

Bauingenieur

Organ des VDI-Fachbereichs Bautechnik

Fachteil
**Nachhaltiges
Bauen**



BRÜCKENBAU

Nachweisverfahren in
Stufe 2 und 4 nach
BEM-ING Teil 2

SPANNBETONTRÄGER

Traglastreserven
unter
Querkraftbeanspruchung

BESTANDSBRÜCKEN

Querkrafttragfähigkeit in
Abhängigkeit des
Vorspanngrades

Aus BWK und UmweltMagazin wird: VDI energie + umwelt

Erste
Ausgabe:
12.02.2024



Zukunft gestalten: smart, effizient und nachhaltig.

Mit diesem visionären Claim präsentiert sich VDI energie + umwelt, der Nachfolgetitel der traditionsreichen Fachzeitschriften BWK Energie und UmweltMagazin, bei dem Klima und Umwelt stets im Fokus stehen. Wir zeigen auf, mit welchen technisch und wirtschaftlich machbaren Lösungen die Energietransformation in Unternehmen erfolgreich gelingt. Wie Dekarbonisierung, Mobilitätswende und die Transformation zu einer Kreislaufwirtschaft gemeistert werden können. Und wie sich die Wettbewerbsfähigkeit in Unternehmen durch Digitalisierung als Hebel für Ressourceneffizienz und Dezentralisierung steigern lässt.



Technikwissen für Ingenieur*innen

vdi-energie-umwelt.de

Verlängerung der Restlebensdauer von Brücken

Die alternde Verkehrsinfrastruktur in Deutschland, besonders die Brücken, stehen derzeit im öffentlichen Fokus. Dabei geht es vorrangig um das Thema Verfügbarkeit, aber auch Nachhaltigkeitsaspekte werden immer bedeutsamer und entsprechend mehr nachgefragt. Eine große Herausforderung ist der Abbau des über Jahrzehnte durch andere Priorisierung aufgebauten Erhaltungstaus von Ingenieur- und besonders Brückenbauwerken. So wurde der Großteil der Brücken im Bundesfernstraßennetz zwischen 1950 und 1980 geplant und gebaut, ein Großteil der Bauwerke hat ihre geplante Nutzungsdauer bereits erreicht. Zudem haben die Verkehrslasten seither in einem nicht vorhersehbaren Maß zugenommen. Fakten, die vorhandene Defizite, aber auch die beachtliche Leistungsfähigkeit der seinerzeit geplanten Bauwerke zeigen.

Die Verlängerung der Restlebensdauer von Brücken ist ein wichtiger Baustein sowohl zur Sicherstellung der Verfügbarkeit der Strecken im Bundesfernstraßennetz als auch zur Optimierung der Nachhaltigkeit der Infrastruktur. Brücken sind essenzielle Bestandteile unseres Verkehrsnetzes, und ihre Modernisierung ist von großer Bedeutung. Einerseits ist die Sicherheit der Nutzer zu gewährleisten und andererseits sind volkswirtschaftliche Belange zu berücksichtigen. Gerade im Hinblick auf den hohen Erhaltungsbedarf sind alle Maßnahmen, die die Restlebensdauer von Brücken verlängern, von besonderer Bedeutung. Diese müssen weiterentwickelt und vor allem umgesetzt werden. Die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) forscht hierzu schon seit vielen Jahren, da sie einen Beitrag zur Optimierung von Bewertungs- und Verstärkungsverfahren leisten will.

Durch umfassende Methoden der Zustandserfassung und gezielte Ertüchtigungsmaßnahmen kann ein Teil der Brücken ihre planmäßige Lebensdauer sicher erreichen und gegebenenfalls effizient länger genutzt werden. Durch eine Verlängerung der Restlebensdauer kann der Neubau auf einen späteren Zeitpunkt verschoben werden. So können erforderliche Ersatzneubauten zeitlich entzerrt und

**Brücken sind
essenzielle
Bestandteile unseres
Verkehrsnetzes, und
ihre Modernisierung
ist von großer
Bedeutung.**

Vorlaufzeiten für die Planung geschaffen werden.

Ein wichtiges Werkzeug für die Verlängerung der Restlebensdauer von Brücken ist dabei die Nachrechnungsrichtlinie, die eine möglichst wirklichkeitsnahe Bewertung vorhandener Defizite ermöglicht. Sie umfasst alle wesentlichen Bauweisen des Brückenbaus und realisiert eine möglichst wirklichkeitsnahe Beurteilung der bestehenden Bauwerke durch eine stufenweise Verfeinerung der Nachweiskonzepte, ohne das geforderte Zuverlässigkeitsniveau einzuschränken. Gleichzeitig steigt der Durchführungs- und Rechenaufwand erheblich mit der Genauigkeit der einzelnen Stufen, insbesondere in den höheren Nachrechnungsstufen 3 und 4.

In den Beiträgen in diesem Heft liegt der Fokus auf der Optimierung der Bewertungsverfahren der Nachrechnungsrichtlinie. Es werden die Ergebnisse aus einem im Auftrag der BASt durchgeführten Forschungsprojekt zur Weiterentwicklung von Nachrechnungsverfahren für die Bewertung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Spannbetonbrücken im Bestand in sechs Beiträgen vorgestellt. Die Ergebnisse reichen von Vorschlägen zur deutlichen Optimierung des Vorgehens in der Nachrechnungsstufe 2 bis hin zu Handlungsempfehlungen beim Einsatz von wissenschaftlichen Bewertungsverfahren der Stufe 4.

Insgesamt ist die Verlängerung der Restlebensdauer von Brücken ein wichtiger Schritt, um die Infrastruktur nachhaltig zu nutzen. Es ist eine Investition in die Zukunft, die nicht nur die Lebensdauer von Brücken verlängert, sondern auch zur Entwicklung innovativer Technologien und effizienterer Erhaltungspraktiken beiträgt. In der Abteilung B „Ingenieurbauwerke“ der BASt wird intensiv daran gearbeitet, einen möglichst großen Beitrag für eine verfügbare, nachhaltige und sichere Infrastruktur zu leisten. Dabei ist diese Herausforderung nur in engen und vertrauensvollen Kooperationen mit den Baulastträgern, der Industrie und der Wissenschaft zu bewältigen. ■



**Dr.-Ing.
Carl Richter**

Abteilungsleiter Ingenieurbauwerke,
Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)

Foto: Carl Richter



Das Wohnquartier Speicherballert der Buwog in Berlin Spandau wurde mit einem sortenrein trennbaren WDVS errichtet. Foto: Saint Gobain Weber



Die Brücke in Bad Reichenhall konnte mit eingeklebten Betonschrauben bei laufendem Verkehr verstärkt werden. Foto: Würth

Standpunkt

A 3 BRÜCKEN Restlebensdauer verlängern, *C. Richter*

Klimagerechtes, nachhaltiges Bauen

A 6 GEBÄUDEMATERIALPÄSSE So revolutionieren sie die Baubranche, *P. Möslle, P. Keppler*

A 9 WÄRMEDÄMMUNG Sortenrein trennbarer Verbund, *G. J. Kolbe*

A 12 EINGEKLEBTE BETONSCHRAUBEN Bauwerke nachträglich verstärken, *F. Strobl*

Tunnelbau

A 15 SCHACHTABDECKUNGEN Stahl statt Guss, *Aco*

Bausoftware

A 17 KORROSIONSBESTÄNDIGER BETON Software bemisst Glasfaserbewehrung, *R. Metzkes, J. Krämer*

Produkte und Projekte

A 21 ENTWURF AI Visualizer von Archicad, *Graphisoft*

A 21 CALIFORNIA.PRO Neue Features für das AVA- und Baukostenmanagement, *G & W Software*

A 21 BAUGPT KI-Assistent für die Baubranche, *Crafthunt*

A 22 AUSSCHREIBEN.DE Jetzt auch in CAD-Software Revit verfügbar, *Autodesk*

A 22 ENTWÄSSERUNG Updates für Autodesk AI, *Autodesk*

90 Vorschau 3.2024

90 Impressum

Hauptaufsätze

1 BRÜCKENBAU Querkraft und Torsion – zukünftige Ansätze und Potenziale in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie, *J. Hegger, O. Fischer, R. Maurer, C. Dommès, V. Adam, S. Lamatsch, S. Thoma, V. Lavrentyev, E. Stakalies, F. Teworte, Sharei, N. Kerkeni, M. Müller*

14 BETONBRÜCKEN Nachrechnungen von Spannbetonbrücken mit Verfahren der Nachrechnungsstufe 4, *J. Hegger, O. Fischer, R. Maurer, K. Zilch, C. Dommès, V. Adam, S. Lamatsch, S. Thoma, V. Lavrentyev, E. Stakalies, F. Teworte, E. Sharei, N. Kerkeni, R. Tecusan, C. Stettner, M. Müller*



17

Die Berechnungssoftware von Frilo bemisst jetzt auch Glasfaserverbundbewehrung. Foto: Thomas Entzeroth

- 24** SPANNBETONTRÄGER Ermittlung von Traglastreserven in 16,5 m Spannbetonträgern unter Querkraftbeanspruchung, C. Dommès, J. Hegger
- 37** BESTANDSBRÜCKEN Querkraftversuche an unterschiedlich hoch vorgespannten Balkenelementen mit baupraktischen Bauteilabmessungen, S. Lamatsch, O. Fischer
- 48** SPANNBETONBRÜCKEN Zum Nachweis bei einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (M+V+T), E. Stakalies, V. Lavrentyev, R. Maurer
- 62** BRÜCKENNACHRECHNUNG Untersuchungen zum Sicherheitsniveau der kanadischen Norm beim Querkraftnachweis im Rahmen der Nachrechnung von Bestandsbrücken, C. Stettner, R. Tecusan, K. Zilch †



Bauen im Bestand

Das Verstärkungssystem Relast ist ein technisch innovatives und ressourcenschonendes Verfahren zur nachträglichen Steigerung des Querkraft- und Durchstanzwiderstands bei Bauwerken wie Brücken, Tunneln, Unterführungen, Parkhäusern und Gebäuden. Es löst eine Vielzahl bisher hochkomplexer Sanierungsfälle. Darüber hinaus lässt sich das System einfach und schnell montieren – und das im laufenden Betrieb.

Foto: Adolf Würth GmbH & Co. KG

Der Aluminium-Träger TwixBeam

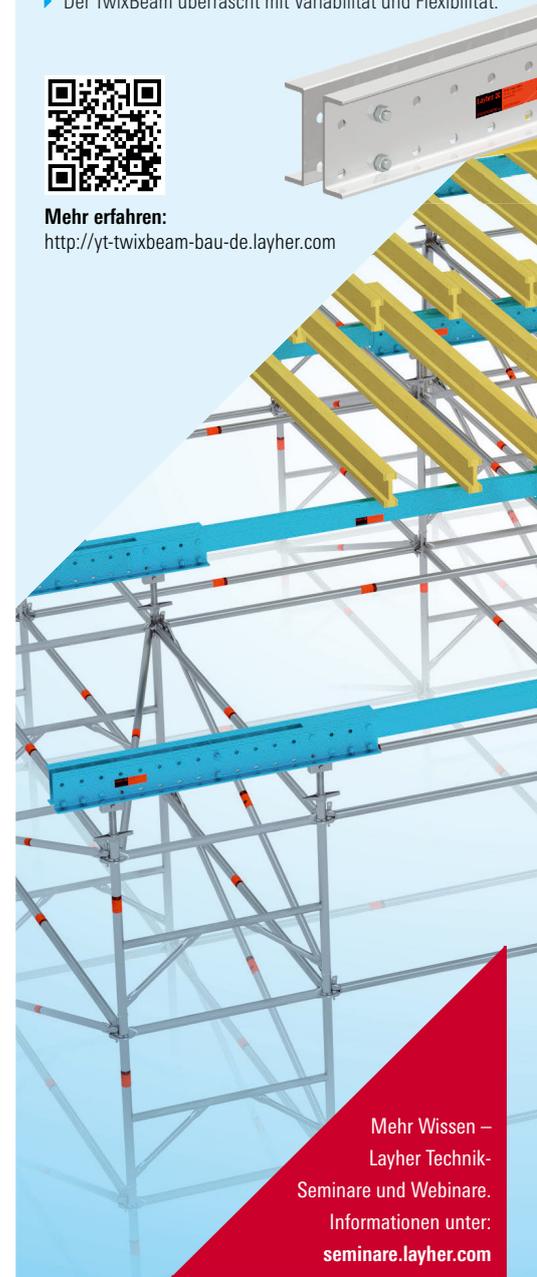
DER SCHLAUE TRÄGER IM TRAGGERÜST

- ▶ Der TwixBeam ist der hochtragfähige, multifunktionale Aluminium-Träger für jede Anforderung.
- ▶ Leicht, zerlegbar und hochtragfähig.
- ▶ Befestigt, stabilisiert, überbrückt und verbindet.
- ▶ Holt als Systemjochträger alles aus dem Traggerüst TG 60 heraus.
- ▶ Der TwixBeam überrascht mit Variabilität und Flexibilität.



Mehr erfahren:

<http://yt-twixbeam-bau-de.layher.com>



Mehr Wissen –
Layher Technik-
Seminare und Webinare.
Informationen unter:
seminare.layher.com



Blaupause für nachhaltiges Bauen: Das eigene Firmengebäude am Hauptsitz in Stuttgart-Vaihingen. Foto: Drees & Sommer

Gebäudematerialpässe

So revolutionieren sie die Baubranche

Weggeworfene Dinge wie Glas, Papier und Kunststoff wiederzuverwerten, das ist in deutschen Haushalten seit Jahrzehnten etabliert. Ganz anders in der Baubranche: Wird ein Gebäude abgerissen, landen die einzelnen Bestandteile größtenteils auf der Deponie oder als minderwertiges Füllmaterial im Straßenbau – eine riesengroße Verschwendung. Abhilfe schafft nur eine konsequente Kreislaufwirtschaft. Eine wichtige Voraussetzung dafür ist absolute Transparenz über alle verbauten Rohstoffe. Das können Materialpässe leisten, wie sie EPEA seit über acht Jahren in Bauvorhaben einsetzt.

P. Möhle, P. Keppeler

Aktuell ist der sogenannte Materialkreislauf unserer Industriegesellschaft als Einbahnstraße ausgelegt. Metalle, Brennstoffe, Holz, Mineralien – Rohstoffe werden abgebaut, verarbeitet, verkauft, benutzt und schließlich entsorgt. Zwar wird ein Teil davon recycelt. Dabei bleibt jedoch meist die Qualität auf der

Strecke. In der Abfallwirtschaft spricht man deshalb von Downcycling und von Cradle-to-Grave. Im Kontrast dazu steht das Cradle to Cradle-Prinzip, zu Deutsch „von der Wiege in die Wiege“. Demnach sollen sämtliche Materialien und Konstruktionen so gestaltet werden, dass sie entweder vollständig biologisch abbaubar sind oder – wie meist in Industrie und Baubranche – in gleichbleibender Qualität

in technischen Kreisläufen zirkulieren. Damit das funktioniert, müssen die Bauteile frei von Schadstoffen und sortenrein trennbar sein. Bislang setzen das nur wenige Bauherren um: Nicht einmal zehn Prozent der Neu- und Bestandsbauten sind für den Rückbau konzipiert, obwohl entsprechende Materialien längst verfügbar sind. Oft scheitert die nahtlose Weiterverwertung an der Unkenntnis, welche

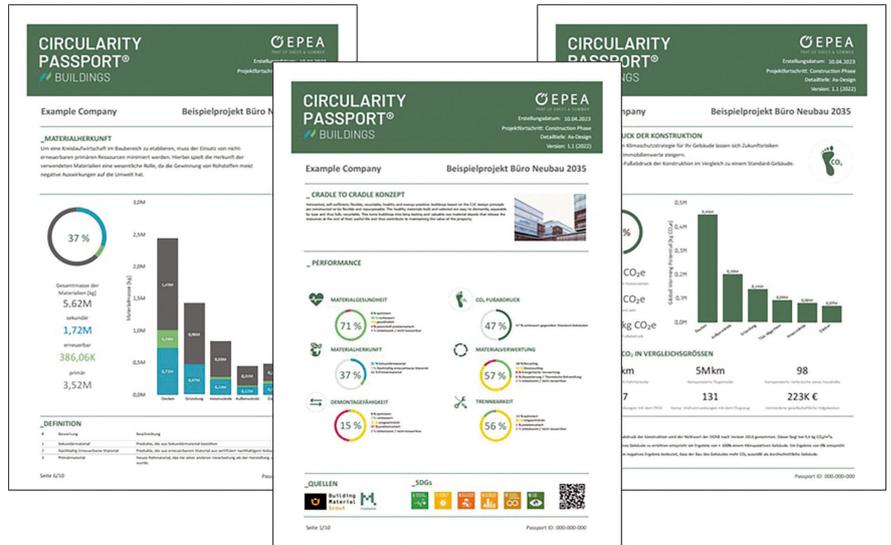
Materialien in Gebäuden stecken und wie sich durch kluges Design von Beginn an CO₂-Emissionen und Primärmaterial einsparen lassen. Vollständige Transparenz bieten Materialausweise, die sämtliche Bauteile und Konstruktionen bis ins kleinste Detail dokumentieren.

Abschied von der Abrissbirne

Bereits seit 8 Jahren erstellt EPEA unter dem Namen „Circularity Passport Buildings“ solche Materialausweise für Gebäude. Rund 50 davon wurden nun in einer bislang einzigartigen Auswertung analysiert und daraus wichtige Erkenntnisse für deren bundesweite Ausgestaltung abgeleitet. In erster Linie ist es wichtig, die am Markt bestehenden Systeme zu harmonisieren und einen Standard zu schaffen. Um aussagekräftig zu sein, sollte jeder Pass mindestens folgende Kategorien umfassen: CO₂-Fußabdruck / Ökobilanz, Materialtypen & -mengen, Anteil von Material aus erneuerbaren oder recycelten Quellen, Schadstoffgehalt, Recyclingfähigkeit, Trennbarkeit der Materialien sowie die Demontierbarkeit der Bauteile.

Kreisverkehr statt Einbahnstraße

Hohe Punktzahlen gibt es beispielsweise, wenn Materialien entweder aus



Der Materialpass eines Gebäudes liefert einen konkreten Lösungsansatz für die Kreislaufwirtschaft. Foto: Drees & Sommer

erneuerbaren Quellen wie nachwachsenden Rohstoffen stammen oder wenn sie als Sekundärrohstoff schon einmal im Bau eingesetzt wurden und nun ein nächstes Leben bekommen. Wer also bei Bauvorhaben auf eine RC-Gesteinskörnung, einen recyclingfähigen Verbau, CO₂-armen Zement, Bewehrungsstahl oder auf nachwachsende CO₂-Speichermaterialien wie Holz setzt, erzielt im Materialpass bessere Ergebnisse. Abzüge gibt es dagegen bei Produkten, die untrennbar miteinander verschmolzen sind.

So enthalten konventionelle Wärmedämmverbundsysteme oft bis zu 20 verschiedene Stoffe, die auf untrennbare Weise miteinander verbunden sind und bei Sanierung oder Abriss nichts als Sondermüll hinterlassen. Auch hier gibt es bereits Cradle to Cradle-zertifizierte Alternativen, die sich zur Weiterverwertung eignen. Der Materialausweis dient somit auch als Planungsinstrument und entfaltet sein volles Potenzial, wenn er bereits in der Konzeption eingesetzt wird.



©Bayerische Staatsforsten, Photograph XY | ©Thilo Ross | ©Tim Kullmann



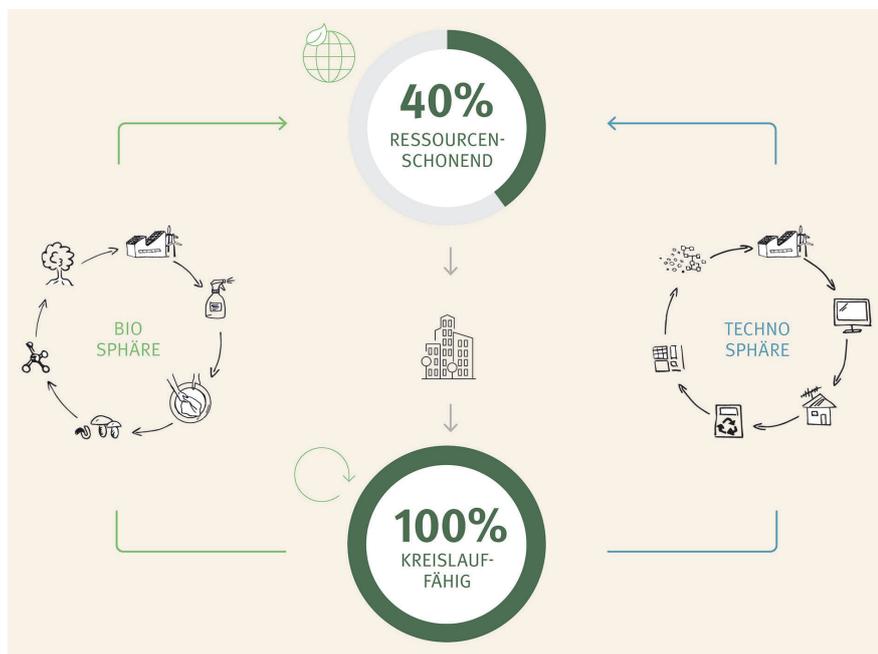
JETZT KOSENFREI TESTEN
www.friolo.eu



WIR BAUEN AUF STABILITÄT

DIE SOFTWARE FÜR DIE TRAGWERKSPLANUNG

FRILO bietet seit 45 Jahren ebenso leistungsstarke wie benutzerfreundliche Softwarelösungen für **baustatische Berechnungen** an. Unsere Software unterstützt Sie als Tragwerksplaner bei der effizienten Berechnung der **Tragfähigkeit und Standsicherheit** von Baukonstruktionen. Unser **bauteilorientierter Berechnungsansatz** reduziert den Modellierungsaufwand deutlich und ermöglicht eine besonders simple und präzise Nachweisführung.



Cradle to Cradle: Empfohlene zirkuläre Zielquoten für alle Neubauten und Sanierungen bis 2030 Foto: EPEA – Part of the Drees & Sommer

Farbskalen zeigen Optimierungspotenziale

Messbare Kennwerte dafür liefert die Auswertung ebenfalls: Bei konventionellen Neubauten werden allenfalls Metalle wie Bewehrungsstahl aus Sekundärmaterialien wiederverwendet. Das entspricht nicht einmal zehn Prozent. Wird dagegen mit dem Ressourcenpass über den gesamten Lebenszyklus geplant, sind schon heute Werte über 40 Prozent gut möglich. Um eine solche Menge an Materialinformationen beherrschbar zu machen, werden sämtliche Daten im Idealfall mit der digitalen Planungsmethode Building Information Modeling, kurz BIM, verknüpft. Die Materialien werden über eine ID mit den zugehörigen Bauteilinformationen verbunden und lassen sich somit im digitalen Zwilling jederzeit lokalisieren. Außerdem helfen eindeutige Ampel-Farbskalen dabei, unterschiedliche Qualitäten zu identifizieren und zu bewerten. Ist zum Beispiel die einfache Trennbarkeit der Materialien noch nicht oder nicht ganz gewährleistet, erscheint der zugehörige Datensatz in Rot oder Gelb. Kreislauffähige Produkte erscheinen in Grün. Damit sehen alle Beteiligten sofort, welche Elemente bereits die Cradle to Cradle-Standards erfüllen und wo noch Verbesserungsbedarf besteht. Damit wird nicht nur der Planungs- und Bauprozess erleichtert: Wenn ein Gebäude am Ende

seiner Nutzungszeit um- oder rückgebaut wird, liegt automatisch ein digitaler Plan mit allen wichtigen Informationen vor.

Echte Kreislauffähigkeit rechnet sich

Investitionen in Gebäude nach dem Cradle to Cradle-Designprinzip mögen zunächst zwar höher ausfallen als bei konventionellen Gebäuden. Über den gesamten Lebenszyklus betrachtet rechnen sich die anfänglichen Mehrkosten jedoch und machen Sachwertsteigerungen durch die Nutzung der Gebäude als Rohstoffdepots von bis zu zehn Prozent möglich. Denn das für die Baustoffe gebundene Kapital geht nicht länger verloren, sondern wird ähnlich einer mittel- bis langfristigen Wertanlage bei der Umnutzung oder im Rückbau wieder freigegeben und ist zudem schon bilanzierbar mit der Baufertigstellung. Die Immobilie wird damit zu einer echten Materialbank, deren Wert in Zeiten einer sich verschärfenden Rohstoffknappheit zudem noch kontinuierlich steigen könnte – und zwar überinflationär. Mit der Registrierung auf Plattformen wie Madaster sind die Gebäude mit internationalen Rohstoffbörsen und Verkaufsplattformen vernetzt, so dass Eigentümer und Wirtschaftsprüfer auf einen Blick erkennen können, wie sich der verfügbare Rohstoff-Restwert eines Gebäudes entwickelt.

Nachhaltigkeit als Messlatte wirtschaftlichen Erfolgs

Um die Kreislaufwirtschaft weiter anzukurbeln, braucht es ambitionierte aber realistische Mindestquoten: Bis zum Jahr 2030 sollten mindestens 40 Prozent aller Materialien für Bauvorhaben aus nachwachsenden Rohstoffen oder Sekundärmaterialien kommen – egal ob bei Neubau oder Sanierung. Im Bestand lässt sich diese Quote in der Regel bereits durch den Erhalt des Fundaments und der Tragwerke erreichen. Alle neu eingebrachten Baustoffe sollten zudem 100 % recyclingfähig sein.

Damit ergibt sich neben den CO₂- und Ressourceneinsparungen eine Sprunginnovation für die ganze Bau- und Immobilienbranche, sofern die gesamte Wertschöpfungskette ins Boot geholt wird. Hersteller wie Tarkett oder Heidelberg Materials haben ihre Geschäftsmodelle bereits für das zirkuläre Wirtschaften angepasst und betreiben industrielles Re-Use. Das bedeutet, dass die Hersteller von Bauprodukten selbst Verantwortung für deren Verwertung übernehmen, diese nach Gebrauch zurücknehmen und hochwertig weiternutzen. Das verringert langfristig auch die Abhängigkeit von teuren Importen.

Neben den rein wirtschaftlichen Vorteilen ist es aber vor allem die Verantwortung gegenüber Umwelt und Gesellschaft, die eine echte Kreislaufwirtschaft unumgänglich macht. Aktuell stecken wir in einem ökologischen Schneeballsystem fest: Wir benutzen die Ressourcen der Zukunft, um für die Gegenwart zu bezahlen. Um Rohstoffe zu schonen und klimagerecht zu bauen, ist Kreislauffähigkeit keine Kür, sondern unsere oberste Pflicht. ■ www.drees.com



Dr. Peter Möhle

Geschäftsführer,
EPEA-Part of Drees & Sommer

Foto: Drees & Sommer



Pascal Keppler

Leiter Digital Services,
EPEA-Part of Drees & Sommer

Foto: Drees & Sommer



Die Dämmplatten weber therm circle werden mechanisch mit Schraubdübeln an der Fassade befestigt. Dies erleichtert den Rückbau. Foto: Saint-Gobain Weber

Wärmedämmung

Sortenrein trennbarer Verbund

Die Themen Recycling und Kreislaufwirtschaft werden immer drängender. Für Bautätigkeiten werden gigantische Mengen an Rohstoffen verbraucht, die nach dem Rückbau in aller Regel gemischt entsorgt werden und so für eine weitere Nutzung im Hochbau verloren sind. Insbesondere Wärmedämm-Verbundsysteme stehen immer wieder in der Kritik. Dass auch WDVS dazu beitragen können, begrenzte Ressourcen zu sparen, beweist jetzt Saint-Gobain Weber.

G. J. Kolbe

Um eine funktionierende Kreislaufwirtschaft aufzubauen, bedarf es sortenrein trennbarer Systeme. Mit dem ersten re-

cyclingfähigen Wärmedämm-Verbundsystem (WDVS) weber therm circle hat Baustoffhersteller Saint-Gobain Weber ein solches entwickelt. Alle Komponenten des WDV-Systems – Dämmstoff, Dübel, Gewebe und mine-

ralische Putzmörtel – können sortenrein getrennt und der Wiederverwertung zugeführt werden. Insbesondere im Bereich der Gebäudezertifizierungen eröffnet dies Planenden einige Möglichkeiten.



Mehrere Quartiere wurden bereits mit dem innovativen WDVSystem errichtet, darunter das Speicherballert der Buwog in Berlin-Spandau. Foto: Saint-Gobain Weber

Dreilagiges Putzsystem

weber therm circle übernimmt weitgehend die bewährte Konstruktionsweise eines mineralischen WDV-Systems aus Dämmstoff, Armierungsschicht und Oberputz. Es verzichtet jedoch auf einen Kleb mortel. Die besonders schubsteifen Mineralwolle-Dämmplatten werden rein mechanisch mit Schraubdübeln auf dem Untergrund befestigt. Die Schraubbefestiger werden versenkt montiert und die Dübelköpfe anschließend mit Dübelrondellen aus Mineralwolle abgedeckt. So entsteht ein durchgehender Mineralwoll-Untergrund für den Auftrag des eigens entwickelten Armierungsgrundputzes. Dieser wird mit einem Separationsgewebe in einer Schichtdicke von 10 bis 15 mm auf die Dämmplatte aufgebracht. Dabei wird das Gewebe – anders als bei der Armierung – nicht im oberen, sondern im unteren Drittel und somit nah an der Dämmplatte platziert. Dies erleichtert später die

Trennung der Komponenten und den rückstandslosen Rückbau.

Auf die Separationsschicht folgt die Armierungsschicht. Hierzu wird ein leichter vollmineralischer Armierungsputz in einer Schichtdicke von 5 bis 8 mm aufgebracht und in das Armierungsgewebe eingebettet. Mit dem Oberputz wird die dritte Putzschicht aufgetragen. Das solide Putzsystem kann so eine Schichtdicke von über 25 mm erreichen. Zum Vergleich: Bei pastösen Putzsystemen sind ca. 5–6 mm Schichtdicke üblich. Die dickschichtige Putzschale von weber therm circle aus dreilagigem Putzsystem in Kombination mit dem massiven Dämmstoff nähert sich in Solidität und mittlerer Rohdichte den Eigenschaften von hochporosierten Ziegeln deutlich an.

Rückstandsloser Rückbau

Am Ende seiner Lebensdauer lässt sich weber therm circle problemlos rückbauen.

Hierzu wird die Putzschicht rasterförmig mit einer Mauernutfräse aufgeschnitten. Dann wird das Separationsgewebe vom Abbruchgreifer des Baggers gefasst und gestriipt, das heißt bahnenweise mitsamt dem Putz sauber abgezogen. Anschließend können die Befestiger aus der Wand geschraubt und die Dübelköpfe mit einer Fräse vom Dübel getrennt werden. Die Mineralwollplatten werden dann im Ganzen von der Wand genommen. So lassen sich die demontierten Baustoffe bequem separat sammeln und als sortenreine Rohstoffe einer neuen Nutzung zuführen, beziehungsweise direkt für eine untergeordnete Nutzung einsetzen. Das Mauerwerk wird geschont und behält nahezu seinen Ursprungszustand, so dass das Anbringen eines neuen Systems deutlich erleichtert wird.

Schluss mit Ausreden

Das innovative WDVSystem spielt seine Stärken aber selbstverständlich nicht nur nach dem Rückbau, sondern während seiner gesamten Lebensdauer aus. Mit der Entwicklung von weber therm circle reagiert Saint-Gobain Weber auch auf die öffentliche Diskussion der vergangenen Jahre um Wärmedämm-Verbundsysteme. Das vollmineralische, super-dickschichtige Premium-WDVSystem gibt schlüssige Antworten auf sämtliche, dort geäußerten Kritikpunkte wie ungenügenden Brandschutz, hohlen Klang, die Gefahr von Algen- und Pilzbefall sowie mangelnde Recyclingfähigkeit. Als vollmineralisches WDVSystem bietet weber therm circle den hohen Brandschutz der Baustoffklasse A und ist somit nicht brennbar. In Kombination mit mineralischen AquaBalance-Oberputzen und Farben bleibt die Fassade auch langfristig gegen Algen- und Pilzbefall geschützt – und das ganz ohne den Einsatz von Bioziden. Dank einer soliden Putzschicht von bis zu 25 mm Dicke ist es zudem wartungsärmer als dünn-schichtige Systeme.



Sauber getrennt können die Komponenten wieder in den Wertstoffkreislauf zurückgeführt werden. Foto: Saint-Gobain Weber

Geprüfter Aufbau in der Praxis getestet

weber therm circle ermöglicht es, in höchster Qualität und gleichzeitig an der Spitze des ökologischen Fortschritts zu bauen. Durch den bewährten und geprüften Aufbau erfüllt es während der gesamten Nutzungsphase die gleichen Anforderungen an Dauerhaftigkeit und Standsicherheit wie jedes bauaufsichtlich zugelassene WDVS. Das System wird unter der Zulassungsnummer Z-33.9-167 geführt und ist im DGNB Navigator der Deutschen Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen gelistet. Um eine hohe Ausführungssicherheit zu gewährleisten, ist die Verarbeitung ausschließlich zertifizierten Handwerksbetrieben vorbehalten.

Seit der Markteinführung 2019 wurden zahlreiche Bauvorhaben – Neubauten ebenso wie Sanierungsobjekte – mit weber therm circle gedämmt. Die Projekte reichen dabei vom Einfamilienhaus über Jugendzentren bis hin zu ganzen Wohnsiedlungen. Aktuell kommt das recyclingfähige WDV-System unter anderem beim Buwog-Projekt „Speicherballett Berlin“ zum Einsatz. Der Gewinn des Vonovia Innovationspreises war ein weiterer Meilenstein für das „Zero Waste WDVS“.

Fazit

weber therm circle gibt schlüssige Antworten auf alle wichtigen Fragen zu Wär-



Mineralischer Grundputz und Gewebe sorgen dafür, dass die Putzschicht beim Rückbau von der Dämmplatte getrennt werden kann. Foto: Saint-Gobain Weber

medämm-Verbundsystemen. Dank der schweren und schubsteifen Mineralwollqualität und der extrem soliden superdickschichtigen Putzschicht überzeugt das System mit Diffusionsoffenheit sowie hervorragendem Wärme-, Brand- und Schallschutz. Das Oberflächenfinish mit mineralischen AquaBalance-Edelputzen schützt effektiv vor Veralgung, ohne die Umwelt mit Bioziden zu belasten, und eröffnet unbegrenzte Gestaltungsmöglichkeiten. Hat es seine Lebensdauer erreicht, entstehen aus dem sortenrein rückbaubaren und

recyclingfähigen WDVS wieder neue Produkte. ■

www.de.weber/circle



Georg J. Kolbe

Leiter Produktmarketing
Putz- und Fassadensysteme,
Saint-Gobain Weber
GmbH, Düsseldorf

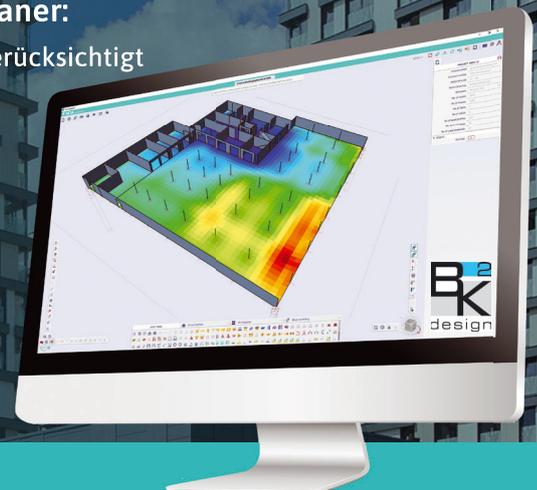
Foto: Saint Gobain Weber

SCIA
ENGINEER

IMAGINATION CALCULATED
Wir eröffnen Ihnen neue Möglichkeiten

Leistungsstarke und zuverlässige Software für Tragwerksplaner:

- eine Benutzeroberfläche, die die Bedürfnisse von Bauingenieuren berücksichtigt
- eine schnelle Vorschau auf die Entwurfsökonomie
- parametrische Modellierung
- Automatisierung von häufig durchgeführten Aufgaben
- eine klare, umfassende und nachvollziehbare Ergebnisausgabe
- Schnittstellen zu Allplan, Archicad, FRILO, Revit, Tekla, IDEA StatiCa uvm.
- technischer Support eines engagierten und kompetenten deutschen Teams



Jetzt kostenlos testen: www.scia.net/de



Die Brücke in Bad Reichenhall konnte bei laufendem Verkehr verstärkt werden. Foto: Würth

Eingeklebte Betonschrauben

Bauwerke nachträglich verstärken

F. Strobl

Die Baubranche steht vor großen Herausforderungen: Sanierung, Umnutzung, Aufstockung und die Erweiterung von Bestandsbauwerken zählen zu den aktuellen, urbanen Bauaufgaben. Eine Verschwendung von Ressourcen kann so vermieden, der Erhalt historischer Bausubstanz gefördert und der Bau von neuem Wohn- und Arbeitsraum realisiert werden. Gleichzeitig bleiben Flächen von Versiegelung verschont.

Wird im Bestand gebaut, müssen Bauteile nicht selten verstärkt werden. Hierzu werden innovative Systeme benötigt.

1. Das Relast-System

Um ein solches System handelt es sich bei den eingeklebten Betonschrauben mit

dem Namen Relast des Befestigungs- und Montagemittelherstellers Adolf Würth GmbH und Co. KG (Der Bauingenieur berichtete in der Dezember-Ausgabe 2023). Relast erzielt nicht nur einen hohen Verstärkungsgrad bei einer geringen Anzahl von Verstärkungselementen, sondern ermöglicht gleichzeitig eine schnelle und einfache Installation. Bauwerke lassen sich so hinsichtlich ihrer Querkraft- oder Durchstantragfähigkeit effektiv und schnell verstärken.

Betonschrauben sind aus der Verankerungstechnik bekannt und haben die Aufgabe externe Lasten in die Struktur abzuleiten. Beim Einsatz als nachträgliche Bewehrung hingegen müssen interne Kräfte der bestehenden Struktur aufgenommen und wieder in der Struktur abgeleitet werden. Dementsprechend ist es erforderlich, dass nicht nur Kräfte an der Schraubenspitze über das Verbundgewinde aufgenommen werden, sondern diese am anderen Ende der Schraube auch wieder ab-

geleitet werden [1]. Hierzu wird bei Relast eine Druckverteilungsscheibe mit einer Keilsicherungsfederscheibe und eine Mutter am metrischen Gewinde der Schraube an der Außenseite des Tragwerks angeordnet (vgl. Bild 1). Über die Mutter an der Außenseite wird eine Vorspannung in der Schraube durch Andrehen mit einem definierten Anziehdrehmoment erzeugt.

2. Bemessung mit Relast Verbundankerschrauben

Um es dem verantwortlichen Ingenieur möglichst einfach zu machen, lehnen sich Bemessungsansätze sehr stark an die DIN EN 1992-1-1 an. Hierauf basierend und unter Annahme weiterer konstruktiver Regelungen war es möglich, bauaufsichtliche Zulassung des DIBt für die Querkraftverstärkung (Z-15.1-344, Z-15.1-377) und für die Durchstanzverstärkung (Z-15.1.345, Z-15.1-378) zu erlangen.

2.1 Anwendungsbereiche

Die Würth Verbundankerschraube Relast kann als nachträgliche Querkraft- oder Durchstanzverstärkung in Stahl- und Spannbetonbauteilen aus Normalbeton der Festigkeitsklassen C20/25 bis C50/60 bei statischen und quasi-statischen sowie ermüdungsrelevanten Beanspruchungen eingesetzt werden. Dabei muss das zu verstärkende Bauteil eine Mindestbauteildicke von $h_{min} = 200 \text{ mm}$ aufweisen. Die maximale Bauteildicke der Durchstanzverstärkung liegt bei $h_{max} = 1\,100 \text{ mm}$ und die maximale Bauteildicke der Querkraftverstärkung bei $h_{max} = 2\,250 \text{ mm}$.

2.2 Querkraftverstärkung

Wie bereits erwähnt basieren die Gleichungen auf dem Eurocode. Der Nachweis der Druck- und Zugstrebe wird in Übereinstimmung mit den Regelungen von DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA für $\alpha = 90^\circ$ und $\theta = 45^\circ$ mit folgenden Gleichungen geführt:

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}$$

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd,ef}$$

Die Versuche zeigten, dass die volle plastische Tragfähigkeit der Zugstrebe

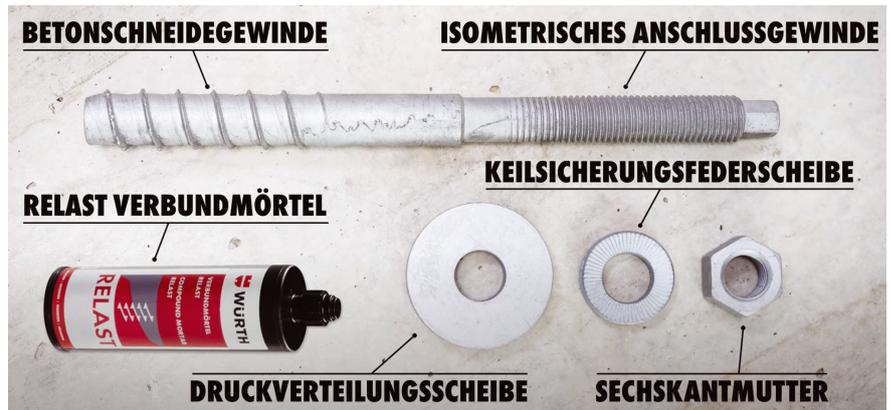


Bild 1. Bestandteile von Relast. Foto: Würth

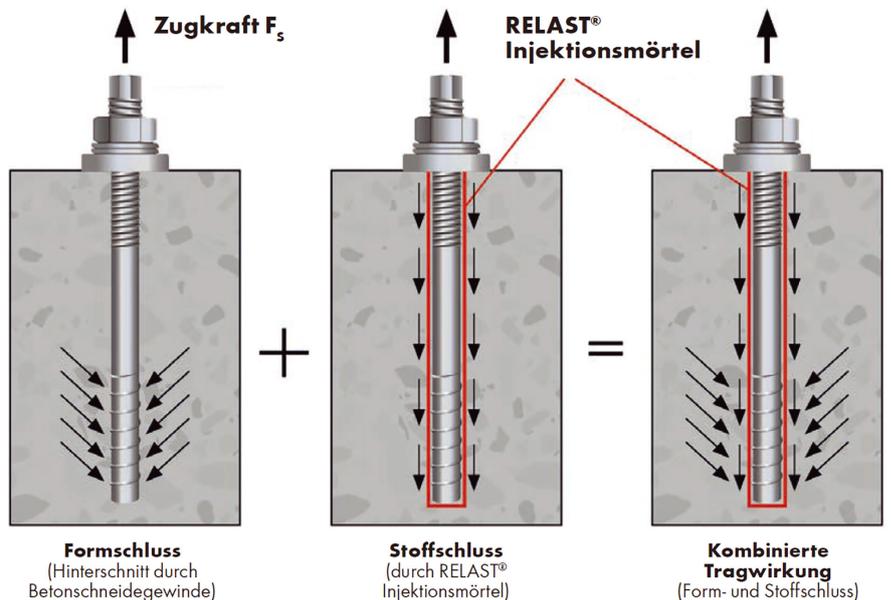


Bild 2. Kombinierte Tragwirkung. Foto: Würth

nicht erreicht werden kann, also die Schraubenverankerung versagt, bevor es zum Fließen der Schraube kommt. Dies wird durch die Definition einer sogenannten ausnutzbaren Spannung berücksichtigt [1], welche mit Hilfe der folgenden Formel berechnet wird:

$$f_{ywd,ef} = c_1 \cdot \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} + c_2 \cdot \frac{l}{\rho_{sw,gew}} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \leq \frac{f_{ywk}}{\gamma_s}$$

Die Parameter c_1 und c_2 berücksichtigen den Schraubendurchmesser sowie die Setztiefe der Schrauben, vgl. Bild 3.

2.3 Durchstanzverstärkung

Der Bemessungsansatz zur Durchstanzverstärkung mit Relast Verbundankerschrauben beruht ebenfalls auf den be-

kannten Gleichungen des EC 2. Der Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung wird mit folgender Gleichung ermittelt:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}}{u_1 \cdot d}$$

Die Tragfähigkeit kann um 40% ($k_{max} = 1,4$) gesteigert werden, was dem Wert konventioneller Bügelbewehrung nach EC 2 entspricht [1].

Die effektive Spannung $f_{ywd,ef}$ wird abweichend vom EC 2 wie folgt berechnet:

$$f_{ywd,ef} = 5,5 \cdot \frac{k_{max}}{\gamma_s} \cdot \frac{d}{d_{K,1}} \leq 0,5 \cdot f_{ywd}$$

Der Faktor $d_{K,1}$ steht für den Durchmesser der gewählten Schraube im Bereich des Betonschneidegewindes.

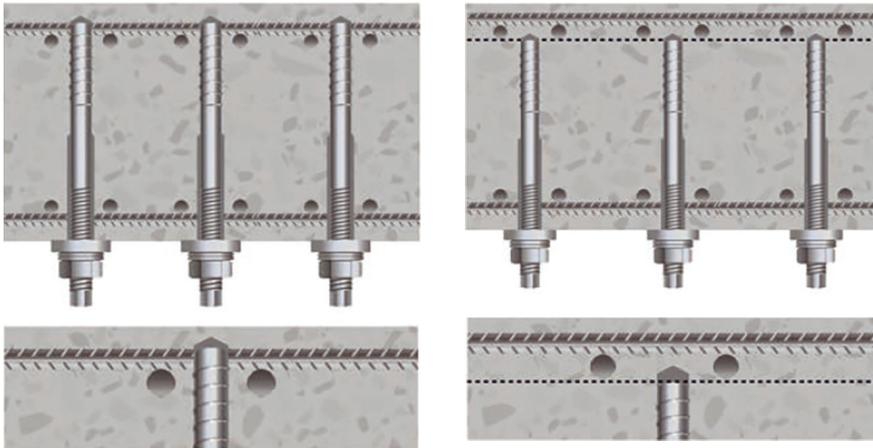


Bild 3. Ermittlung der Parameter c_1 und c_2 in Abhängigkeit der Setztiefen. Foto: Würth



Bild 4. Freigelegte Bewehrung der Kragarme. Foto: Würth

3 Ausgewählte Projekte

3.1 Querkraftverstärkung einer denkmalgeschützten Sporthalle

Im Rahmen der Sanierungsmaßnahmen wurde die Galerie, welche das Gebäude auf drei Seiten umgibt, verstärkt. Die Tragkonstruktion der Galerie besteht aus Kragbalken, welche in die Stützensvorlagen der Umfassungswände einbinden, sowie aus Querträgern, auf denen die Deckenplatte ruht. Wie zum Zeitpunkt der Erstellung üblich, wurde bei den Balken nur eine geringe Bügelbewehrung verwendet, da damals Aufbiegungen der Längsbewehrung aus der unteren in die obere Lage einen Großteil der Schubkraftübertragung abdeckten. Im vorliegenden Fall stellte sich jedoch heraus, dass keine Aufbiegungen vorhanden waren. Bei den Abtragsarbeiten wurde bei mehreren

Kragbalken die Bügelbewehrung freigelegt und war somit wirkungslos (siehe Bild 4). Da das Gebäude unter Denkmalschutz steht, durfte die Verstärkungsmaßnahme nicht sichtbar sein. Zur Verstärkung wurden insgesamt 113 Relast Verbundankerschrauben mit einem Durchmesser von 16 mm und unterschiedlichen Längen von oben in das Bauwerk eingebaut. Der Überstand der Schrauben wurde anschließend vom Fußboden verdeckt.

**LÖSCHWSSERTANKS
ZU VERKAUFEN**
www.scholten-tanks.de
Tel: 05924 255 485
kontakt@scholten-tanks.de

3.2 Querkraftverstärkung einer Brücke in Bad Reichenhall

Die Brücke in Bad Reichenhall über die Deutsche Bahn und die Frühlingsstraße wurde 70 Jahre nach der Errichtung umfangreich saniert. Unter anderem wurde eine nachträgliche Querkraftverstärkung mit Relast Verbundankerschrauben durchgeführt. In der ursprünglichen Statik der Brücke wurde der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit über die Hauptspannungen geführt, hierdurch wurde die Brücke damals fast ohne Querkraftbewehrung hergestellt. Aufgrund dieses Defizits wurden nachträglich 1 224 Relast Verbundankerschrauben mit einem Durchmesser von 22 mm eingebaut. Hierfür wurden Anker in der Standardlänge 1 000 mm verwendet, die nach dem Einbau bis zur geplanten Einbindetiefe auf der Baustelle gekürzt wurden. Der Korrosionsschutz wurde anschließend mit Hilfe einer Hutmutter wiederhergestellt. Die Verstärkung der Brücke erfolgte innerhalb von 20 Arbeitstagen unter laufendem Verkehr. Dadurch wurden Umfahrestrecken vermieden und CO₂-Emissionen aufgrund von zusätzlichen Wegstrecken eingespart. Der Einfluss der Verstärkungsmaßnahme auf den Individualverkehr als auch auf den ÖPNV (auf und unterhalb der Brücke) war vernachlässigbar klein. ■

www.wuerth.de/relast

Literatur

- [1] Feix, J.; Lechner, J.: Das neue bauaufsichtlich zugelassene System Relast zur nachträglichen Bauwerksverstärkung: Von der Grundidee über die wissenschaftliche Forschung bis hin zur Zulassung. In: Planermagazin pl²/8 - Das Magazin für Ingenieure, Planer und Architekten 14 (2020), Heft 19.
- [2] Strobl, F.: Eingeklebte Betonschrauben zur nachträglichen Bauwerksverstärkung. In: Bauingenieur BD. 98 (2023) Heft 12.



Fabian Strobl,
Adolf Würth GmbH & Co.
KG

Foto: Würth



Tunnelbauwerke zählen zu den aufwendigsten und komplexesten Konstruktionen der Verkehrsinfrastruktur. Foto: Aco

Schachtabdeckungen im Tunnel

Stahl statt Guss

Das Regelwerk ZTV-ING soll aktualisiert werden. Tunnelbetreiber in Bund, Ländern und Kommunen setzen deshalb schon heute bei Schachtabdeckungen in Straßentunneln vermehrt auf nicht rostenden Stahl anstelle von Gusseisen. Ein geringerer Wartungsaufwand und eine längere Lebensdauer sollen die höheren Anschaffungskosten für den alternativen Werkstoff wettmachen.

Im Lobdeburgtunnel, einer 600 Meter langen Einhausung zum Schutz gegen Straßenverkehrslärm an der A4 südlich von Jena, waren die Schachtabdeckungen in die Jahre gekommen, schließlich war der Tunnel bereits im Jahr 2010 eröffnet worden. Die erheblichen Korrosionsschäden galt es also dringend zu beheben. Beauftragt wurde das Unternehmen Aco Passavant Detego. Dieses fertigte innerhalb kürzester Zeit rund 50 maßgeschneiderte Abdeckungen für die Kabelzug- und Tauchwandschächte aus Edelstahl an. Der Vorteil: Das korrosionsbeständige Material ist wartungsarm, ermöglicht ein einfa-

ches Aufklappen der Abdeckungen und hält so Kabel- und Spülschächte dauerhaft zugänglich. Für den Betreiber des Lobdeburgtunnels erwies sich die Sanierung als Investition mit nachhaltigem Nutzen. Die Erneuerung zeigt aber auch, dass Schachtabdeckungen in Tunnelbauten stets einer Sonderanfertigung bedürfen.

Der Lobdeburgtunnel ist kein Einzelfall

Doch was Korrosionsschäden an Schachtabdeckungen betrifft, da steht der Lobdeburgtunnel nicht allein da. Jedes Jahr im Herbst stehen hierzulande in

zahlreichen der mehr als 400 Straßentunnel turnusmäßige Inspektions-, Wartungs- und Reinigungsarbeiten auf der Tagesordnung. Von der Beleuchtung und Energieversorgung über die Verkehrs-, Lüftungs- und Brandmeldetechnik bis hin zu den Löschwasseranlagen, Kabeltrassen und Entwässerungssystemen werden sämtliche Gewerke auf Schäden abgeklopft. Die Inspektionen vor Ort dienen der Verkehrs- und Betriebssicherheit der unterirdischen Bauwerke, die zu den aufwendigsten und komplexesten Konstruktionen der Verkehrsinfrastruktur zählen. Festgeschrieben sind sie in den „Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentun-



Revisionselemente aus nicht rostendem Stahl.
Foto: ACO



Lobdeburgtunnel: Maßgeschneiderte Abdeckungen für Tauchwandschächte aus Edelstahl von Aco Passavant Detego Foto: Aco

neln“ (RABT) sowie in den „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING).

Straße ist nicht gleich Tunnel

Und letzteres, das Regelwerk ZTV-ING, soll schon bald aktualisiert werden. Denn: Die routinemäßigen Tunnel-Checks offenbaren schon seit geraumer Zeit Verschleißerscheinungen an den gusseisernen Kabelzugschächten und den Abdeckungen für Tauchwandschächte. Torsten Klehm, Key Account Manager Tiefbau, Verkehrswegebau und Ingenieurbauwerke bei Aco: „Während sich Gussabdeckungen auf offener Strecke als langlebig, wartungsarm und kosteneffizient bewährt haben, sind sie in Autobahn- und Straßentunneln äußerst korrosiven Umweltbedingungen ausgesetzt.“

Guss verkantet schnell im nicht überfahrenen Bereich

Denn hier sind die Schachtabdeckungen zumeist in Nothaltebuchten oder auf Notgehwegen jenseits überfahrener Bereiche platziert, sodass der Werkstoff unablässig von Abgasen, Bremsstäuben, Feuchtigkeit und Tausalz angegriffen wird. Die Folge: Es setzt ein schleichender Prozess ein, bei dem mit zunehmendem Korrosionsgrad das Risiko steigt, dass die Gusseisen-Deckel und die zugehörigen Verschraubungen verkanteten, mit dem Rahmen „verschweißen“ und sich schließlich nicht mehr öffnen lassen. Schon aus Sicherheitsgründen führt spätestens dann kein Weg mehr an einer Instandsetzung

oder vollständigen Erneuerung der Revisionszugänge vorbei.

Vorgaben unzureichend

Doch wie könnte und sollte eine nachhaltige Sanierung aussehen? Die derzeit geltenden Regelwerke definieren für Schachtabdeckungen erhöhte Anforderungen an den Brandschutz und die Belastbarkeit. Laut den ZTV-ING müssen Schachtabdeckungen in Tunnelbauwerken tagwasserdicht und verriegelbar sein. Für Revisionsschächte der Ulmendrängen ist darüber hinaus nicht rostender Stahl der Werkstoff-Nr. 1.4571 vorgeschrieben. Entsprechende Vorgaben für Revisionselemente im Bodenbereich von Straßentunneln existieren dagegen nicht. Die Studiengesellschaft für Tunnel und Verkehrsanlagen (STUVA) empfiehlt lediglich bei Schachtabdeckungen auf den Einsatz dauerhafter Materialien, leichte Zugänglichkeit und einfache Wartung zu achten.

Regelungslücke bald geschlossen?

Doch können wir uns eine solche Regelungslücke leisten? Der Revisions- und Sanierungsbedarf ist absehbar. Schließlich weist die Mehrzahl der Tunnelbauten in Deutschland eine durchschnittliche Betriebsdauer von 20 bis 30 Jahren auf. Immerhin: Die zuständigen Behörden und Entscheidungsgremien haben das Problem erkannt und eine Änderung in Aussicht gestellt. Im Sinne einer langfristigen korrosionsbeständigen Lösung ist zu erwarten, dass die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) bei einer ihrer nächs-

ten Aktualisierungsrunden die Anforderungen präzisiert und nicht rostenden Stahl als verbindlichen Werkstoff für sämtliche Revisionselemente und Schachtabdeckungen in die ZTV-ING aufnimmt.

Branche reagiert vorausschauend

Zahlreiche Tunnelbetreiber in Bund, Ländern und Kommunen, aber auch Planer von Tunnelneubauten wie die bundeseigene Projektgesellschaft Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau (DEGES) stellen sich bereits vorausschauend auf die neuen Regeln ein. „In Ausschreibungen und Leistungsverzeichnissen werden in jüngster Zeit immer öfter Abdeckungen verlangt, die die geplanten Anforderungen schon erfüllen müssen,“ so Torsten Klehm von Aco. Auch das Bündelsdorfer WaterTech-Unternehmen hat gemeinsam mit Aco Passavant Detego, Spezialanbieter für Schachtabdeckungen aus nicht rostendem Stahl, frühzeitig auf die Herausforderungen reagiert. Jan Schmitz, Vertriebsleiter Technische Abdeckungen bei Aco Passavant Detego, sagt: „Keine Frage: Der Einsatz von Edelstahl für Kabelzug- und Tauchwandschachtabdeckungen ist ein erheblicher Kostenfaktor. Deshalb empfehlen wir, nicht abzuwarten, bis eine vollständige Nachrüstung erforderlich ist. Im Zusammenspiel mit den Aco-Entwässerungsspezialisten bieten wir auch bedarfsgerechte, punktuelle Sanierungen an – unabhängig von vorhandenen Marken und verbauten Materialien. Durch die schrittweise Nachrüstung halten sich die Kosten in Grenzen.“

www.aco.de



Glasfaserverbundbewehrung ist besonders bei korrosionsgefährdeten, nichttragenden Bodenplatten wirtschaftlich. Foto: Thomas Entzeroth

Korrosionsbeständiger Beton

Software bemisst Glasfaserbewehrung

Überall dort, wo spezielle Anforderungen an den Korrosionsschutz, an die elektrische Leitfähigkeit, den Magnetismus, an die Zerspanbarkeit oder die thermische Isolierung gestellt werden, stößt die gewöhnliche Stahlbewehrung an ihre Grenzen. Eine Alternative stellt die Glasfaserverbundbewehrung Schöck Combar dar, die jetzt in der Berechnungssoftware von Frilo bemessen werden kann.

R. Metzkes, J. Krämer

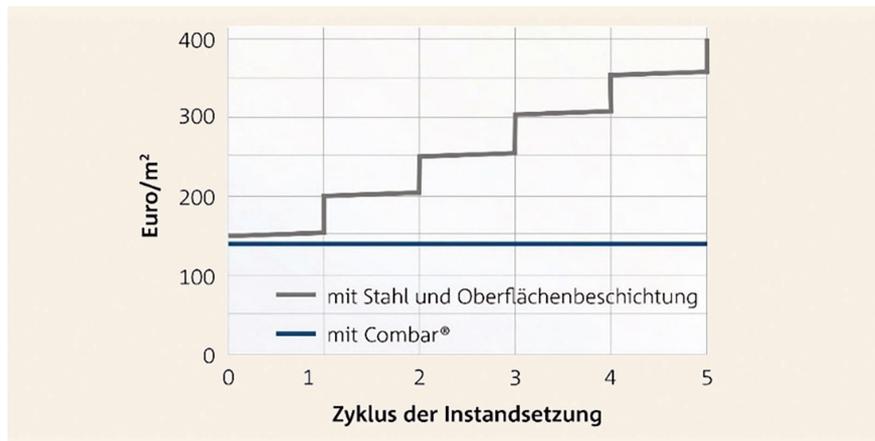
Das Konzept der Bewehrung ist aus einer Welt, in der Beton zu den elementaren Baustoffen zählt, nicht wegzudenken. Üblicherweise wird Stahl als Bewehrungsmaterial in Betonbauteilen verwendet. Die allermeisten Bodenplatten und Rampen in Tiefgaragen

sowie in Fahrzeug-, Feuerwehr- oder Industriehallen bestehen aus Stahlbeton. Das geht so lange gut, bis chloridhaltiges Wasser und chloridhaltige Luft durch Risse im Beton bis zum Bewehrungsstahl vordringen. Denn dann beginnt dieser zu korrodieren. Deshalb wird als Korrosionsschutz üblicherweise eine Oberflächenbeschichtung auf die Stahlbetonbodenplatten auf-

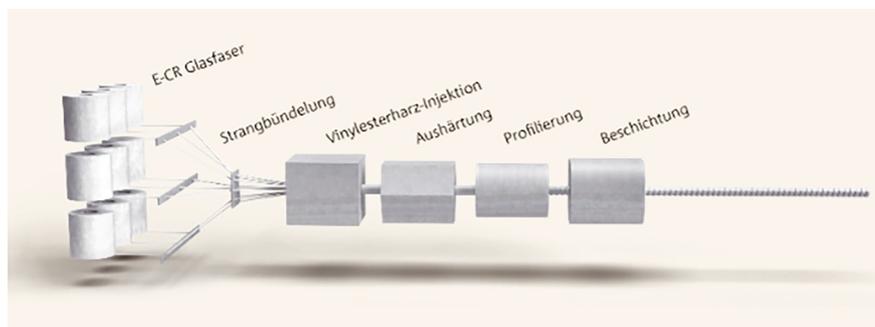
gebracht, deren Einbau und Instandsetzung allerdings aufwendig und kostenintensiv sind.

Glasfaserverbundbewehrung in Bodenplatten

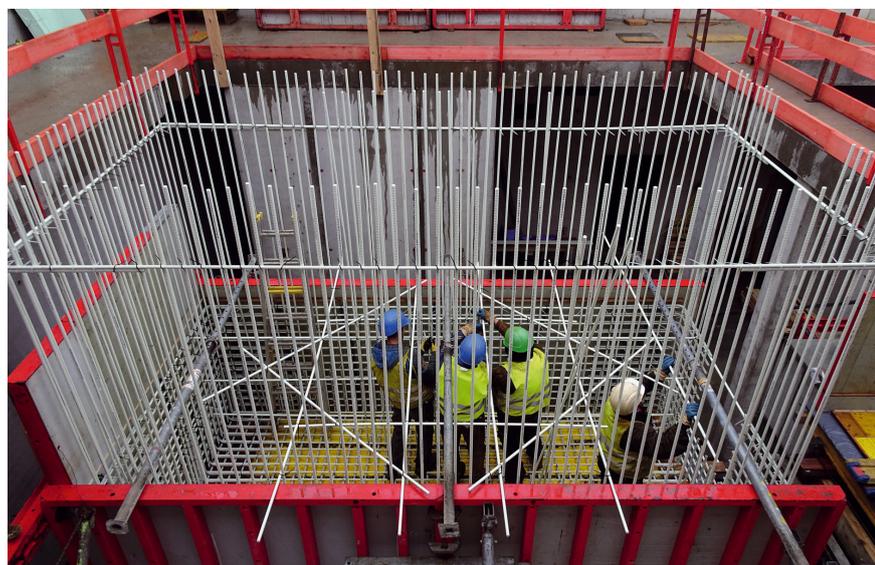
Mit dem bauaufsichtlich zugelassenen Glasfaserverbundwerkstoff Schöck Com-



Die schematische Wirtschaftlichkeitsdarstellung bezieht sich auf gering belastete Bodenplatten. Foto: Schöck Bauteile GmbH



Die Glasfasern werden im Pultrusionsverfahren gebündelt, gezogen und mit einem flüssigen Kunstharz imprägniert. Foto: Schöck Bauteile GmbH



Zentrum für Angewandte Quantentechnologie: elektromagnetische Störungen würden die Messungen beeinträchtigen. Foto: hammeskrause architekten bda

bar steht Planungsbüros und Bauunternehmen eine wirtschaftlichere und planungsfreundlichere Alternative zur Stahlbewehrung zur Verfügung. Die Bewehrung Schöck Combar, die im DBV-Merkblatt Nr. 42 und 46 als Variante „ROST-FREI: Nichtrostende chloridbeständige

Bewehrung mit abZ“ aufgeführt ist [1] [2], kann in allen Umgebungen mit minimaler Betondeckung gemäß DIN EN 1992-1 eingebaut werden. Weil die Glasfaserverbundbewehrung zu 100 % korrosionsbeständig ist, werden aufwändige Oberflächenbeschichtungen und In-

standhaltungen aus Bewehrungskorrosionsgründen hinfällig. Auch in chemisch aggressiven Umgebungen konnte zudem nachgewiesen werden, dass die Lebenserwartung von Combar mehr als 100 Jahre beträgt. Besonders deutlich zeigt sich der Vorteil der glasfaserverstärkten Bewehrung im Vergleich zur Stahlbewehrung beim Blick auf den Lebenszyklus der Bodenplatte und die Gesamtkostenrechnung (s. Diagramm „Lebenszykluskosten“): Da eine Instandsetzung entfällt, entsteht kein Entsorgungsmaterial. Das spart Ressourcen und Kosten.

Das Herstellungsverfahren des Bewehrungsmaterials

Das Verfahren zur Herstellung von Combar ist zweiteilig und auf die Anforderungen von Bewehrungsstäben optimiert. Im ersten Schritt werden hochfeste Glasfasern dicht gebündelt und durch ein Werkzeug gezogen, in dem sie mit Vinylesterharz umschlossen werden. Dieser Teilprozess wird als Pultrusion bezeichnet. Die Profilierung umfasst im zweiten Schritt das Schneiden der Rippen in die ausgehärteten Stäbe sowie die Endbeschichtung. Das Ergebnis dieses Verfahrens ist ein Bewehrungsmaterial mit einzigartigen Eigenschaften.

