Bei diesem Beitrag handelt es sich um einen wissenschaftlich begutachteten und freigegebenen Fachaufsatz („reviewed paper“).

Experimentelle Untersuchung zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung

P. Huber, B. Kromoser, T. Huber, J. Kollegger

Zusammenfassung Für bestehende Spannbetonbrückenträger mit geringen Schubbewehrungsgraden kann nach den derzeit gültigen normativen Berechnungsansätzen in Österreich und Deutschland in den meisten Fällen kein ausreichender Querkraftwiderstand nachgewiesen werden. Dies kann vorrangig auf die geänderte Normensituation zurückgeführt werden. Um mehr über das Querkrafttragverhalten dieses Tragwerktyps zu erfahren, wurden vier großformatige Querkraftversuche durchgeführt. Mithilfe der Nahbereichsphotogrammetrie konnte auf Basis von detaillierten Messungen der Kinematik sowie des Verlaufs des kritischen Schubrisses gezeigt werden, dass die Schubtragfähigkeit der Querkraftbewehrung nicht ausreicht, um den Abtrag von Querkräften zu erklären. Darüber hinaus konnte auf Grundlage der markanten Rissöffnung festgestellt werden, dass die Rissverzahnung im Bruchzustand keinen Beitrag zum Querkraftwiderstand liefert. Eine Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit diversen normativen Bemessungsansätzen bestätigte, dass das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung aus dem Grunddokument des Eurocode 2 bei weitem nicht imstande ist, die experimentelle Querkrafttragfähigkeit korrekt wiederzugeben. Obwohl mit der dritten Näherungsstufe nach Model Code 2010 deutlich präzisere Vorhersagen der Bruchlasten möglich sind, liefert auch dieser Ansatz noch immer sehr konservative Ergebnisse. Für die Nachrechnung solcher Brückenobjekte bedarf es somit verfeinerter Berechnungsansätze, welche auch dem Beton neben dem Traganteil der Querkraftbewehrung ein Schubtragvermögen zutrauen.

Dipl.-Ing. Dr. techn. Patrick Huber

Technische Universität Wien
Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau
Karlsplatz 13 / E212–2, 1040 Wien
patrick.huber@tuwien.ac.at

Dipl.-Ing. Dr. techn. Benjamin Kromoser

Technische Universität Wien
Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau
Karlsplatz 13 / E212–2, 1040 Wien
benjamin.kromoser@tuwien.ac.at

Dipl.-Ing. Tobias Huber

Technische Universität Wien
Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau
Karlsplatz 13 / E212–2, 1040 Wien
tobias.alexander.huber@tuwien.ac.at

o. Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger

Technische Universität Wien
Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau
Karlsplatz 13 / E212–2, 1040 Wien
johann.kollegger@tuwien.ac.at

Experimental investigation of the shear behavior of post-tensioned beams with a minimum amount of transverse reinforcement

Abstract Existing post-tensioned bridge girders with a low amount of shear reinforcement are often unable to meet current shear design requirements. This underachievement can be traced back to the changes in the code provisions. To get more information about the shear behavior of these types of structures, four large-scale shear tests were performed. Based on the photogrammetric measurements of the kinematics and the shape of the critical shear crack it could be demonstrated, that the shear resistance of the transverse reinforcement is not sufficient to explain the load-carrying capacity regarding shear. Furthermore, it could be shown, that due to the pronounced crack opening the aggregate interlock effect does not contribute to the shear strength at the state of failure. A comparison of the test results with various code provisions confirmed, that the truss model approach with a variable strut inclination of the basic document of Eurocode 2 is not capable to reflect the experimental shear strength. Although the third level of approximation of Model Code 2010 is able to predict the failure load more precisely, this approach still leads to conservative results. Therefore, the use of more refined models is necessary for the assessment of such bridge structures, in order to take into account the bearing capacity of the concrete itself in addition to the shear strength of the transverse reinforcement.

1 Einleitung

Der Einsatz von Spannbeton im Brückenbau wurde in Österreich mit dem Autobahnbau zwischen 1960 und 1985 wesentlich vorangetrieben. Dies verdeutlicht auch ein Blick auf die Altersstruktur des Bestands an Spannbetonbrücken im hochrangingen Straßennetz von Österreich (**Bild 1**). Ein Großteil dieser Brücken befindet sich noch immer im Betrieb und ist den aktuellen Verkehrsbelastungen ausgesetzt. Die Zustandserfassung und –bewertung bestehender Brückentragwerke wird daher künftig noch mehr an Bedeutung gewinnen und neben der Planung von neuen Tragwerken zu einem der Kerngeschäfte der täglichen Ingenieurpraxis avancieren. Neben der Brückenüberwachung und -prüfung am Bauwerk selbst, bildet eine rechnerische Überprüfung der Tragfähigkeit einen wesentlichen Bestandteil im Rahmen einer Bewertung eines bestehenden Brückenobjekts. Diese ist nach der österreichischen Nachrechnungsrichtlinie ONR 24008 [1] im Falle von Ertüchtigungsmaßnahmen, Lasterhöhungen (etwa durch den Verkehr von Schwertransporten oder der Einführung höherer Streckenklassen), der Feststellung von Bauschäden und konstruktiver Mängel oder dergleichen durchzuführen. Dabei wird eine mehrstufige Vorgehensweise vorgeschlagen, wobei in den ersten beiden Stufen die Bewertung der Tragsicherheit gemäß dem letztgültigen Normenstand durchzuführen ist. Dies impliziert die Anwendung der Eurocodes sowohl für die Einwirkungs- als auch für die Widerstandsseite. Bei der statischen Nachrechnung stellt sich dabei vor

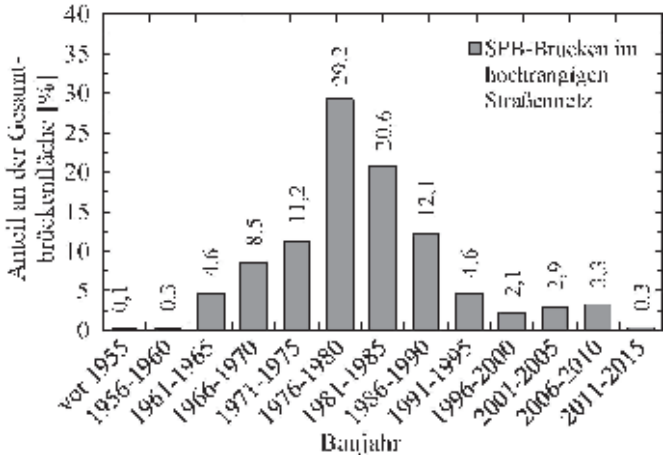

Bild 1. Altersstruktur von Spannbetonbrücken im hochrangigen Straßennetz von Österreich (Stand 2015)
Fig. 1. Age structure of post-tensioned bridges in the Austrian motorway system (Status 2015)

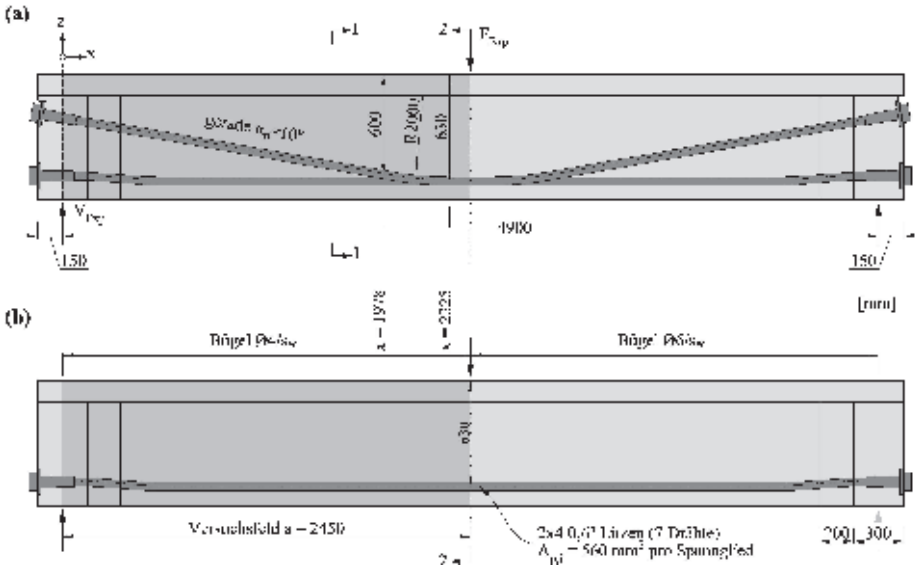

Bild 2. Abmessungen der Versuchskörper und Details zur Spanngliedführung: (a) Versuchsträger mit einem geneigten Spannglied; (b) Versuchsträger mit zwei geraden Spanngliedern
Fig. 2. Dimensions of the specimen and details regarding the tendon shape: (a) Test beams with an inclined tendon; (b) Test beams with two straight tendons

