmen von Gutachten angewendet werden, wurden in der Nachrechnungsrichtlinie nicht berücksichtigt, da sie noch nicht hinreichend verifiziert schienen, s. Abschn. 2. Außerdem gibt es in einigen Fällen keine einheitlichen Regelungen, sondern deren Auslegung liegt weitgehend im Ermessen des Anwenders, wie z. B. bei der Abminderung der Torsionssteifigkeit des Längssystems. Daher wurden in einem Forschungsvorhaben kurzfristige Lösungen zur Modifikation bestehender Bemessungsansätze auf Grundlage bisher durchgeführter Forschungsvorhaben und gesammelter Erfahrungen bzw. Gutachten zur Nachrechnung von Bestandsbrücken erarbeitet [19]. In einem weiteren Forschungsvorhaben wurden dann verfeinerte Bemessungsansätze für Querkraft und Torsion mit mechanischem Hintergrund hergeleitet und verifiziert [20]. Ziel war die weitergehende Klärung grundsätzlicher Fragestellungen hinsichtlich der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit älterer Bestandsbrücken aus Stahl- und Spannbeton, um eine genauere rechnerische Abbildung der Traglastreserven zu ermöglichen. Diese erweiterten Nachweise für die Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie, die für die 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie vorgesehen sind, werden im Folgenden vorgestellt.

Lässt sich trotz der verfeinerten Berechnungsansätze keine ausreichende rechnerische Tragfähigkeit nachweisen, kann in Abhängigkeit der verkehrlichen Bedeutung und der örtlichen Randbedingungen eine genauere Untersuchung in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie erfolgen. Nichtlineare FE-Berechnungen ermöglichen neben dem Nachweis der Standsicherheit die Untersuchung des Bauteiltragverhaltens, sodass basierend auf der ermittelten Versagensankündigung gezielte Maßnahmen zur Bauwerkprüfung definiert werden können. Die Anwendung einer nichtlinearen FE-Berechnung wird in diesem Beitrag anhand eines Plattenbalkenquerschnitts und einer Hohlkastenbrücke dargestellt.

2 Querkrafttragfähigkeit nach EC 2 [2–5] und DIN FB 102 [14]

2.1 Allgemeines

Nach aktuellen normativen Vorgaben wird bei der Querkraftbemessung zwischen Bauteilen

mit und ohne Querkraftbewehrung unterschieden. Dabei weisen balkenförmige Bauteile stets eine Mindestquerkraftbewehrung auf, während Stahlbetonplatten auch ohne Querkraftbewehrung zulässig sind. Zudem ist bei Platten in Ortbetonbauweise eine Ausführung ohne Querkraftbewehrung aus baupraktischer Sicht vorzuziehen, um den hohen Aufwand bei deren Einbau zu vermeiden.

2.2 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

2.2.1 Schubzugversagen

Für einen ungerissenen Betonquerschnitt können die Hauptspannungen nach der technischen Mechanik unter Annahme eines ebenen Spannungszustandes und linear-elastischer Materialgesetze bestimmt werden. Ein Versagen des Querschnitts tritt nicht ein, wenn die Hauptdruckspannungen die zulässige Betondruckfestigkeit und die Hauptzugspannungen die zulässige Betonzugfestigkeit nicht überschreiten. Ein Schubzugversagen tritt dann ein, wenn die schiefen Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit vor der Biegerissbildung überschreiten, d. h., Schubrisse treten vor der Biegerissbildung auf. Dies kann insbesondere bei profilierten Bauteilen mit Vorspannung oder äußeren Drucknormalkräften der Fall sein.

2.2.2 Biegeschubversagen

Der aktuelle Bemessungsansatz für Querkraft ohne Querkraftbewehrung (Biegeschubversagen) nach EC 2 basiert auf dem Ansatz aus Model Code 1990 [21], der auf empirische Untersuchungen aus den 1960er Jahren zurückgeht [22]. Anhand von knapp 200 Querkraftversuchen und theoretischen Vorüberlegungen zu potentiellen Einflussgrößen wurde über Regressionsanalysen ein Produktansatz für schlanke Bauteile hergeleitet, der aufgrund nachträglicher Auswertungen weiterer Versuche an gedrungenen Bauteilen leicht modifiziert wurde [23]. Bei der Überführung in MC 90 wurde ein Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts ergänzt, der bis heute Anwendung findet. Dieser Ansatz wurde später ohne wesentliche Änderungen, abgesehen von der Vernachlässigung des Parameters für die Schubschlankheit, in den EC 2 übernommen.

2.3 Bauteile mit Querkraftbewehrung

Dem Querkraftbemessungsansatz für Bauteile mit Querkraftbewehrung nach EC 2 mit Nationalem Anhang für Deutschland liegt ein Fachwerkmodell mit Rissreibung zugrunde [7]. Entlang der im Winkel β_r verlaufenden Schubrisse können in diesem Modell zusätzliche Kräfte infolge Rissreibung übertragen werden. Dadurch ergeben sich rechnerisch kleinere Druckstrebenwinkel Θ . Aufgrund des unterschiedlichen Rissverhaltens von Bauteilen ohne und mit Querkraftbewehrung entspricht der Betontraganteil beim Nachweis für Bauteile mit Querkraftbewehrung nicht der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung umfasst sowohl den Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit als auch den Nachweis der Zugstreben, der bei Bauteilen mit niedrigen Schubbewehrungsgraden aufgrund der nicht voll ausgenutzten Druckstrebentragfähigkeit maßgebend wird. Experimentelle Untersuchungen haben ergeben, dass nach dem Ausfall der Rissreibung Umlagerungen auf andere Traganteile stattfinden, sodass die aus dem Fachwerkmodell mit Rissreibung errechnete Traglast insbesondere bei Bauteilen mit geringen Schubbewehrungsgraden die tatsächliche Bruchlast unterschätzt [24, 25].