Weder magnetisierbar noch elektrisch leitfähig

Combar ist nicht magnetisierbar und beeinträchtigt damit keine Magnetfelder. Diese Eigenschaft ist relevant für Forschungseinrichtungen, in denen Messungen unter Ausschluss von Störungen durch elektromagnetische Einflüsse stattfinden müssen. Weil Combar zudem nicht elektrisch leitfähig ist, eignet sich der Verbundwerkstoff für Weichensperrkreise oder Start- und Landebahnen sowie Rollwege am Flughafen. Die Signalwirkung der sensiblen Sicherheitssysteme wird nicht behindert. Induktive Hochspannungsanlagen operieren mit intensiven elektrischen Strömen und erzeugen starke Magnetfelder. Durch Induktion geht Energie verloren und üblicher Bewehrungsstahl erwärmt sich mitunter so sehr, dass er korrodiert und der Verbund mit dem Beton verloren geht. Mit Combar lassen sich Fundamente, Wände und Decken hingegen platz- und energiesparend nahe induktiver Elemente erbauen.

Leicht zerspanbar und dauerhaft hochfest

Darüber hinaus weist Combar eine leichte Zerspanbarkeit auf. Diese Eigenschaft kommt insbesondere beim Tunnelbau zum Tragen, weil Tunnelbohrmaschinen nahtlos durch die mit Combar bewehrten Wände fahren können. So lassen sich die Bauzeit und Baukosten reduzieren. Die Sicherheit für Mitarbeiter wird zugleich erhöht. Durch den hohen Glasfasergehalt von 75 % des Volumens und 88 % des Gewichts sowie das diffusionsdichte und korrosionsbeständige Vinylsterharz werden die hohe Zugfestigkeit und Dauerhaftigkeit des Glasfaserverbundwerkstoffes gewährleistet. Der charakteristische Wert der Dauerzugfestigkeit von Combar Stäben beträgt nach Zulassung 580 N/mm². Mit einem in Deutschland auf 1,3 festgelegten Materialfaktor ergibt sich für Combar eine Bemessungszugfestigkeit von 445 N/mm². Diese Werte gelten für alle Anwendungen und Standzeiten von 100 Jahren.

Das Materialverhalten des Kompositwerkstoffs

Combar zeigt ein zeitabhängiges, linear elastisches und anisotropes Materialverhalten und unterscheidet sich somit wesentlich von Betonstahl. So beeinflusst unter anderem die Nutzungsdauer maßgeblich die ansetzbare Zugfestigkeit des Kompositwerkstoffs. Während für gerade Combar Stäbe mit einer Lebensdauer von 100 Jahren die charakteristische Dauerzugfestigkeit wie erwähnt 580 N/mm² beträgt, ist bei einer Nutzungsdauer von fünf Jahren ein deutlich höherer Wert von 680 N/mm² ansetzbar. Auch das Verformungsverhalten von mit Combar bewehrten Betonbauteilen weicht von dem eines Stahlbetonbauteils ab. Der E-Modul von Combar liegt mit 60.000 N/mm² (gerader Stab) bei etwa einem Drittel des E-Moduls von Betonstahl. Folglich stellen sich in mit Combar bewehrten Betonbauteilen größere Verformungen und Rissbreiten ein.

Bemessung von glasfaserbewehrten Betonbauteilen

Analog zum Stahlbetonbau erfolgt die Bemessung für Biegung und Normalkraft über die Iteration der Dehnungsebene. Aufgrund des geringen E-Moduls der



Das Rollfeld des Flughafens in Zürich wurde mit Combar® bewehrt – für eine störungsfreie Kommunikation des Sicherheitssystems. Foto: Thomas Entzeroth



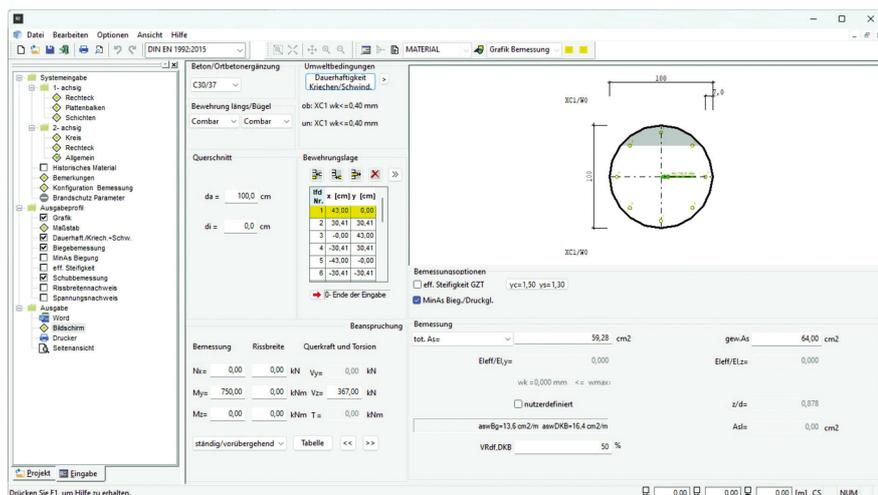
Durch die Bewehrung der Gleistragplatten der Tram in München mit Combar konnten Signalstörungen vermieden werden. Foto: Moritz Bernouilly

GFK-Stäbe sind jedoch die Druckspannungen im Querschnitt vollständig vom Beton aufzunehmen. Combar als Druckbewehrung ist nicht zulässig. Auch das Querkrafttragverhalten von mit Combar bewehrten Bauteilen ist grundsätzlich mit dem von Stahlbetonbauteilen vergleichbar. Bei den einzelnen Traganteilen ergeben sich jedoch aufgrund der Combar spezifischen Materialeigenschaften teilweise große Unterschiede, die in einem abgeänderten Bemessungskonzept abgebildet werden. Die Gleichungen gemäß EC2-1-1, Abs. 6.2 sind nicht gültig. Das Berechnungsmodell von mit Combar bewehrten Betonbauteilen ohne Querkraftbewehrung

basiert auf dem Betontraganteil der ungerissenen Druckzone. Für Betonbauteile mit erforderlicher Querkraftbewehrung wird der Betontraganteil um einen Traganteil infolge Fachwerktragwirkung ergänzt. Dieser erfasst sowohl die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung als auch die der Betondruckstrebe. Der Druckstrebenwinkel ergibt sich in Abhängigkeit von der vorhandenen Schubbewehrung und dem einwirkenden Moment. Somit ist nicht zwangsläufig die maximale Querkraft mit zugehörigem Moment bemessungsrelevant und die Ermittlung der erforderlichen Schubbewehrung muss iterativ erfolgen.



Aufgrund der guten Zerspanbarkeit von Combar fährt die Tunnelbohrmaschine nahtlos durch die Schlitzwände. Foto: Société du Grand Paris / David Delaporte



Die Bemessung von mit Combar bewehrten Betonbauteilen im B2 von Frilo ist jetzt möglich. Foto: Frilo Software GmbH

Integration in die Bemessungssoftware

Das Programm Stahlbetonbemessung B2 von Frilo macht die Bemessung von mit Combar bewehrten Betonbauteilen möglich. Tragwerksplaner können dabei GFK-Elemente als Längs- und Querkraftbewehrung in Kreisquerschnitten und beliebig polygonal begrenzten Querschnitten bemessen. Das Programm führt die Bemessung gerader Combar Stäbe als Zug-

oder Biegezugbewehrung gemäß den Regelungen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-1.6-238 durch. Seit vielen Jahren ist Combar für den dauerhaften Einsatz statisch relevanter Betonkonstruktionen als einzige nichtmetallische stabförmige Bewehrung zugelassen. Die demnächst erscheinende DAfStb Richtlinie „Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung“ wird als Ergänzung der Zulassung dienen. Die umfangreichen Studien und Untersuchungen zum Erlan-

gen der Combar Zulassung haben maßgebend zur Entwicklung der Richtlinie beigetragen.

Sofern ein Querschnitt Schubbewehrung zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit benötigt, ist die Zulassung nicht mehr anwendbar. Um Bemessungen über die Zulassung hinaus zu ermöglichen, hat Frilo die Berechnung nach dem Verfahren von Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger und Dr.-Ing. Martin Kurth [3] in das Programm integriert. Über Zustimmungen im Einzelfall haben Planungsbüros auf Grundlage dieses Bemessungskonzepts bereits zahlreiche Projekte umgesetzt. Die Combar Schubbewehrung ist in Form von Bügeln erhältlich. Bei hochbewehrten Bauteilen ist die Kombination der Bügel mit Combar Doppelkopfbolzen sinnvoll. Beide Varianten lassen sich im B2 auswählen. Darüber hinaus berücksichtigt das Programm bei einer kurzen Einsatzzeit von maximal fünf Jahren verbesserte Materialkennwerte der Bewehrung. Und neben der geraden Längsbewehrung ist auch gebogene Bewehrung auswählbar. ■

Literatur

- [1] Ausführungsvarianten für dauerhafte Bauteile in Parkbauten – Beispielsammlung, Fassung Januar 2019. In: DBV-Heft 42
- [2] Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen in Parkbauten – Hintergründe und Erläuterungen zum DBV-Merkblatt, Fassung Januar 2021. In: DBV-Heft 46 „
- [3] M. Kurth; J. Hegger: Zur Querkrafttragfähigkeit von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung – Ableitung eines Bemessungsansatzes. In: Bauingenieur, Band 88, Oktober 2013

Regine Metzkes

Frilo Software GmbH

Jonas Krämer

Schöck Bauteile GmbH

AI Visualizer für Archicad

Konzeptionelles Modell



Text-Eingabeaufforderung AI-generiertes Bild



Neue Aufforderung: Holz



Neue Aufforderung: Ziegel



Solche und ähnliche Ergebnisse können Sie mit dem AI Visualizer erwarten. Foto: Graphisoft

Der Entwickler für BIM-Softwareprodukte Graphisoft hat jetzt eine leistungsstarke KI-Engine entwickelt, welche auf Basis einfacher, modellierter Volumenkörper mehrere hochwertige 3D-Visualisierungen erstellt und damit den Entwurfsprozess beschleunigt. Das kostenfrei erhältliche Werkzeug AI Visualizer basiert auf Stable Diffusion, einem populären KI-gesteuerten Bildgenerierungswerkzeug, und wird ergänzend zu Archicad 27 installiert. Um das Tool zu nutzen, müssen die Anwenderinnen und Anwender lediglich ein einfaches Konzeptmodell in Archicad erstellen. Anhand von Textaufforderungen oder beschreibenden Wörtern wie beispielsweise „ein modernes Büro mit Holzoberflächen“ lassen sich nun beliebig viele verfeinerte Entwurfsvarianten generieren, ohne jedoch für jede Variante ein detailliertes Modell erstellen zu müssen. Die Nutzerinnen und Nutzer können sich bei der weiteren

Entwurfsdurdararbeitung von den Visualisierungen inspirieren lassen.

Der Archicad AI Visualizer ist einfach zu bedienen und auch die Rechte an geistigem Eigentum sind dank der lokalen Speicherung der Quellbilder auf den Computern der Benutzerinnen und Benutzer vollständig geschützt. Eingestellt werden kann unter anderem die Bildgröße sowie die Anzahl der Iterationen oder Rendering-Durchläufe, um die Bilderzeugung zu beschleunigen. Um mit dem Archicad AI Visualizer zu starten, benötigen Anwenderinnen und Anwender lediglich eine gültige Archicad 27 Lizenz und NVIDIA GPUs oder Apple Silicon Chips. Künftig soll der AI Visualizer neben Archicad aber auch für die Marken Allplan und Vectorworks der Nemetschek Gruppe verfügbar sein.

<https://graphisoft.com/de/innovation/archicad-ai-visualizer>

Neue Features für das AVA- und Baukostenmanagement

Mit der Version 14 kam das Major-Release 2023 für die Software für AVA und Kostenplanung mit BIM, California.pro, auf den Markt. Das Update wurde im dritten Quartal 2023 automatisch allen Nutzern von California.pro mit Softwarepflege-Vertrag per Download zur Verfügung gestellt.

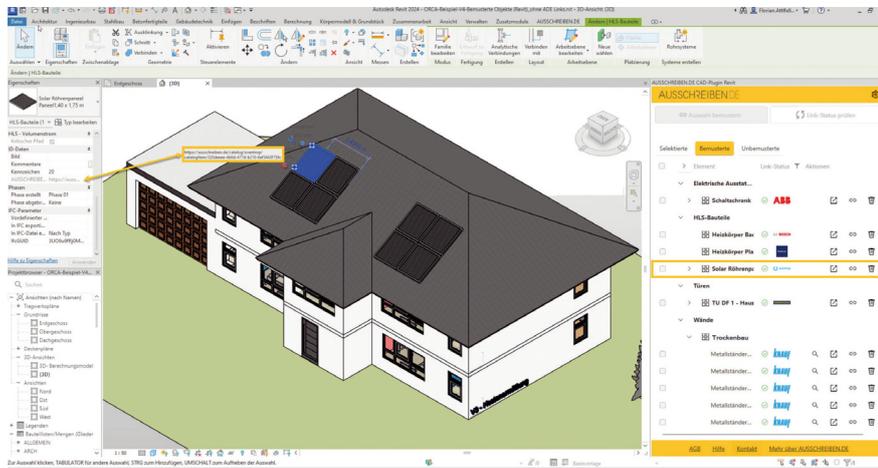
Folgende Features zählen zu den Highlights der neuen Version: Neben dem STLB-Format können Standardleistungskataloge jetzt auch im STLK-Format sowohl importiert als auch exportiert werden. Zudem wurde die Verarbeitung der bundesweiten Texte für den Straßen- und Brückenbau (STLK) sowie der bayerischen Regionalleistungskataloge (RLK) optimiert. Die neue Einbindung von Ausschreiben.de ermöglicht jetzt den direkten Zugriff auf die kostenfreien Ausschreibungstexte dieses Portals. Leistungspositionen können Anwenderinnen und Anwender ohne Umweg über eine GAEB-Datei in gewohnter Weise bequem per Drag and Drop in das Ausschreibungs-LV übernehmen. Darüber hinaus stehen die Kostengruppen der DIN 276 aus den DBD-BIM Elements ab sofort auf Teilleistungsebene zur Verfügung. Der Austausch von Bildern und PDF-Dateien in Aufmaßen ist jetzt über das Austauschformat X31 (GAEB XML 3.3) – Mengenermittlung mit eingebetteten Anlagen komfortabel und einfach möglich. Die Anlagen können zentral gesammelt und einzelnen Bemerkungszeilen zugewiesen werden. www.gw-software.de

KI-Assistent für die Baubranche

Das Münchener Start-up Craffthunt betreibt nicht nur Europas größte Plattform für Baustellen-Jobs, sondern jetzt auch BauGPT. Der smarte KI-Assistent für die Baubranche wird bereits von gut 700 Personen täglich genutzt. Trainiert wurde BauGPT mit vielen verschiedenen Baurechtsurteilen, Produktdatenblättern und Bauwissen. Jetzt beantwortet er in Sekundenschnelle Fragen zu technischen Standards oder zur Bauphysik. Jonas Stamm, Gründer von Craffthunt: „Seit wir BauGPT auf der EXPO Real das erste Mal der Öffentlichkeit präsentiert haben, hat sich viel getan. Wir haben die KI mit noch mehr Daten gefüttert, die Nutzeroberfläche verbessert und es wesentlich schneller gemacht. Darüber hinaus kann man nun auch ganz bequem über seine kostenfreie Craffthunt-App auf BauGPT zugreifen.“ Und das steckt alles in BauGPT: Landesverordnungen, Ersatzbaustoffverordnungen, Vertragsrecht, Arbeitsrecht, Abfallverordnungen, Verordnungen, Honorare für Architekten- und Ingenieurleistungen und sogar Rechtsprechungen zu unterschiedlichen Fällen und vieles mehr. Stamm hebt hervor: „Dabei geht es uns natürlich nicht darum, Anwälte zu ersetzen. Aber mit einem kleinen Chat kann man als Bauunternehmer gut vorbereitet in das Gespräch mit einem Anwalt gehen.“

<https://craffthunt.app/baugpt>

Ausschreiben.de: Neues CAD-Plugin für Revit



Einfach gewünschte Bauteile selektieren, Plugin öffnen und bequem aus Ausschreiben.de bemustern. Foto: Orca Software GmbH

Auf dem von Orca Software betriebenen Portal Ausschreiben.de veröffentlichen Bauprodukterhersteller aktuelle Ausschreibungstexte ihrer Produkte und verknüpfen diese mit vielen zusätzlichen, wertvollen Informationen. Mittlerweile ist Ausschreiben.de an über 50 Bausoftware-Lösungen angebunden und damit nicht nur optimal vernetzt, sondern hat sich auch als wertvolle Stütze im BIM-Prozess etabliert. Jetzt ist der Zugang zu über 3,3 Millionen relevanten Bauproduktdateien auch über die CAD-Software Revit von Autodesk möglich und kann ab Version Revit 2024 installiert werden. Bauingenieurinnen und Bauingenieure können so Produktideen bereits in einer frühen Projektphase im Modell verorten. Das bedeutet: Sobald eine Produktidee im Raum steht, von Bauherrin oder Bauherr oder Förderungsprogrammen gefordert wird, kann sie bereits frühzeitig in den Planungsprozess integriert werden. Der entsprechende Link zu den bemusterten Produkten kann über alle Leistungs- und Planungsphasen hinweg in einer IFC-Datei mitgeführt und im Modell aktualisiert werden. Nach der Übergabe in eine AVA-Software können einfach und effizient detaillierte Positionen mit allen Informationen und Anlagen aus Ausschreiben.de ins Leistungsverzeichnis übernommen werden. Der Ausschreibungsprozess beginnt dadurch früher, gewinnt an Dynamik und wird sicherer. Der Informationsbruch zwischen Modellierung und Ausschreibung wird minimiert. Zudem können Anwender dank der Bemusterung die Ausführung für ihre Bauprojekte wesentlich früher und präziser kalkulieren.

www.orca-software.com

Updates für Autodesk AI

KI ermöglicht es, über die Autodesk Design and Make Platform Prozesse zu automatisieren, Daten zu analysieren und die aktuelle Herangehensweise von Projektteams an Analyse und Problemlösung zu ergänzen, indem sie wertvolle Erkenntnisse liefert. So kann KI alltägliche Prozesse, die die Kreativität hemmen, automatisieren und ergebnisorientiertes Design ermöglichen. Deshalb werden die bereits implementierten KI-Funktionen durch Autodesk AI jetzt um zwei Updates im Bereich Entwässerung erweitert:

1. Zur Unterstützung der Entwässerungsplanung, die ein wesentlicher Bestandteil jedes Bauprojektes ist, wurde InfoDrainage um das neue ML Deluge Tool erweitert. Mit diesem Tool können Planende Überschwemmungskarten schnell und präzise erzeugen, wenn beispielsweise Regen auf das Gebäude gelangt. In der Folge werden Entwürfe anpassungsfähiger und effizienter gestaltet, sodass Bauingenieurinnen und Bauingenieure weniger Zeit mit der Erprobung von Regenwassersteuerungsmaßnahmen verbringen müssen und sich stattdessen auf die Entwicklung nachhaltiger und widerstandsfähiger Entwässerungskonzepte konzentrieren können.

2. Für die Inspektion von Abwasserkanälen wird die Integration der KI-Bildtechnologie von Vapar in Info360 Asset untersucht. Die Vapar-Technologie zeigt automatisch problematische Stellen in Rohren an und erspart Nutzern das stundenlange Sichten von Videos zur Inspektion von Abwasserleitungen, während gleichzeitig die Investitionskosten erheblich gesenkt werden.

Apropos Arbeitsumgebung: Die Design and Make Platform von Autodesk bietet einen zentralen Arbeitsbereich, der alle Teams, die die gebaute Umwelt entwerfen, bauen und betreiben, miteinander verbindet.

www.autodesk.de

DIGITALBAU 2024

Auch in diesem Jahr berichten wir im Vorfeld zur digitalBAU über digitale Lösungen für die Baubranche und entsprechende Updates. Weitere Meldungen gibt's auf www.bauingenieur.de. Die digitalBAU 2024 findet vom 20. bis 22. Februar in den Kölner Messehallen statt (Halle 1 und Halle 4.2).



Querkraft und Torsion – zukünftige Ansätze und Potenziale in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie

J. Hegger, O. Fischer, R. Maurer, C. Dommes, V. Adam, S. Lamatsch, S. Thoma, V. Lavrentyev, E. Stakalies, F. Teworte, Sharei, N. Kerkeni, M. Müller

ZUSAMMENFASSUNG Der Beitrag stellt die Nachweisverfahren in Stufe 2 zur Nachrechnung von Bestandsbrücken nach aktueller BEM-ING Teil 2 und deren Weiterentwicklung vor. Ausgehend von den Bemessungsmodellen der BEM-ING Teil 2 für Querkraft und Torsion werden weiterführende experimentelle Untersuchungen der drei Forschungseinrichtungen RWTH Aachen University, TU München und TU Dortmund an großformatigen Spannbetonträgern erläutert, um daraus Vorschläge für erweiterte Nachweise abzuleiten, die das Tragverhalten von Spannbetonträgern noch zutreffender abbilden. Nach einem Vergleich der verfeinerten Bemessungsansätze mit neuen Versuchsergebnissen zur Querkrafttragfähigkeit werden zudem zwei reale Brückenquerschnitte mit variierenden Randbedingungen nachgerechnet. In beiden Fällen ergibt sich durch die Aktivierung bislang unberücksichtigter Traglastreserven bereits in Stufe 2 eine Erhöhung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit.

STICHWÖRTER

Brückennachrechnung, Traglastreserven, BEM-ING Teil 2, Stufe 2

1 Einleitung

Erhöhte Anforderungen an bestehende Brückenbauwerke, höhere Verkehrslasten und gestiegene Verkehrslastzahlen erfordern eine Bewertung der Tragfähigkeit der Brücken im Bestand. Dabei führt insbesondere der Nachweis eines ausreichenden Querkraft- und Torsionswiderstands bei älteren Spannbetonbrücken in der Praxis häufig zu hohen rechnerischen Tragfähigkeitsdefiziten, die auch auf die Änderungen der Bemessungsnormen zurückzuführen sind. Die Herausforderung einer wirklichkeitsnahen Beurteilung des Querkraft- und Torsionswiderstandes liegt daher in der zutreffenden Erfassung der Interaktion der verschiedenen Tragmechanismen. Die Fachwerktragwirkung bildet die Grundlage für die aktuellen Bemessungs- und Konstruktionsregeln für den Neubau, während in älteren Normen die Tragwirkung des ungerissenen Querschnitts der hochvorgespannten Brücken stärker berücksichtigt wurde. Bei der Übertragung der aktuellen Bemessungsansätze auf ältere Spannbetonbrückenbauwerke, die nicht nach den heutigen Regeln bemessen und konstruiert wurden, werden wesentliche Traganteile vernachlässigt. In den letzten Jahren wurde bereits eine Reihe von großmaßstäblichen Bauteilversuchen zur Quantifizierung der Querkrafttragfähigkeit bestehen-

Shear and torsion – future approaches and potentials in stage 2 of the recalculation guideline

ABSTRACT The article presents the verification procedures in stage 2 for the recalculation of existing bridges according to the current BEM-ING Part 2 and their further development. Based on the design models of BEM-ING Part 2 for shear and torsion, further experimental investigations of the three research institutions RWTH Aachen University, TU Munich and TU Dortmund on large-scale prestressed concrete girders are explained in order to derive proposals for extended verifications that represent the load-bearing behaviour of prestressed concrete girders even more accurately. Following a comparison of the refined design approaches with new test results on shear capacity, two real bridge cross-sections with varying boundary conditions are also recalculated. In both cases, the activation of previously unconsidered load reserves results in an increase in the calculated shear capacity in stage 2.

der Spannbetonbrücken durchgeführt [1–3]. Die Versuche wurden hinsichtlich Vorspannung, Querkraftbewehrungsgrad, Querschnittsform und zum Teil mit der konstruktiven Durchbildung der Querkraftbewehrung entsprechend den damals üblichen Regelungen ausgeführt. Die Bemessungsansätze für die Nachrechnung von Spannbetonbrücken im Bestand konnten auf Grundlage dieser Versuche und ergänzender numerischer Untersuchungen deutlich weiterentwickelt und teilweise bereits in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie aufgenommen werden. Mit der geplanten 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie (BEM-ING Teil 2) lassen sich insbesondere durch die Kombination eines additiven Betontraganteils mit dem Fachwerktraganteil rechnerisch bislang ungenutzte Reserven auf der Widerstandseite aktivieren.

Dennoch besitzen Spannbetonbrücken im Bestand tatsächlich zum Teil noch höhere Tragfähigkeiten unter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung, wie Nachrechnungen in Stufe 4 belegen [4, 5]. Die Quantifizierung der Tragreserven für die Stufe 2 war auf Grundlage der bislang durchgeführten experimentellen Untersuchungen noch nicht in vollem Umfang möglich [1, 6]. Die vorhandenen Tragreserven umfassen vor allem die günstigen Einflüsse aus dem statischen System des Durchlaufträgers, der Querschnittsform, dem Spannungszuwachs der Vorspannung bei Riss-

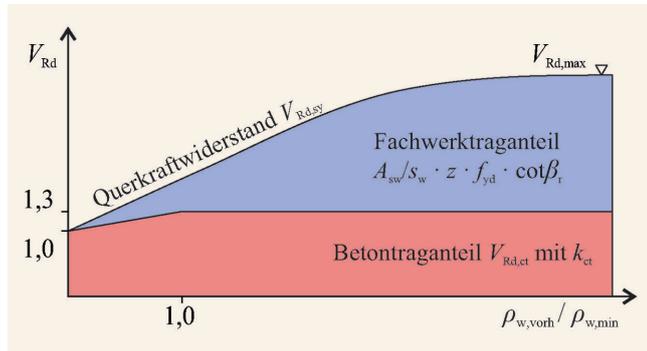


Bild 1. Querkraftwiderstand infolge des Fachwerktraganteils mit additivem Betontraganteil *Grafik: C. Dommès*
 Fig. 1. Shear resistance due to the truss load-bearing component with additive concrete component *Source: C. Dommès*

bildung und der für Brückenbauwerke maßgebenden gleichförmigen Belastung. Die bisherigen Versuchsergebnisse zeigen, dass die Querkrafttragfähigkeit bei Bauteilen mit geringen Querkraftbewehrungsgraden, die der 0,5 bis 1,5-fachen Mindestquerkraftbewehrung entsprechen, maßgeblich durch den Traganteil des Betons gesteuert wird. Den Einflüssen aus Querschnittsform und Lastart auf den Betontraganteil werden auch bei den erweiterten Ansätzen zur Berücksichtigung von Beton- und Fachwerktraganteil noch nicht in ausreichendem Maß Rechnung getragen. Darüber hinaus ist neben dem Einfluss der Interaktion von Biegemoment und Querkraft auch die Tragwirkung unter gleichzeitiger Beanspruchung durch Querkraft, Biegung und Torsion bei Spannbetontträgern nicht abschließend geklärt [1, 6].

In diesem Beitrag werden die Ergebnisse neuer Untersuchungen an Spannbetontträgern, die im Auftrag der BAST an der RWTH Aachen University, der TU München und der TU Dortmund durchgeführt wurden, vorgestellt [7].

2 Stand der Forschung: Nachrechnung mit BEM-ING Teil 2 Stufe 2

Grundlage für die 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie (BEM-ING Teil 2) [8] bilden experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von Spannbetontägern mit geringen Querkraftbewehrungsgraden [1, 9, 10]. Es wurden unter anderem Versuche an großformatigen Spannbetondurchlaufträgern [11–13] und kurzen Spannbetontägerschnitten (Substrukturversuche, [14]) durchgeführt, um das Tragverhalten von Durchlaufsystemen unter Querkraftbeanspruchung und teilweise zusätzlicher Torsion zu untersuchen. Weiterführende Informationen und Randbedingungen der experimentellen Untersuchungen können [1] entnommen werden. Dabei konnte unter anderem festgestellt werden, dass sich bereits bei kleinen Querkraftbewehrungsgraden ($\rho_{w,vorh} < \rho_{w,min}$) deutlich höhere Querkrafttragfähigkeiten ergeben als rechnerisch über das Fachwerkmodell ermittelt werden. Dies konnte auch durch die Ergebnisse anderer Untersuchungen bestätigt werden [15–17]. Daher wurde ein erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil hergeleitet, das die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetontägern mit geringem Bügelbewehrungsgrad wirtschaftlicher abbilden kann als aktuelle Ansätze mit einem Fachwerkmodell [18]. Weiterhin wurden ein Ansatz zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung formuliert [1] und die

Anwendbarkeit von heute nicht mehr zulässigen Bügelformen in Bestandsbrücken erlaubt [14].

2.1 Querkraftnachweis: Erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil

Bereits bei den ersten Überlegungen zu Querkraftmodellen wurde davon ausgegangen, dass die einwirkende Querkraft nicht allein von einer Querkraftbewehrung aufgenommen wird, sondern auch ein zusätzlicher Betontraganteil existiert [19]. Beobachtungen aus experimentellen Untersuchungen [20–23] belegen einen kontinuierlichen Übergang des Tragverhaltens von Trägern ohne Querkraftbewehrung zu Trägern mit geringer Querkraftbewehrung. In Anlehnung an die Regelungen in DIN-FB 102 [24] wurde daher für BEM-ING Teil 2 ein empirisches Modell für den additiven Betontraganteil vorgeschlagen [1]. Der Berechnungsablauf für Bauteile mit geringen Querkraftbewehrungsgraden entsprechend den Gln. (1) bis (5) ermöglicht einen kontinuierlichen Übergang von Bauteilen ohne zu Bauteilen mit Querkraftbewehrung. Details zu den Hintergründen und den zugrundeliegenden experimentellen Untersuchungen können [1, 11, 13] oder [25] entnommen werden. Die Gesamtquerkrafttragfähigkeit des Querschnittes ergibt sich als Summe des Betontraganteils und des Bügeltraganteils:

$$V_{Rd,sy} = V_{Rd,ct} + A_{sw}/s_w \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \beta_r \leq V_{Rd,max} \quad (1)$$

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

$$V_{Rd,ct} = k_{ct} \cdot [0,15/\gamma_c \cdot \kappa \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}]^{1/3} - 0,15\sigma_{cd} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,ct,min} \quad (2)$$

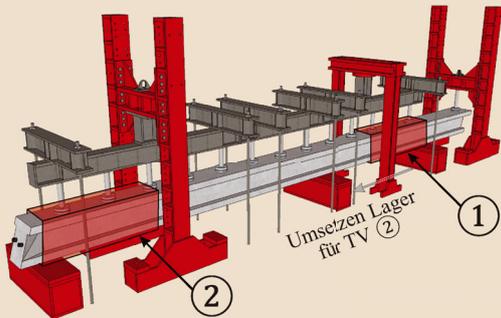
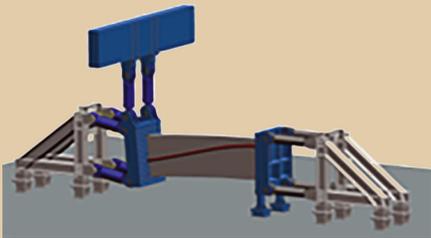
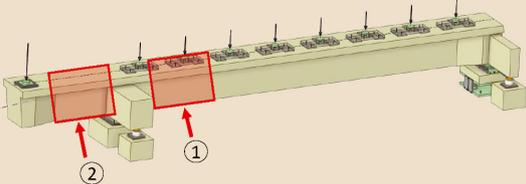
mit $k_{ct} = 1,0 + 0,3 \rho_{w,vorh} < \rho_{w,min} \leq 1,3$

Dabei ist k_{ct} ein Duktilitätskoeffizient, $\rho_{w,vorh}$ der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad und $\rho_{w,min}$ der Mindestwert für den Querkraftbewehrungsgrad nach DIN-FB 102. Durch den Faktor k_{ct} werden das duktilere Verhalten von Bauteilen mit Querkraftbewehrung berücksichtigt und die unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte für sprödes und duktileres Versagen ausgeglichen. Für ein sprödes Versagen bei einem Biegeschubbruch gilt $\gamma_c = 1,50$. Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung wird ein duktileres Versagen erwartet und der Teilsicherheitsbeiwert beträgt $\gamma_s = 1,15$. Der Betontraganteil $V_{Rd,ct}$ kann somit bei vorhandener Mindestquerkraftbewehrung mit einem Faktor von $\gamma_c / \gamma_s = 1,5 / 1,15 = 1,3$ multipliziert werden.

Der resultierende Querkraftwiderstand V_{Rd} ist in **Bild 1** in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrades $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min}$ dargestellt. Durch die Anpassung des Teilsicherheitsbeiwerts im Bereich $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min} \leq 1$ steigt der Betontraganteil in diesem Bereich linear an, anschließend nimmt er für höhere Querkraftbewehrungsgrade einen konstanten Wert an. Während der Zuwachs des Fachwerktraganteils für geringe Querkraftbewehrungsgrade annähernd konstant ist, steigt die Querkrafttragfähigkeit aufgrund steilerer Schubrissewinkel β_r für höhere Querkraftbewehrungsgrade langsamer. Ab einer kritischen Bügelbewehrungsmenge wird die Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ maßgebend.

Der rechnerische Schubrissewinkel β_r darf für die Berechnung innerhalb festgelegter Grenzen nach Gleichung (3) frei gewählt werden. Somit ergibt sich für die Bemessung eine Steuerungsmöglichkeit im Falle einer unzureichenden Längsbewehrung.

Tabelle 1. Übersicht der experimentellen Untersuchungen
Table 1. Overview of the experimental investigations

	Experimentelle Untersuchung	Versuche	Untersuchungsparameter
RWTH Aachen University	<p>Bauteilversuche ($L_{ges} = 16,5\text{ m}$)</p> 	<p>8 Träger mit je 2 Teilversuchen: Teilversuch ① am Innenaufleger des 13 m Einfeldträgers mit Kragarm; Teilversuch ② am Randaufleger des 8 m Einfeldträgers</p>	<p>Beanspruchung: M + V</p> <ul style="list-style-type: none"> - Querschnittsform - Querkraftbewehrungsgrad - Vorspanngrad - Einspanngrad - Belastungsart
TU München	<p>Substrukturversuche ($L_{ges} = 4,5\text{ m}$)</p> 	<p>12 Träger (je 1 TV)</p>	<p>Beanspruchung: M + V</p> <ul style="list-style-type: none"> - Querschnittsform - Querkraftbewehrungsgrad - Vorspannung - Verbundbedingung Längsbewehrung
TU Dortmund	<p>Bauteilversuche 5 Einfeldträger mit Kragarm ETK ($L_{ges} = 11\text{ m}$), 2 Durchlaufträger DLT ($L_{ges} = 12\text{ m}$)</p> 	<p>5 ETK (je 2 TV): TV ① im Feld; TV ② am Kragarm 2 DLT (je 2 TV): TV ① und ② am Innenaufleger in beiden Feldern</p>	<p>Beanspruchung: M + V + T</p> <ul style="list-style-type: none"> - Querschnittsform - M/T-Verhältnis - $M/T/V$-Verhältnis für Druckzone - Druckstrebenneigung - Konstruktion der Bügel

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

Die Begrenzung von Gl. (3) auf $3 - 10 \cdot V_{Rd,ct} / (b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd})$ ist darin begründet, dass der rechnerische Druckstrebenwinkel $\cot \theta$ beim Übergang vom Fachwerkmodell mit Betontragnanteil zum Plastizitätskreis einen zu definierenden Maximalwert nicht überschreiten sollte. Der Druckstrebenwinkel $\cot \theta$ zur Bestimmung der Zusatzkraft in der Längsbewehrung und der maximalen Druckstreben Tragfähigkeit wird nach Gl. (4) berechnet.

$$\cot \theta = \cot \beta_r + V_{Rd,ct} / (A_{sw} / s_w \cdot z \cdot v \cdot f_{yd}) \leq \sqrt{1 / \omega_w - 1} \quad (4)$$

Der mechanische Querkraftbewehrungsgrad errechnet sich zu:

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

Die Druckstreben Tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ wird nach Gl. (6) bestimmt.

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta \cdot \tan \theta) \quad (6)$$

Weitergehende Informationen können [1, 18] entnommen werden.

2.2 Nachweis der Torsionsbügelbewehrung

Für die Nachrechnung bestehender Betonbrücken darf für die Bemessung bei Torsion der Druckstrebenwinkel θ in den Grenzen entsprechend $1 \leq \theta \leq 2,5$ frei gewählt werden. Grundsätzlich dürfen für die Nachweise bei Querkraft und Torsion als kombinierte Beanspruchung unterschiedliche Druckstrebenwinkel θ angesetzt werden.

Die so ermittelte Torsionsbügelbewehrung ist ohne Abminderung zur Querkraftbewehrung zu addieren. Der Bemessungswert $T_{Rd,sy}$ des aufnehmbaren Torsionsmomentes durch die Torsionsbügelbewehrung ist dabei wie folgt zu ermitteln:

$$T_{Rd,sy} = (A_{sw} / s_w) \cdot f_{yd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot \cot \theta \quad (7)$$

Bei einer kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Torsion ist für die maximale Tragfähigkeit, die durch die Druckstreben Tragfähigkeit begrenzt wird, die Interaktionsbedingung nach Gl. (8) bei Hohlkastenbrücken zu erfüllen.

$$V_{Ed} / V_{Rd,max} + T_{Ed} / T_{Rd,max} \leq 1 \quad (8)$$

Bei $\cot \theta > 1,75$ ist diese Bedingung auch bei Plattenbalkenbrücken anzuwenden. Ansonsten gilt DIN-Fachbericht 102.

2.3 Nachweis der Torsionslängsbewehrung

Abweichend von der Bemessung bei reiner Torsion nach DIN EN 1992-2 [26] besteht bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion die Möglichkeit, die erforderliche Torsionslängsbewehrung in den Druckgurten entsprechend den vorhandenen Druckkräften abzumindern [27]. Bei entsprechend großen Biegemomenten bleibt die Druckzone ungerissen. Überwiegt das Biegemoment, stellen sich zunächst Biegerisse ein und die geeigneten Torsionsrisse bilden sich erst unter einer höheren Laststufe. Dementsprechend darf die Querschnittsfläche der Spannglieder bei überwiegender Beanspruchung durch Biegung auf die Torsionslängsbewehrung angerechnet werden. Der Nachweis darf durch Berücksichtigung der infolge Torsion entstehenden Längszugkraft $N_{Ed,T}$ beim Nachweis der Biegetragfähigkeit geführt werden, wobei die Längszugkraft $N_{Ed,T}$ im Schwerpunkt des Querschnitts angreift und der Druckstrebenwinkel $\cot \theta$ wie bei der Ermittlung der Torsionsbügel anzusetzen ist. Durch Umstellung der Gleichung für die Torsionslängsbewehrung nach DIN EN 1992-2 ergibt sich eine äquivalente resultierende Torsionslängszugkraft $N_{Ed,T}$.

$$N_{Ed,T} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot \tan \theta} \cdot u_k \quad (\hat{=} A_{sl} \cdot f_{yd}) \quad (9)$$

Bei dieser Vorgehensweise werden der positive Effekt aus der überdrückten Biegedruckzone und die Tragwirkung der Spannglieder unter Berücksichtigung ihrer Lage im Querschnitt bei der Bemessung automatisch mitberücksichtigt und die rechnerisch erforderliche Längsbewehrung gegenüber einer Bemessung bei reiner Torsion deutlich reduziert.

3 Aktuelle Untersuchungen an Spannbetonträgern

3.1 Querkraftversuche an vorgespannten Durchlaufträgern an der RWTH Aachen University

Mit den am Institut für Massivbau durchgeführten Versuchen wurde das Querkrafttragverhalten von Spannbetondurchlaufträgern mit geringen Querkraftbewehrungsgraden vertiefter betrachtet. Insgesamt wurden 16 Teilversuche an acht nachträglich vorgespannten Trägern durchgeführt. Als maßgebende Parameter wurden die Querschnittsform, die Belastungsart und die Vorspannung variiert. Zusätzlich wurde in Teilversuch ① der Einfluss des Einspanngrades untersucht. Dazu wurden Einfeldträger mit Kragarm ausgebildet und durch eine separate Einzellast auf den Kragarm das Momenten-Querkraft-Verhältnis wie in einem Durchlaufträger gesteuert. Während die Lasten im Feld und am Kragarm unter Einhaltung eines konstanten Kräfteverhältnisses während eines Versuches jeweils simultan gesteigert wurden, konnten verschiedene Einspanngrade durch eine gezielte Variation dieses Kräfteverhältnisses untersucht werden. Durch diese Versuchsanordnung konnte die Spannweite des Feldes auf 13 m vergrößert werden, um im Versuch an die Praxis angelehnte Biegeschlankheiten zu realisieren. Anschließend wurde der geschädigte Teil des Trägers abgetrennt, sodass in Teilversuch ② zur Untersuchung verschiedener Querkraftbewehrungsgrade Einfeldträger von 8 m Länge zur Verfügung standen. In **Tabelle 1** findet sich eine Übersicht der Teilversuche und Untersuchungsparameter. Im Mittelpunkt der Untersuchungen standen die Fragen, wie groß die günstigen Einflüsse von gegliederten Querschnitten und

von auflagenahen Streckenlasten auf die Querkrafttragfähigkeit sind und wie diese für ein Nachweisverfahren in Stufe 2 quantifiziert werden können. Weitergehende Informationen zu den Versuchen können [28] und [7, 29] entnommen werden.

3.2 Querkraftversuche an Ausschnitten von vorgespannten Balkenelementen an der TUM

In München wurden in einem neuartigen Versuchsstand (Tabelle 1) unter Applikation der an einem Durchlaufträger vorherrschenden Schnittgrößen zwölf Querkraftversuche an Balkenelementen durchgeführt. Die jeweils sechs Rechteck- und T-Träger weisen eine Höhe von 1,2 m und einen geringen Querkraftbewehrungsgrad auf. Da insbesondere der Einfluss der Vorspannung im Mittelpunkt der Untersuchungen stand, wurde einerseits der Längsbewehrungsgrad so gering gewählt, dass gerade noch ein Querkraftversagen stattfindet und andererseits große Längsverzerrungen eine maximale Aktivierung des Spannglieds hervorrufen. Durch Variation der Litzenzahl im Spannglied wurde die nach dem Vorspannen noch mobilisierbare zusätzliche Kraft im Spannglied überprüft. Zusätzliche Tastversuche mit glatter Längsbewehrung mit Endhaken sollten das Tragverhalten alter Spannbetonbrücken mit dieser Art der konstruktiven Durchbildung untersuchen. Weitergehende Informationen zu dem Versuchsprogramm und den Erkenntnissen der experimentellen Untersuchungen können [30] und [7] entnommen werden.

3.3 Versuche mit kombinierter Torsion und Querkraft an vorgespannten Durchlaufträgern an der TU Dortmund

Das Versuchsprogramm der TU Dortmund bestand aus insgesamt sieben vorgespannten Versuchsträgern. Die wesentlichen Parameter der geplanten Versuche mit zusätzlicher Torsion sind in Tabelle 1 dargestellt.

Zwei Versuche wurden in Anlehnung an die Versuchsträger (DLT2.5, DLT2.6) des bereits abgeschlossenen Forschungsvorhabens FE 15.0591 [1] als Durchlaufträger (DLT) ausgeführt. Mit diesen Versuchen sollte zum einen die Versuchsdatenbank für das vorgestellte Bemessungskonzept für eine kombinierte Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion erweitert werden. Zum anderen war es Ziel, durch Variation der Torsionsbeanspruchung über eine Vergrößerung der Exzentrizität, durch Variation der Belastungsart und durch feldweise Variation der Druckstrebenneigung Anwendungsgrenzen des Bemessungsmodells abzusichern. Darüber hinaus wurde an einem der beiden Zweifeldträger der Einfluss einer von den Regelungen in DIN EN 1992-2/NA [31] für Torsionsbügel abweichenden Form zum Schließen der Bügel untersucht.

Bei den fünf Trägern der Versuchsreihe ETK, die als Einfeldträger mit Kragarm realisiert wurden, handelt es sich um einen Referenzversuch unter reiner Querkraft- und Biegebeanspruchung sowie um vier Versuchsträger mit zusätzlicher Torsion. Jeder Versuchsträger wurde dabei jeweils in zwei Teilversuchen bis zum Versagen belastet. Im Feldbereich wurden die Einflüsse aus der Schubschlankheit, des M/T -Verhältnisses, der Variation der Druckstrebenneigung zur Ermittlung der Torsionslängs- und Bügelbewehrung sowie der Querschnittsform untersucht, während der Kragarm für eine Untersuchung der kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion im Hinblick auf ein Betonversagen in der Druckzone genutzt wurde. Detailliertere In-

formationen zu den Versuchsprogrammen und den Erkenntnissen der experimentellen Untersuchungen können [32] und [7] entnommen werden.

4 Neue Ansätze für eine verfeinerte Nachrechnung mit BEM-ING Teil 2

Die Untersuchungen in Aachen [28] und München [30] belegen eindrucksvoll, dass insbesondere bei gegliederten Trägern mit Druckgurt und bei mehrheitlich durch Streckenlasten beanspruchten Bauteilen mit direkt ins Lager geleiteten Lastkomponenten ein Verbesserungspotential im Nachweiskonzept. Einflüsse aus Vorspannung, Skalierung der Bauteilhöhe, wie auch realistische Längsverzerrungen werden durch den aktuellen Entwurf der BEM-ING Teil 2 bereits ausreichend gut abgedeckt. Die Untersuchungen in Dortmund [32] bestätigen größtenteils die bereits in dem aktuellen Entwurf der BEM-ING Teil 2 enthaltenen Regelungen. Davon abweichend zeigte sich, dass die bestehende quadratische Interaktionsbedingung für Rechteckquerschnitte in DIN EN 1992-2/NA bei flachen Druckstrebenwinkeln zu unsicheren Ergebnissen führt und für $\cot \theta > 1,75$ Anpassungen bei der wirksamen Betondruckfestigkeit im Druckstrebennachweis erforderlich sind. Im Folgenden wird auf die vorgeschlagenen Anpassungen eingegangen und das Vorgehen bei der Nachweisführung vorgestellt.

4.1 Berücksichtigung der am Querkraftabtrag beteiligten Druckgurtfläche über $b_{V,eff}$

Der positive Einfluss eines Druckgurtes auf die Querkrafttragfähigkeit wurde in der Literatur bereits mehrfach untersucht und fand in verschiedenen Modellen zum Querkraftabtrag Berücksichtigung [33]. Dabei hat die Druckgurthöhe neben der Druckgurtbreite einen maßgebenden Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit [34]. Um den abnehmenden Einfluss des Druckgurtes auf die Querkrafttragfähigkeit mit steigender Querschnittshöhe zu erfassen, wurde ein Ansatz verwendet, der die Flächenverhältnisse von Steg und Druckgurt berücksichtigt (Gln. (10) bis (12)). In Gl. (10) wurde dann die Stegbreite b_w entsprechend der Bemessung nach BEM-ING Teil 2 durch $b_{V,eff}$ ersetzt.

$$V_{Rd,ct} = k_{ct} \cdot [0,15/\gamma_c \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15\sigma_{cp}] \cdot d \cdot b_{V,eff} \tag{10}$$

mit: $b_{V,eff} = (b_w \cdot d + A_{G,eff})/d$ (11)

$$A_{G,eff} = 0,5 \cdot h_f \cdot (b_{f,1} + b_{f,2})$$

mit $h_f = \min \{h_{Druckgurt}, h_{Druckzone}\}$ und $b_{f,i} \leq b_w$ (12)

Die am Querkraftabtrag beteiligte Druckgurtbreite $b_{f,i}$ wird durch Gl. (12) begrenzt, sodass die Breite der zusätzlichen Druckgurtfläche $A_{G,eff}$ bei der Querkraftbemessung höchstens die doppelte Stegbreite beträgt. In **Bild 2** sind die effektiven Schubflächen für ein positiv (links) und negativ (rechts) einwirkendes Biegemoment dargestellt.

Entsprechend Gl. (12) wird die zusätzlich ansetzbare Druckgurtfläche $A_{G,eff}$ mit dem Faktor 0,5 abgemindert. Die Abminderung wurde empirisch anhand von vier Datensätzen aus den DAFStb Datenbanken [35] validiert und ist in [7] dargestellt.

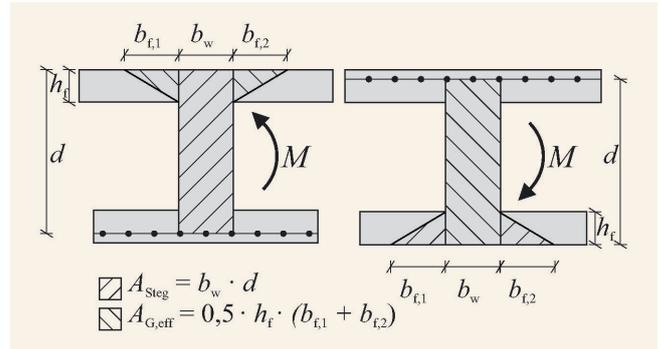


Bild 2. Ansetzbare Druckgurtflächen $A_{G,eff}$ für den verfeinerten Querkraftnachweis nach BEM-ING Teil 2 *Grafik: C. Dommes*
Fig. 2. Applicable compression chord areas $A_{G,eff}$ for the refined shear resistance according to BEM-ING Part 2 *Source: C. Dommes*

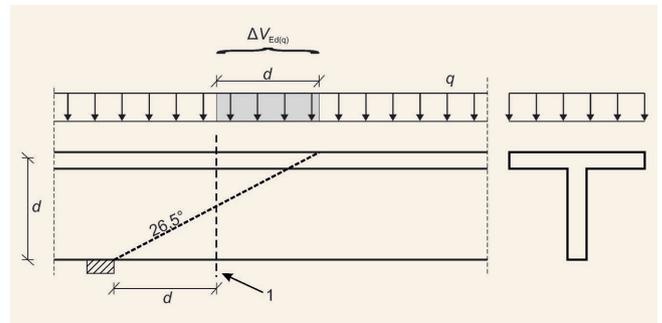


Bild 3. Abminderung der einwirkenden Querkraftbeanspruchung V_{Ed} im Bemessungsschnitt infolge veränderlicher Streckenlasten q um $\Delta V_{Ed(q)}$ *Grafik: C. Dommes*
Fig. 3. Reduction of the shear stress V_{Ed} in the design section due to variable line loads q by $\Delta V_{Ed(q)}$ *Source: C. Dommes*

4.2 Reduktion der Einwirkungen infolge Streckenlasten

Ein weiterer günstiger Einfluss für die Querkrafttragfähigkeit ist die Belastung durch Streckenlasten, deren auflagernahe Anteile direkt ins Auflager geleitet werden. Daher wird eine Abminderung ΔV_{Ed} der einwirkenden Querkraft im Bemessungsschnitt vorgeschlagen. Hintergrund der Abminderung für auflagernahe Lasten ist, dass im Auflagerbereich ein Diskontinuitätsbereich (D -Bereich) vorliegt und nur ein Teil der auflagernahen Lasten eine Querkraftbewehrung benötigt, während der restliche Anteil direkt über geneigte Druckstreben in das Lager abgetragen wird [36]. Daher ist in [24] bereits eine Abminderung auflagernaher Einzellasten mit β -Faktoren erlaubt. Zur Herleitung der Abminderung für auflagernahe Streckenlasten wurde wie folgt vorgegangen. Auf Basis der experimentellen Untersuchungen und analog zum Flexural Shear Crack Model [37] wird ein maßgebender Schubriss mit $\beta_r = 26,5^\circ$ angenommen, der auf den Auflagertrand zielt (**Bild 3**). Die Querkraftbeanspruchung V_{Ed} kann um alle Einwirkungen reduziert werden, die nicht über das Fachwerk abgetragen werden müssen. Dies entspricht allen Streckenlasten, die oberhalb des Schubrisses im Abstand $\leq 2d$ vom Auflagertrand wirken. Die maximale Abminderung der Querkraftbeanspruchung infolge auflagernaher Streckenlasten wird in Anlehnung an FprEN 1992-1-1:2023 auf 12,5% des Ursprungswertes begrenzt.

$$\Delta V_{Ed(q)} = q \cdot d \leq V_{Ed(q)}/8 \tag{13}$$

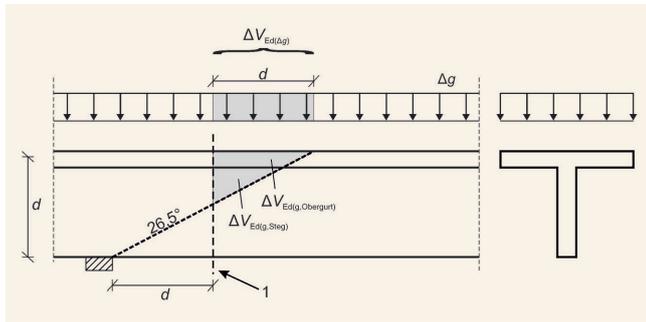


Bild 4. Abminderung der einwirkenden Querkraftbeanspruchung V_{Ed} im Bemessungsschnitt infolge Eigengewicht g und Ausbaulast Δg um $\Delta V_{Ed(g+\Delta g)}$ Grafik: C. Dommes
Fig. 4. Reduction of the shear stress V_{Ed} in the design section due to dead weight g and additional load Δg by $\Delta V_{Ed(g+\Delta g)}$ Source: C. Dommes

Tabelle 2. Wirksame Betondruckfestigkeiten
Table 2. Effective concrete compressive strengths

	Plattenbalkenbrücken	Hohlkastenbrücken
Querkraft:	$\nu = 0,6$	$\nu = 0,6$
Torsion:	$\nu = 0,525$	$\nu = 0,6$

Da in realen Brückenbauwerken ein Großteil der Querkraftbeanspruchung aus dem Eigengewicht g und der Ausbaulast Δg resultiert, wurde neben der Abminderung der äußeren Lasten $\Delta V_{Ed(q)}$ auch eine Abminderung infolge $g + \Delta g$ formuliert. Dazu wurde entsprechend [36] untersucht, welcher Anteil der Beanspruchung nicht über das Fachwerk abgetragen wird, sondern über eine direkte Druckstrebe ins Auflager geleitet werden kann. Entsprechend dem idealisierten Schubriss mit $\beta_r = 26,5^\circ$ wird $\Delta V_{Ed(g+\Delta g)}$ definiert. In **Bild 4** sind die Anteile des Eigengewichts $\Delta V_{Ed(g, \text{Obergurt})}$ und $\Delta V_{Ed(g, \text{Steg})}$, um die der Bemessungswert V_{Ed} reduziert werden darf, in Grau gekennzeichnet. Um die Verteilung des Eigengewichts über die Querschnittshöhe zu berücksichtigen, wird der Querschnitt in Obergurt und Steg unterteilt. Somit ergibt sich für die Reduktion der Beanspruchung aus Eigengewicht und Ausbaulast Gl. (14):

$$\Delta V_{Ed(g+\Delta g)} = \Delta V_{Ed(g, \text{Obergurt})} + \Delta V_{Ed(g, \text{Steg})} + \Delta V_{Ed(\Delta g)} \quad (14)$$

mit:

$$\Delta V_{Ed(g, \text{Obergurt})} + \Delta V_{Ed(g, \text{Steg})} \leq (V_{Ed(g, \text{Obergurt})} + V_{Ed(g, \text{Steg})})/8 \quad (15)$$

$$\Delta V_{Ed(\Delta g)} \leq V_{Ed(\Delta g)}/8 \quad (16)$$

Damit ergibt sich die gesamte Abminderung ΔV_{Ed} der Bemessungsquerkraft infolge Eigengewicht g , Ausbaulast Δg und an der Oberseite des Querschnitts einwirkenden veränderlichen Lasten q im Bemessungsschnitt d entsprechend Gl. (17) zu:

$$\Delta V_{Ed(g+\Delta g, q)} = \Delta V_{Ed(g+\Delta g)} + V_{Ed(q)} \quad (17)$$

Der Verbesserungsvorschlag für die rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach BEM-ING Teil 2 umfasst drei Anteile: Mit $b_{V, \text{eff}}$ anstelle von b_w wird der positive Einfluss eines Druckgurtes bei gegliederten Querschnitten berücksichtigt und mit ΔV_{Ed} die Abnahme der maßgebenden Querkraft bei einer Belastung durch Streckenlasten. Als drittes darf der Spannungszuwachs des geeigneten Spanngliedes in Ansatz gebracht werden [7]. Der erwei-

terte Bemessungsansatz wurde anhand der Versuche aus dem aktuellen Forschungsvorhaben (FE 15.0664), dem Vorgängerprojekt FE 15.0591 [1] und der Versuche an Spannbetonträgern aus Wien [15, 17] validiert.

4.3 Erweiterte Ansätze bei Querkraft mit zusätzlicher Torsion

Die nachfolgenden Empfehlungen für die Bemessung bei einer kombinierten Beanspruchung infolge Biegung, Querkraft und Torsion ($M + V + T$), die im Gegensatz zu den Erkenntnissen in den Abschnitten 4.1 und 4.2 noch in den aktuellen Entwurf der BEM-ING Teil 2 einfließen sollen, wurden aus den theoretischen und experimentellen Untersuchungen in [7] abgeleitet.

Winkel der Druckstrebe

Anhand der durchgeführten Versuche in [7] konnte gezeigt werden, dass bei einer zusätzlichen Torsionsbeanspruchung ($M + V + T$) eine Umlagerung der inneren Kräfte durch Rotation der Druckstrebe im getesteten Umfang von $\cot \theta = 2,5$ bis $\cot \theta = 1,75$ möglich ist. Bei der Nachrechnung bestehender Betonbrücken ermöglicht die frei wählbare Druckstrebenneigung $\cot \theta$ eine Umlagerungsmöglichkeit zwischen Torsionsbügel- und Torsionslängsbewehrung und soll daher weiterhin variabel bleiben.

Unabhängig davon darf der Druckstrebenwinkel wie bei der Querkraftbemessung mit dem erweiterten Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil gewählt werden. Grundsätzlich dürfen für die Nachweise bei Querkraft und Torsion auch unterschiedliche Druckstrebenwinkel θ angesetzt werden.

Empfehlungen für den Ansatz der wirksamen Betondruckfestigkeit

Der Bemessungswert für das Torsionsmoment $T_{Rd, \text{max}}$, der durch die Festigkeit der Betondruckstrebe begrenzt ist, ergibt sich wie folgt:

$$T_{Rd, \text{max}} = 2 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{\text{eff}} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (18)$$

Er ist abhängig von der wirksamen Betondruckfestigkeit $\nu \cdot f_{cd}$. Bei Druckstrebenwinkeln entsprechend $\cot \theta > 1,75$ bis $\cot \theta = 2,5$ wird der Ansatz der wirksamen Betondruckfestigkeit $\nu \cdot f_{cd}$ auf Grundlage der durchgeführten Versuche entsprechend **Tabelle 2** empfohlen.

Empfehlungen für den Ansatz der effektiven Wanddicke

Der kleinste Wert für $T_{Rd, \text{max}}$ resultiert aus dem konservativen Ansatz für die Stege von Plattenbalkenbrücken. Der Ansatz wurde aufgrund des beobachteten sekundären Betonversagens bei einigen Versuchen durch Abplatzen der Betondeckung nach Fließen der Bügel entsprechend [31], NCI zu Absatz 6.3.2 (1), vorgeschlagen.

Interaktionsbedingung für Betonversagen auf Druck bei kombinierter Beanspruchung

Bei kombinierter Beanspruchung ist die Interaktion für Querkraft und Torsion ($V + T$) nach der linearen Interaktionsbedin-

gung nachzuweisen (Gl. 19). Die quadratische Interaktionsbedingung hat sich bei den Versuchen für Winkel $\cot \theta > 1,75$ als unsicher erwiesen (Gl. 20).

$$V_{Ed}/V_{Rd,max} + T_{Ed}/T_{Rd,max} \leq 1 \tag{19}$$

$$(V_{Ed}/V_{Rd,max})^2 + (T_{Ed}/T_{Rd,max})^2 \leq 1 \tag{20}$$

Eine Interaktion für Biegung, Querkraft und Torsion ($M + V + T$) ist nach Auswertung der Versuche als zu konservativ einzuordnen und ist damit nicht geeignet. Die Kombination aus Biegung und Torsion ($M + T$) führte bei den Versuchen erst bei sehr hohen Torsionsbeanspruchungen $T_{Ed} / T_{Rd,max} > 0,7$ zu einem Abfall der Biegetragfähigkeit um bis zu 10% bei $T_{Ed} \approx T_{Rd,max}$. Detaillierte Auswertungen und Erläuterungen zu den einzelnen Interaktionsbedingungen anhand der durchgeführten Versuche in [7] sind in [32] zu finden.

5 Querkraftbemessung nach NRR 2015, BEM-ING Teil 2 und den vorgeschlagenen Verfeinerungen

In Bild 5 werden die experimentellen Querkrafttragfähigkeiten der in Aachen und München untersuchten Spannbetonträger mit Ansätzen nach NRR 2015, BEM-ING Teil 2 und dem erweiterten Vorschlag BEM-ING Teil 2* aus Abschnitt 4 verglichen. Dazu sind die experimentellen Querkrafttragfähigkeiten $V_{test,d}$ im Abstand d vom Auflagerrand auf der y -Achse und die rechnerischen Tragfähigkeiten $V_{calc,d}$ auf Mittelwertniveau der x -Achse abgebildet. Für die Darstellung der Tragfähigkeiten entsprechend des Ansatzes der BEM-ING/T2* wurde der positive Einfluss einer Belastung durch Linienlasten durch eine Erhöhung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $V_{calc,d}$ berücksichtigt. Während Punkte oberhalb der Winkelhalbierenden auf einen konservativen Berechnungsansatz hindeuten, werden für Punkte unterhalb der Winkelhalbierenden zu hohe Tragfähigkeiten berechnet. Die NRR 2015 liefert besonders konservative Ergebnisse, die für die mit sehr geringen Querkraftbewehrungsgraden durchgeführten Versuche auf die fehlende Berücksichtigung eines additiven Betontraganteils neben der Fachwerktragwirkung zurückzuführen sind. Für einzelne höher querkraftbewehrte Versuche liefert die NRR 2015 zutreffendere Tragfähigkeiten, die von dem ansonsten sehr begrenzten Streuband in Richtung der Winkelhalbierenden abweichen. Sowohl die statistische Auswertung der einzelnen Versuchsserien aus Aachen und München als auch eine kombinierte Auswertung belegen dies durch den sehr hohen Mittelwert μ der Modellsicherheit von 2,07 (Tabelle 3). Der Variationskoeffizient CoV von 13% stellt für die Untersuchungen zweier Forschungsinstitute mit unterschiedlichen Untersuchungsparametern einen guten Wert dar.

Die Berücksichtigung eines additiven Betontraganteils nach der BEM-ING/T2 liefert eine wesentliche Verbesserung der Übereinstimmung von rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten. Die Modellsicherheit aller dargestellten Versuche sinkt auf 1,32, während sich der Variationskoeffizient CoV nur geringfügig auf 12% verringert. Die Auswertung des neuen Ansatzes BEM-ING/T2* zeigt vor allem für geringere Tragfähigkeiten eine bessere Annäherung an die Winkelhalbierende. Insgesamt ergibt sich ein Mittelwert von $\mu = 1,19$ bei gleichbleibendem Variationskoeffizient. Besonders im Hinblick auf die Variation der Vorspannung ergibt sich für die Versuche in München

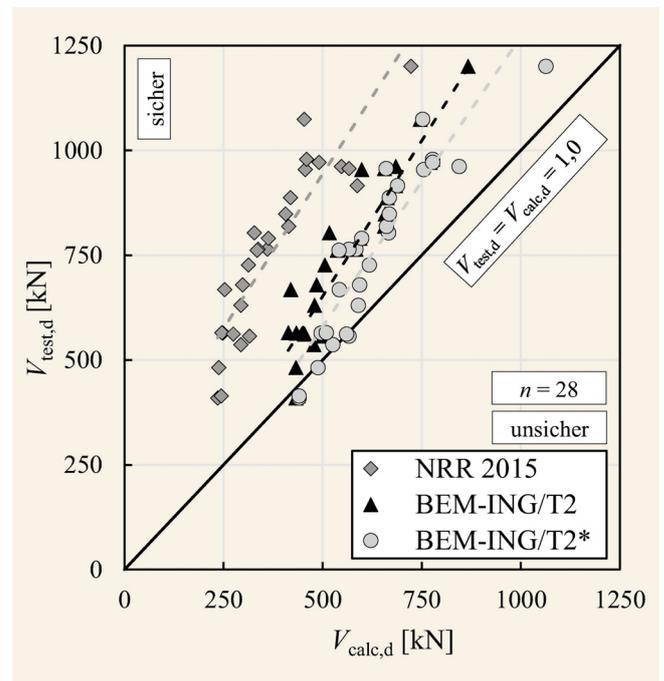


Bild 5. Vergleich der experimentellen mit den analytischen Querkrafttragfähigkeiten verschiedener Modelle zur Nachrechnung von Spannbetonbrücken Grafik: C. Dommès, S. Lamatsch

Fig. 5. Comparison of the experimentally determined shear capacity of all tests and the respective values predicted using various approaches for the assessment of prestressed concrete bridges Source: C. Dommès, S. Lamatsch

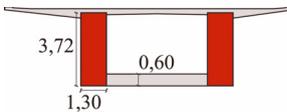
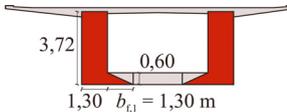
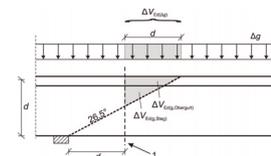
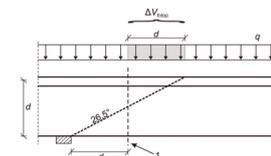
Tabelle 3. Statistische Auswertung der Modellsicherheiten aktueller und zukünftiger analytischen Verfahren der Nachrechnungsrichtlinie für die durchgeführten Versuche

Table 3. Statistical evaluation of the model reliability of current and future analytical approaches of the recalculation guideline for the tests carried out

		RWTH	TUM	Σ
		$n = 16$	$n = 12$	$n = 28$
NRR 2015	μ	2,07	2,06	2,07
BEM-ING/T2		1,30	1,34	1,32
BEM-ING/T2*		1,09	1,33	1,19
NRR 2015	CoV	0,14	0,11	0,13
BEM-ING/T2		0,15	0,05	0,12
BEM-ING/T2*		0,09	0,05	0,12

nach BEM-ING/T2* ein sehr geringer Variationskoeffizient von 5%. Die Tragfähigkeiten heben sich dabei aufgrund des fehlenden expliziten Druckgurts und der Belastung durch eine Einzellast kaum von denen nach BEM-ING/T2 ab. Eine deutliche Verbesserung ist vor allem bei der Nachrechnung der Aachener Versuche zu erkennen. Hier konnte der Mittelwert μ bei gleichzeitig erheblich verringerter Streuung CoV von 1,30 auf 1,09 reduziert werden. Die über alle Versuche zutreffenderen Prognosen der Querkrafttragfähigkeiten von BEM-ING/T2* im Vergleich zu BEM-ING/T2 und NRR 2015 werden durch die linearen Regressionsgeraden (gestrichelte Linien in Bild 5) verdeutlicht. Einzelne geringfügig unsichere Ergebnisse ergeben sich auf Mittelwertniveau

Tabelle 4. Querkraftnachweise nach BEM-ING/T2 und der erweiterten BEM-ING/T2*
 Table 4. Shear verifications according to BEM-ING/T2 and the extended BEM-ING/T2*

Bemessungsschnitt	BEM-ING/T2	BEM-ING/T2* mit $b_{V,eff}$ & ΔV_{Ed}
		
		
$V_{Ed} - V_{ccd}$ [kN]	17 866	16 845 → - 5,7%
$\Delta V_{Ed,g} + \Delta V_{Ed,\Delta g} + \Delta V_{Ed,q}$ [kN]	-	619 + 188 + 214 \triangleq 61% + 18% + 21%
$V_{Rd,ct}$ [kN]	16 770	18 120 → + 8,1%
b_w bzw. $b_{V,eff}$ [m]	1,30	1,40
$\cot \beta_r$ [-]	1,0 → $\beta_r = 45^\circ$	1,0 → $\beta_r = 45^\circ$
$\cot \theta$ [-]	1,23 → $\theta = 39,2^\circ$	1,25 → $\theta = 38,7^\circ$
$V_{Rd,sy}$ [kN]	24 129	25 482 → + 5,6%
$V_{Rd,max}$ [kN]	31 584	31 486 → - 0,3%
$\eta = (V_{Ed} - \Delta V_{Ed}) / V_{Rd,sy}$ [-]	0,74	0,66 → - 10,7%
$\eta = V_{Ed} / V_{Rd,max}$ [-]	0,57	0,57 → + 0,3%

sowohl nach BEM-ING/T2 als auch nach BEM-ING/T2* für die Spannbetonträger mit Rechteckquerschnitt und Belastung durch Einzellasten.