allem die Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Spannbetonbrücken als problematisch heraus [2], [3], [4]. Dies lässt sich prinzipiell auf zwei gravierende Veränderungen zurückführen. Zum einen konnte in den letzten Jahrzehnten ein massiver Anstieg im Verkehrsaufkommen verbunden mit einer drastischen Zunahme des Transit- und Güterverkehrs beobachtet werden. Diese Entwicklung spiegelte sich auch in der Fortschreibung der Einwirkungsnormen und den darin verankerten Verkehrslastmodellen wider. Wie Vergleichsstudien zwischen verschiedener in Österreich anzuwendender Verkehrslastbilder zeigen [5], resultiert daraus eine Erhöhung der verkehrsbedingten Querkraftbeanspruchung, welche bei geringen Fahrbahnbreiten sowie bei kurzen und sehr langen Brückentragwerken besonders ausgeprägt ist. Neben den Änderungen auf der Einwirkungsseite wurden zum anderen die Bemessungskonzepte – und hier im Speziellen jene für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit – seit 1950 auf Basis der vorangetriebenen Forschungsarbeit mehrfach weiterentwickelt und modifiziert. Die Querkraftbemessung erfolgte zu Beginn der Spannbetonbauweise in Deutschland und Österreich auf Basis eines Hauptzugspannungsnachweises im ungerissenen Zustand gemäß DIN 4227:1953 [6]. Bei Einhaltung der sogenannten schiefen Hauptzugspannung konnte die geforderte Querkraftbewehrung im Bruchzustand im Ermessen des planenden Ingenieurs frei gewählt werden. Bei einer Überschreitung musste die gesamte Zugspannung mit Querkraftbewehrung abgedeckt werden. Dies führte, wie Leonhardt treffend formulierte [7], vor allem im scharfen Wettbewerb zu dickeren Trägerstegen mit sehr geringen Schubbewehrungsgraden ρ_w. Erst durch das Inkrafttreten zusätzlicher Bestimmungen zur DIN 4227 im Jahre 1966 [8] wurde eine normativ geregelte Mindestquerkraftbewehrung festgelegt. In Österreich verschwand der Hauptzugspannungsnachweis im Bruchzustand mit der Einführung der ÖN B 4252 im Jahre 1975 [9]. Auf eine genaue Berechnung der Schubbewehrung konnte jedoch weiterhin verzichtet werden, wenn im Gebrauchszustand eine im Vergleich zur DIN 4227 deutlich geringere Hauptzugspannung nicht überschritten wurde. Die bei Einhaltung des Hauptzugspannungskriteriums resultierenden geringen Querkraftbewehrungsgehalte sind der Hauptgrund, weshalb eine positive Nachweisführung nach dem derzeit anzuwendenden Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ nach Eurocode 2 [10], [11] nur sehr schwierig bewerkstelligt werden kann. Großversuche an bestehenden Spannbetonbrücken zeigen jedoch, dass die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringen Bügelbewehrungsgehalten bei moderaten Stegdicken nach dem aktuellen Normenstand zum Teil deutlich unterschätzt werden [12], [13]. Im Rahmen eines Forschungsvorhabens wurde daher unter anderem das Schubtragverhalten von einfeldrigen Spannbetonbalken mit geringer Querkraftbewehrung analysiert. Nachfolgend werden die experimentellen Untersuchungen und die daraus gewonnenen Erkenntnisse vorgestellt. Auf Basis der getätigten photogrammetrischen Messungen wird die Rolle der unterschiedlichen Tragmechanismen am Querkraftabtrag bei Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung diskutiert. Des Weiteren wird eine Validierung verschiedener Modellansätze zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit vorgenommen.

2 Experimentelle Untersuchung

2.1 Versuchskörper und Versuchsaufbau

Die Schubtragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringer Bügelbewehrung wurde im Vergleich zu anderen Trägertypen bis dato nur unzureichend experimentell untersucht (siehe z. B. Versuchsdatenbanken von Reineck [14]). Um mehr über das Querkrafttragverhalten von schubschlanken Spannbetonträgern zu erfahren, wurde im Rahmen dieser Forschungsarbeit eine Versuchsreihe mit vier

Spannbetonträgern durchgeführt. Dabei wurden folgende Einflussparameter analysiert:

- Einfluss eines geringen Querkraftbewehrungsgrads ρ_w,
- Einfluss der Spanngliedführung.

Bild 2 zeigt die Abmessungen der Spannbetonbalken sowie die gewählte Spanngliedführung. Die Träger verfügten über eine Länge von 5,2 m, wobei die Spannweite l 4,9 m betrug. Das Verhältnis zwischen der Länge des Schubfelds a und der statischen Höhe d in Feldmitte ergab sich somit zu 3,78. Dadurch sollte der durch die Vorspannung zusätzlich begünstigte Mechanismus des direkten Lastabtrags unterbunden werden. Als Querschnitt wurde ein T-Querschnitt gewählt, welcher eine Höhe h von 750 mm aufwies. Die Stegbreite b_w wurde mit 225 mm festgelegt. Die Breite des Obergurts b_{fc} betrug 750 mm, die Dicke des Flansches h_{fc} wurde auf 125 mm ausgelegt (**Bild 3**). Die Längsbewehrung bestand für sämtliche Balken aus 4 x ∅ 16 mm Stäben und wurde einlagig ohne Abstufung verlegt. Im Obergurt wurden 12 x ∅ 8 mm Stäbe vorgesehen. Im überstehenden Bereich hinter den Auflagern wurden 2 Stäbe mit ∅ 16 mm quer an den Längsstab angeschweißt, um somit den notwendigen Verbund für die Endverankerung zu verbessern.

Als Querkraftbewehrung kamen zweischnittige Bügel mit ∅ 4 mm zum Einsatz. Die Variation des Schubbewehrungsgrads ρ_w wurde durch die Veränderung des Abstands der Bewehrungselemente zueinander s_w bewerkstelligt (**Tabelle 1**). Der nach Eurocode 2 [10], [11] geforderte Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ ergibt sich für den verwendeten Beton und Bewehrungsstahl im Mittel zu 0,087 %. Während somit zwei Träger (PC089xx) dieses Kriterium erfüllten, unterschritt der vorhandene Schubbewehrungsgrad von ρ_w = 0,056 % der anderen beiden Träger (PC056xx) die Mindestanforderung deutlich. Eine Trägerhälfte wurde in allen Versuchskörpern mit einer stärkeren Schubbewehrung ausgeführt, um somit ein klar definiertes Versuchsfeld zu erlangen, in dem das Versagen zu erwarten war. Dies brachte den Vorteil, dass die Messtechnik deutlich effizienter eingesetzt werden konnte.

Der Versuchsaufbau wurde als einfacher Drei-Punkt Biegeversuch konzipiert. Zur Durchführung der manuellen Messungen (Setzdehnungs- und Rissbreitenmessung) wurde die Verschiebung in den Laststufen für eine gewisse Zeit konstant gehalten. Neben dem Einsatz konventioneller Messtechnik (Kraftmessdosen, induktive Wegaufnehmer usw.) lag das Hauptaugenmerk auf der Messung der Rissuferverschiebungen des kritischen Schubrisses mithilfe des photogrammetrischen Messsystems ARAMIS 4M der Firma GOM mbH [15].

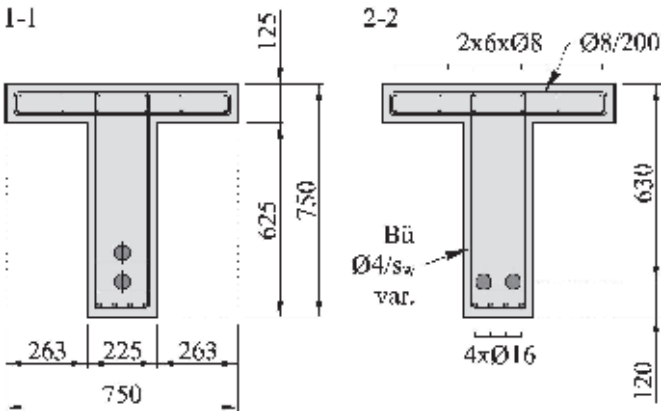

Bild 3. Querschnittsabmessungen und Details zur verlegten Bewehrung
Fig. 3. Dimensions of the cross-section and details of the reinforcement

2.2 Materialeigenschaften

Die gewählte Betongüte entsprach gemäß alter Normung in etwa einem B 600 [6]. Die Materialparameter wurden begleitend zu den Querkraftversuchen an Prüfzylindern (150 mm x 300 mm) bestimmt. Die gemessenen Mittelwerte der Zylinderdruckfestigkeit f_{cm}, der Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$ sowie des Elastizitätsmoduls E_{cm} sind in Tabelle 1 aufgelistet. **Tabelle 2** fasst die gemessenen Materialparameter des gerippten Bewehrungsstahls zusammen. Der verwendete Betonstahl hatte eine Güte B 550, wobei eine deutliche Überfestigkeit bei dem für die Schubbewehrung eingesetzten Betonstahl beobachtet werden konnte. Für den Spannstahl wurde die Güte St 1550/1770 gewählt. Die gemessenen Festigkeiten sind in **Tabelle 3** angeführt.

