

Berechnungsansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrückenträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad

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

Zusammenfassung Bei der rechnerischen Beurteilung der Tragfähigkeit älterer Spannbetonbrückentragwerke mit geringer Querkraftbewehrung stellt sich vermehrt heraus, dass die Querkrafttragfähigkeit nach dem aktuellen Normenstand oftmals nicht mehr erfüllt werden kann. Versuche zeigen jedoch, dass die derzeit anzuwendenden Berechnungsmodelle gerade für diesen Bauwerkstyp konservative Ergebnisse liefern. Es werden daher verfeinerte Rechenmodelle benötigt, welche es ermöglichen, diese Tragreserven zu nutzen. Der hier gezeigte Berechnungsansatz soll dieser Aufgabe gerecht werden. Es wird ein Nachweiskonzept neu aufgegriffen, welches die Nachweisführung in verschiedene Bereiche in Abhängigkeit der auftretenden Rissbildung einteilt. Da sich das Querkrafttragverhalten in den einzelnen Zonen grundlegend voneinander unterscheidet, kommt in den maßgebenden Bereichen ein dem jeweiligen Tragverhalten entsprechendes Berechnungsmodell zum Einsatz. Bei einem Vergleich des Ansatzes für die Bestimmung des kritischen Biegeschubrisses (FSC-Modell) konnte eine sehr gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen aus der Literatur erzielt werden. Die statische Nachrechnung einer bestehenden Spannbetonbrücke mit geringer Querkraftbewehrung konnte darüber hinaus das große Potenzial des vorgeschlagenen Modells untermauern.

Approach for the determination of the shear strength of existing post-tensioned bridge girders with a minimum amount of transverse reinforcement

Abstract Within the assessment of the load carrying capacity of old existing post-tensioned bridge structures with a low amount of

transverse reinforcement it turns out, that the required shear strength according to current standards can often not be fulfilled. Shear tests show, however, that the present calculation models give conservative results for this type of structures. Therefore refined approaches, which consider this additional load capacity, are called for. The proposed model should be able to fulfill this task. For this purpose, a concept is reconsidered, which divides the analysis in various areas depending on the crack formation. Due to the fact that the shear carrying behavior is completely different in each section, the formulation of particular shear models corresponding to the actual behavior is needed. A comparison of the critical flexural shear crack model (FSC-model) with test results out of literature showed a good agreement. The structural reanalysis of an existing post-tensioned concrete bridge with a low amount of transverse reinforcement could demonstrate the potential of the developed approach.

1 Einleitung

Für die Bemessung der Biegetragfähigkeit stellt die Bernoulli-Hypothese („Ebenbleiben der Querschnitte“) eine sehr einfache und weltweit anerkannte Modellvorstellung dar. Ein solch allgemeingültiger Ansatz fehlt trotz jahrzehntelanger Forschung für die Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Stahl- und Spannbetonbauteilen. Durch den zusätzlichen Erfahrungsgewinn auf Basis von zahlreichen experimentellen Untersuchungen hat dies im deutschsprachigen Raum dazu geführt, dass die Bemessungsmodelle zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit in den letzten Jahrzehnten mehrfach modifiziert und angepasst wurden. Des Weiteren zeigt sich, dass die Querkraftbemessung nach den aktuell gültigen internationalen Normenwerken stark voneinander abweicht. Aus dieser Divergenz resultiert heutzutage im Speziellen für die Bewertung der Tragfähigkeit von älteren vorgespannten Brückenträgern die Problematik, dass die nach aktuellen Normenwerken errechnete Schubtragfähigkeit die einwirkende Querkraft zum Teil beträchtlich unterschreitet [1], [2], [3]. Zu Beginn der Spannbetonära wurde der Bemessungsgrundsatz verfolgt (DIN 4227:1953 [4]), dass Spannbetonbrückenträger bei Einhaltung einer von der Betongüte abhängigen Grenzspannung auch im rechnerischen Bruchzustand ungerissen bleiben und daher lediglich über eine frei wählbare konstruktive Bewehrung verfügen müssen. Der erste normative Ansatz ging somit von der Beschreibung des Querkrafttragverhaltens mithilfe der technischen Biegelehre aus. Aktuell erfolgt die Querkraftbemessung gemäß Eurocode 2 [5] (EC2) sowohl von Stahlbeton- als auch von Spannbetonbauteilen auf Basis eines Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung θ im gerissenen Zustand. Diese vorrangig von Thürlimann [6] in der Schweiz und von Nielsen [7] in Dänemark vorangetriebene Bemessungsphilosophie beruht auf der Plastizitätstheorie unter der Annahme, dass das Fließen in der Querkraftbewehrung sowie das

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

gig, weshalb eine Durchführung des Nachweises auf Spannungsebene von Vorteil ist. In einer beliebigen Höhenlage i errechnet sich die Hauptzugspannung $\sigma_{1,Ed}$ zu:

$$\sigma_{1,Ed} = \frac{\sigma_{x,Ed,i}}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_{x,Ed,i}^2}{4} + \left(\frac{V_{Ed} \cdot S_{y,i}}{I_{y,i} \cdot b_{w,nom,i}} \right)^2} \leq f_{ctd,eff} \quad (1)$$

mit
 $\sigma_{x,Ed,i}$ Normalspannung infolge äußerer Belastung und Vorspannung

S_y Statisches Moment

I_y Flächenträgheitsmoment

$b_{w,nom}$ Effektive Stegbreite

$f_{ctd,eff}$ Bemessungswert der biaxialen Zugfestigkeit

Aufgrund des biaxialen Spannungszustands im Stegbereich wird in Anlehnung an ÖNORM EN 1992-2 [16] die einaxiale Zugfestigkeit f_{ctd} in Abhängigkeit der Hauptdruckspannung $\sigma_{2,Ed}$ abgemindert. Zur Beurteilung der biaxialen Festigkeit stehen verschiedene Bruchhypothesen zur Verfügung (Bild 4 (a)). Wie experimentelle Untersuchungen an unbewehrten Scheiben jedoch gezeigt haben [17], [18], hängt die biaxiale Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ nicht nur von der vorhandenen Druckspannung sondern auch wesentlich von der verwendeten Betongüte ab. Daher wurde in [17] jeweils eine Gleichung für Normalbeton und hochfesten Beton aufgestellt (Bild 4 (a)). Aufgrund der unzureichenden Beschreibung der biaxialen Festigkeit der Versuchsdaten mit den gängigen Bruchkriterien wird nachfolgend eine eigene Bruchhypothese vorgeschlagen. Die experimentell beobachtete Abminderung der Zugfestigkeit aufgrund der Druckbeanspruchung lässt sich für sämtliche in den Versuchsreihen getesteten Betongüten mit einem linearen Zusammenhang ausreichend genau beschreiben. Somit ergibt sich die hier entwickelte Bruchhypothese für den Druck-Zug-Bereich zu:

$$f_{ctd,eff} = \left(1,6 - 0,2 \cdot f_{ck}^{1/3} + 0,6 \cdot \frac{\sigma_{2,Ed}}{f_{ck}} \right) \cdot f_{ctd} \leq f_{ctd} \quad (2)$$

mit
 $\sigma_{2,Ed}$ Hauptdruckspannung im Kontrollschnitt in der maßgebenden Höhenlage

f_{ctd} Bemessungswert der zentrischen Zugfestigkeit gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5] mit $\alpha_{ct} = 1,0$

Bild 4 (b) zeigt eine Auswertung der Gleichung 2 für verschiedene Betongüten. Wie Bild 4 (c) verdeutlicht, kann das vorgeschlagene biaxiale Versagenskriterium zum einen die Reduktion der Zugfestigkeit mit zunehmender Druckbeanspruchung und zum anderen den Einfluss der Druckfestigkeit deutlich präziser vorhersagen als die bestehenden Ansätze. Gleichung 2 liefert jedoch aufgrund der vereinfachten linearen Beziehung nur für ein Verhältnis von $-0,9 \leq \sigma_{2,Ed}/f_{ck} \leq -0,1$ genaue Werte. Dies ist jedoch unbedenklich, da diese Grenzen in den nachfolgenden Untersuchungen stets eingehalten werden.