3 Zusätzliche Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie

3.1 Querkraft

3.1.1 Hauptspannungsnachweis

Für die Ergänzung [26] der Nachrechnungsrichtlinie aus 2011 [17] wurde zur Vereinfachung der Nachweisführung und Vermeidung von iterativen Berechnungen vorgeschlagen, den Querkraftnachweis als Hauptzugspannungsnachweis zu führen [19, 27, 28], der für die unterschiedlichen Schnittgrößenkombinationen in mehreren Abschnitten entlang der Bauteilhöhe zu führen ist.

Die zusätzlichen Festlegungen beruhen auf Untersuchungen in [29, 30]. 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. Außerdem ist für Spannbetonbauteile mit einem vorhandenen Querkraftbewehrungsgrad von mindestens etwa 50 % der nach

DIN FB 102 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung nach den Bauteilversuchen kein sprödes Versagen zu erwarten. Da 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 empfohlen. Die zulässigen Betondruckspannungen dürfen für Querkraftbewehrungsgrade zwischen dem 0,5- und dem 1,0-Fachen der Mindestquerkraftbewehrung linear interpoliert werden. Für Bauteile, in denen weniger als das 0,5-Fache der Mindestquerkraftbewehrung enthalten ist, wurde ein Abminderungsbeiwert für die Betonzugfestigkeit von $\alpha_{ct} = 0,85$ eingeführt, um der Gefahr eines 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 nach Versuchen noch ausreichende Tragreserven nach der Schubrissbildung existieren [31].

3.1.2 Modifiziertes Fachwerkmodell mit Rissreibung

Wie zuvor beschrieben, erfolgt im Nationalen Anwendungsdokument für Deutschland eine Beschränkung der Druckstrebenneigung 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, was jedoch häufig wegen der zusätzlichen Begrenzung durch das Rissreibungskriterium nicht möglich ist oder kaum Traglaststeigerung ergibt.

3.2 Torsion

Die Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Systemen hängt von den Steifigkeitsverhältnissen im Querschnitt ab. In Untersuchungen konnte nachgewiesen werden, dass das Tragverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch eine Abminderung der Torsionssteifigkeit der Hauptträger infolge Rissbildung realitätsnah abgebildet wird [19, 32]. In der ersten Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie wurde daher unter Berücksichtigung einer

Fallunterscheidung festgelegt, dass bei der Schnittgrößenermittlung mehrstegiger Plattenbalkenbrücken die Torsionssteifigkeit ohne weiteren Nachweis abgemindert werden darf.

4 Vorschläge für Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie

4.1 Allgemeines

Zur Bewertung älterer Brücken bestanden weiterhin einige offene Fragen. Daher wurden in einem weiteren Forschungsprojekt experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt [20]. Hierfür wurden unter anderem Versuche an elf großformatigen Spannbetondurchlaufträgern [33–35] und Spannbetonträgerausschnitten [36] 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 [37–39]. Daher wurde ein erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil hergeleitet, das die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringem Bügelbewehrungsgrad wirtschaftlicher abbilden kann als aktuelle Ansätze [40]. Weiterhin wurde ein Ansatz zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung formuliert [20]. Zudem wurden Möglichkeiten zur rechnerischen Anwendbarkeit von heute nicht mehr zulässigen Bügelformen in Bestandsbrücken vorgeschlagen.

4.2 Erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil

4.2.1 Allgemeines

Bereits zu Beginn des 20. Jahrhunderts wurde auf Basis von Versuchsergebnissen vermutet, dass zusätzlich zur Tragfähigkeit der Bügel ein Betontraganteil existiert [41]. Die Addition eines Betontraganteils, der dem Anteil eines unbewehrten Bauteils entspricht, war auch in den Regeln von Model Code 1978 [42] enthalten. Zudem wird im Model Code 2010 [43] als Level-III-Ansatz ein additiver Betontraganteil vorgeschlagen, der mit der Querkrafttragfähig-

keit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung identisch ist.

Versuchskörper mit geringen Querkraftbewehrungsgraden wiesen beim Versagen einen einzelnen konzentrierten Schubriss und keine gleichmäßig verteilten Schubrisse wie bei Bauteilen mit höheren Schubbewehrungsgraden auf. Zudem verläuft dieser Schubriss nicht gerade, sondern – wie für Bauteile ohne Querkraftbewehrung charakteristisch – gekrümmt (z. B. [44, 45]). Weiterhin zeigen Versuchen an Spannbetonträgern, dass eine Berücksichtigung der veränderlichen Druckzonenhöhe bei Ermittlung der Querkrafttragfähigkeiten zutreffendere Ergebnisse liefert (z. B. [31, 46, 47]). Diese Beobachtungen belegen, dass ein kontinuierlicher Übergang des Tragverhaltens von Trägern ohne zu Trägern mit geringer Querkraftbewehrung existiert. Da es bisher noch keine vollumfänglich abgesicherte physikalische Theorie des Querkraftversagens von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung gibt, die eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit Versuchsdatenbanken liefert, ist eine Lösung mit einem empirischen Modell für den additiven Betontraganteil plausibel.