2.3 Vorspannkräfte

Die Vorspannkraft P wurde über zwei Spannglieder mit je vier 0,6“ Litzen ($A_{p,litze}$ = 140 mm²) aufgebracht. Die Spannglieder wurden in Metallhüllrohren mit einem Durchmesser $\varnothing_D$ von 45 mm/50 mm (innen/außen) verlegt, welche nach dem Spannen der Litzen mit einem Injektionsmörtel verpresst wurden. Die Normalspannung infolge der Vorspannung σ_{cp} betrug im Mittel 3,83 N/mm², welche im Brü-

Tabelle 1. Wesentliche Kenndaten der Querkraftversuche an Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad.
Table 1. Principal characteristics of the shear tests on post-tensioned beams with a low shear reinforcement ratio.

Träger	Querkraft-bewehrung	ρ_w [%]	P_{Exp} [kN]	σ_{cp} [N / mm²]	α_p [°]	f_{cm} [N / mm²]	$f_{ctm,sp}$ [N / mm²]	E_{cm} [N / mm²]	V_{Exp} [kN]	δ_{max} [mm]
PC056st	Ø 4 / 200 mm	0,056	904	- 3,86	0	50,6	3,64	34.102	453	21,1
PC089st	Ø 4 / 125 mm	0,089	902	- 3,85	0	51,5	3,73	31.808	475	22,2
PC056in	Ø 4 / 200 mm	0,056	896	- 3,83	10	49,4	3,59	29.630	549	33,7
PC089in	Ø 4 / 125 mm	0,089	889	- 3,79	10	50,5	3,38	33.876	537	25,3

Tabelle 2. Materialkennwerte der Bewehrung.
Table 2. Material properties of the reinforcement.

Ø [mm]	f_{yw} [N / mm²]	f_{tw} [N / mm²]	A_{gt} [%]	Art
4	653	710	4,9	kaltverformt
16	579	673	8,6	wärmebehandelt

Tabelle 3. Materialkennwerte des Spannstahls.
Table 3. Material properties of the prestressing steel.

Ø [“ / mm]	$f_{p,0.1}$ [N / mm²]	f_{pt} [N / mm²]	A_{gt} [%]	E_p [N / mm²]
0,5 / 15,3	1.602	1.884	6,2	194.000

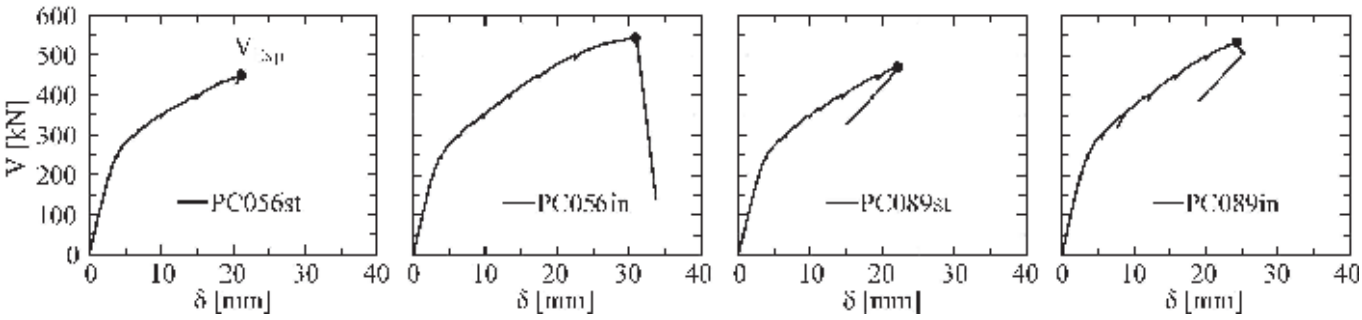

Bild 4. Querkraft-Verformungsbeziehung (V-δ)
Fig. 4. Shear force – deflection relationship (V-δ)

ckenbau einen üblichen Wert darstellt. Der Zielwert der Vorspannkraft P wurde in Anlehnung an die in der DIN 4227 [6] festgelegte Spannstahlspannung σ_p (55 % der Zugfestigkeit f_{pt}) nach dem Absetzen der Vorspannkraft gewählt. Zusätzlich wurden zur Berücksichtigung von zeitabhängigen Verlusten pauschal 15 % abgezogen. Die gewünschte Vorspannkraft ergab sich somit für ein Spannglied zu $P_i = 0{,}85 \cdot 0{,}55 \cdot 177 \cdot 5{,}6 = 463$ kN. Um den gerade bei kurzen Bauteilen erheblichen Spannkraftverlust infolge des Keilschlupfs zu minimieren, wurden die Spannglieder bei 60 % der Zielvorspannkraft P „vorverkeilt". Die tatsächlich vorhandene Vorspannkraft nach dem endgültigen Absetzen der Vorspannkraft wurde mithilfe eines anschließend durchgeführten Abhebetests bestimmt. Um die zeitabhängigen Verluste zwischen dem Vorspannvorgang und dem Zeitpunkt der Versuchsdurchführung zu erfassen, wurde die Zunahme der Stauchung in der Feldmitte auf Höhe der Spannglieder mithilfe von Dehnmessstreifen und/oder eines Setzdehnungsmessers gemessen. Die nach Abzug der sofortigen und zeitabhängigen Verluste resultierende Vorspannkraft P in Feldmitte zu Versuchsbeginn ist in Tabelle 1 angeführt. Um den Einfluss der Spanngliedneigung α_p zu untersuchen, wurde – wie in Bild 2 ersichtlich – eines der beiden Spannglieder bei zwei Versuchsträgern nach oben gezogen. Die dadurch entstandene anfängliche Vertikalkomponente der Vorspannkraft $V_{p,0}$ ergab sich somit zu 85 kN. Damit die parallel verlaufenden Spannglieder nebeneinander verankert werden konnten, musste der Querschnitt in diesem Bereich verbreitert werden. Um kein abweichendes Tragverhalten zu erhalten, wurde diese Aufvoutung auch bei den Versuchskörpern mit einem geneigten Spannglied ausgeführt.

2.4 Versuchsergebnisse

Alle vier untersuchten Spannbetonbalken wiesen ein Querkraftversagen im Versuchsfeld auf. Das Zugversagen der Bügelbewehrung, welches durch eine signifikante Rissöffnung des kritischen Schubrisses hervorgerufen wurde, sowie die anschließende Zerstörung der Druckzone leiteten den Bruch der Träger ein. Kurz vor Erreichen der Maximallast war das Abreißen einzelner Bügelbewehrungselemente deutlich zu hören, was jedoch nicht zu einem Kraftabfall führte. Obwohl im kritischen Schubriss somit nicht mehr die gesamte Schubbewehrung zur Verfügung stand, konnte die Abtragung der einwirkenden Querkraft noch immer bewerkstelligt werden. Erst durch die weitere Rissfortpflanzung in Richtung der Lasteinleitung, welche mit einer Einschnürung der Druckzone einherging, kam es zu einem Versagen der Träger. **Bild 4** zeigt die Querkraft V in Abhängigkeit der Verformung δ in der Feldmitte für alle vier Versuchsträger. Die maximal erzielte Querkrafttragfähigkeit in den Versuchen V_{Exp} ist darüber hinaus in Tabelle 1 ersichtlich. Bei einem Vergleich der maximal erzielten Querkraftwiderstände V_{Exp} lässt sich der positive Effekt eines geneigten Spanngliedverlaufs auf das Schubtragverhalten von Spannbetonträgern bestätigen. Darüber hinaus konnte eine signifikante Abhängigkeit des Rissverlaufs von der Spanngliedführung ausgemacht werden (**Bild 5**). Bei exzentrisch und geradlinig verlegten Spanngliedern verlief der maßgebende Schubriss deutlich steiler als im Vergleich zu Spannbetonträgern mit aufgefächerten Spanngliedern. Des Weiteren zeigte sich in den Versuchen, dass es bei zwei nebeneinander verlaufenden Spanngliedern auf derselben Höhe zu einer ausgeprägten Rissbildung kam, welche jedoch keinen markanten Einfluss auf das generelle Tragverhalten zeigte. Die Reduktion des Querkraftbewehrungsgrads ρ_w unterhalb des nach Eurocode 2 [10] und fib Model Code 2010 [16] geforderten Mindestquerkaftbewehrungsgrads $\rho_{w,min}$ hatte keinen negativen Einfluss auf das beobachtete Querkrafttragverhalten. Nach der Bildung des maßgebenden Biegeschubrisses konnte die Last trotz einer geringeren Anzahl von Bügeln noch erheblich gesteigert werden. Bei Vorhandensein einer aufgefächerten Spanngliedführung konnte die Last trotz der sehr schwach ausgeführten Bügelbewehrung beinahe bis zur rechnerischen Biegetragfähigkeit erhöht werden. In Bezug auf die Variation der untersuchten Schubbewehrungsgrade ρ_w konnte somit kein Unterschied in den erzielten Querkrafttragfähigkeiten ausgemacht werden. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass der Traganteil der Querkraftbewehrung V_s in dieser Versuchsserie nicht die maßgebende Rolle beim Abtrag von Querkräften übernimmt und somit die Differenz des Bügeltraganteils von anderen Tragmechanismen kompensiert wird.