In den von Leonhardt et al. [14] (Bild 1) durchgeführten Versuchen konnte beobachtet werden, dass eine reine Schubrisse in vielen Fällen auf Höhe der nebeneinander verlaufenden Spannglieder im Steg einsetzt. Deshalb wird der von Hegger et al. [19] getätigte Vorschlag aufgegriffen, die Stegbreite b_w bei Spanngliedpräsenz in Anlehnung an den Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit nach EC2 [5] abzumindern:

$$b_{w,nom} = b_w - k_D \cdot \Sigma \emptyset_D \quad (3)$$

mit

k_D 0,5 bei verpressten Metallhüllrohren mit $\Sigma \emptyset_D$ größer als $b_w/8$ und 1,2 bei Spanngliedern ohne Verbund oder verpressten Plastikhüllrohren

Somit muss die Hauptzugspannung im Falle einer reduzierten Stegbreite zusätzlich auf Höhe der Spannglieder kontrolliert werden. Unterschreitet nun die maximale Hauptzugspannung $\sigma_{1,Ed}$ die nach Gleichung 2 errechnete effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$, kann davon ausgegangen werden, dass sich im Stegbereich keine Schubrisse ausbilden und daher keine Querkraftgefährdung besteht. Der Kontrollschnitt x_{krit} wird im Endauflagerbereich im Schnittpunkt zwischen der linear elastischen Schwerpunktschwerachse und einer von der Auflagerkante im Winkel von 45° geneigten Linie (Bild 2) festgelegt. Bei Durchlaufsystemen muss der Nachweis im Bereich des Momentennullpunkts kontrolliert werden.

2.3 Ansatz für den auf Schub gerissenen Bereich ST

Überschreitet nun die Hauptzugspannung $\sigma_{1,Ed}$ die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ muss mit einer reinen Schubrisse im Steg gerechnet werden, während an der unteren Randfaser noch keine Biegerisse auftreten. Die dadurch aktivierte Bügelbewehrung muss imstande sein, einen Anteil der freiwerdenden Zugkräfte aufzunehmen um somit ein sprödes Bauteilversagen zu verhindern. Wie bereits von Leonhardt et al. [14] auf Basis von umfangreichen experimentellen Untersuchungen festgestellt wurde, ist dieser überdrückte Bereich (ST) in der Nähe der Endauflager dadurch gekennzeichnet, dass sich unter gleichmäßiger Belastung ein Druckbogen und bei punktueller Belastung ein Sprengwerk auch bei schlanken Bauteilen ausbilden kann. Aus dem vertikalen Anteil dieser Druckstrebe V_{cc} ergibt sich eine erhebliche Tragkomponente, welche zusätzlich zum Querkrafttraganteil der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ mitwirkt. Diesen Mechanismus griffen bereits zahlreiche Forscher auf, um das Tragverhalten von vorgespannten Balken zu beschreiben [20], [21]. Außerdem wurde das Querkrafttragvermögen des Druckbogens und des Sprengwerks bereits im Model Code 90 [22] als günstiger Effekt erkannt. Dieser wurde darin über eine Reduktion der Zugkraft in der Querkraftbewehrung in Abhängigkeit der Neigung des Bogens miteinbezogen.

Um das Tragverhalten bei Überschreitung der Hauptzugspannung im Steg zu beschreiben wird angenommen, dass sich der Querkraftwiderstand $V_{Rd,ST}$ im Bereich ST aus einem Anteil der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$, der Vertikalkomponente einer geneigten Vorspannkraft $V_{p,0}$ und einem vertikalen Anteil aus der Neigung des Druckgurts V_{cc} zusammensetzt. Die Querkrafttragfähigkeit ergibt sich nach dem ST-Ansatz somit zu:

$$V_{Rd,ST} = V_{Rd,s} + V_{p,0} + V_{cc} \quad (4)$$

Darüber hinaus wird die Annahme getroffen, dass die Schubrisse bei einsetzender Rissbildung konstant in Richtung der ersten Hauptspannungsrichtung $\varphi_1 = \varphi_{cr} = 0,5 \cdot \arctan 2 \cdot \tau_{xz,max} / \sigma_{cp}$ verlaufen. Dazu wird vereinfacht die Hauptzugspannung $\sigma_{1,Ed}$ auf Höhe der Schwerachse mit der effektiven Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ nach Gleichung (2) verglichen. Die Rissneigung φ_{cr} ergibt sich somit zu

$$\varphi_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \frac{2 \cdot \sqrt{\left(\frac{1,6 \cdot f_{ctm} - 0,2 \cdot f_{ck}^{1/3} + \frac{\sigma_{cp}}{2} \cdot \left(\frac{0,6 \cdot f_{ctm} - 1}{f_{ck}} \right)}{1 + \frac{0,6 \cdot f_{ctm}}{f_{ck}}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{cp}}{2} \right)^2}}{\sigma_{cp}} \quad (5)$$

Der Annahme einer konstanten Neigung der Diagonalrisse φ_{cr} liegt zugrunde, dass sowohl der Druck- als auch der Zuggurt infolge der Schubrissbildung ungerissen bleiben und eine Schubrotation daher weitgehend verhindert wird. Es wird somit vorausgesetzt, dass die Querkraftbewehrung bis zum Erreichen der Fließspannung f_{ywd} entlang des Schubrisses mit der Länge $(d - h_{fc}) \cdot \cot \varphi_{cr}$ aktiviert werden kann. Das Tragvermögen einer senkrechten Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ errechnet sich in diesem Bereich somit zu:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d - h_{fc}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \varphi_{cr} \quad (6)$$

Bild 3 zeigt die grundlegenden Annahmen für den Ansatz zur Bestimmung des Querkraftwiderstands V_{cc} , welcher auf die Ausbildung eines Sprengwerks bzw. Druckbogens zurückgeführt werden kann. Nach einer linear elastischen Berechnung auf Basis eines ungerissenen Zustands können die Spannungsverläufe in der Auflagerachse ($x = 0$) sowie an der Stelle x_{cr} errechnet werden, an der das theoretische Biegemoment M_{cr} überschritten ist. Unter Berücksichtigung der Querschnittsgeometrie ergeben sich somit die Angriffspunkte z_{Fc} der resultierenden Druckgurtkräfte F_c in

diesen beiden Schnitten, woraus sich die Neigung des Druckgurts α_{cc} wie folgt ergibt:

$$\alpha_{cc} = \arctan \left(\frac{z_{Fc}(x=0) - z_{Fc}(x=x_{cr})}{x_{cr}} \right) \quad (7)$$

Der Kontrollschnitt x_{krit} wird dabei wie beim Hauptzugspannungsnachweis angenommen (Bild 3). Für die Bestimmung der Tragkapazität des geeigneten Druckgurts wird die resultierende Druckkraft F_c vereinfacht mit der hinter der Auflagerachse verankerten Spannkraft P_∞ gleichgesetzt. Die Vertikalkomponente des Sprengwerks sowie des Druckbogens V_{cc} kann somit wie folgt berechnet werden:

$$V_{cc} = P_\infty \cdot \sin \alpha_{cc} \quad (8)$$

Für eine Beurteilung der Vorhersagequalität des in diesem Abschnitt gezeigten Ansatzes fehlt leider eine ausreichende Datenbasis, da ein reines Schubzugversagen in den aus der Literatur zur Verfügung stehenden Versuchsreihen (siehe z.B. ACI-DAfStb Versuchsdatenbanken von Reineck [23]) kaum bis gar nicht beobachtet werden kann.

2.4 Querkraftmodell für den kritischen Biegeschubriss – FSC-Modell

2.4.1 Allgemeines

In Laborversuchen an einfeldrigen Spannbetonbalken mit geringer Schubbewehrung (Bild 1 aus [14] bzw. Rissbilder in [8]) führt meist ein kritischer Biegeschubriss zum Versagen. Bei moderater Stegdicke geht somit die größte Querkraftgefährdung in dem unter Biegung gerissenen Bereich FS aus. Die Analyse der Rissverläufe sowie der Rissuferverschiebungen in [8] hat gezeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit bei Spannbetonbalken nicht ausschließlich mit dem Traganteil der entlang des kritischen Schubrisses aktivierten Bügelbewehrung $V_{R,s}$ beschrieben werden kann. Darüber hinaus konnten im Verhältnis zur Rissöffnung w nur

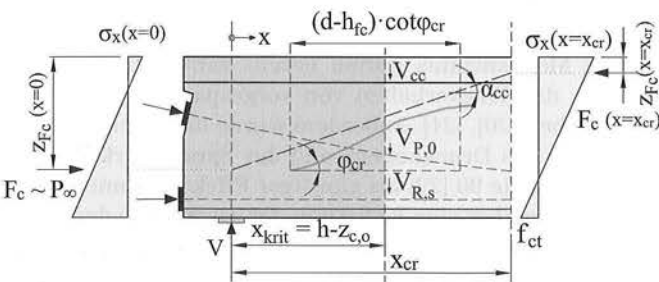


Bild 3. Sprengwerkanteil V_{cc} im Bereich ST. Fig. 3. Arch action V_{cc} in the zone ST.