4.2.2 Berechnungsvorschlag

Die Hintergründe des Modells werden unter anderem in [40] erläutert. Zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wurde der bisherige Ansatz nach Gl. 6.2a aus dem DIN FB 102 übernommen. Auf Grundlage einer Datenbankauswertung wurden lediglich die Beiwerte k_1 zur Berücksichtigung der günstigen Wirkung von Drucknormalspannungen infolge Vorspannung angepasst. Eingetragen im Plastizitätskreis ergeben sich u. a. die in Bild 3 dargestellten Fälle.

Die in schwarz dargestellten Linien zeigen das Fachwerkmodell für verschiedene Druckstrebenwinkelneigungen. Für bspw. $\cot \Theta = 2,5$ ergibt sich Linie (1). Die rot dargestellten Linien (2) und (3) zeigen Möglichkeiten für das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil für unterschiedliche Winkel β_r . Da rechnerisch Wertebereiche außerhalb des Plastizitätskreises möglich sind, wird $\cot \beta_r$ begrenzt, Linie (3).

Für weitere Informationen wird an dieser Stelle auf [20] verwiesen. Das hier vorgestellte Modell ermöglicht einen rechnerisch fließenden Übergang von Bauteilen ohne zu Bauteilen mit Querkraftbewehrung.

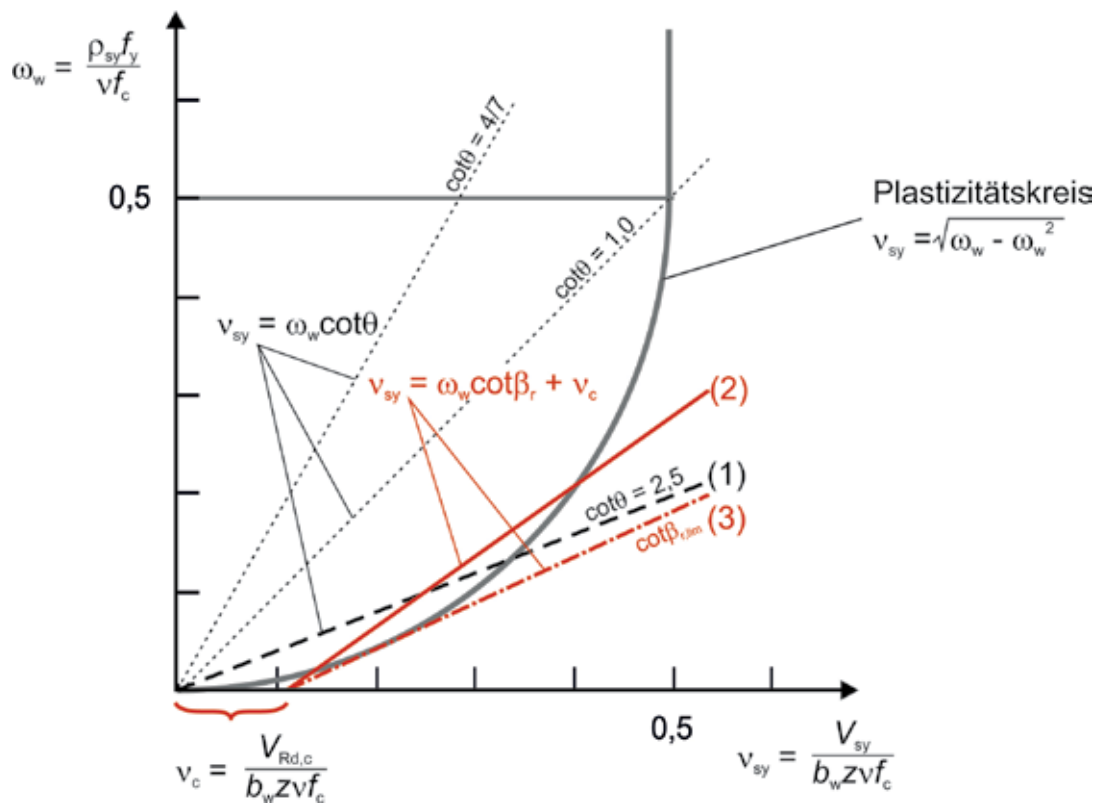


Bild 3 Plastizitätskreis mit (1) Begrenzung des Druckstrebenwinkels Θ auf $\cot \Theta = 2,5$ und (2)/(3) Fachwerkmodelle mit Betontraganteil
 Grafik: nach [20], IMB, RWTH Aachen

5 Anwendungsbeispiel zur Nachrechnung in Stufe 4

5.1 Allgemeines

Im Rahmen der Nachrechnung von Bestandsbrücken in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie lässt sich, trotz der verfeinerten Berechnungsansätze, häufig keine ausreichende rechnerische Querkraft- und Torsionstragfähigkeit nachweisen. Zur Sicherstellung der Tragfähigkeit des Bauwerks kann eine entsprechende Verstärkungsmaßnahme vorgesehen werden. Alternativ kann eine genauere rechnerische Untersuchung der Brücke in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie erfolgen.