3 Tragmechanismen auf Basis der Risskinematik

3.1 Allgemeines

In aktuellen Forschungsarbeiten wurde vermehrt der Fokus auf die Analyse der Risskinematik des maßgebenden Schubrisses gelegt [17], [18], [19]. Durch die Anwendung des photogrammetrischen Messsystems war es auch in dieser Arbeit möglich, das Rissöffnungs- und Rissgleitungsverhalten (w, s) sowie den Verlauf des kritischen Schubrisses kontinuierlich mit einer gewissen Aufnahmefrequenz bis zum Versagen im Schubfeld aufzuzeichnen. Der Querkraftwiderstand setzt sich in Abhängigkeit des Lastniveaus aus verschiedenen Traganteilen zusammen (**Bild 6**), welche entlang des durch den maßgebenden Schubriss definierten Freikörpers („free body diagram") wirken:

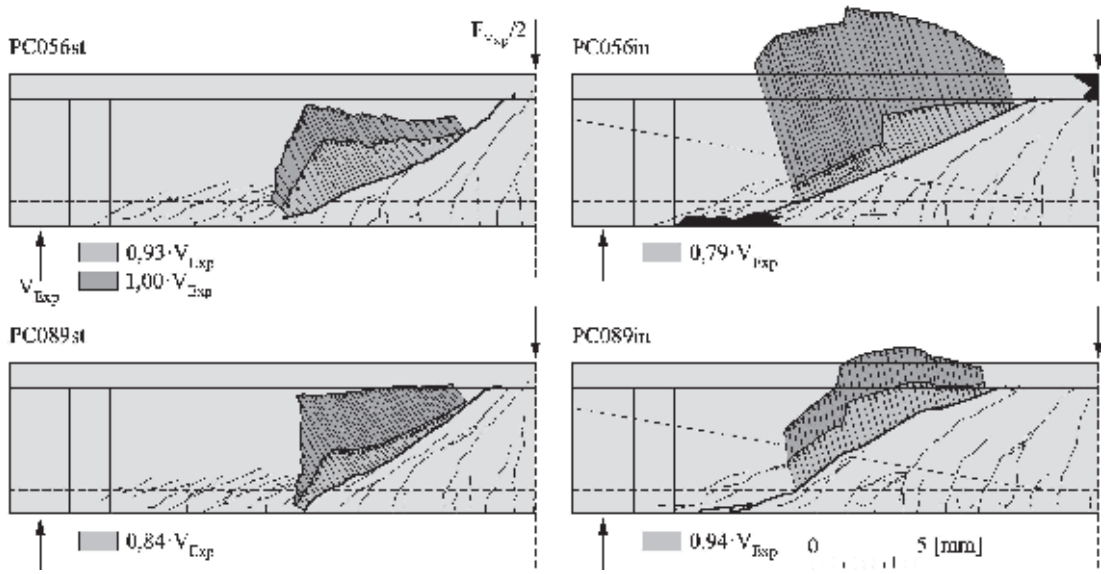

Bild 5. Rissbild im Bruchzustand und Risskinematik des kritischen Schubrisses bei verschiedenen Laststufen
Fig. 5. Crack pattern after failure and crack kinematics of the critical shear crack at different load stages

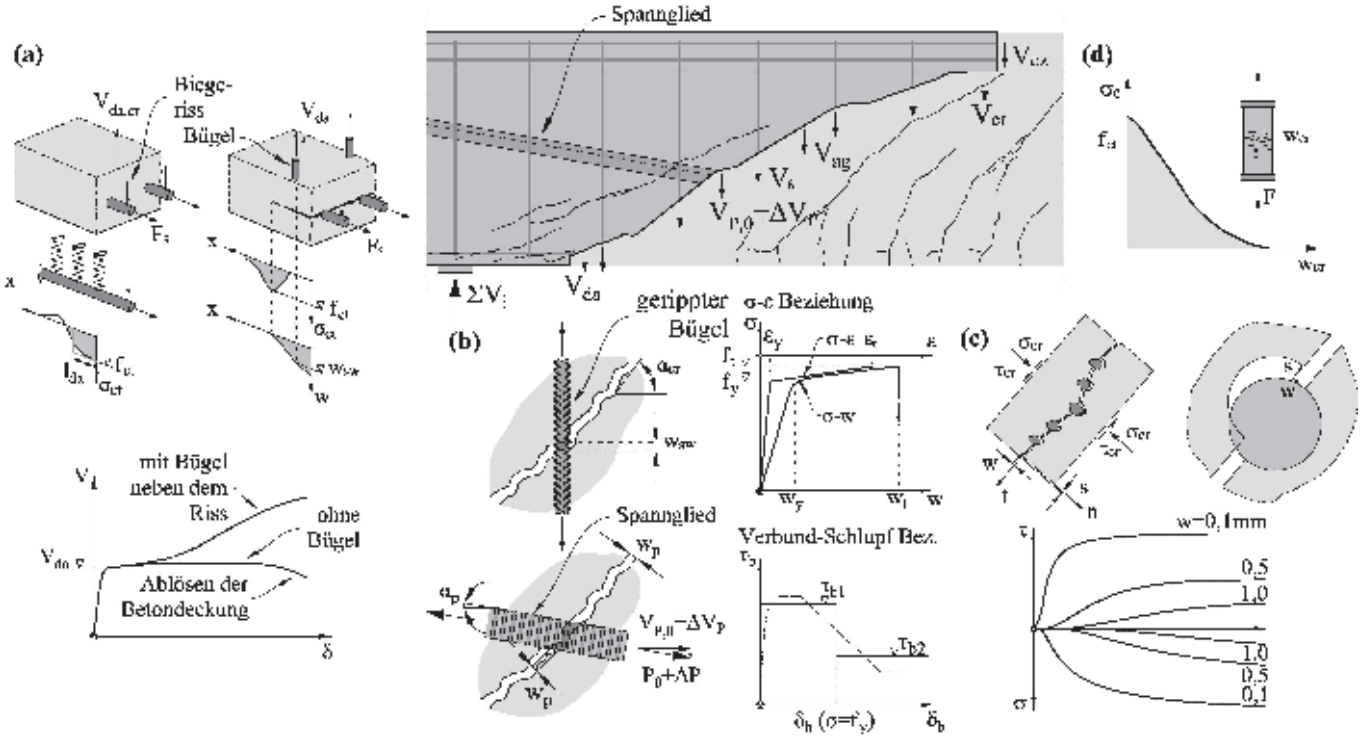

Bild 6. Bestimmung verschiedener Querkrafttragmechanismen entlang des kritischen Schubrisses auf Basis des gemessenen Rissverlaufs und der Risskinematik: (a) Dübelwirkung V_{da} nach [20]; (b) Traganteil der Querkraftbewehrung V_s und der Vertikalkomponente infolge der Spannkraft $V_{P,0} + \Delta V_P$ unter Zugrundlegung eines Verbundmodells [21], [22]; (c) Rissverzahnung V_{da} nach dem Zwei-Phasen-Modell [24]; (d) Spannungsübertragung in der Rissprozesszone V_{cr} [25].
Fig. 6. Determination of different shear-transfer mechanism acting along the critical shear crack on the basis of the shape of the crack and measured crack kinematics: (a) Dowel action according to [20]; (b) Shear strength of transverse reinforcement V_s and vertical component of the prestressing force $V_{P,0} + \Delta V_P$ based on an assumed bond model [21], [22]; (c) Aggregate interlock V_{da} according to the Two-Phase-Model [24]; (d) Transmission of tensile stresses in the fracture process zone V_{cr} [25].

- Querkraftübertragung durch die Rissverzahnung V_{ag},
- Querkrafttraganteil infolge der Dübelwirkung V_{da},
- Querkraftwiderstand aufgrund der Spannungsübertragung in der Rissspitze V_{cr},
- Querkrafttragfähigkeit der Druckzone V_{cz},
- Traganteil der Querkraftbewehrung V_s,
- Vertikalkomponente der Vorspannkraft $V_{P,0} + \Delta V_P$.

Die Messung der Rissuferverschiebungen (Bild 5 und **Bild 7** (a)) ist von großem Interesse, da sie einen Rückschluss auf jene Tragmechanismen zulässt, welche zum einen direkt an die kinematischen Beziehungen gekoppelt sind und bei welchen zum anderen anerkannte konstitutive Gesetze existieren. Dies sind die übertragbaren Zugspannungen in der Bruchprozesszone V_{cr}, der Effekt der Rissverzahnung V_{ag} sowie die vorhandene Zugkraft in der Bügelbewehrung V_s und im Spannstahl $P_0 + \Delta p$ und die daraus resultierende Vertikalkomponente $V_{p,0} + \Delta V_p$. Da für den Traganteil der Druckzone kein anerkannter Modellansatz zur Verfügung steht, kann dessen Tragvermögen anhand der getätigten Messungen nicht quantifiziert werden.