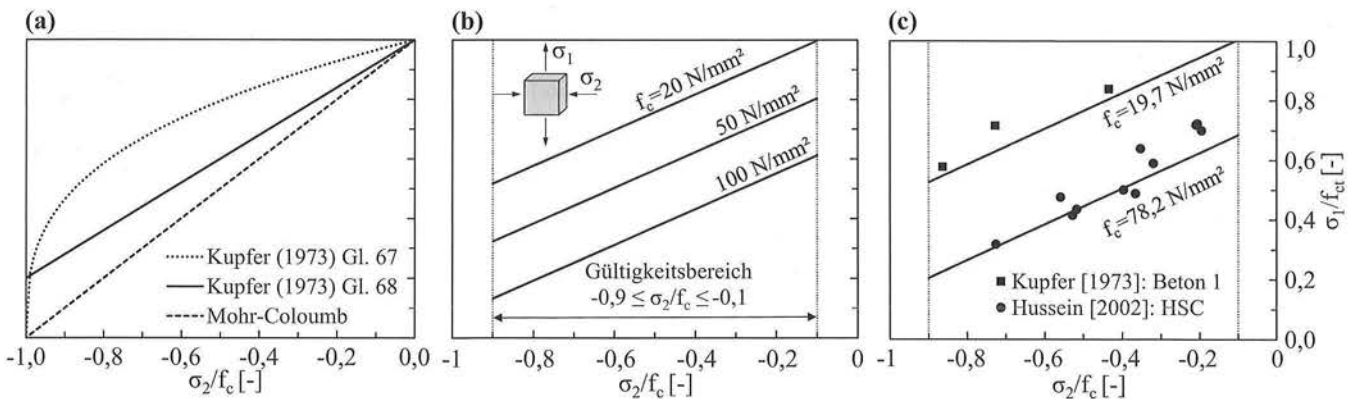


Bild 4. Biaxiales Versagenskriterium für den Zug-Druck-Bereich: (a) Vorhandene Modelle; (b) Auswertung des vorgeschlagenen Materialmodells für verschiedene Druckfestigkeiten f_c ; (c) Vergleich des Ansatzes mit Versuchsdaten aus der Literatur [17], [18]. Fig. 4. Biaxial failure criterion for tension-compression: (a) Existing models; (b) Analysis of the proposed material model for different compression strength f_c ; (c) Comparison of the approach with test results out of literature [17], [18].

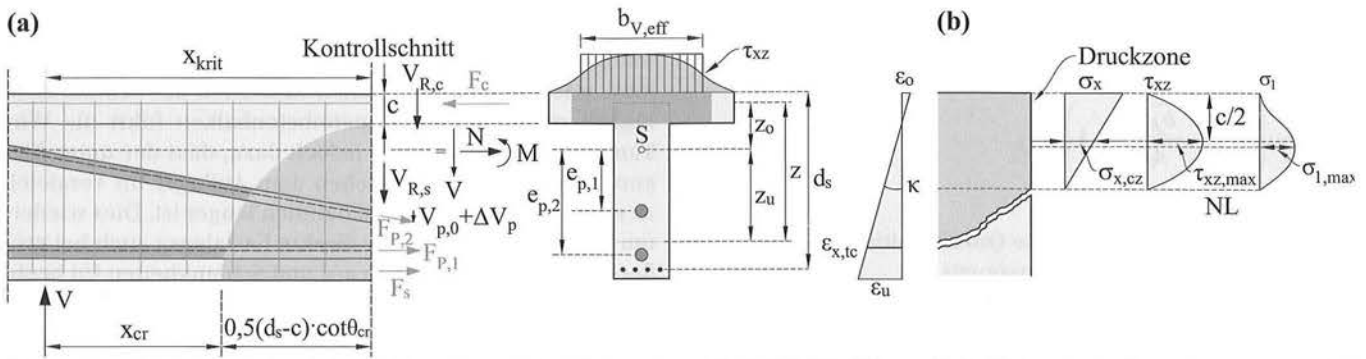


Bild 5. Annahmen zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern nach dem FSC-Modell (FSCM): (a) Dehnungszustand, Abmessungen, Kräftegleichgewicht und Kontrollschnitt x_{krit} ; (b) Resultierender Spannungszustand in der Druckzone.
 Fig. 5. Assumptions for the determination of the shear strength of post-tensioned beams according to the FSC-Model (FSCM): (a) Strain state, dimensions, equilibrium of forces and critical section x_{krit} ; (b) Resulting stress state in the compression zone.

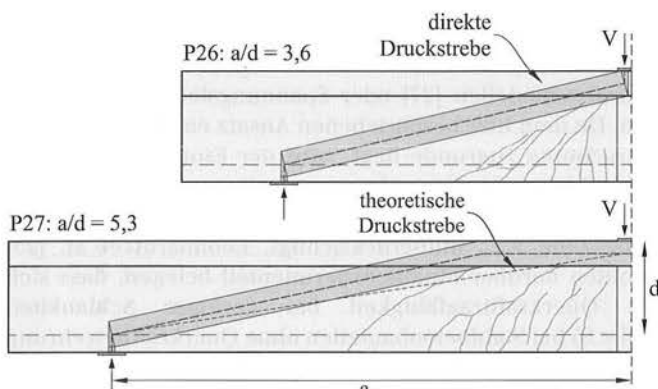


Bild 6. Direkte Lastabtragung bei zwei Spannbetonbalken mit unterschiedlichem a/d - Verhältnis nach einer Versuchsreihe von Regan [26].
 Fig. 6. Direct load transfer by two post-tensioned beams with different a/d ratio according to a test series of Regan [26].

sehr geringe Rissgleitungen s gemessen werden, weshalb ein Traganteil infolge der Rissverzahnung V_{ag} im Bruchzustand ausgeschlossen werden kann. Es liegt somit nahe, dass ein nicht zu vernachlässigender Anteil der aufnehmbaren Querkraft auf das Tragvermögen der ungerissenen Betondruckzone zurückzuführen ist. Die Querkrafttragfähigkeit setzt sich laut dem nachfolgend hergeleiteten Ansatz im kritischen Schnitt x_{krit} somit aus den Traganteilen der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$, der Vertikalkomponente infolge der nach dem Absetzen wirkenden Spannkraft $V_{p,0}$ sowie der infolge Biegung erzeugten Spannkraftzunahme ΔV_p und einer der Druckzone zugesprochenen Querkrafttragfähigkeit $V_{R,cz}$ zusammen:

$$V_{R,FSCM} = V_{R,s} + V_{R,cz} + V_{p,0} + \Delta V_p \quad (9)$$

Der neuartige Ansatz wird im ersten Schritt für die Versuchsnachrechnung mit mittleren Materialkennwerten angegeben und anschließend durch gezielte Vereinfachungen in ein praxisgerechtes und ingenieurmäßiges Modell übergeführt. Da der Ansatz ausschließlich für den unter Biegung gerissenen Bereich anwendbar ist, wird dieser nachfolgend als FSC-Modell („Flexural Shear Crack“-Modell) bezeichnet.

2.4.2 Beschreibung des Querkraftmodells

Die Schubtragfähigkeit der Druckzone $V_{R,cz}$ beruht auf der Annahme, dass ihr Tragverhalten mithilfe der technischen Biegelehre beschrieben werden kann. Die infolge Biegung

resultierenden Normalspannungen σ_x sowie die aus den Querkraften resultierenden Schubspannungen τ_{xz} erzeugen in der Druckzone einen biaxialen Spannungszustand aus Hauptzug- und Hauptdruckspannungen (σ_1, σ_2). Die Druckzone kann somit so viel Querkraft aufnehmen bis der sich einstellende Spannungszustand das biaxiale Versagenkriterium (Bild 4 (b)) erreicht. Der Querkraftwiderstand der ungerissenen Druckzone $V_{R,cz}$ ergibt sich, wenn die Hauptzugspannung σ_1 der effektiven Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ aus Gleichung 2 entspricht. Um die Berechnung nicht auf Spannungsebene zu führen, kann der Schubspannungsterm τ_{xz} aus Gleichung 1 nach mehreren Umformungen entkoppelt werden, wodurch sich die maximal aufnehmbare Schubspannung $\tau_{xz,max}$ wie folgt ergibt:

$$\tau_{xz,max} =$$

$$\sqrt{\left(\frac{1,6 \cdot f_{ct} - 0,2 \cdot f_c^{1/3} + \frac{\sigma_{x,cz}}{2} \cdot (0,6 \cdot \beta - 1)}{1 + 0,6 \cdot \beta} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,cz}}{2} \right)^2} \quad (10)$$

mit

$\beta = f_{ct}/f_c$ Verhältnis zwischen zentrischer Zugfestigkeit f_{ct} und Zylinderdruckfestigkeit f_c