6 Brückennachrechnungen in Stufe 2 der (verfeinerten) BEM-ING Teil 2

Nachfolgend wird die Anwendung des erweiterten Bemessungsansatz BEM-ING/T2* bei zwei Spannbetonbrücken vorgestellt. Durch den Vergleich mit der Nachrechnung nach der in Vorbereitung befindlichen BEM-ING/T2 sind die positiven Auswirkungen der Erweiterung leicht erkennbar.

6.1 Hohlkastenbrücke

Das erste Bemessungsbeispiel ist eine Talbrücke einer Bundesautobahn, die 1967 errichtet wurde. Der Überbau besteht aus zwei getrennten Hohlkastenquerschnitten, auf denen jeweils eine Fahrbahnrichtung geführt wird. Während die Breite der Hohlkastenzelle konstant 8 m beträgt, variiert die Höhe des Hohlkastens zwischen 1,90 m und 4 m. Die Stegbreite beläuft sich auf 1,30 m im Stützbereich und 0,8 m im Feldbereich. Bei einer Gesamtlänge von 528 m umfasst die Brücke insgesamt elf Felder mit variierenden Spannweiten. Der maßgebende Bemessungsschnitt ergibt sich nahe dem Auflager im längsten Feld in Brückenmitte. Der Überbau ist in Längs- und Querrichtung vorgespannt. In Längsrichtung wurde dabei für die interne Vorspannung im nachträglichen Verbund ein Spann Stahl der Stahlgüte St 125/140 verwendet und für die später vorgesehene externe Vorspannung eine Stahlgüte St 1470/1670 verwendet. Der Beton entspricht der Festigkeits-

klasse B450, was einer heutigen Klasse C30/37 zu zuordnen ist. Die Betonstahlbewehrung besteht aus BSt IIIb (Rippentorstahl) mit einer Streckgrenze von 400 bis 420 N/mm².

Da die Brücke mit einem Hohlkastenquerschnitt ausgebildet wurde, resultiert neben der Abminderung der Beanspruchung infolge Streckenlasten und Eigengewicht + Ausbaulast ΔV_{Ed} im Bereich des Stützmomentes ein zusätzlicher Querkrafttraganteil infolge des Druckgurtes an der Querschnittsunterseite $b_{V,eff}$. In **Tabelle 4** sind die Querkraftnachweise nach BEM-ING/T2 ohne (links) und mit Berücksichtigung von $b_{V,eff}$ und ΔV_{Ed} (rechts) tabellarisch dargestellt. Wegen der in Längsrichtung variablen Querschnittshöhe wird die einwirkende Querkraft V_{Ed} in beiden Ansätzen um die Kraft des geneigten Druckgurtes V_{ccd} reduziert. Durch die nachträgliche externe Vorspannung und der daraus resultierenden sehr hohen Normalkraft wird der Maximalwert des Betonanteils $V_{Rd,ct,max}$ maßgebend. Dadurch wird der Schubbrisswinkel β_r nach beiden Ansätzen zu 45° ermittelt. Nach aktueller BEM-ING/T2 ergibt sich für den Nachweis der Zugstrebe eine Ausnutzung von 74% und für die Druckstrebe ein Wert von 57%. Das Bauwerk ist somit nach BEM-ING/T2 für Querkraft nachgewiesen.

Durch die Abminderung der einwirkenden Querkraft um $\Delta V_{Ed} = 1\,021$ kN ($\Sigma \Delta V_{Ed,i}$) wird die Bemessungsquerkraft V_{Ed} um 5,7% reduziert. Zusätzlich erhöht sich der Betontraganteil $V_{Rd,ct}$ beziehungsweise $V_{Rd,ct,max}$ durch die Berücksichtigung der Druckgurtfläche um 8,1% und der Querkraftwiderstand $V_{Rd,sy}$ aus Betontraganteil und Fachwerktraganteil vergrößert sich damit um 5,6%. Die Ausnutzung der Zugstrebe $V_{Rd,sy}$ beträgt daher jetzt 66%, was einer um 10,7% abgeminderten Ausnutzung entspricht. Der Nachweis der Druckstrebe zeigt aufgrund des höheren Be-

tontraganteils $V_{Rd,ct}$ und des infolgedessen flacheren Druckstrebenwinkels θ eine geringfügig höhere Auslastung.

6.2 Plattenbalkenbrücke

Das im Jahr 1959 errichtete Bauwerk dient der Überführung einer Bundesautobahn (BAB) über eine Eisenbahntrasse und wurde für die Brückenklasse 60 bemessen. Der schiefwinklige Ort betonüberbau wurde als längs vorgespannter Einfeldträger mit einer Stützweite von 30,1 m ausgebildet (Bild 6). Die Konstruktionshöhe des 13,35 m breiten sechsstegigen Plattenbalkenquerschnitts beträgt im Regelbereich 1,44 m.

Der Überbau wurde in Beton B450 ausgeführt. Für die Längsvorspannung wurde das Spanverfahren Holzmann SH 113/32 verwendet. Die Betonstahlbewehrung der Festigkeitsklasse St I weist eine charakteristische Streckgrenze von $f_{yk} = 220 \text{ N/mm}^2$ auf. In Bild 7 ist die wesentliche Betonstahlbewehrung in Längsrichtung des hochvorgespannten Brückenquerschnitts auszugweise dargestellt. Die Abmessungen des südlichen Brückenteilstücks sowie die Anzahl und Verteilung der Spannglieder in den Balken können Bild 8 entnommen werden.

Eine vorhergehende Nachrechnung des Bauwerks gemäß Nachrechnungsrichtlinie (NRR) in den Stufen 1 und 2 für das Ziellastniveau BK 45 mit Fahrbahneinengung ergab deutliche rechnerische Defizite der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit der Längsträger. Analog zu Abschnitt 6.1 wird der erweiterte Bemessungsansatz auf einen Schnitt der Brücke angewendet und mit der Nachrechnung nach der BEM-ING Teil 2 verglichen.

In Tabelle 5 sind die Querkraftnachweise für den sechsten Plattenbalkenquerschnitt (Bild 8) im Abstand $1,0 \cdot d$ nach BEM-ING Teil 2 ohne (links) und mit Berücksichtigung von $b_{V,eff}$ und ΔV_{Ed} (rechts) tabellarisch dargestellt. Durch den geringen Längs-

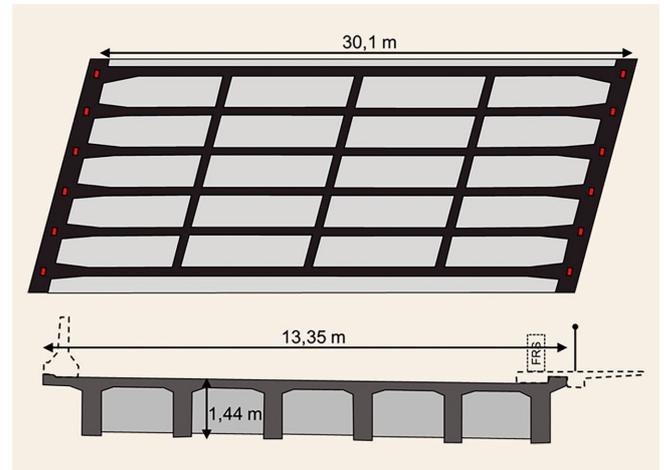


Bild 6. Draufsicht des Überbaus mit Darstellung der Stege, Querträger und Lager (oben) und Querschnitt (unten) Grafik: H+P Ingenieure
 Fig. 6. Top view of superstructure showing webs, cross members and bearings (top) and cross section (bottom) Source: H+P Ingenieure

bewehrungsgrad wird der Mindestwert des Betontraganteils $V_{Rd,ct,min}$ maßgebend. Dadurch wird der Schubbrisswinkel β_r nach beiden Ansätzen zu 34° ermittelt. Nach BEM-ING Teil 2 ergibt sich damit für den Nachweis der Zugstrebe eine Ausnutzung von 59 % und für die Druckstrebe von 28 % (Tabelle 5). Das Bauwerk ist somit im Abstand $1,0 \cdot d$ nach BEM-ING Teil 2 für Querkraft nachgewiesen.

Durch die Abminderung der einwirkenden Querkraft um $\Delta V_{Ed} = 64 \text{ kN}$ ($\Sigma \Delta V_{Ed,i}$) wird die Bemessungsquerkraft V_{Ed} um 8,5 % reduziert. Zusätzlich erhöht sich der Betontraganteil $V_{Rd,ct}$ durch die Berücksichtigung der Druckgurtfläche um 18,0 % und der Querkraftwiderstand $V_{Rd,sy}$ aus Beton- und additivem Fach-

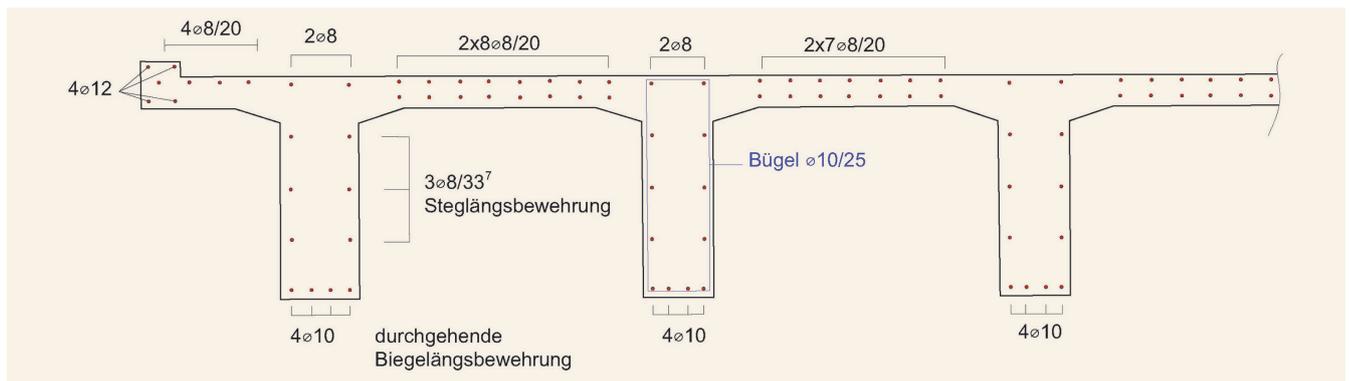


Bild 7. Darstellung der wesentlichen Betonstahlbewehrung des Überbaus in Längsrichtung Grafik: H+P Ingenieure
 Fig. 7. Illustration of the main reinforcing steel reinforcement of the superstructure in longitudinal direction Source: H+P Ingenieure

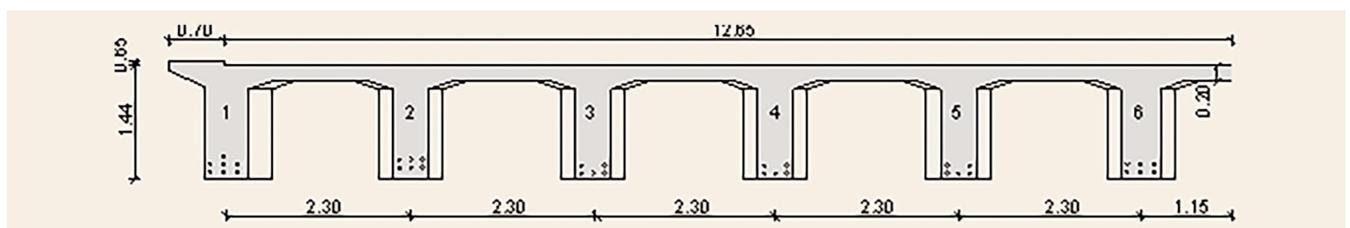


Bild 8. Querschnitt des südlichen Plattenbalkens Grafik: H+P Ingenieure
 Fig. 8. Cross-section of the south plate member Source: H+P Ingenieure

Tabelle 5. Querkraftnachweise für den sechsten Plattenbalkenquerschnitt im Abstand $1,0 \cdot d$ nach BEM-ING/T2 und der verfeinerten BEM-ING/T2*
Table 5. Shear verifications for the 6th plate member cross-section at spacing $1,0 \cdot d$ according to BEM-ING/T2 and the extended BEM-ING/T2*

Abstand $1,0 \cdot d$		BEM-ING Teil 2	BEM-ING Teil 2 mit $b_{V,eff}$ & ΔV_{Ed}
V_{Ed}	[kN]	756	692 → - 8,5 %
$\Delta V_{Ed,g} + \Delta V_{Ed,\Delta g} + \Delta V_{Ed,q}$	[kN]	-	32 + 22 + 10 ≙ 50 % + 35 % + 15 %
$V_{Rd,ct}$	[kN]	1 050	1 239 → + 18,0 %
b_w bzw. $b_{V,eff}$	[m]	0,55	0,65
$\cot \beta_r$	[-]	1,50 → $\beta_r = 33,6^\circ$	1,50 → $\beta_r = 33,6^\circ$
$\cot \theta$	[-]	1,91 → $\theta = 27,6^\circ$	1,91 → $\theta = 27,6^\circ$
$V_{Rd,sy}$	[kN]	1 277	1 466 → + 14,8 %
$V_{Rd,max}$	[kN]	2 673	2 673 → ± 0 %
$\eta = (V_{Ed} - \Delta V_{Ed}) / V_{Rd,sy}$	[-]	0,59	0,47 → - 20,2 %
$\eta = V_{Ed} / V_{Rd,max}$	[-]	0,28	0,28 → ± 0 %

werktraganteil um 14,8%. Insgesamt weist der Nachweis der Zugstrebe $V_{Rd,sy}$ jetzt nur noch eine Ausnutzung von $\eta = 47\%$ auf. Der Nachweis der Druckstrebe bleibt unverändert, da der Druckstrebenwinkel θ maßgeblich vom mechanischen Querkraftbewehrungsgrad abhängig ist.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Auf Basis der im Auftrag der BAST durchgeführten Untersuchungen [1] darf zukünftig in der BEM-ING Teil 2 neben dem klassischen Fachwerkmodell für die Querkrafttragfähigkeit aus der Nachrechnungsrichtlinie (NRR 2015) auch ein Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil in Stufe 2 angewendet werden. Die aktuellen Untersuchungen in [7] bestätigen das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil und bilden die Grundlage für eine Weiterentwicklung des Modellansatzes, der in der nächsten Auflage der BEM-ING Teil 2* berücksichtigt werden soll. Die hier vorgeschlagene Modellerweiterung zur Querkrafttragfähigkeit umfasst die folgenden drei Aspekte:

- Der größere Betontraganteil von gegliederten Querschnitten (T- oder I-Querschnitte), deren Gurt in der Druckzone liegt, wird durch die Einführung einer effektiven Stegbreite $b_{V,eff}$ berücksichtigt.
- Da die auflagnahen Anteile von Streckenlasten direkt in das Auflager abgeleitet werden, darf die einwirkende Querkraft um Anteile ΔV_{Ed} aus äußerer Last, Ausbaulast und Eigengewicht abgemindert werden.

- Aufgrund der Untersuchungen in [30] darf der Spannungszuwachs des geneigten Spannglieds im Bemessungsschnitt in Ansatz gebracht werden. Der Spannungszuwachs ergibt sich aus einer Querschnittsanalyse im Bemessungsschnitt für die zugehörige Lastfallkombination.

Der erweiterte Modellansatz wurde durch Vergleiche mit experimentellen Untersuchungen an großformatigen Spannbetonträgern aus der Literatur bestätigt.

Für eine kombinierte Beanspruchung aus Querkraft und Torsion sind folgende Erweiterungen für den aktuellen Entwurf der BEM-ING Teil 2 vorgesehen:

- Bei kombinierter Beanspruchung dürfen in den Modellen für Torsion und Querkraft unterschiedliche Druckstrebenwinkel angenommen werden.
- Für flache Druckstrebenwinkel $\cot \theta > 1,75$ ist der Abminderungsbeiwert für die Druckfestigkeit von gerissenem Beton auf $\nu = 0,6$ für Querkraft zu reduzieren.

Abschließend wurden die erweiterten Bemessungsansätze an zwei Brücken im Bestand mit Hohlkasten- und Plattenbalkenquerschnitt exemplarisch angewendet.

Literatur

- [1] Hegger, J.; Maurer, R.; Fischer, O. et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze – Fördernummer FE 15.0591/2012/FRB. Brücken- und Ingenieurbau Heft B 150, Bergisch Gladbach Ausgabe 2020.

- [2] Maurer, R.; Zilch, K.; Gleich, P. et al.: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger. Brücken- und Ingenieurbau Heft B 120, Bergisch Gladbach Ausgabe Oktober 2015.
- [3] Fischer, O.; Hegger, J.; Thoma, S. et al.: Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie – Validierung erweiterter Nachweisformate zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken – Forschungsprojekt BASF Fe 15.0661/2018/FRB. Brücken- und Ingenieurbau Heft B 189. TU München Ausgabe 2023.
- [4] Kolodziejczyk, A.; Maurer, R.: Erweitertes Druckbogenmodell: Anwendungsbeispiel. In: Bauingenieur 95 (2020), Heft 11, S. 440–445. doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-98.
- [5] Hegger, J.; Fischer, O.; Maurer R. et al.: Nachrechnungen von Spannbetonbrücken mit Verfahren der Nachrechnungsstufe 4. In: Bauingenieur 99 (2024), Heft 1/2, S. 12–21. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2024-01-02-34.
- [6] Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K. et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – Kurzfristige Lösungsansätze. Fördernummer FE 15.0482/2009/FRB Ausgabe 2014.
- [7] Hegger, J.; Fischer, O.; Maurer, R. et al.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Betonbrücken im Bestand – Fördernummer FE 15.0664/2019/DRB. RWTH Aachen University, Aachen, Ausgabe August 2023.
- [8] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Teil 2 – Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand – (in Vorbereitung). In: Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING) Entwurf, Bonn, 2024.
- [9] Adam, V.; Herbrand, M.; Hegger, J.: Querkrafttragfähigkeit von Brückenträgern aus Spannbeton mit geringen Querkraftbewehrungsgraden. In: Bauingenieur 95 (2020), Heft 11, S. 397–407. doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-55.
- [10] Schramm, N.; Fischer, O.: Zur Anrechenbarkeit von nicht normgemäßen Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken. In: Bauingenieur 95 (2020), Heft 11, S. 408–418. doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-66.
- [11] Herbrand, M.; Classen, M.; Adam, V.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Rechteck- und I-Querschnitt. In: Bauingenieur 92 (2017), Heft 11, S. 465–473. doi.org/10.37544/0005-6650-2017-11-51.
- [12] Gleich, P.; Maurer, R.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Plattenbalkenquerschnitt. In: Bauingenieur 93 (2018), Heft 2, S. 51–61. doi.org/10.37544/0005-6650-2018-02-31.
- [13] Herbrand, M.; Adam, V.; Hegger, J.: Shear Tests on Prestressed Concrete Continuous Beams. In: Kim, Y.J.; Myers, J.J.; Nanni, A. (eds.): Advances in Concrete Bridges: Design, Construction, Evaluation, and Rehabilitation – ACI Special Publication 333. American Concrete Institute, Salt Lake City, UT, USA, 2018, pp. 119–134.
- [14] Schramm, N.; Fischer, O.; Scheuffler, W.: Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit. In: Bauingenieur 94 (2019), Heft 1, S. 9–20. doi.org/10.37544/0005-6650-2019-01-55.
- [15] Huber, P.; Huber, T.; Kollegger, J.: Experimental and theoretical study on the shear behavior of single- and multi-span T- and I-shaped post-tensioned beams. In: Structural Concrete, Vol. 25 (2019), Iss. 3, pp. 266. doi.org/10.1002/suco.201900085.
- [16] Huber, P.; Kratzer, K.; Huber, T. et al.: Rechnerische Beurteilung der Schubtragfähigkeit einer Spannbetonbrücke mit geringem Querkraftbewehrungsgrad. In: Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 11, S. 706–715. doi.org/10.1002/best.201600050.
- [17] Huber, P.; Kromoser, B.; Huber, T. et al.: Experimentelle Untersuchung zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung. In: Bauingenieur 91 (2016), Heft 6, S. 238–247. doi.org/10.37544/0005-6650-2016-06-56.
- [18] Herbrand, M.: Shear Strength Models for Reinforced and Prestressed Concrete Members. Aachen, RWTH Aachen University, Dissertation, 2017.
- [19] Talbot, A. N.: Tests of reinforced concrete beams: resistance to web stresses – Series of 1907 and 1908. University of Illinois, 1909.
- [20] Herbrand, M.; Hegger, J.: Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss einer externen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Durchlaufträger. In: Bauingenieur 88 (2013), Heft 12, S. 428–437.
- [21] Maurer, R.; Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken. In: Bauingenieur 88 (2013), Heft 4, S. 165–176.
- [22] Maurer, R.; Gleich, P.; Zilch, K. et al.: Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 10, S. 654–665. doi.org/10.1002/best.201400054.
- [23] Hegger, J.; Sherif, A.; Görtz, S.: Investigation of Pre- and Postcracking Shear Behavior of Prestressed Concrete Beams Using Innovative Measuring Techniques. In: ACI Structural Journal, Vol. 101 (2004), Iss. 2, pp. 183–192.
- [24] DIN-Fachbericht 102:2009–03: DIN-Fachbericht 102 – Betonbrücken. Richtlinie, Ausgabe März 2009.
- [25] Herbrand, M.; Adam, V.; Hegger, J.: Querkrafttragfähigkeit von Spannbetondurchlaufträgern mit geringen Bügelbewehrungsgraden. In: Krieger, J.; Isecke, B. (Hrsg.): 4. Brückenkolloquium – Fachtagung für Beurteilung, Planung, Bau, Instandsetzung und Betrieb von Brücken. Techn. Akademie Esslingen e.V. Weiterbildungszentrum, Tagungshandbuch / TAE, Technische Akademie Esslingen Heft 4. Technische Akademie Esslingen, 2020, 157–170.
- [26] DIN EN 1992–2:2010–12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Norm, Ausgabe Dezember 2010.
- [27] Maurer, R.; Stakalies, E.: Versuche und Bemessungsvorschlag zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung. In: Bauingenieur 95 (2020), Heft 1, S. 1–11. doi.org/10.37544/0005-6650-2020-01-25.
- [28] Dommès, C.; Hegger, J.: Ermittlung von Traglastreserven in 16,5 m Spannbetonträgern unter Querkraftbeanspruchung. In: Bauingenieur 99 (2024), Heft 1/2, S. 22–34. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2024-01-02-44.
- [29] Dommès, C.; Hegger, J.: Experimental and analytical investigations on the shear capacity of prestressed concrete bridges. In: IABSE (ed.): Engineering for Sustainable Development. IABSE, New Delhi, India, 2023.
- [30] Lamatsch, S.; Fischer, O.: Querkraftversuche an unterschiedlich vorgespannten Balkenelementen mit baupraktischen Bauteilabmessungen. In: Bauingenieur 99 (2024), Heft 1/2, S. 35–45. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2024-01-02-57.
- [31] DIN EN 1992–2/NA:2013–04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Norm, Ausgabe April 2013.
- [32] Maurer, R.; Stakalies, E.; Lavrentyev, V.: Zum Nachweis bei einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (M+V+T). In: Bauingenieur 99 (2024), Heft 1/2, S. 46–59. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2024-01-02-68.
- [33] Ribas González, C.R.; Fernández Ruiz, M.: Influence of flanges on the shear-carrying capacity of reinforced concrete beams without web reinforcement. In: Structural Concrete, Vol. 18 (2017), Iss. 5, pp. 720–732. doi.org/10.1002/suco.201600172.
- [34] Görtz, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Aachen, RWTH Aachen, Dissertation, 2004.
- [35] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAfStb-Heft 597: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile mit und ohne Buegel. Ernst & Sohn, 2012.
- [36] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Erläuterungen zu DIN EN 1992–1–1 und DIN EN 1992–1–1/NA (Eurocode 2) – DAfStb-Heft 600, Heft 600, Beuth, Berlin, 2012.
- [37] Huber, P.: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbeton- und Spannbetonbrücken. Wien, Technische Universität Wien, Dissertation, 2016.



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Josef Hegger

Foto: Peter Winandy

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer
Christian Dommès, M.Sc.
Dr.-Ing. Viviane Adam
Sebastian Lamatsch, M.Sc.
Sebastian Thoma, M.Sc.
Dipl.-Ing. Vladimir Lavrentyev
Eva Stakalies, M.Sc.
Dr.-Ing. Frederik Teworte
Dr.-Ing. Ehsan Sharei
Dr.-Ing. Naceur Kerkeni
Dr.-Ing. Matthias Müller

Nachrechnungen von Spannbetonbrücken mit Verfahren der Nachrechnungsstufe 4

J. Hegger, O. Fischer, R. Maurer, K. Zilch[†], C. Dommès, V. Adam, S. Lamatsch, S. Thoma, V. Lavrentyev, E. Stakalies, F. Teworte, E. Sharei, N. Kerkeni, R. Tecusan, C. Stettner, M. Müller

ZUSAMMENFASSUNG Trotz entscheidender Weiterentwicklungen in den Nachweisformaten in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie lassen sich einige Bestandsbauwerke wegen der höheren Verkehrsbelastungen und den veränderten Bemessungsgrundsätzen weiterhin nur mit wissenschaftlichen Verfahren in Stufe 4 nachweisen. Dies stellt sowohl für Anwender als auch Entscheider in den Straßenbaubehörden bei der Auswahl der Nachweisverfahren und der Bewertung von Berechnungsergebnissen in Stufe 4 eine Herausforderung dar. Daher wurden für die Auswahl geeigneter analytischer Nachweisverfahren (Erweitertes Druckbogenmodell – (E)DBM, Flexural Shear Crack Model – FSCM, Modified Compression Field Theory nach der kanadischen Norm – CSA/MCFT) und numerischer Verfahren nach der FE-Methode Handlungsempfehlungen zur Nachrechnung von Betonbrücken erarbeitet, um eine sichere und zielführende Nachrechnung zu ermöglichen. Es werden Mindestanforderungen und Anwendungsgrenzen für die verschiedenen Verfahren identifiziert sowie bei der Anwendung und Berechnung auftretende Fragestellungen diskutiert.

STICHWÖRTER

Brückennachrechnung, Traglastreserven, BEM-ING Teil 2, Stufe 4

Recalculations of prestressed concrete bridges with procedures of recalculation stage 4

ABSTRACT Despite significant further developments in the verification methods in stage 2 of the recalculation guideline, some existing structures can still only be verified using scientific methods in stage 4 due to the higher traffic loads and the changed design principles. This poses a challenge for both users and decision-makers in the road construction authorities when selecting verification methods and evaluating calculation results in stage 4. Therefore, recommendations for the selection of suitable analytical verification methods (Extended Compressive Arch Model – (E)DBM, Flexural Shear Crack Model – FSCM, Modified Compression Field Theory according to the Canadian standard – CSA/MCFT) and numerical methods according to the FE method were developed for the recalculation of concrete bridges in order to enable a safe and effective recalculation. Minimum requirements and application limits for the various methods are identified and issues arising during application and calculation are discussed.

1 Einleitung

Bei der Bewertung bestehender Spannbetonbrücken auf Grundlage einer Nachrechnung gemäß Nachrechnungsrichtlinie (NRR) [1] in Verbindung mit DIN-Fachberichten 101 [2] und 102 [3] ergeben sich insbesondere für Bauwerke aus der frühen Phase des Spannbetonbrückenbaus in Deutschland zum Teil erhebliche rechnerische Defizite beim Nachweis der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit. Diese sind einerseits auf die im Laufe der Jahre gestiegenen Verkehrslasten und andererseits auf die mit der Zeit veränderten Bemessungs- und Konstruktionsregeln zurückzuführen. Eine Überschreitung der rechnerischen Tragfähigkeiten ist daher insbesondere kritisch zu hinterfragen, wenn sich die Bemessungs- und Konstruktionsregeln mit Einführung der DIN-Fachberichte, die höhere Anforderungen an die Robustheit der Brücke stellen, grundlegend geändert haben.

Aus diesem Grund wurden in den vergangenen Jahren mehrere experimentelle und theoretische Forschungsprojekte durchgeführt, die sich der Identifikation und Quantifizierung weiterer Querkrafttraganteile widmeten (z. B. [4–6]). Neben der Erweiterung geeigneter Modelle zur Handrechnung in der Nachrechnungsstufe 2 [7–9] wurden zudem wissenschaftliche Verfahren

untersucht, deren Anwendung in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie erlaubt wird. Da die Anwendung wissenschaftlicher Methoden sowohl beim Anwender als auch beim Prüfer ein hohes Maß an Expertise voraussetzt, ist deren Anwendung auf Sonderfälle beschränkt und bedarf der Abstimmung mit den obersten Straßenbaubehörden [1].

In den hier beschriebenen Untersuchungen wurde eine Auswahl gängiger nichtlinearer FE-Programme und mehrerer analytischer Verfahren über Berechnungen an repräsentativen Brückenbauwerken und Versuchen miteinander verglichen. Für geeignete Ansätze beziehungsweise Modelle wurden Handlungsempfehlungen erarbeitet, um die Anwender in den Ingenieurbüros und die Entscheider auf Auftraggeberseite zukünftig bei der Verfahrensauswahl und der Bewertung der Ergebnisse zu unterstützen.

2 Stand der Forschung: Vierstufiges Nachweiskonzept in BEM-ING Teil 2

Die Nachrechnungsrichtlinie dient dem Ziel, die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Straßenbrücken insbesondere unter Berücksichtigung des gestiegenen Verkehrsaufkommens und der Fortentwicklung der Bautechnik realistisch zu

beurteilen. Die Richtlinie wurde eingeführt, da eine Bewertung der Standsicherheit bestehender Straßenbrücken nicht ausschließlich nach den jeweils aktuellen Regelwerken für Neubauten erfolgen kann. Bei der Bewertung von Bestandsbauwerken sind neben der Beachtung der zum Bauzeitpunkt gültigen Vorschriften zusätzlich Kenntnisse der verbauten Werkstoffe, des aktuellen Bauwerkszustands sowie die bisher in der Praxis gesammelten Erfahrungen zu Tragwerksart, Querschnittsform und Bauverfahren zu berücksichtigen. Daraus resultiert ein vierstufiges Verfahren, das die Art der Nachweisführung und den Untersuchungsaufwand am Bauwerk unter Berücksichtigung der Sicherheitsanforderungen abstuft. Stufe 1 umfasst eine Nachweisführung nach den DIN-Fachberichten 102 bis 104 beziehungsweise nach den Eurocodes DIN EN 1992 bis 1994 und 1996. Stufe 2 berücksichtigt spezielle, Stufe 1 ergänzende Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie. Während in der ersten Fassung aus dem Jahr 2011 in Stufe 2 eine Freigabe des Druckstrebenwinkels innerhalb fester Grenzen erfolgte, wurde dessen Berechnung in der 1. Ergänzung im Jahr 2015 durch die Einführung des Schubriswinkels β_s , der flachere Druckstrebenneigungen ergibt, modifiziert. Zusätzlich wurden das Hauptspannungskriterium analog zu DIN 4227 eingeführt und die Torsionssteifigkeit abgemindert. Im Jahr 2024 soll eine 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie in der BEM-ING Teil 2 veröffentlicht werden. Die 2. Ergänzung sieht zusätzlich ein neues Verfahren vor, das die Querkrafttragfähigkeit aus einem additiven Betontraganteil und einem Fachwerktraganteil ermittelt, und erläutert, wie nicht normkonforme Bügelformen in Ansatz gebracht werden können. Stufe 3 berücksichtigt am Bauwerk ermittelte Messergebnisse, durch die das tatsächliche Tragverhalten unter Gebrauchslasten erfasst werden kann. Die Verfahren der Stufe 3 können zur Validierung des gewählten Tragmodells dienen, werden jedoch wegen des besonderen Aufwands nur im Sonderfall und in Abstimmung mit den Obersten Straßenbaubehörden der Länder angewendet. Die Stufe 4 umfasst wissenschaftliche Methoden zum erweiterten Nachweis ausreichender Tragsicherheiten. Hierzu zählen zum Beispiel Ingenieurmodelle, geometrisch und physikalisch nichtlineare Berechnungsverfahren sowie Ansätze aus internationalen Normen, woraus sich Fragen bei einer Kombination nationaler und internationaler Sicherheitskonzepte ergeben. Da das Tragverhalten bei den wissenschaftlichen Verfahren der Stufe 4 grundsätzlich genauer erfasst wird als bei den Verfahren der Stufe 2, werden in Stufe 4 in den meisten Fällen höhere rechnerische Tragwiderstände ermittelt. Gleichzeitig steigen mit der Anwendung dieser Methoden zum einen der Aufwand und zum anderen die Anforderungen an den Anwender. Daher erfolgt die Anwendung nur in Ausnahmefällen, wenn ein wirtschaftlicher Nutzen wahrscheinlich ist, zum Beispiel wenn erhebliche Einschränkung auf dem betroffenen Streckenabschnitt (bspw. Geschwindigkeits- oder insbesondere Gewichtseinschränkungen) keine sinnvolle Option darstellen oder wenn sich eine Verstärkungsmaßnahme beziehungsweise ein Ersatzneubau nicht ohne Weiteres sofort umsetzen lassen.

3 Vergleichende Untersuchungen zur Bewertung verschiedener Stufe 4-Verfahren in BEM-ING Teil 2

Um die Anwender in den Ingenieurbüros und vor allem auch die Entscheider der obersten Straßenbaubehörden bei der Verfahrensauswahl und der Bewertung der Ergebnisse von Berech-

nungen in Stufe 4 zu unterstützen, wurden Handlungsempfehlungen zur Anwendung der Stufe 4-Verfahren erarbeitet. Dazu wurden übliche nichtlineare Finite Elemente Programme und mehrere analytische Modelle gegenübergestellt und deren Anwendung sowohl bei ausgewählten Traglastversuchen mit einer für den Brückenbau relevanten Bandbreite der Randbedingungen als auch bei mehreren Beispielbauwerken dokumentiert [10]. Anhand der Vergleichsberechnungen wurden die Verfahren anschließend bewertet und für den Brückenbau geeignete Verfahren herausgearbeitet. Bei den numerischen Verfahren in Stufe 4 wurden vier Programme angewendet: LIMFES [11], ATENA [12], SOFiStiK [13] und Abaqus [14]. Als analytische Verfahren wurde das Erweiterte Druckbogenmodell ((E)DBM) [15], das Flexural Shear Crack Model (FSCM) [16], die Modified Compression Field Theory nach der Kanadischen Norm (MCFT/CSA) [17], die Methode der Spannungsfelder [18] sowie der Ansatz nach der Erweiterten Technischen Biegelehre (ETB) [19, 20] untersucht [10]. Im übergreifenden Vergleich zwischen nichtlinearer Finite Elemente Methode (FEM) und den analytischen Verfahren kann grundsätzlich festgestellt werden, dass FEM über alle angewendete Software hinweg etwas zutreffendere Vorhersagegenauigkeiten liefert als die analytischen Verfahren. Gleichzeitig ist jedoch der Berechnungsaufwand höher. Bei der Nachrechnung von Traglastreserven war festzustellen, dass die Abweichungen zwischen Versuchs- und Simulationsergebnis bei den Versuchen mit Einzellasten im Mittel geringer sind als bei den Versuchen mit gleichförmiger Belastung. Dieses Verhalten lässt sich auch grundsätzlich bei den betrachteten analytischen Verfahren feststellen. Tendenziell werden durch die analytischen Verfahren die experimentell ermittelten Widerstände unterschätzt. Gute Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen ergeben sich nach dem EDBM, dem FSCM und der MCFT/CSA. Wegen durchweg höherer Differenzen nach der Methode der Spannungsfelder wurde dieses Verfahren nicht weiter verfolgt. Die Erweiterte Technische Biegelehre (ETB) wurde ausgeschlossen, da zur Nutzung in der Regel kein frei verfügbares Programm zur Verfügung steht und die in der Fachliteratur vorhandenen Informationen eine unabhängige Formulierung der ETB nicht ohne weiteres ermöglichen.

4 Handlungsempfehlungen

4.1 Allgemein

Ziel bei der Erarbeitung der Handlungsempfehlungen war es einerseits eine zuverlässige Nachrechnung von Betonbrücken durch Lösen häufig bei der Anwendung und Berechnung auftretender Fragestellungen sicherzustellen und andererseits die Zugänglichkeit der verschiedenen Berechnungsmethoden zu erleichtern. Grundlage der Verfahrensauswahl waren Vergleichsberechnungen anhand von Beispielbauwerken und geeigneten Traglastversuchen [10]. Es wurden Mindestanforderungen und Anwendungsgrenzen der Verfahren identifiziert beziehungsweise auf Grundlage der Erkenntnisse festgelegt. Diese Ergebnisse bilden die Grundlage für die erstellten Handlungsempfehlungen. Die Verantwortung des Anwenders bei der Brückennachrechnung wird durch die Handlungsempfehlungen nicht verändert, die Handlungsempfehlungen sollen gleichwohl die Anwender in den Ingenieurbüros und die Entscheider bei den Straßenbaubehörden unterstützen. Für jedes Verfahren sind die Empfehlungen im Stil der bestehenden Nachrechnungsrichtlinie in einem separaten An-

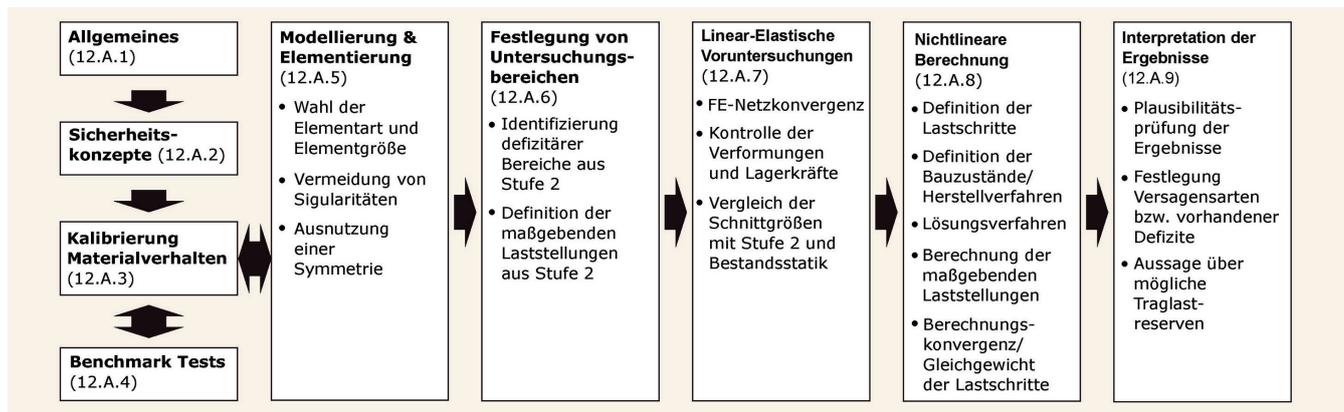


Bild 1. Struktur der Handlungsempfehlung zur Nutzung von nichtlinearen Finite Elemente Modellierungen zur Nachrechnung von Betonbrücken

Grafik: H+P Ingenieure Aachen

Fig. 1. Structure of the recommendation for the use of nonlinear finite element modeling for the recalculation of concrete bridges

Source: H+P Ingenieure Aachen

hang zu „Kapitel 12 Betonbrücken“ der BEM-ING Teil 2 zusammengestellt. Im Einzelnen gibt es die folgenden vier Anhänge:

- 12.A Finite Elemente Modellierungen – FEM
- 12.B (Erweitertes) Druckbogenmodell – (E)DBM
- 12.C Flexural Shear Crack Model – FSCM
- 12.D Canadian Standard Association – CSA/MCFT

4.2 Finite Elemente Modellierungen – FEM

Nichtlineare Finite Elemente Modelle ermöglichen die Berechnung komplexer Strukturen und bieten die Möglichkeit einer genaueren Ermittlung der maßgebenden Tragfähigkeiten sowohl zur Bemessung von Neubauten als auch zur Nachrechnung von Bestandsbauwerken. Die Qualität der Ergebnisse einer physikalisch nichtlinearen Finite Elemente Untersuchung im Stahlbeton- und Spannbetonbau wird maßgeblich von der Möglichkeit bestimmt, das inhomogene Materialverhalten von Beton zu implementieren sowie das Verbundverhalten von Beton, Betonstahl und Spannstahl korrekt abzubilden.

Für die Finite Elemente Modellierung in Stufe 4 der BEM-ING Teil 2 wurde eine Handlungsempfehlung entwickelt, deren Aufbau in **Bild 1** dargestellt ist und deren Anwendung im Folgenden kurz vorgestellt wird. Ziel der Handlungsempfehlung ist es, die Qualität einer nichtlinearen FE-Berechnung in Stufe 4 unabhängig vom verwendeten FE-Programm sicherzustellen.

Die Handlungsempfehlung beginnt mit Sicherheitskonzepten für nichtlineare Verfahren (12.A.2). Dazu werden „rechnerische“ Materialfestigkeiten vorgeschlagen und ein globaler Teilsicherheitsbeiwert γ_R von 1,3 für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation eingeführt. Zur Absicherung des Tragwiderstands des Bauwerks soll zusätzlich mit den Mittelwerten der Materialfestigkeiten eine realistische Abbildung des Bauwerktragverhaltens und der Rissentwicklung unter den maßgebenden Laststellungen erfolgen. Durch Ansatz der realistischen Materialkennwerte für Beton und Stahl ohne Sicherheitsbeiwerte kann das Tragverhalten unter Gebrauchslasten bis zum Versagen genauer abgebildet werden. Die Ergebnisse können bei Bedarf als Hilfsmittel zur Bewertung des Bauwerkszustandes (z. B. in Bauwerksprüfungen) verwendet werden. Die Ergebnisse der nichtlinearen Untersuchung mit den Mittelwerten der Materialfestigkei-

ten ergänzen die Nachweisführung nach γ_R -Verfahren im Grenzzustand der Tragfähigkeit und ersetzen diese nicht.

Für die zutreffende Abbildung des Materialverhaltens (12.A.3) unter einer beliebigen Kombination aus Druck-, Zug- und Schubbeanspruchungen sind Materialparameter für den Beton, den Betonstahl und den Spannstahl sowie für das Verbundverhalten zu definieren.

Benchmark Tests dienen zur Validierung der gewählten Finite Elemente Software (12.A.4). Dazu werden in der Handlungsempfehlung aufgeführte Versuche mithilfe der ausgewählten Materialgesetze nachgerechnet, wie zum Beispiel das ein- oder mehraxiale Druck- und Zugversagen des unbewehrten Betons, die Kalibrierung der Bruchenergie, das Betonschubversagen unter der Interaktion von Druck- oder Zugbeanspruchung, oder die Interaktion zwischen Beton und Bewehrung. Die zutreffende Nachrechnung gilt als Voraussetzung zur Beurteilung der Standsicherheit von Großbauwerken mittels Finite Elemente Untersuchungen. Bei der Nachrechnung der Benchmark Versuche sind die Regelung gemäß **Bild 1** für die Modellierung und Auswertung der Ergebnisse zu beachten.

Die passende Elementformulierung (12.A.5) ist in Abhängigkeit der angestrebten Genauigkeit der Berechnung und des erforderlichen Rechenaufwands zu wählen. Je komplexer die Elementart, desto aufwändiger und genauer sind die Berechnungen. In den meisten Fällen liefert ein ausreichend feines FE-Netz aus Volumenelementen mit linearen Ansatzfunktionen eine hinreichende Genauigkeit für eine nichtlineare FE-Untersuchung. Die Anwendung der flächigen Elemente wie Schalen ist für Bauteile mit einfachen Geometrien und nicht komplexen Spannungszuständen begrenzt möglich. Dagegen ist die Verwendung von Balken- oder Fachwerkelementen in der Regel bei der nichtlinearen FE-Berechnung zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Brücken nicht zielführend.

Die Untersuchungsbereiche werden auf Basis der Vorstudien nach Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie, in denen Tragfähigkeitsdefizite ermittelt wurden, festgelegt (12.A.6). Bei der Festlegung der maßgebenden Einwirkungen und Laststellungen ist zu beachten, dass sich bei einer Berechnung an Volumenmodellen lokal eine von Stab- oder Schalenmodellen abweichende Lastverteilung einstellen kann.

Für eine realistische Abbildung der Interaktion zwischen Beton und Stahl ist eine explizite Vorgabe der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung im FE-Modell notwendig. Die vorläufige Wahl von Elementgröße und -vernetzung der Beton- und Bewehrungselemente kann durch linear-elastische Voruntersuchungen (12.A.7) erfolgen. Hintergrund ist, dass durch die Wahl von sehr groben FE-Netzen falsche beziehungsweise ungenaue Ergebnisse erzeugt werden, während sehr feine FE-Netze zu unnötigen Rechenzeiten führen. Das FE-Netz ist bei der endgültigen nichtlinearen Berechnung in den Untersuchungsbereichen bedarfsmäßig anzupassen. Zur Reduzierung der Rechenzeit können größere Vernetzungen gewählt und ein linear-elastisches Materialverhalten außerhalb der Untersuchungsbereiche angenommen werden. Unabhängig von der gewählten Netzgröße ist die Qualität der FE-Untersuchung durch Vermeidung von verzerrten Elementen und stark abweichender Seitenverhältnisse ($0,5 \leq h/b \leq 2,0$) sicherzustellen.

Die nichtlinearen Berechnungen (12.A.8) laufen wie folgt ab: Bei einer nichtlinearen FE-Untersuchung werden die ständigen und veränderlichen Einwirkungen der maßgebenden Laststellung inklusive Vorspannung als Lasten und/oder Verformungen stufenweise und in einem Lastfall aufgebracht. Die Bauzustände sind gemäß Handlungsempfehlung unter 12.A.8 bei Bedarf bei der Berechnung zu berücksichtigen (z. B. Brücke im Freivorbau). Für eine aussagekräftige Prognose der Tragfähigkeit sind die Lastschritte möglichst klein zu wählen.

Es wird in Stufe 2 eine Abminderung der Zwangsschnittgrößen infolge Kriechen des Betons, Stützensenkung und Temperaturen auf 40 % zugelassen. Eine weitere Abminderung in Abhängigkeit der Duktilität des Überbaus ist ebenfalls möglich. Bei geringem Einfluss der Einwirkungen auf die Beanspruchung des Bauwerks an den maßgebenden Stellen darf dieser bei der nichtlinearen Berechnung in Stufe 4 vernachlässigt werden.

Eine Superposition mehrerer Lastfälle zur Ermittlung einer kombinierten Beanspruchung ist bei der nichtlinearen Berechnung nicht erlaubt, das heißt die Ergebnisse getrennter nichtlinearer Berechnungen dürfen nicht addiert werden. Daher ist die maßgebende Laststellung entsprechend der Defizite in der Nachrechnung Stufe 1 und 2 zu ermitteln und in einem Lastfall zusammen mit den übrigen Einwirkungen (z. B. ständige Lasten, Vorspannung) durch die nichtlinearen Berechnungen in Stufe 4 zu untersuchen.

Die Modellierung und Berechnung in Stufe 4 sowie die Plausibilitätskontrolle der Ergebnisse darf nur von qualifizierten Ingenieuren mit vertieftem Sachverstand und Erfahrung in Anwendung der Finite Elemente Methode im konstruktiven Ingenieurbau durchgeführt werden. Abschließend sind die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnungen hinsichtlich Versagensarten beziehungsweise vorhandener Defizite sowie zu möglichen Aussagen hinsichtlich Tragreserven zu interpretieren (12.A.9).

4.3 Erweitertes Druckbogenmodell – (E)DBM

Die Handlungsempfehlung für das Erweiterte Druckbogenmodell beschreibt ein analytisches Verfahren zur Bestimmung des Betontraganteils infolge der geneigten Biegedruckkraft für die Querkrafttragfähigkeit auf der Systemebene im GZT. Bei gleichzeitiger Torsion sind zusätzlich Nachweise erforderlich. Die nachfolgenden Erläuterungen zur Handlungsempfehlung begrenzen sich auf Erläuterungen zum Druckbogenmodell (DBM) und

zum Erweiterten Druckbogenmodell ((E)DBM) für die Anwendung auf Spannbetonbrücken mit zugehörigem Sicherheitskonzept.

Die Nachweisformate dienen dem Nachweis der ausreichenden Querkraft- und Torsionstragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbrücken (Plattenbalken, Hohlkasten, ggf. Tragstreifen von Plattenbrücken) mit einem ausreichenden Vorspanngrad und geringen Schubbewehrungsgraden.

4.3.1 Querkrafttraganteil infolge Druckbogenwirkung

Der Querkrafttraganteil infolge Druckbogenwirkung entspricht der Kraftkomponente der geneigten Betondruckkraft rechtwinklig zur Stabachse.

4.3.2 Das Druckbogenmodell

Beim DBM [21, 22] wird dem Fachwerkmodell die Tragwirkung des Betondruckbogens überlagert. Zur Ermittlung des Druckbogenverlaufs längs eines Balkens werden die Dehnungsebenen aus den zugehörigen Biegemomenten und der Vorspannungswirkung in diskreten vertikalen Schnitten längs eines Bauteils bestimmt (**Bild 2**). Auf Basis dieser Dehnungsebenen werden die Druckzonenhöhe x und der Abstand a der horizontalen Biegedruckkraft F_{cd} zum Querschnittsrand bestimmt. Infolge der entlang eines Trägers veränderlichen Höhenlage der Spannglieder und des veränderlichen Biegemomentes variiert die Lage dieser horizontalen Biegedruckkraft.

Aus der Verbindungslinie der Druckzonenhöhen ergibt sich der überdrückte Bereich (hellgrauer Bereich in **Bild 2**) und aus der Verbindungslinie der horizontalen resultierenden Biegedruckkräfte entsteht der Verlauf des Druckbogens (Linie in **Bild 2**). Die vertikalen Komponenten der geneigten Biegedruckkraft F_{cd} des Druckbogens beschreiben den zusätzlichen Querkrafttraganteil V_{ccd} des Betons.

Das Druckbogenmodell kann mit ausreichender Genauigkeit zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken im ungerissenen Zustand I oder bei Biegerissbildung und nur schwach ausgeprägter Schubrissbildung auch im Zustand II herangezogen werden, das heißt bei näherungsweise Ebenbleiben der Querschnitte. Damit ist es für die realitätsnahe Bestimmung der Druckbogenwirkung in Bereichen mit ausgeprägter Schubrissbildung nicht geeignet.

4.3.3 Das erweiterte Druckbogenmodell

Das (E)DBM basiert auf dem idealisierten Fachwerkmodell. Es dient der Ermittlung des Betontraganteils vorgespannter Balken auch bei stark ausgeprägter Schrägrissbildung im Grenzzustand der Tragfähigkeit [5, 15, 23]. Bei der Schrägrissbildung (Schub- und Biegeschubrisse) gilt die Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte nicht mehr.

Zur Berücksichtigung der Umlagerung innerer Kräfte in ein fachwerkartiges Tragsystem wird bei dem EDBM zusätzlich zur horizontalen Biegedruckkraft F_{cd} infolge Biegemoment M_{Ed} und zur resultierenden Biegezugkraft $F_{pd} + F_{sd}$ auch die horizontale Komponente F_{cwhd} aus der geneigten Druckstrebenkräfte F_{cwd} im idealisierten Fachwerk im Steg infolge Querkraft bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufes in Ansatz gebracht (**Bild 3**).

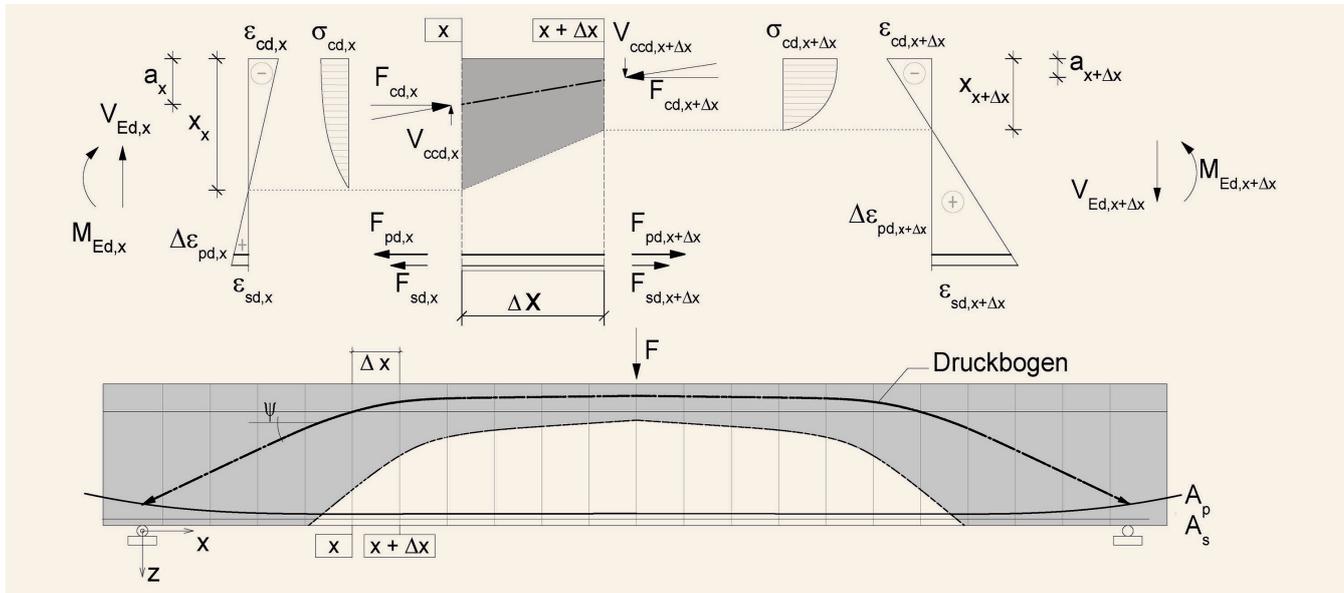


Bild 2. Bestimmung des Verlaufs der geneigten Biegedruckkraft, in Anlehnung an [21] Grafik: TU Dortmund Lehrstuhl Betonbau
 Fig. 2. Determination of the arch-action shape [21] Source: TU Dortmund Lehrstuhl Betonbau

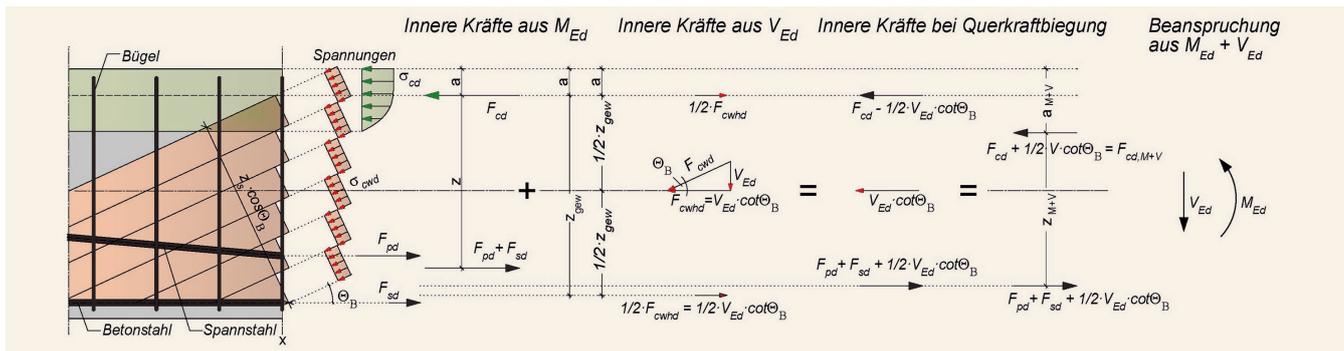


Bild 3. Idealisiertes Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens bei Querkraftbiegung beispielhaft im B-Bereich mit positiv einwirkendem Biegemoment
 Grafik: TU Dortmund Lehrstuhl Betonbau
 Fig. 3. Idealized strut and tie model of a prestressed concrete beam in bending and shear, exemplifying a Bernoulli section with positive bending moment
 Source: TU Dortmund Lehrstuhl Betonbau

Die Handlungsempfehlung enthält eine genaue Erläuterung des Vorgehens zur Ermittlung des Druckbogenverlaufs nach dem (E)DBM sowohl in Bereichen, in denen das Ebenbleiben der Querschnitte gilt, den sogenannten Bernoulli Bereichen (*B*-Bereich) als auch in den sogenannten Diskontinuitätsbereichen (*D*-Bereich). Darüber hinaus wird die Druckstrebenneigung in *B*- und *D*-Bereichen sowie die Bestimmung des zugehörigen inneren Hebelarms geregelt.

4.3.4 Anwendung des (E)DBM bei zusätzlicher Torsionsbeanspruchung (*M + V + T*)

Um die Anwendung des (E)DBM auch bei zusätzlicher Torsionsbeanspruchung (*M + V + T*) zu ermöglichen, wird das Vorgehen zur Ermittlung der erforderlichen Torsionsbügel- und Längsbewehrung dargelegt.

Wie in [24] thematisiert, muss die gesamte erforderliche Bügelbewehrung, resultierend aus der Querkraftbewehrung unter Berücksichtigung des Betontraganteils nach dem Druckbogenmodell, superponiert mit dem ermittelten zusätzlichen Anteil aus der

erforderlichen Torsionsbügelbewehrung ohne Abminderung in Ansatz gebracht werden.

Hinsichtlich der Längsbewehrung darf bei überwiegender Biegung die resultierende Torsionslängszugkraft ($N_{Ed,T}$) aus der statisch erforderlichen Torsionslängsbewehrung ermittelt werden. Diese darf als Zugkraft zentrisch im Schwerpunkt des Querschnitts angesetzt werden und ist bei der Biegebemessung zusätzlich zu berücksichtigen (**Bild 4**).

4.3.5 Anwendung auf einen ausgewählten Versuch

Im folgenden Abschnitt werden beispielhaft die Ergebnisse systematischer Versuchsnachrechnungen mit dem Druckbogenmodell (DBM) und dem Erweiterten Druckbogenmodell (EDBM) für den Versuch DLT2.3 vorgestellt. Der Versuchsträger DLT2.3 unter reiner Beanspruchung aus Biegung und Querkraft aus einem vorherigen Forschungsvorhaben wurde in [5] ausführlich dokumentiert. Es handelt sich um einen Zweifeldträger mit geringem Schubbewehrungsgrad (0,52 [w,min]), der durch zwei Einzellasten, jeweils im Abstand von 3,50 m von der Innenstütze

belastet wurde. Dabei wird der Versuchsträger DLT2.3 für die Laststufe vor dem Einbau der externen Querkraftverstärkung auf Basis des analytischen EDBMs nachgerechnet. Bild 5 liefert in den Teilbildern a) – c) im Wesentlichen die folgenden Informationen:

- a) Rissbild
Experimentell beobachtetes Rissbild; vorhandene Querkraftbewehrung; System; qualitativer Spanngliedverlauf
- b) Druckbogenverläufe
Druckbogenverläufe nach dem DBM und dem EDBM; Angriffspunkt der horizontalen Komponente der geneigten Druckstrebenkraft; Spanngliedverlauf
- c) Beanspruchung vs. Widerstand
Betrag der Querkraftbeanspruchung; Summe der Querkrafttraganteile aus Druckbogenwirkung (nach DBM) und gezogenem geneigten Spannglied; Summe der Querkrafttraganteile aus Druckbogenwirkung (nach EDBM), gezogenem geneigten Spannglied und Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung.

4.4 Flexural Shear Crack Model – FSCM
4.4.1 Vorstellung des Verfahrens

Das Flexural Shear Crack (FSC)-Modell nach Huber [25, 26] wurde an der TU Wien entwickelt und zielt in seiner Anwendung auf Spannbetonbrücken mit schwachem Schubbewehrungsgrad ab. Im Folgenden wird der allgemeine Modellcharakter und die zugrunde liegenden Konzepte kurz erläutert, für die explizite Aufbereitung des Formelwerks wird auf die Literatur [26, 27] verwiesen. Das FSC-Modell geht zunächst von einer am theoretischen Rissbild orientierten Zoneneinteilung querkraftbeanspruchter Spannbetonträger aus, vgl. **Bild 6**. Durch die eindeutige Abgrenzung der Zonen "UN" (uncracked), "ST" (shear tension) und "FS" (flexural shear) ergibt sich ein in sich geschlossenes

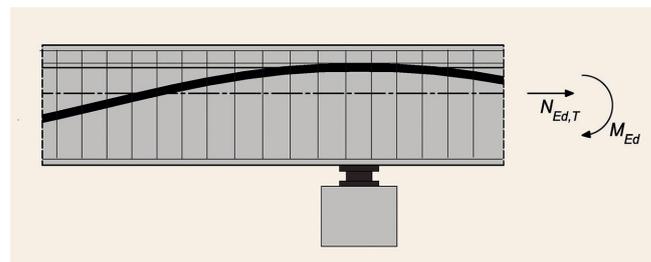


Bild 4. Ermittlung der Längsbewehrung $A_{s(M,T)}$ infolge $M_{Ed} + N_{Ed,T}$
 Grafik: TU Dortmund Lehrstuhl Betonbau
 Fig. 4. Determination of the longitudinal reinforcement $A_{s(M,T)}$ due to $M_{Ed} + N_{Ed,T}$ Source: TU Dortmund Lehrstuhl Betonbau

Nachweiskonzept, das die bei Trägern mit geringem Querkraftbewehrungsgrad und ausreichender Längsvorspannung typischen Versagensarten (Biegeschub- und Schubzugversagen) abdeckt. Das Konzept eines zonenbasierten Nachweisformates geht unter anderem auf [28] beziehungsweise [29] zurück und fand auch in der alten Spannbetonnorm (DIN 4227-1:1979-12, 1979 [30]) Anwendung. Für jeden Bereich wird ein eigener Berechnungsansatz zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit formuliert. Die Unterteilung darf unter Anwendung der technischen Biegetheorie und der Annahme linear elastischen Materialverhaltens erfolgen. Als Grenzspannung wird die Zugfestigkeit $f_{ctk,0.05}$ genutzt.