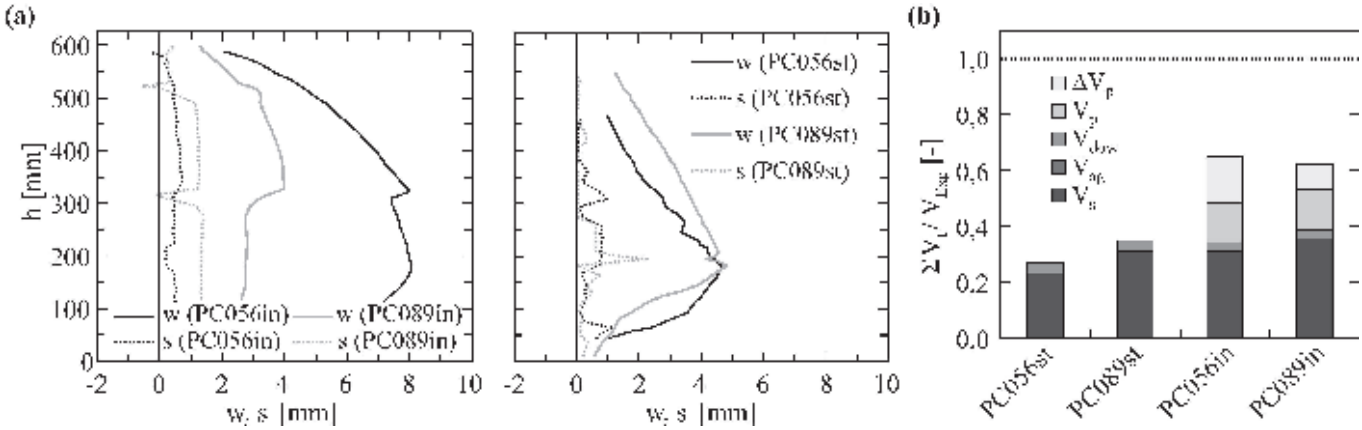

Bild 7. Auswertung der Risskinematik: (a) Gemessene Rissöffnung- und Rissgleitungsbeziehung des kritischen Schubrisses; (b) Anteil der berechneten Traganteile V_i an der maximalen Querkraft V_{Exp}

Fig. 7. Analyses of the crack kinematics: (a) measured crack opening and sliding relationship of the critical shear crack; (b) Ratio of the calculated shear-transfer contributions on the maximum shear strength V_{Exp}

3.2 Berechnungsgrundlagen und Erkenntnisse

Die wohl umfangreichste experimentelle Untersuchung zur Bestimmung der Dübelwirkung der Längsbewehrung V_{da} bei Bauteilen ohne und mit Bügelbewehrung wurde von Baumann und Rüsch [20] durchgeführt. Aufbauend auf ihren eigenen Versuchsdaten leiteten sie einen Ansatz her, welcher auf der Theorie des elastisch gebetteten Balkens beruht (Bild 6 (a)). Die Querkrafttragfähigkeit infolge der Verdübelung durch die Längsbewehrung lässt sich somit bei der Ausbildung des Dübelanrisses wie folgt ermitteln:

$$V_{da} = 1{,}72 \cdot b_n \cdot \emptyset_s \cdot \sqrt[3]{f_c} \qquad (1)$$

mit

b_n Nettobreite des Betons zwischen den Längsstäben

$\emptyset_s$ Durchmesser der Längsbewehrung

Während sich bei Stahlbetonbauteilen ein Dübelriss entlang der Längsbewehrung ausbildet und somit zusätzliche Bügel aktiviert, konnte dies bei den Spannbetonbalken nicht beobachtet werden. Eine Laststeigerung über die Dübelrisslast hinaus wird somit nicht angesetzt. Infolge des geringen Längsbewehrungsgrads ρ_l kann dieser Mechanismus bei Spannbetonbalken vernachlässigt werden (4 % von V_{Exp}). Bei bestehenden älteren Brückentragwerken verliert dieser Traganteil noch mehr an Bedeutung, da eine heute übliche Mindestlängsbewehrung zur Erhöhung der Robustheit früher nicht zum Stand der Technik zählte.

Der Spannungszustand in der Bügelbewehrung kann auf Basis eines angenommenen Verbundmodells in Abhängigkeit der gemessenen Rissöffnung w_{sw} an der Stelle der einzelnen Bewehrungselemente rückgerechnet werden (Bild 6 (b)). Für die hier getätigten Berechnungen wurde das Zuggurtmodell von Marti [21] (abgestufte und ideal plastische Verbund-Schlupfbeziehung) mit der maximalen Verbundspannung τ_b nach Noakowski [22] gewählt. Um die Fließspannung in der 4 mm dicken Bügelbewehrung f_{yw} zu erreichen, bedarf es demnach lediglich einer Rissöffnung w_{sw} von 0,27 mm. Unter Zugrundelegung eines bilinearen Materialgesetzes für den Betonstahl ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung $V_s = \Sigma V_{s,i}$, welche entlang des kritischen Schubrisses aktiviert wird, zu:

$$V_s = \sum_{i=1}^{n} V_{s,i} = \sum_{i=1}^{n} \sigma_{sw,i}(w_{sw}) \cdot \frac{\emptyset_w^2 \cdot \pi}{4} \qquad (2)$$

mit

$\sigma_{sw,i}(w_{sw})$ Spannung in der Querkraftbewehrung in Abhängigkeit der Rissöffnung w_{sw}

Der daraus resultierende Querkraftwiderstand der Bügelbewehrung V_s reicht bei weitem nicht aus, um den gesamten Abtrag von Querkräften zu erklären. Die Tragkapazität der Querkraftbewehrung beträgt nur 23 % bis 36 % der erzielten Schubtragfähigkeit V_{Exp}. Darin kann auch der Grund gesehen werden, weshalb die geringfügige Variation des Querkraftbewehrungsgrads ρ_w quasi keinen Einfluss auf die experimentelle Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} hatte. Wie in Bild 5 ersichtlich hängt die Neigung des kritischen Schubrisses α_{cr} wesentlich von der gewählten Spanngliedführung ab. Da der Winkel des Diagonalrisses die Anzahl der aktivierten Bügel bestimmt, konnte bei den Balken mit geneigtem Spannglied ein höherer Querkraftwiderstand der Querkraftbewehrung V_s verzeichnet werden (Bild 7 (b)).

Infolge der ausgeprägten Schrägrissbildung erfahren die Spannglieder eine Zusatzdehnung $\Delta\varepsilon_p$, welche bei entsprechender Rissöffnung w_p einen Anstieg der anfänglichen Vorspannkraft P_0 mit sich bringt. Diese wird wiederum mithilfe des Zuggurtmodells [21] ermittelt, wobei der Verbundumfang des Litzenbündels bei der Bestimmung der maximalen Verbundspannung $\tau_{b,1}$ mit in Betracht gezogen wurde [23]. Diese Zusatzdehnung vergrößert die resultierende Vertikalkomponente $V_p = V_{p,0} + \Delta V_p$ bei geneigten Spanngliedern und liefert somit einen weiteren Querkrafttragmechanismus:

$$V_p = V_{p,0} + \Delta V_p = (P_0 + \Delta\varepsilon_p\,(w_p) \cdot A_p \cdot E_p) \cdot \sin\alpha_p \qquad (3)$$

mit

α_p Spanngliedneigung

A_p Spannstahlfläche

In stark schubbeanspruchten Bereichen tritt neben einer Rissöffnung (Verschiebung normal auf die Rissfläche) auch eine Rissgleitung (Verschiebung tangential zur Rissöffnung) auf. Bei bekannter Risskinematik können die im Riss auftretenden Spannungen mithilfe von geeigneten Modellen errechnet werden. Im Rahmen dieser Analyse kam das Zwei-Phasen-Modell von Walraven [24] zur Anwendung. Darin werden die einzelnen Gesteinskörner als in der Zementmatrix starr eingebettete Kugeln abgebildet (Bild 6 (c)). Auf Basis der aufgezeichneten Rissuferverschiebungen, der Kornverteilung sowie eines angenommenen Reibbeiwerts zwischen Körnungen und Zementmatrix können die Kon-

taktflächen und in weiterer Folge die übertragbaren Spannungen im Riss bestimmt werden. Durch Integration dieser Spannungen entlang des Schubrisses (t = 0 bis t = l_{cr}) ergibt sich der Querkraftwiderstand infolge der Rissverzahnung V_{ag} zu:

$$V_{ag} = b \cdot \left(\int_{t=0}^{l_{cr}} \tau_{ag} \cdot \sin\theta_{cr}(t) \cdot \mathrm{dt} - \int_{t=0}^{l_{cr}} \sigma_{ag} \cdot \cos\theta_{cr}(t) \cdot \mathrm{dt} \right) \quad (4)$$

mit

σ_{ag} Normalspannung infolge Rissverzahnung

τ_{ag} Schubspannung infolge Rissverzahnung

$\theta_{cr}(t)$ Abschnittsweise Rissneigung

Die Analyse der gemessenen Verschiebung der Rissufer zeigt (Bild 7 (a)), dass die Rissöffnung w deutlich größere Werte als die Gleitung s annimmt. Dadurch sinkt die Wahrscheinlichkeit, dass sich die gegenüberliegenden Rissflanken miteinander verzahnen und somit eine Spannungsübertragung über den Riss hinweg stattfinden kann. In den hier untersuchten Spannbetonträgern können somit kurz vor dem Bruchzustand quasi keine Spannungen aufgrund der Verzahnung der Rissufer (σ_{ag}, τ_{ag}) übertragen werden. Daher kann der Rückschluss gezogen werden, dass die Querkrafttragfähigkeit infolge der Rissreibung V_{ag} bei Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung keine Rolle spielt.