Das Querkrafttragvermögen der Druckzone wird somit wesentlich vom vorherrschenden Spannungszustand sowie den Abmessungen des ungerissenen Bereichs oberhalb der Nulllinie bestimmt. Die wesentlichen Annahmen des Ansatzes sind in Bild 5 (a) dargestellt. Die Druckzonenhöhe c wird dabei unter der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte (Bernoulli-Hypothese) und eines linear-elastischen Materialverhaltens des Betons berechnet. Da die Bestimmung der Nulllinienlage bei Bauteilen unter Biegung M und Normalkraft N (z. B. Vorspannung) belastungsabhängig ist und der Berechnungsprozess daher deutlich aufwendiger wird, wird angenommen, dass sich die Druckzonenhöhe c im Bruchzustand wie bei Bauteilen ohne Normalkraft einstellt. Für profilierte Träger mit starkem Zuggurt und/oder schlankem Druckgurt kann die Nulllinie rechnerisch auch im Stegbereich liegen. In den Rissbildern der für die Validierung des Berechnungsmodells verwendeten Versuchsdaten zeigte sich jedoch, dass sich im Bruchzustand die Nulllinie im Schubfeld meist in den Anschnitt zwischen Steg und Obergurt verschiebt. Deshalb wird angenommen,

dass die Druckzonenhöhe c nicht größer als die Höhe des Druckgurts h_{fc} ist:

$$c = \frac{A_i}{b_{fc}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{fc} \cdot d}{A_i}} - 1 \right) \leq h_{fc} \quad (11)$$

mit
 $A_i = A_s \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} + A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}}$ ideale Querschnittsfläche des Zuggurts

b_{fc} Breite des Druckgurts

h_{fc} Höhe des Druckgurts

Die statische Nutzhöhe d ergibt sich in Abhängigkeit der Querschnittsfläche der Bewehrung A_s und der Spannglieder $A_{p,i}$ in mehreren Höhenlagen zu

$$d = \frac{A_s \cdot d_s + \sum A_{p,i} \cdot d_{p,i}}{A_s + A_p} \quad (12)$$

mit der statischen Höhe der Längsbewehrung d_s und der Spannglieder $d_{p,i}$

Neben der Druckzonenhöhe c stellt vor allem auch die mitwirkende Gurtbreite für Querkraft $b_{V,eff}$ einen wesentlichen Einflussfaktor dar (Bild 5 (a)). Wie bereits von Hegger und Görtz [21] auf Basis einer Parameterstudie festgestellt, wird die mitwirkende Breite am meisten von der Flanschhöhe h_{fc} beeinflusst. Die Breite des idealisierten rechteckigen Schubspannungsblocks in der Druckzone lässt sich wie folgt berechnen:

$$b_{V,eff} = b_w + 2,5 \cdot h_{fc} \leq b_{fc} \quad (15)$$

Der infolge Biegung M und Querkraft V hervorgerufene Spannungszustand in der Druckzone ist in Bild 5 (b) dargestellt. Der Schubspannungsverlauf τ_{xz} wird dabei in Anlehnung an [24] parabelförmig angenommen. Bei über die Höhe abnehmenden Druckspannungen fällt die maximale Hauptzugspannung nicht mit der maximalen Schubspannung zusammen und ist somit a priori nicht bekannt. Die Stelle des Maximalwerts ist somit belastungsabhängig und dessen Bestimmung entspricht einer Extremwertaufgabe. Zur Reduktion des Rechenaufwands wird daher vorgeschlagen, die Hauptzugspannung σ_1 auf Höhe der maximalen Schubspannung in halber Höhe der rechteckigen Druckzone $c/2$ zu berechnen. Die maßgebende Normalspannung $\sigma_{x,cz}$ an dieser Stelle beträgt somit

$$\sigma_{x,cz} = \frac{-\frac{M}{z} + N \cdot \frac{z_u}{z} + \sum P_{x,i} \cdot \frac{e_{p,i} - z_u}{z}}{b_{fc} \cdot c} \quad (14)$$

mit

$$z = d - \frac{c}{3} \text{ statischer Hebelarm}$$

$e_{p,i}$ Exzentrizität der einzelnen Spannglieder i

$P_{x,i}$ Vorspannkraft

Seit den „Stuttgarter Versuchen“ von Leonhardt et al. [25] ist bekannt, dass die Querkrafttragfähigkeit V_R bei Stahlbetonbauteilen unter punktueller Belastung wesentlich von der Schubschlankheit a/d beeinflusst wird. Bei gedrunge- nen Balken kann eine einwirkende Punktlast über eine direkte Druckstrebe (Sprengwerk) sowie eine gleichförmige Belastung über einen Bogen abgetragen werden. Die Voraussetzung für die Ausbildung dieses Mechanismus ist jedoch, dass diese theoretische Druckstrebe nicht von Rissen durchkreuzt wird. Mit zunehmendem a/d -Verhältnis wird

diese Bedingung aufgrund der ausgeprägteren Rissbildung infolge der Biegemomentenbeanspruchung zusehends verletzt, was mit einer deutlichen Reduktion der Schubtragfähigkeit einhergeht. Bei Spannbetonbalken führt die Wirkung der Vorspannkraft P jedoch dazu, dass der unter Biegung gerissene Bereich neben dem Auflager im Vergleich zu einem Stahlbetonbauteil deutlich länger ist. Dies wiederum hat zur Folge, dass der direkte Lastabtrag auch bei größeren Schubschlankheiten a/d und Schlankheiten l/d beobachtet werden kann. Bild 6 zeigt die Rissbilder von zwei Spannbetonträgern aus einer Versuchreihe von Regan [26] mit unterschiedlichen Schubschlankheiten. Während sich bei Balken P26 mit einem a/d -Verhältnis von 3,6 eine direkte Lastabtragung noch einstellen kann, führt eine Vergrößerung des Abstands zwischen Auflager und Lasteinleitungsstelle a auf $5,3 \cdot d$ zu einer ausgeprägteren Rissbildung im Schubfeld, wodurch die Ausbildung einer Druckstrebe nicht mehr in diesem Maße stattfinden kann. Eine mögliche Beschreibung des direkten Lastabtrags kann auf Basis von Stabwerkmodellen [27] oder Spannungsfeldern [28] erfolgen. Da dem hier beschriebenen Ansatz eine Querschnittsbetrachtung zugrunde liegt, wird der Einfluss der Schubschlankheit a/d über einen zusätzlichen multiplikativen Faktor β_{cc} beim Querkraftwiderstand der ungerissenen Druckzone $V_{R,cz}$ mitberücksichtigt. Leonhardt et al. [25] konnten darüber hinaus experimentell belegen, dass sich die Querkrafttragfähigkeit bei geringer Schlankheit ($l/d < 8$) bei Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung unter gleichförmiger Belastung aufgrund des sich ausbildenden Druckbogens erhöht. Da im Brückenbau solch geringe Schlankheiten bei Spannbetonbalken jedoch nicht üblich sind, wird auf eine Berücksichtigung dieses Einflusses gezielt verzichtet. Der Einfluss der Schubschlankheit a/d und der Schlankheit l/d wird somit anhand des Faktors β_{cc} wie folgt ermittelt:

$$\beta_{cc} = \begin{cases} 1,75 - 0,15 \cdot \frac{a}{d} \geq 0,85 & \text{bei vorwiegend punktueller Belastung} \\ 1,00 & \text{bei vorwiegend gleichmäßiger Belastung} \end{cases} \quad (15)$$

Die Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone $V_{R,cz}$ ergibt sich unter der Annahme eines rechteckförmigen Querschnitts oberhalb der Nulllinie durch Umstellen der Dübelformel und durch Multiplikation mit dem Faktor β_{cc} schlussendlich zu:

$$V_{R,cz} = \frac{2}{3} \cdot \tau_{xz,max} \cdot b_{V,eff} \cdot c \cdot \beta_{cc} \quad (16)$$

Einen Beitrag zur Schubtragfähigkeit der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$ liefern alle vertikalen und geneigten Bewehrungselemente, welche vom maßgebenden Schubriss gekreuzt und somit aktiviert werden können (Bild 5 (a)). Eine wesentliche Rolle stellt dabei der sich einstellende Risswinkel θ_{cr} dar. Die Neigung des kritischen Schubrisses θ_{cr} wird dabei in Anlehnung an den österreichischen nationalen Anhang ÖNORM B 1992-1-1 [29] in Abhängigkeit der Zuggurtdehnung $\varepsilon_{x,lc}$ berechnet. Die Dehnung auf Höhe des gemittelten Zuggurts errechnet sich unter Vernachlässigung des Einflusses der einwirkenden Querkraft V zu:

$$\varepsilon_{x,lc} = \frac{\frac{M}{z} + N \cdot \frac{z_o}{z} + \sum P_{x,i} \cdot \frac{-e_{p,i} - z_o}{z}}{A_s \cdot E_s + A_p \cdot E_p} \quad (17)$$