Das FSC-Modell ist in seiner Nachweisführung nochmals in einen allgemeinen und einen vereinfachten Ansatz gegliedert, unterschieden nach Ansatz und Ermittlung der zu erwartenden Längsspannung in der Betondruckzone und der Lage des Nachweisschnittes $x_{krit,FS}$. Die Struktur des Nachweiskonzepts und Bedingungen der Nachweisführung sind nachstehend in **Bild 7** zusammengefasst. Die Vorgehensweise, einen gesonderten inge-

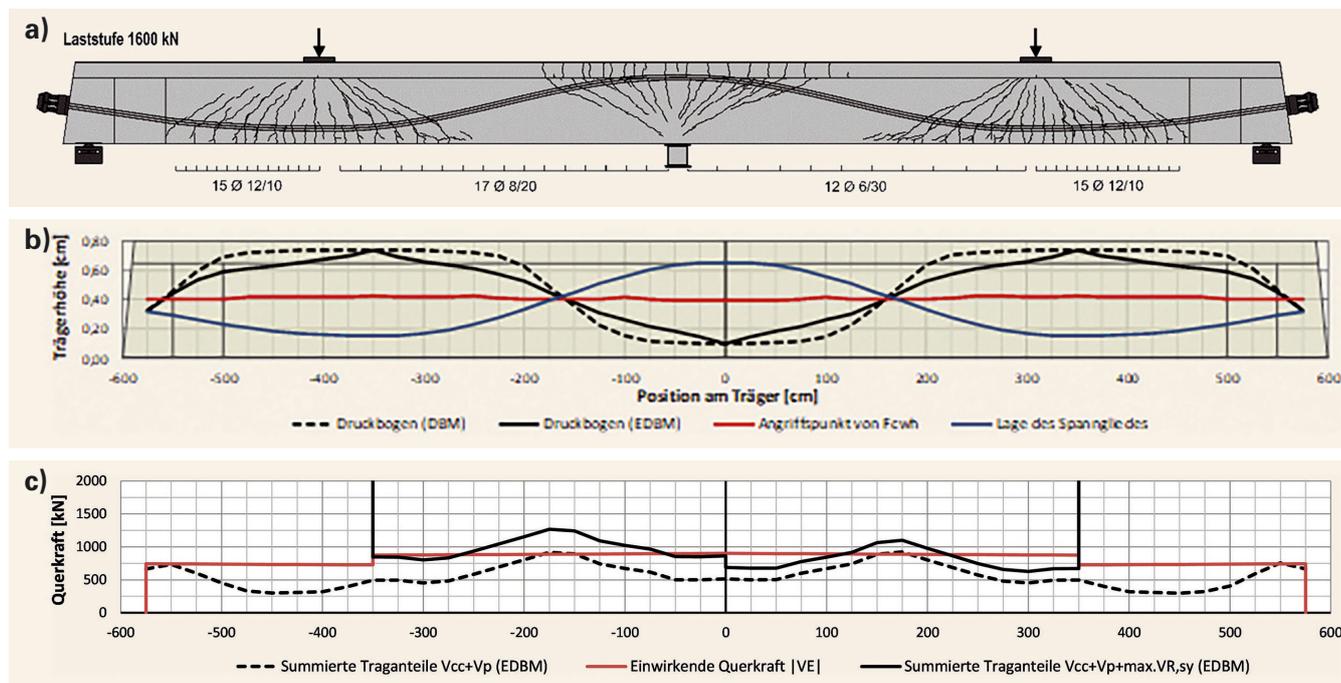


Bild 5. DLT 2.3: Berechnung der Querkraftdeckung für die Einzellast 1 600 kN vor Einbau der Verstärkung; Differenzierung zwischen DBM und EDBM [23]
 Grafik: TU Dortmund Lehrstuhl Betonbau
 Fig. 5. DLT 2.3: Determination of the shear force cover due to a single load of 1 600 kN before installation of the shear assessment, differentiation between arch-action model and extended arch-action model [23]
 Source: TU Dortmund Lehrstuhl Betonbau

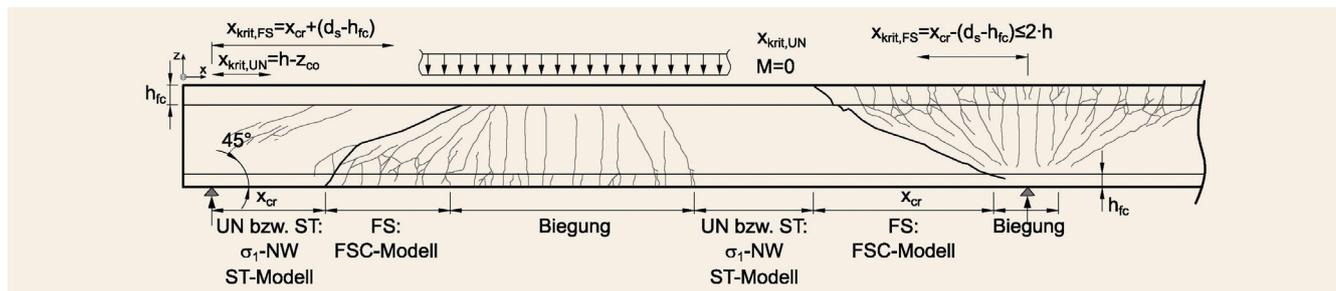


Bild 6. Zoneneinteilung nach Huber [16] Grafik: S. Thoma
 Fig. 6. Zone classification according to Huber [16] Source: S. Thoma

niurmäßigen Ansatz für den Bereich "ST" zu wählen, der durch einen ungerissenen Zuggurt und Schrägrisse im Steg gekennzeichnet ist und auch nach einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit durch die schiefen Hauptzugspannungen (Hauptzugspannungskriterium) noch Tragreserven infolge Sprengwerkwirkung und Querkraftbewehrung berücksichtigt, führt zu einer realitätsnäheren Einschätzung der Querkrafttragfähigkeit in diesem Bereich. Für den durch Biegeschubrissbildung gekennzeichneten Bereich "FS" wird ein mechanisch begründetes Querkraftmodell entwickelt, bei dem die in der Biegedruckzone übertragbaren Schubspannungen τ_{xz} maßgebend für die Querkrafttragfähigkeit sind. Dieser Vertikalanteil eines Betondruckbogens darf allerdings nur bei einem Mindestmaß an Vorspannung in Ansatz gebracht werden. Die maximal aufnehmbaren Schubspannungen werden über ein biaxiales Versagenskriterium bestimmt, das den vorherrschenden Normalspannungszustand in der Druckzone einbezieht.

4.4.2 Validierung an Versuchsergebnissen

Die Nachrechnung repräsentativer Versuche und Brückenbauwerke, vgl. **Bild 8**, erfolgt ausschließlich im Bereich „Flexural Shear Crack“ (FSC). Die alleinige Anwendung der FSC-Zone begründet sich im charakteristischen Tragverhalten der durchgeführten Versuche, die alle eine ausgeprägte Schubrissbildung über die Spannweite hinweg entwickelt haben. Der allgemeine Nachweis nach Stufe 2 liefert eine sehr gute Prognose der Traglast für Versuchsträger unter Einzellasten und Linienlasten. Einzelne Versuche mit einer Belastung aus Linienlasten werden hingegen stärker unterschätzt. Ursache hierfür ist die Auslegung des FSC-Ansatzes auf Systeme mit ausreichend großer Biegeschlankheit, die bei den Gleichlastversuchen im Vergleich zu den Punktlastversuchen einer berücksichtigten Versuchsserie bei gleicher Feldspannweite reduziert erscheint. Die erreichten Traglasten unter dem gegebenem Lastbild werden auf die Auflagerkraft in Auflagerachse rückgerechnet, da in Abhängigkeit der Näherungsstufe unterschiedliche Entfernungen der Nachweisschnitte maßgebend werden können und damit die Vergleichbarkeit erschwert würde. Das bedeutet, dass für Systeme unter Einzellasten im Feld und einhergehender konstanter Querkraft keine Anpassung vorgenommen werden muss. Hingegen steigt für Systeme unter Gleichlast die prognostizierte Traglast noch um ein Delta entsprechend der Entfernung des Nachweisschnittes auf $V_{\max, FSC}$ an.

4.4.3 Bewertung des Modells

Das vorgestellte zonenbasierte Nachweisverfahren erlaubt die Approximation der Schubtragfähigkeit für vorgespannte Brücken-

bauwerke bei ausreichendem Vorspanngrad unter Anwendung einer dedizierten Zoneneinteilung in Abhängigkeit zu erwartender Rissbildung. Das geschlossen lösbare Formelwerk bietet einen vielversprechenden Ansatz zur Bewertung von Brücken im Bestand mit schwachen Schubbewehrungsgrad, wie anhand der Nachrechnung einer repräsentativen Datengrundlage (Variation von Systemschlankheit, Querschnitt, konstruktive Durchbildung und Belastungsart) gezeigt werden konnte.

4.5 Canadian Standard Association – CSA/MCFT

Bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken wurde bereits in Einzelfällen der Querkraftnachweis nach dem Nachweismodell der kanadischen Norm CSA S6:19 [17] angewendet. Gegenüber dem Nachweisformat des DIN-FB 102 [3] ergeben sich mit der CSA höhere Querkraftwiderstände, vor allem für Bauwerke mit geringen Querkraftbewehrungsgraden. Eine Aufgabe des Forschungsprojektes [10] war es, eine Handlungsempfehlung für die Anwendung des Querkraftmodells der CSA bei der Nachrechnung von Betonbrücken zu erarbeiten. Dazu wurden Bauteilversuche mit der CSA nachgerechnet und anhand analytischer Betrachtungen das Sicherheitsniveau des Querkraftnachweises nach CSA mit dem Sicherheitsniveau des Querkraftnachweises der NRR [1] verglichen. Die durchgeführten Untersuchungen bestätigen, dass das Querkraftmodell der Nachrechnungsrichtlinie durch das Modell der CSA bei Anpassungen auf der Widerstandsseite ersetzt werden darf. Die Einwirkungsseite nach DIN-FB bleibt beim Nachweis unverändert.

Dennoch ist es für den Anwender unabdingbar, sich mit den Inhalten der CSA intensiv auseinanderzusetzen. Die Handlungsempfehlung ist als Schnittstellendokument für eine Anwendung des Nachweisformates der CSA für die Nachrechnung von Brückenbauwerken nach NRR zu sehen.

4.5.1 Nachweisformat für die Ermittlung des Querkraftwiderstands nach kanadischer Norm

Die Traganteile im Querkraftmodell der CSA werden durch Gleichgewichtsbetrachtungen am schrägen Schubriss eines Balkenabschnittes ermittelt. Dabei wird der Querkraftwiderstand aus der Summe folgender drei Traganteile definiert (**Bild 9**):

V_s = Traganteil der Querkraftbewehrung

V_c = Betontraganteil

V_p = Traganteil aus der geeigneten Vorspannkraft

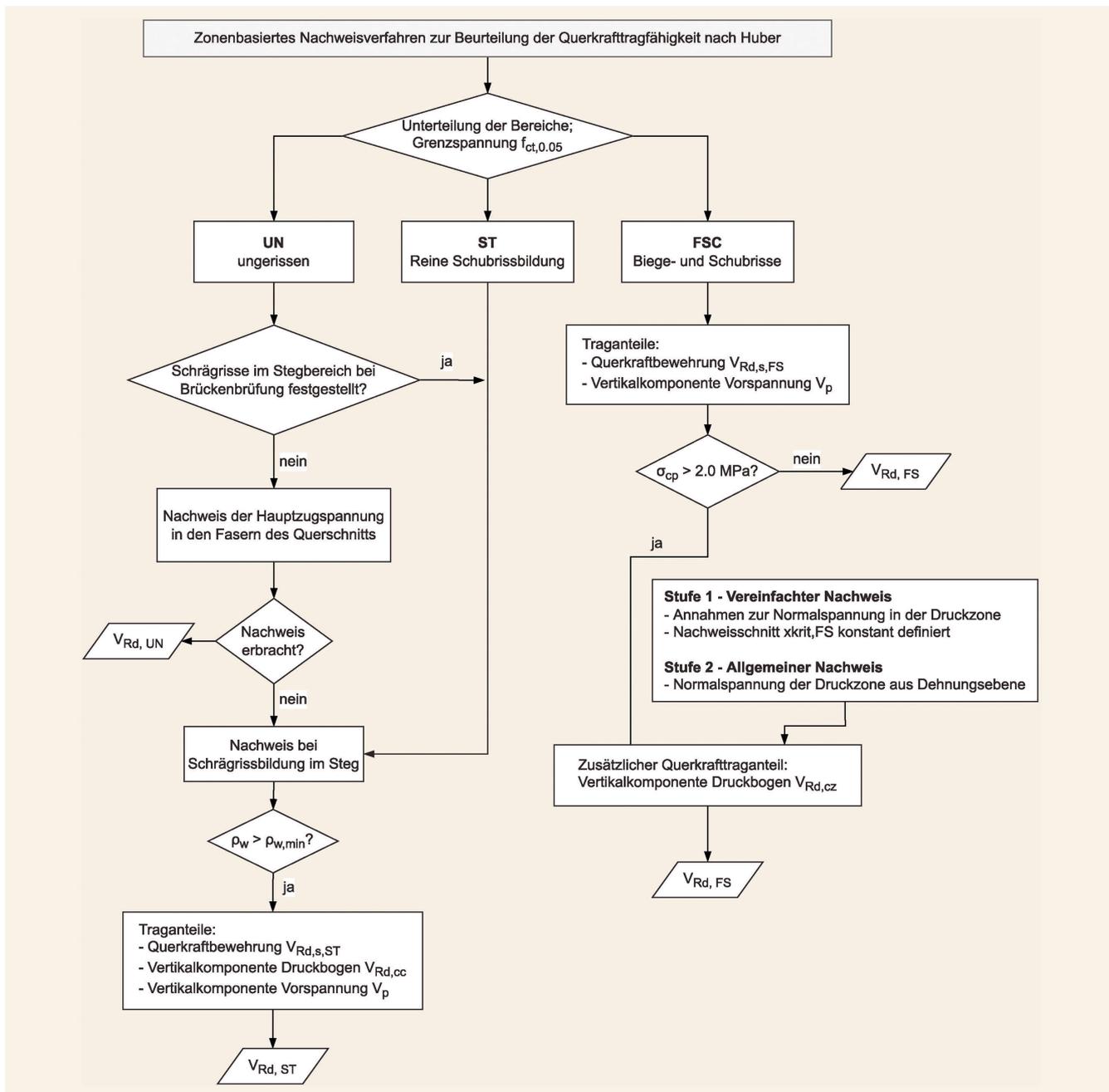


Bild 7. Zonenbasierte Struktur des Nachweiskonzeptes *Grafik: S. Thoma*
 Fig. 7. Zone-based structure of the design concept *Source: S. Thoma*

Die Querkrafttragfähigkeit wird durch $V_{r,max}$ als Maximalwert begrenzt.

Die Addition von V_C und V_S ergibt höhere Querkraftwiderstände als im Nachweisformat nach DIN-FB 102 [3] vor allem für Brücken mit geringem Querkraftbewehrungsgrad. Das bei der CSA implementierte Querkraftmodell basiert auf der in den 1980er-Jahren entwickelten „Modified Compression-Field Theory“ (MCFT) nach Vecchio/Collins [31]. Für eine normative Anwendung wurden die Gleichungen in Teilen linearisiert, an den Traglasten von Bauteilversuchen kalibriert und in eine „Simplified MCFT“ überführt [32]. Insbesondere bei der Ermittlung des Betontraganteils im Querkraftnachweis werden die Beziehungen der „Simplified MCFT“ deutlich und damit auch der Unterschied

zum Nachweisformat nach DIN-FB 102. Die Formel für die Ermittlung des Betontraganteils berücksichtigt unter anderem die äußeren Einwirkungen, die Vorspannung, die geometrischen Bauteilparameter und die Materialkennwerte. Hieraus wird eine Längsdehnung auf halber Querschnittshöhe, ein effektiver Rissabstandsparameter sowie anschließend der Faktor β zur Berücksichtigung des Betontraganteils bestimmt.

4.5.2 Ansatz der Vorspannung

Bei der Berechnung des Betontraganteils V_C fließt bei der Ermittlung der Längsdehnung auf halber Querschnittshöhe die effektive Spannung im Spannstahl ein. Nach CSA darf für Vorspan-

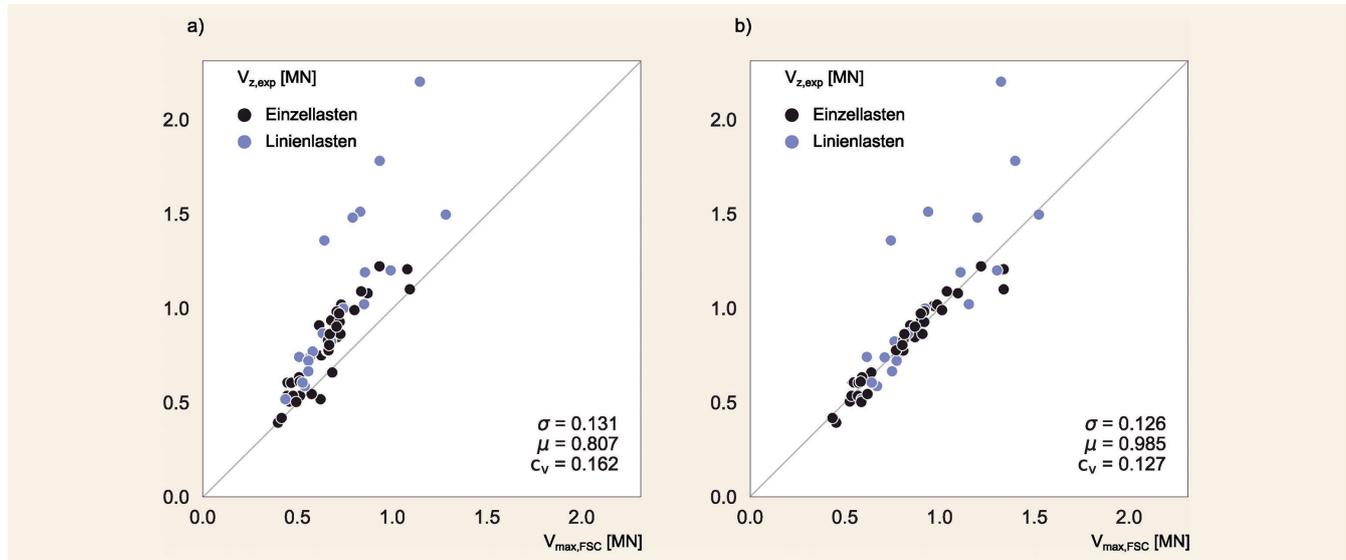


Bild 8. Traglastprognose des FSC-Ansatzes nach a) Vereinfachtem Nachweis und b) Allgemeinem Nachweis (Näherungsstufe 2) für $n = 60$ vorgespannte Mehrfeldsysteme unter Einzel- und Linienlasten *Grafik: S. Thoma*
 Fig. 8. Load bearing estimation according to the FSC-approach using a) simplified design check and b) general design check for $n = 60$ prestressed continuous beam system under point loads and distributed loading *Source: S. Thoma*

nung im Verbund vereinfacht 70 % der Zugfestigkeit des Spannstahls als effektive Spannstahlspannung angesetzt werden. Dies würde aufgrund der Spannungsbegrenzungen für Spannstahl bei älteren Brücken bei der Nachrechnung zu einer Überschätzung der Vorspannung und damit des Betontraganteils führen. Dieser vereinfachte Ansatz der CSA für die Vorspannung ist daher nach der Handlungsempfehlung nicht erlaubt.

4.5.3 Bauwerke mit geringer Querkraftbewehrung

Zur Anwendung der CSA für die Nachrechnung von Bauwerken wurden umfangreiche Untersuchungen zum Sicherheitsniveau in [10] und [5] durchgeführt. Um die überprüften Sicherheitsniveaus für die Nachrechnung zu gewährleisten, wurde die Anwendungsgrenze für die CSA bei $0,5\rho_{w,min}$ analog zum Umfang der ausgewerteten Bauteilversuche festgelegt.

4.5.4 Bauwerke mit glatten Beton – oder Formstählen

Aufgrund der unterschiedlichen Verbundeigenschaften glatter zu gerippten Betonstählen ist eine Anwendung der Bemessungsgleichungen der CSA für glatte Betonstähle nicht ohne weiteres möglich. Um diesen Einfluss im Nachweiskonzept abbilden zu können, wurde der Einfluss des geringeren Verbunds glatter Beton- und Formstähle implizit durch die Verdoppelung des Rissabstandsparameters s_{ze} sowie durch eine Erhöhung der erforderlichen Mindestbewehrung für Querkraft von 0,5 auf $1,0\rho_{w,min}$ berücksichtigt.

4.5.5 Durchgängigkeit der Nachweisführung

Mit der Handlungsempfehlung zur Nutzung des Querkraftmodells nach kanadischer Norm wird eine Hilfestellung für die Nachrechnung von Betonbrücken gegeben. Bei der Anwendung sind neben den in der Handlungsempfehlung beschriebenen Formeln die in der CSA zusätzlich geregelten Belange zwingend zu

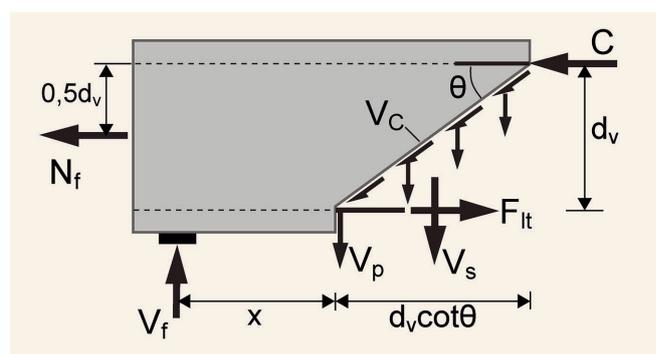


Bild 9. Querkrafttraganteile nach (CSA) [33] dargestellt am Schubriss frei geschnittener Balkenabschnitt *Grafik: nach [33]*
 Fig. 9. Shear bearing components according to (CSA) [33] shown at shear crack free cut beam section *Source: according to [33]*

beachten. Auch sei an dieser Stelle auf die Notwendigkeit der Durchgängigkeit in der Nachweisführung hingewiesen. Die mithilfe der CSA ermittelten Druckstrebenwinkel sind beim Nachweis der Zugkraftdeckung und der Verankerung der Längsbewehrung nach DIN-FB 102 im Bemessungsschnitt zu berücksichtigen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag werden geeignete Verfahren zur Nachrechnung von Bestandsbrücken vorgestellt, die durch Vergleiche mit Versuchsergebnissen und Anwendung auf reale Brückenquerschnitte in [10] identifiziert wurden. Für die Verfahren der nichtlinearen FEM, des (erweiterten) Druckbogenmodells, des Flexural Shear Crack Models und der kanadischen Norm wurden daraufhin Handlungsempfehlungen erarbeitet, welche die wichtigsten bei der Anwendung auftretenden Fragen ansprechen. Im Vergleich zwischen nichtlinearer Finite Elemente Methode (FEM) und den analytischen Verfahren kann grundsätzlich fest-

gestellt werden, dass die FEM in der Regel eine höhere Vorhersagegenauigkeit liefert als die analytischen Verfahren. Gleichzeitig setzt die Anwendung nichtlinearer Berechnungsverfahren auch das höchste Maß an Erfahrung beim Anwender voraus.

Nach ihrer Veröffentlichung sollen die Handlungsempfehlungen als Unterstützung für Anwender und Auftraggeber dienen. Sie werden jedoch nicht die insbesondere beim Anwender erforderliche Erfahrung und Expertise ersetzen. Darüber hinaus ist immer eine unabhängige Prüfung durch ein anderes alternatives Nachweisformat (Vier-Augen-Prinzip) erforderlich, ebenso wie die Abstimmung mit den Obersten Straßenbaubehörden, die in der Regel einer Nachrechnung nach Stufe 4 zur Tragfähigkeitsbewertung zustimmen müssen.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung Abteilung Straßenbau: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand – Nachrechnungsrichtlinie inkl. 1. Ergänzung. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung Abteilung Straßenbau, Bonn Ausgabe 2011 und 2015.
- [2] DIN-Fachbericht 101:2009–03: DIN-Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken. Richtlinie, Ausgabe März 2009.
- [3] DIN-Fachbericht 102:2009–03: DIN-Fachbericht 102 – Betonbrücken. Richtlinie, Ausgabe März 2009.
- [4] Maurer, R.; Zilch, K.; Gleich, P. et al.: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger. Brücken- und Ingenieurbau Heft B 120, Bergisch Gladbach Ausgabe Oktober 2015.
- [5] Hegger, J.; Maurer, R.; Fischer, O. et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze – Fördernummer FE 15.0591/2012/FRB. Brücken- und Ingenieurbau Heft B 150, Bergisch Gladbach Ausgabe 2020.
- [6] Fischer, O.; Hegger, J.; Thoma, S. et al.: Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie – Validierung erweiterter Nachweisformate zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken – Forschungsprojekt BAST Fe 15.0661/2018/FRB. Brücken- und Ingenieurbau Heft B 189. TU München Ausgabe 2023.
- [7] Hegger, J.; Oliver Fischer; Reinhard Maurer et al.: Querkraft und Torsion – zukünftige Ansätze und Potenziale in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie. In: Bauingenieur 99 (2024), Heft 1/2, S. 1-11. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2024-01-02-23.
- [8] Dommès, C.; Hegger, J.: Ermittlung von Traglastreserven in 16,5 m Spannbetonträgern unter Querkraftbeanspruchung. In: Bauingenieur 99 (2024), Heft 1/2, S. 22-34. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2024-01-02-44.
- [9] Lamatsch, S.; Fischer, O.: Querkraftversuche an unterschiedlich vorgespannten Balkenelementen mit baupraktischen Bauteilabmessungen. In: Bauingenieur 99 (2024), Heft 1/2, S. 35-45. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2024-01-02-57.
- [10] Hegger, J.; Fischer, O.; Maurer, R. et al.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Betonbrücken im Bestand – Fördernummer FE 15.0664/2019/DRB. RWTH Aachen University, Aachen, Germany August 2023.
- [11] Kerkeni, N.: Programmbeschreibung LIMFES. Dr.-Ing. N. Kerkeni, H+P Ingenieure GmbH Ausgabe 2009.
- [12] Červenka Consulting: ATENA Version 5.9 [Software]. 2021.
- [13] SOFiSTiK AG: SOFiSTiK Version 2020–13.0 [Software]. 2020.
- [14] Dassault Systèmes SE: ABAQUS/CAE Version 2019 Build ID 2018_09_24–20.41.51 [Software]. 2019.
- [15] Gleich, P.; Kattenstedt, S.; Maurer, R.: Erweitertes Druckbogenmodell für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken. In: Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 5, S. 268–277. doi.org/10.1002/best.201600008.
- [16] Huber, P.: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbeton- und Spannbetonbrücken. Wien, Technische Universität Wien, Dissertation, 2016.
- [17] CAN/CSA-S6–19: Canadian Highway Bridge Design Code. Norm, November 2019.
- [18] Hackbarth, B.: Zur Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonträgern mit Bügelbewehrung. In: Schriftenreihe des Instituts für Masivbau der TUHH (2015), Heft 11.
- [19] Hartung, B.; Krebs, A.: Erweiterung der Technischen Biegelehre – Teil 1: Aufstellung der Bedingungsgleichungen mit Überprüfung der Lösbarkeit. In: Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Heft 5, S. 378–387.
- [20] Krebs, A.; Schnell, J.; Hartung, B.: Erweiterung der Technischen Biegelehre – Teil 2: Iterative Lösung der Bedingungsgleichungen, Bestätigung der Theorie durch Versuche sowie Anwendung bei einer Brückensanierung. In: Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Heft 7, S. 536–551.
- [21] Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Schubwiderstand von Spannbetonbalken. Dortmund, Technische Universität Dortmund, Dissertation, 2012.
- [22] Maurer, R.; Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken. In: Bauingenieur 88 (2013), Heft 4, S. 165–176.
- [23] Gleich, P.: Das Erweiterte Druckbogenmodell zur Beschreibung des Betontraganteils bei Querkraft. Dortmund, Technische Universität Dortmund, Dissertation, 2020.
- [24] Maurer, R.; Stakalies, E.; Lavrentyev, V.: Zum Nachweis bei einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (M+V+T). In: Bauingenieur 99 (2024), Heft 1/2, S. 46-59. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2024-01-02-68.
- [25] Huber, P.; Huber, T.; Kollegger, J.: Experimental and theoretical study on the shear behavior of single- and multi-span F and I-shaped post-tensioned beams. In: Structural Concrete 25 (2019), Heft 3, S. 266. doi.org/10.1002/suco.201900085.
- [26] Huber, T.; Huber, P.; Kleiser, M. et al.: Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit von mehrfeldrigen Spannbetonbrücken mit geringer Bügelbewehrung. In: Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018), Heft 10, S. 705–715. doi.org/10.1002/best.201800025.
- [27] Huber, P.; Huber, T.; Kollegger, J. et al.: Weiterentwicklung des Ingenieurmodells zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Mehrfeldbrücken – http://hdl.handle.net/20.500.12708/39702. Bericht – Forschungsbericht Ausgabe 2018.
- [28] Bachmann, H.; Thürlimann, B.: Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen und Spannbeton. In: Schweizerische Bauzeitung (1966), Heft 84, S. 599–606. doi.org/10.5169/seals-68964.
- [29] Leonhardt, F.; Koch, R.; Rostásy, F. S.: Schubversuche an Spannbetonträgern – DAfStb-Heft 227, DAfStb-Heft 227, Ernst & Sohn, 1973.
- [30] DIN 4227–1:1979–12: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Norm, Ausgabe Dezember 1979.
- [31] Collins, M. P.; Mitchell, D.: A Rational Approach to Shear Design – The 1984 Canadian Code Provisions. In: ACI Journal, Vol. 83 (1986), Iss. 6, pp. 925–933.
- [32] Bentz, E. C.; Collins, M. P.: Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete. In: Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 33 (2006), Iss. 5, pp. 521–534. doi.org/10.1139/106-005.
- [33] CSA A23.3–19: Design of Concrete Structures. Norm, Juni 2019.



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Joseph Hegger

Foto: Peter Winandy

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer
 Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer
 Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch[†]
 Christian Dommès, M.Sc.
 Dr.-Ing. Viviane Adam
 Sebastian Lamatsch, M.Sc.
 Sebastian Thoma, M.Sc.
 Dipl.-Ing. Vladimir Lavrentyev
 Eva Stakalies, M.Sc.
 Dr.-Ing. Frederik Teworte
 Dr.-Ing. Ehsan Sharei
 Dr.-Ing. Naceur Kerkeni
 Remus Tecusan, M.Sc.
 Dr.-Ing. Christian Stettner
 Dr.-Ing. Matthias Müller

Ermittlung von Traglastreserven in 16,5 m Spannbetonträgern unter Querkraftbeanspruchung

C. Domes, J. Hegger

ZUSAMMENFASSUNG Anhand von Querkraftversuchen an 16,5 m langen Spannbetonträgern werden die Einflüsse von Lastart, Querschnittsform, Einspanngrad, Bügelbewehrung und Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit herausgearbeitet. Die experimentellen Untersuchungen bestätigten die neuen Bemessungsansätze für die Querkrafttragfähigkeit nach der BEM-ING Teil 2. Um noch zutreffendere Nachrechnungen von Spannbetonbrücken zu ermöglichen, wird anschließend ein verfeinerter Bemessungsansatz der BEM-ING Teil 2 vorgestellt, der auf der Basis von neuen großformatigen Querkraftversuchen verschiedener Forschungseinrichtungen hergeleitet und durch Vergleiche mit Versuchsdatenbanken validiert wurde. Die Erweiterungen umfassen die Aktivierung bisher rechnerisch nicht genutzter Tragfähigkeitsreserven des verbreiterten Druckgurtes und die Abminderung auflagernaher Streckenlasten bei der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern.

STICHWÖRTER

Querkraft, Spannbeton, Traglastreserven, Brückennachrechnung

1 Einleitung

Die Anforderungen an die Infrastruktur der Straßen werden aufgrund des stets steigenden Güterverkehrs zunehmend höher [1, 2]. Dadurch ergeben sich häufig Defizite in der rechnerischen Querkraft- und Torsionstragfähigkeit vieler älterer Bestandsbrücken [2–4]. Zur zutreffenden Bewertung der Tragfähigkeit von Brücken im Bestand ist die Frage nach einer möglichst realistischen Berechnung der Bauteiltragfähigkeiten immer wichtiger geworden [5]. Da ein Großteil der für die Herleitung und Kalibrierung der Querkraftbemessungsansätze zugrunde gelegten Versuche an Einfeldträgern mit Einzellasten durchgeführt wurde [6], ergeben sich in realen Tragstrukturen oftmals erhebliche rechnerisch ungenutzte Tragfähigkeitsreserven. Auf Grundlage experimenteller und numerischer Untersuchungen konnte die Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken bereits verfeinert (z. B. [7–14]) und den Tragwerksplanern in Form der Nachrechnungsrichtlinie (NRR) zur Verfügung gestellt werden ([15, 16]), für die eine weitere Fortschreibung in Form BEM-ING Teil 2 [17] aktuell in Bearbeitung ist. Obwohl die NRR im Zuge der verankerten vierstufigen Vorgehensweise einige Modifikationen zur Ermittlung höherer Widerstände zulässt, scheinen bei der Querkraftbemessung immer noch signifikante Tragfähig-

Determination of shear reserves in 16.5 m prestressed concrete girders under shear loading

ABSTRACT Based on shear tests on 16.5 m long prestressed concrete girders, the influences of load type, cross-section shape, degree of restraint, stirrup reinforcement and prestressing on the shear capacity are analysed. The experimental investigations confirmed the new design approaches for the shear capacity according to BEM-ING Part 2. In order to enable even more accurate recalculations of prestressed concrete bridges, a refined design approach of BEM-ING Part 2 is then presented, which was derived on the basis of new large-scale shear tests from various research institutions and validated by comparison with test databases. The extensions include the activation of previously unused shear resistances of extended compression chords and the reduction of continuous loads close to supports when determining the shear capacity of prestressed concrete beams.

keitsreserven von Bestandsbrücken vorhanden zu sein, deren rechnerische Erfassung weiterhin nur in Nachweisstufe 4 möglich ist [18]. Über neue Versuche mit für die Praxis relevanten Untersuchungsparametern an den Forschungseinrichtungen RWTH Aachen University, TU München und TU Dortmund wird die Basis für die erforderliche Weiterentwicklung der Bemessungsansätze in Stufe 2 der NRR geschaffen. Im vorliegenden Artikel werden die am Lehrstuhl und Institut für Massivbau – IMB der RWTH Aachen University durchgeführten Versuche vorgestellt und erläutert, inwieweit sich derzeit ungenutzte Traglastreserven von Bestandsbrücken rechnerisch berücksichtigen lassen. Darauf aufbauend werden Vorschläge für eine Erweiterung der Bemessungsansätze auf Stufe 2 erarbeitet.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Versuchskörper und Versuchsaufbau

Mit den am IMB durchgeführten Versuchen wird das Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringen Querkraftbewehrungsgraden vertiefter betrachtet. Insgesamt werden 16 Teilversuche (TV) an acht Trägern mit Vorspannung im nachträglichen Verbund durchgeführt. Als maßgebende Parameter wurden die Querschnittsform, die Lastart und die Vorspannung

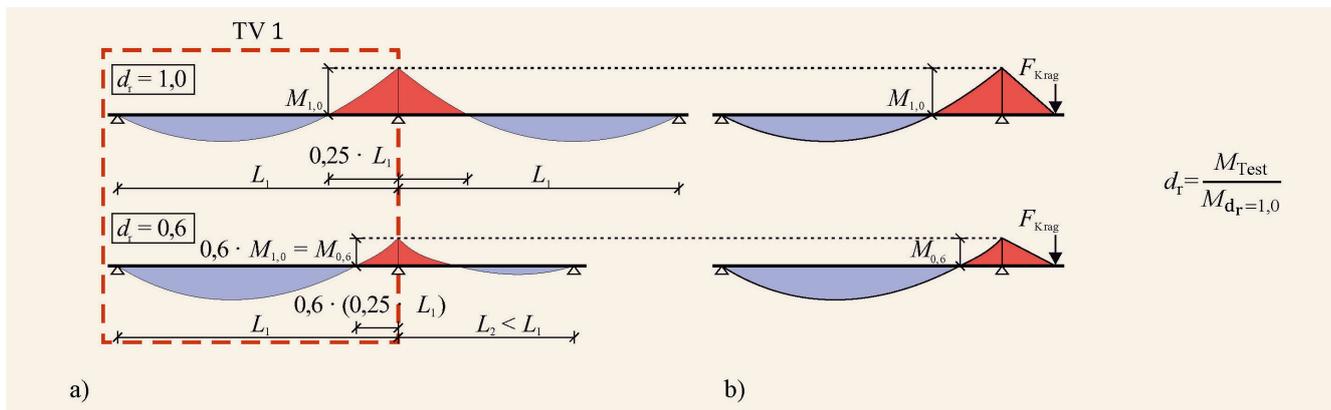


Bild 1. a) Momentenverläufe bei Durchlaufträgern mit unterschiedlichen Spannweiten; b) Steuerung des Stütz- (rot) und Feldmomentenverlaufs (blau) durch Einzellast F_{Krag} bzw. Einspanngrad d_r [19] Grafik: C. Dommes
 Fig. 1. Moments for continuous beams with different spans; b) Control of hogging (red) and sagging moments (blue) by single load F_{Krag} or degree of restraint d_r [19] Source: C. Dommes

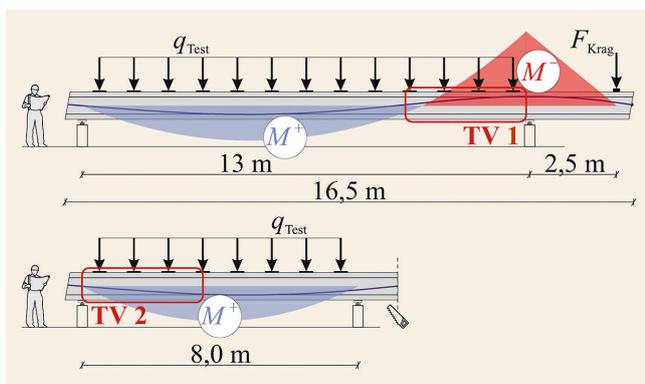


Bild 2. Momentenverlauf infolge q_{Test} in TV 1 (oben) und TV 2 (unten) mit gekennzeichneten Untersuchungsbereichen Grafik: C. Dommes
 Fig. 2. Moments from continuous load q_{Test} in TV 1 (top) and TV 2 (bottom) with investigation areas marked Source: C. Dommes

variiert. Zusätzlich wurden in TV 1 verschiedene Momenten-Querkraft-Verhältnisse, die in realen Bauwerken aus unterschiedlichen Feldweiten sowie Laststellungen resultieren, und in TV 2 verschiedene Bügelbewehrungsgrade getestet.

Um den Einfluss der einwirkenden Schnittgrößen am Balken mit im Brückenbau üblichen Biegeschlankheiten bewerten zu können, wurde nur ein Feld vollständig abgebildet und die Durchlaufwirkung anhand unterschiedlicher Einspanngrade am Zwischenaufleger durch eine separate Einzellast auf den Kragarm F_{Krag} simuliert. Die Lasten im Feld und am Kragarm wurden unter Einhaltung eines konstanten Kräfteverhältnisses (F_{Test} bzw. q_{Test}) / $F_{Krag} = const.$ während eines Versuchs jeweils simultan gesteigert. Durch die gezielte Variation dieses Kräfteverhältnisses in den verschiedenen Versuchen war es so möglich, unterschiedliche Schnittgrößenkombinationen zu erzeugen und somit verschiedene Einspanngrade d_r zu untersuchen, wie in **Bild 1** dargestellt. Über den Einspanngrad d_r wird das Verhältnis des aktuell einwirkenden Stützmomentes zu dem Stützmoment abgebildet, das sich in einem Zweifeldträger mit gleicher Spannweite und symmetrischer Belastung einstellen würde. Während $d_r = 1,0$ einer vollen Einspannung mit einem Momentennulldurchgang im Abstand $0,25 \cdot L_1$ vom Mittelaufleger entspricht, stellt $d_r = 0$ einen Einfeldträger ohne resultierendes Stützmoment dar. Ein Einspann-

grad $d_r = 0,6$ bildet ein Stützmoment ab, das 60% des Stützmoments in einem Zweifeldträger mit gleicher Stützweite bei voller Last in beiden Feldern entspricht. Dementsprechend stellt sich bei $d_r = 0,6$ ein Momentennulldurchgang im Abstand von $0,6 \cdot (0,25 \cdot L_1) = 0,15 \cdot L_1$ vom Auflager entfernt ein.

Die Versuchsaufbauten mit den jeweiligen Untersuchungsbereichen in TV 1 und TV 2 sind in **Bild 2** dargestellt. Durch die Ausbildung der Versuchskörper als Einfeldträger mit Kragarm konnten die Spannweite des Hauptfeldes in TV 1 aufgrund des kürzeren Kragarms bei einer Gesamtlänge von 16,5 m auf 13 m vergrößert und somit realitätsnähere Schlankheiten untersucht werden. Die Testlast wurde entweder durch eine Streckenlast q_{Test} , die durch mehrere, nah beieinander wirkende Einzellasten realisiert wurde, oder eine weitere Einzellast F_{Test} aufgebracht.

Vor TV 2 wurde der rechte Teil des Trägers mit der Bruchzone aus TV 1 durch einen Sägeschnitt abgetrennt, sodass ein Einfeldträger von 8 m Länge zur Verfügung stand, dessen Querkrafttragfähigkeit in TV 2 in der Nähe des Randauflegers bestimmt wurde. Aufgrund der geringen Biege- und Querkraftbeanspruchung am Randaufleger während TV 1, war der Prüfbereich am Randaufleger vor TV 2 weitestgehend ungerissen, wie es auch bei Versuchen von [20] der Fall war. Die untersuchten Trägerquerschnitte und die Sägeschnitte, anhand deren sowohl die Lage der Längsbewehrung als auch ein vollständiges Verpressen der Spannglieder überprüft werden konnte, sind in **Bild 3** dargestellt. Die Abmessungen des Stegs im gegliederten Querschnitt entsprechen denen des Rechteckquerschnitts. Die Betondeckung c_{nom} beträgt umlaufend 1,5 cm.

Das vollständige Versuchsprogramm ist in **Tabelle 4** zusammengefasst. In allen Versuchskörpern wurde die Längsbewehrung über die gesamte Trägerlänge mit $\varnothing 25$ mm ohne Übergreifungen ausgebildet und von vertikalen Bügeln umschlossen. In den gegliederten Querschnitten wurden zusätzlich horizontale Bügel in den Flanschen vorgesehen. Der Kragarm (rechts in **Bild 4**) sowie der nicht betrachtete Auflagerbereich in TV 2 (mittlerer Bereich in **Bild 4**) wurden zur Vermeidung eines Querkraftversagens mit einer dichteren Bügelbewehrung ausgeführt. Im Endbereich der Spannkrafteinleitung war zusätzliche Bewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte vorgesehen. In den Untersuchungsbereichen wurde die in **Tabelle 4** angegebenen Querkraftbewehrungen angeordnet.

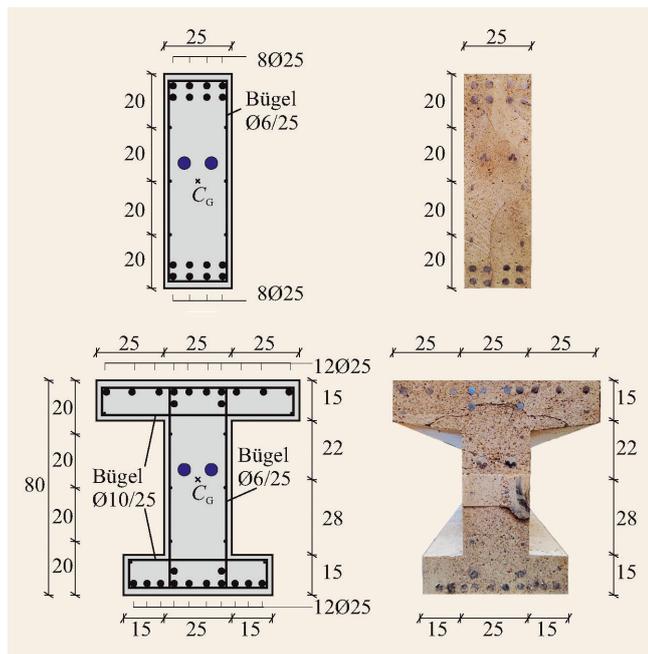


Bild 3. Querschnitt mit Bewehrung, Sägeschnitte der Versuchskörper
 Grafik: C. Dommès
 Fig. 3. Cross-section with reinforcement, saw cuts of the test specimens
 Source: C. Dommès

2.2 Materialparameter und Vorspannung

2.2.1 Beton

Um den Brückenbestand realitätsnah abzubilden, wurde zur Herstellung aller Träger ein Transportbeton der Festigkeitsklasse C30/37 mit einem Größtkorndurchmesser $d_g = 8$ mm verwendet. Die begleitend ermittelten Baustoffkennwerte sind in **Tabelle 1** zusammengefasst. Zur Bestimmung der Materialeigenschaften wurden die Mittelwerte aus ≥ 3 Einzelprüfungen gebildet.

Sowohl im direkten als auch im Vergleich zu den jeweiligen Mittelwerten wird deutlich, dass der in Träger 8 eingesetzte Beton trotz einheitlicher Rezeptur deutlich geringe Materialkennwerte aufweist und die Zielfestigkeit nicht erreicht. Bei den Trägern 5 und 8 wurden am Versuchstag von TV 2 trotz des höheren Betonalters geringfügig niedrigere Betonfestigkeiten ermittelt als in TV 1.

2.2.2 Betonstahlbewehrung

Für die Betonstahlbewehrung der Versuchsträger wurde die Festigkeitsklasse B500B verwendet. Die Mittelwerte der Betonstahleigenschaften aus jeweils vier Baustoffproben sind in **Tabelle 2** zusammengefasst.

2.2.3 Spannstahl und Aufbringung der Vorspannung

Die Vorspannung der Versuchsträger bestand aus zwei Spanngliedern mit jeweils drei 0,6“-Litzen ($A_p = 140$ mm², $A_{p,Gesamt} = 840$ mm²) der Festigkeitsklasse St 1570/1770 im nachträglichen Verbund. Die Festigkeitswerte sind in **Tabelle 3** dargestellt. Alle Träger wurden stufenweise mit zwei hydraulischen Pressen vom aufgevouteten Trägerende aus (links in **Bild 5**) vorgespannt. Neben der Kontrolle der Spannweite am

Tabelle 1. Mittelwerte der Betonkennwerte aus versuchsbegleitenden Baustoffprüfungen

Table 1. Mean values of the concrete properties from accompanying material tests

Träger / Versuch		Alter [d]	$f_{cm,cyl(150/300)}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	$f_{cm,cube150}$ [N/mm ²]
Ø		26	33,3	22 635	41,3
1	TV 1	17	33,0	24 812	43,2
	TV 2	24	32,8	23 758	44,6
2	TV 1	22	34,0	21 983	44,5
	TV 2	30	35,7	22 503	48,4
3	TV 1	21	39,1	24 474	49,7
	TV 2	25	38,9	24 657	49,7
4	TV 1	15	31,1	22 509	43,6
	TV 2	22	34,5	22 886	43,9
5	TV 1	47	33,7	22 142	38,2
	TV 2	54	33,1	21 327	37,4
6	TV 1	17	32,7	22 519	36,3
	TV 2	28	35,2	22 170	39,2
7	TV 1	14	34,2	25 236	40,4
	TV 2	33	34,9	24 546	44,8
8	TV 1	18	25,3	18 178	28,9
	TV 2	22	24,1	18 465	28,1

Tabelle 2. Mittelwerte der Betonstahleigenschaften

Table 2. Mean values of the reinforcing steel properties

Ø [mm]	Art [-]	$f_{y0,2}$ [N/mm ²]	f_{yu} [N/mm ²]	R_m / R_e [-]	E_s [N/mm ²]
6	Bügel	555	612	1,10	193 565
8	Bügel	566	645	1,14	200 078
10	Bügel	543	632	1,16	200 555
12	Bügel	553	622	1,12	195 348
25	Längsstab	550	651	1,18	195 577

Tabelle 3. Mittelwerte der Spannstahleigenschaften

Table 3. Mean values of prestressing steel properties

St 1570/1770	A_p [mm ²]	$f_{p0,1}$ [N/mm ²]	$f_{p,0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	E_p [N/mm ²]
	0,6“-Litze	140	1 729	1 764	1 950

Spannanker wurde die Kraft am Festanker in ausgewählten Versuchen kontinuierlich mit einer Hohlkraftmessdose dokumentiert. Hierdurch war eine genauere Bestimmung der Spannkraftverluste infolge Reibung möglich. Da die Spannglieder gleichzeitig durch zwei Zylinder, die sich in einem Hydraulikkreislauf befanden, vorgespannt wurden und die gemessenen Spannweite identisch waren, kann von einer gleichen Vorspannkraft in beiden Spanngliedern ausgegangen werden. Die vertikale und horizontale Spanngliedführung ist in **Bild 5** dargestellt. Aufgrund der

Tabelle 4. Experimentelle Querkrafttragfähigkeiten $V_{Test,d}$ im Abstand d von Auflagerrändern
 Table 4. Experimental shear capacities $V_{Test,d}$ at distance d from the support edges

Versuchskörper	Querschnitt	TV 1							TV 2					
		Vorspannung σ_{cp}	Statische Nutzhöhe d Längsbewehrungsgrad ρ_l	System und max. Pressenlast	Abstand $M = 0$ infolge äußerer Lasten	Einspanngrad d_t	$\rho_{w,voth} / \rho_{w,min}$ ($\emptyset_{sw} / S_{sw,voth}$)	$V_{Test,d}$	Vorspannung σ_{cp}	Statische Nutzhöhe d Längsbewehrungsgrad ρ_l	System und max. Pressenlast	$\rho_{w,voth} / \rho_{w,min}$ ($\emptyset_{sw} / S_{sw,voth}$)	$V_{Test,d}$	
[-]	[-]	[N/mm ²]	[cm] [%]	[kN/m] / [kN]	[L_Feld]	[-]	[-]	[kN]	[N/mm ²]	[cm] [%]	[kN/m] / [kN]	[-]	[kN]	
1		2,41	74,2 2,1		0,24	0,95	1,11 (Ø6/25)	482	2,18	74,2 2,1		1,11 (Ø6/25)	565	
2		2,41			0,20	0,80	1,08 (Ø6/25)	410	2,18			1,04 (Ø6/25)	415	
3		2,47	76,7 3,1		0,23	0,94	0,61 (Ø6/25)	727	2,25	76,7 3,1		0,61 (Ø6/25)	804	
4		2,46			0,21	0,85	0,72 (Ø6/25)	537	2,25			0,67 (Ø6/25)	557	
5		2,47			0,19	0,75	0,68 (Ø6/25)	679	2,24		76,5 3,1		1,25 (Ø8/25)	954
6		2,46			0,15	0,60	0,70 (Ø6/25)	631	2,25		76,1 3,1		2,63 (Ø12/25)	1 201
7		0,96			0,19	0,76	0,67 (Ø6/25)	565	0,86		76,7 3,1		0,66 (Ø6/25)	669
8		2,43			0,07	0,29	0,85 (Ø6/25)	562	2,21		76,3 3,1		2,40 (Ø10/25)	962

geometrischen Abmaße der Spannpressen wurden die Spannlieder am Spannanker aufgefächert (linkes Trägerende). In Bild 6 ist der Spanngliedverlauf im Bewehrungskorb dokumentiert.

2.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchskörper wurden nach dem Vorspannen und Verpressen der Spannlieder in den Versuchsrahmen eingefahren und anschließend auf Rollenlagern abgesetzt. Zwischen Rollenlager und Versuchskörper wurde jeweils eine Stahlplatte ($l/b/h = 60/25/2$ [cm]) angeordnet, die Lasten wurden über in Gips gebettete Stahlplatten ($l/b/h = 40/40/4$ [cm]) in den Versuchskörper eingeleitet. Die Belastung wurde durch hydraulische Zylinder auf die Prüfkörper aufgebracht. Die Kragarmlast F_{Krag} wurde simultan dazu in einem festen Verhältnis durch einen zweiten Ölkreislauf aufgebracht. Ein Versuchskörper mit gegliedertem Querschnitt und Beanspruchung durch Streckenlast ist in Bild 7 dargestellt.

3 Versuchsergebnisse

3.1 Übersicht

In allen 16 Teilversuchen trat ein Querkraftversagen im geplanten Untersuchungsbereich ein. In Tabelle 4 sind die Versuchsparameter und Querkrafttragfähigkeiten $V_{Test,d}$ für TV 1 und TV 2 jeweils im Abstand d vom Auflagerrand dargestellt. $V_{Test,d}$ beinhaltet die Beanspruchung aus den äußeren Lasten und dem Eigengewicht, der vertikale Anteil der Vorspannkraft V_p wird in Abschnitt 4 auf der Widerstandsseite berücksichtigt. Der Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ in Gl. 1 wurde entsprechend [21] in Kombination mit Tabelle 1 ermittelt.

$$\rho_{w,min} = \begin{cases} 1,0 \cdot 0,16 \cdot 0,3 \cdot (f_{cm} - 4)^{2/3} / f_{yk} & \text{für } \text{I} \\ 1,6 \cdot 0,16 \cdot 0,3 \cdot (f_{cm} - 4)^{2/3} / f_{yk} & \text{für } \text{II} \end{cases} \quad (1)$$

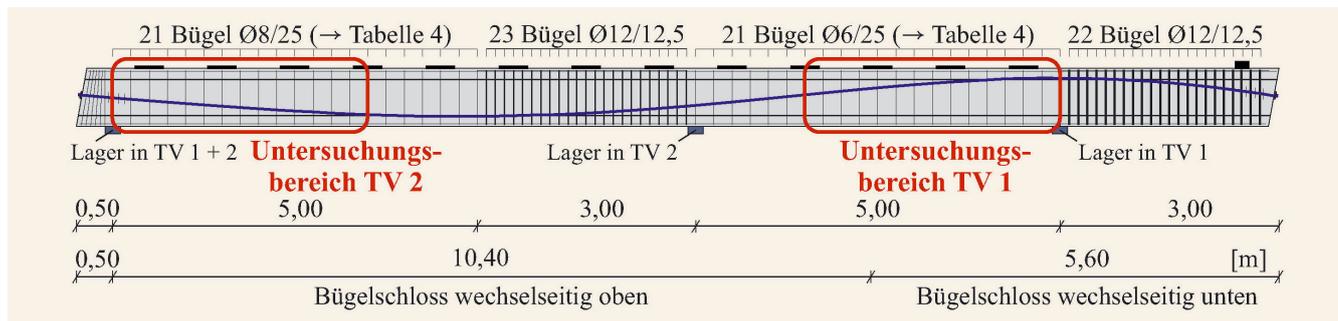


Bild 4. Bewehrung des Trägers 5 *Grafik: C. Dommes*
Fig. 4. Reinforcement of girder 5 *Source: C. Dommes*

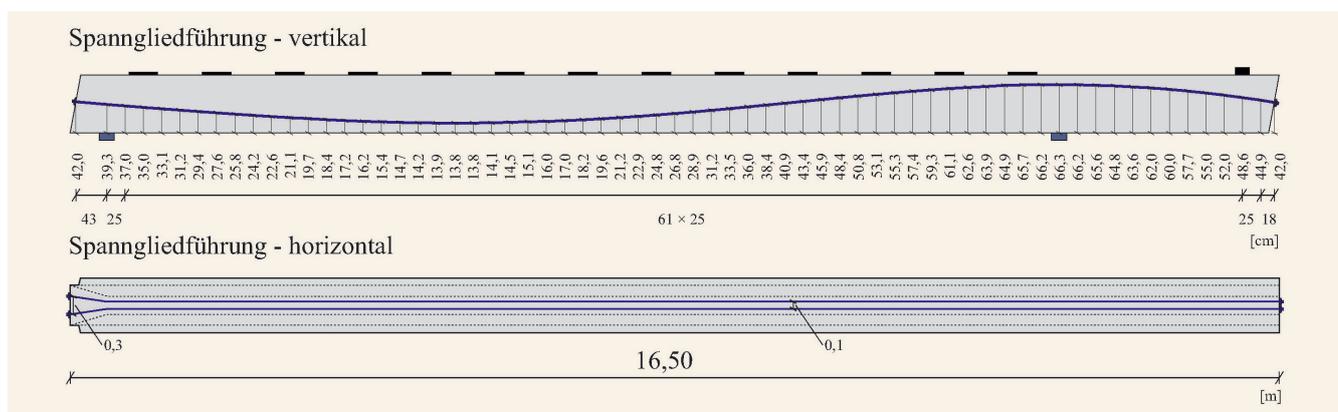


Bild 5. Vertikale (oben) und horizontale (unten) Spanngliedführung *Grafik: C. Dommes*
Fig. 5. Vertical (top) and horizontal (bottom) tendon alignment *Source: C. Dommes*

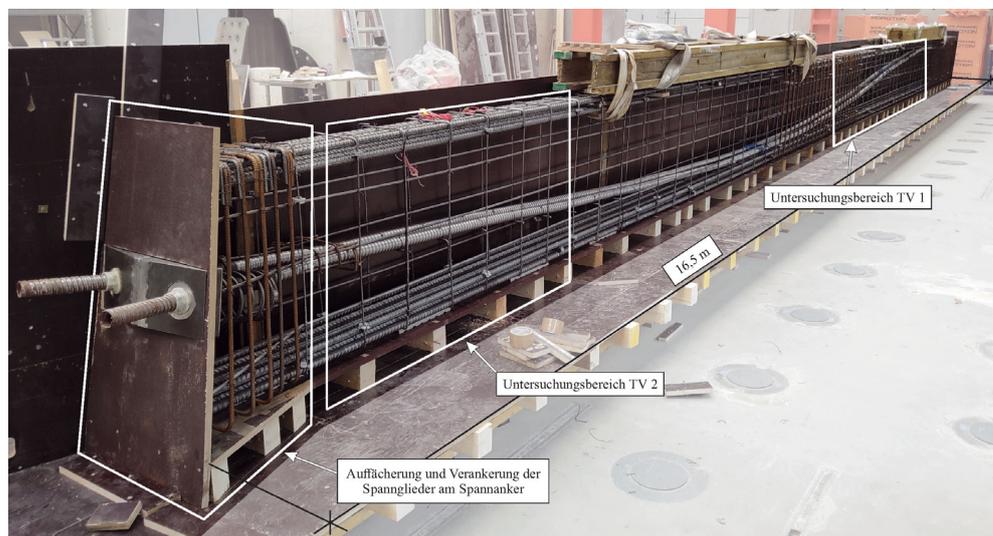


Bild 6. Ansicht Spannanker und Bewehrungskorb mit Hüllrohr eines Trägers mit Rechteckquerschnitt *Grafik: C. Dommes*
Fig. 6. View on prestressing anchor and reinforcement cage with sheathing tube from girder with rectangular cross-section *Source: C. Dommes*

Der Einfluss der untersuchten Parameter auf die Querkrafttragfähigkeiten $V_{Test,d}$ wird anhand **Bild 8** verdeutlicht. Für die Auswertung sind die einwirkenden Querkkräfte bei Maximallast $V_{Test,d}$ auf der Ordinate über den untersuchten Parameter auf der Abszisse aufgetragen. Neben der Querschnittsform, der Lastart und der Vorspannung wurde in TV 1 zusätzlich der Einspanngrad d_r variiert (Bild 8 oben), während in TV 2 der Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min}$ untersucht wurde (Bild 8 unten). In den Diagrammen werden die Punkte entsprechend ihrem Querschnitt, der Lastart und der Höhe der Vorspannung

dargestellt. In jedem Diagramm ist eine Trendlinie angegeben, die sich auf die Versuche bezieht, die sich allein in dem auf der Abszisse dargestellten Parameter unterscheiden.

Der Vergleich der Bruchlasten $V_{Test,d}$ der Durchlaufträger in TV 1 und der Einfeldträger in TV 2 liefert unter anderem die folgenden Erkenntnisse:

- Ein erhöhter Einspanngrad d_r führt zu einer höheren Querkrafttragfähigkeit.
- Ein gegliederter Querschnitt erreicht eine höhere Querkrafttragfähigkeit als ein Rechteck-Querschnitt.



Bild 7. Ansicht des Trägers 3 nach Schubversagen in TV 1; oben: Spananker mit der Streckenlast im 13 m langen Feld; unten: Festanker mit der Einzellast auf der Kragarmspitze Foto: C. Dommès
 Fig. 7. View of girder 3 after shear failure in the first partial test; top: prestressing anchor with the continuous load in the 13 m field; bottom: fixed anchor with the single load on cantilever Source: C. Dommès

- Eine Belastung durch Streckenlasten erreicht eine höhere Querkrafttragfähigkeit als eine Belastung mit Einzellasten.
- Eine höhere Vorspannung σ_{cp} vergrößert die Querkrafttragfähigkeit.
- Die in TV 1 gewonnen Erkenntnisse an Durchlaufträgern lassen sich auf die Einfeldträger in TV 2 übertragen.

Nachfolgend werden die Einflüsse aus Querschnittsform und Lastart auf die Querkrafttragfähigkeit diskutiert. Weitere Untersuchungen, unter anderem zu den Einflüssen aus Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min}$, Vorspannung σ_{cp} sowie Einspanngrad d_r können [22] entnommen werden. Anschließend werden die experimentellen mit den rechnerischen Tragfähigkeiten nach der NRR mit 1. Ergänzung [16] (im Folgenden: NRR 2015) sowie BEM-ING Teil 2 [17] (i.F.: BEM-ING/T2) verglichen. Um für die Auswertung den Einfluss der unterschiedlichen Betonfestigkeiten bei den experimentellen Querkrafttragfähigkeiten zu berücksichtigen, werden die absoluten Querkrafttragfähigkeiten im Abstand d vom Auflagertrand in normierte Schubspannungen umgerechnet. Dazu wird die einwirkende Querkraftbeanspruchung $V_{Test,d}$ zusätzlich um den vertikalen Anteil des geneigten Spannglieds $V_{P+\Delta P}$ reduziert und anschließend über die Betondruckfestigkeit f_{cm} , den Längsbewehrungsgrad ρ_l , den Maßstabs-

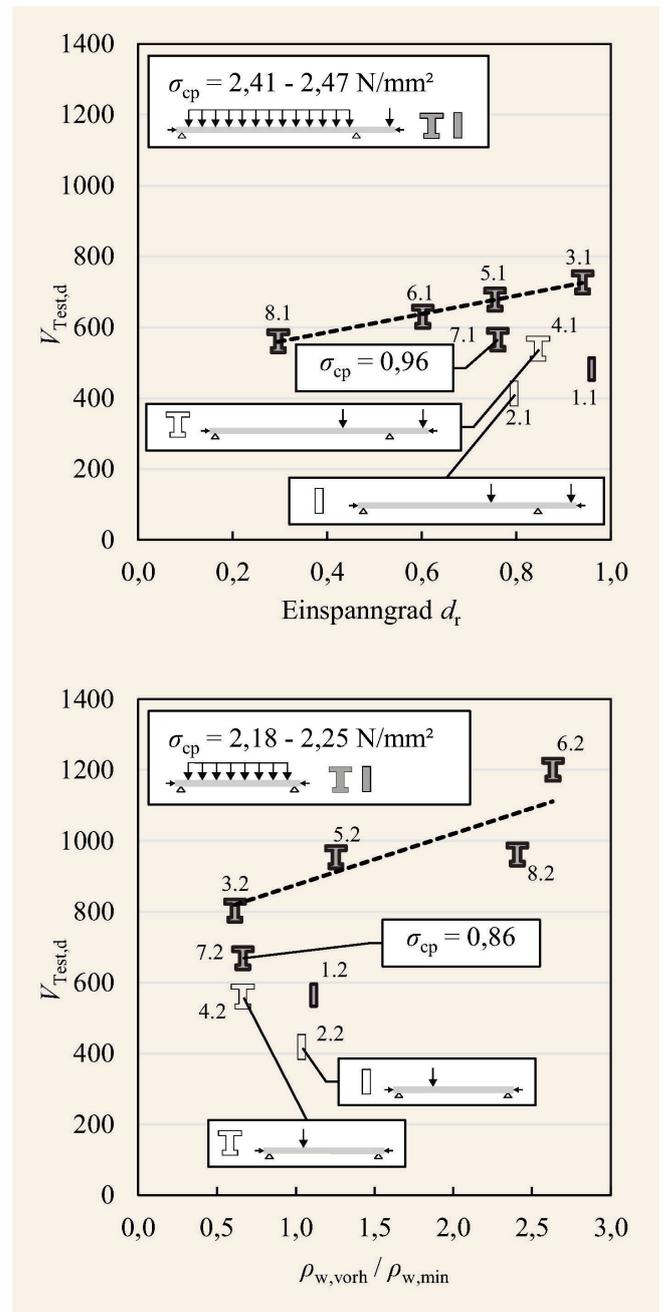


Bild 8. Experimentelle Querkrafttragfähigkeiten $V_{Test,d}$ im Abstand d vom Auflager für TV 1 (oben) und TV 2 (unten) Grafik: C. Dommès
 Fig. 8. Experimental shear capacities $V_{Test,d}$ at distance d from the support for TV 1 (top) and TV 2 (bottom) Source: C. Dommès

faktor k und die Schubfläche $b_w \cdot d$ auf Grundlage der NRR normiert (vgl. Gl. (2)). Die obere Grenze des Längsbewehrungsgrades ρ_l mit $\rho_l \leq 0,02$ wurde dabei vernachlässigt, da diese trotz des positiven Einflusses eines erhöhten Längsbewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit eingeführt wurde, um in Längsrichtung überbewehrte Bauteile mit sprödem Bruchverhalten ohne Querkraftbewehrung zu verhindern [23].

$$\tau_{Test,d, norm} = (V_{Test,d} - V_{P+\Delta P}) / ((f_{cm} \cdot \rho_l)^{1/3} \cdot k \cdot b_w \cdot d) \quad (2)$$

Tabelle 5. Zusätzliche Vorspannung infolge Dehnung im Abstand d zum Auflagerrand
 Table 5. Additional prestressing due to elongation at distance d from the support edge

Versuchskörper	TV 1			TV 2		
	Vorspannung σ_{cp}	Zusätzliche Vorspannung $\Delta\sigma_{cp}$	Querkraft der Vorspannung $V_{P+\Delta P}$ nach Gl. (3)	Vorspannung σ_{cp}	Zusätzliche Vorspannung $\Delta\sigma_{cp}$	Querkraft der Vorspannung $V_{P+\Delta P}$ nach Gl. (3)
[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]
1	2,41	1,19	28,1	2,18	0,48	38,3
2	2,41	0,81	25,5	2,18	0,15	34,4
3	2,47	1,22	41,7	2,25	0,52	61,3
4	2,46	0,75	38,4	2,25	0,25	57,8
5	2,47	0,49	36,8	2,24	0,67	62,7
6	2,46	0,27	35,2	2,25	0,91	65,7
7	0,96	0,80	18,4	0,86	0,54	27,4
8	2,43	0,01	33,2	2,21	0,41	58,8

Neben der ursprünglich aufgetragenen Vorspannung σ_{cp} wurde die zusätzliche Vorspannung $\Delta\sigma_{cp}$ aus dem Spannungszuwachs infolge Rissbildung und Verformung kurz vor dem Querkraftversagen bei der Ermittlung des Querkrafttraganteils aus dem geeigneten Spannglied $V_{P+\Delta P}$ berücksichtigt (vgl. **Tabelle 5**). Die zusätzliche Vorspannung $\Delta\sigma_{cp}$ wurde über die Dehnungsebene auf Spanngliedhöhe durch eine iterative Biegebemessung mit der Software INCA2 [24] ermittelt. Der Querkrafttraganteil aus dem geeigneten Spannglied $V_{P+\Delta P}$ ergibt sich nach Gl. (3) zu:

$$V_{P+\Delta P} = (\sigma_p + \sigma_{\Delta P}) \cdot A_p \cdot \sin \alpha \quad (3)$$

Die normierten Schubspannungen $\tau_{Test,d,norm}$ im Abstand d zum Auflagerrand sind in **Bild 9** oben für TV 1 über den Einspanngrad d_r dargestellt. Der positive Einfluss hoher Einspanngrade auf die Querkrafttragfähigkeit wird bestätigt, ebenso wie die Zunahme der Querkrafttragfähigkeit durch gegliederte Querschnitte, höhere Vorspannungen und Streckenlasten. Die Darstellung der normierten Schubspannungen $\tau_{Test,d,norm}$ über $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min}$ in **Bild 9** unten bestätigen die positiven Einflüsse dieser Parameter am Beispiel eines Einfeldträgers. Die etwas geringere Querkrafttragfähigkeit von Versuch 8.2 mit einem Querkraftbewehrungsgrad von $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min} = 2,40$ (vgl. **Bild 8** unten) ist maßgeblich auf die deutlich geringere Betondruckfestigkeit f_{cm} (24,1 N/mm² im Vergleich zur mittleren Festigkeit aller Versuche von $\bar{f}_{cm} = 33,3$ N/mm², vgl. **Tabelle 1**) zurückzuführen, da der Versuch nach der Normierung deutlich näher an der Trendlinie liegt.