Im Bereich der Rissprozesszone (Rissspitze des Schubrisses) kann bis zum Erreichen einer gewissen Grenzrissweite w_{cr} eine Übertragung von Zugspannungen stattfinden. Dieses als „tension-softening“ bekannte Phänomen kann somit einen weiteren Traganteil zum Abtrag von Querkräften liefern, welchem gerade bei kleinen Bauteilen ohne Schubbewehrung eine beträchtliche Bedeutung zukommt [17]. Für die hier angestellte Analyse konnte das Rissöffnungsverhalten in der Rissspitze aufgrund des begrenzten Messfelds nicht aufgenommen werden, womit keine Berechnung des Querkrafttraganteils infolge rissübergreifender Spannungen V_{cr} möglich ist:

$$V_{cr} = b \cdot \int_{t=0}^{l_{FPZ}} \sigma_{ct} \cdot \cos\theta_{cr}(t) \cdot \mathrm{dt} \quad (5)$$

mit

σ_{ct} Zugspannung in Abhängigkeit der Rissöffnung nach Hordijk [25]

l_{FPZ} Länge der Rissprozesszone

Auf Basis der gemessenen Risskinematik im Steg kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die in der Bruchprozesszone (FPZ) übertragbaren Spannungen σ_{ct} aufgrund der markanten Rissöffnung w (bis zu 8 mm) und somit sehr kurzen Rissprozesszone eine untergeordnete Rolle spielen. Für die üblichen Brückenquerschnitte weist dieser Traganteil somit keine große Relevanz auf.

Wie in Bild 7 (b) ersichtlich, können die auf Basis der Risskinematik errechneten Traganteile ΣV_i die in den Versuchen erzielte Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} bei weitem nicht widerspiegeln (27 % – 65 % von V_{Exp}). Dem Ausschlussprinzip folgend, kann der Schluss gezogen werden, dass der Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone V_{cz} im Speziellen bei vorgespannten Trägern mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w eine wesentliche Funktion beim Abtrag

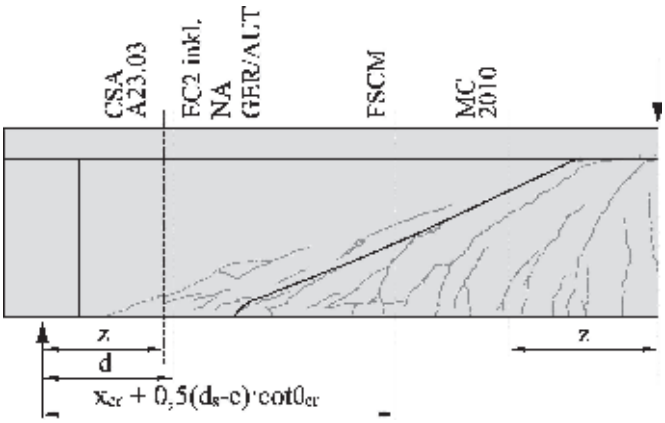

Bild 8. Nachweisstellen der unterschiedlichen Ansätze und Vergleich mit dem Rissbild anhand des Versuchsbalkens PC059in.
Fig. 8. Control sections of different approaches and comparison with the crack pattern of test specimen PC059in.

von Querkräften zugesprochen werden muss. Über die Existenz dieses Mechanismus herrschen jedoch sehr kontroverse Meinungen, was auf die Tatsache zurückzuführen ist, dass dieser Traganteil bis dato noch nicht experimentell quantifiziert werden konnte.

4 Versuchsnachrechnung

Die Versuchsergebnisse können für eine Validierung bestehender Bemessungsansätze zur Ermittlung des Querkraftwiderstands herangezogen werden. Des Weiteren wird ein Vergleich dieser Normmodelle mit dem in [5] vorgestellten Berechnungsansatz des kritischen Biegeschubrisses vorgenommen (FSC-Modell). Die für die Gegenüberstellung gewählten Normen sind das Grunddokument des Eurocode 2 [10] mit den nationalen Anhängen von Österreich ÖN B 1992–1–1 [11] und Deutschland DIN EN 1992–1–1/NA [26], die dritte Näherungsstufe des fib Model Code 2010 [16] und die kanadische Betonbaunorm CSA 23.3–04 [27]. Die Schubwiderstände wurden in den jeweiligen vorgeschlagenen Kontrollschnitten ermittelt (**Bild 8**). Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit basiert auf den begleitend zu den Versuchen bestimmten mittleren Materialkennwerten aller verwendeten Baustoffe (Tabelle 1–3). Obwohl zwei Versuchsbalken (PC056xx) den normativ geforderten Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ unterschreiten, werden dennoch alle vier Spannbetonträger für den Vergleich verwendet. Die Berechnung erfolgt für sämtliche Versuchskörper somit entsprechend der Ansätze für Bauteile mit Querkraftbewehrung. Auf eine Berechnung des Querkraftwiderstands für Tragwerke ohne Schubbewehrung wird hingegen verzichtet. Des Weiteren konnte in den Versuchen kein Versagen des Betons auf Druck zwischen den Rissen beobachtet werden („Druckstrebenversagen“), weshalb sich die nachfolgenden Erläuterungen auf den Querkraftwiderstand der Schubbewehrung $V_{R,s}$ und einen eventuell anrechenbaren Betontraganteil $V_{R,c}$ beziehen.

4.1 Überprüfung verschiedener Bemessungsnormen

4.1.1 Eurocode 2

Die Bestimmung der Schubtragfähigkeit erfolgt für Spannbetonbauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung nach dem Grunddokument des Eurocode 2 auf Basis eines Fachwerkmodells, bei welchem die Neigung der

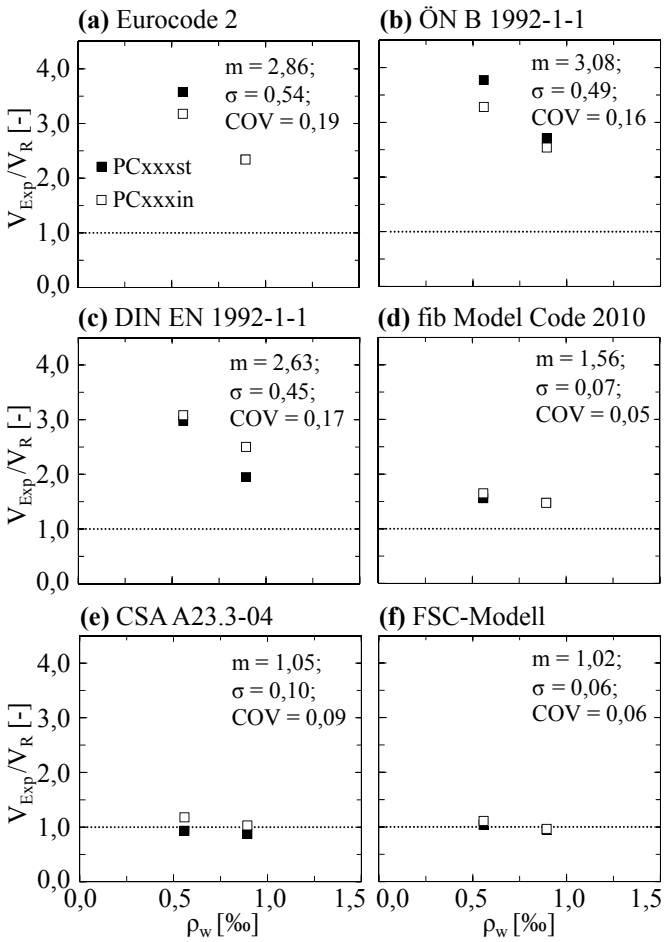

Bild 9. Verhältnis zwischen der experimentell erzielten und nach verschiedenen Ansätzen ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp}/V_R in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrads ρ_w: (a) EN 1992–1–1 [10]; (b) ÖN B 1992–1–1 [11]; (c) DIN EN 1992–1–1/NA [26]; (d) fib Model Code 2010 [16]; (e) CSA 23.3–04 [27] (f) Modell des kritischen Biegeschubrisses (FSC-Modell) [32].