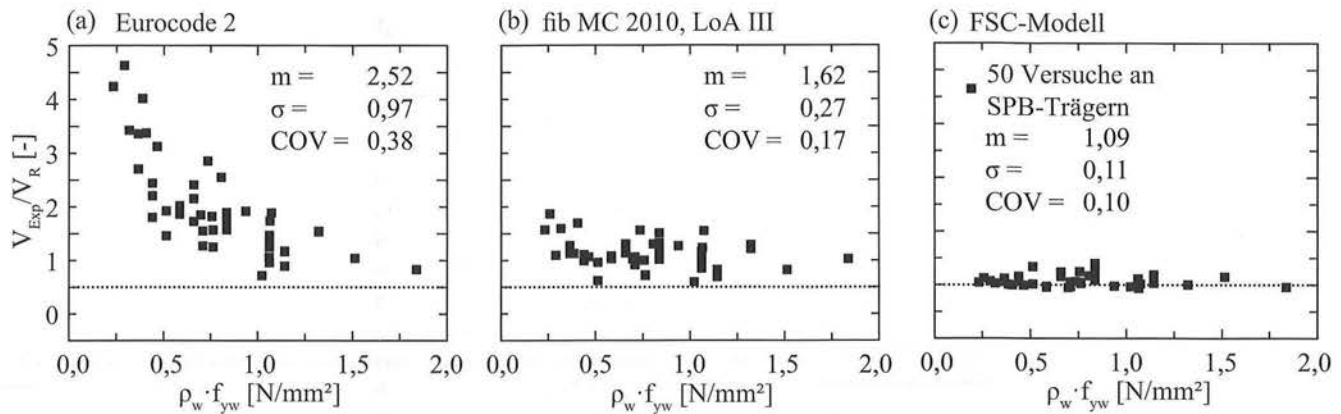


Bild 7. Verhältnis V_{Exp}/V_R von verschiedenen Modellen in Abhängigkeit von $\rho_w \cdot f_{yw}$: (a) Eurocode 2 [5]; (b) fib Model Code 2010 LoA III [9]; (c) FSC-Modell [12].
 Fig. 7. Ratio V_{Exp}/V_R for different models versus $\rho_w \cdot f_{yw}$: (a) Eurocode 2 [5]; (b) fib Model Code 2010 LoA III [9]; (c) FSC-Modell [12].

Die Neigung des kritischen Diagonalrisses θ_{cr} ergibt sich in Abhängigkeit des Belastungszustands zu:

$$\theta_{cr} = 22 + 5000 \cdot \varepsilon_{x,tc} \quad (18)$$

Unter Annahme des in Bild 5 (a) dargestellten freigeschnittenen Körpers kann nun jeder Bügel entlang der horizontal projizierten Länge des Diagonalrisses $(d_s - c) \cdot \cot\theta_{cr}$ in Rechnung gestellt werden. Da der in diesem Abschnitt hergeleitete Ansatz für den Bereich FS angedacht ist, kann angenommen werden, dass sich der maßgebende Schubriss aus einem Biegeriss bildet. Somit ist es zulässig, die statische Höhe der Längsbewehrung d_s für die Ermittlung des Querkraftwiderstands der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ heranzuziehen. Der Traganteil der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$ kann somit unter der Annahme, dass im Bruchzustand die Fließspannung f_{yw} erreicht wird, für eine vertikal angeordnete Bügelbewehrung wie folgt errechnet werden:

$$V_{R,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d_s - c) \cdot f_{yw} \cdot \cot\theta_{cr} \quad (19)$$

Neben den zuvor angeführten Tragmechanismen kann die Vertikalkomponente einer geneigten Spannkraft ebenso einen wesentlichen Anteil beim Abtrag von Querkraften übernehmen. Bei einer ausgeprägten Biegebeanspruchung folgt darüber hinaus eine Spannkraftzunahme, welche bei geneigten Spanngliedern eine Erhöhung der Vertikalkomponente infolge der Vorspannkraft ΔV_p zur Folge hat. Unter Vernachlässigung des Einflusses der einwirkenden Querkraft V kann der vertikale Anteil der Spannkraft in Abhängigkeit des Belastungszustands wie folgt berechnet werden:

$$V_p = \sum_{i=1}^n \left[P_{0,i} + \frac{\varepsilon_{x,tc}}{d-c} \cdot (d_{p,i} - c) \cdot E_p \cdot A_{p,i} \right] \cdot \sin\alpha_{p,i} \quad (20)$$

mit dem Elastizitätsmodul des Spannstahls E_p sowie der Querschnittsfläche der Spannglieder $A_{p,i}$ in unterschiedlichen Höhenlagen i .

Da die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit V_R belastungsabhängig ist, muss der Benennung einer Nachweissstelle x_{krit} gesonderte Beachtung geschenkt werden. Da sich die in Gleichung 9 addierten Tragmechanismen nur bei einem Biegeschubriss ausbilden können, wird der Kontrollschnitt in der Nähe der Stelle angenommen, an welcher das theoretische Biegerissmoment M_{cr} (mit f_{ctm} errechnet) erreicht wird. Der kritische Schnitt wird somit auf der halben

projizierten Länge des Biegeschubrisses $(d_s - c) \cdot \cot\theta_{cr}$ gewählt und ergibt sich somit zu

$$x_{krit} = x_{cr} + \frac{d_s - c}{2} \cdot \cot\theta_{cr} \quad (21)$$

Entgegen der gängigen Praxis in den normativen Festlegungen bezüglich des Nachweisschnitts wird die Berechnung der Schubtragfähigkeit V_R in dem hier vorgeschlagenen Ansatz somit in Abhängigkeit der sich einstellenden Rissbildung berücksichtigt, wodurch sich der Nachweisschnitt in Abhängigkeit des Belastungszustands ändert. Da der kritische Schnitt x_{krit} und das dort wirkende Biegemoment M a priori nicht bekannt sind, müssen diese anfänglich gewählt werden. Die einzelnen Traganteile ($V_{R,s}$, $V_{R,cz}$ und V_p) müssen dann in weiterer Folge solange iterativ bestimmt werden, bis das im kritischen Schnitt x_{krit} wirkende Biegemoment M mit der ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{R,FSCM}$ im Gleichgewicht steht. Bei Übereinstimmung des anfänglich gewählten und des errechneten kritischen Schnitts sowie des zu Beginn angenommenen und des aufgrund von $V_{R,FSCM}$ resultierenden Biegemoments M , sind die entlang des kritischen Schubrisses wirkenden Querkrafttragmechanismen und somit auch der Querkraftwiderstand $V_{R,FSCM}$ für den unter Biegung gerissenen Bereich FS bekannt.

2.4.3 Versuchsnachrechnung

Die Vorhersagequalität des vorgeschlagenen Ansatzes sowie diverser normativer Bemessungsmodelle zur Bestimmung des Querkraftwiderstands von Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad lässt sich mithilfe von Versuchsergebnissen aus der Literatur validieren. Für die hier angestellte Analyse wurden ausschließlich Versuchsdaten von einfeldrigen und schubschlanken Spannbetonbalken herangezogen, welche über eine geringe Querkraftbewehrung ($\rho_w \leq 5 \cdot \rho_{w,min}$) verfügen. Um andere Versagensarten (rechnerischer Verankerungsbruch, Biegeversagen und Versagen auf Druck zwischen den Schubrissen) ausschließen zu können, wurden die gesammelten Versuchsdaten gewissen Ausschlusskriterien unterzogen. Die Auswahl der Versuchsdaten [8], [26], [30],[31], [32] und [33] erfolgte wiederum auf Grundlage der von Reineck publizierten Querkraftdatenbanken [23]. Bei der Validierung der Normen wurden trotz einer Unterschreitung des Mindestquerkraftbewehrungsgrads $\rho_{w,min}$ die Berechnungsmodelle für die Berechnung des Querkraftwiderstands von Bauteil-

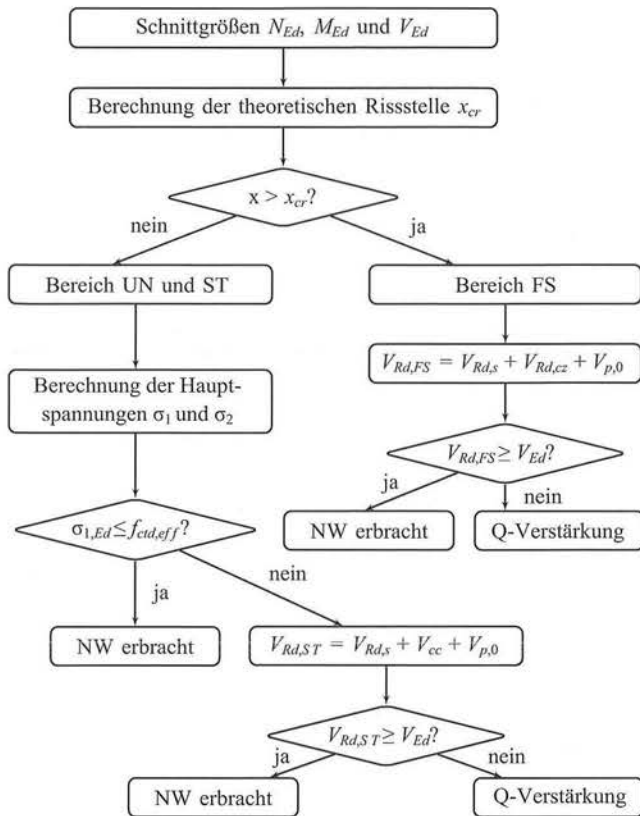


Bild 8. Berechnungsablauf der in Zonen eingeteilten Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringer Querkraftbewehrung. Fig. 8. Calculation process of the shear strength in the different zones of post-tensioned beams with a low amount of transverse reinforcement.

len mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung verwendet.