3.2 Rissbilder

Die Rissbilder nach den Querkraftversagen sind in **Bild 10** für die Durchlaufträger in TV 1 und in **Bild 11** für die Einfeldträger

in TV 2 dargestellt. Während für TV 1 zudem der Abstand des Momentennulldurchgang a_2 inkl. Eigengewicht und Vorspannung bei Erreichen der Bruchlast angegeben ist, wird für TV 2 der Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min}$ separat angegeben. Unabhängig vom statischen System wurde folgendes Rissverhalten dokumentiert:

- Während sich die Schubriss in Rechteckquerschnitten (Träger 1 und 2) fast über die komplette Trägerhöhe ausbilden und die Druckzone dadurch stark geschädigt wird, ist bei den gegliederten Querschnitten die Schubrissbildung in der Druckzone wegen der Druckzonenerweiterung weniger ausgeprägt.
- Die maßgebenden Schubriss zielen bei gegliederten Querschnitten nicht immer direkt auf das Auflager wie bei den Rechteckquerschnitten, sondern sind meistens auf einen Punkt vor dem Auflager ausgerichtet.

In den ersten Teilversuchen war zudem zu beobachten, dass die Lage des maßgebenden Schubrisses nicht wesentlich vom Einspanngrad d_r beeinflusst wird. Als maßgebender Schubriss wurde der Riss identifiziert, dessen Rissbreite unmittelbar nach Erreichen der Höchstlast und anschließendem Traglastabfall stark zunahm. So ergeben sich für die Träger 3, 5, 6 und 8, die sich lediglich im Einspanngrad d_r unterscheiden, nur geringfügig abweichende Positionen des Schubrisses. Allerdings konnte eine abweichende Entwicklung des Schubrisses beobachtet werden. Während sich der maßgebende Schubriss bei hohen Einspanngraden d_r und infolgedessen großem Abstand des Momentennulldurchganges a_2 im negativen Momentenbereich von der Oberseite (Träger 1 bis 3 und 7 jeweils TV 1) entwickelt, wird der Schubriss positiven Momentenbereich (Träger 8.1) von der Unterseite des Querschnitts initiiert.

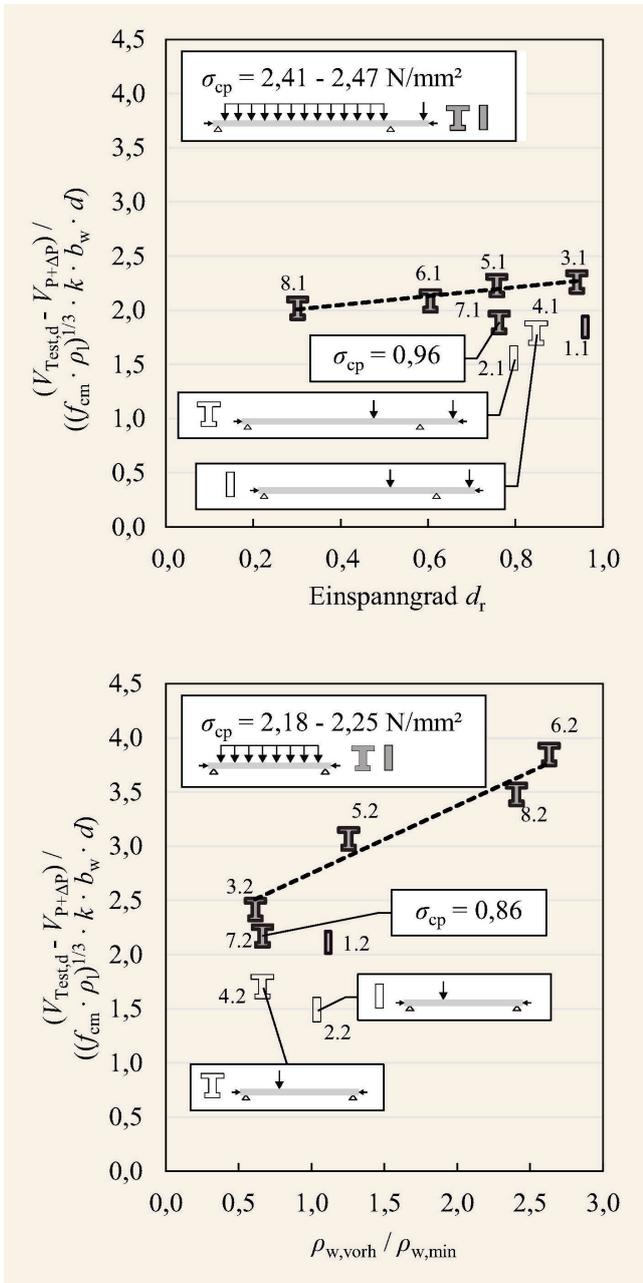


Bild 9. Normierte Schubspannungen im Abstand d vom Auflager für TV 1 (oben) und TV 2 (unten) Grafik: C. Dommès
 Fig. 9. Normalised shear stresses at distance d from support for TV 1 (top) and TV 2 (bottom) Source: C. Dommès

Aus den Bruchbildern des zweiten Teilversuchs (vgl. Bild 11) lässt sich ableiten, dass sich zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min}$ das Versagensrissbild ändert: Während sich für Querkraftbewehrungsgrade $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min} > 1$ ein Fachwerk mit vielen parallel verlaufenden Schubrisse erkennen lässt, bilden sich für $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min} < 1$ sowohl in Rechteck- als auch in gegliederten Querschnitten deutlich weniger Schubrisse aus. Durch den zunehmenden Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min}$ stellt sich für Träger mit höheren Werten $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min}$ ein ausgeprägteres Schubrissbild (vgl. Rissbilder der Träger 3, 5, 6 und 8) ein.

3.3 Einfluss der Querschnittsform

Um den Einfluss der Querschnittsform auf die Querkrafttragfähigkeit zu untersuchen, werden die normierten Schubspannungen von Trägern mit unterschiedlichen Querschnittsformen und sonst sehr ähnlichen Parametern paarweise in Säulendiagrammen dargestellt (Bild 12). Das statische System, die Lastart, der Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min}$ und die Vorspannung σ_{cp} sind unterhalb der Säulen dargestellt. Je Paar zeigt die hellere Säule die normierte Schubspannung des Rechteckprofils und die dunklere Säule die des gegliederten Querschnitts. Obwohl die gegliederten Querschnitte bei identischer Bügelbewehrungsmenge im Vergleich zu den Rechteckquerschnitten einen geringeren Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min}$ aufweisen (siehe Gl. 1), erreichten die gegliederten Querschnitte für alle Systeme und Lasten eine höhere Querkrafttragfähigkeit. Im Mittel ergibt sich für die durchgeführten Versuche eine um 17 % höhere Querkrafttragfähigkeit für die gegliederten Querschnitte.

3.4 Einfluss der Lastart

Zur Untersuchung des Einflusses der Lastart auf die Querkrafttragfähigkeit werden die normierten Schubspannungen von Versuchspaaren mit Einzel- und Streckenlasten verglichen. Die Querschnittsform, der Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min}$, die Vorspannung σ_{cp} und die Schubslankheit λ je Versuchspaar sind unterhalb der Säulen angegeben. Die hellere Säule je Paar zeigt die Tragfähigkeit des mit einer Einzellast beanspruchten Trägers, während die dunklere Säule die Tragfähigkeit des mit Streckenlast beanspruchten Trägers angibt. Insgesamt wird deutlich, dass unabhängig von der Querschnittsform und dem statischen System eine höhere Querkraft bei einer Belastung durch eine Streckenlast abgetragen werden kann. Im Mittel ergibt sich eine um 24 % höhere Traglast bei einer Streckenlast. Aufgrund der erhöhten Schubslankheit λ in TV 2 bei Beanspruchung durch eine Einzellast im Vergleich zur Streckenlast ($\lambda \approx 3,2$ infolge F_{Test} und $\lambda \approx 2,6$ infolge q_{Test}) wurden die Versuchspaare 2.2 und 1.2 sowie 4.2 und 3.2 nicht in die Berechnung der mittleren Tragfähigkeitssteigerung einbezogen und sind in Bild 13 schraffiert dargestellt.

3.5 Zusammenfassung

Es wurden 16 Teilversuche an Spannbetonträgern mit geringen Querkraftbewehrungsgraden durchgeführt. Die Auswirkungen der untersuchten Parameter auf die Querkrafttragfähigkeit sind in Tabelle 6 zusammengefasst. Inwieweit diese Parameter und die aus den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse durch die analytischen Bemessungsansätze nach NRR 2015 und BEM-ING/T2 erfasst werden, wird in Kapitel 4 untersucht.

4 Vergleich mit verschiedenen analytischen Verfahren

In diesem Abschnitt werden die experimentell ermittelten Tragfähigkeiten mit den analytischen Werten auf Mittelwertniveau nach der NRR 2015 [16] und BEM-ING/T2 [17] verglichen. Während die rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach NRR 2015 auf einem Fachwerkmodell mit Rissreibung basiert, wird die Querkrafttragfähigkeit nach BEM-ING/T2 auf ein Fach-

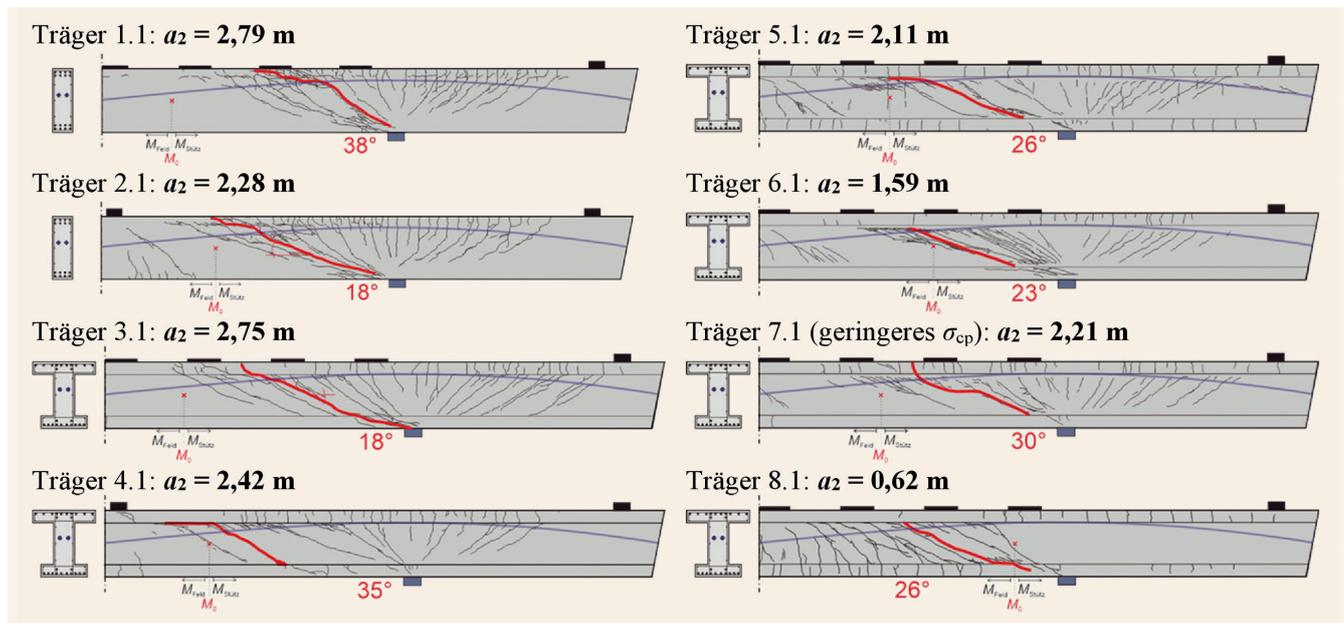


Bild 10. Rissbilder nach Querkraftversagen für die DLT in TV 1 Grafik: C. Dommes
 Fig. 10. Crack patterns after shear failure for the continuous girders in TV 1 Source: C. Dommes

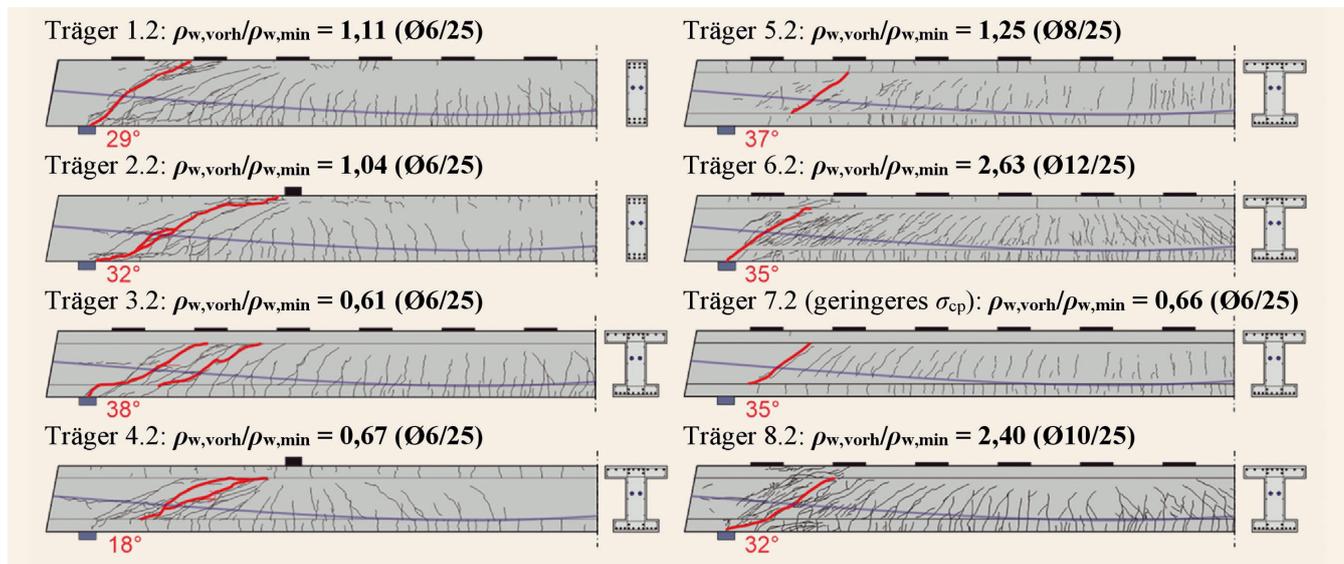


Bild 11. Rissbilder nach Querkraftversagen für die EFT in TV 2 Grafik: C. Dommes
 Fig. 11. Crack patterns after shear failure for the single span girders in TV 2 Source: C. Dommes

werkmodell mit additivem Betontraganteil zurückgeführt (vgl. Tabelle 7). Die obere Grenze des Längsbewehrungsgrades ρ_1 mit $\rho_1 \leq 0,02$ wurde entsprechend Abschnitt 3.1 vernachlässigt. Der vertikale Anteil der Vorspannung $V_{P+\Delta P}$ wurde nach Gl. (3) auf der Widerstandsseite $V_{calc,d}$ berücksichtigt. Zur Auswertung werden Diagramme mit dem Quotienten $V_{Test,d}/V_{calc,d}$ auf der Ordinate in Abhängigkeit des untersuchten Parameters auf der Abszisse erstellt.

In Bild 14a) und Bild 14c) werden die Quotienten $V_{Test,d}/V_{calc,d}$ für TV 1 nach NRR 2015 mit den entsprechenden Werten nach BEM-ING/T2 verglichen. Die Diagramme verdeutlichen, dass sowohl die positive Wirkung gegliederter Querschnit-

te im Vergleich zu Rechteckquerschnitten als auch die erhöhte Querkrafttragfähigkeit bei Belastung durch Streckenlasten durch die Bemessungsansätze noch nicht ausreichend berücksichtigt werden, da sich für alle profilierten Querschnitte mit einer Belastung aus Streckenlasten ein steigender Quotient $V_{Test,d}/V_{calc,d}$ ergibt. Zudem wird der Einfluss eines höheren Einspanngrades d_r durch die Bemessungsansätze für profilierte Querschnitte nicht ausreichend genau abgebildet. Während die experimentelle Traglast für alle Versuche über der Tragfähigkeit nach der NRR 2015 liegt, werden die Tragfähigkeiten für Rechteckquerschnitte mit der BEM-ING/T2 auf Mittelwertniveau teilweise leicht überschätzt. Für alle gegliederten Querschnitte liegt die analytische

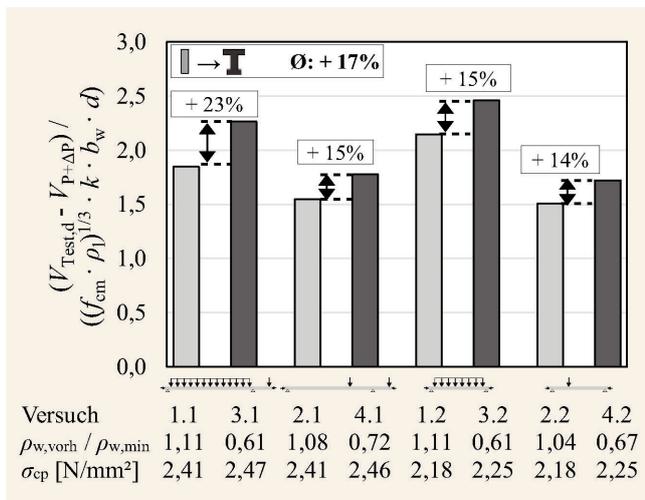


Bild 12. Normierte Schubspannung in Abhängigkeit der Querschnittsform
 Grafik: C. Dommès
 Fig. 12. Normalised shear stress depending on the cross-section shape
 Source: C. Dommès

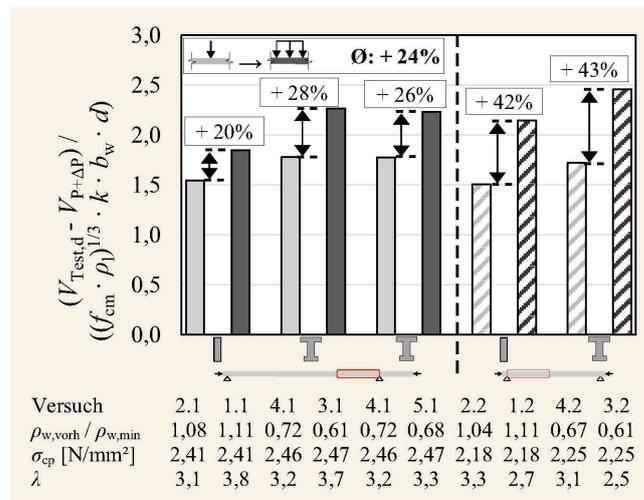


Bild 13. Normierte Schubspannung in Abhängigkeit der Lastart
 Grafik: C. Dommès
 Fig. 13. Normalised shear stress depending on the load type
 Source: C. Dommès

Tabelle 6. Einflüsse der experimentellen untersuchten Parameter auf die vereinfachte normierte Schubspannung
 Table 6. Influences of the experimentally investigated parameters on the simplified normalised shear stress

Einfluss			$\tau_{Test,d, norm}$ (Gl. (2))
Querschnitt	R-Profil	→	I-Profil + 17 %
Lastart	Einzellast	→	Streckenlast + 24 %
$\frac{\rho_{w,vorh}}{\rho_{w,min}}$	= 0,61	→	= 2,63 + 59 %
σ_{ep}	≈ 1	→	≈ 2,5 + 15 %
Einspanngrad d_t	$d_t = 0,29$	→	$d_t = 0,94$ + 12 %

Tragfähigkeit nach der BEM-ING/T2 unterhalb der experimentell ermittelten Bruchlasten. Ein Vergleich über alle Versuche zeigt eine deutlich höhere Ausnutzung der vorhandenen Querkrafttragfähigkeit nach der BEM-ING/T2.

In Bild 14b) und Bild 14d) werden die Quotienten $V_{Test,d} / V_{calc,d}$ nach NRR 2015 und BEM-ING/T2 für den TV 2 auf Mittelwertniveau verglichen. Analog zu TV 1 werden auch hier die Tragfähigkeiten der gegliederten Querschnitte durch die Bemessungsansätze im Vergleich zu den Rechteckprofilen unterschätzt. Ebenfalls bestätigt sich, dass die höhere Tragfähigkeit bei einer Beanspruchung aus Streckenlasten im Vergleich

zur Belastung mit Einzellasten durch die Bemessungsansätze nicht ausreichend abgebildet wird. Je ausgeprägter der Fachwerktraganteil bei steigenden Querkraftbewehrungsgraden wird, desto zutreffender kann die Querkrafttragfähigkeit sowohl nach der NRR 2015 als auch nach der BEM-ING/T2 ermittelt werden. Analog zu TV 1 ergibt sich für den Rechteckquerschnitt mit Belastung durch eine Einzellast in TV 2 eine geringfügige Überschätzung der Querkrafttragfähigkeit nach BEM-ING/T2 auf Mittelwertniveau. Alle übrigen Querschnitte werden nach BEM-ING/T2 besser abgebildet als nach NRR 2015. Insgesamt lassen sich aus den Vergleichen der expe-

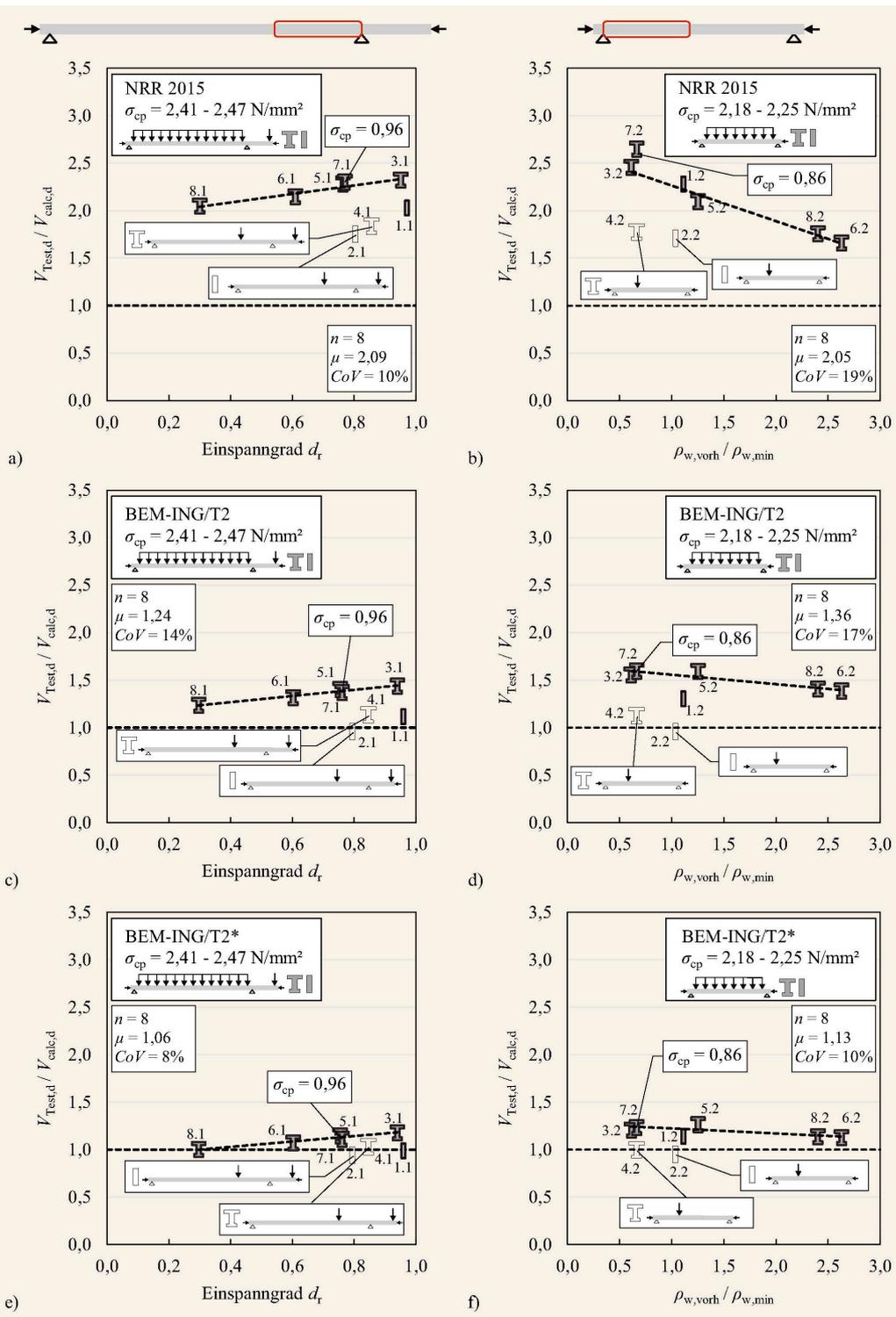


Bild 14. Vergleich der experimentellen und analytischen Tragfähigkeit im Abstand d vom Auflager nach verschiedenen Ansätzen *Grafik: C. Dommes*
 Fig. 14. Comparison of the experimental and analytical load-bearing capacity at distance d from the support according to different approaches
 Source: C. Dommes

rimentellen mit den analytischen Tragfähigkeiten folgende Schlüsse ziehen:

- Die BEM-ING/T2 bildet das tatsächliche Tragverhalten deutlich besser ab als NRR 2015.
- Der positive Einfluss gegliederter Querschnitte wird weder nach NRR 2015 noch nach BEM-ING/T2 erfasst.

- Der positive Einfluss einer Belastung durch Streckenlasten im Vergleich zu Einzellasten wird durch die Ansätze nicht zutreffend abgebildet.
- Der Einspanngrad bleibt in beiden Ansätzen unberücksichtigt.
- Bei Bauteilen mit geringeren Querkraftbewehrungsgraden $\rho_{w,vorh} / \rho_{w,min}$ wird der Betontraganteil unterschätzt.

Tabelle 7. Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Querkraftbewehrungsmenge nach verschiedenen Modellen
 Table 7. Shear capacity depending on the amount of shear reinforcement according to different models

NRR 2015 [16]	BEM-ING/T2 [17]	BEM-ING/T2* [22]
$V_{Ed} \leq V_{Rd} + V_P \leq V_{Rd,max}$		$V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \leq V_{Rd} + V_{P+\Delta P} \leq V_{Rd,max}$
$\rho_{w,vorh} \geq \rho_{w,min}$	für alle $\rho_{w,vorh}$	
$V_{R,s} = A_{sw}/s_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$	$V_{R,s} = k_{ct} \cdot V_{Rd,ct} + A_{sw}/s_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \beta_r$	
$\frac{4}{7} \leq \cot \theta \leq \cot \beta_r + \frac{V_{Rd,c}}{a_{sw} \cdot z \cdot f_{yd}} \leq 2,5$	$k_{ct} = 1,0 + 0,3 \cdot \rho_{w,vorh}/\rho_{w,min} \leq 1,3$	
$\cot \beta_r = 1,2 + \frac{f_{cd}}{70 \cdot \rho_w \cdot f_{yd}} - 1,4 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 2,25$	$\cot \beta_r = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,2 + \frac{f_{cd}}{70 \cdot \rho_w \cdot f_{yd}} - 1,4 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \\ \text{Gleichung ①} \\ 2,25 \end{array} \right\}$	
$\rho_{w,vorh} < \rho_{w,min}$	①: $3,0 - 10 \cdot \frac{k_{ct} \cdot V_{Rd,ct}}{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}$	①: $3,0 - 10 \cdot \frac{k_{ct} \cdot V_{Rd,ct}}{b_{V,eff} \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}$
$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \kappa (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d$	$V_{Rd,ct} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \kappa (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15 \sigma_{cd} \right] \cdot d \cdot \textcircled{b}$	
	②: b_w	②: $b_{V,eff}$

Da die Anwendung von BEM-ING/T2 eine gute Übereinstimmung zwischen rechnerischen und experimentellen Traglasten zeigt, wird dieser Ansatz durch weitere Faktoren verfeinert. Ziel war es, einen erweiterten Ansatz zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken herzuleiten, der eine Aktivierung bislang rechnerisch ungenutzter Tragfähigkeitsreserven ermöglicht. Daraus ergeben sich die folgenden Anforderungen:

- Erhöhung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von gegliederten Querschnitten.
- Berücksichtigung der erhöhten Querkrafttragfähigkeit unter der Einwirkung von Streckenlasten im Vergleich zu Einzellasten.
- Berücksichtigung des infolge Biegung auftretenden globalen Spannkraftzuwachses im Spannglied.

Untersuchungen des Betontraganteils in [22] zeigen, dass die erhöhten Querkrafttragfähigkeiten gegliederter Querschnitte vor allem auf einen vergrößerten Betontraganteil und von Trägern mit Streckenlasten auf einen direkten Lastabtrag im Auflagerbereich zurückzuführen sind. Um den positiven Einfluss einer vergrößerten Druckzone bei gegliederten Querschnitten durch eine größere am Querkraftabtrag beteiligten Schubfläche zu erfassen, wurde zum einen die Stegbreite b_w in Abhängigkeit des Druckgurtes zu $b_{V,eff}$ erweitert. Zum anderen wurde eine Abminderung der einwirkenden Querkraft V_{Ed} im Bemessungsschnitt infolge Streckenlasten und Eigengewicht durch einen Abzugswert ΔV_{Ed} eingeführt. Tabelle 7 verdeutlicht die Verfeinerungen von BEM-ING/T2* im Vergleich zu BEM-ING/T2 und NRR 2015. Die Symbole ① und ② kennzeichnen die Stellen, an denen BEM-ING Teil 2 und die Erweiterung unterschiedliche Gleichungen oder Definitionen verwenden.

Die Anwendung des verfeinerten Bemessungsmodells BEM-ING/T2* auf die am IMB durchgeführten 16 Teilversuche ist in Bild 14e) und Bild 14f) dargestellt. Im Vergleich zur BEM-ING/T2 ist gut zu erkennen, dass die Rechteck- und gegliederten Querschnitte durch die Berücksichtigung von $b_{V,eff}$ und ΔV_{Ed} näher aneinander rücken. Zudem liegen die durch Streckenlasten

beanspruchten Träger (ausgefüllte Symbole) näher an den mit Einzellasten beanspruchten Trägern (helle Symbole). Die positiven Auswirkungen der vorgeschlagenen Verfeinerung werden durch die statistischen Kennwerte bestätigt. Durch die Berücksichtigung des Druckgurtes und die Abminderung für Streckenlasten senkt sich der Mittelwert μ in TV 1 von 1,24 auf 1,06 bei einer gleichzeitig geringeren Streuung (CoV sinkt von 14% auf 8%). Diese bei der Nachrechnung der Durchlaufträger in TV 1 gewonnenen Erkenntnisse werden durch die Anwendung der BEM-ING/T2* mit $b_{V,eff}$ und ΔV_{Ed} auf die Einfeldträger in TV 2 bestätigt. Hier verringert sich der Mittelwert μ von 1,36 auf 1,13 und der CoV sinkt von 17% auf 10%. Für die Versuche der RWTH Aachen University liefert die Erweiterung der Querkraftbemessung nach BEM-ING/T2* demnach eine erkennbare Verbesserung.

Der Formelapparat sowie dessen Herleitung sind in [22] und diesem Heft im Hauptaufsatz „Querkraft und Torsion – zukünftige Ansätze und Potenziale in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie“ [25] im Detail wiedergegeben. Der anhand großformatiger Querkraftversuche (RWTH Aachen University, Technische Universität München) hergeleitete Ansatz wurde durch Auswertungen mit Querkraftversuchen aus der ACI/DfStb [26–28] Querkraftdatenbank kalibriert.

5 Fazit und Ausblick

In diesem Beitrag werden zunächst die Querkraftversuche an 16,5 m langen Spannbetonträgern vorgestellt. In der Analyse der experimentellen Querkrafttragfähigkeiten werden die Einflüsse aus Art der Belastung (Einzel- und Streckenlasten), Querschnittsform (Rechteck- und I-Profile), Höhe des Einspanngrades d_r (Übergang vom Einfeldträger zum Durchlaufträger), Bügelbewehrung (0,6- bis 2,6-facher Wert der Mindestquerkraftbewehrung $\rho_{w,min}$) und Vorspannung ($\sigma_{cp} \approx 1 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cp} \approx 2,5 \text{ N/mm}^2$) herausgearbeitet. Die Berechnungsansätze nach BEM-ING Teil 2 bilden die experimentellen Querkrafttragfähig-

keiten deutlich besser ab als die NRR von 2015. Um eine noch zutreffendere und wirtschaftlichere Nachrechnung von Spannbetonbrücken zu ermöglichen, wird anschließend ein verfeinerter Bemessungsansatz auf Basis der BEM-ING/T2 vorgestellt. Die Verfeinerung besteht aus der rechnerischen Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit für gegliederte Querschnitte, der Abminderung der Querkräfte aus auflagenahen Streckenlasten und der Berücksichtigung des Spannungszuwachses geneigter Spannglieder im maßgebenden Bemessungsschnitt. Mit diesen Ansätzen lassen sich die rechnerischen Defizite der Querkrafttragfähigkeit vieler älterer Spannbetonbrücken im Bestand bereits in Stufe 2 der Nachrechnung deutlich reduzieren.

DANKSAGUNG

Der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) wird für die Finanzierung des Projekts und den Mitgliedern des Betreuungsausschusses für die anregenden Diskussionen gedankt. Diesem Bericht liegen Teile der im Auftrag des Bundesministeriums für Digitales und Verkehr, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, unter FE 15.0664/2019/DRB durchgeführten Forschungsarbeiten zugrunde.

Die Verantwortung für den Inhalt liegt allein bei den Autoren.

Literatur

[1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen [Bericht]. 22.05.2013.

[2] Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr – Eine Bestandsaufnahme. In: Bauingenieur 85 (2010), Heft 1, S. 1–9.

[3] Teworte, F.; Herbrand, M.; Hegger, J.: Structural Assessment of Concrete Bridges in Germany—Shear Resistance under Static and Fatigue Loading. In: Structural Engineering International, Vol. 25 (2015), Iss. 3, pp. 266–274. doi.org/10.2749/101686615X14210663188411.

[4] Maurer, R.; Bäätjer, G.: Sicherheit von Spannbetonbrücken – Entwicklung von Konstruktions- und Bemessungsgrundsätzen in Deutschland. In: Bauingenieur 82 (2007), Heft 1, S. 14–24.

[5] Steinbock, O.; Garibaldi, M. P.; Curbach, M.: Der Umgang mit dem Brückenbestand – ein Vergleich zwischen Deutschland und den USA. In: Bauingenieur 91 (2016), Heft 6, S. 215–226. doi.org/10.37544/0005-6650-2016-06-33.

[6] Reineck, K.-H.; Bentz, E. C.; Fitik, B. et al.: ACI-DAfStb Database of Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups. In: ACI Structural Journal, Vol. 110 (2013), Iss. 5, pp. 867–875.

[7] Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K. et al.: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbrücken im Bestand. In: Bauingenieur 89 (2014), S. 500–510.

[8] Hegger, J. et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze – Fördernummer FE 15.0591/2012/FRB. Brücken- und Ingenieurbau Heft B 150. 2020.

[9] Adam, V.; Herbrand, M.; Hegger, J.: Querkrafttragfähigkeit von Brückenträgern aus Spannbeton mit geringen Querkraftbewehrungsgraden. In: Bauingenieur 95 (2020), Heft 11, S. 397–407. doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-55.

[10] Schramm, N.; Fischer, O.: Zur Anrechenbarkeit von nicht normgemäßen Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken. In: Bauingenieur 95 (2020), Heft 11, S. 408–418. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-66.

[11] Adam, V.; Harter, M.; Hegger, J. et al.: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung von Brücken im Bestand unter vorwiegend konzentrierten Radlasten. In: Bauingenieur 95 (2020), Heft 11, S. 419–429. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-77.

[12] Gleich, P.; Maurer, R.: Das Erweiterte Druckbogenmodell für die Nachrechnung von Spannbetonbrücken – Theoretische Hintergründe. In:

Bauingenieur 95 (2020), Heft 11, S. 430–439. doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-88.

[13] Kolodziejczyk, A.; Maurer, R.: Erweitertes Druckbogenmodell: Anwendungsbeispiel. In: Bauingenieur 95 (2020), Heft 11, S. 440–445. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-98.

[14] Müller, M.; Maurer, R.: Nachweis des Druckgurtanschlusses bei der Nachrechnung von Betonbrücken. In: Bauingenieur 95 (2020), Heft 11, S. 446–454. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-104.

[15] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung Abteilung Straßenbau: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand – Nachrechnungsrichtlinie. Mai 2011.

[16] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur Abteilung Straßenbau: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand 1. Ergänzung – Nachrechnungsrichtlinie. April 2015.

[17] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING) Entwurf. 2024.

[18] Hegger, J.; Fischer, O.; Maurer, R. et al.: Nachrechnungen von Spannbetonbrücken mit Verfahren der Nachrechnungsstufe 4. In: Bauingenieur 99 (2024), Heft 1/2, S. 12–21. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2024-01-02-34.

[19] Dommès, C.; Hegger, J.: Experimental and analytical investigations on the shear capacity of prestressed concrete bridges. In: IABSE [Ed.] IABSE Symposium. New Delhi, India, 2023.

[20] Huber, P.; Huber, T.; Kollegger, J.: Influence of loading conditions on the shear capacity of post-tensioned beams with low shear reinforcement ratios. In: Engineering Structures, Vol. 170 (2018), pp. 91–102. doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.079.

[21] DIN-Fachbericht 102:2009–03. DIN-Fachbericht 102 – Betonbrücken. Berlin. Beuth. März 2009.

[22] Hegger, J.; Fischer, O.; Maurer, R. et al.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Betonbrücken im Bestand – Fördernummer FE 15.0664/2019/DRB. RWTH Aachen University, Aachen, Germany August 2023.

[23] Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.: Eurocode 2 für Deutschland – DIN EN 1992–1–1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken: Teil 1–1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang. Kommentierte Fassung. 2. Aufl. Berlin. Beuth. 2016.

[24] Pfeiffer, U.: INCA2 – Interactive Nonlinear Cross-Section Analysis Bial. www.u-pfeiffer.de/inca2/inca2-09.html. 2022.

[25] Hegger, J.; Fischer, O.; Maurer, R. et al.: Querkraft und Torsion – zukünftige Ansätze und Potenziale in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie. In: Bauingenieur 99 (2024), Heft 1/2, S. 1–11. dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2024-01-02-23.

[26] Reineck, K.-H.; Dunkelberg, D. [Hrsg.]: ACI-DAfStb databases 2020 with shear tests for evaluating relationships for the shear design of structural concrete members without and with stirrups – DAfStb-Heft 635: Volume 1 + 2. Berlin: Beuth. 2022.

[27] Reineck, K.-H.; Dunkelberg, D.: ACI-DAfStb databases 2015 with shear tests for evaluating relationships for the shear design of structural concrete members without and with stirrups – DAfStb-Heft 617. Berlin: Beuth. 2017.

[28] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb-Heft 597: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile mit und ohne Buegel. Ernst & Sohn. 2012.



Christian Dommès, M.Sc.

cdommès@imb.rwth-aachen.de

Foto: Peter Winandy



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Josef Hegger

jhegger@imb.rwth-aachen.de

Foto: Peter Winandy

RWTH Aachen University, Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen

Querkraftversuche an unterschiedlich hoch vorgespannten Balkenelementen mit baupraktischen Bauteilabmessungen

S. Lamatsch, O. Fischer

ZUSAMMENFASSUNG Im Zuge der Nachrechnung von bestehenden Spannbetonbrücken ergeben sich aufgrund der ansteigenden Verkehrslasten und der Fortschreibung der Nachweisformate teilweise erhebliche Defizite beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit. Wirklichkeitsnahen experimentellen Untersuchungen und damit abgesicherten Nachweismodellen zur Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken kommt daher eine große Bedeutung zu. Für die Überprüfung und Weiterentwicklung bestehender analytischer Modelle existiert eine derzeit jedoch unzureichende Versuchsdatenlage. Diese ist insbesondere für durchlaufende Spannbetonträger mit geringem Schubbewehrungsgrad sehr begrenzt. Einige Aspekte wie der Dehnungszuwachs im Spannglied fanden darüber hinaus bisher weniger Beachtung. Deshalb werden die Ergebnisse von Versuchen an vorgespannten Balkenelementen im Zuge eines Verbundforschungsvorhabens vorgestellt. Besondere Berücksichtigung finden Vorspannung, Dehnungszuwachs im Spannglied und die Querschnittsform. Darüber hinaus wird der Einfluss glatter Längsbewehrung genauer beleuchtet. Anschließend werden die gewonnenen Ergebnisse mit aktuellen und zukünftigen Nachweismodellen zur Nachrechnung von Brücken verglichen.

Experimental investigations on the shear strength of prestressed beam elements with realistic dimensions and varying degree of prestressing

ABSTRACT Due to increasing traffic loads and different design rules in newer standards, significant deficiencies occur in the shear capacity check of existing prestressed concrete bridges. Therefore, verified analytical models based on realistic experimental investigations are important for the assessment of prestressed concrete bridges. However, for the verification and further development of existing analytical models, there is currently an insufficient amount of experimental data available, particularly for continuous prestressed concrete girders with a low amount of shear reinforcement. In addition, some aspects have received less attention so far. Therefore, the results of tests carried out on prestressed beam elements as part of a collaborative research project are presented, focusing on prestressing, strain increase in the tendon and cross-section, and the influence of smooth longitudinal reinforcement is also discussed. The results are compared with current and future shear strength models for the recalculation of bridges.

STICHWÖRTER

Versuche, Spannbetonbau, Brückenbestand, Querkrafttragfähigkeit

1 Einleitung

Der Brückenbestand in Deutschland wurde mehrheitlich zwischen 1965 und 1985 gebaut und für das damals vorherrschende Lastniveau ausgelegt [1]. Insbesondere der immense Anstieg des Schwerlastverkehrs, sowie die Anpassung der Nachweiskonzepte führen heute dazu, dass bei einer Nachrechnung von bestehenden Brückenbauwerken rechnerische Defizite festgestellt werden, die nicht im Einklang mit dem guten Zustand des Bauwerks stehen. Dabei gehen die Defizite sowohl auf die Einwirkungsseite [2] als auch auf die Widerstandsseite [3] zurück. Für die Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie [4, 5] wurden in mehreren Forschungsvorhaben der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) [3, 6-8] die maßgebenden Nachweise identifiziert und Untersuchungen zur Berücksichtigung von noch nicht ausgeschöpften Tragreserven angestellt. Insbesondere im Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Durchlaufträgern wurden aufgrund der geringen Versuchsdatenlage in den letzten Jahren

im deutschsprachigen Raum an verschiedenen Universitäten experimentelle Untersuchungen mit geringem Querkraftbewehrungsgrad durchgeführt [9-16]. Einige Einflüsse werden jedoch selbst in neueren Modellvorstellungen weiterhin vernachlässigt oder nur sehr konservativ berücksichtigt und fanden auch experimentell weniger Beachtung. Gleichzeitig wurde in den Versuchen häufig – im Gegensatz zu realen Bestandsbauwerken – ein verhältnismäßig hoher Längsbewehrungsgrad von $> 1,5\%$ gewählt (Vermeidung eines Biegeversagens) und es wurden mit Ausnahme von Versuchen in [17] Querschnittshöhen bis maximal 80 cm geprüft. Deshalb wurden an der Technischen Universität München (TUM) zwölf Querkraftversuche an Trägerausschnitten mit Vorspannung im nachträglichen Verbund und geringem Querkraft- und Biegebewehrungsgrad durchgeführt, die eine Querschnittshöhe von 120 cm aufwiesen. Der Fokus dieser Untersuchungen lag insbesondere auf dem Einfluss der Vorspannung und des Spannungszuwachses im Spannglied. Darüber hinaus wurden systematisch Einflüsse aus der Querschnittsform (respektive des

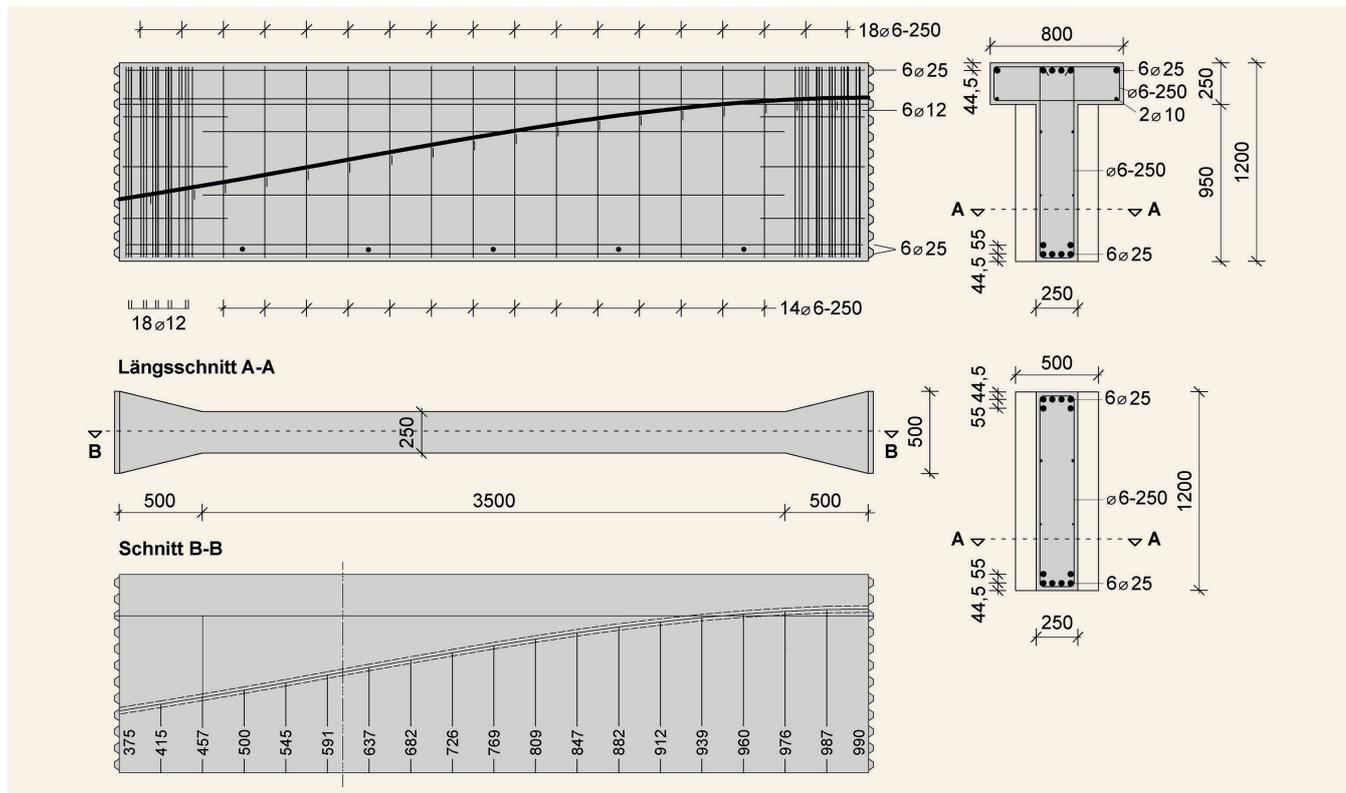


Bild 1. Abmessungen, Bewehrung und Spanngliedverlauf der untersuchten Trägerschnitte Grafik: S. Lamatsch
 Fig. 1. Dimensions, reinforcement layout and tendon profile of the tested beam elements. Source: S. Lamatsch

Zuggurts), dem Querkraftbewehrungsgrad und einer glatten Längsbewehrung untersucht. Der vorliegende Beitrag geht näher auf die Versuchsserie und die -ergebnisse ein und stellt die erreichten Querkrafttragfähigkeiten den aktuellen und zukünftigen Modellen zur Nachrechnung von bestehenden Brückenbauwerken gegenüber.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Versuchskörper und Versuchsaufbau

Es wird eine Versuchsserie mit zwölf Versuchen an vorgespannten Balkenelementen, sogenannten Substrukturen, vorgestellt. Ziel der experimentellen Untersuchungen war es, den Einfluss der Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit durchlaufender Spannbetonbrücken an möglichst realitätsnahen Querschnitten ($h = 120 \text{ cm}$) in zweierlei Hinsicht zu untersuchen. Einerseits wird in der Serie die Betondruckspannung aus Vorspannung σ_{cp} , andererseits die initiale Ausnutzung der Spannlitzen beim Vorspannen variiert, um den mobilisierbaren Dehnungszuwachs im Spannglied zu beschränken. Dazu werden sowohl Rechteck- als auch T-Träger getestet. Ergänzend wird anhand jeweils eines Versuchs der Einfluss eines erhöhten Querkraftbewehrungsgrades untersucht. Die Trägerabmessungen und das Bewehrungsschema sind in **Bild 1** dargestellt. Der verwendete geringe Querkraftbewehrungsgrad von $\rho_{w,vorh} = 0,09\%$ soll alte Brückenbauwerke im Übergang zum Mindestquerkraftbewehrungsgrad nach [18] abbilden. Der äußerst gering gewählte Längsbewehrungsgrad ($\rho_{sl} = 1,0\%$) führt aufgrund der dadurch bedingten größeren Verzerrung bei gleicher Kraft und der vorhandenen Steifigkeitsverhältnisse im gemischt bewehrten Zuggurt

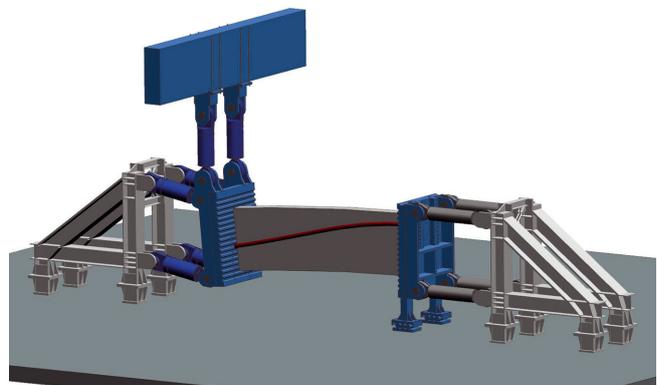


Bild 2. Versuchstand mit rotierter aktiver Lastplatte Grafik: S. Lamatsch
 Fig. 2. Test rig with rotated loading plate. Source: S. Lamatsch

zu einer starken Beteiligung des Spannglieds am Lastabtrag. Alle Versuchsträger wurden zur besseren Unterscheidung entsprechend ihrer Versuchsparameter benannt. Der erste Buchstabe steht dabei für den Querschnitt, die Anzahl der Litzen wird über den zweiten Teil der Bezeichnung angegeben (L3/L5/L9) und die aus Vorspannung resultierende Betondruckspannung steht zuletzt in der Bezeichnung ($S1.2 = \sigma_{cp} = 1,2 \text{ MPa}$). Ein erhöhter Querkraftbewehrungsgrad von $0,16\%$ (f) und glatte Längsbewehrung (g) werden durch den zusätzlichen Buchstaben angedeutet.

Bei Mehrfeldbauwerken wird der Bereich neben dem Innenaufleger aufgrund der kombinierten hohen Biege- und Querkraftbeanspruchung im Hinblick auf die Schubtragfähigkeit häufig maßgebend, weshalb dieser herausgelöst an Balkenelementen

untersucht wird. Mit einem innovativen Versuchsstand der Technischen Universität München (**Bild 2**) lassen sich die ersten 4,50 m neben dem Innenaufleger eines Mehrfeldträgers mit den gleichen inneren Schnittgrößen prüfen, welchen ein vergleichbares durchlaufendes Bauteil ausgesetzt wäre. Über sechs doppeltwirkende, servohydraulische Zylinder an der aktiv geregelten Lastplatte lassen sich – innerhalb der Kapazität des Versuchsstandes – nahezu beliebige Kombinationen von Schnittgrößen aufbringen. Die Steuerung erfolgt dabei weggesteuert über den vertikalen Lastvektor aller Zylinder einer Zielkraft folgend. Die, durch die starren Lasteinleitungsplatten mit Schubnockengeometrie geführten und verankerten Bewehrungsstäbe und Spannglieder stellen das nötige Kräftegleichgewicht zusammen mit dem Trockenstoß in der Druckzone her. Weitere Informationen zur Anwendung der Substrukturtechnik und dem Versuchstand finden sich in [19]. Die Schnittgrößenverläufe, der betrachtete Trägerausschnitt aus einem Referenz-Durchlaufträger und das gewählte M/V-Verhältnis sind in **Bild 3** dargestellt und ergeben mit der gewählten Trägergeometrie eine Schubschlankheit der Versuche von ungefähr 3,0. Zusätzlich zur konventionellen Messtechnik (Kräfte, Verformungen, Dehnungen der Bewehrung) wurden Faseroptische Sensoren (DFOS) entlang der Längsbewehrung und im Hüllrohr eingesetzt. Im Hüllrohr befinden sich die Sensoren im direkten Kontakt mit dem Verpressmörtel. Somit lassen sich rissinduzierte Dehnungszunahmen des Spannglieds detektieren. Darüber hinaus wird durch digitale Bildkorrelation (DIC) photogrammetrischer Daten die messtechnische Erfassung der Risskinematik ermöglicht.

2.2 Materialparameter und Vorspannung

Zur Bestimmung der Materialparameter wurden umfangreiche Begleitversuche jeder Charge durchgeführt. Die Betoneigenschaften wurden dazu an 5 Würfeln und 15 Zylinder bestimmt, die unter gleichen Bedingungen wie der Versuchskörper gelagert wurden. Die Mittelwerte der Betoneigenschaften sind dafür zu-

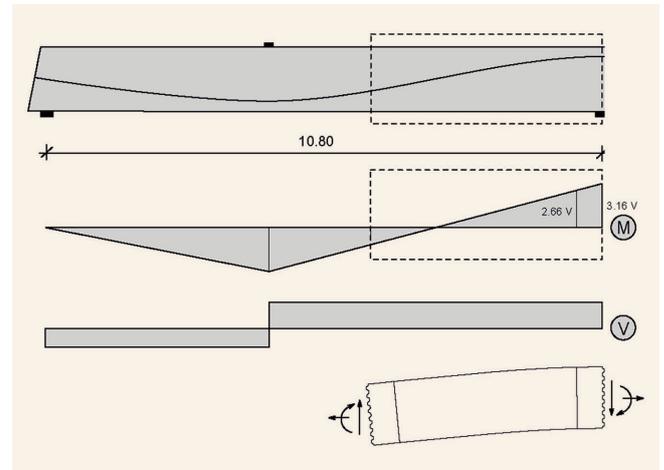


Bild 3. Ableitung der Substrukturgeometrie und Schnittgrößen eines Referenz-Durchlaufträgers unter Einzellast *Grafik: S. Lamatsch*
 Fig. 3. Derivation of the beam element and internal forces of a reference continuous beam under single point load *Source: S. Lamatsch*

sammen mit den Versuchsparametern und der maximalen Querkraft $V_{test,max}$ und im Abstand d vom Auflager $V_{test,d}$ in **Tabelle 1** angegeben. Für die mittleren Stahleigenschaften wurden jeweils 6 Proben jeder Charge und jedes Durchmessers geprüft. Da für die Versuche mit drei Litzen ein Spannstahl der Klasse Y 1770 eingesetzt werden sollte, wird dieser trotz nahezu gleicher Festigkeiten gesondert mit den anderen Durchmessern in **Tabelle 2** angegeben.

Die Träger wurden vom Mittelaufleger aus vorgespannt und das Hüllrohr nachträglich verpresst. Da sowohl die Betondruckspannung aus Vorspannung σ_{cp} als auch die initiale Ausnutzung der Spannlitzen $\sigma_{pm0}/f_{p0,1k}$ untersucht wurde, kamen unterschiedliche Litzenkonfigurationen zur Anwendung. Die resultierende Betondruckspannung auf Höhe der Schwereachse wird zusätzlich in **Tabelle 1** angegeben.

Tabelle 1. Betoneigenschaften, Vorspanngrad und maximale Querkraft
 Table 1. Concrete properties, prestress level and shear failure loads

ID	$f_{cm,cyl}$ (MPa)	$f_{cm,cu}$ (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)	E_{cm} (MPa)	σ_{pm0} (MPa)	σ_{cp} (MPa)	$V_{test,max}$ (kN)	$V_{test,d}$ (kN)
R-L5-S1.7	42,6	45,8	3,6	30 049	$0,44 \cdot f_{p0,1k}$	1,78	774,8	765,3
R-L3-S1.7	46,2	47,9	3,7	30 157	$0,72 \cdot f_{p0,1k}$	1,76	829,4	820,0
R-L9-S3.1	43,7	45,8	3,5	27 999	$0,42 \cdot f_{p0,1k}$	3,06	926,6	917,1
R-L5-S3.1	43,3	46,7	2,8	27 991	$0,74 \cdot f_{p0,1k}$	3,00	982,0	972,6
R-L5-S1.7g	41,6	43,6	2,9	27 499	$0,43 \cdot f_{p0,1k}$	1,74	774,9	765,4
R-L5-S1.7f	41,0	45,5	3,1	27 688	$0,42 \cdot f_{p0,1k}$	1,73	989,4	980,0
T-L5-S1.2	47,6	53,5	3,2	29 727	$0,41 \cdot f_{p0,1k}$	1,15	862,4	849,0
T-L3-S1.2	50,4	54,9	3,3	30 361	$0,60 \cdot f_{p0,1k}$	1,02	776,3	762,9
T-L9-S2.1	48,4	54,6	3,8	29 721	$0,36 \cdot f_{p0,1k}$	1,82	971,3	957,9
T-L5-S2.1	47,7	52,3	3,2	29 641	$0,68 \cdot f_{p0,1k}$	1,90	902,0	888,6
T-L5-S1.2g	44,8	50,7	3,2	28 075	$0,41 \cdot f_{p0,1k}$	1,16	804,3	790,9
T-L5-S1.2f	48,8	52,5	4,0	29 114	$0,42 \cdot f_{p0,1k}$	1,17	1 088,9	1 075,5

Tabelle 2. Stahleigenschaften von Bewehrung und Spannstahl
Table 2. Reinforcement and strand properties

\varnothing (mm)	$R_{0,2}$ (MPa)	R_m (MPa)	E_s (MPa)	A_{gt} (%)
6 (R)	566,7	622,9	195 644	4,4
6 (T)	536,6	628,4	202 908	6,8
8	555,7	633,0	200 157	5,6
25 gerippt	570,5	687,4	198 894	8,2
25 glatt	400,7	554,1	205 567	15,7
15,7	1 675	1 891	194 760	6,0
15,7 (L3)	1 681	1 894	195 150	6,1

3 Versuchsergebnisse

3.1 Wesentliche Erkenntnisse

Alle Versuche können trotz hoher Dehnung der Längsbewehrung von mindestens 80 % der Dehngrenze gerippter Längsbewehrung (**Bild 4**) als klassisches Biegeschubversagen charakterisiert werden. Die maximale Querkraft am Innenaufleger und im Abstand $1,0 \cdot d$ vom Auflager entfernt ist für alle Versuche in Tabelle 1 aufgeführt. Das zugehörige Moment am Anschnitt der Aufweitung ($M = 2,66V$) und über der Stütze ($M = 3,16V$) ergibt sich aus Bild 3. Nach dem Auftreten von ersten Biegerissen knicken diese relativ früh ab und ergeben das charakteristische fächerartige Biegeschubrissbild. Die Risskinematik konzentriert sich mit zunehmender Querkraft mehrheitlich im kritischen Schubriss und das Versagen tritt spröde durch den Bruch der Druckzone auf.

Das Rissbild der einzelnen Versuche ist in **Bild 5** dargestellt. Es lassen sich insbesondere Unterschiede im Verlauf aufgrund der Querschnittsform erkennen. Der kritische Schubriss der T-Träger verläuft etwas gekrümmter und hat einen deutlichen horizontalen Versatz am Gurtanschnitt aufgrund des Steifigkeitssprungs. Die im Hüllrohr angeordneten faseroptischen Sensoren zeigen eine gute Übereinstimmung der lokalen Maxima mit dem aufgezeichneten Rissbild. Die Dehnungen werden dazu senkrecht entlang der Spanngliedachse aufgetragen und haben ihr Maximum am dem Kreuzungspunkt mit dem kritischen Schubriss (**Bild 5**). In den ungerissenen Bereichen um den Momentennullpunkt herum sind kaum Dehnungen festzustellen.

Die hohen Dehnungen der DFOS stimmen qualitativ mit den gemessenen Rissbreiten des kritischen Schubrisses auf Höhe der Schwereachse gut überein (**Bild 6**). Insbesondere bei dem hoch vorgespannten Versuch R-L5-S3.1, dessen Litzen initial eine Dehnung von 74 % der Dehngrenze aufwiesen, kann eine besonders große Rissbreite vor Versagen des Trägers von knapp 9 mm festgestellt werden. Durch die realitätsnahe konstruktive Ausbildung der Versuchskörper entsprechend bestehender Brückenbauwerke (geringer Quer- und Längsbewehrungsgrad, große Bauteilhöhe) und der sehr markanten Risskinematik, kann davon ausgegangen werden, dass Traganteile aus der Rissreibung (beispielsweise berechnet nach den Modellen aus [20] oder [21]) keinen nennenswerten Anteil an der maximal ertragbaren Querkraft aufweisen. Dagegen kommt der Bogentragwirkung beziehungsweise der ungerissenen Betondruckzone bei vorgespannten Trägern ei-

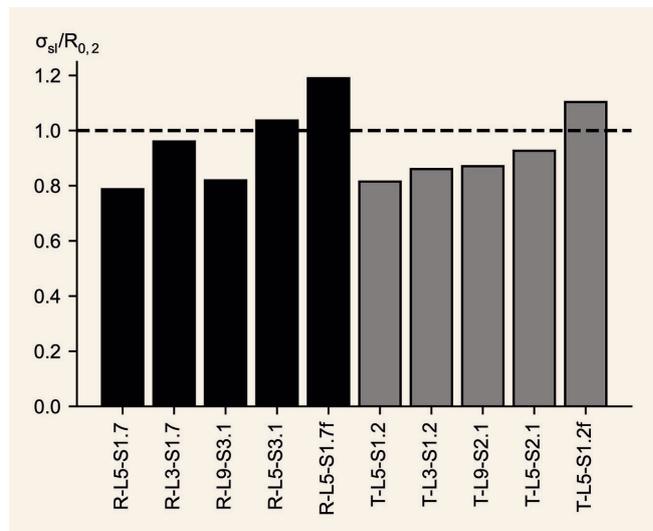


Bild 4. Ausnutzung der Dehngrenze der gerippten Längsbewehrung im Stützbereich am Anschnitt der Aufweitung *Grafik: S. Lamatsch*
Fig. 4. Strain utilisation of longitudinal reinforcement before plastic deformation occurs *Source: S. Lamatsch*

ne größere Bedeutung zu. Modelle, die diesem Tragmechanismus einen erhöhten Anteil zuschreiben, weisen oft etwas bessere Vorhersagegenauigkeiten auf [15, 22].