Die Nachrechnung in Stufe 4 ist insbesondere sinnvoll, wenn aufgrund der verkehrlichen Bedeutung des Bauwerks im Straßennetz kompensatorische Einschränkungen bis zur Fertigstellung der Verstärkungsmaßnahme (z. B. Spersperrung, Gewichtsbeschränkung, Sperrung für Schwertransporte) nicht vertretbar sind. Darüber hinaus kann eine solche Berechnung zielführend sein, wenn eine bauliche Verstärkung bzw. ein Ersatzneubau aufgrund der örtlichen Randbedingungen (z. B. Lichtraumprofile) oder der Kombination vorhande-

ner rechnerischer Defizite nicht ohne weiteres möglich ist.

Die Berechnung in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie umfasst die Nachweisführung unter Anwendung wissenschaftlicher Methoden. Hierzu gehören neben verfeinerten analytischen Ansätzen [48, 49] unter anderem räumliche nichtlineare Finite-Elemente Berechnungen. Da in der Regel eine Überprüfung und Validierung einer Berechnung in Stufe 4 nur durch andere wissenschaftliche Methoden möglich ist, ist eine Kombination der verschiedenen Berechnungsansätze zielführend.

Nichtlineare Finite-Elemente Berechnungen ermöglichen eine Untersuchung des Bauteiltragverhaltens nach Schubrissbildung unter Berücksichtigung möglicher Umlagerungsreserven im Zustand II. Darüber hinaus können basierend auf der Ermittlung des rechnerischen Ankündigungsverhaltens bis zum Versagen (z. B. Rissentwicklung) gezielte Maßnahmen zur Überprüfung des Bauwerks definiert werden. Im Folgenden wird die Anwendung anhand eines Bauwerks mit rechnerischen Tragfähigkeitsdefiziten aufgezeigt, zu dem im Rahmen von gutachterlichen Stellungnahmen

und der statischen Prüfung von Brückennachrechnungen durchgeführt wurden.

5.2 Berechnung eines Plattenbalkenquerschnitt

5.2.1 Vorstellung des Bauwerks

Das im Jahr 1959 errichtete Bauwerk dient der Überführung der BAB über eine Eisenbahntrasse und wurde für die Brückenklasse 60 nach DIN 4227 [50] bemessen. Der schiefwinklige Ort betonüberbau wurde als längsvorgespannter Einfeldträger ausgebildet. Die Gesamtlänge des Überbaus beträgt 31,2 m bei Stützweiten von 30,1 m. Die Konstruktionshöhe des 13,35 m breiten sechsstegigen Plattenbalkenquerschnitts beträgt im Regelbereich 1,44 m. Der Überbau besitzt Endquerträger in beiden Auflagerachsen und Feldquerträger in den Viertelpunkten.

Am östlichen Widerlager werden die Kräfte in Brückenlängsrichtung über längsfeste Lager abgetragen. In Querrichtung werden die Kräfte über querfeste Lager in einer Längsachse aufgenommen. An den übrigen verschieblichen Auflagerpunkten liegt der Überbau auf Kalottenlagern auf.

Eine vorhergehende Nachrechnung des Bauwerks gemäß Nachrechnungsrichtlinie in den Stufen 1 und 2 für das Ziellastniveau BK 45 nach DIN 1072 [51] mit Fahrbahneinengung ergab deutliche rechnerische Defizite der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit der Längsträger.

5.2.2 Bauwerksmodellierung

Die statische Berechnung und Nachweisführung nach Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie erfolgte mit Hilfe der nichtlinearen FEM-Software Limfes [52]. Dazu wurde der Überbau unter Berücksichtigung aller Voutungen und Querschnittsänderungen als räumliches Volumenmodell abgebildet. Bild 4 zeigt einen Ausschnitt des dreidimensionalen Volumenmodells.

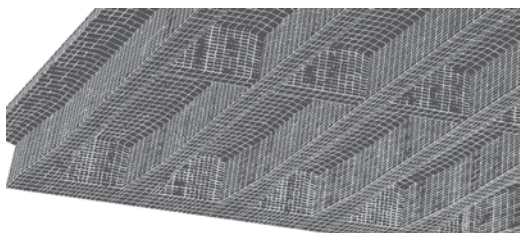


Bild 4 Bauwerksabbildung im FE-System Limfes
Grafik: H+P Ingenieure

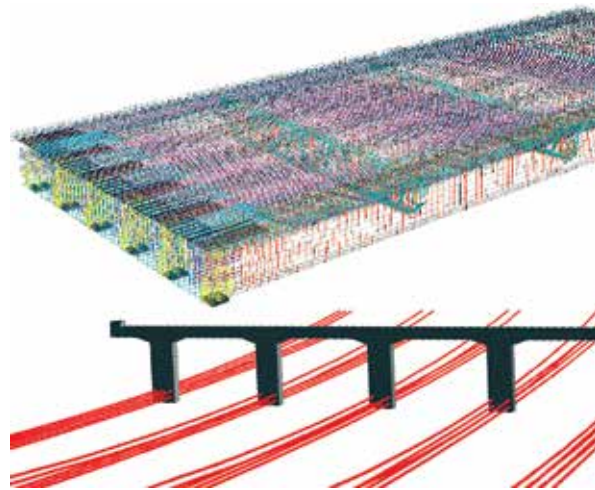


Bild 5 Betonstahlbewehrung der gesamten Brücke (oben) und parabelförmige Spannglieder in Feldmitte (unten)

Grafik: H+P Ingenieure

Die vorhandene Betonstahl- und Spannstahlbewehrung wurde gemäß den Bestandsplänen diskret eingegeben (Bild 5). Hierbei wurde neben der Längs- und der Querbewehrung der Fahrbahnplatte sowie der vorhandenen Bügelbewehrung in den Stegen auch die Spaltzugbewehrung der Spannglieder implementiert.