Fig. 9. Ratio between V_{Exp}/V_R for different shear models versus the shear reinforcement ratio ρ_w: (a) EN 1992–1–1 [10]; (b) ÖN B 1992–1–1 [11]; (c) DIN EN 1992–1–1/NA [26]; (d) fib Model Code 2010 [16]; (e) CSA 23.3–04 [27] (f) Modell des kritischen Biegeschubrisses (FSC-Model) [32].

Druckstreben θ im Falle einer Neubemessung aufgrund des unteren Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie in vorgegebenen Grenzen frei gewählt werden kann. Im Zuge einer statischen Nachrechnung eines bestehenden Brückenobjekts ergibt sich der größte Querkraftwiderstand der von der Bügelbewehrung gebildeten Zugstrebe demnach beim Ansetzen des unteren Grenzwertes $\theta_{min} = 21{,}8°$ ($\cot\theta_{min} = 2{,}5$). Diese flache Druckstrebenneigung θ kann jedoch nur angesetzt werden, wenn die Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ über ein ausreichendes Tragvermögen verfügt. Wie bereits zuvor erläutert, reicht der Traganteil der Querkraftbewehrung V_s jedoch bei weitem nicht aus, um die Schubtragfähigkeit von Spannbetonbalken mit geringer Bügelbewehrung ausreichend zu beschreiben. Deshalb ergibt sich aus dem Vergleich des experimentellen und normativen Querkraftwiderstands V_{Exp}/V_R ein sehr hoher Mittelwert von 2,86 sowie ein Variationskoeffizient von 19 % (**Bild 9** (a)). Die größte Abweichung kann bei den Versuchsbalken mit einem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w von 0,056 % beobachtet werden. Um die erzielten Querkraftwiderstände in den Versuchen mit dem Fachwerkmodell adäquat widerspiegeln zu können, wären Druckstrebenneigungen von 5° bis 10° notwendig. Solch flache Druckstrebenneigungen entsprechen jedoch nicht dem tatsächlichen Tragverhalten.

4.1.2 ÖNORM B 1992–1–1

In Österreich darf die minimale Druckstrebenneigung θ_{min} des Fachwerkmodells nur bei vollständig überdrückten Querschnitten bis zum unteren Grenzwert von 21,8° abgemindert werden. Bei gerissenen Querschnitten ist dieser Winkel in Abhängigkeit des Spannungszustands im Zuggurt σ_s des betrachteten Nachweisschnitts entsprechend zu vergrößern. Dies erfordert jedoch eine iterative Bestimmung des Druckstrebenwinkels θ_{min}, da dieser von der einwirkenden Belastung abhängig ist. Die Berechnung des Querkraftwiderstands V_R liegt für diesen leicht abgewandelten Ansatz für alle untersuchten Spannbetonträger ebenso stark auf der sicheren Seite (Bild 9 (b)).

4.1.3 DIN EN 1992–1–1/NA

Nach dem deutschen nationalen Anwendungsdokument zum Eurocode 2 [26] erfolgt die Berechnung des Querkraftwiderstands für Spannbetonbalken mit Querkraftbewehrung auf Basis des Fachwerkmodells mit Rissreibung [28]. Abweichend zum Grunddokument des Eurocode 2 wird darin ein expliziter Betontraganteil $V_{R,c}$ infolge der Rissreibung angerechnet, welcher über die Ermittlung der Druckstrebenneigung θ (= Risswinkel θ_{cr} minus eines Abzugswerts infolge des Betontraganteils $V_{R,c}$) indirekt miteinbezogen wird. Für die hier angestellten Vergleiche wurde die untere Schranke der Druckstrebenneigung in Anlehnung an die deutsche Nachrechnungsrichtlinie [29] für Betonbrücken mit Schrägrissbreiten kleiner 0,2 mm gewählt ($\theta_{min} = 18{,}4°$). Ein Mittelwert von 2,63 und ein Variationskoeffizient von 17 % zeigen jedoch, dass im Vergleich zu dem im Grunddokument des Eurocode 2 vorgeschlagenen Ansatz nur geringfügig genauere Vorhersagen der Querkrafttragfähigkeit V_R möglich sind.

4.1.4 fib Model Code 2010, LoA III

Die Schubbemessung für Bauteile mit Querkraftbewehrung gliedert sich nach fib Model Code 2010 [16] in mehrere Näherungsstufen, wobei im Rahmen dieser Analyse die höchste Näherungsstufe (LoA III) zur Anwendung kam. Dieser Berechnungsansatz wurde auch in der Überarbeitung der österreichischen Nachrechnungsrichtlinie [1] im Jahre 2014 aufgegriffen um die Querkrafttragfähigkeit von schubgefährdeten Brücken nachzurechnen. Dem darin vorgeschlagenen Modell liegt eine Kombination von den „Verallgemeinerten Spannungsfeldern“ [30] und der „Simplified Modified Compression Field Theory“ (SMCFT) [31] zugrunde. Die Berechnung des Querkraftwiderstands V_R sieht neben dem Traganteil der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$ einen Betontraganteil $V_{R,c}$ vor, dessen Höhe an den Ausnutzungsgrad der Druckstrebentragfähigkeit $V_{Ed}/V_{Rd,max}(\theta_{min})$ sowie den vorherrschenden Dehnungszustand ε_x im Steg gekoppelt ist. Die minimale Neigung des Druckspannungsfelds θ_{min} wird auch an die Längsdehnung auf halber Höhe des inneren Hebelarms z geknüpft. Da die Spannkraft eine positive Wirkung auf den Dehnungszustand im Steg ausübt, wird dadurch auch der Querkrafttraganteil des Betons begünstigt. Wie in Bild 9 (d) ersichtlich, können somit wesentlich bessere Übereinstimmungen mit der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} erreicht werden. Darüber hinaus fällt auf, dass der Einfluss der untersuchten

Parameter (Querkraftbewehrungsmenge und Spanngliedführung) auf die Schubtragfähigkeit moderat wiedergegeben wird (COV = 0,06). Der Mittelwert des Verhältnisses von V_{Exp}/V_R liegt für diesen Ansatz bei 1,56, was dennoch auf eine konservative Vorhersage der Querkraftwiderstände V_R schließen lässt.

4.1.5 CSA 23.3–04

Bild 9 (e) zeigt das Verhältnis zwischen der experimentellen und der nach der kanadischen Norm CSA 23.3–04 [27] errechneten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp}/V_R. Der auf der SMCFT [31] beruhende Ansatz traut dem Beton die Übernahme eines Querkrafttraganteils zu, welcher auf den Querkrafttragmechanismus infolge der Rissverzahnung zurückzuführen ist. Der wesentliche Unterschied zur dritten Näherungsstufe nach fib Model Code 2010 (MC 2010) besteht in der Höhe des Betontraganteils $V_{R,c}$. Entgegen dem MC2010 wird das Tragvermögen des Betons nicht vom Ausnützungsgrad der Druckstrebenträgfähigkeit beeinflusst. Dieser großzügig angesetzte Betontraganteil führt zu einer sehr passablen Vorhersage der Versuchsergebnisse mit einem Mittelwert von 1,05 und einem Variationskoeffizienten von lediglich 9 %.

4.2 Querkrafttragfähigkeit nach dem FSC-Modell

Von Huber [5] wurde ein Berechnungsansatz vorgestellt, mit welchem die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad ermittelt werden kann. Dabei erfolgt die Bestimmung des Schubwiderstands in verschiedenen, anhand von der Rissbildung eingeteilten Bereichen. In der hier vorgestellten Versuchsreihe geht die größte Querkraftgefährdung vom unter Biegung gerissenen Bereich (FS = „flexural shear“) aus, weshalb der Berechnungsansatz für den kritischen Biegeschubriss (FSC-Modell = „flexural shear crack“-Modell) angewendet wird. Darin wird angenommen, dass die Druckzone neben dem Querkraftwiderstand der Bügelbewehrung einen erheblichen Querkrafttraganteil liefert. Der ungerissene Bereich oberhalb der Nulllinie ist dabei solange imstande Querkräfte zu übertragen, bis dort ein kritischer zweiaxialer Spannungszustand erreicht wird. Der Nachweisschnitt wird von der Stelle, an der das theoretische Rissmoment x_{cr} überschritten ist, maßgebend bestimmt. Da dieser bei der Nachrechnung von Versuchen a priori nicht bekannt ist, muss die Berechnung iterativ erfolgen. Wie in Bild 9(f) veranschaulicht, kann durch den neuartigen Modellansatz [5], [32] eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchen erzielt werden (m = 1,02; COV = 6 %). Entgegen des in Österreich gebräuchlichen Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung können mit diesem neuartigen Berechnungsansatz im Zuge einer Nachrechnung bisher ungenutzte Tragreserven lukriert werden.