3.2 Einfluss der Vorspannung

Durch die gering gewählte und in allen Versuchen sehr hoch ausgenutzte Längsbewehrung, hängt die Steifigkeit des Zuggurts maßgeblich von der Anzahl der Litzen und im Hinblick auf noch mobilisierbare Spannkraftzuwächse auch von der initialen Vordrehung der Litzen ab. Deshalb wird die Vorspannung hinsichtlich zweier unterschiedlicher Aspekte untersucht. Einerseits wird die Betondruckspannung aus Vorspannung σ_{cp} über die gewählte Spannkraft variiert, andererseits kann bei gleicher Vorspannkraft durch die Variation der Litzenzahl (3/5/9 Litzen) die initiale Ausnutzung der Litzen und damit der noch mobilisierbare Dehnungszuwachs im Spannglied gesteuert werden.

Der Einfluss der Vorspannung wird anhand von mehreren Messdaten deutlich. Höher vorgespannte Versuchskörper weisen eine deutlich höhere maximale Querkraft auf, was sich anhand von **Bild 7** für alle Versuche mit Bügeln $\varnothing 6$ mm erkennen lässt und sich mit Untersuchungen von [15] deckt. Es wird aus Gründen der Vergleichbarkeit eine normierte Darstellung gewählt, wobei die maximale Querkraft auf die einaxiale Betondruckfestigkeit ($f_c = 0,95 \cdot f_{cm,cyl}$) und die effektive Schubfläche bezogen wird. Mit der auf der x-Achse aufgetragenen Betondruckspannung aus Vorspannung steigen sowohl für T- als auch für Rechteckträger die bezogenen maximalen Querkräfte an, wobei erkenntlich wird, dass die T-Träger bei gleicher Betondruckspannung aus Vorspannung eine etwas größere Tragfähigkeit aufweisen, die mehrheitlich auf das etwas andere Rissbild und die Neigung des Spannglieds am Kreuzungspunkt mit dem kritischen Schubriss und den horizontalen Versatz des Risses am Gurtanschnitt zurückzuführen ist.

Dies wird insbesondere ersichtlich, wenn der zwangsläufig vorhandene vertikale Anteil V_{p0} des geneigten Spannglieds im kritischen Schubriss von der maximal erreichten Querkraft abge-

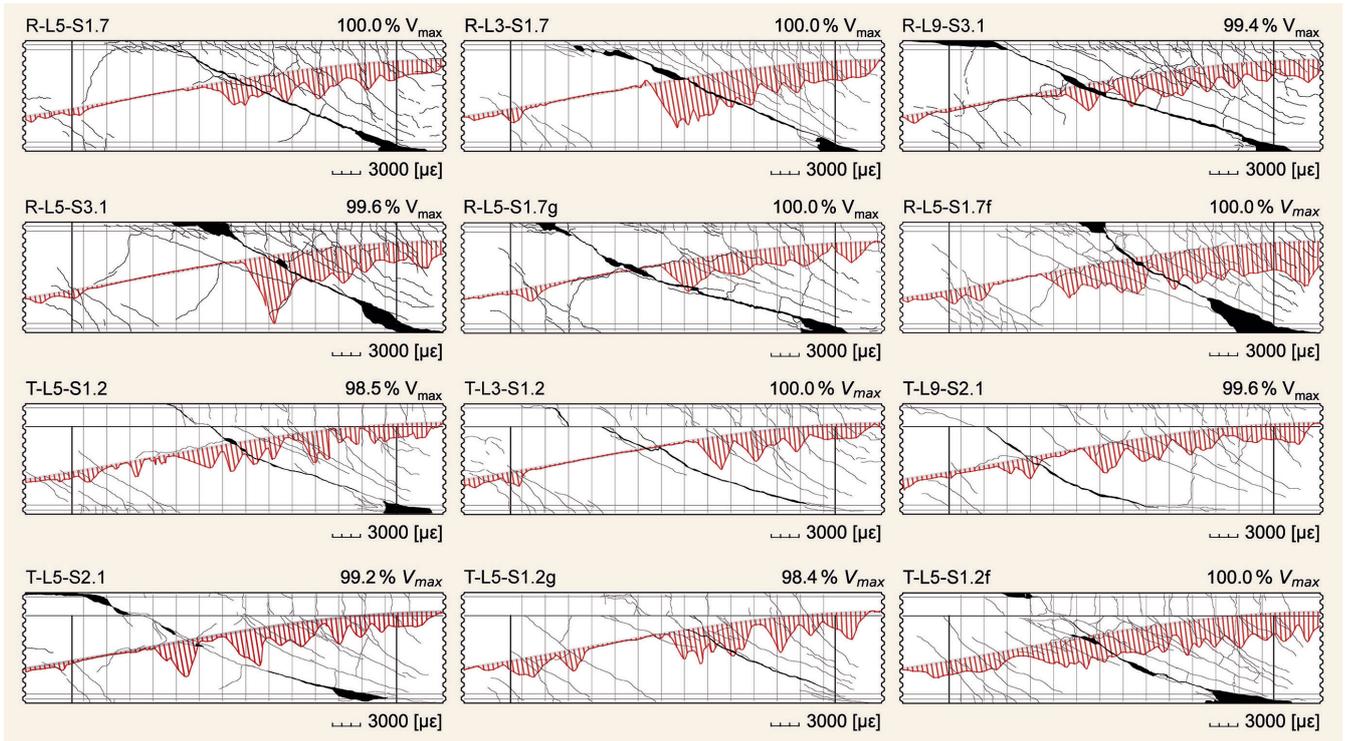


Bild 5. Bruchbild und Dehnung des DFOS im Hüllrohr unmittelbar vor Erreichen der maximalen Querkraft. *Grafik: S. Lamatsch*
 Fig. 5. Crack pattern after failure and strain profile of the DFOS in the duct. *Source: S. Lamatsch*

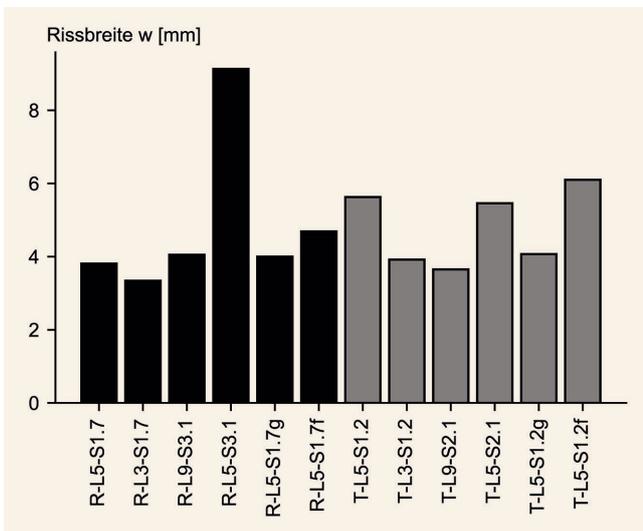


Bild 6. Rissbreiten auf Höhe der Schwereachse aller Versuche unter maximaler Querkraft. *Grafik: S. Lamatsch*
 Fig. 6. Critical crack width of presented beam elements at the centroidal axis for the maximum shear force. *Source: S. Lamatsch*

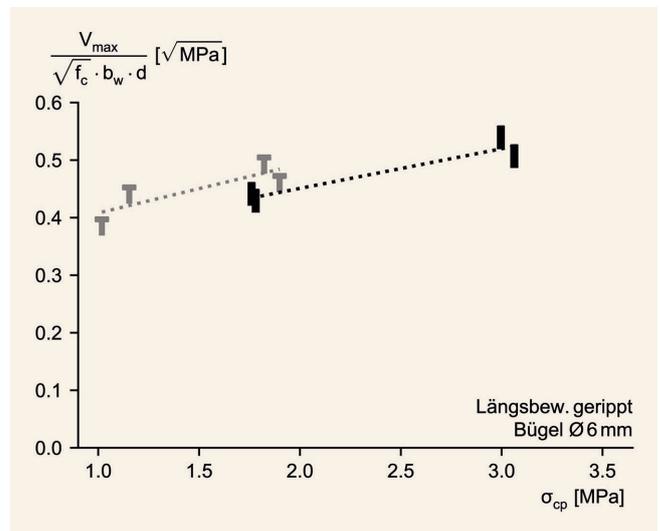


Bild 7. Einfluss der Vorspannung auf die normierte Querkrafttragfähigkeit *Grafik: S. Lamatsch*
 Fig. 7. Effect of prestressing on the normalized shear capacity *Source: S. Lamatsch*

zogen wird. V_{p0} bezeichnet dabei den vertikalen Anteil der Vorspannung, berechnet mit der initialen Spannkraft an der Stelle des Schubrisses. In **Bild 8**(a) ist zum einen eine deutliche Reduktion des Effekts aus Vorspannung zu erkennen, andererseits nähern sich die beiden Trendlinien von T- und Rechteckträgern einander an. Der Unterschied der maximalen Querkraft fällt geringer aus. Da die Traglaststeigerung maßgeblich auf die durch den Gurt beeinflusste, veränderte und spätere Schubrissbildung zurückzuführen ist, wird das Spannglied aufgrund der gekrümmten

Rissbildung in einem größeren Winkel gekreuzt, als es bei Rechteckträgern der Fall ist. Die größere Neigung führt zu einem etwas größeren vertikalen Anteil des Spannglieds und damit einer Annäherung der beiden Trendlinien. Mithilfe der messtechnischen Ausstattung der Versuchskörper kann von den Dehnungen im Hüllrohr auch direkt auf die Kraft im Spannglied am Kreuzungspunkt mit dem kritischen Schubriss geschlossen werden. Werden ausstehende, genauere Kalibrierungen des Verbundverhaltens der DFOS im Hüllrohr im direkten Kontakt mit dem Ver-

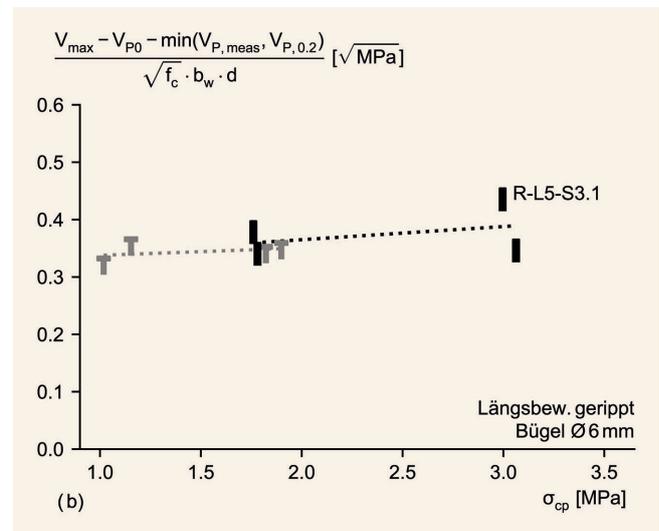
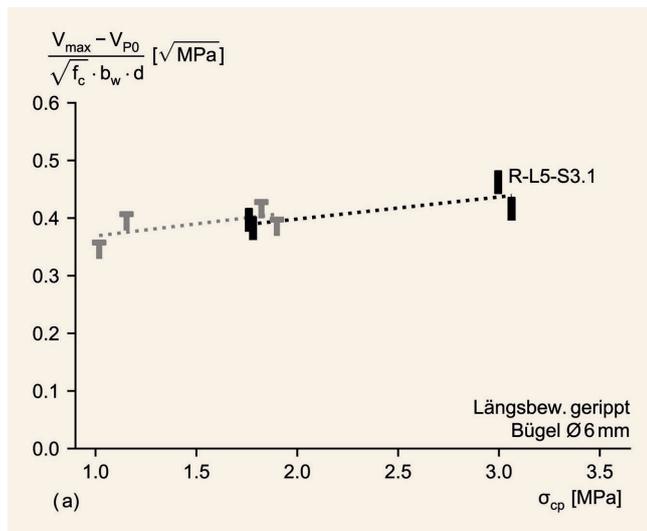


Bild 8. Einfluss der Vorspannung auf die normierte und reduzierte Querkrafttragfähigkeit: (a) reduziert um die initiale Vertikalkomponente im kritischen Schubriss; (b) reduziert um die initiale und begrenzt mobilisierte Vertikalkomponente im kritischen Schubriss. Grafik: S. Lamatsch
 Fig. 8. Effect of prestressing on the normalized and reduced shear capacity: (a) reduced with the initial vertical component at the critical shear crack; (b) reduced by the initial and limited mobilised vertical component at the critical shear crack. Source: S. Lamatsch

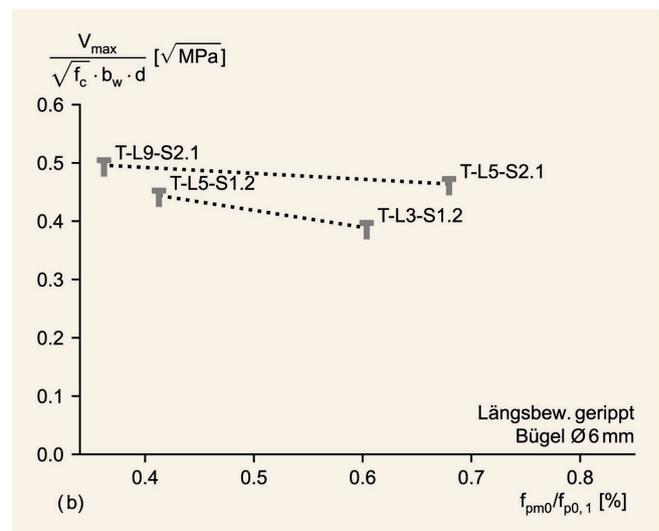
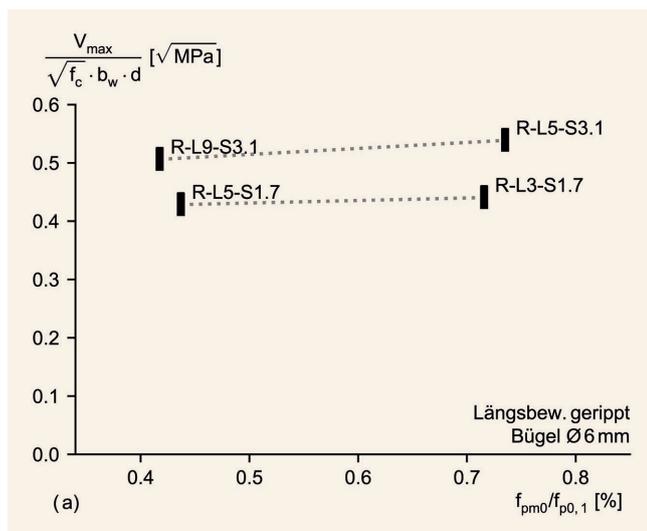


Bild 9. Normierte Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der initialen Ausnutzung des Spannglieds: (a) Rechteckträger; (b) T-Träger. Grafik: S. Lamatsch
 Fig. 9. Normalized shear capacity in dependency of the initial utilisation of the tendon: (a) rectangular cross-section; (b) T-beams. Source: S. Lamatsch

pressmörtel vernachlässigt und die Annahme getroffen, dass die gemessenen Dehnungen des DFOS direkt auf die Dehnung der Litzen zu überführen sind, ergibt sich folgende Darstellung in Bild 8(b). Der so abgeleitete Vertikalanteil des Spannglieds $V_{p, meas}$ wird hierbei auf die maximale Vertikalkraft bei Erreichen der Dehngrenze der Litze $V_{p, 0,2}$ begrenzt, da lokal durch die erhebliche Rissbildung beeinflusste Verbundbedingungen der Litzen zu möglicherweise zu hohen gemessenen Dehnungen der DFOS führen könnten und vereinfacht von nur geringen bis keinen plastischen Dehnungen ausgegangen wird. Es zeigt sich ein wiederholt weniger steiler Anstieg beider Trendlinien, wobei sich insbesondere bei den Rechteckträgern der Versuch R-L5-S3.1, der einen sehr steilen ersten Schrägriss mit konzentrierter, sehr großer Rissöffnung aufwies, von den anderen Versuchen absetzt und einen sehr geringen zusätzlichen vertikalen Anteil infolge der Berechnung aus Messungen aufweist.

Wird die normierte Querkraft der initialen Ausnutzung der Spannlitzen durch Vorspannung $\sigma_{pm0}/f_{p0,1}$ gegenübergestellt und alle vier vergleichbaren Rechteck- und T-Träger dargestellt, ergibt sich kein eindeutiger Trend. Wenn diese acht Versuche jedoch getrennt nach Querschnittsform in Bild 9 gegenübergestellt werden, zeigt sich ein leicht unterschiedlicher Trend. Versuche mit Rechteckquerschnitt und initial höher beanspruchten Litzen bei gleicher Spannkraft weisen eine geringfügig höhere Tragfähigkeit auf. Für die untersuchten T-Träger verläuft der Trend gegensätzlich. Vor allem die unterschiedliche Rissbildung und die besseren Umlagerungsmöglichkeiten des homogenen Rechteckquerschnitts scheinen für diesen Effekt verantwortlich zu sein. Eine allgemeingültige Aussage ist jedoch aufgrund der geringen Anzahl an Versuchen nicht möglich. Auf eine Darstellung der reduzierten Querkraft wird verzichtet, da sich kaum Änderungen der Trends bei Re-

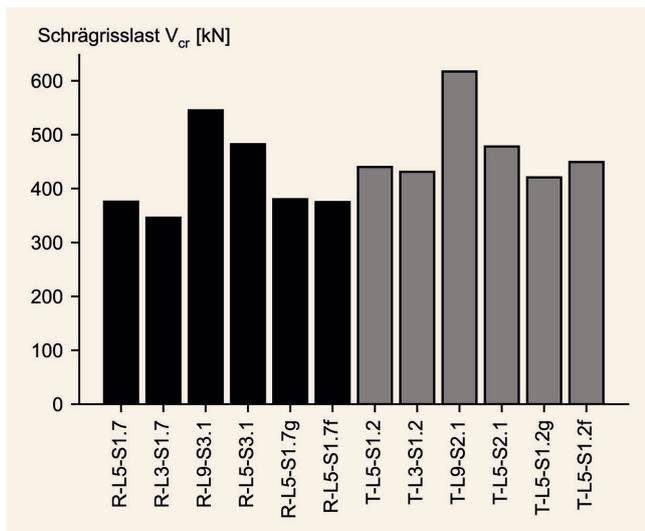


Bild 10. Schrägrisslasten der durchgeführten Versuche. Grafik: S. Lamatsch
 Fig. 10. Shear crack loads of the performed shear tests. Source: S. Lamatsch

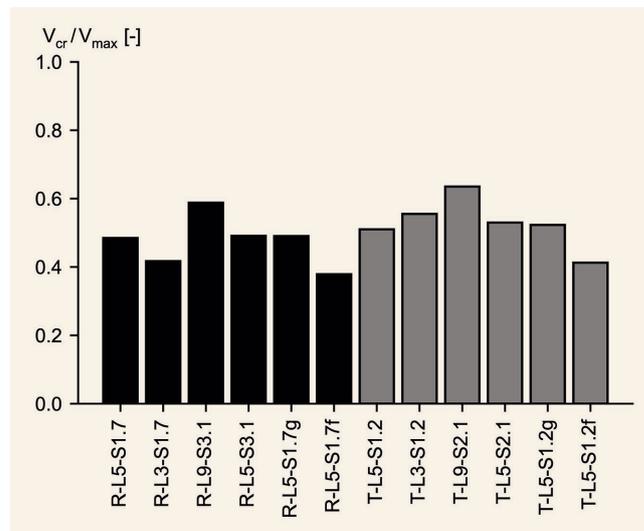


Bild 11. Auf die maximale Querkraft bezogene Schubrislasten. Grafik: S. Lamatsch
 Fig. 11. Shear crack loads related to the maximal shear capacity. Source: S. Lamatsch

duktion um die initiale Vertikalkomponente des Spannglieds ergeben.

Der Dehnungszuwachs im Spannglied (Bild 5) fällt bei bereits initial hoch ausgenutzten Litzen (R-L3-S1.7, R-L5-S3.1) größer aus, als es bei den Vergleichsträgern (R-L5-S1.7, R-L9-S3.1) der Fall ist. Die geringere Anzahl der Litzen (der Versuche mit hoher Vordehnung) ist für diesen Effekt teilweise verantwortlich, da für den gleichen Kraftzuwachs eine erhöhte Dehnung erforderlich ist. Trotzdem können bereits geringfügig auftretende plastische Verzerrungen des Spannglieds und der Längsbewehrung oder die lokal durch die erhebliche Rissbildung beeinflussten Verbundbedingungen diesen Effekt zusätzlich verstärken. Insbesondere beim Vergleich der Rechteck- und T-Träger ist zu erkennen, dass der Unterschied zwischen hoch und moderat vorgedehnter Litzen sich bei Rechteckträgern viel deutlicher zeigt, was im Einklang mit den vorherigen Ausführungen zu Bild 9 steht.

Insgesamt bestimmen die notwendige Kompatibilität der Verzerrungen von Gurt und Steg und die unterschiedlich verlaufenden Hauptverzerrungen das globale Tragverhalten maßgeblich, sodass sich die Rissbildung und -kinematik, sowie die Umlagerungsmöglichkeiten und der Winkel zwischen kritischem Schubriss und Spannglied bei den beiden Querschnittstypen unterscheiden und zu dem beschriebenen Effekt führen.

3.3 Vorankündigung durch Schrägrissbildung

Ein Bauwerk ohne erkennbare Schrägrissbildung deutet darauf hin, dass ein Querkraftversagen nicht unmittelbar bevorsteht. Tritt der erste Schrägriss erst kurz vor Erreichen der maximalen Versagensquerkraft auf, kann von der Unversehrtheit bei Brückenprüfungen jedoch nicht zwangsläufig auf eine ausreichende Resttragfähigkeit geschlossen werden. Deshalb wird das Vorankündigungsverhalten mithilfe der Auswertung von Dehnungsmessungen an den Bügeln und photogrammetrischer Daten der Trägerschnittstelle bewertet. Dazu wird die Querkraft bei Auftreten des ersten geneigten Risses (Schrägrisslast) herangezogen. Diese wird ausgehend von einem Schwellenwert der Bü-

geldehnung (gemessen mit fünf Dehnmessstreifen über die Höhe der Bügel) von $500 \mu\text{m}/\text{m}$ bestimmt. Durch einen zusätzlichen Abgleich der so ermittelten Schrägrisslasten mit der Auswertung der photogrammetrischen Daten mittels digitaler Bildkorrelation wird die eindeutige Erfassung eines Schrägrisses gewährleistet. Die so gemessene Schrägrissbreite beträgt damit für alle Versuche mindestens $0,15 \text{ mm}$. Die Risspitze des Biegeschubrisses befindet sich bei der entsprechenden Last bereits auf Höhe der Schwereachse. In **Bild 10** ist die absolute Schrägrisslast aller Versuche dargestellt. Erwartungsgemäß treten insbesondere bei den höher vorgespannten Versuchen durch das Überdrücken der schrägen Hauptzugspannung Schrägrisse erst bei höherer Querkraftbeanspruchung auf. Für die T-Träger kann trotz der geringeren Betondruckspannung aus Vorspannung im Vergleich zu den Rechteckträgern eine etwas höhere mittlere Schubrislast festgestellt werden, die auf den positiven Effekt des Gurts und die anders ausgerichteten Hauptverzerrungsrichtungen zurückzuführen ist. Der höher vorgespannte Träger T-L5-S2.1 weist jedoch trotz höherer Betondruckspannung aus Vorspannung eine nur geringfügig größere Schrägrisslast als die Vergleichsträger auf.

Bezogen auf die maximal erreichte Querkraft zeigt sich in **Bild 11**, dass nach dem Auftreten des ersten Schrägrisses eine weitere Laststeigerung von circa 40 %-60 % der Gesamtlast möglich ist. Vor allem die höher vorgespannten Versuche mit größerer Litzenanzahl zeigen auch in der bezogenen Darstellung die größte verhältnismäßige Schrägrisslast. Für die gleiche Risszugkraft wird die Rissbreite möglicherweise durch das kreuzende Spannglied aufgrund von mehr Litzen etwas länger begrenzt, sodass die Dehnung im Bügel etwas langsamer ansteigt, als das bei vergleichbaren Versuchsträgern mit geringerer Anzahl an Litzen der Fall ist. Es zeigt sich jedoch auch, dass sich insbesondere stärker bügelbewehrte Versuche bezogen auf die Maximaltragfähigkeit durch frühere Schrägrissbildung ankündigen. Bei 1,5- beziehungsweise 2,0-facher Mindestquerkraftbewehrung weisen die beiden Versuche (R-L5-S1.7f, T-L5-S1.2f) die geringsten bezogenen Schrägrisslasten V_{cr}/V_{max} auf.

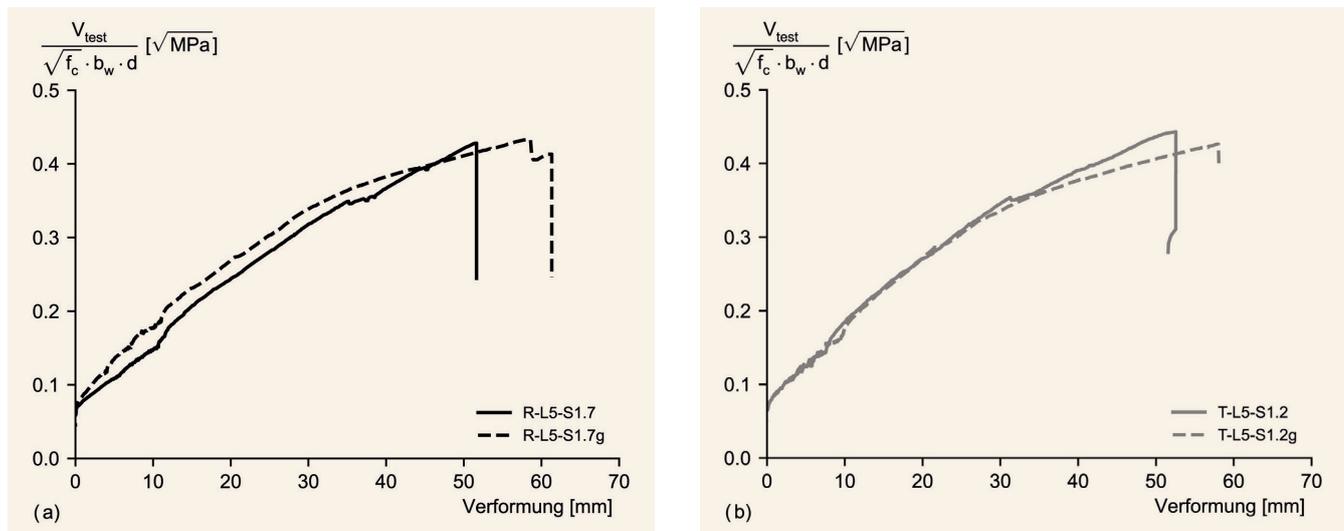


Bild 12. Vergleich der normierten Kraft-Verformungskurven der Versuche mit glatter (g) und gerippter Längsbewehrung: (a) Rechteckträger; (b) T-Träger.
 Grafik: S. Lamatsch
 Fig. 12. Comparison of the normalized force-deformation curves of the tests with smooth (g) and ribbed longitudinal reinforcement: (a) rectangular cross-section; (b) T-beams. Source: S. Lamatsch

3.4 Einfluss des Verbundes der Längsbewehrung

Nicht normenkonforme Bügel wurden bereits in [12, 13] untersucht. Da in früheren Normengenerationen ebenfalls glatte Längsbewehrung erlaubt wurde, werden die Ergebnisse der zwei Versuchsträger mit gerippter Bügel-, jedoch glatter Längsbewehrung mit Endhaken, die ebenfalls wie in Bild 1 bis zum Trägerende geführt wird, den Ergebnissen der Versuche mit gerippter Längsbewehrung gegenübergestellt, um den Einfluss des schlechteren Verbundes auf das Tragverhalten zu beurteilen. In **Bild 12** sind dazu die normierten Querkraft-Verformungskurven getrennt nach Querschnittsform dargestellt.

Für beide Querschnittstypen zeigen sich bis zum Auftreten markanter Schubrisse bei circa 60-70% der maximalen Querkraft $V_{test,max}$ nur marginale Unterschiede. Danach fällt die Steifigkeit erheblich ab und es kommt zu größeren Verformungen. Das gleiche Traglastniveau wie bei den Vergleichsträgern kann für beide Querschnittstypen dennoch erreicht werden. Die erhebliche Rissbildung (Biegerisse sowie auch Schubrisse) führt zu einem Ausfall des Haftverbundes der Bewehrung zwischen stützseitiger Verankerung hinter der Lastplatte und dem kritischen Schubriss. Die Längsbewehrung kann so rein über den mäßigen Reibverbund Verbundspannungen zwischen den Rissen übertragen. Durch den auftretenden Schlupf resultiert eine Umlagerung der Kräfte in das Spannglied, welches keinen Steifigkeitsabfall erfährt. Der Dehnungszuwachs des Spannglieds, insbesondere an der stützseitigen Lastplatte, stellt damit das Kräftegleichgewicht wieder her und ist für die weitere mögliche Laststeigerung verantwortlich. Dort werden deutlich höhere Spannkraftzuwächse (\approx Faktor 2) als in den Vergleichsträgern festgestellt. Aufgrund der initial gering ausgenutzten Spannlitzen kann so eine ähnlich hohe Querkraft wie im Vergleichsträger erreicht werden.

Das allgemeine Tragverhalten ist mit Ausnahme eines etwas weniger feingliedrigen Rissbildes und sich bei Rissentstehung direkt weiter öffnenden Biege- und Schubrisse mit dem der anderen Träger vergleichbar. Die gemessenen Dehnungen über die

Höhe der Bügelschenkel weisen ebenfalls keinen grundsätzlich anderen Charakter auf.

4 Vergleich der experimentellen und analytischen Tragfähigkeiten

Die aktuell gültige 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie (NRR 2015) [5] wird für eine Bewertung der Bemessungsansätze neueren Weiterentwicklungen der Nachrechnungsrichtlinie gegenübergestellt. Dazu wird das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil der sich im Entwurf befindlichen BEM-ING Teil 2 (BEM-ING/T2) [23] herangezogen und die im Zuge des gemeinsamen Verbundforschungsvorhabens [24] weiterentwickelte Anpassung (BEM-ING/T2*) angesprochen. Insbesondere letztere Weiterentwicklung bietet vor allem für Querschnitte mit Druckgurt und Linienbelastung einen Mehrwert. Für die hier vorgestellten Versuche ergeben sich jedoch kaum Änderungen zu BEM-ING Teil 2.

Für den Vergleich wird einheitlich die Modellsicherheit im Abstand $1,0 \cdot d$ vom Innenaufleger mit dem Quotienten $V_{test,d}/V_{calc,d}$ auf der y-Achse dargestellt und der Einfluss jedes Untersuchungsparameters über die x-Achse aufgetragen.

Die Berechnung erfolgt dabei auf Mittelwertniveau, weshalb die Betondruckfestigkeit in $V_{Rd,ct}$ entsprechend Gleichung (1) mit der mittleren Zylinderdruckfestigkeit (Tabelle 1) eingesetzt wird.

$$f_{ck} = f_{cm,cyl} \tag{1}$$

Die Gleichungen zur Berechnung des Schubrisswinkels wurden mit Bemessungswerten kalibriert und erfordern deshalb trotz Mittelwertniveau ein Einsetzen des Bemessungswertes der Betondruckfestigkeit, wobei die mittlere Zylinderdruckfestigkeit aufgrund von geringeren Materialstreuungen durch bessere Überwachung der Betonage um 4 N/mm^2 abgemindert wird, um den charakteristischen Wert zu erhalten (vgl. Gleichung (2)).

$$f_{cd} = 0,85 \cdot (f_{cm,cyl} - 4)/1,5 \tag{2}$$

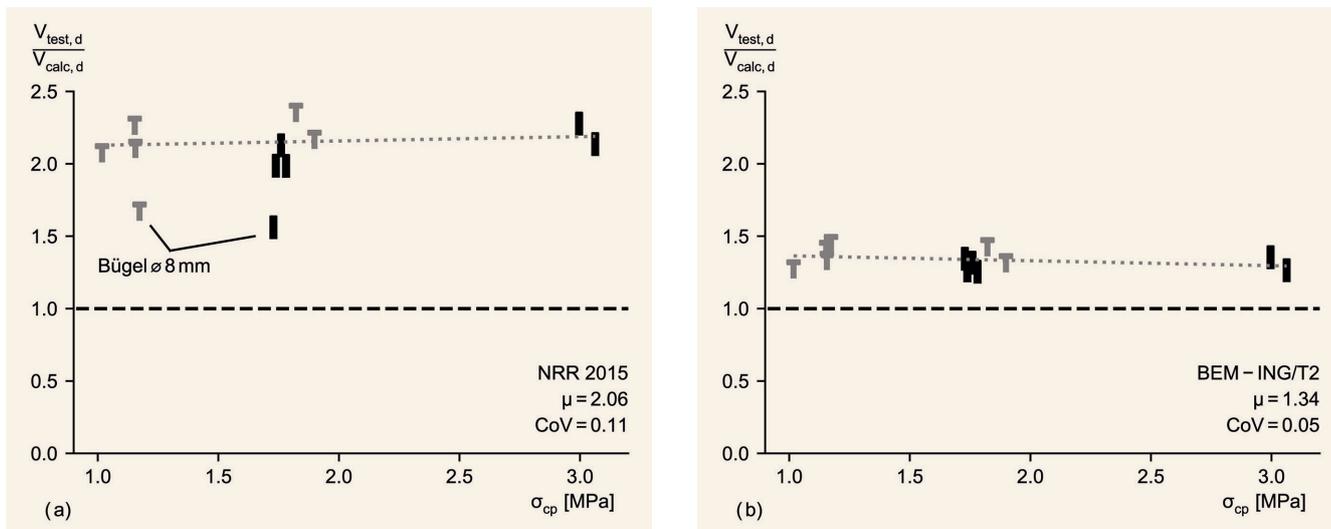


Bild 13. Vergleich der experimentellen und analytischen Tragfähigkeit im Abstand d in Abhängigkeit der Vorspannung: (a) NRR 2015; (b) BEM-ING/T2

Grafik: S. Lamatsch

Fig. 13. Comparison of experimental and analytical shear capacity at distance d as a function of prestressing: (a) NRR 2015; (b) BEM-ING/T2

Source: S. Lamatsch

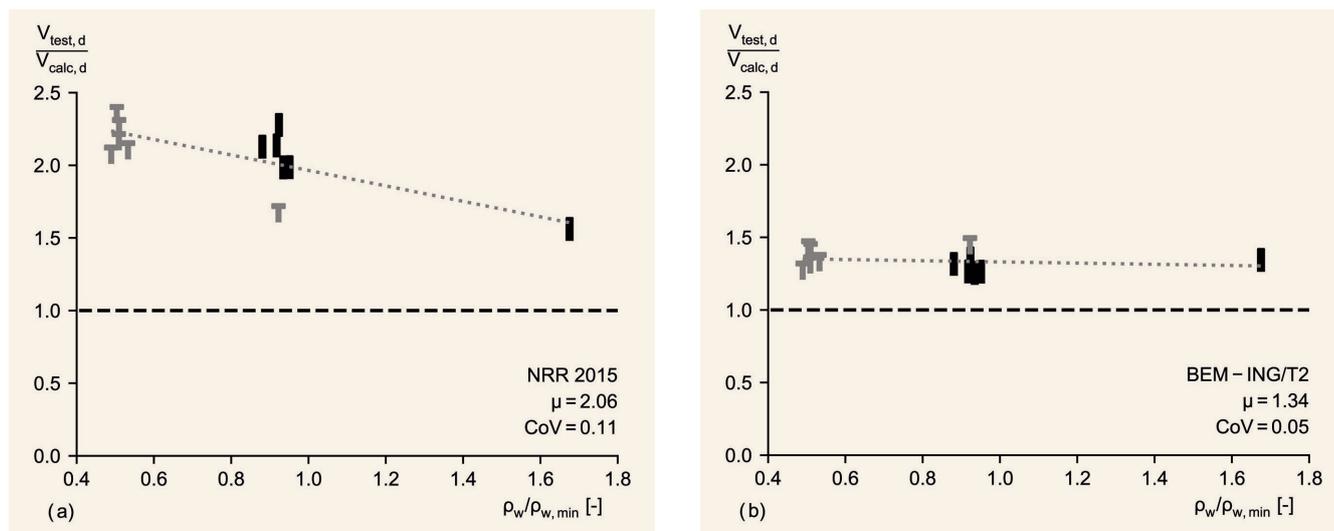


Bild 14. Vergleich der experimentellen und analytischen Tragfähigkeit im Abstand d in Abhängigkeit des bezogenen Querkraftbewehrungsgrades:

(a) NRR 2015; (b) BEM-ING/T2 Grafik: S. Lamatsch

Fig. 14. Comparison of the experimental and analytical load-bearing capacity at distance d as a function of the referenced shear force reinforcement ratio:

(a) NRR 2015; (b) BEM-ING/T2 Source: S. Lamatsch

Ansonsten wird das Mittelwertniveau durch die Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend Gleichung (3) beibehalten und in den Berechnungen nach BEM-ING/T2 der Duktilitätskoeffizient k_{ct} zu 1,0 gemäß Gleichung (4) gesetzt. Das Kriterium der Mindestquerkraftbewehrung wird nicht überprüft, da sich je nach Betonfestigkeiten bei gleicher Zielfestigkeit stark unterscheidende rechnerische Schubtragfähigkeiten für die einzelnen Versuche ergeben.

$$\gamma_c = \gamma_s = 1,0 \tag{3}$$

$$k_{ct} = 1,0 \tag{4}$$

In **Bild 13** wird die Modellsicherheit von NRR 2015 und BEM-ING/T2 jeweils über die Betondruckspannung aus Vorspannung

aufgetragen. Besonders bei der Auswertung der NRR 2015 wird deutlich, welche Schwachstellen die aktuelle Fassung aufweist. Die beiden Versuche mit erhöhtem Bügelbewehrungsgrad (R-L5-S1.7f, T-L5-S2.1f) weisen eine verhältnismäßig gute Vorhersagegenauigkeit mit Modellsicherheiten von 1,56 und 1,69 auf. Alle anderen Versuche mit Bügeln ø6 mm ergeben jedoch sehr konservative Ergebnisse, da der reine Betontraganteil $V_{Rd,ct}$ gering ausfällt, die Fachwerkwirkung der Schubbewehrung jedoch nur geringfügig größer ist. Damit werden Widerstände im Bereich eines unbewehrten Bauteils bestimmt, das Bügel im Bereich der Mindestbügelbewehrung aufweist. Ein Zusammenwirken beider Anteile spiegelt die Realität jedoch besser wider. Der dargestellte Effekt der Vorspannung wird nur anhand einer gemeinsamen Trendlinie für die einheitlich querkraftbewehrten Versuche

dargestellt, da ansonsten zwei Effekte vermischt werden. Die Darstellung deutet etwas größere Sicherheiten des Modells bei größerer Vorspannung an, wenn die Versuche mit Bügeln $\varnothing 8$ mm vernachlässigt werden.

Alle genannten Aspekte, die zu sehr konservativen Ergebnissen der NRR 2015 führen, wurden in dem Entwurf der BEM-ING/T2 angepasst und insbesondere der additive Betontraganteil führt zu einer guten Annäherung der geringer bügelbewehrten Versuchsträger. Diese befinden sich nun in einem Streuband mit den anderen Versuchen. Der Ansatz der Betonlängsspannung wurde von NRR 2015 zu BEM-ING/T2 anhand einer Datenbankauswertung von $0,12 \cdot \sigma_{cd}$ auf $0,15 \cdot \sigma_{cd}$ angepasst (vgl. [7]). In Bild 13(b) zeigen sich (über beide Querschnittstypen dargestellt) mit höherer Vorspannung etwas geringere Quotienten. Betrachtet man die einzelnen Querschnittstypen, werden nahezu trendfreie Modellsicherheiten erzielt.

Der zuvor beschriebene Effekt eines höheren Bügelbewehrungsgrades kann darüber hinaus explizit in **Bild 14** dargestellt werden. Dort sind die Modellsicherheiten der auf die Mindestquerkraftbewehrung bezogenen Schubbewehrung dargestellt. Geringe Schubbewehrungsgrade zeigen hier sehr konservative Werte für die NRR 2015. Die mit BEM-ING/T2 berechneten Modellsicherheiten liegen auch hinsichtlich des bezogenen Querkraftbewehrungsgrades auf einer nahezu trendfreien Linie. Werden die statistischen Kennwerte beider Ansätze in Bild 13 oder Bild 14 miteinander verglichen, wird deutlich, dass insbesondere durch den additiven Betontraganteil eine Reduktion des Variationskoeffizienten von 11 % auf 5 % erreicht werden konnte und sich das Mittelwertniveau aller vorgestellten Versuche von 2,06 auf 1,34 senkt und damit zu weniger konservativen, aber immer noch sicheren Vorhersagen, führt. Effekte, die in dem innerhalb des Verbundforschungsvorhabens weiterentwickelten Ansatzes BEM-ING/T2* Berücksichtigung fanden, beeinflussen die Modellsicherheiten der durchgeführten Versuche nur marginal, da weder ein Druckgurt, noch Gleichlasten vorhanden waren. Einzig das bezogen auf die Traglast geringe Eigengewicht beeinflusst die Ergebnisse. Deshalb wird von einer Darstellung abgesehen und auf den Schlussbericht verwiesen [24].

5 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurden die Ergebnisse von zwölf Versuchen an vorgespannten Balkenelementen mit einer Querschnittshöhe von 120 cm vorgestellt. Die untersuchten Rechteck- und T-Träger wiesen einen geringen Längs- und Querkraftbewehrungsgrad auf, um reale Brücken im Bestand zutreffender nachzubilden. Der Fokus der Versuchsserie lag auf dem Einfluss der Vorspannung im Hinblick auf die resultierende Betondruckspannung und noch mobilisierbaren Spannkraftzuwachsen im Spannglied. Trotz der hohen Längsdehnungen konnte in allen Versuchen ein Schubversagen erreicht werden. Dieses kündigte sich durch fächerartig auftretende Biegeschubrisse und vereinzelte Stegzugrisse bei den T-Querschnitten früh an und wurde durch ein sprödes Versagen der Druckzone mit gleichzeitigem Versagen aller Bügel im kritischen Schubriss cha-

rakterisiert. Die hohen Längsdehnungen, die durch die relativ geringe Steifigkeit des Zuggurtes auftraten, führten zu erheblichen Rissöffnungen und einem großen Dehnungszuwachs des Spannglieds. Die detaillierte Auswertung der Versuchsergebnisse und der Vergleich mit bestehenden und neuen analytischen Ansätzen zur Nachrechnung von Brücken führen zu folgenden, weiteren Schlussfolgerungen:

- Für den geringen Querkraft- und Längsbewehrungsgrad bei insgesamt realistischer Bauteilhöhe (120 cm) und der damit allgemein realitätsnahen konstruktiven Durchbildung vergleichbarer Brückenträger kann gezeigt werden, dass sich das Spannglied auch bei großer Vordehnung und zusätzlich auftretendem lokalen und globalen Dehnungszuwachs maßgeblich am Lastabtrag beteiligt. Eine hohe Vordehnung beeinflusst das Tragverhalten abhängig von der auftretenden Risskinematik nicht zwangsläufig negativ.
- Sichtbare Schubrissbildung tritt bereits bei 40-60 % der maximal erreichten Querkraft auf, wobei Träger mit größerer Schubbewehrung aufgrund ihrer größeren Traglast ein Versagen früher (40 %) ankündigen und sich bei höher vorgespannten Versuchen mit moderater Ausnutzung der Spannlitzen Schubrisse später (60 %) zeigen. Bei maximaler Querkraft lokalisiert sich die Risskinematik in einem kritischen Schubriss, der auf Höhe der Schwereachse in der durchgeführten Serie Rissbreiten von bis zu 9 mm aufweist.
- Eine initial hohe Vordehnung des Spannglieds führt im Rahmen der durchgeführten Versuche nicht zwangsläufig zu einer Abnahme der Querkrafttragfähigkeit. Bei homogenen Rechteckquerschnitten kann sogar eine geringfügige Traglaststeigerung festgestellt werden. Durch die nötige Kompatibilität der Verzerrungen von Gurt und Steg werden weitere Lastumlagerungen für den T-Querschnitt beschränkt, hier reduziert sich die Querkrafttragfähigkeit durch den Effekt etwas.
- Das Tragverhalten der Versuchsträger mit glatter Längsbewehrung mit Endhaken unterscheidet sich bis 70-80 % der maximalen Querkraft nicht maßgeblich von denen mit gerippter Längsbewehrung. Der darauffolgende erhebliche lokale und globale Dehnungszuwachs im Spannglied ist für das Erreichen einer ähnlich hohen Querkraft wie die der Vergleichsträger verantwortlich. Dieser ist jedoch nur möglich, da die Versuche eine initiale moderate Ausnutzung der Spannlitzen von im Mittel 42 % der Dehngrenze aufweisen. Die Erläuterungen in Abschnitt 3.4 sind somit ausschließlich für eine geringe initiale Ausnutzung der Spannlitzen experimentell validiert. Für fundierte Rückschlüsse auf den Einfluss einer glatten Längsbewehrung – gegebenenfalls in Kombination mit glatter Bügelbewehrung – bedarf es weiterer experimenteller Untersuchungen.
- Der geringe Bügelbewehrungsgrad in Kombination mit einem hoch ausgenutzten, gemischt bewehrten Zuggurt und damit verbunden hohen Längsverzerrungen, stellt realitätsnahe Randbedingungen dar. Mit der hohen Bauteilhöhe der Versuchsträger konnte eine aussagekräftige Datenbasis geschaffen werden, bei der sich durch den Entwurf der BEM-ING Teil 2 im Gegensatz zur bestehenden Nachrechnungsrichtlinie eine gute Vorhersagequalität ergibt.

DANKSAGUNG

Unser besonderer Dank gilt der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) für die Gewährung von Fördermitteln für das Verbundforschungsprojekt „Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand“ [24]. Diesem Beitrag liegen Teile der im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, unter FE-Nr. 15.0664/2019/DRB durchgeführten Forschungsarbeit zugrunde. Die Verantwortung für den Inhalt liegt allein bei den Autoren.

Literatur

- [1] BASt – Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.): Brücken an Bundesfernstraßen, Brückenstatistik 08.2023. Bergisch Gladbach, (2023). www.bast.de/DE/Statistik/Bruecken/Brueckenstatistik.html.
- [2] Nowak, M.; Fischer, O.: Objektspezifische Verkehrslastansätze für Straßenbrücken – ein wichtiger Baustein für erweiterte Beurteilungskonzepte in der Brückennachrechnung. In: Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 12, S. 804–814. doi.org/10.1002/best.201700064.
- [3] Fischer, O.; Müller, A.; Lechner, T. et al.: Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 2, S. 107–127. doi.org/10.1002/best.201300084.
- [4] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Berlin, Mai 2011.
- [5] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI): 1. Ergänzung zur Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Berlin, April 2015.
- [6] Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K. et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – Kurzfristige Lösungsansätze. Fördernummer FE 15.0482/2009/FRB, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bergisch Gladbach, 2014.
- [7] Hegger, J.; Maurer, R.; Fischer, O. et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze. Fördernummer FE 15.0591/2012/FRB. Brücken- und Ingenieurbau Heft B150, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bergisch Gladbach, 2020.
- [8] Fischer, O.; Hegger, J.; Thoma S. et al.: Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie – Validierung erweiterter Nachweisformate zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken. Fördernummer FE 15.0661/2018/FRB. Brücken- und Ingenieurbau Heft B189, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bergisch Gladbach, 2023.
- [9] Rupf, M.; Fernández Ruiz, M.; Muttoni, A.: Post-tensioned girders with low amounts of shear reinforcement: Shear strength and influence of flanges. In: Engineering Structures, Vol. 56 (2013), pp. 357–371. doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.05.024.
- [10] Maurer, R.; Zilch, K.; Gleich, P. et al.: Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 10, S. 654–665. doi.org/10.1002/best.201400054.
- [11] Herbrand, M.; Classen, M.; Adam, V.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Rechteck- und I-Querschnitt. In: Bauingenieur 92 (2017), Heft 11, S. 465–473. doi.org/10.37544/0005-6650-2017-11-51.
- [12] Schramm, N.; Fischer, O.; Scheufler W.: Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit. In: Bauingenieur 94 (2019), Heft 1, S. 9–20. doi.org/10.37544/0005-6650-2019-01-55.
- [13] Schramm, N.; Gehrlein, S.; Fischer, O.: Querkrafttragverhalten von großformatigen Spannbetonbalkenelementen mit Plattenbalkenquerschnitt. In: Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 2, S. 107–127. doi.org/10.1002/best.201900036.
- [14] Maurer, R.; Stakalies, E.: Versuche und Bemessungsvorschlag zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung. In: Bauingenieur 96 (2020), Heft 1, S. 111. doi.org/10.37544/0005-6650-2020-01-25.
- [15] Huber, P.; Huber, T.; Kollegger, J.: Experimental and theoretical study on the shear behavior of single- and multi-span T- and I- shaped post-tensioned beams. In: Structural Concrete, Vol. 21 (2020), pp. 393–408. doi.org/10.1002/suco.201900085.
- [16] Thoma, S.; Fischer, O.: Experimental investigations on the shear strength of prestressed beam elements with a focus on the analysis of crack kinematics. In: Structural Concrete, Vol. 24 (2023), Iss. 4, pp. 4993–5010. doi.org/10.1002/suco.202200699.
- [17] Fischer, O.; Schramm, N.; Gehrlein, S.: Labor- und Feldversuche zur realitätsnahen Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Spannbetonbrücken. In: Bauingenieur 92 (2017), Heft 11, S. 455–463. doi.org/10.37544/0005-6650-2017-11-41.
- [18] DIN EN 1992–2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Deutsche Fassung EN 1992–2:2005+AC:2008.
- [19] Schramm, N.; Fischer, O.: Zur Anrechenbarkeit von nicht norm-gemäßen Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken. In: Bauingenieur 95 (2020), Heft 11, S. 408–418. doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-66.
- [20] Walraven, J.: Aggregate Interlock: A theoretical and experimental analysis. Delft University Press, 1980.
- [21] Gambarova, P.; Karakoc, C.: A New Approach to the Analysis of the Confinement Role in Regularly Cracked Concrete Elements. In: H – Structural Engineering of Prestressed Reactor Pressure Vessels and Other Structures, H5 – Failure, Fracture Propagation and Ductility, SMiRT 7 (1983), pp. 251–261. Chicago, USA.
- [22] Gleich, P.: Das Erweiterte Druckbogenmodell zur Beschreibung des Betontraganteils bei Querkraft. Technische Universität Dortmund, Dissertation, 2020.
- [23] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Teil 2 – Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand: (in Vorbereitung). In: Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING) Entwurf. Bonn, 2021.
- [24] Hegger, J.; Fischer, O.; Maurer, R. et al.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Betonbrücken im Bestand. Fördernummer FE 15.0664/2019/DRB, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bergisch Gladbach, Schlussbericht, 2023.



Sebastian Lamatsch, M.Sc.

sebastian.lamatsch@tum.de, Tel. 089 289 23037

Foto: TUM



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer

oliver.fischer@tum.de, Tel. 089 289 23038

Foto: TUM

Technische Universität München (TUM)
Lehrstuhl für Massivbau
Theresienstraße 90, 80333 München

Zum Nachweis bei einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (M+V+T)

E. Stakalies, V. Lavrentyev, R. Maurer

ZUSAMMENFASSUNG In dem vorliegenden Beitrag werden weiterführende Nachweisverfahren hinsichtlich der Bewertung von bestehenden Spannbetonbrücken unter Querkraftbiegung und zusätzlicher Torsion untersucht. Die Verfahren basieren auf einer genaueren Erfassung der Interaktion zwischen Biege-, Querkraft- und Torsionsbeanspruchung um Tragreserven zu aktivieren. Die präsentierten Forschungsergebnisse basieren auf den an der TU Dortmund durchgeführten experimentellen Untersuchungen an zwei großformatigen Versuchsreihen im Rahmen des BASt Projekts FE 15.0664/2019/DRB [1]. Die Versuche dienen dazu, die neu entwickelten theoretischen Ansätze zu verifizieren. Bei älteren Bauwerken liegt die vorhandene Querkraftbewehrung oft unterhalb der normgemäßen Mindestbewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1 [2]. Ziel war es, die dadurch begrenzte Tragfähigkeit möglichst realitätsnah zu bestimmen. Weiterhin wurden die Interaktionsbedingungen hinsichtlich eines Versagens des Betons auf Druck unter einer kombinierten Beanspruchung (M+V+T) überprüft. Darüber hinaus wurden Konstruktionsregeln zum Schließen der Bügel bei zusätzlicher Torsion überprüft. Der Abfall der Torsionssteifigkeit infolge Rissbildung wurde experimentell untersucht, um die 40 % Regel der Nachrechnungsrichtlinie [3] hinsichtlich des Abfalls der Torsionssteifigkeit zu verifizieren.

STICHWÖRTER

Brückenbau, Querkraft, Torsion, Interaktion

1 Einleitung

Bei der Bewertung bestehender Spannbetonbrücken durch eine Nachrechnung [3] besteht häufig das Problem, dass die älteren Bauwerke nach heutigem Stand der Normung keinen ausreichenden Widerstand gegen Schubbeanspruchungen aus Querkraft und Torsion aufweisen. Daher besteht ein Bedarf nach genaueren Berechnungsverfahren, um weniger kritische Bauwerke auf der Grundlage einer Stufe 2 Nachrechnung gegebenenfalls mit Verstärkungsmaßnahmen weiter nutzen zu können und um kritische Bauwerke mit einer Stufe 4 Nachrechnung noch so lange unter Verkehr halten zu können, bis sie durch einen Ersatzneubau ersetzt werden können.

Durch ein Forschungskonsortium der Technischen Universitäten Aachen, Dortmund und München sowie den Ingenieurgesellschaften H&P, Aachen und ZMI, München wurden und werden im Rahmen von FE-Aufträgen der BASt genauere Nachweisver-

Verification of a combined load consisting of bending, shear force and torsion (M+V+T)

ABSTRACT In the present paper, advanced verification methods are investigated with regard to the evaluation of existing prestressed concrete bridges under shear force bending and additional torsion. The procedures are based on a more accurate analysis of the interaction between bending, shear force and torsion stress in order to activate load-bearing capacities. The presented research results are based on the experimental investigations carried out at TU Dortmund University by means of two large-scale test series within the BASt project FE 15.0664/2019/DRB [1]. The experiments are used to verify the newly developed theoretical approaches. In older existing structures, the shear reinforcement usually does not meet the required minimum shear reinforcement according to DIN EN 1992-1-1 [2]. Thus, the aim was to achieve the best possible degree of utilization concerning the load-bearing capacity. Furthermore, the interaction conditions of concrete failure in compression under a combined loading (M+V+T) were verified. Moreover, design rules for the closing of stirrups in case of additional torsion were critically considered. The decrease in torsional stiffness due to cracking was investigated experimentally to validate the 40 % rule of the “Nachrechnungsrichtlinie” [3] addressing the decrease in torsional stiffness.

fahren mittels experimenteller und theoretischer Untersuchungen entwickelt [1]. Diese sollen in der fortgeschriebenen Fassung der Nachrechnungsrichtlinie (BEM-ING, Teil 2) [4] ihren Niederschlag finden.

2 Bemessung der Bewehrung bei Torsion

2.1 Empfehlung für den Nachweis bei kombinierter Querkraft und Torsion

Bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken werden im ersten Schritt die statisch erforderlichen Torsionsbügel ermittelt und von der vorhandenen Bügelbewehrung abgezogen. Mit der verbleibenden Bügelbewehrung wird der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit geführt. Bei der Ermittlung der Torsionsbügel kann kein Betontraganteil in Ansatz gebracht werden.

Die statisch erforderliche Torsionslängsbewehrung kann bei der Biegebemessung unter Berücksichtigung der Tragreserven der

Spannglieder über eine zur Torsionslängsbewehrung äquivalente Längszugkraft gemeinsam mit der Biegebewehrung ermittelt werden.

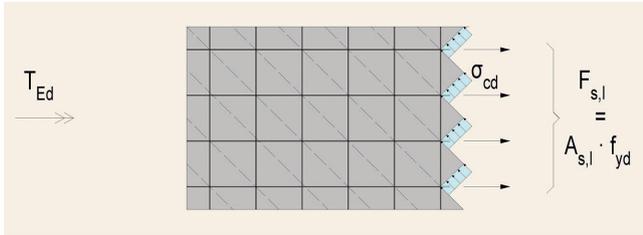


Bild 1. Erforderliche Torsionslängsbewehrung bei reiner Torsion – Stahlbeton *Grafik: E. Stakalies*
 Fig. 1. Required torsional longitudinal reinforcement for pure torsion – reinforced concrete *Source: E. Stakalies*

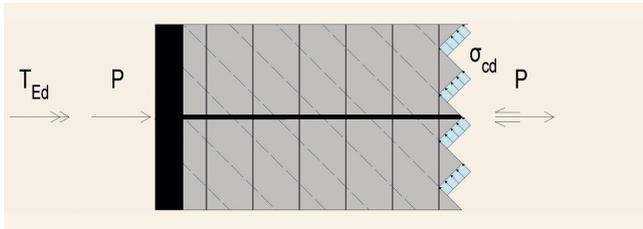


Bild 2. Reduzierte Torsionslängsbewehrung durch die Vorspannung. Idealiserte Krafteinleitung von P durch eine starre Platte *Grafik: E. Stakalies*
 Fig. 2. Reduced longitudinal torsional reinforcement due to prestressing effect. Idealised force application of P through a rigid plate *Source: E. Stakalies*

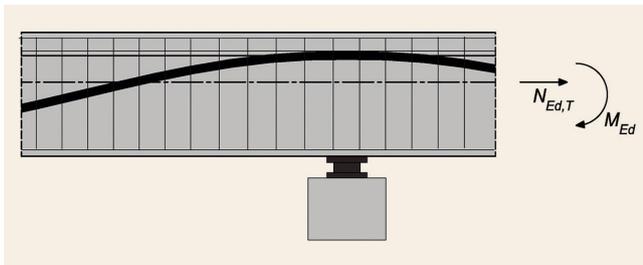


Bild 3. Bemessung der erforderlichen Längsbewehrung $A_{s,M+N_{Ed,T}}$ infolge Biegung M_{Ed} und Torsionslängszugkraft $N_{Ed,T}$ *Grafik: E. Stakalies*
 Fig. 3. Design of the required longitudinal reinforcement $A_{s,M+N_{Ed,T}}$ due to bending M_{Ed} and longitudinal torsional tensile force $N_{Ed,T}$ *Source: E. Stakalies*

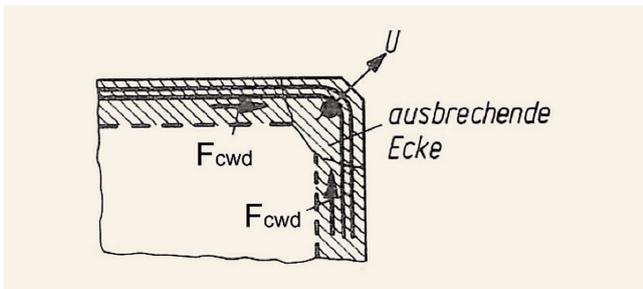


Bild 4. Ausbrechende Ecken infolge Umlenkung der Druckstreben (aus [17]) *Grafik: entnommen aus [6]*
 Fig. 4. Break-out corners due to deflection of the compression struts (from [17]) *Source: taken from [6]*

2.2 Torsionsbügelbewehrung

Die Torsionsbügelbewehrung wird auf Grundlage eines räumlichen Fachwerkmodells nach DIN EN 1992-2 [5] ermittelt und muss in voller Größe berücksichtigt werden.

$$\text{erf } a_{sw} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \tan \theta \quad (1)$$

Die gesamte erforderliche Bügelbewehrung resultiert aus der Querkraftbewehrung basierend auf einem idealisierten Fachwerkmodell mit Betontraganteil (z.B. Druckbogenmodell [6, 7]) zusätzlich der vollen Torsionsbügelbewehrung. Bei der Torsionsbügelbewehrung erfolgt keine Reduzierung durch einen Betontraganteil.

2.3 Torsionslängsbewehrung

Infolge der umlaufenden Druckstreben im räumlichen Fachwerk erfährt der Balken eine Dehnung in Längsrichtung, das heißt eine Verlängerung. Daran wird er durch die Torsionslängsbewehrung gehindert, die die Kraftkomponenten der umlaufenden Druckstreben in Längsrichtung der Stabachse ins Gleichgewicht setzt (**Bild 1**). Durch das Aufbringen einer Vorspannkraft wird die erforderliche Torsionslängsbewehrung reduziert (**Bild 2**). Die horizontalen Kraftkomponenten der geeigneten Druckstrebenkräfte können anteilig oder vollständig durch die Vorspannung ins Gleichgewicht gesetzt werden [8].

Bei dem aus diesen mechanischen Zusammenhängen entwickelten Bemessungsmodell wird zunächst aus der Torsionslängsbewehrung eine resultierende Längszugkraft ($N_{Ed,T}$) berechnet. Diese wird dann zentrisch im Schwerpunkt des Querschnitts angesetzt und bei der Biegebemessung berücksichtigt (**Bild 3**). Diese Idealisierung wurde durch die nachfolgend beschriebenen Versuche verifiziert. Die Idealisierung ist anwendbar bei einer Beanspruchung überwiegend durch Biegung, wie sie bei Plattenbalkenbrücken auftritt.

Bei der Ermittlung wird zunächst von der Gleichung nach DIN EN 1992-1-1 [2] für das durch die Torsionslängsbewehrung aufnehmbare Torsionsmoment ausgegangen:

$$T_{Ed} = \frac{A_{sl}}{u_k} \cdot f_{yd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot \tan \theta \quad (2)$$

Durch Umstellen der Gleichung geht daraus die äquivalente Torsionslängszugkraft hervor, die bei der Biegebemessung für M_{Ed} im Schwerpunkt des Querschnitts zusätzlich angesetzt wird (**Bild 3**).

$$N_{Ed,T} = A_{sl} \cdot f_{yd} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \cdot u_k \cdot \cot \theta \quad (3)$$

Dabei wird der positive Effekt aus der Überdrückung der Torsionslängszugkräfte im Bereich der Biegedruckzone sowie der Tragwirkung der Spannglieder entsprechend ihrer Anordnung im Querschnitt automatisch mitberücksichtigt.

3 Schließen der Torsionsbügel

Durch die Umlenkung der Druckstreben bei der räumlichen Fachwerktragwirkung besteht die Gefahr eines Ausbrechens der Ecken, dargestellt in **Bild 4** für einen Rechteckquerschnitt. Das Ausbrechen der Ecken soll durch einen engen Bügelabstand und

steife Längsstäbe in den Ecken, auf die sich die Druckstreben abstützen können, verhindert werden. Zudem fordert der Eurocode 2, dass bei Torsion nur kraftschlüssig geschlossene Bügel verwendet werden dürfen.

Die Konstruktionsregeln für die Torsionslängs- und Torsionsbügelbewehrung in DIN EN 1992-1-1 mit zugehörigem NA [9] gelten für reine Torsion und Rechteckquerschnitte. Bei Brücken tritt immer eine kombinierte Beanspruchung aus überwiegender Querkraftbiegung mit zugehöriger Torsion auf. Daher ist eine Anpassung dieser Regeln an die brückenspezifischen Verhältnisse sinnvoll.

Die Stoßausbildung der Bügel in DIN EN 1992-2/NA [5], Abschnitt 9.2.3 (1) geht noch auf DIN 1045-1:2008 [10], Abschnitt 12.7 zurück, die besagt, dass die Bügel kraftschlüssig geschlossen sein müssen, wobei auf die für Querkraftbügel geltenden Regeln mit Übergreifungsstößen verwiesen wird, was bereits seinerzeit zur Diskussion stand. So vertrat Leonhardt in [11] die Überzeugung, dass bei Torsion die um einen Eck-Längsstab sich übergreifenden 135°-Haken vollauf genügen und Übergreifungsstöße im Bügelschenkel bei hohen Bewehrungsgraden durch die Häufung der Stäbe eine ungünstig wirkende Trennschicht bilden.

Bei Brückenquerschnitten wird durch die in Querrichtung durchlaufende Fahrbahnplatte ein Ausbrechen der Ecken infolge Umlenkung der Druckstreben bei Torsion im oberen Stegbereich verhindert, weil die Querbewehrung der Fahrbahnplatte als starker Zugband durchläuft und sich darunter die Biegedruckkraft aus der Quertragwirkung gegen den oberen Stegbereich abstützt. Zusätzlich erfolgt die vertikale Verankerung der Ecken durch die Haken oder Winkelhaken als Verankerungselemente der Bügelschenkel.

Bei den nachfolgend beschriebenen Versuchen an vorgespannten Plattenbalken wurde diese Form der konstruktiven Durchbildung untersucht. Das Schließen der Bügel erfolgte durch die obere Querbewehrung. Im Zusammenwirken mit den Verankerungselementen der Bügelschenkel verhindert sie das Ausbrechen der oberen Eckbereiche, durch die Umlenkung der Druckstreben im räumlichen Fachwerkmodell (Bild 5).