Das nichtlineare Werkstoffverhalten des Betons wurde unter Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit durch das *Microplane*-Modell [53] beschrieben. Zur Abbildung der Bewehrungs- und Spannstahlelemente wurden elastisch-plastische Materialmodelle verwendet.

5.2.3 Berechnungsablauf

Ziel der Untersuchung war es, die rechnerische Tragfähigkeit des Brückenüberbaus unter der maximalen Beanspruchung (Querkraft und Torsion mit zugehöriger Biegung) für die maßgebende Stelle nachzuweisen. Dieser Nachweis ist erbracht, wenn sich bei der Berechnung unter der maßgebenden Bemessungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit

- ein stabiles Gleichgewicht einstellt und
- die Grenzdehnungen (Beton, Beton- und Spannstahl) eingehalten sind.

Dann kann gemäß DIN-Fachbericht 102 [14] davon ausgegangen werden, dass der Widerstand des Tragwerks gegen Versagen mit ausreichender Sicherheit gegeben ist. Das Sicherheitsniveau gemäß DIN FB 102 setzt sich aus



Bild 6 Ausbaulasten (links) und maßgebende Verkehrslaststellung (rechts)

Grafik: H+P Ingenieure

der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation zuzüglich des einheitlichen Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma_R = 1,3$ für die Baustoffkennwerte zusammen (vgl. DIN FB 102, Kap. A.2.1).

Zur Nachweisführung in Stufe 4 werden vorab die relevanten Laststellungen auf Basis der Ergebnisse aus Stufe 2 identifiziert. In Bild 6 sind die Ausbaulasten und die für die nichtlineare Berechnung maßgebende Verkehrslaststellung dargestellt.

Bei der nichtlinearen Systemanalyse werden alle Lasten unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte in einem Lastfall betrachtet, da das Superpositionsprinzip nicht gültig ist. Die Lastaufbringung in einer nichtlinearen FE-Berechnung erfolgt hierbei schrittweise. Zunächst wurden alle ständigen Lasten und die Vorspannung aufgebracht. Danach erfolgte analog zu den ständigen Lasten schrittweise die Aufbringung der Verkehrslast, sodass das Gebrauchstauglichkeitsniveau (LS GZG) erreicht wird. In den anschließenden Lastschritten wurden die ständigen Lasten und die Verkehrslast auf die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte von 1,35 bzw. 1,5 gesteigert. Zur Sicherstellung des nach DIN FB 102 geforderten Sicherheitsniveaus muss diese Laststufe mit dem einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert der Baustoffkennwerte von 1,3 beaufschlagt werden. Die Laststellung LS GZT bildet damit das Tragfähigkeitsniveau nach DIN Fachbericht [14, 54] ab. Alle weiteren Laststufen darüber hinaus dienen der Untersuchung eventueller Tragsicherheitsreserven.

5.2.4 Ergebnisse

Das angestrebte Sicherheitsniveau unter Berücksichtigung des globalen Teilsicherheitsbeiwerts von $\gamma_R = 1,3$ wurde erreicht. Die anschließende Steigerung der Verkehrslast bis zum Versagenszustand führte zu deutlichen Verformungen und Rissen. In Bild 7 sind die Hauptdehnungen ϵ_1 in Hauptzugspannungsrichtung des Bauwerks im rechnerischen Grenzzustand

der Tragfähigkeit und im Bruchzustand dargestellt. Der Hauptdehnungsverlauf kann hierbei dem Rissbild gleichgesetzt werden.

Unter den im GZT nach DIN FB anzusetzenden γ -fachen Lasten stellt sich eine Biegerissbildung im Feldbereich in den Stegen ein. Hierbei weist der Randsteg die größten Hauptzugdehnungen auf. Eine beginnende diagonale Schubrissbildung im Randsteg ist im Bereich des letzten Feldquerträgers festzustellen. Die Erhöhung der Verkehrslast führt bis zum Versagen sowohl zu einem deutlichen Wachstum dieses Schubrisses als auch zur Bildung zusätzlicher Schubrisse im Randsteg und den benachbarten Innenstegen. Die zweischrittige Bügelbewehrung ($f_{yk} = 240 \text{ N/mm}^2$) des Randsteges erreicht im Bereich der kreuzenden Schubrisse die Streckgrenze. Die große Laststeigerung zwischen rechnerischem GZT und Versagenszustand zeigt hierbei die Umlagerungsmöglichkeiten der Einwirkungen trotz des Fließens der Bügelbewehrung. Die damit verbundenen großen Verformungen des Überbaus resultieren in hohen Betonstauchungen. Die lokale Überschreitung der zulässigen Betondruckstauchungen ($\epsilon_c > 3,5 \text{ ‰}$) führt letztendlich zu einem Systemversagen, wobei vorher eine ausgeprägte Versagensankündigung oberhalb des nach DIN FB 102 geforderten Sicherheitsniveaus vorliegt.