Bild 7 zeigt den Quotienten zwischen der experimentell erzielten und der nach den unterschiedlichen Ansätzen er-

mittelten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp}/V_R in Abhängigkeit von $\rho_w \cdot f_{yw}$. Das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ gemäß EC2 [5] unterschätzt die in den Versuchen erzielte Traglast deutlich, wobei im Speziellen die Versuche mit sehr geringer Schubbewehrung zu signifikant konservativen Resultaten tendieren (Bild 7 (a)). Der maximale Querkraftwiderstand der Zugstrebe $V_{R,s}$ ergibt sich demnach unter der Voraussetzung eines vollkommen überdrückten Querschnitts für die festgelegte untere Grenze von θ mit $21,8^\circ$ [29]. Um die Traglast auf Basis des Fachwerkmodells annähernd genau zu berechnen, wäre ein deutlich geringerer Druckstrebenwinkel ($\theta = 4,1 - 18,2^\circ$) von Nöten, welcher sich jedoch bei Versuchen nicht einstellt. Eine deutlich verbesserte Vorhersage lässt sich mit dem Schubmodell gemäß MC2010 (LoA III) [9] erzielen, wobei ein Mittelwert m von 1,62 noch immer auf eine konservative Bestimmung der experimentellen Querkrafttragfähigkeit schließen lässt. Der zusätzliche Betontraganteil $V_{R,c}$, welcher gerade für Bauteile mit geringer Querkraftbewehrung sehr ausgeprägt ist, kann für die merklich bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen verantwortlich gemacht werden (Bild 7 (b)). Bei Anwendung des in diesem Beitrag hergeleiteten Ansatzes zur Bestimmung des kritischen Biegeschubrisses konnte eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsdaten erzielt werden. Mit einem Mittelwert m von 1,09 und einer Streuung σ von lediglich 11 % lässt sich dies zusätzlich statistisch belegen. Wie eine Sensitivitätsanalyse zeigen konnte [12], ist dieser Ansatz imstande die wesentlichen Einflussparameter korrekt widerzuspiegeln. Durch den zusätzlichen Tragmechanismus der ungerissenen Druckzone konnte ein zusätzlicher Tragmechanismus quantifiziert werden, mit welchem der Querkraftwiderstand von Spannbetonbauteilen mit geringem Schubbewehrungsgrad im Vergleich zu den gängigen Berechnungsmodellen (EC2 und MC2010) deutlich präziser errechnet werden kann (Bild 7 (c)).

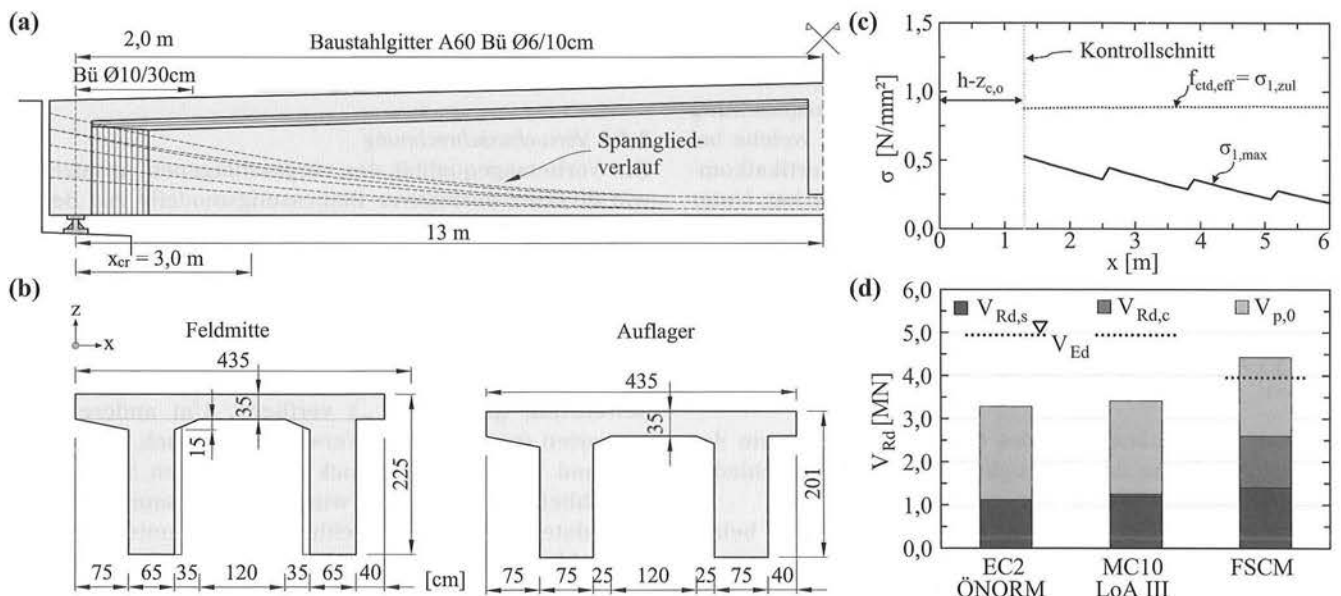


Bild 9. Schwachbrücke: (a) Statisches System, Details zur Querkraftbewehrung und zum Verlauf der Spannglieder; (b) Querschnitt in Feldmitte und am Auflager; (c) Hauptzugspannungsnachweis im unter Biegung ungerissenen Bereich UN; (d) Querkraftwiderstand V_{Rd} im unter Biegung gerissenen Bereich FS nach den normativen Ansätzen (EC2 und MC2010 LoA III) und dem FSC-Modells.

Fig. 9. Schwachbrücke: (a) Static system, details of the transverse reinforcement and shape of the tendons; (b) Cross section at midspan and at the support; (c) Verification of the principle tensile stress in the zone with bending cracks UN; (d) Shear strength V_{Rd} in the zone with bending cracks according to design codes (EC2 and MC2010 LoA III) and the FSC-model.

2.4.4 Überführung in ein praxisgerechtes Nachweismodell

Während das Berechnungsmodell für die Bereiche UN und ST auf einem einfachen analytischen Formelapparat basiert, muss die Ermittlung der Schubtragfähigkeit im Bereich FS für das zuvor hergeleitete Querkraftmodell auch bei bekannten Schnittgrößen M_{Ed} , V_{Ed} und N_{Ed} iterativ erfolgen, da der Nachweischnitt x_{krit} a priori nicht bekannt ist. Darüber hinaus ist der Berechnungsablauf zu aufwendig, um dem eines ingenieurmäßigen Nachweiskonzepts gerecht zu werden. Deshalb werden die nachfolgenden Vereinfachungen vorgenommen:

- Der Risswinkel θ_{cr} hängt von der Dehnung des Zuggurtes $\epsilon_{x,tc}$ ab (siehe Gleichung 17). Ein höherer Querkraftbewehrungsgrad ρ_w führt somit zu einem höheren Belastungsniveau, was sich in einem Rissbild mit steileren Rissen äußert, wodurch wiederum eine geringere Anzahl an Bügelementen aktiviert werden kann. Im Falle geringer Schubbewehrungsgrade $\rho_w \leq 5 \cdot \rho_{w,min}$ kann diese Abhängigkeit vernachlässigt und mit einem konstanten Risswinkel θ_{cr} gerechnet werden, wodurch die Abhängigkeit von der Zuggurtdehnung $\epsilon_{x,tc}$ wegfällt. Der Risswinkel θ_{cr} wird somit vereinfacht mit $26,5^\circ$ ($\cot\theta_{cr} = 2,0$) angenommen.
- Um die iterative Berechnung zu vermeiden, wird die Vereinfachung vorgenommen, dass die Druckzonenhöhe c für die Bestimmung des Kontrollschnitts x_{krit} in Gleichung 21 durch die Obergurthöhe h_{fc} ersetzt wird. In Kombination mit dem konstanten Risswinkel θ_{cr} ergibt sich die Nachweisstelle x_{krit} somit zu:

$$x_{krit} = x_{cr} + d_s - h_{fc} \quad (22)$$

mit der Stelle x_{cr} , an der das theoretische Biegemoment M_{cr} (mit $f_{ctk,0,05}$ berechnet) überschritten ist.