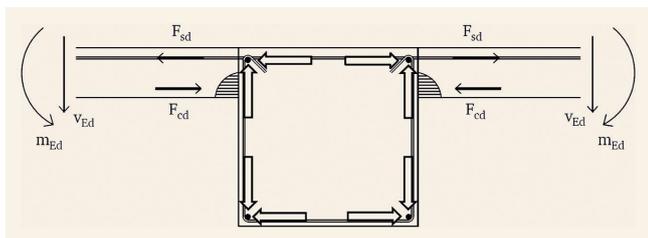


Bild 5. Schließen der Querkraft- und Torsionsbügel bei Plattenbalkenbrücken. Grafik: V. Lavrentyev
Fig. 5. Closing of shear force and torsion stirrups on T-girder bridges. Source: V. Lavrentyev

4 Nachweis der Hauptdruckspannungen im Beton

Bei mehreren Versuchen der Versuchsreihe DLT wurde im Bereich mit starker Schubrissebildung unmittelbar vor den Innenstützen ein Betondruckversagen beobachtet, was durch Abplatzungen und ein Ablösen zunächst der seitlichen Betondeckung bis hinein in die Biegedruckzone eingeleitet wurde. Dabei kam es auch zum Ablösen der Betondeckung an der Trägerunterseite in

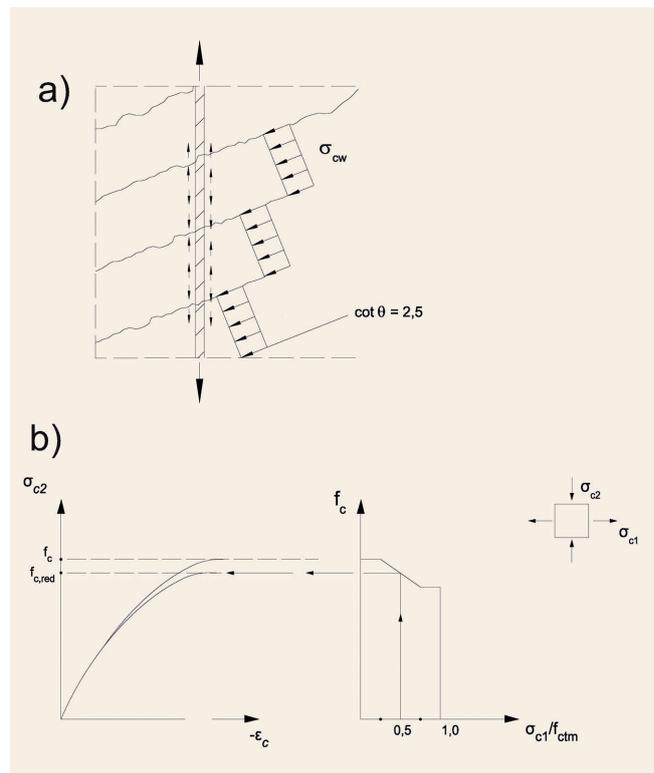


Bild 6. a) Einleitung von Querkzugspannungen in die Druckstreben im Steg; b) Abminderung der Betondruckfestigkeit infolge gleichzeitig auftretender Querkzugbeanspruchung (schematisch). Grafik: V. Lavrentyev
Fig. 6. a) Insertion of transverse tensile stresses into the compression struts within the web; b) Reduction of concrete compressive strength due to simultaneously occurring transverse tensile stress (schematic). Source: V. Lavrentyev

Verbindung mit einem tiefer gehenden lokalen Betonausbruch. Infolge der Querschnittsschwächung in der Biegedruckzone kam es in der Folge zu einem Biegebruch. In diesem Zusammenhang muss allerdings zwischen einem primären und einem sekundären Versagen des Betons unterschieden werden.

Ein sekundäres Betonversagen im Bereich der Innenstützen der Durchlaufträger erfolgt, wenn die Bügel mit großen plastischen Dehnungen (10-20 %) fließen, wodurch große Querkraft und Zugspannungen in die flach geneigten Betondruckstreben zwischen den Schubrisse eingeleitet werden (Bild 6). Dadurch kommt es im Wirkungsbereich der Bewehrung zu einem deutlichen Festigkeitsabfall des Betons, der umso ausgeprägter ist, je flacher die Betondruckstreben geneigt sind. In der Folge löst sich zunächst die Betondeckung außerhalb der Bügel ab, was eine Querschnittsschwächung zur Folge hat. Es besteht dann die Gefahr eines anschließenden Versagens der Biegedruckzone auch innerhalb der Bügel, wie es bei den nachfolgend in Abschnitt 5 beschriebenen Versuchen teilweise zu beobachten war.

Ein Ablösen der Betondeckung führt bei den relativ kleinen Querschnitten der Versuchsbalken zum sofortigen Versagen.

Ein primäres Betonversagen liegt vor, wenn die Bügel nicht fließen oder nur mit geringen plastischen Dehnungen fließen und es zu einem echten Druckstrebenbruch durch Überschreiten der Druckfestigkeit kommt.

DIN EN 1992-2 [5] mit zugehörigem NA sieht zur Vermeidung eines Druckstrebenbruchs eine Interaktionsbedingung für Querkraft und Torsion vor. Da die Hauptdruckspannungen im

Beton auch vom gleichzeitig wirkenden Biegemoment M beeinflusst werden, stellt sich die Frage, ob das Biegemoment ebenfalls dabei berücksichtigt werden muss.

Um all diesen Fragen nachzugehen, wurden in zwei Versuchsreihen entsprechend konzipierte Versuche durchgeführt [12].

5 Experimentelle Untersuchungen

5.1 Versuchsprogramm – Durchlaufträger (DLT)

5.1.1 Versuchskörper

Das Versuchsprogramm DLT zur Verifikation der in Abschnitt 2.2 und 2.3 vorgestellten Bemessungsmodelle durch Versuche umfasst in Summe vier großformatige Durchlaufträger (DLT) mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und zusätzlicher Torsion, die an der TU Dortmund [13] getestet wurden. An jedem der zweifeldrigen Spannbetonträger wurden zwei Teilversuche durchgeführt. Dazu wiesen die beiden Felder jeweils unterschiedliche Querkraft- und Längsbewehrungsgrade oder unterschiedlichen Bewehrungsformen für die Torsionsbügel auf (**Tabelle 1**).

Grundlage für die Versuche mit kombinierter Beanspruchung stellen Versuche mit reiner Querkraftbiegung dar [14], [15], die hinsichtlich der Trägergeometrie, der Bewehrung (bis auf die zusätzliche Torsionsbügel und Torsionslängsbewehrung) sowie dem Vorspanngrad in Übereinstimmung mit den Versuchen unter kombinierter Beanspruchung sind. Sie können als Referenzversuche mit bekannter Versuchstraglast herangezogen und den Versuchstraglasten aus den Versuchsträgern DLT2.5–DLT2.8 gegenübergestellt werden (Tabelle 1). Wird mit den Versuchsträgern unter zusätzlicher Torsion die gleiche Versuchstraglast erreicht wie mit den jeweils zugehörigen Referenzträgern, ist das in Abschnitt 2 beschriebene Bemessungsmodell bestätigt.

Die Versuchslasten der Versuchsträger DLT2.5–DLT2.7 wurden durch Einzellasten jeweils in einem Abstand von 3,50 m von der Innenstütze exzentrisch zur Längsachse des Trägers aufgebracht. Dadurch entsteht im Bereich zwischen Lasteinleitung und

Innenstütze eine konstante Torsionsbeanspruchung. Der Versuchsträger DLT2.8 wurde durch Streckenlasten beansprucht. Alle Balken wurden über Querträger an der Innenstütze zur Aufnahme der Torsion ins Gleichgewicht gesetzt.

Während bei den Versuchsträgern DLT2.5–DLT2.7 primär das Bemessungskonzept für eine kombinierte Beanspruchung aus $M+V+T$ verifiziert werden sollte, wurde bei dem Versuchsträger DLT2.8 zusätzlich der direkte Vergleich mit unterschiedlichem Schließen der Bügel getestet. Hierzu wurde ein Feld mit offenen und ein Feld mit nach Norm geschlossenen Bügeln ausgeführt (**Bild 7**). Die offenen Bügel wurden durch die Querbewehrung der Gurtplatte geschlossen.

5.1.2 Versuchstraglasten

Eine Übersicht über die erreichten Versuchstraglasten unter kombinierter Beanspruchung ($M+V+T$) im Vergleich zu den Referenzversuchsträgern ohne zusätzliche Torsionsbelastung enthält **Tabelle 2**. Das Bemessungskonzept aus Abschnitt 2 für die Bewehrung konnte bei Versuchsträger DLT2.5 durch das Erreichen von 97 % der Traglast im Vergleich zu den Referenzversuchen bestätigt werden.

Der Versuchsträger DLT2.6 konnte dagegen erwartungsgemäß nur circa 90 % der Traglast der Referenzversuche erreichen (Tabelle 2), da DLT2.6 gänzlich ohne zusätzliche Torsionslängsbewehrung ausgeführt worden war.

Das endgültige Versagen trat bei beiden Trägern in Feld 2 nahe der Lasteinleitungsstelle letztlich durch den Bruch der stark eingeschnürten Betondruckzone auf. Primäre Ursache für das Versagen war das Fließen der Bewehrung in Verbindung mit großen Stahldehnungen.

Das Bemessungskonzept nach Abschnitt 2 konnte durch den Versuchsträger DLT2.7 in Feld 1 mit einer Exzentrizität der Einzellast von $e = 11$ cm bestätigt werden. Das Feld 2 wurde für eine Exzentrizität von $e = 15$ cm bemessen aber im Versuch mit $e = 20$ cm belastet, um mögliche Tragreserven zu identifizieren.

Tabelle 1. Versuchsprogramm – Kombinierte Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion
Table 1. Test programme – Combined loading from bending, shear force and torsion

Versuch	Querschnitt	Längsbewehrung	Querkraftbewehrung $\rho_{w,geo} / \rho_{w,min} [\%]$		Belastung	Vorsp. σ_{sp} [MPa]
			Feld 1	Feld 2		
DLT2.5	T	$A_{s,o} = 14\emptyset12+2\emptyset20$ $A_{s,u,Feld} = 3\emptyset16+2\emptyset20$ $A_{s,u,Stütz} = A_{s,u,Feld}+2\emptyset20$ $A_{s,Steg} = 4\emptyset12$ je Seite	1,03 ($\emptyset8/20$) (asw,V+T)	1,66 ($\emptyset10/20$) (asw,V+T)	M+V+T Einzellast exzentrisch	3,3
DLT2.6	T	$A_{s,o} = 16\emptyset12$ $A_{s,u,Feld} = 3\emptyset16+2\emptyset20$ $A_{s,u,Stütz} = A_{s,u,Feld}+2\emptyset20$	1,03 ($\emptyset8/20$) (asw,V+T)	1,66 ($\emptyset10/20$) (asw,V+T)	M+V+T Einzellast exzentrisch	3,3
DLT2.7	T	$A_{s,o} = 14\emptyset12+2\emptyset20$ $A_{s,u,Feld} = 3\emptyset16+2\emptyset20$ $A_{s,u,Stütz} = A_{s,u,Feld}+2\emptyset20$ $A_{s,Steg} = 4\emptyset16$ je Seite	1,74 ($\emptyset8/10$) (asw,V+T)	2,72 ($\emptyset10/10$) (asw,V+T)	M+V+T Einzellast exzentrisch	3,3
DLT2.8	T	$A_{s,o} = 14\emptyset12+2\emptyset20$ $A_{s,u,Feld} = 3\emptyset16+2\emptyset20$ $A_{s,u,Stütz} = A_{s,u,Feld}+2\emptyset20$ $A_{s,Steg} = 4\emptyset16$ je Seite	1,74 ($\emptyset8/10$) (asw,V+T)	1,74 ($\emptyset8/10$) (asw,V+T)	M+V+TStreckenlastexzentrisch	3,3

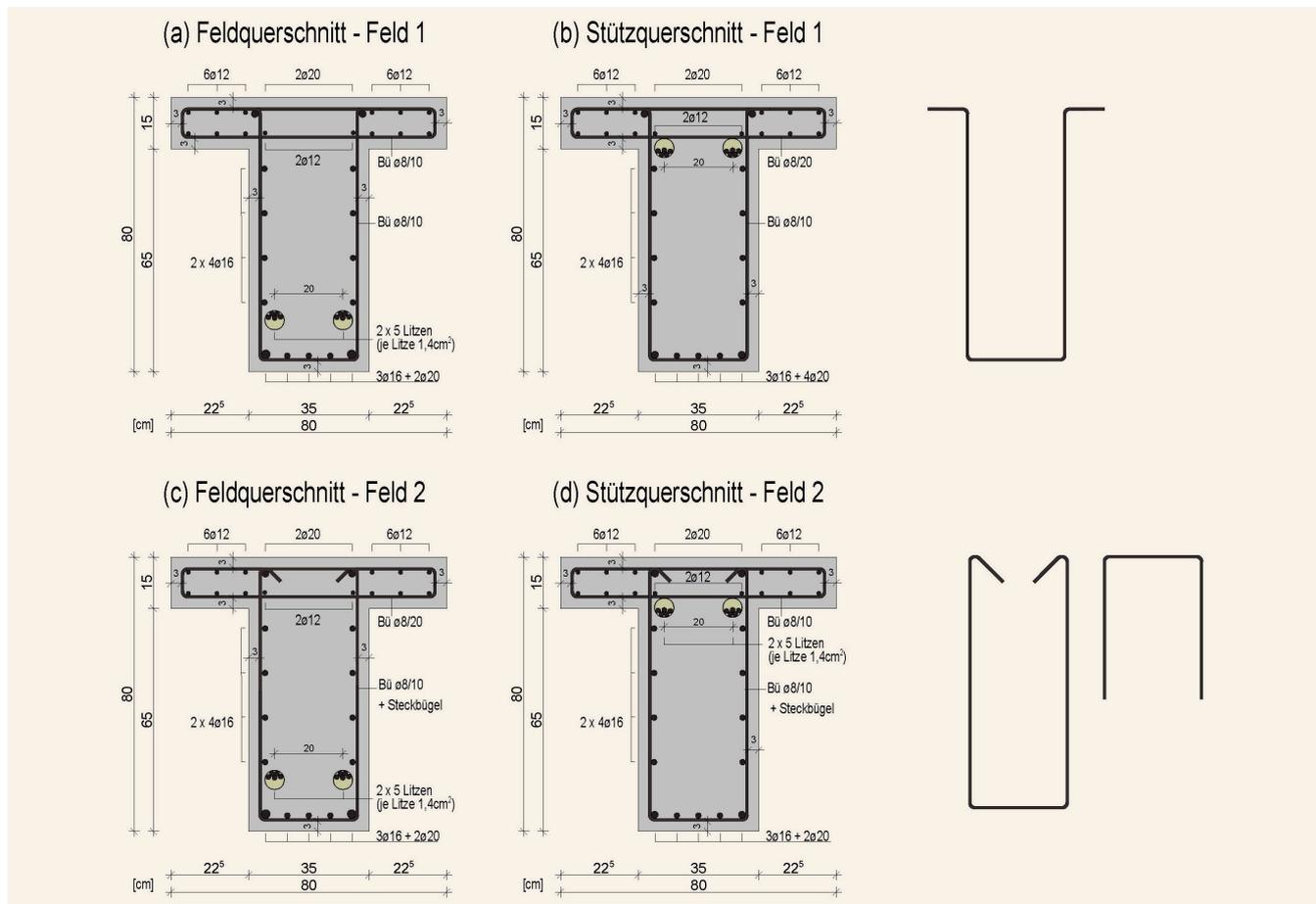


Bild 7. Querschnittsgeometrie und Bewehrung Versuchsträger DLT2.8

Grafik: V. Lavrentyev

Fig. 7. Cross-section geometry and reinforcement layout of test girder DLT2.8 Source: V. Lavrentyev

Die Traglast von 1 607 kN konnte in Feld 2 allerdings nicht erreicht werden. Die Versuchstraglast unterschreitet die Referenztraglast um 14 %.

Beim Streckenlastversuch DLT2.8 wurde die Traglast des zugehörigen Referenzversuchs entsprechend dem Bemessungsvorschlag nach Abschnitt 2 für die zusätzliche Torsionsbewehrung nicht nur erreicht, sondern, wie aus Tabelle 2 ersichtlich, sogar um 26,4 % übertroffen. Die deutlich geringere Druckfestigkeit des zugehörigen Referenzversuchs DLT2.4 aus [13] im Vergleich zum Versuchsträger DLT2.8

Die Traglast von 1 607 kN konnte in Feld 2 allerdings nicht erreicht werden. Die Versuchstraglast unterschreitet die Referenztraglast um 14 %.

Tabelle 2. Experimentell ermittelte Versuchstraglasten DLT2.5 – DLT2.8

Table 2. Experimentally determined test loads DLT2.5 – DLT2.8

Versuchsträger	Versuchstraglast	Referenzversuch	Abweichung	Merkmal
DLT2.5 – Feld 1	1 549 kN	1 607 kN	- 3,20 %	zusätzliche Torsionsbügel- und Torsionslängsbewehrung
DLT2.5 – Feld 2	1 792 kN	1 798 kN	- 0,20 %	Exzentrizität: $e = 7,5$ cm
DLT2.6 – Feld 1	1 453 kN	1 607 kN	- 9,20 %	keine zusätzliche Torsionslängsbewehrung
DLT2.6 – Feld 2	1 688 kN	1 798 kN	- 6,10 %	Exzentrizität: $e = 7,5$ cm
DLT2.7 – Feld 1	1 603 kN	1 607 kN	- 0,25 %	Bemessung: $e = 11$ cm Versuch: $e = 11$ cm
DLT2.7 – Feld 2	1 379 kN	1 607 kN	- 14 %	Bemessung: $e = 15$ cm Versuch: $e = 20$ cm
DLT2.8 – Feld 1	522 kN/m	413 kN/m	+ 26,4 %	DLT2.4: (Ref.) $f_{cm} = 26,7$ MN/m ² DLT2.8: $f_{cm} = 48,9$ MN/m ²
DLT2.8 – Feld 2	522 kN/m	413 kN/m	+ 26,4 %	Exzentrizität: $e = 15$ cm

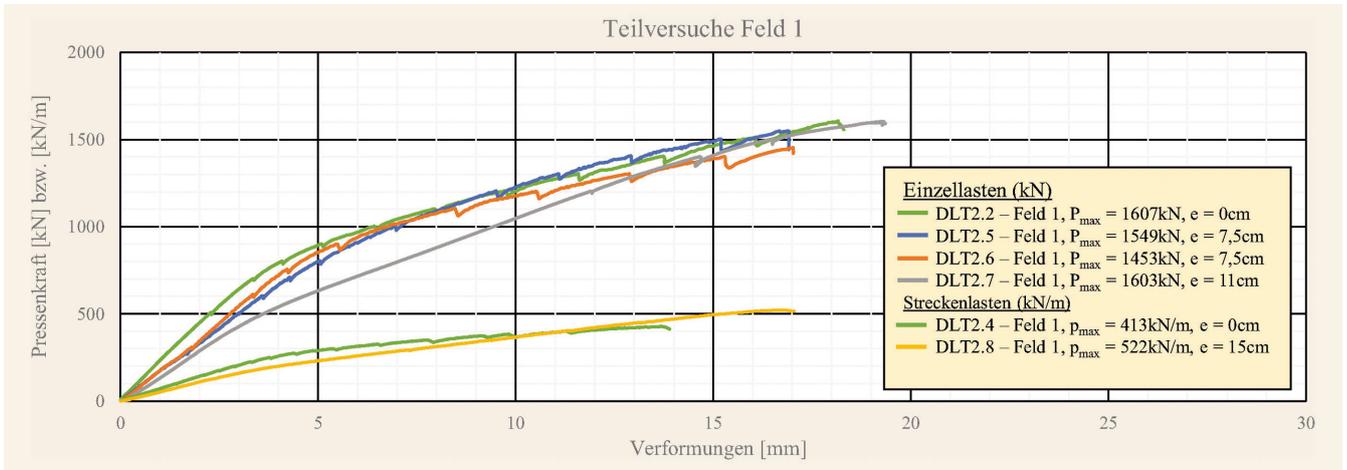


Bild 8. Last-Verformungskurven der Teilversuche jeweils im Feld 1
 Grafik: E. Stakalies
 Fig. 8. Load-deformation curves of tests in field 1 respectively
 Source: E. Stakalies

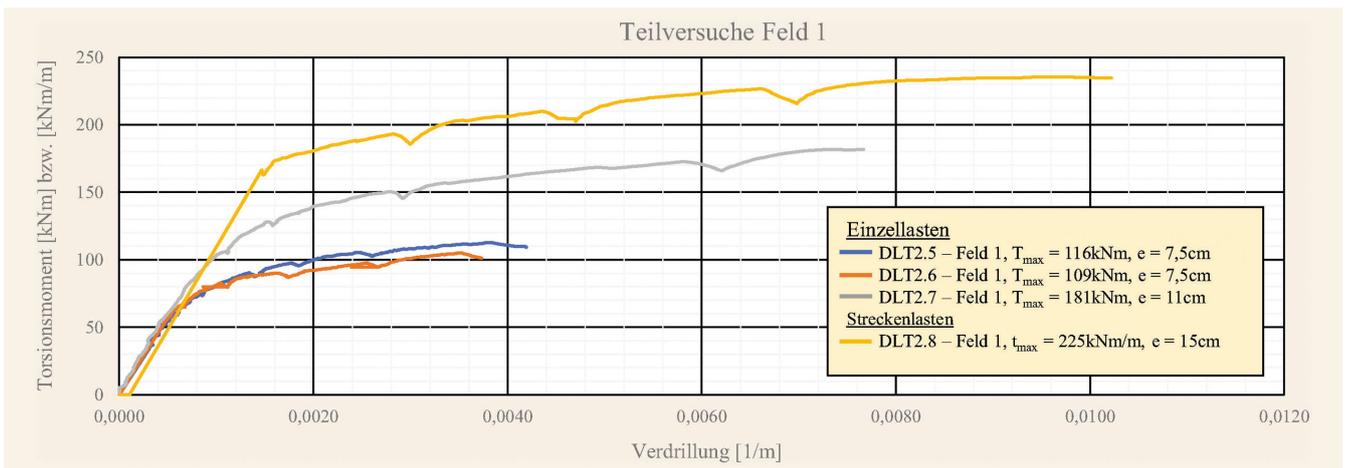


Bild 9. Torsions-Verdrillungskurven – Feld 1 Grafik: E. Stakalies
 Fig. 9. Torsional twisting curves – Field 1 Source: E. Stakalies

($f_{cm,2.8}/f_{cm,2.4} = 44,8/26,8 = 1,67$) hatte einen signifikanten Einfluss auf den Druckzonenbereich der Innenstütze, wo die geringere Druckfestigkeit zu einem vorzeitigen Versagen führte.

Bei dem Referenzversuchsträger wurde die Zielfestigkeit des bestellten Betons der Festigkeitsklasse C35/45 auf Grund der mangelhaften Qualität des Transportbetons nicht erreicht ($f_{cm} = 26,7 \text{ MN/m}^2$). Dieser Mangel wurde erst nach Erhärtung und Prüfung der ersten Probekörper festgestellt.

Bei DLT2.8 waren beide Felder für die gleiche Traglast ausgelegt und unterschieden sich lediglich hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung der Bügel (Bild 7). Bis zum Eintreten der Bruchlast konnten keine Unterschiede im Tragverhalten anhand von Rissbildung, Dehnungsmessungen oder Verformungen beobachtet werden.

5.1.3 Last-Durchbiegungskurven

Die Last-Verformungskurven für die zugehörigen Teilversuche aller Versuchsbalken, beispielhaft jeweils im Feld 1, sind zu-

sammenfassend in **Bild 8** dargestellt, vier Versuche mit Einzellasten und zwei Versuche mit Streckenlasten. Dabei handelt es sich jeweils um einen Referenzversuch (grüne Kurven). Die Versuchstraglasten der Versuche mit Einzellasten, DLT2.2 aus [13] sowie DLT2.5 und DLT2.7, liegen in einem engen Streubereich dicht zusammen. Lediglich Versuch DLT2.6, der ohne zusätzliche Torsionslängsbewehrung ausgeführt wurde, weist eine um 9,2% kleinere Versuchstraglast auf. Mit zunehmender Torsionsbeanspruchung verlaufen die Kurven infolge des Steifigkeitsabfalls durch zusätzliche Rissbildung flacher.

Bei den beiden Versuchen mit Streckenlasten, ein Referenzversuch mit reiner Querkraftbiegung (DLT2.4 aus [13]) und ein Versuch mit zusätzlicher Torsion (DLT2.8), kommt der große Unterschied bei den Versuchstraglasten durch die unterschiedliche Betondruckfestigkeit zustande.

Die Torsions-Verdrillungskurven für die Torsionsbeanspruchungen sind zusammenfassend in **Bild 9** dargestellt. Deutlich zu erkennen ist, wie die Torsionssteifigkeiten mit einsetzender Rissbildung stark abfallen. Der Steifigkeitsabfall durch Rissbildung ist bei Torsion größer als bei Biegung.

5.1.4 Torsionssteifigkeit

In statisch unbestimmten Systemen ist die Verteilung der Schnittgrößen abhängig von den Steifigkeitsverhältnissen. Bei Plattenbalkenbrücken beeinflusst die Torsionssteifigkeit der Längsträger sowohl die Querverteilung als auch die absolute Größe des Torsionsmoments der Hauptträger. Daher ist es bei der Nachrechnung von bestehenden Plattenbalkenbrücken von Interesse, die Torsionssteifigkeit der Hauptträger für die Schnittgrößenermittlung im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufgrund der Rissbildung abzumindern, um das Tragverhalten möglichst realitätsnah abzubilden.

Anhand der Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung konnte ein Abfall der Torsionssteifigkeit durch kontinuierliche Messung der Torsionsmomenten-Verdrillungs-Beziehung (M, ϑ') analysiert werden und der rechnerischen Torsionssteifigkeit nach Zustand I gegenübergestellt werden.

Anhand der nichtlinearen Torsionsmomenten-Verdrillungs-Zuordnung im gerissenen Zustand kann mithilfe der mechanischen Zusammenhänge aus den Versuchen eine Tangenten- und Sekanten-Torsionssteifigkeit bestimmt werden.

$$GI_{T,tan}^{II} = \frac{\Delta T}{\Delta \vartheta'} (\tan) \text{ bzw. } GI_{T,sek}^{II} = \frac{\Delta T}{\Delta \vartheta'} (\text{sek}) \quad (4)$$

Die für einen Trägerabschnitt in Längsrichtung dargestellte Torsionsmomenten-Verdrillungs-Beziehung, exemplarisch für den Versuchsträger DLT2.5, weist ähnlich den Momenten-Krümmungs-Linien bei Biegebeanspruchung drei charakteristische Phasen auf: den ungerissenen Zustand, den gerissenen Zustand und den plastischen Bereich durch das Fließen der Bewehrung (Bild 10).

Zur Quantifizierung des Abfalls der Torsionssteifigkeit wurde die Entwicklung der effektiven Torsionssteifigkeit in Abhängigkeit vom Torsionsmoment anhand der im Versuch ermittelten Verdrillung auf Basis von Differenzenquotienten in Bild 11 sowohl für die Tangenten- als auch für die Sekantensteifigkeit exemplarisch für den Versuchsträger DLT2.5 gegenübergestellt.

Wie in Bild 11 zu erkennen, wurde die Torsionssteifigkeit der Versuchsträger, ausgehend von einer Torsionssteifigkeit von 100 % zu Beginn der Belastung, bereits im Zustand I auf Werte zwischen 85-90 % der Torsionssteifigkeit nach der Elastizitätstheorie infolge Mikrorissbildung reduziert. Daran anschließend erfolgt der Abfall der Torsionssteifigkeit im gerissenen Zustand II bei 40 bis 60 % der Traglast zunächst aufgrund von Biegerissen. Durch fortschreitende Biege- und Torsionsrissentwicklung setzte sich der Abfall der Torsionssteifigkeit bis zu einem Lastniveau von etwa 60-80 % der Traglast auf 20-60 % des Ausgangswertes fort. Es wird deutlich, dass der Unterschied von Tangenten- zur Sekantensteifigkeit mit zunehmendem Torsionsmoment T größer wird. Ein Abfall der Torsionssteifigkeit infolge Rissbildung in vergleichbarer Größe an zwei vorgespannten Versuchsträgern mit Hohlkastenquerschnitt ist von Leonhardt/Walther in [16] dokumentiert.

5.1.5 Rissbildung

In Bild 12 sind die Rissbilder der Versuchsträger im Bruchzustand dargestellt. Im Bruchzustand sind die Versuchsträger über die gesamte Länge gerissen, wobei die kritischen Risse, die im stärker bewehrten Feld zum endgültigen Bruch geführt haben, rot eingezeichnet.

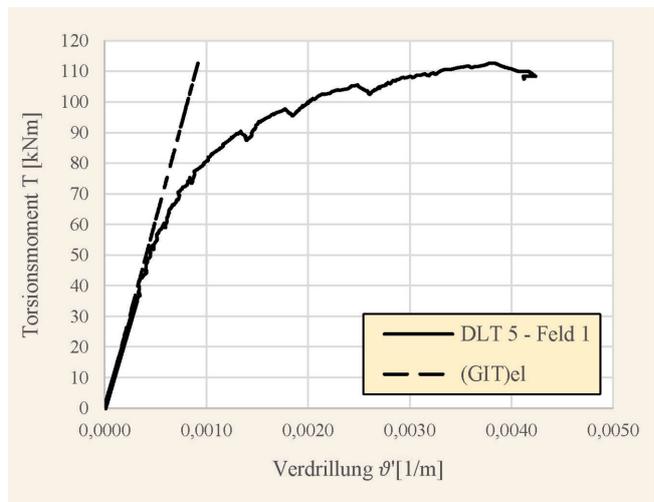


Bild 10. Torsionsmomenten-Verdrillungs-Beziehung – exemplarisch für DLT2.5 (Feld 1) Grafik: E. Stakalies
Fig. 10. Torsional moment-distortion relationship – exemplary for DLT.5 (field 1) Source: E. Stakalies

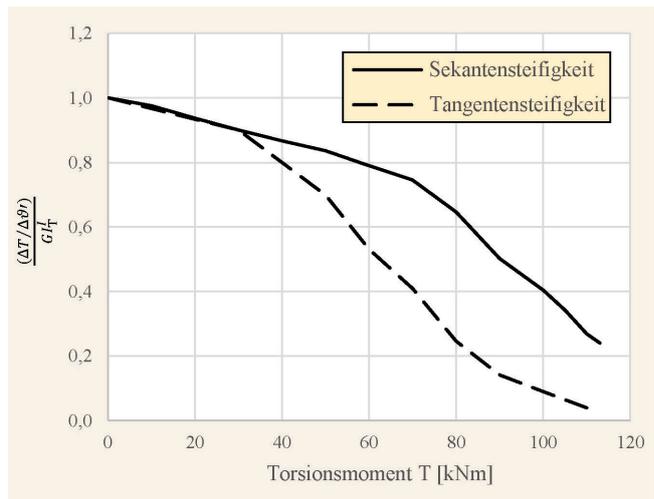


Bild 11. Entwicklung der effektiven Torsionssteifigkeit – (beispielhaft für den Versuchsträger DLT2.5) Grafik: E. Stakalies
Fig. 11. Development of the effective torsional stiffness – (exemplary for test girder DLT2.5) Source: E. Stakalies

Während der Versuchsträger DLT2.5 durch eine Überbeanspruchung der Bügelbewehrung versagte, zeigte sich bei dem Versuchsträger DLT2.6 ohne zusätzliche Torsionslängsbewehrung eine deutliche Zunahme der Rissbildung bis in den Bereich der Druckzone an der Innenstütze hinein. Beim Versuchsträger DLT2.7 mit $e = 20$ cm führte letztlich ein Versagen der Druckstreben in Feld 2 zum Bruchzustand. Bei dem Versuch mit Streckenlast (DLT2.8) stellt sich ein gänzlich anderes Rissbild ein. Die Ausbildung der schrägen Schubrisse konzentrierte sich im Wesentlichen auf den Bereich der Innenstütze, während sich im Feldbereich hauptsächlich vertikale Biegerisse einstellen.

Das Versagen des Trägers DLT2.8 erfolgte schlussendlich an der Innenstütze im Feld mit offener Bügelbewehrung infolge eines sekundären Druckzonenversagens. Aufgrund großer plastischer Dehnungen im Zuge des Fließens der Bügelbewehrung (10-20 %) kam es zu großen Querdehnungen und Zugspannun-

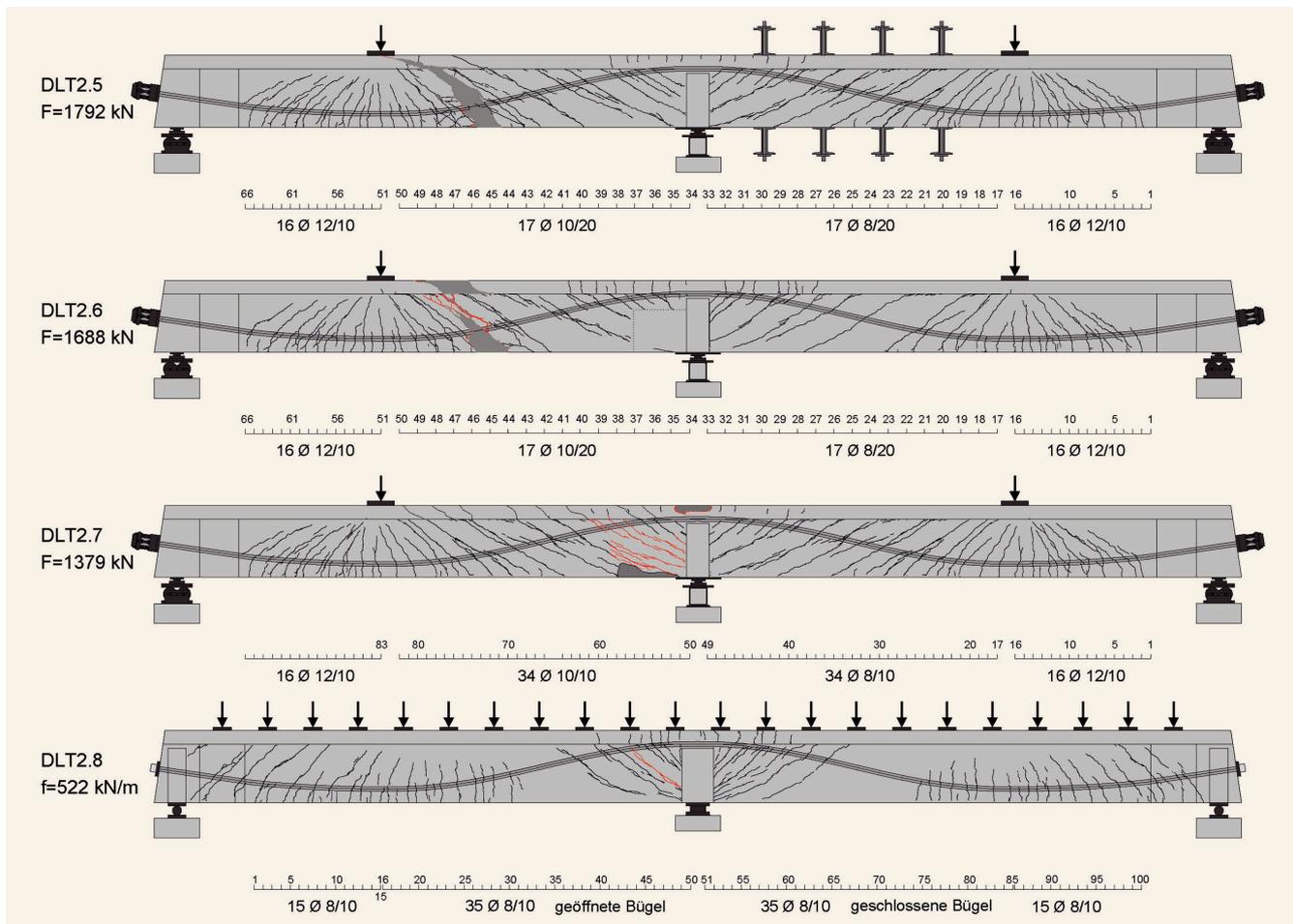


Bild 12. DLT Rissbilder im Bruchzustand (Versagensrisse rot)

Grafik: E. Stakalies

Fig. 12. DLT crack patterns in fracture state (failure cracks marked in red) Source: E. Stakalies

gen in den geneigten Betondruckstreben und dementsprechend zu einem Festigkeitsabfall des Betons. Durch flächenhafte Betonabplatzungen kam es in der Folge zur Querschnittsschwächung, die schlussendlich das sekundäre Druckzonenversagen eingeleitet hat.

Bis zum Versagen war kein Einfluss der Bügelbewehrungsform auf das Tragverhalten zwischen den Feldern erkennbar.

5.2 Versuchsprogramm – Einfeldträger mit Kragarm (ETK)

5.2.1 Versuchskörper

Die Versuchsreihe ETK „Einfeldträger mit Kragarm“ unterscheidet sich von der DLT – Versuchsreihe durch einen größeren Untersuchungsbereich, größere geometrische Schubschlankheiten sowie eine Belastung durch Streckenlasten. Der neu konzipierte Versuchsträger und der Versuchsaufbau sollen den Bereich einer Innenstütze eines Durchlaufträgers als Plattenbalkenbrücke möglichst realitätsnah abbilden. **Bild 13** zeigt das Ersatzsystem des Innenfeldes eines unendlich langen Durchlaufträgers unter konstant durchlaufender Streckenlast.

Durch Kalibrierung der Einzellast am Kragarmende sowie der Streckenlast im Feld kann die sich einstellende Schubschlankheit an der Innenstütze gezielt gesteuert werden. Bei Ergänzung der

Schnittgrößenverläufe für ein volles Feld, repräsentiert der Versuchsträger ein deutlich längeres Feld als es seiner eigentlichen Länge entspricht.

Die Querschnittsform sowie die Abmessung wurden analog zu den Torsionsversuchen des an der TU Dortmund abgeschlossenen BAST-Projekts FE 15.0591 [13] gewählt. Die neue Versuchsreihe (ETK) besteht aus insgesamt fünf vorgespannten Versuchsträgern. Die Vorspannung wurde in Anlehnung an die alte nationale Norm DIN 4227:1953 mit 55 % der Zugfestigkeit der Spanstahls aufgebracht. Jeder Versuchsträger wurde für zwei Teilversuche genutzt.

Im jeweiligen Teilversuch 1 wurde die Querkrafttragfähigkeit unter zusätzlicher Torsionsbeanspruchung im Stützbereich zum Feld hin untersucht. Der Referenzversuch ETK1 wurde durch reine Querkraftbiegung ohne Torsion getestet. In den Versuchen ETK2 bis ETK5, mit zusätzlicher Torsion, wurde jeweils ein Parameter variiert, um seine Auswirkung auf die Tragfähigkeit zu untersuchen. Bei den Versuchsträgern ETK2 und ETK3 wurde die Auswirkung einer zunehmenden Exzentrizität unter der gewählten Druckstrebenneigung von $\cot \theta = 2,5$ untersucht. In ETK4 wurde die Auswirkung einer Variation der Druckstrebenneigung ($\cot \theta = 2,0$) und in ETK5 die Auswirkung einer Querschnittsform ohne Gurtplatte untersucht. Die wesentlichen Parameter sind in **Tabelle 3** dargestellt. Die Teilversuche 1 im Feld-

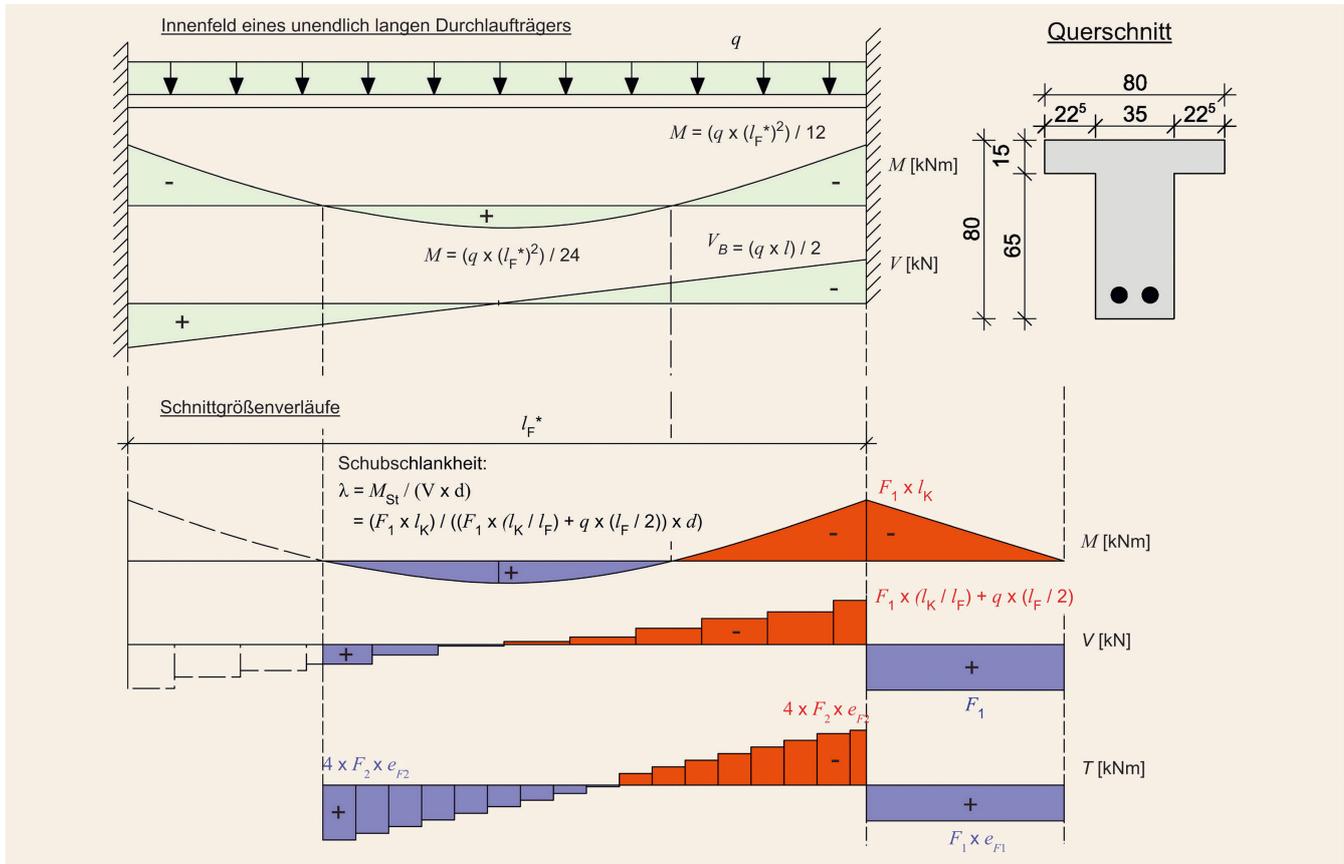


Bild 13. Konzeption der Versuchsserie „Einfeldträger mit Kragarm“ als idealisierter Ausschnitt eines Durchlaufträgers Grafik: V. Lavrentyev
 Fig. 13. Conception of the test series “Single-span girder with cantilever” as an idealised section of a continuous girder Source: V. Lavrentyev

bereich dienen der Verifikation des Bemessungsmodells bei zusätzlicher Torsion für schwach bewehrte Querschnitte (Abschnitt 2), bei dem die Torsionslängsbewehrung durch Berücksichtigung einer Torsionslängszugkraft bei der Biegebemessung ermittelt wird.

Im jeweiligen Teilversuch 2 erfolgte die Untersuchung der Druckzone unter der kombinierten Belastung aus M+V+T am stark bewehrten Kragarm. Hierbei stand ein mögliches Versagen infolge der Hauptdruckspannungen im Beton im Fokus.

Um den Einbau der Längsbewehrung sowie der Spannglieder zu erleichtern, wurden bei den Versuchsträgern oben offene Bügel mit nach innen oder außen gerichteten Haken verwendet. Die Bügel wurden, wie im Abschnitt 3 beschrieben, durch die Querbewehrung geschlossen.

5.2.2 Versuchstand

Versuchsträger für den Referenzversuch ohne Torsion

Bild 14 zeigt den Versuchstand des Referenzträgers ETK1. Die Einzellast am Kragarm wurde im Abstand von 2,0m vom Auflager über einen Hydraulikzylinder eingeleitet. Die Streckenlast im Feld wurde durch 16 Einzellasten im Abstand von 50 cm, erzeugt durch 8 Hydraulikzylinder, aufgebracht.

Der Referenzversuch wurde unter reiner Querkraftbiegung (M+V) ohne zusätzliche Torsionseinwirkung durchgeführt. Im ersten Teilversuch wurde ein rechnerisches Schubversagen feldseitig im Stützbereich durch Fließen der Bügel initiiert. Beim Re-

Tabelle 3. Versuchsprogramm ETK (TV 1)
 Table 3. Experimental program ETK (TV 1)

Versuch	Querschnitt + Belastung	Schubbewehrung Feld [cm ² /m]	cot θ [-]
ETK1		$a_{sw,V}$ gew.: Ø8/25 (4,02)	2,5
ETK2 $e_1 = 7,5$ cm		$a_{sw,V} = 4,02 +$ $a_{sw,T} = 2,50$ gew.: Ø8/15 (6,70)	2,5
ETK3 $e_2 = 15$ cm		$a_{sw,V} = 4,02 +$ $a_{sw,T} = 5,30$ gew.: Ø10/17,5 (9,18)	2,5
ETK4 $e_2 = 15$ cm		$a_{sw,V} = 4,02 +$ $a_{sw,T} = 6,64$ gew.: Ø10/15 (10,48)	2,0
ETK5 $e_1 = 7,5$ cm		$a_{sw,V} = 4,02 +$ $a_{sw,T} = 2,66$ gew.: Ø8/15 (6,70)	2,5

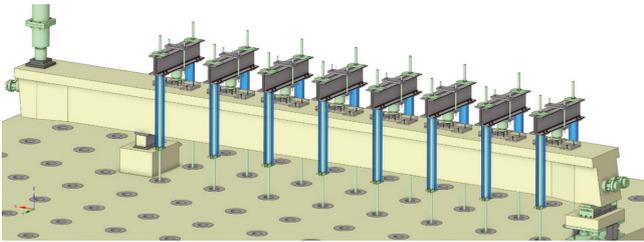


Bild 14. Versuchsstand des Referenzträgers ohne Torsion – ETK1
Grafik: V. Lavrentyev
Fig. 14. Test setup of reference girder without torsion – ETK1
Source: V. Lavrentyev

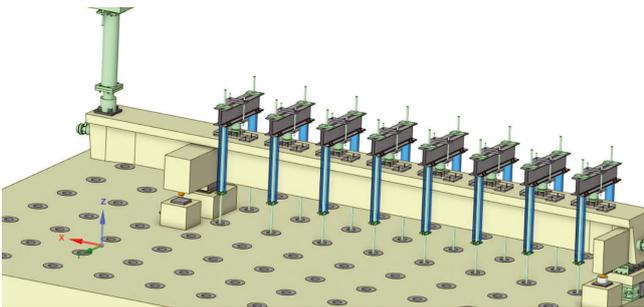


Bild 15. Versuchsstand mit Torsion – ETK2-ETK5 Grafik: V. Lavrentyev
Fig. 15. Test setup with torsion – ETK2-ETK5 Source: V. Lavrentyev

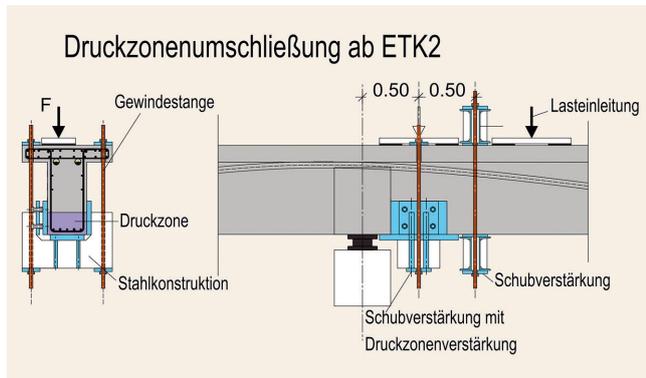


Bild 16. Druckzonenumschließung und Schubverstärkung
Grafik: V. Lavrentyev
Fig. 16. Enclosure of pressure zone and shear reinforcement
Source: V. Lavrentyev

ferenzversuch kam es durch ausgeprägte plastische Dehnungen der Bügel infolge der Querkzugspannungen in den flach geneigten Betondruckstreben zu einem Ablösen der Betondeckung und dadurch zu einem sekundären Versagen der Druckzone.

Versuchsträger mit Torsion

Die Versuche mit zusätzlicher Torsion wurden aus Stabilitätsgründen im Hinblick auf die Lagesicherheit an den Auflagerpunkten durch zwei nachträglich anbetonierten Querträger gegen Kippen gesichert. **Bild 15** zeigt den Versuchsstand mit Querträgern.

Ab dem Versuchsträger ETK2 mit zusätzlicher Torsion wurde zur Vermeidung einer Abplatzung der Betondeckung und eines dadurch vorzeitigen Versagens der Druckzone eine stählerne Konstruktion zur Druckzonenumschnürung eingesetzt. Eigentli-

ches Ziel der Versuche war, die Tragfähigkeit, die durch die schwache Bewehrung begrenzt wird, zu bestimmen.

Bild 16 stellt die Umschnürung der Druckzone im kritischen Bereich mittels einer Stahlkonstruktion dar. Die abgebildeten Gewindestangen wurden im ersten Teilversuch nicht angespannt, sodass ein Hochhängen der Querkraft in die Gurtplatte als Querkraftverstärkung ausgeschlossen wurde. Im anschließend durchgeführten 2. Teilversuch wurden die Gewindestangen vorgespannt, sodass die Stahlkonstruktion auch als Querkraftverstärkung wirkte und die Belastung des Kragarms weiter gesteigert werden konnte.

5.2.3 Versuchstraglasten

Nachfolgend werden in der **Tabelle 4** die Versuchsergebnisse vorgestellt. Beim Referenzversuch ETK1 kam es im Auflagerbereich nach vorausgegangenem Fließen der Bügel in Verbindung mit großen plastischen Verformungen und einer ausgeprägten Rissbildung zu einem sekundären Betonversagen. Für den TV 2 war daher keine weitere Laststeigerung am Kragarm möglich. Die Referenztraglast aus TV 1 wurde als Streckenlast im Feld angenommen, sie betrug 198 kN/m. Aufgrund der ausgeprägten Rissbildung in Verbindung mit dem Fließen der Bügel wäre zum Zeitpunkt des Bruchzustands keine bedeutende Laststeigerung darüber hinaus möglich gewesen.

5.2.4 Last-Durchbiegungskurven

Im **Bild 17** sind beispielhaft die lastabhängigen Verformungen an der Kragarmspitze dargestellt.

5.2.5 Teilversuche 1

Die Traglast im TV 1 des Referenzversuchs ETK1 betrug 198 kN/m. Die Träger ETK2 bis ETK5 wurden jeweils im TV 1 bis zu der gewünschten Traglast von circa 204 kN/m belastet, um die Aufnahme der Torsion durch die zusätzliche Bügel- und Längsbewehrung mittels des in Abschnitt 2.2 und 2.3 beschriebenen Bemessungsmodells zu bestätigen. Die Druckzonenumschließung verhinderte ein vorzeitiges sekundäres Betonversagen. Die Messung der Bügeldehnungen während der Versuche ergab bei jedem Versuchsträger ein Schubversagen durch Fließen der Bügel.

Während bei den Versuchen ETK1, ETK2 und ETK3 die Druckstrebenneigung für die Bemessung mit $\cot \theta = 2,5$ angesetzt wurde, wurde bei ETK4 der Neigungswinkel mit $\cot \theta = 2,0$ angesetzt. Daraus resultierten eine größere Torsionsbügelbewehrung und eine kleinere Torsionslängsbewehrung. Mit ETK4 wurde zusätzlich gezeigt, dass eine Umlagerung der inneren Kräfte durch eine Rotation der Druckstreben im Umfang von $\cot \theta = 2,5$ bis $\cot \theta = 2,0$ möglich war.

5.2.6 Teilversuche 2

Mit den TV 2 sollten die Interaktionsbedingungen in DIN EN 1992-2/NA für die Druckzone überprüft werden. **Tabelle 5** stellt eine Übersicht der ermittelten Schnittgrößen (M_u , V_u , T_u) unter der Versuchstraglast (F_u) im TV 2 sowie der rechnerisch ermittelten Tragwiderstände (M_{Rm} , V_{Rm} , T_{Rm}) dar.

Die Ermittlung der rechnerischen Tragwiderstände erfolgte auf Mittelwertniveau basierend auf den an den Versuchsbalken

Tabelle 4. Experimentell ermittelte Versuchstraglasten ETK1 – ETK5
 Table 4. Experimentally determined test loads ETK1 – ETK5

Versuchsträger	Versuchstraglast	Referenzversuch	Abweichung	Merkmal
ETK1 – TV 1	198 kN/m			Referenzversuch, Streckenlast im Feld, $e = 0$
ETK1 – TV 2	1 166 kN			Referenzversuch, Einzellast am Kragarm, $e = 0$
ETK2 – TV 1	204 kN/m	198 kN/m	+ 3 %	Exzentrizität: $e = 7,5$ cm $\cot \theta = 2,5$
ETK2 – TV 2	1 462 kN	1 166 kN	+ 25 %	Exzentrizität: $e = 7,5$ cm
ETK3 – TV 1	204 kN/m	198 kN/m	+ 3 %	Exzentrizität: $e = 15$ cm $\cot \theta = 2,5$
ETK3 – TV 2	1 397 kN	1 166 kN	+ 20 %	Exzentrizität: $e = 15$ cm
ETK4 – TV 1	204 kN/m	198 kN/m	+ 3 %	Exzentrizität: $e = 15$ cm $\cot \theta = 2,0$
ETK4 – TV 2	1 167 kN	1 166 kN	0 %	Exzentrizität: $e = 26$ cm
ETK5 – TV 1	204 kN/m	204 kN/m (ETK2)	+ 3 %	Exzentrizität: $e = 7,5$ cm $\cot \theta = 2,5$
ETK5 – TV 2	1 280 kN	1 462 kN (ETK2)	- 13 %	Exzentrizität: $e = 7,5$ cm

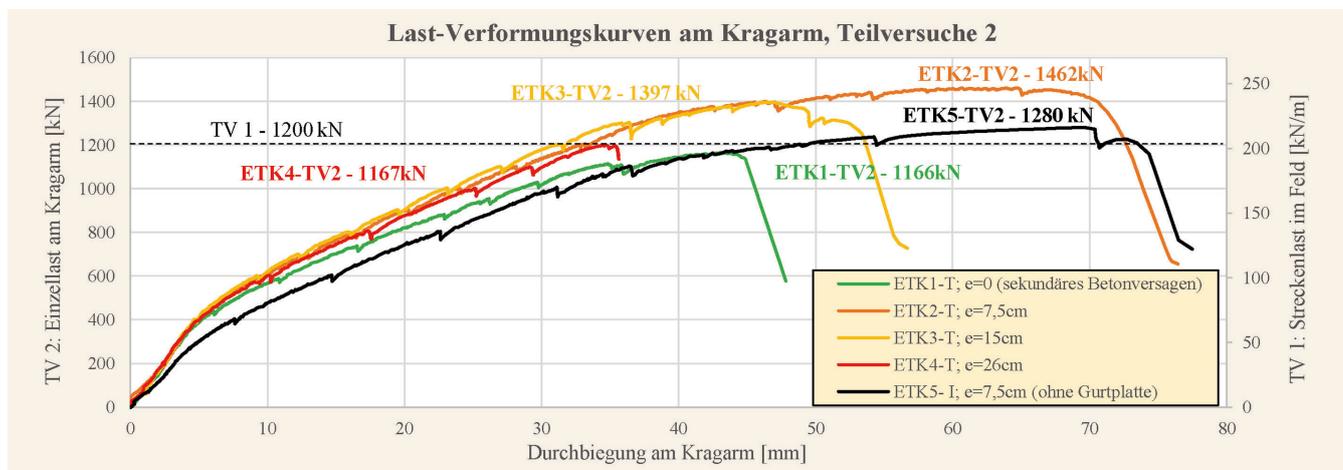


Bild 17. Last-Verformungskurven der Teilversuche 2 (ETK1 bis ETK5)
 Grafik: V. Lavrentyev
 Fig. 17. Load-deformation curves of partial tests 2 (ETK1 to ETK5)
 Source: V. Lavrentyev

bestimmten Festigkeiten. Dabei wurde der Torsionswiderstand T_{Rm} mit den aus Versuchen gemessenen Risswinkeln β_r im Bemessungsschnitt bestimmt.

Das Versagen im jeweiligen TV 2 bei ETK2 bis ETK5 erfolgte stets im Kragarm vor dem Auflager durch Versagen des Betons auf Druck.

5.2.7 Interaktion M+V+T

Bild 18 stellt für die Versuchsträger ETK2 bis ETK5 die Interaktion der bezogenen Schnittgrößen dar. Die Querkraft und Torsionstragfähigkeit V_{Rm} und T_{Rm} wurde nicht vollständig ausgenutzt, lediglich bei ETK4 mit sehr großer Torsion ($e = 26$ cm)

wurde T_{Rm} zur 96 % erreicht. In diesem Fall wurde die maximale Momententragfähigkeit auf 91 % reduziert. Maßgebend war dabei das primäre Druckversagen des Betons. Mit anwachsenden Torsionsmoment T_u geht auch eine geringere Bruchlast F_u einher. Abgesehen vom ETK4 erfolgte im dargestellten Interaktionsbereich allerdings keine nennenswerte Reduktion der bezogenen Momententragfähigkeit M_u/M_{Rm} infolge Torsion.

Im Gegensatz zur Querkraft verlaufen die umlaufenden Betondruckstreben infolge der Torsion auch durch die Biegedruckzone, sodass sie sich dort bei den Hauptdruckspannungen überlagern.

Eine signifikante Interaktion erfolgt in der Ebene V_u/V_{Rm} und T_u/T_{Rm} . Durch die hier durchgeführten Versuche kann die in

Tabelle 5. Versuchsergebnisse ETK, Teilversuche 2
Table 5. Test results of partial-tests 2

Versuch	F_u [kN]	M_u [kNm]	V_u [kN]	e [cm]	T_u [kNm]	M_{Rm} [kNm]	V_{Rm} [kN]	T_{Rm} [kNm]
ETK1-2	1 166	2 028	1 166	-	-	2 207	1 858	-
ETK2-2	1 462	2 558	1 462	7,5	110	2 435	1 967	316
ETK3-2	1 397	2 445	1 397	15	209	2 540	2 069	316
ETK4-2	1 167	2 042	1 167	26	304	2 232	2 337	316
ETK5-2	1 280	2 240	1 280	7,5	96	2 242	2 321	316

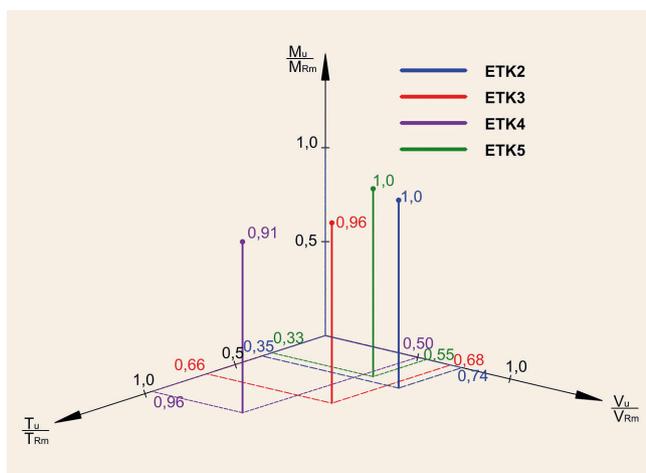


Bild 18. Interaktion M + V + T als bezogene Schnittgrößen (M_u/M_{Rm} ; V_u/V_{Rm} ; T_u/T_{Rm}) Grafik: V. Lavrentyev
Fig. 18. Interaction M + V + T as related internal forces (M_u/M_{Rm} ; V_u/V_{Rm} ; T_u/T_{Rm}) Source: V. Lavrentyev

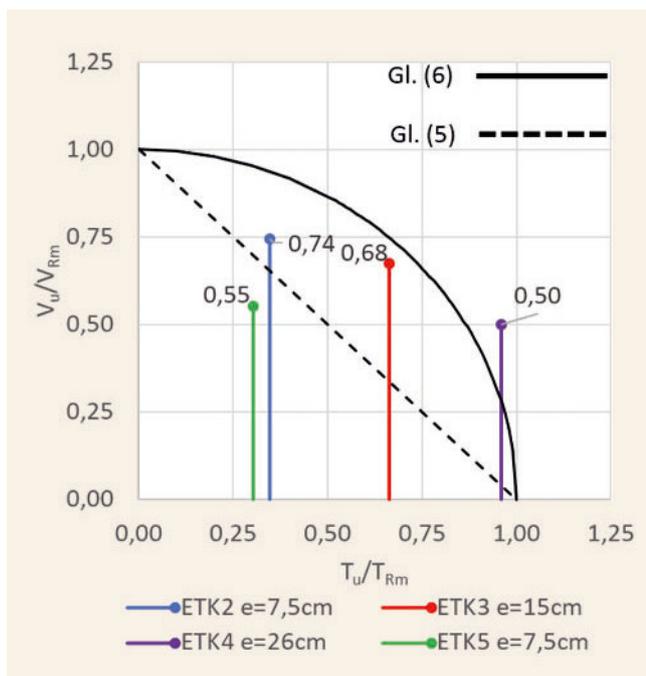


Bild 19. Interaktion V+T mit bezogenen Schnittgrößen Grafik: V. Lavrentyev
Fig. 19. Interaction V+T with related internal forces Source: V. Lavrentyev

DIN EN 1992-2/NA gegenüber DIN EN 1992-2 zusätzlich enthaltene quadratische Interaktionsbedingung für Vollquerschnitte nicht bestätigt werden (**Bild 19**). Durch die lineare Interaktionsbedingung werden die Versuche zutreffender abgebildet, während die quadratische Interaktionsbedingung für Vollquerschnitte auf unsichere Bemessungsergebnisse führt.

Die zugehörigen Gleichungen im Bild 19 stellen die Grenzen der linearen (5) sowie der quadratischen (6) Interaktionsbedingung dar.

$$\frac{V_u}{V_{Rm}} + \frac{T_u}{T_{Rm}} = 1 \tag{5}$$

$$\left(\frac{V_u}{V_{Rm}}\right)^2 + \left(\frac{T_u}{T_{Rm}}\right)^2 = 1 \tag{6}$$

(\triangleq Kreis mit $R = 1$)

Eine Abminderung des Tragwiderstands bei Biegung (M_u) infolge einer Querkraft (V_u) ist dagegen nicht zu erwarten. Dies wird im Bild 18 aus der Projektion der Interaktionswerte in die M/V-Ebene deutlich.

Zusammenfassend werden in der **Tabelle 6** die unterschiedlichen Interaktionsbedingungen im deutschen NA ausgewertet. Bei einem Interaktionswert $< 1,0$ liegt das Ergebnis auf der unsicheren Seite.

Aufgrund der Versuchsergebnisse wird empfohlen sowohl bei Vollquerschnitten als auch bei Hohlkastenquerschnitten die lineare Interaktionsbedingung nach DIN EN 1992-1-1 zu verwenden. Der vom Beton innerhalb des fiktiven Ersatzholkastens gebildete Kernquerschnitt, liefert offensichtlich keinen bedeutenden Traganteil für $T_{Rd,max}$.

Gemäß DIN EN 1992-2/NA beträgt für Betone bis C50/60 bei Querkraft der Abminderungswert für die wirksame Druckstrebenfestigkeit $v_1 = 0,75$, allerdings mit zugehöriger konservativer Begrenzung von $\cot \theta \leq 1,75$. Der empfohlene Wert gemäß EN 1992-2 beträgt bei freier Wahl der Druckstrebenneigung $v_1 = 0,60$. Wie in der **Tabelle 7**, dargestellt, entsteht mit $v_1 = 0,60$ bei der linearen und quadratischen Interaktionsbedingung eine bessere Übereinstimmung mit den durchgeführten Versuchen mit $\cot \theta = 2,5$ beziehungsweise 2,0. Dennoch liegt die quadratische Interaktionsbedingung bei dem Versuchsträger ohne Gurtplatte weiterhin weit auf der unsicheren Seite.