Neben dem rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit unter kombinierter Querkraft-, Torsions- und Biegebeanspruchung konnten durch die Ermittlung des Ankündigungsverhaltens die für Brückenprüfungen relevanten Trägerbereiche mit zugehörigen, kritischen Rissbildern identifiziert werden.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Zur Erweiterung der Querkraftnachweise in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie wurde das angepasste Fachwerkmodell aus [40] modifiziert, um den formalen und mechanischen

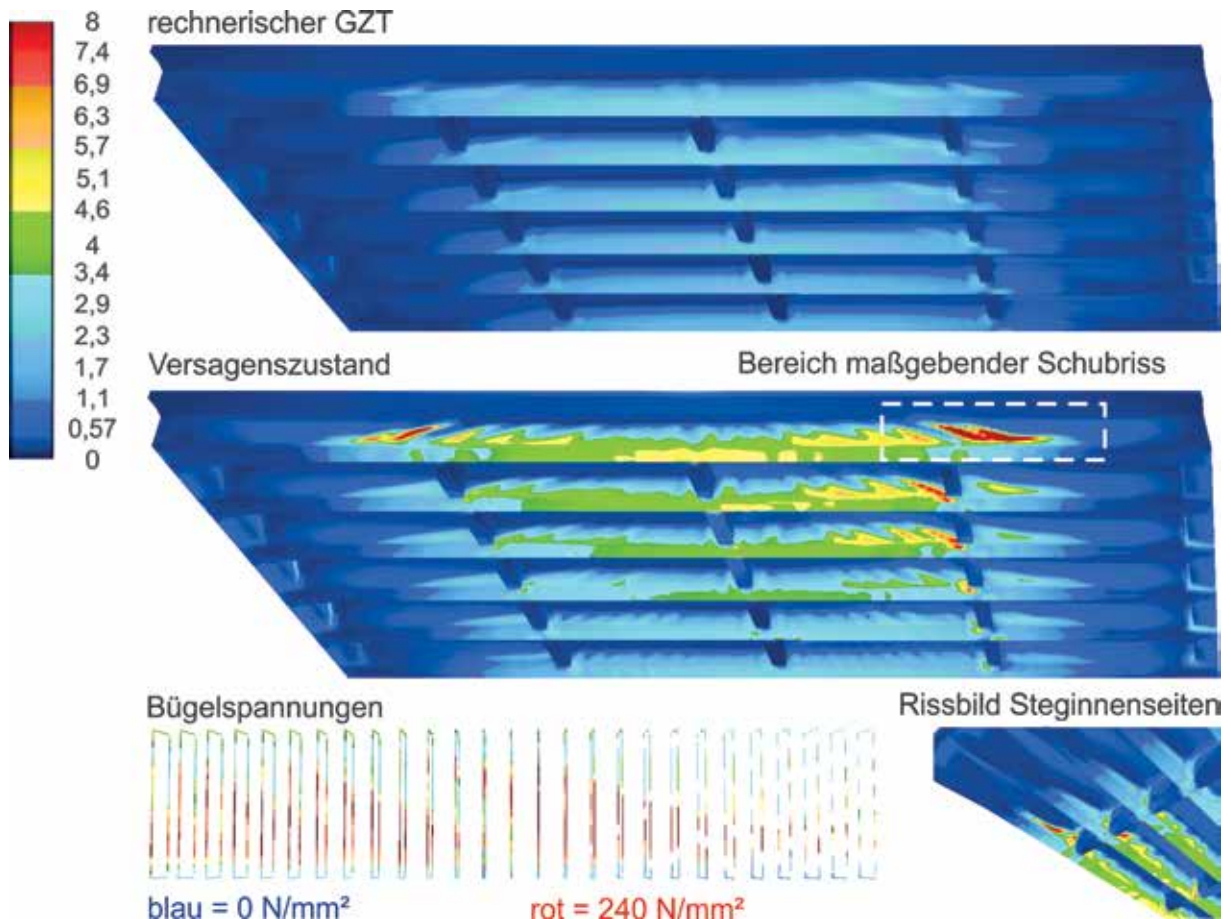


Bild 7 Hauptdehnung ϵ_1 im GZT und im Versagenszustand (oben, unten rechts) und Bügelspannungen im Versagenszustand (unten links) Grafik: H+P Ingenieure

Anforderungen gerecht zu werden. Die Ergebnisse wurden auf Basis theoretischer und experimenteller Untersuchungen erarbeitet. Dabei konnte gezeigt werden, dass insbesondere für Brückenträger mit geringen Querkraftbewehrungsgraden zutreffendere rechnerische Querkrafttragfähigkeiten bei Ansatz eines Fachwerkmodells mit Betontraganteil erzielt werden können. Der Betontraganteil wurde so definiert, dass sich ein stetiger Übergang von Bauteilen ohne zu Bauteilen mit Querkraftbewehrung ergibt.