- Die Zunahme der Dehnung der Spannglieder infolge Biegung und der daraus resultierenden Vergrößerung der Vertikalkomponente der Vorspannkraft ΔV_p (Gleichung 20) wird vernachlässigt.

Durch die eingeführten Vereinfachungen verschlechtert sich die Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen nur sehr marginal ($m = 1,11$; $\sigma = 12\%$).

Das gezeigte Modell für den Bereich FS lässt sich sehr einfach in das semi-probabilistische Sicherheitskonzept gemäß Eurocode 0 einbetten. Durch die Einführung des Bemessungswerts der Fließgrenze der Bügelbewehrung f_{ywd} in Gleichung 19 sowie durch Verwendung des Bemessungswerts der effektiven Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ (Gleichung 2) bei Berechnung der maximal aufnehmbaren Schubspannung $\tau_{xz,max}$ in Gleichung 10 kann für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren ein ausreichender Zuverlässigkeitsindex β nachgewiesen werden [12].

2.5 Berechnungsablauf

Bild 8 zeigt den Berechnungsablauf des in Zonen eingeteilten Nachweiskonzepts für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit V_R von Spannbetonbalken mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w . Auf Basis der Schnittgrößen N_{Ed} , M_{Ed} und V_{Ed} ergibt sich die Stelle x_{cr} , an der das theoretische Biegemoment M_{cr} überschritten ist. Im unter Biegung gerissenen Bereich FS ($M_{Ed} \geq M_{cr}$) erfolgt die Nachweisführung auf Grundlage des FSC-Modells gemäß dem Abschnitt 2.4. Im überdrückten Bereich in der Nähe der Endauflager sowie im Momentennullpunkt wird in einem

ersten Schritt ein Hauptzugspannungsnachweis im Zustand I durchgeführt (Abschnitt 2.2). Während die einwirkende Querkraft bei Einhaltung des Hauptzugspannungsnachweises vom ungerissenen Querschnitt aufgenommen wird, muss bei Überschreitung der effektiven Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ (Gleichung 2) von einer Schubrissbildung im Steg ausgegangen werden. Die Nachweisführung erfolgt in diesem Bereich basierend auf den Tragmechanismen der Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$, der Vertikalkomponente einer geneigten Spannkraft V_p sowie der Vertikalkomponente des geneigten Druckgurts V_{cc} (ST-Modell in Abschnitt 2.3). Bei Spannbetonträgern mit moderaten Schubbewehrungsgraden und dünnen Stegen muss zusätzlich zur Ausbildung eines kritischen Biegeschubrisses bzw. Schubrisses die Tragfähigkeit des Betons auf Druck zwischen den Rissen kontrolliert werden. Dabei wird zum jetzigen Zeitpunkt vorgeschlagen, dass Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung gemäß EC2 [5] anzuwenden.

3 Anwendungsbeispiel

3.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Ergebnisse einer statischen Nachrechnung einer Spannbetonbrücke mit geringem Schubbewehrungsgrad präsentiert, welche basierend auf der DIN 4227:1955 [4] bemessen wurde. Das Hauptaugenmerk dieses Kapitels liegt auf der Berechnung des Querkraftwiderstands V_R auf Grundlage der in diesem Artikel vorgestellten Berechnungsansätze. Dieser wird wiederum der Schubtragfähigkeit gemäß EC2 und MC2010 gegenübergestellt. Die Beurteilung der Tragfähigkeit bezieht sich ausschließlich auf die Hauptträger und wurde in Anlehnung an die österreichische Nachrechnungsrichtlinie ONR 24008 [34] durchgeführt.

3.2 Bauwerksbeschreibung

Die im Jahre 1960 gebaute eingleisige Schwechatbrücke besteht aus einem zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt mit kurzen Kragplatten. Die einfeldrige vorgespannte Eisenbahnbrücke weist eine Stützweite von 26 m auf (Bild 9 (a)). Der Querschnitt verfügt über eine veränderliche Höhe, welche zwischen dem Auflager und der Feldmitte von $h = 2,01$ m auf $2,25$ m ansteigt. Die Dicke der Druckgurtplatte beträgt 35 cm. Die Gurtbreite b_{fc} ergibt sich für den gesamten Querschnitt zu 4,35 m. Der Steg weist im Feld eine Breite b_w von 65 cm auf und wird im unmittelbaren Auflagerbereich auf 75 cm verbreitert (Bild 9 (b)). Das Tragwerk wurde mit einer Betongüte B300 hergestellt. Dies entspricht gemäß ONR 24008 [34] in etwa einer charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} von $17,8$ N/mm². Über die gesamte Trägerlänge wurde eine oben offene Bügelbewehrung aus Betonstahlmatten A60 ($\varnothing 6/100$ mm) verlegt. Im unmittelbaren Auflagerbereich wurden zusätzlich zweischnittige Bügel $\varnothing 10/300$ mm angeordnet, welche jedoch vorrangig zur Aufnahme der Spaltzugkräfte aus dem Einbringen der Spannkraften dienten. Der resultierende Querkraftbewehrungsgrad $\rho_w = 0,087\%$ liegt somit nach dem österreichischen nationalen Anhang [29] unterhalb der geforderten Mindestschubbewehrung $\rho_{w,min} = 0,088\%$. Für die Bewehrung wurde damals ein Rippenstahl 40 (Klasse III – $f_{yk} = 400$ N/mm²) verwendet. Die Vorspannung wurde über ein Drahtspanverfahren mit nachträglichem Verbund der

Firma BBRV über 12 Spannglieder je Steg eingebracht. Ein Spannglied besteht aus 48 Drähten ($\varnothing_{\text{Draht}} = 5 \text{ mm}$), wodurch sich die gesamte Spannstahtfläche A_p beider Stege zu 198 cm^2 ergibt. Die anfängliche Spannstahtspannung $\sigma_{p,0}$ wurde in Anlehnung an [4] zu 1.085 N/mm^2 angenommen. Der Verlauf der Spannglieder ist in Bild 9 (a) dargestellt.

3.3 Anwendung des Nachweiskonzepts

Nachfolgend wird der in Bild 8 gezeigte Berechnungsablauf des in verschiedenen Zonen eingeteilten Nachweiskonzepts dargestellt. Eine detaillierte Beschreibung der einzelnen Rechenschritte findet man in [12]. Die Berechnung bezieht sich dabei auf beide Stege. Als erster Schritt wird überprüft, ob die effektive Zugfestigkeit $f_{\text{ctd,eff}}$ (Gleichung 2) die maximale Hauptzugspannung $\sigma_{1,Ed}$ überschreitet. Bild 9 (c) zeigt die berechneten maximalen Hauptzugspannungen $\sigma_{1,Ed}$ entlang der statischen Achse x . Im Kontrollschnitt $h - z_{c,0} = 1,30 \text{ m}$ kann der Hauptzugspannungsnachweis erfüllt werden. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass der Stegbereich infolge der Schubbeanspruchung ungerissen bleibt und somit keine Querkraftgefährdung von dieser Zone ausgeht. Zusätzlich muss in dem unter Biegung gerissenen Bereich FS ($x_{cr} = 3,0 \text{ m}$) nachgewiesen werden, dass sich unter der gegebenen Belastung kein kritischer Biegeschubriss ausbilden kann. Der Traganteil der vom Biegeschubriss aktivierten Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ errechnet sich im Kontrollschnitt $x_{\text{krit}} = 4,7 \text{ m}$ nach Gleichung 19 zu

$$V_{Rd,s} = 2 \cdot 11,3 \cdot (2,070 - 0,292) \cdot 34,8 \cdot 10^{-3} = 1,598 \text{ MN}$$

Auf Basis des Spannungszustands ($\sigma_{x,cz,Ed} = -12,8 \text{ N/mm}^2$) in der Druckzone lässt sich dessen Querkrafttragvermögen $V_{Rd,cz}$ im Nachweisschnitt x_{krit} unter der gegebenen Belastung, den verwendeten Baustoffen und den errechneten Abmessungen der Druckzone ($c = 0,292 \text{ m}$ nach Gleichung 11 und $b_{v,eff} = 2,175 \text{ m}$ nach Gleichung 13) wie folgt berechnen (Gleichung 16):

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\left(1 - 0,469 \cdot (-12,8)\right)^2 - \left(\frac{-12,8}{2}\right)^2} \cdot 2,175 \cdot 0,292 = 1,204 \text{ MN}$$