4.3 Schlussfolgerungen

Die Validierung verschiedener Bemessungsansätze in Bezug auf die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbauteilen mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w hat ergeben, dass die Vorhersagequalität der Versuchsergebnisse eine sehr große Bandbreite des Verhältnisses $V_{Exp}/V_{R,Norm}$ liefert (m = 1,02 – 3,08 sowie 0,87 – 3,77 bei Einzelversuchen). Darüber hinaus zeigt sich, dass mit Ausnahme der kanadischen Betonbaunorm [27] alle Normen zum Teil beträchtliche Tragreserven in Bezug auf die in den Experimenten erzielte Schubtragfähigkeit V_{Exp} aufweisen. Die Modelle, welche einen expliziten Betontraganteil $V_{R,c}$ erlauben [16], [27], konnten für die im Rahmen dieser Arbeiten durchgeführten Querkraftversuche an Spannbetonbalken die beste Vorhersage des Querkraftwiderstands V_R erzielen. Wie jedoch die Untersuchung der Risskinematik des kritischen Schubrisses und die daraus abgeleiteten Tragmechanismen ergeben haben, basiert der Betontraganteil V_R aufgrund der großen Rissweiten im Bruchzustand nicht auf der gegenseitigen Verzahnung der Rissflanken, weshalb der physikalische Hintergrund dieser Modellansätze zu hinterfragen ist. Des Weiteren zeigt der Vergleich, dass der in den Normen festgelegte Nachweisschnitt unterschiedlich definiert ist, was gerade bei den dehnungsbasierten Normansätzen (CSA 23.3, MC 2010) einen wesentlichen Einfluss auf die Bestimmung des Querkraftwiderstands hat.

5 Zusammenfassung

Neben den visuellen Beobachtungen am Bauwerk stellt eine statische Nachrechnung einen wichtigen Bestandteil einer Neubeurteilung der Tragfähigkeit dar. Aufgrund der geänderten Normensituation sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite wird vor allem der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit sehr häufig problematisch. Dabei sind besonders die Hauptträger von Spannbetonbrücken betroffen, welche aufgrund des ursprünglich geführten Hauptzugspannungsnachweises nur über einen äußerst geringen Schubbewehrungsgrad verfügen. Im Rahmen eines Forschungsvorhabens wurden daher Querkraftversuche an vier schubschlanken, einfeldrigen Spannbetonträgern mit geringer Bügelbewehrung und mit unterschiedlicher Spanngliedführung vorgenommen. Auf Basis dieser experimentellen Untersuchungen lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

- Obwohl die vorhandene Bügelbewehrung bei zwei Versuchsbalken unterhalb der nach aktuellen Normen geforderten Mindestquerkraftbewehrung liegt, konnte ein gutmütiges Bauteilverhalten beobachtet werden. Nach der Schubrissbildung konnte bei allen untersuchten Trägern eine beträchtliche Laststeigerung in Kombination mit großen Rissweiten erzielt werden.
- Mithilfe des photogrammetrischen Messsystems wurde die Risskinematik des kritischen Biegeschubrisses kontinuierlich aufgezeichnet. Auf Basis der gemessenen Rissuferverschiebungen sowie des Rissverlaufs konnte eine Quantifizierung der einzelnen, von der Kinematik abhängigen Querkrafttragmechanismen vorgenommen werden. Dabei zeigte sich, dass das Tragvermögen der vom maßgebenden Schubriss aktivierten Bügelbewehrung nicht ausreicht, um den Abtrag der einwirkenden Querkraft zu erklären. Darüber hinaus konnte festgestellt werden, dass die Rissöffnung des kritischen Schubrisses deutlich ausgeprägter als die Rissgleitung ist und somit die übertragbaren Spannungen infolge der Rissverzahnung im Bruchzustand keine Rolle spielen. Dies lässt in weiterer Folge den Schluss zu, dass der Druckzone ein erheblicher Anteil des Querkraftwiderstands zugesprochen werden muss.
- Ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit den in Österreich für die Nachrechnung relevanten Bemessungsansätzen (Eurocode 2 und fib Model Code 2010)

zeigte beträchtliche Tragreserven. Die beste Übereinstimmung der normativen Ansätze konnte mit der kanadischen Norm erzielt werden, wobei die Ursache des darin vorgeschlagenen Betontraganteils auf Basis der Rissverzahnung mit den hier gezeigten Messungen nicht bestätigt werden kann. Der von Huber et al. [5] vorgeschlagene Berechnungsansatz traut der ungerissenen Druckzone ein wesentliches Querkrafttragvermögen zu. Mithilfe dieses zusätzlichen Traganteils konnten die Bruchlasten in den Versuchen sehr präzise vorausgesagt werden.

Danksagung

Diesem Artikel liegen Teile der im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie (bmvit) vertreten durch die österreichische Forschungsförderungsgesellschaft (FFG), der ASFINAG Bau Management GmbH sowie der ÖBB-Infrastruktur AG unter der FFG-Nr. 840555 durchgeführten Forschungsarbeit zugrunde. Den Auftraggebern wird für deren finanzielle Unterstützung und der produktiven Zusammenarbeit im Rahmen dieses Forschungsvorhabens gedankt.

Literatur

[1] ONR 24008: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken. Österreichisches Normungsinstitut, März 2014.

[2] *Huber, P. et al*.: Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010. *In*: Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 7, S. 451–462.

[3] *Fischer, O. et al*.: Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland. *In*: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2015), Heft 2, S. 107–127.

[4] *Hegger, J. et al*.: Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken Teil 1: Grundlagen. *In*: Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 11, S. 737–746.

[5] *Huber, P.*: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Stahlbeton- und Spannbetonbrücken. Wien, TU Wien, Fakultät Bauingenieurwesen, Dissertation, 2016.

[6] DIN 4227: Spannbeton–Richtlinien für Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung, Oktober 1953.

[7] *Leonhardt, F., Koch, R.; Rostásy, F. S.*: Schubversuche an Spannbetonträgern. *In*: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (1973), Heft 227.

[8] BMV-Richtlinie: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton, Bundesministerium für Verkehr/Hauptverwaltung der Deutschen Bahn, 1966.

[9] ÖN B 4252: Spannbetontragwerke – Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, Dezember 1975.

[10] ÖN EN 1992–1–1, Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1–1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung). Österreichisches Normungsinstitut, Dezember 2011.

[11] ÖN B 1992–1–1: Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1–1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992–2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut, Dezember 2011.

[12] *Vill, M. et al*.: Zerstörende Belastungsversuche zur Untersuchung des Schubtragverhaltens von vorgespannten Trägern einer Straßenbrücke. *In*: Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 4, S. 241–249.

[13] *Vill, M. et al*.: Großversuche an Spannbetonbrückenträgern zur Beurteilung des Schubtragverhaltens. Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 2, S. 86–95, 2012.

[14] *Reineck, K. et al*.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile mit und ohne Bügel. *In*: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2012), Heft 597.

[15] GOM: ARAMIS v6.1 und höher. August 2009.

[16] fib – Fédération Internationale du Béton: fib Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn, Berlin, 2013.

[17] *Huber, P. et al*.: Investigation of the shear behavior of RC beams on the basis of measured crack kinematics. *In*: Engineering Structures, Vol. 113 (2016), pp. 41-58.

[18] *Cavagnis, F. et al*.: 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, Vol. 103 (2015), S. 157–173.

[19] *König, G., et al*.: Der Einfluss der Rissreibung auf die Querkrafttragfähigkeit. Erkenntnisse aus experimentellen Untersuchungen an Bauteilen aus Leichtbeton und hochfestem Beton. *In*: Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000), Heft 10, S. 584–591.

[20] *Baumann, T. und Rüsch, H*.: Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens. *In*: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (1970), Heft 217.

[21] *Marti, P. et al*.: Tension chord model for structural concrete. *In*: Structural Engineering International, Vol. 8 (1998), Iss. 4, pp. 287–298.

[22] *Noakowski, P.*: Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangsbeanspruchung und Rissbreite. *In*: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (1988), Heft 394, S. 75.

[23] *Will, N.*: Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung. Aachen, RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, Dissertation, 1997.

[24] *Walraven, J. C.*: Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis. Delft, Delft University of Technology, Dissertation, 1980.

[25] *Hordijk, D. A.*: Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete, experiments, modelling and analyses. *In*: Heron Vol. 37 (1992), Iss. 1.

[26] DIN EN 1992–1–1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1–1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung, April 2013.

[27] CSA 23.3–04: Design of concrete structures. Canadian Standard Association, Dezember 2004.

[28] *Reineck, K.*: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045–1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. *In*: Bauingenieur 76 (2001), Heft 4, S. 168–179.

[29] BMVBS: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, November 2011.

[30] *Sigrist, V.*: Generalized stress field approach for analysis of beams in shear. *In*: ACI Structural Journal Vol. 108 (2011), Iss. 4, pp. 479–487.

[31] *Bentz, E. C. et al*.: Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. *In*: ACI Structural Journal Vol. 103 (2006), Heft 4, S. 614–624.

[32] *Huber, P., Kollegger J.; Kromoser, B; Huber,T.*: Berechnungsansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrückenträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad. *In*: Bauingenieur 91 (2016), Heft 6, S. 227-237.