Die Nachrechnung in Stufe 4 ist insbesondere sinnvoll, wenn aufgrund der verkehrlichen Bedeutung des Bauwerks im Straßennetz kompensatorische Einschränkungen nicht vertretbar sind oder die Defizite und örtlichen Randbedingungen eine Verstärkung nicht ermöglichen. Zurzeit können beispielsweise nichtlineare FE-Berechnungen, das erweiterte Druckbogenmodell oder die *Modified Compression Field Theory* angewendet werden. Mit allen Verfahren lassen sich hohe rechnerische Tragreserven ermitteln, da sie das nichtlineare Materialverhalten und das Systemtrag-

verhalten zutreffender erfassen als eine vereinfachte Nachweisführung. Da in der Regel eine Überprüfung einer solchen Berechnung nur durch andere wissenschaftliche Methoden möglich ist, ist eine Kombination der verschiedenen Berechnungsansätze zielführend. Nichtlineare FE-Berechnungen liefern neben dem Nachweis der Standsicherheit tiefere Einblicke in das Bauteiltragverhalten, die es erlauben, gezielte Maßnahmen zur Überprüfung der Versagensankündigung am Bauwerk zu definieren.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Bericht „Stand der Modernisierung von Straßenbrücken der Bundesfernstraßen“. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur. Berlin, 2018
- [2] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Re-

- geln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010
- [3] 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
- [4] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [5] DIN EN 1992-2/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln
- [6] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). Erschienen in der Schriftenreihe des DAfStb, Heft Nr. 600, Berlin: Beuth, 2012
- [7] Reineck, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. *Bauingenieur* 76 (2001) 4, 168–179
- [8] Hegger, J.; Görtz, S.: Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (2006) 9, 695–705, 11 S. – DOI: 10.1002/best.200600498
- [9] Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr – Eine Bestandsaufnahme. *Bauingenieur* 85 (2010) 1, S. 1–9
- [10] DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen
- [11] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen. Bericht, Berlin, 2013
- [12] Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Richtlinie: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 (1953) für Brücken aus Spannbeton. 1969
- [13] DIN 4227-1:1979-12: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung
- [14] DIN-Fachbericht 102:2009-03: DIN-Fachbericht 102 – Betonbrücken
- [15] Maurer, R.; Bäättjer, G.: Sicherheit von Spannbetonbrücken – Entwicklung von Konstruktions- und Bemessungsgrundsätzen in Deutschland. *Bauingenieur* 82 (2007) 1, 14–24
- [16] Zilch, K.; Weiher, H.: Untersuchung des Zustands der deutschen Spannbetonbrücken. In: Zilch, K. (Hrsg.): Tagungsband zum 10. Münchner Massivbau-Seminar, München: TUM, 2006, 18 S.
- [17] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). 2011
- [18] Bertram, D.: Erläuterungen zu DIN 4227 Spannbeton. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft Nr. 320, Berlin: Beuth, 1989
- [19] Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K.; Rombach, G.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – Kurzfristige Lösungsansätze. Institutsbericht 326/2013 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen University, Fördernummer FE 15.0482/2009/FRB, 2014
- [20] Hegger, J.; Maurer, R.; Fischer, O.; Zilch, K.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze. Institutsbericht 398/2017 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen University, Fördernummer FE 15.0591/2012/FRB, 2018
- [21] Euro-International Committee for Concrete (Hrsg.): CEB-FIP Model Code 1990. Design code. Bulletin d'Information / Comité Euro-International du Béton 213/214. London: Telford, 1993, 437 S.
- [22] Zsutty, T. C.: Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data. *ACI Journal* 65 (1968) 6, S. 943–951
- [23] Zsutty, T. C.: Shear Strength Prediction for Seperate Categories of Simple Beam Tests. *ACI Journal* 68 (1971) 2, S. 138–143
- [24] Görtz, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Diss., RWTH Aachen, 2004
- [25] Herbrand, M.; Kueres, D.; Claßen, M.; Hegger, J.: Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand. *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016) 2, S. 58–67 – DOI: 10.1002/best.201500055
- [26] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Abteilung Straßenbau (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 1. Ergänzung. 2015
- [27] Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K.; Herbrand, M.; Kolodziejczyk, A.; Dunkelberg, D.: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbrü-