Die Vertikalkomponente der Spannkraft $V_{p,0}$ übernimmt aufgrund der starken Neigung des Spannglieds einen beträchtlichen Traganteil von $1,830 \text{ MN}$. Der Querkraftwiderstand $V_{Rd,FS}$ im unter Biegung gerissenen Bereich FS ergibt sich somit schlussendlich zu:

$$V_{Rd,FS} = 1,598 + 1,204 + 1,830 = 4,432 \text{ MN} \geq V_{Ed} = 3,953 \text{ MN}$$

Während für dieses Brückenobjekt nach einer Beurteilung gemäß ONR 24008 [54] (Verwendung der Querkraftmodelle gemäß EC2 [5] oder MC2010 [9]) Verstärkungsmaßnahmen aufgrund eines rechnerischen Defizits im Bereich der Querkrafttragfähigkeit erforderlich wären, kann basierend auf dem im Rahmen dieses Artikels vorgeschlagenen Nachweiskonzepts trotz der äußerst schwach ausführenden Bügelbewehrung eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit nachgewiesen werden (Bild 9 (d)). Dies kann vorrangig auf den zusätzlichen Traganteil der Betondruckzone $V_{Rd,cz}$ sowie auch aufgrund der Tatsache, dass die Kontrollstelle für den Nachweis des kritischen Biegeschubrisses in Richtung Feldmitte rückt, zurückgeführt werden.

4 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurde ein Nachweiskonzept zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung vorgestellt, welches die Nachweisführung in verschiedene Bereiche in Abhängigkeit der auftretenden Rissbildung einteilt. Da sich das Querkrafttragverhalten in den einzelnen Zonen grundlegend voneinander unterscheidet, kommt in den maßgebenden Bereichen ein dem jeweiligen Tragverhalten entsprechendes Berechnungsmodell zum Einsatz. Im unter Biegung gerissenen Bereich FS wird ein Ansatz (FSC-Modell) vorgeschlagen, welcher der Druckzone – neben den Traganteilen der Querkraftbewehrung und der Vertikalkomponente infolge der Spannkraft – einen wesentlichen Tragmechanismus zuspricht. Die Druckzone ist dabei solange imstande Querkraft zu übertragen bis ein kritischer biaxialer Spannungszustand erreicht ist. Ein Vergleich dieses Modells mit insgesamt 50 Versuchsergebnissen konnte hierbei zeigen, dass der entwickelte Ansatz die erzielten Querkraftwiderstände sehr gut abbilden kann. Im Bereich, welcher infolge von Biegung ungerissen bleibt, kann im ersten Schritt ein Hauptzugspannungsnachweis im Zustand I geführt werden. Bei Überschreitung der zulässigen Grenzspannung muss von einer Schrägrissbildung im Stegbereich ausgegangen werden. Dieser überdrückte Bereich ist jedoch dadurch gekennzeichnet, dass sich auch bei schlanken Bauteilen unter gleichmäßiger Belastung ein Druckbogen und bei punktueller Belastung ein Sprengwerk ausbilden kann. Aus dem vertikalen Anteil dieses geneigten Druckgurts ergibt sich eine erhebliche Querkrafttragkomponente. Es wird daher ein Ansatz präsentiert, welcher diesem Tragmechanismus ein Querkrafttragvermögen zutraut. Die statische Nachrechnung einer Spannbetonbrücke mit geringem Schubbewehrungsgrad zeigt zudem das Potenzial des hergeleiteten Ansatzes auf. Während eine Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit nach dem aktuellen Normenstand (EC2 und MC2010) eine teure und aufwendige Ertüchtigung ergeben würde, kann die Schubtragfähigkeit auf Basis der vorgeschlagenen Berechnungsmodelle in den maßgebenden Bereichen nachgewiesen werden. Zum jetzigen Zeitpunkt konnte dieser Ansatz aufgrund fehlender experimenteller Untersuchungen nur anhand von Schubversuchen an einfeldrigen Spannbetonbalken unter punktförmiger Belastung validiert werden. Es wäre daher wünschenswert, weitere großmaßstäbliche Versuche durchzuführen, um das Berechnungsmodell auch für die Situation im Stützbereich von mehrfeldrigen Systemen erweitern zu können.

Danksagung

Dem Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie (bmvit), der ASFINAG Bau Management GmbH sowie der ÖBB-Infrastruktur AG wird für deren finanzielle Unterstützung und die produktive Zusammenarbeit im Rahmen des FFG-Forschungsvorhabens „Ingenieurmodell“ gedankt.

Literatur

- [1] 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.

- [2] 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.
- [3] Hegger, J. et al.: Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken Teil 1: Grundlagen. In: Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 11, S. 737–746.
- [4] DIN 4227, Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung, Berlin, Oktober 1953.
- [5] 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.
- [6] Thürlimann, B.: Shear strength of reinforced and prestressed concrete. In: CEB, Bulletin d'Information, Vol. 126 (1978), S. 16–38.
- [7] Nielsen, M., Braestrup, M., Bach, F.: Rational analysis of shear in reinforced concrete beams. In: IABSE proceedings, Vol. 2 (1978), Iss. P-15, pp. 1–16.
- [8] Huber et al.: Experimentelle Untersuchung zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung. In: Bauingenieur 91 (2016), Heft 6, S. 238–247.
- [9] fib – Fédération Internationale du Béton: fib Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn, Berlin, 2013.
- [10] Sigrist, V.: Generalized stress field approach for analysis of beams in shear. In: ACI Structural Journal, Vol. 108 (2011), Iss. 4, pp. 479–487.
- [11] Bentz, E. C., Vecchio, F. J., Collins, M. P.: Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. In: ACI Structural Journal, Vol. 103 (2006), Iss. 4, pp. 614–624.
- [12] Huber, P.: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Stahlbeton- und Spannbetonbrücken. Wien, TU Wien, Fakultät Bauingenieurwesen, Dissertation, 2016.
- [13] Bachmann, H.; Thürlimann, B.: Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen und Spannbeton. In: Schweizerische Bauzeitung 84 (1966), Heft 33, S. 583–591, und Heft 34, S. 599–606.
- [14] Leonhardt, F. et al.: Schubversuche an Spannbetonträgern. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 227, 1973.
- [15] DIN 4227–1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Deutsches Institut für Normung, Dezember 1979.
- [16] ÖN EN 1992–2: Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln (konsolidierte Fassung). Österreichisches Normungsinstitut, März 2012.
- [17] Kupfer, H. B.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 229, 1973.
- [18] Hussein, A. A.: Behavior of high-strength concrete under biaxial loading conditions. St. John's, Memorial University of Newfoundland, Dissertation, 2006.
- [19] Hegger, J., Marzahn, G., Teworte, F.; Herbrand, M.: Zur Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken. In: Beton – und Stahlbetonbau 110 (2015), Heft 2, S. 82–95.
- [20] Maurer, R.; Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken. In: Bauingenieur 88 (2013), Heft 4, S. 165–176.
- [21] Hegger, J.; Görtz, S.: Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 9, S. 695–705.
- [22] CEB-FIP: Comité Euro-Internationale du Béton: CEB-FIP Model Code 1990. Thomas Telford, 1990.
- [23] Reineck, K., Kuchma, D., Fitik, B.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile mit und ohne Bügel. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 597, 2012.
- [24] Walther, R.: Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken – Schubbruchtheorie. In: Beton- und Stahlbetonbau 11 (1962), S. 261–271.
- [25] Leonhardt, F.; Walther, R.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 151, 1962.
- [26] Regan, P.: Shear in Reinforced Concrete – an experimental study. CIRIA-Report, 1971.
- [27] Schlaich, J.: Zum einheitlichen Bemessen von Stahlbetontragwerken. In: Beton- und Stahlbetonbau 79 (1984), Heft 4, S. 89–96.
- [28] Muttoni, A. et al.: Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern. Birkhäuser Verlag, Basel, 1997.
- [29] 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.
- [30] Hanson, J.; Hulsbos, C.: Ultimate shear tests of prestressed concrete i-beams under concentrated and uniform loadings. In: PCI Journal Vol. 9 (1964), Iss. 3, pp. 15–28.
- [31] Krauss, R. et al.: Versuche über den Einfluss geneigter Spannkabel in teilweise vorgespannten Betonbalken. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH IBK Publikation 6504–6, Zürich, 1973.
- [32] De Silva, S. et al.: Experimental study on shear cracking behaviour in I-shaped partially prestressed concrete beams. Transactions of the Japan Concrete Institute 28, Heft 2, S. 817 – 822, 2006.
- [33] Huber, P. et al.: Shear strength of over 50 years old post-tensioned concrete bridge girders. In: fib Symposium Tel-Aviv, S. 273–276, 2013.
- [34] ONR 24008, Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, März 2014.