- cken im Bestand. *Bauingenieur* 89 (2014), S. 500–510
- [28] Hegger, J.; Marzahn, G.; Teworte, F.; Herbrand, M.: Zur Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015) 2, S. 2–95 – DOI: 10.1002/best.201400106
- [29] 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 B, Brücken- und Ingenieurbau* 109, Hannover, Bremen: Technische Informationsbibliothek u. Universitätsbibliothek, Fachverl. NW, 2014, 90 S.
- [30] Herbrand, M.; Classen, M.: Shear tests on continuous prestressed concrete beams with external prestressing. *Structural Concrete* 16 (2015) 3, S. 428–437 – DOI: 10.1002/suco.201400082
- [31] Herbrand, M.; Hegger, J.: Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss einer externen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Durchlaufträger. *Bauingenieur* 88 (2013) 12, S. 428–437
- [32] Kolodziejczyk, A.: Untersuchungen zum Kippen schlanker Stahlbeton- und Spannbetonträger beliebiger Geometrie mit der nichtlinearen FEM. Diss., TU Dortmund, 2015
- [33] Herbrand, M.; Classen, M.; Adam, V.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Rechteck- und I-Querschnitt. *Bauingenieur* 92 (2017) 11, S. 465–473
- [34] Gleich, P.; Maurer, R.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Plattenbalkenquerschnitt. *Bauingenieur* 93 (2018) 2, S. 68–72
- [35] Herbrand, M.; Adam, V.; Hegger, J.: Shear Tests on Prestressed Concrete Continuous Beams. In: Kim, Y. J.; Myers, J. J.; Nanni, A. (Hrsg.): *Advances in Concrete Bridges: Design, Construction, Evaluation and Rehabilitation*. Special Publication 333 (2018), S. 119–134
- [36] Schramm, N.; Fischer, O.; Scheufler, W.: Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit. *Bauingenieur* 94 (2019) 1, S. 9–20
- [37] 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. *Structural Concrete*, 16 S., first publ. online: 14.8.2019 – DOI: 10.1002/suco.201900085
- [38] Huber, P.; Kratzer, K.; Huber, T.; Kleiser, M.; Kollegger, J.: Rechnerische Beurteilung der Schubtragfähigkeit einer Spannbetonbrücke mit geringem Querkraftbewehrungsgrad. *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016) 11, S. 706–715 – DOI: 10.1002/best.201600050
- [39] Huber, P.; Kromoser, B.; Huber, T.; Kollegger, J.: Experimentelle Untersuchung zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung. *Bauingenieur* 91 (2016) 6, S. 238–247
- [40] Herbrand, M.: *Shear Strength Models for Reinforced and Prestressed Concrete Members*. Diss., RWTH Aachen University, 2017
- [41] Talbot, A. N.: Tests of reinforced concrete beams: resistance to web stresses. Series of 1907 and 1908, 1909, Bericht, University of Illinois, 96 S.
- [42] Euro-International Committee for Concrete (Hrsg.): *CEB-FIP Model Code 1978*. International Systems of Unified Standard – Codes of Practice for Structures, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin (1978).
- [43] International Federation for Structural Concrete (Hrsg.): *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Ernst und Sohn, Berlin (2013)
- [44] Frosch, R. J.: Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams with Minimum Shear Reinforcement. *ACI Structural Journal* 97 (2000) 6, 814–820
- [45] 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. *Structural Concrete* 17 (2016) 1, 3–10, 8 S. – DOI: 10.1002/suco.201400084.
- [46] Maurer, R.; Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken. *Bauingenieur* 88 (2013) 4, 165–176
- [47] Maurer, R.; Gleich, P.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.: Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014) 10, 654–665, 13 S. – DOI: 10.1002/best.201400054
- [48] Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Structural Journal* 83 (1986) 2,

- 219–231 – DOI: 10.14359/10416.
- [49] Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Schubwiderstand von Spannbetonbalken. Diss., Technische Universität Dortmund, 2012
- [50] DIN 4227:1953: Spannbeton. Richtlinie für Bemessung und Ausführung
- [51] DIN 1072:1952-06: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen
- [52] Kerkeni, N.: Programmbeschreibung LIM-FES. Dr.-Ing. N. Kerkeni, H+P Ingenieure GmbH, 2009
- [53] Bažant, Z. P.; Caner, F. C.; Carol, I.; Adley, M. D.; Akers, S. A.: Microplane Model M4 for Concrete. I: Formulation with Work-Conjugate Deviatoric Stress. *Journal of Engineering Mechanics* 126 (2000) 9, 944–953
- [54] DIN-Fachbericht 101:2009-03: DIN-Fachbericht 101 - Einwirkungen auf Brücken

-
- 9 Grußwort des Rektors
 - 13 Entwicklung des Instituts für Massivbau –
Lehre und Forschung im Brückenbau an der TU Dresden
 - 27 Die neue Erhaltungsstrategie des Bundes –
Planung und Bau von Brücken auf den Hauptverkehrsrouten
 - 33 Brücken aus bewehrtem UHPC (Stahl-UHFB)
 - 47 Nutzung von Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) im ASTRA –
Rückblicke und Perspektiven
 - 57 Neufassung der Nachrechnungsrichtlinie für Massivbrücken
 - 71 Historische Eisenbahnbrücken – Denkmale im Netz
 - 83 85 Jahre Autobahnbrückenbau – 30 Jahre Dresdner Brückenbausymposium
 - 101 Gerd Lohmer (1909–1981) – Der Brückenarchitekt der Nachkriegszeit
 - 123 Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen – Gesamtplanung
des 8-streifigen Ausbaus der A1 zwischen Köln und Leverkusen
 - 139 Ein neuer Schritt im Großbrückenbau: Querverschub einer Verbundbrücke mit Pfeilern
und Gründung bei der Talbrücke Rinsdorf im Zuge der A 45
 - 149 S-Bahn-Querung im neuen Stuttgarter Tiefbahnhof S21 –
erstmaliger Einsatz von interner verbundloser Vorspannung bei der DB AG
 - 165 Reduzierte Bauzeit bei Ersatzneubauten von Straßenbrücken durch Carbonbeton
 - 177 Robust, wirtschaftlich und schön – der Entwurf von integralen Brücken
 - 191 Neubau der Busbrücke über den Bahnhof in Zwolle
 - 207 Katastrophen vermeiden: Brückenmonitoring mit einem Netzwerk
leistungsstarker dreiachsiger MEMS-Beschleunigungssensoren
 - 213 Brückenvielfalt in Süddeutschland und den Alpen – Bericht zur Brückenexkursion 2019
 - 227 Chronik des Brückenbaus