5.2.8 Rissbildung

Wie bereits bei DLT2.8 zu sehen war, konzentrieren sich die Risse bei einer Streckenlast um das innere Auflager (**Bild 20**). Die Lage des Momentennullpunkts im Feld war so

Tabelle 6. Auswertung der Interaktionsbeding gemäß DIN EN 1992-2/NA mit $v_1 = 0,75$
 Table 6. Evaluation of the interaction condition according to DIN EN 1992-2/NA with $v_1 = 0,75$

	Interaktionsbeding gem. DIN EN 1992-2/NA mit $v_1 = 0,75$	ETK2 $e = 7,5 \text{ cm}$	ETK3 $e = 15 \text{ cm}$	ETK4 $e = 26 \text{ cm}$	ETK5 $e = 7,5 \text{ cm}$
1)	$\left(\frac{V_u}{V_{Rm}}\right)^2 + \left(\frac{T_u}{T_{Rm}}\right)^2$	0,68	0,90	1,17	0,40
2)	$\frac{V_u}{V_{Rm}} + \frac{T_u}{T_{Rm}}$	1,09	1,34	1,46	0,86

Tabelle 7. Auswertung der Interaktionsbeding gemäß DIN EN 1992-2/NA mit $v_1 = 0,60$
 Table 7. Evaluation of the interaction condition according to DIN EN 1992-2/NA with $v_1 = 0,60$

	Interaktionsbeding gem. DIN EN 1992-2/NA mit $v_1 = 0,60$	ETK2 $e = 7,5 \text{ cm}$	ETK3 $e = 15 \text{ cm}$	ETK4 $e = 26 \text{ cm}$	ETK5 $e = 7,5 \text{ cm}$
1)	$\left(\frac{V_u}{V_{Rm}}\right)^2 + \left(\frac{T_u}{T_{Rm}}\right)^2$	0,99	1,15	1,31	0,57
2)	$\frac{V_u}{V_{Rm}} + \frac{T_u}{T_{Rm}}$	1,28	1,51	1,58	0,99

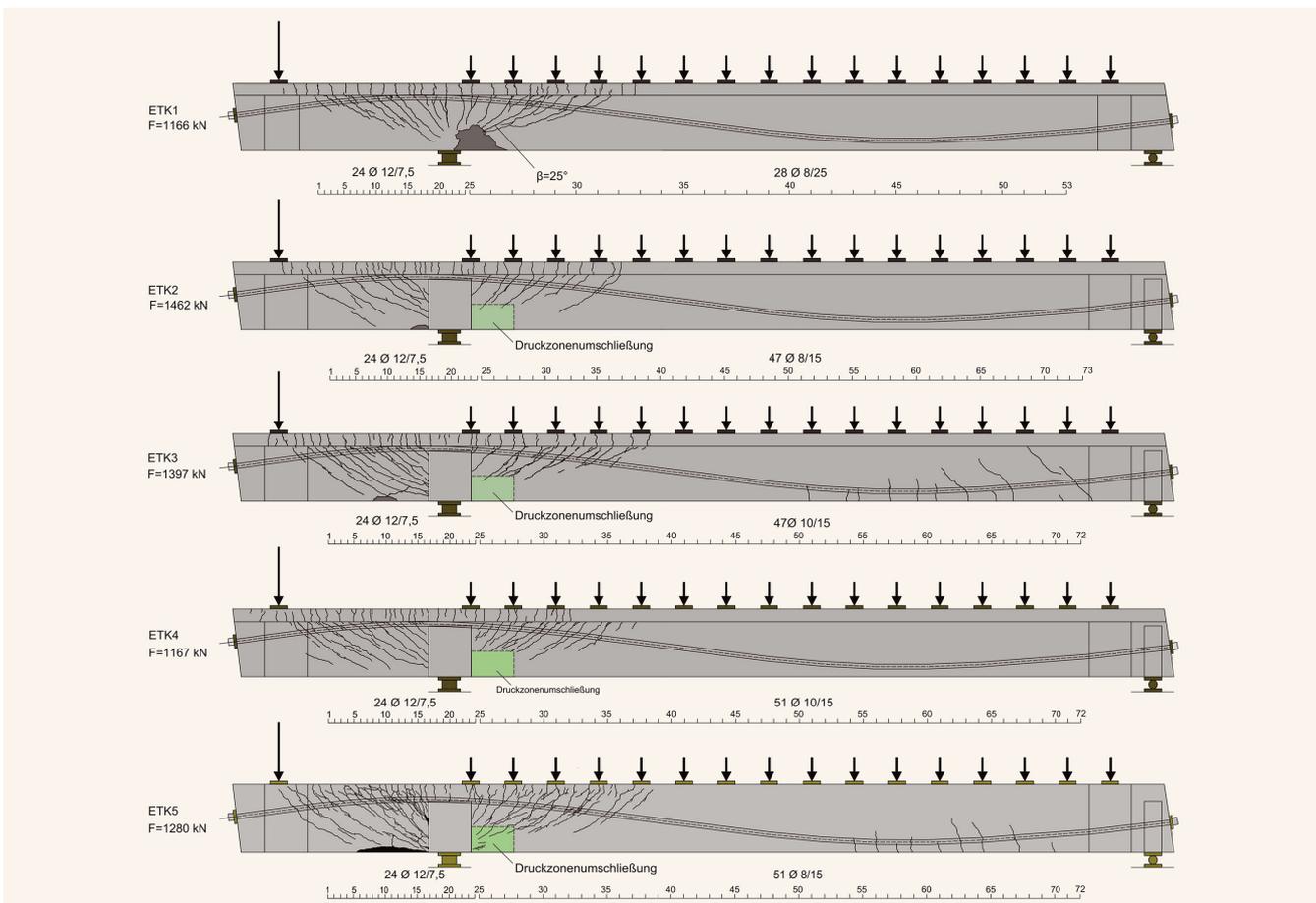


Bild 20. ETK Rissbilder im Bruchzustand *Grafik: V. Lavrentyev*
 Fig. 20. ETK crack patterns at fracture state *Source: V. Lavrentyev*

gewählt, dass sich der Beobachtungsbereich über dem Auflager möglichst groß einstellt. So hatten die geneigten Schubrisse die Möglichkeit einen flachen Risswinkel $< 45^\circ$ zu entwickeln. Im Feldbereich ist es dagegen nur zur Bildung von Biegerissen gekommen.

Der Risswinkel β_r beträgt bei ETK1 im kritischen Schnitt circa 25° . Die Träger ETK2 bis ETK5 wurden vor Erreichen der Bruchlast im TV 1 zur Aufnahme der Schubkräfte verstärkt, sodass ein kritischer Riss nicht festzustellen war. Jedoch verlaufen die feldseitigen Risse insgesamt steiler mit einem Risswinkel von circa 37° .

Die Risse wurden im Zuge der Versuche sowohl mit der Methode der Risskartierung als auch bereichsweise mit Photogrammetrie erfasst. Basierend auf der eingesetzten Methode, wurde für ausgewählte Risse die Risskinematik in Form von Rissöffnung und Rissgleitung gemessen. Die auf dieser Grundlage bestimmten Rissverzahnungskräfte führten allerdings zu keinem bedeutsamen Querkraftanteil infolge Rissverzahnung.

6 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurden erweiterte Ansätze für die Nachweise bei Querkraftbiegung mit zus. Torsion sowie konstruktive Details bei der Bügelbewehrung thematisiert, die im Rahmen der Bewertung bestehender Spannbetonbrücken durch eine Nachrechnung bei einer kombinierten Beanspruchung für Nachweisformate der Stufe 2 und 4 von großem Interesse sind.

Zum einen wurde durch einen Bemessungsvorschlag zur Ermittlung der Torsionslängsbewehrung bei überwiegender Biegung gezeigt, dass im Zuge einer genaueren Nachweisführung unter Berücksichtigung der Interaktion von Biegung und einer äquivalenten Torsionslängszugkraft Tragfähigkeitsreserven aktiviert werden können. Dabei wurden Ergebnisse von insgesamt acht Versuchsträgern (DLT2.5 bis 2.8, ETK1 bis 5) mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion vorgestellt, über die das Bemessungsmodell für die Bestimmung der Torsionslängsbewehrung verifiziert werden konnte. Aufgrund unterschiedlicher Bewehrungsgrade der Torsionsbügel und der Torsionslängsbewehrung in beiden Feldern, konnten in der Versuchsreihe DLT acht verschiedene Varianten experimentell untersucht werden. Alle Versuchsträger wurden mit dem vorgestellten erweiterten Bemessungsmodell für die Torsionsbügel und die Torsionslängsbewehrung ausgelegt. Bei dieser Vorgehensweise wird für überwiegend biegebeanspruchte Bauteile der positive Effekt aus der Überdrückung der Torsionslängszugkräfte im Bereich der Biegedruckzone, sowie der Tragwirkung aus den Tragreserven der Spannglieder entsprechend ihrer Lage im Querschnitt berücksichtigt. Auf diese Weise kann die Längsbewehrung unter Ausnutzung der Tragreserven der Spannglieder deutlich reduziert werden.

Zusätzlich konnte insbesondere durch den Versuchsträger DLT2.8 bestätigt werden, dass die Torsionsbügel auch durch die Querbewehrung in der Gurtplatte geschlossen werden können, ohne dadurch ihre statische Wirksamkeit zu verlieren.

Durch die Teilversuche ETK2–1 bis ETK5–1 konnte durch Variation der Druckstrebenneigung im ETK4 von $\cot\theta = 2,5$ auf $\cot\theta = 2,0$ gezeigt werden, dass eine Umlagerung der inneren Kräfte durch Rotation der Druckstrebe möglich ist. Mit den zweiten Teilversuchen wurden Unsicherheiten in der quadratischen Interaktionsbedingung in DIN EN 1992–2/NA für Vollquerschnitte festgestellt. Es wurde gezeigt, dass durch ein Anpassen des Abminderungswerts ν_1 von 0,75 auf 0,60 bei Werten von $\cot\theta > 1,75$ sowie der Wahl einer linearen Interaktionsbedingung eine bessere Übereinstimmung zu den durchgeführten Versuchen vorliegt.

Schließlich konnte gezeigt werden, dass die Abminderung der Torsionssteifigkeit GI_T für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf 40% des linearelastischen Wertes nach Zustand I bei der Schnittgrößenermittlung im Zuge der Nachrechnung von Plattenbalkenbrücken berechtigt ist.

Literatur

- [1] Hegger, J.; Fischer, O.; Maurer, R. et al.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Betonbrücken im Bestand. – FE 15.0664.2019.DRB. Schlussbericht. Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Ausgabe 2023.
- [2] DIN EN 1992–1–1:2011–01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1–1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Norm, Ausgabe Januar 2011.
- [3] BMVI: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand 1. Ergänzung – Nachrechnungsrichtlinie Ausgabe April 2015.
- [4] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Teil 2 – Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand: (in Vorbereitung). In: Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING) Entwurf, Ausgabe April 2013.
- [5] DIN EN 1992–2/NA:2013–04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Norm, Ausgabe April 2013.
- [6] Gleich, P.: Das Erweiterte Druckbogenmodell zur Beschreibung des Betontraganteils bei Querkraft. Technische Universität Dortmund, Dissertation, 2020.
- [7] Kolodziejczyk, A.; Maurer, R.: Erweitertes Druckbogenmodell: Anwendungsbeispiel. In: Bauingenieur 95 (2020), Heft 11, S. 440–445. doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-98.
- [8] Stakalies, E.; Maurer M.: Zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung. In: Tagungsband des 4. Brückenkolloquiums (Hrsg.), Esslingen, 2020.
- [9] DIN EN 1992–1–1/NA:2011–01: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1–1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Norm, Ausgabe Januar 2011.
- [10] DIN 1045–1 – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Ausgabe 2008–08–00.
- [11] Leonhardt, F.; Schelling, G.: Torsionsversuche an Stahlbetonbalken – DAfStb-Heft 239. Ernst & Sohn, 1974.
- [12] Lavrentyev, V.; Stakalies, E.; Maurer, R.: Erweiterte experimentelle und theoretische Untersuchungen zur kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. In: Tagungsband des 5. Brückenkolloquiums (Hrsg.), Esslingen, 2022.
- [13] Hegger, J.; Maurer, R.; Fischer, O. et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze. BASt Fördernummer FE 15.0591/2012/FRB, Aachen, Ausgabe 2018.
- [14] Maurer, R.; Gleich, P.; Zilch, K. et al.: Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 10, S. 654–665. doi.org/10.1002/best.201400054.
- [15] Gleich, P.; Maurer, R.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Plattenbalkenquerschnitt. In: Bauingenieur 93 (2018), Heft 2, S.51–61. doi.org/10.37544/0005-6650-2018-02-31.
- [16] Leonhardt, F.; Walther, R.: Torsions- und Schubversuche an vorge-spannten Hohlkastenträgern. DAfStb Heft 202, 1968.
- [17] Leonhardt, F.: Vorlesung über Massivbau – Teil 1 – Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, 1984.



M. Sc. Eva Stakalies

eva.stakalies@tu-dortmund.de

Foto: Steven Burns

Dipl.-Ing. Vladimir Lavrentyev

vladimir.lavrentyev@tu-dortmund.de

TU Dortmund
August-Schmidt-Straße 8, 44227 Dortmund

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

reinhardt.maurer@tu-dortmund.de
(ehemals TU Dortmund)

Untersuchungen zum Sicherheitsniveau der kanadischen Norm beim Querkraftnachweis im Rahmen der Nachrechnung von Bestandsbrücken

C. Stettner, R. Tecusan, K. Zilch†

ZUSAMMENFASSUNG Bei der Nachrechnung von Spannbetonbrücken mit geringer Querkraftbewehrung kann oftmals der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nicht erbracht werden. Mit der Anwendung der kanadischen Norm CSA S6:19 im Rahmen der Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie konnte bei einzelnen Bauwerken die Standsicherheit nachgewiesen werden. Bei dieser kombinierten Nachweisführung mit Einwirkungen nach deutscher Norm (DIN-Fachbericht 101 und 102) und Bauteilwiderständen gemäß kanadischer Norm CSA ist bisher nicht untersucht, ob die geforderte Zielzuverlässigkeit immer erreicht werden kann. Beide Normen basieren auf einem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept. Grundlegende Abweichungen lassen sich jedoch unter anderem beim Zuverlässigkeitsindex, den Sicherheitsfaktoren, den Definitionen der Materialfestigkeiten sowie den Verkehrslastmodellen feststellen. Für eine sichere und erfolgreiche Anwendung des Widerstandsmodells nach kanadischer Norm bei der Nachrechnung von Bestandsbrücken in Deutschland ist im Vorfeld die Frage des erreichten Zuverlässigkeitsniveaus zu klären. Der vorliegende Beitrag soll diese Fragestellung gezielt durchleuchten und Anwendungsgrenzen für die Verwendung des Bemessungsmodells nach kanadischer Norm CSA bei der Nachrechnung von Bestandsbrücken in Deutschland aufzeigen.

STICHWÖRTER

Querkraftbemessung, Brückennachrechnung, kanadische Norm, Stufe 4

1 Allgemeines

1.1 Einleitung

Im Vergleich zu anderen Nachweisverfahren, die in der Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie (NRR) gelegentlich zur Anwendung kommen, handelt es sich bei der Ermittlung des Querkraftwiderstandes nach der Formulierung der kanadischen Norm CSA – das im Folgenden als Verfahren nach der CSA genannt wird – um ein genormtes Verfahren. Es ist dabei zwischen der Anwendungsnorm CSA S6:19 [1] für Brücken mit den zugehörigen Kommentaren [2] und die Anwendungsnorm CSA A23.3:19 [3] für den Hochbau zu unterscheiden. Diese kamen in der Vergangenheit öfter bei verschiedenen Pilot- oder Forschungsprojekten erfolgreich zum Einsatz. Die eigentliche Schwierigkeit bestand in

Investigations on the safety level of the Canadian standard in the shear force verification in the context of the verification of existing bridges

ABSTRACT With the expectation of achieving higher load-bearing capacity, the shear force verification is occasionally carried out at Level 4 of the recalculation guidelines in accordance with the formulation of the Canadian standard. Especially for existing structures with low shear reinforcement, users expect better chances of success in the shear force verification. In this verification procedure with actions according to the German standard (DIN-Fachbericht 101 and 102) and resistances according to the formulation of the Canadian standard CSA, it is unclear if the required target reliability can always be achieved. Both standards are based on a semi-probabilistic safety concept, but fundamental differences can be found in the reliability index, the safety factors, the definitions of material strengths and the live load models, for example. To safely and successfully apply the resistance model according to the Canadian standard in the recalculation of existing bridges in Germany, the question of the achieved reliability level must be clarified in advance. This contribution aims to examine this question in detail and to point out application limits for the use of the design model according to the Canadian standard CSA for the recalculation of existing bridges in Germany.

der Interpretation der Ergebnisse beziehungsweise des erzielten Zuverlässigkeitsniveaus beim Vergleich der ermittelten Widerstände mit der Einwirkungsseite nach DIN-Fb. [12, 13] Es ist wohl gemerkt, dass die Anwendung des Verfahrens nach der CSA in Deutschland nicht für den Neubau, sondern ausschließlich für die Nachrechnung von Bestandsbauwerken in der Stufe 4 der NRR angedacht ist.

1.2 Problemstellung

Grundsätzlich gilt nicht nur bei Normen unterschiedlicher Länder, sondern auch bei Normen unterschiedlicher Generationen ein Mischverbot. In Bezug auf das zugrunde liegende Sicherheitskonzept sind der DIN-Fb. [12, 13] und die kanadische

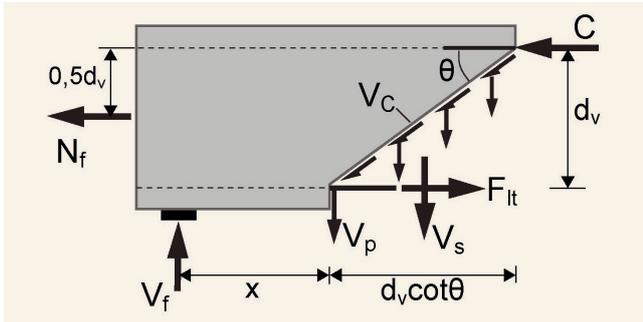


Bild 1. Querkrafttraganteile nach CSA dargestellt am Schubriss frei geschnittener Balkenabschnitt *Grafik: [3]*
 Fig. 1. Shear bearing components according to CSA shown at shear crack free cut beam section *Source: [3]*

Norm [1-3] miteinander kompatibel. Beide Normenpakete bauen auf einem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept auf. Dennoch lassen sich grundlegende Abweichungen zwischen den beiden Bemessungskonzepten, unter anderem beim Zuverlässigkeitsindex, den Sicherheitsfaktoren auf Widerstands- und Einwirkungsseite, den Definitionen der Materialfestigkeiten sowie den vorgegebenen Verkehrslastmodellen und Nutzungsdauern für Brücken feststellen.

Bei der Durchführung der Querkraftnachweise in der Stufe 4 der NRR mit Einwirkungen nach DIN-Fb. 101 und Widerständen nach der Formulierung der kanadischen Norm wird gegen das Mischverbot verstoßen. Das hat zur Folge, dass die geforderte Zielzuverlässigkeit unter Umständen nicht sichergestellt werden kann.

Der vorliegende Beitrag soll einen Lösungsansatz präsentieren, wie trotz fehlender Kompatibilität zwischen den beiden Bemessungskonzepten, der Querkraftnachweis nach Formulierung der kanadischen Norm [1] in Deutschland in der Stufe 4 der NRR geführt werden kann.

2 Überlegungen zur Anwendung der kanadischen Norm beim Querkraftnachweis im Rahmen der Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie

Um die Problematik sowie den vorgeschlagenen Lösungsansatz nachvollziehbar darzulegen, werden im Folgenden das mechanische Widerstandsmodell nach der CSA sowie die wesentlichen Unterscheidungsmerkmale der deutschen und der kanadischen Norm kurz vorgestellt.

2.1 Widerstandsmodell für Querkrafttragfähigkeit nach kanadischer Norm CSA S6:19

Dieser Abschnitt stellt in einer vereinfachten und übersichtlichen Form das Verfahren zur Querkraftbemessung nach der kanadischen Norm CSA S6:19 [1] ohne Anspruch auf Vollständigkeit vor. Für vertiefende Informationen wird unter anderem auf folgende Literatur [14, 15] verwiesen. Der am Schubriss frei geschnittene Balkenabschnitt im **Bild 1** dient zur Veranschaulichung des Bemessungsmodells der CSA [1]. Daraus ist zu erkennen, dass sich der Querkraftwiderstand aus den folgenden drei Traganteilen zusammensetzt:

- V_s Traganteil aus der Querkraftbewehrung
 - V_c Betontraganteil
 - V_p Traganteil aus der geneigten Vorspannkraft
- Im Vergleich zu dem Querkraftmodell nach DIN-Fb. 102 [12] liegt die Besonderheit bei dem kanadischen Modell in dem additiven Betontraganteil. Dieser wird zu den anderen beiden Traganteilen V_s und V_p dazu addiert und ergibt somit den Querkraftwiderstand V_r . Die anderen beiden Traganteile der Querkraftbewehrung sowie der geneigten Vorspannkraft werden in einer ähnlichen Form wie in dem DIN-Fb. 102 [12] gehandhabt. Der Querkraftwiderstand V_r lässt sich nach der folgenden Gleichung (1) ermitteln:

$$V_r = V_c + V_s + V_p \leq V_{r,max} \tag{1}$$

$$V_{r,max} = 0,25 \phi_c f'_c b_v d_v + V_p \tag{2}$$

mit:

ϕ_c = Festigkeitsreduktionsfaktor für Beton
 (inverser Teilsicherheitsbeiwert)

f'_c = spezifizierte Druckfestigkeit des Betons

b_v = kleinste Querschnittsbreite innerhalb des inneren Hebelarms d_v

d_v = innerer Hebelarm (engl. effective shear depth)

Die Druckstrebenfestigkeit begrenzt, wie bei der Bemessung nach [10] und [11], die maximale Querkrafttragfähigkeit $V_{r,max}$.

Wie bereits erwähnt, liegt die Besonderheit bei dem Widerstandsmodell für die Querkrafttragfähigkeit nach kanadischer Norm in dem additiven Betontraganteil V_c . Dieser Traganteil wurde aus der Modified Compression-Field Theory (MCFT) abgeleitet und resultiert aus der Querkraftübertragung im Beton über Zugspannungen sowie der Rissverzahnung. Dieser komplexe Tragmechanismus wird über den Parameter β gesteuert und dient als Vereinfachung für die Anwendung in der Norm. Der Betontraganteil bestimmt sich nach den folgenden Gleichungen:

$$V_c = 2,5 \beta \phi_c f_{cr} b_w d_v \text{ gem. [1]} \tag{3}$$

$$V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \text{ gem. [2]} \tag{4}$$

mit:

λ = Faktor zur Berücksichtigung der Dichte, für Normalbeton
 $\lambda = 1$

β = Faktor zur Berücksichtigung des Betontraganteils

$$\sqrt{f'_c} \leq 8,0 \text{ MPa; Betonzugfestigkeit (engl. tensile strength)}$$

f'_c = spezifische Druckfestigkeit des Betons

$$f_{cr} = 0,4 \cdot \sqrt{f'_c} \leq 3,2 \text{ MPa; Biegezugfestigkeit (engl. cracking strength)}$$

b_w = kleinste Querschnittsbreite innerhalb des inneren Hebelarms d_v gem. [3]

Der Parameter β steuert im Wesentlichen den Traganteil des Betons und wird nach der folgenden Gleichung (5) ermittelt:

$$\beta = \frac{0,4}{1 + 1500\varepsilon_x} \cdot \left(\frac{1300}{1000 + s_{ze}} \right) \quad (5)$$

mit:

ε_x = Längsdehnung auf halber Querschnittshöhe (Bild 2)

s_{ze} = effektiver Rissabstandsparameter, vereinfacht zu 300 mm festgelegt

Ein weiterer Traganteil des Querkraftwiderstandes nach CSA ist der Traganteil der Querkraftbewehrung. Dieser Traganteil ist in sehr ähnlicher Form auch im DIN-Fb. 102 [12] enthalten. Die Besonderheit bei dem Verfahren nach CSA ist, dass die vorhandene Querkraftbewehrung unabhängig vom Kriterium der Mindestquerkraftbewehrung angerechnet werden darf. Durch folgende Gleichung (6) wird der Traganteil der Querkraftbewehrung (senkrechte Bügel $\alpha = 90^\circ$) ermittelt:

$$V_s = \frac{\phi_s f_y A_v d_v \cot \theta}{s} \quad (6)$$

mit:

ϕ_s = Festigkeitsreduktionsfaktor für Bewehrung (inverser Teilsicherheitsbeiwert)

f_y = charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls

A_v = Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung

θ = Winkel der schrägen Druckstrebe

s = Bügelabstand

Der Querkrafttraganteil aus der geeigneten Vorspannkraft ist ein weiterer Traganteil bei der Ermittlung des Querkraftwiderstandes nach kanadischer Norm. Anders als bei der Bemessung nach DIN-Fb., wo der Anteil aus der geeigneten Vorspannkraft auf der Einwirkungsseite berücksichtigt wird, wird bei der kanadischen Norm dieser Anteil auf der Widerstandsseite berücksichtigt. Durch folgende Gleichung (7) kann der Traganteil aus der Vorspannwirkung in Anlehnung an [1] ermittelt:

$$V_p = \phi_p f_{se} A_{ps} \sin \alpha_p \quad (7)$$

mit:

ϕ_p = Festigkeitsreduktionsfaktor für Spannstahl (inverser Teilsicherheitsbeiwert)

f_{se} = effektive Spannung im vorgespannten Spannstahl nach Abzug aller Verluste

A_{ps} = Querschnittsfläche des Spannstahls in der Biegezugzone

α_p = Spanngliedneigung im Nachweisschnitt

Das Verfahren nach der kanadischen Norm wurde an dieser Stelle übersichtlich und in abgekürzter Form dargestellt mit dem Ziel einen groben Überblick über die wesentlichen Traganteile sowie Unterschiede zum DIN-Fb. darzulegen. Für weiterführende Lite-

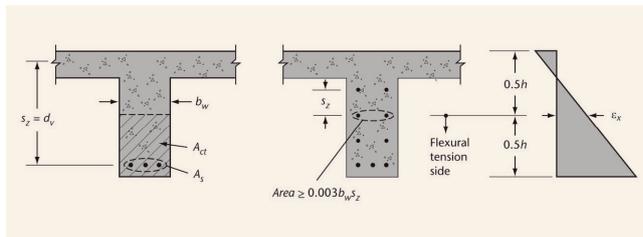


Bild 2. Grafische Darstellung der Parameter zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes Grafik: gemäß [3]
Fig. 2. Graphical representation of the parameters for determining the shear force resistance Source: according to [3]

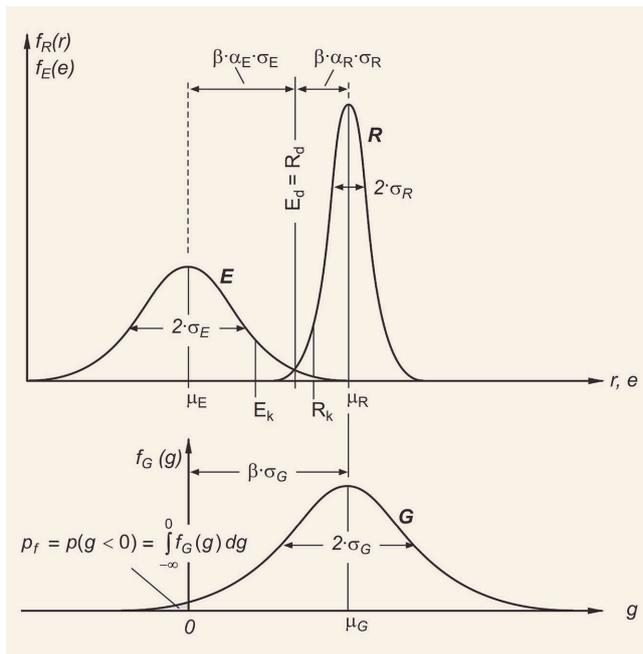


Bild 3. Zustandsfunktion $G = R - E$; Definition von Versagenswahrscheinlichkeit p_f und Sicherheitsindex β Grafik: aus [17]
Fig. 3. State function $G = R - E$; definition of failure probability p_f and safety index β Source: from [17]

ratur wird unter anderem auf [14-16] verwiesen. Weiterhin wurden konstruktive Regeln, wie zum Beispiel die erforderliche Mindestbewehrung, in dieser Auswertung nicht weiter behandelt.

2.2 Überlegungen zum erreichten Zuverlässigkeitsniveau für Lasten nach DIN-Fb./NRR und Widerstandsmodell nach CSA

Die Zuverlässigkeit eines Systems oder Zustands wird im Allgemeinen anhand der sogenannten Grenzzustandsgleichung bestimmt. Durch die Grenzzustandsgleichung sind die Einwirkung (E) und Widerstandsseite (R) fest miteinander gekoppelt (Bild 3). Die Voraussetzung für die Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten ist die Trennung der Einwirkungs- von der Widerstandsseite. Dies gelingt durch die Einführung der Linearisierungsfaktoren α_E und α_R , welche jedoch stark einzelfallabhängig und mit der Standardabweichung der Einwirkung und des Widerstandes verknüpft sind. Erst durch die Einführung fester Werte für die Linearisierungsfaktoren α_E und α_R konnten Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungs- und Widerstandsseite ermittelt werden [17].

Tabelle 1. Wesentliche Unterscheidungsmerkmale der Sicherheitskonzepte in den deutschen und kanadischen Normen [2, 4, 5]
 Table 1. Essential distinguishing features of the safety concepts in the German and Canadian standards [2, 4, 5]

Parameter	NRR	CSA
Sicherheitskonzept	Semi-probabilistisch	Semi-probabilistisch
Zuverlässigkeitsindex β	3,8	3,75
Bezugszeitraum	50 Jahre	1 Jahr
Nutzungsdauer	100 Jahre	75 Jahre
Materialparameter	Charakteristischer 5%-Quantilwert	Mindestwert
Teilsicherheitsbeiwert Beton	1,5	1,33
Beiwert für Langzeitauswirkungen acc	0,85	-
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	1,15	1,11
Teilsicherheitsbeiwert Spannstahl	1,15	1,05

Zweifelsfrei wird innerhalb eines Normenpaketes wie zum Beispiel DIN-Fb [12, 13] sowie der kanadischen Norm (CSA) [1-3] die geforderte Zuverlässigkeit sichergestellt. Dabei sind die Einwirkungen und Widerstände sowie die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte so aufeinander abgestimmt, dass die von der jeweiligen Norm geforderte Zuverlässigkeit sicher erreicht wird. Es ist dadurch selbsterklärend, dass eine Mischung unterschiedlicher Normen nicht ohne Weiteres zulässig ist, vor allem wenn grundlegende Randbedingungen unterschiedlich sind. Die wesentlichen Randbedingungen der Sicherheitskonzepte deutscher und kanadischer Norm sind in **Tabelle 1** zusammengestellt.

Erfahrungen der vergangenen Jahre haben gezeigt, dass mit dem Querkraftmodell der kanadischen Norm höhere Widerstände im Vergleich zum aktuellen Querkraftmodell der NRR erzielt werden können. Dadurch lassen sich gegebenenfalls in Einzelfällen Querkraftnachweise erfolgreich führen. Das Problem dabei ist jedoch weiterhin, dass allein die höheren Widerstände nach dem Querkraftmodell der kanadischen Norm zunächst nichts über das erreichte Zuverlässigkeitsniveau der Ergebnisse aussagen.

Mithilfe einer probabilistischen Berechnung soll im Folgenden an einem konkreten Rechenbeispiel das erreichte Zuverlässigkeitsniveau des errechneten Querkraftwiderstandes nach Formulierung der kanadischen Norm bewertet werden.

2.3 Beschreibung der Vorgehensweise und Argumentation

Die vorliegende Untersuchung beschränkt sich auf die Anwendung des Querkraftnachweises nach kanadischer Norm ausschließlich in der Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie [4, 5] für Bestandsbauwerke mit Querkraftdefiziten. Dadurch wird eine Anwendung an Neubauten ausgeschlossen.

Sowohl der kanadischen als auch der deutschen (europäischen) Norm liegt ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten zugrunde. Dadurch sind die beiden Normen in dieser Hinsicht miteinander kompatibel. Bei der Nachweisführung werden im Allgemeinen die Einwirkungs- und die Widerstandsseite miteinander verglichen. Dieser Vergleich erfolgt auf Bemessungsniveau und der Nachweis gilt als erfüllt, solange die Einwirkung kleiner oder gerade gleich dem Widerstand ist. Bei der Anwendung der kanadischen Norm in der Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie ist das Lastniveau beziehungsweise das

anzusetzende Verkehrslastmodell vorgegeben. Im Allgemeinen ist für die Nachrechnung von Bestandsbrücken das Lastmodell für Straßenbrücken gemäß DIN -Fb. 101 [13] anzuwenden. Für die weitere Ausarbeitung wird die Einwirkungsseite nicht weiter behandelt und als fest definiert betrachtet. Demzufolge liegt weiterhin der Fokus nur auf der Widerstandsseite. Dafür wird die Ermittlung des Bemessungswertes des Widerstandes anhand des allgemeinen Ablaufschemas nach **Bild 4** genauer betrachtet. Unabhängig vom zu führenden Nachweis, verläuft die Ermittlung des Bemessungswertes des Widerstandes immer nach dem gleichen Muster. Ausgehend von charakteristischen Baustoffeigenschaften, die meistens dem 5 %-Quantilwert entsprechen, werden mithilfe der normativ festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte, Bemessungswerte der Baustoffeigenschaften bestimmt. Mithilfe eines Rechenmodells werden daraus dann Bemessungswiderstände ermittelt. Beim Rechenmodell kann es sich beispielweise um ein mechanisches, analytisches, numerisches oder empirisches Rechenmodell handeln. Diese Vorgehensweise hat den Vorteil, dass unter bestimmten Umständen das Rechenmodell ersetzt werden kann. Dies wird beispielsweise beim Einsatz nichtlinearer Finite Elemente Berechnungen bei der Tragfähigkeitsermittlung gemacht. Das Rechenmodell wird dabei durch ein numerisches Finite Elemente Modell ersetzt und die geforderte Sicherheit direkt auf Materialebene durch die Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt.

Bei der Anwendung der kanadischen Norm [1] beim Querkraftnachweis in der Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie soll in ähnlicher Form vorgegangen werden. Durch die Anwendung des Formelapparates nach Formulierung der CSA [1] werden in der Regel durch ein verfeinertes mechanisches Modell höhere Bauteilwiderstände erzielt. Ein verfeinertes mechanisches Modell, mit dem vielversprechende Ergebnisse erzielt werden können, sagt zunächst nichts über das erreichte Zuverlässigkeitsniveau aus. Die geforderte Zuverlässigkeit wird hauptsächlich durch die normativ festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte und die charakteristischen Baustoffeigenschaften gewährleistet. Wie aus Bild 4 zu entnehmen ist, decken die Teilsicherheitsbeiwerte verschiedene Unsicherheiten ab, wie zum Beispiel die Unsicherheiten der Baustoffeigenschaften, sowie Modellunsicherheiten des mechanischen Modells. Die Unsicherheiten der Baustoffeigenschaften können weitestgehend als vom gewählten Rechenmodell entkoppelt betrachtet werden, die Modellunsicherheit jedoch nicht. Bei dem Einsatz eines neuen Rechenmodells auf der Widerstandsseite ist darauf zu

achten, dass die Modellunsicherheit des neuen Rechenmodells mit den vorgegebenen Teilsicherheitsbeiwerten auf der Widerstandsseite kompatibel ist. Dies ist jedoch nicht ohne weiteres möglich, denn der Faktor für die Modellunsicherheit lässt sich kaum oder nur mit unverhältnismäßig hohem Aufwand bestimmen.

Im Rahmen der Abschlussarbeit [18] wurde das Querkraft-Bemessungsmodell der kanadischen Norm [1-3] in Bezug auf die Güte und Streuung der erzielten Ergebnisse speziell für die bei der Nachrechnung älterer Brücken vorliegenden Verhältnisse untersucht. Gleichzeitig wurden auch die Querkraft-Bemessungsmodelle nach Formulierung der deutschen Normen EC2 [8-11] und DIN Fb. [12] beziehungsweise NRR [4, 5] ausgewertet und gegenübergestellt. Grundlage dafür waren neue Versuchsserien von insgesamt 33 Versuchsträgern mit unterschiedlichen Querschnittsformen, statischen Systemen und Belastungsarten. Diese Versuchsserien waren speziell konzipiert, um die häufigen Defizite bei der Nachrechnung älterer Brücken (mit geringen Bewehrungsgrade) möglichst realistisch zu erfassen. Im Sinne einer einheitlichen Auswertung und der Vergleichbarkeit verschiedener Versuchsträger untereinander wurde die dimensionsfreie Bruchquerkraft in Anlehnung an [19] als einheitliche Referenzgröße eingeführt. Für die Einführung des Beiwerts γ_{mod} wird die experimentell erzielte Bruchquerkraft $V_{u,exp}$ mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $V_{u,cal}$ ins Verhältnis gesetzt. Aus dem Beiwert γ_{mod} lässt sich ableiten, inwiefern das jeweilige Querkraftmodell das wirkliche Tragverhalten abbilden kann. Im Rahmen einer statistischen Auswertung der Ergebnisse wurden Mittelwert, Standardabweichung, Variationskoeffizient sowie die 5%-Quantile für γ_{mod} ausgewiesen (Tabelle 2). Die genaue Vorgehensweise wird an dieser Stelle nicht näher beschrieben, sondern nur die Ergebnisse gezeigt. Für weiterführende Literatur wird auf [18, 19] verwiesen.

Die Ergebnisse aus Tabelle 2 verdeutlichen, dass der Querkraftbemessungsansatz nach Formulierung der kanadischen Norm im Vergleich zu den anderen untersuchten Verfahren nach den deutschen Normen die Versuchslast im Mittel zutreffender abbilden kann. Gleichzeitig ist die Streuung der Ergebnisse sowie der $\gamma_{mod,5\%}$ Beiwert geringer als bei den anderen Verfahren, was auf eine geringere Modellunsicherheit hindeutet. Die Ergebnisse dieser Arbeit haben keinen Anspruch auf Allgemeingültigkeit. Sie zeigen jedoch, dass für die 33 untersuchten Versuchsträger die Modellunsicherheit des Querkraftbemessungsansatzes nach Formulierung der kanadischen Norm geringer ist als bei den anderen untersuchten Verfahren. Dieser Effekt könnte auf das verfeinerte mechanische Querkraftmodell der kanadischen Norm zurückzuführen sein.

Unter Berücksichtigung der Erfahrungen der vergangenen Jahre und mit der hier aufgebauten Argumentation, wäre der Einsatz des mechanischen Rechenmodells für die Querkraftbemessung nach Formulierung der kanadischen Norm und mit Materialdefinitionen und Teilsicherheitsbeiwerten nach deutscher Norm [4, 5, 12] eine vertretbare Vorgehensweise bei der Nachrechnung von Bestandsbrücken in der Stufe 4 der NRR [4, 5].

Als Verifizierung dieser Argumentationskette und um das erreichte Sicherheitsniveau zu überprüfen, wird zunächst an einem konkreten Rechenbeispiel mithilfe probabilistischer Verfahren die Verteilungsfunktion des Bauteilwiderstandes ermittelt. Auf Grundlage einer ermittelten Verteilungsfunktion des Widerstandes wird unter Einhaltung der von der aktuellen Norm vorgegebenen Zuverlässigkeit der Bemessungswert des Widerstandes er-

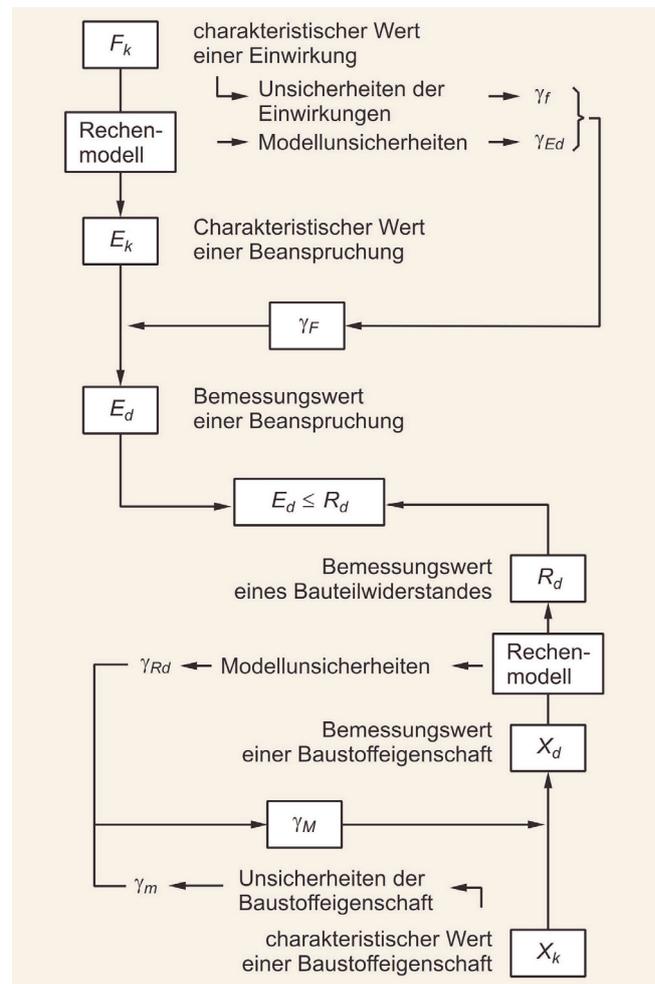


Bild 4. Nachweiskonzept für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung Grafik: aus [17]
 Fig. 4. Design concept for the ultimate limit state with linear-elastic determination of internal forces Source: from [17]

mittelt. Dieser Wert dient anschließend als Zielgröße für die Bewertung des Bemessungswertes nach Formulierung der kanadischen Norm sowie der weiteren Vergleichsverfahren.

2.4 Anwendungsbeispiel

Für das vorliegende Anwendungsbeispiel wird aus einer Serie von Versuchsträgern, die an der RWTH Aachen durchgeführt wurden, der Versuchsträger DLT 1.1 ausgewählt [20]. Dabei handelt es sich um einen vorgespannten Zweifeldträger mit Rechteckquerschnitt. **Bild 5** zeigt die konstruktive Ausbildung des gewählten Trägers DLT 1.1.

Um das Querkraftversagen besser vorherzusagen und zu lokalisieren, wurden für den Versuchsträger feldweise unterschiedliche Querkraftbewehrungsgrade vorgesehen. Feld 1 wurde mit $\emptyset 6/25$ ($0,5\rho_{w,min}$) und Feld 2 mit $\emptyset 10/25$ ($1,5\rho_{w,min}$) bewehrt. Die Belastung erfolgt durch zwei Einzelpressen in einem Abstand von jeweils 3,5 m vom Mittelaufleger.

In einem ersten Schritt wird für die probabilistische Berechnung der Versuch mit einem nichtlinearen Finite-Elemente Programm (ATENA) nachgerechnet. Die Versuchsnachrechnung erfolgt in der Regel auf Mittelwertniveau mit den im Versuch ge-

Tabelle 2. Statistische Auswertung der Versuchsnachrechnung von Spannbetonträgern (Durchlauf- und Einfeldträger) unter Einzel- und Streckenlastbeanspruchung (33 Versuche), aus [18]
 Table 2. Statistical evaluation of the test simulation of prestressed concrete beams (continuous and single span beams) under single and distributed loads (33 tests), from [18]

Statistik	CSA S6:19	DIN EN 1992-1-1	NRR 1 (2011)	NRR 2 (2015)
μ	1,52	1,80	1,85	1,72
σ	0,27	0,42	0,45	0,38
ν	0,18	0,23	0,24	0,22
$\gamma_{mod,5\%}$	1,07	1,11	1,11	1,09

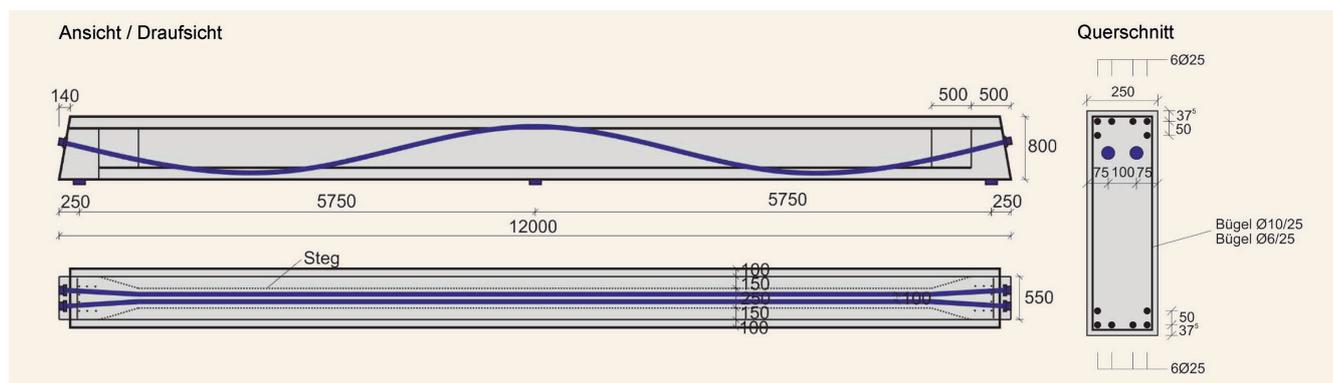


Bild 5. Ansicht, Draufsicht und Querschnitt für den Versuchsträger DLT 1.1 Grafik: aus [20]
 Fig. 5. View, top view and cross section of DLT 1.1 test beam Source: from [20]

messenen Materialparametern. Das zweidimensionale Rechenmodell für den Träger DLT 1.1 ist im **Bild 6** dargestellt.

Durch die nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung konnte die im Versuch gemessene Bruchlast von 929,29 kN je Presse mit einer Abweichung von + 0,8 % nachgerechnet werden [20]. Im Bild 6 wird das Bruchbild im realen Versuch der plastischen Dehnung als Indikator für eine Betonschädigung und Schubrissebildung aus der Simulation gegenübergestellt. Dadurch konnte gezeigt werden, dass durch die nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung nicht nur die Bruchlast, sondern auch die Versagensart und -stelle zutreffend simuliert werden konnten.

Das durch die zutreffende Versuchsnachrechnung validierte Rechenmodell wird für die probabilistische Berechnung mit dem Programm SARA weiterverwendet. Anhand normativer Vorgaben oder aus den versuchsbegleitenden Materialuntersuchungen werden die Materialstreuungen und deren Korrelationen festgelegt. Anschließend werden darauf aufbauend beliebig viele Sätze an zufällig verteilten Materialparametern generiert. Für jeden Satz zufällig generierter Materialparameter wird über das Programm SARA ein ATENA-Rechenmodell generiert, in dem die Materialparameter einfließen. Dadurch werden gleichzeitig mehrere ATENA-Rechenmodelle erzeugt und parallel gerechnet. Die Vielzahl an Last-Verformungs-Diagrammen aus den einzelnen Berechnungen mit streuenden Materialparameter werden ausgewertet und die Bruchlasten in Form eines Histogramms wiedergegeben. Als Verteilungsfunktion wurde eine Log-Normalverteilung angenommen. Die Annahme wurde mit einem Kolmogorov-Smirnov-Anpassungstest [21] überprüft. Das aufbereitete Ergebnis der probabilistischen Ermittlung des Widerstandes für den Versuchsträger DLT 1.1 ist im **Bild 7** dargestellt.

Für die angenommene Verteilungsfunktion wurden aus den Ergebnissen der probabilistischen Berechnung folgende Werte ermittelt:

- Mittelwert: 936,87 kN
- Variationskoeffizient: 0,04944
- Standardabweichung: 46,3742
- Anzahl Simulationen: 100

Unter Berücksichtigung eines Zuverlässigkeitsindex $\beta = 3,8$, eines Wichtungsfaktors für den Widerstand $\alpha_R = 0,8$ und eines Modellsicherheitsfaktors von 1,065 nach [22] ergibt sich der Bemessungswert des Widerstandes R_d wie folgt:

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} = \frac{936,87 \text{ kN}}{(e^{0,8 \cdot 3,8 \cdot 0,04944}) \cdot 1,065} = 757,12 \text{ kN} \quad (8)$$

$$R_d' = \frac{R_m}{\gamma_R} = \frac{936,87 \text{ kN}}{(e^{0,8 \cdot 3,8 \cdot 0,04944})} = 806,136 \text{ kN (ohne } \gamma_{Rd} = 1,065) \quad (9)$$

Die Bemessungswiderstände nach der Formulierung der einzelnen Normen werden an dieser Stelle nicht mehr detailliert ermittelt, sondern nur die Ergebnisse in der nachfolgenden **Tabelle 3** vorgestellt. Im **Bild 8** erfolgt eine grafische Darstellung dieser Ergebnisse. Für die Ermittlung des Bemessungswertes nach Formulierung der kanadischen Norm wurden allerdings die Materialwerte (charakteristische Werte $f_{ck} - 5\%$ -Quantile) und Teilsicherheitsbeiwerte nach den deutschen Normen angesetzt. Nach der folgenden Gleichung (10) lässt sich der Sicherheitsindex β für einen log-normal verteilten Widerstand berechnen.

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{R_m^{SARA}}{R_{d,i}}\right)}{\alpha_R \cdot V_R} \quad (10)$$

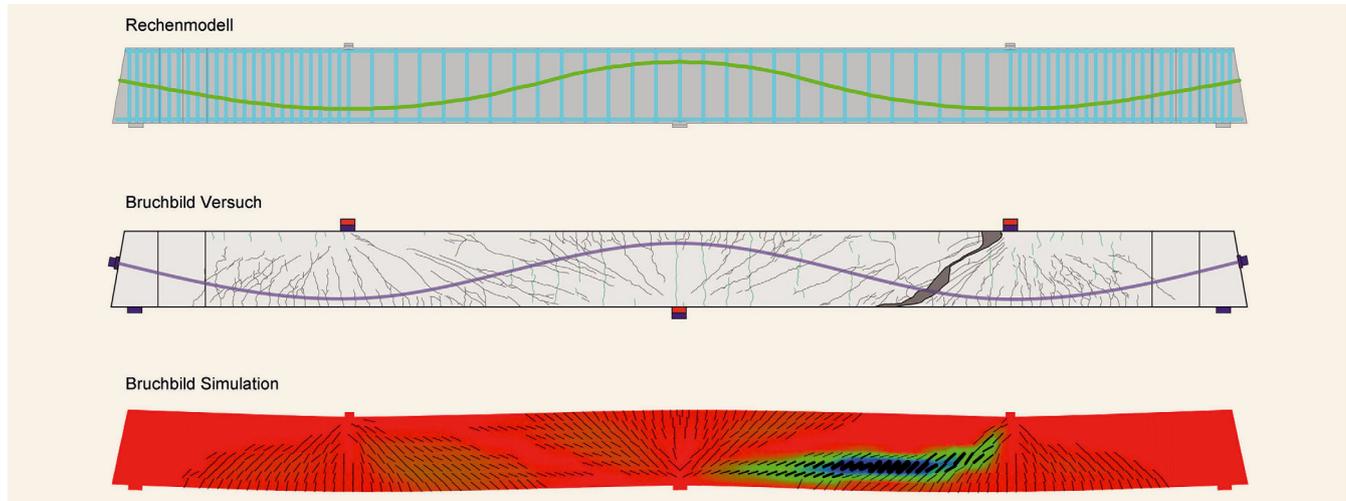


Bild 6. Gegenüberstellung des ATENA 2D Rechenmodells und der Bruchbilder aus dem Versuch und aus der Simulation mit ATENA für DLT 1.1
 Grafik: aus [2]
 Fig. 6. Comparison of the ATENA 2D Calculation Model, crack patterns from the test and from the simulation with ATENA for DLT 1.1 Source: from [20]

mit:

$$R_m^{SARA} = \text{Mittelwert aus der SARA-Berechnung}$$

$$R_{d,i} = \text{Bemessungswert des betrachteten Verfahrens } i$$

$$\alpha_R = \text{Wichtungsfaktor für Widerstand } 0,8$$

$$V_R = \text{Variationskoeffizient des Widerstandes aus SARA-Berechnung}$$

Unter der Annahme eines log-normal verteilten Widerstands ergibt sich für den Bemessungswert nach Formulierung der CSA ein operativer Sicherheitsindex β von 12,16. Der Bemessungswert nach der probabilistischen SARA-Berechnung ergibt genau den geforderten Sicherheitsindex β von 3,80. Bei der Berücksichtigung eines zusätzlichen Modellunsicherheitsfaktors ($\gamma_{Rd} = 1,065$) vergrößert sich der operative Sicherheitsindex β für die SARA-Berechnung von 3,80 auf 5,39.

Die Verfahren für Querkraftbemessung nach EC2 [19, 11] beziehungsweise NRR [4] Stufe 1 liefern einen operativen Sicherheitsindex β von 22,29 und nach Stufe 2 der NRR einen Sicherheitsindex β von 21,96. Diese ermittelten Zahlenwerte für den operativen Sicherheitsindex β sind nur im direkten Vergleich untereinander für dieses Beispiel und nicht als absolute Zahlen zu sehen, weil unter anderem die Gültigkeit der Log-Normal Verteilung in den Extrembereichen auch nur beschränkt zutrifft.

3 Zusammenfassung und Ausblick

Die Ermittlung des Querkraftwiderstandes nach Formulierung der kanadischen Norm CSA [1] liefert bei fachgerechter Anwendung vielversprechende Ergebnisse bei der Brückennachrechnung

Tabelle 3. Zusammenstellung der Bemessungswerte nach den einzelnen Verfahren
 Table 3. Comparison of the design values according to the individual methods

Bemessungswert	SARA	CSA S6:19	EC 2	NRR 1 (2011)	NRR 2 (2015)
R_d [kN]	757,12 / 806,14	579	388	388	393



Bild 7. Histogramm und angenommene Verteilungsdichtefunktion für den Träger DLT 1.1 Grafik: aus [20]
 Fig. 7. Histogram and assumed density distribution function for the beam DLT 1.1 Source: from [20]

in Deutschland. Das zeigt nicht nur die vorliegende Ausarbeitung, sondern auch verschiedene Untersuchungen in den letzten Jahren. Die höheren Querkraftwiderstände nach Formulierung der kanadischen Norm sind auf ein verfeinertes mechanisches Modell mit additivem Betontraganteil zurückzuführen. In den durchgeführten Vergleichsrechnungen konnten damit höhere Widerstände erzielt werden als mit den Bemessungsmodellen, die in den deutschen Normen angewendet werden.

Bei einer allgemeinen Bemessungsaufgabe geht es in erster Linie darum, die von der zugrunde liegenden Norm geforderte Zuverlässigkeit zu gewährleisten. Trotz erfolgversprechender Ergeb-

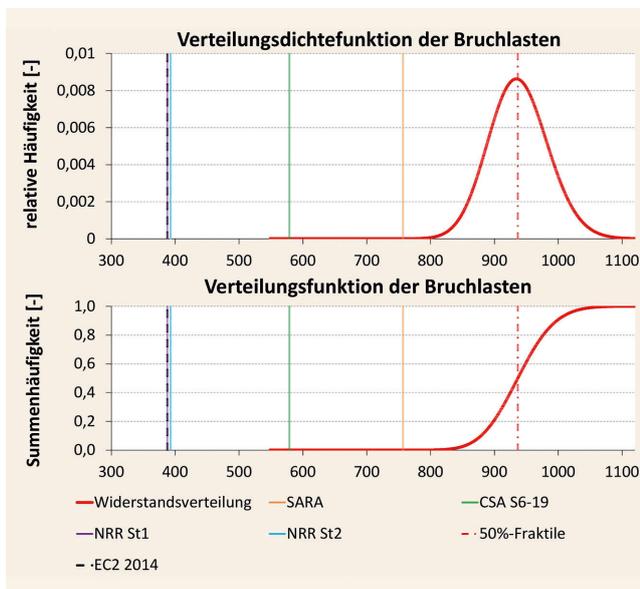


Bild 8. Einordnung der Bemessungswerte der einzelnen Verfahren in die Verteilungsdichtefunktion des Widerstandes für DLT 1.1 *Grafik: aus [20]*
Fig. 8. Classification of the design values of the individual methods in the distribution density function of the resistance for DLT 1.1 *Source: from [20]*

nisse bei der Anwendung des Querkraftmodells nach kanadischer Norm bei der Brückennachrechnung in Deutschland war noch zu klären, ob die geforderte Zuverlässigkeit erreicht wird. Durch den vorliegenden Beitrag konnte an einem konkreten Beispiel gezeigt werden, dass die Querkraftbemessung nach kanadischer Norm für Einwirkungen nach deutscher Norm durchaus zuverlässige Ergebnisse liefern kann. Dabei wird empfohlen, alle sicherheitsrelevanten Parameter wie zum Beispiel Materialdefinition, Teilsicherheitsbeiwerte usw., einheitlich nach dem Sicherheitskonzept und den Festlegungen in den deutschen Normen [4, 5, 12] vorzunehmen.

Literatur

[1] CSA S6:19.: Canadian Highway Bridge Design Code. (Canadian Standards Association Group, Hrsg.) Toronto, 2019.
 [2] CSA S6.1:19.: Commentary on CSA S6:19, Canadian Highway Bridge Design Code. (Canadian Standards Association Group, Hrsg.) Toronto, 2019.
 [3] CSA A23.3:19.: Design of concrete structures. (Canadian Standards Association Group, Hrsg.) Ontario, 2019.
 [4] NRR: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). (B. u. Bundesministerium für Verkehr, Hrsg.) Bonn, 2011.
 [5] NRR – 1. Ergänzung.: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) – 1. Ergänzung. (B. f. Infrastruktur, Hrsg.) Berlin/Bonn, 2015.
 [6] Marzahn, G., J., H.; Mauerer, R.; Zilch, K. et al.: Die Nachrechnung von Betonbrücken – Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. In: Beton-Kalender 2015: Schwerpunkt: Bauen im Bestand, Brücken, S. 819–904.
 [7] Gehrlein, S. F.; Landler, J.; Oberndorfer, T. et al.: Großversuche zur Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken an der Saalebrücke Hammelburg. In: Beton- und Stahl-betonbau 113 (2018), Heft 9.
 [8] DIN EN 1992-1-1. (2011). Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. (DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Hrsg.) Berlin.
 [9] DIN EN 1992-1-1/NA. (2013). Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungs-

regeln und Regeln für den Hochbau. (DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Hrsg.) Berlin.
 [10] DIN EN 1992-2. (2010). Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008. (DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Hrsg.) Berlin.
 [11] DIN EN 1992-2/NA. (2013). Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. (DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Hrsg.) Berlin.
 [12] DIN-Fachbericht 102 (2009). Betonbrücken. (DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Hrsg.) Berlin.
 [13] DIN-Fachbericht 101 (2009). Einwirkungen auf Brücken. (DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Hrsg.) Berlin.
 [14] Bentz, E. C.; Collins, M. P.: Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete. In: Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 33 (2006), Iss. 5, pp. 521–534.
 [15] Vecchio, F. J.; Collins, M.: The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. In: American Concrete Institute Journal, Vol. 83 (1986), Iss. 2.
 [16] Walraven, F.: Fundamental Analysis of Aggregate Interlock. In: Journal of the Structural Division, Vol. 107 (1981), Iss. 11.
 [17] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. Springer-Verlag, Heidelberg, 2010.
 [18] Posselt, D.: Untersuchung der kanadischen Bemessungsnorm CSA im Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken. Master's Thesis im Studiengang Bauingenieurwesen an der TU München, 2022.
 [19] Reineck, K.-H.; Kuchma, D. A.; Fitik, B.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel. (D. A. Stahlbeton, Hrsg.), 2012.
 [20] Hegger, J., Herbrand, M., Adam, V. et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Lösungsansätze. (Bundesanstalt für Straßenwesen, Hrsg.) Brücken- und Ingenieurbau, 2020.
 [21] Bronstein, I. N.; Semendjajew, K. A.; Musiol, G. et al.: Taschenbuch der Mathematik. Thun und Frankfurt/Main: Verlag Harri Deutsch, 1993
 [22] König, G.; Hosser, D.; Schobbe, W.: Sicherheitsanforderungen für die Bemessung baulicher Anlagen nach den Empfehlungen des NA-Bau – eine Erläuterung. In: Bauingenieur 57 (1982), S. 69–78.



Dr.-Ing. Christian Stettner

christian.stettner@zm-i.de

Foto: Orla Connolly



Dr.-Ing. Remus Tecusan

remus.tecusan@zm-i.de

Foto: Florian Heine



Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch [†]

Foto: Florian Heine

Prof. Zilch, Initiator und wissenschaftlicher Mentor für das Teilprojekt, ist leider während des Projektes verstorben.

Zilch + Müller Ingenieure GmbH
 Erika-Mann-Straße 63, 80636 München

Vorschau 3.2024



Extrembedingungen in der Arktis sind für jedes Bauprojekt eine Herausforderung.
Foto: Pete Bucktrout, British Antar

Bausoftware

Beim Bau eines neuen Forschungsbaus in der Antarktis haben sich die beteiligten Akteure dazu entschlossen, alle Bauschritte zunächst virtuell zu durchlaufen, bevor sie in die Praxis umgesetzt werden. Hierzu arbeiteten alle Beteiligten gemeinsam an einem zentralen BIM-Modell und konnten so eine optimale Effizienz erzielen.

Tunnelbau

Wir stellen ein kooperatives Modell zur Ermittlung der vergütungswürdigen abweichenden Bauzeit im maschinellen Tunnelvortrieb vor.

IMPRESSUM

Bauingenieur
ISSN 0005-6650, 99. Jahrgang 2024

Herausgeber
Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger (Sprecher)
Lehrstuhl und Institut für Massivbau
RWTH Aachen
Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Dietmar Adam
Institut für Geotechnik, TU Wien
Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Kfm. Shervin Haghsheeno
Institut für Technologie und Management
im Baubetrieb, Karlsruher Institut für
Technologie
Prof. Dr.-Ing. habil. Hartmut Pasternak
Lehrstuhl für Stahl- und Holzbau
Brandenburgische Universität (BTU)
Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Wriggers
Institut für Kontinuumsmechanik
Leibniz Universität Hannover
Prof. Dr.-Ing. habil. Sven Klinkel
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik
RWTH Aachen

Alle Hauptaufsätze sind durch die
Herausgeber begutachtet und rezensiert.

Organschaft
Der Bauingenieur ist offizielle Organzeitschrift
der VDI-Gesellschaft Bauen und Gebäudetechnik.

Redaktion
Heike van Ooyen, Chefredakteurin
Telefon: +49 211 6103-484
hvanooyen@vdi-fachmedien.de
Melanie Schulz, Redakteurin
Telefon: +49 211 6103-508
mschulz@vdi-fachmedien.de
Dipl.-Phys.-Ing. Udo Schnell
Redaktionsleitung VDI Fachmedien
Telefon: +49 211 6103-104
uschnell@vdi-fachmedien.de
Anne Katrin Breckenkamp, Redaktionsassistentin
Telefon: +49 211 6103-171
abreckenkamp@vdi-fachmedien.de

Autorenhinweise/Veröffentlichungsgrundlagen:
www.bauingenieur.de

Pressemitteilungen bitte an
bauingenieur@vdi-fachmedien.de

Verlag
VDI Fachmedien GmbH & Co. KG
Unternehmen für Fachinformationen
VDI-Platz 1, 40468 Düsseldorf
Postfach 10 10 22, 40001 Düsseldorf
Commerzbank AG
SWIFT/BIC-Code: DRES DE FF 300,
IBAN: DE69 3008 0000 0212 1724 00

Geschäftsführung
Ken Fouhy, B.Eng.

Layout
Alexander Reiß

Leitung Media Sales
Petra Seelmann-Maedchen
Telefon: +49 211 6188-191
pmaedchen@vdi-nachrichten.com

Anzeigenverkauf
Verlagsbüro Siegfried Pachinger
Telefon: +49 521 977998-80
Fax: +49 521 977998-90
svn.pachinger@verlagsbuero-pachinger.de

Es gilt der Anzeigentarif Nr. 55
vom 1. Januar 2024.

Vertrieb und Leserservice
Leserservice VDI Fachmedien
65341 Eltville
Telefon: +49 6123 9238-202
Fax: +49 6123 9238-244
vdi-fachmedien@vuservice.de

Bezugspreis
10 Ausgaben jährlich
(davon 1/2 und 7/8 als Doppelausgabe)
Jahresabonnement: € 513,70 (E-Paper € 441,30)
VDI-Mitglieder: € 462,33 (E-Paper € 397,17)
nur für persönliche Mitglieder
Studenten: € 127,60 (E-Paper € 109,60)
gegen Studienbescheinigungen
Preise Inland inkl. MwSt., Ausland exkl. MwSt.
zzgl. Versandkosten (Inland: € 15,25,
Ausland: € 35,50, Luftpost auf Anfrage)
Einzelheft: € 52,- inkl. MwSt. zzgl. Versandkosten

Die Mindestlaufzeit beträgt 12 Monate.
Im Anschluss an die Mindestlaufzeit ist das
Abonnement jeweils zum Monatsende
kündbar.

Druck
KLIEMO AG, Hütte 53, 4700 Eupen, Belgien

Copyright
Die Zeitschrift und alle in ihr enthaltenen
Beiträge und Abbildungen sind urheberrechtlich
geschützt. Jede Verwertung außerhalb der engen
Grenzen des Urheberrechtsgesetzes ist ohne
Zustimmung des Verlages unzulässig und
strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen,
Übersetzungen, Mikroverfilmungen
und die Einspeicherung und Verarbeitung in
elektronischen Systemen. Für unverlangt
eingesandte Manuskripte kann keine Gewähr
übernommen werden.

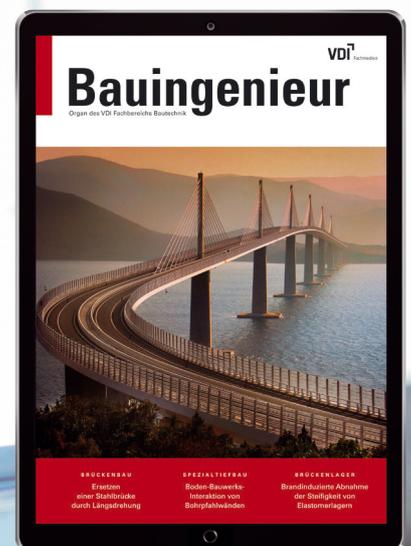
Weitere Informationen:
www.bauingenieur.de

Auflage IVW-geprüft



Jetzt Bauingenieur upgraden: Mit dem E-Paper- Abonnement

Für nur
93,10 EUR
inkl. MwSt.



Sie wollen jederzeit und überall Zugriff haben auf Bauingenieur, das Organ des VDI-Fachbereichs Bautechnik? Dann sichern Sie sich jetzt zusätzlich zu den 10 Bauingenieur-Printausgaben pro Jahr auch Ihr Abo-Upgrade E-Paper: 93,10 EUR inkl. MwSt..

Ihre Vorteile: Downloadfunktion, Volltext-Suche, Lesezeichen, mobiloptimiertes Design, Zugriff auf das Archiv.

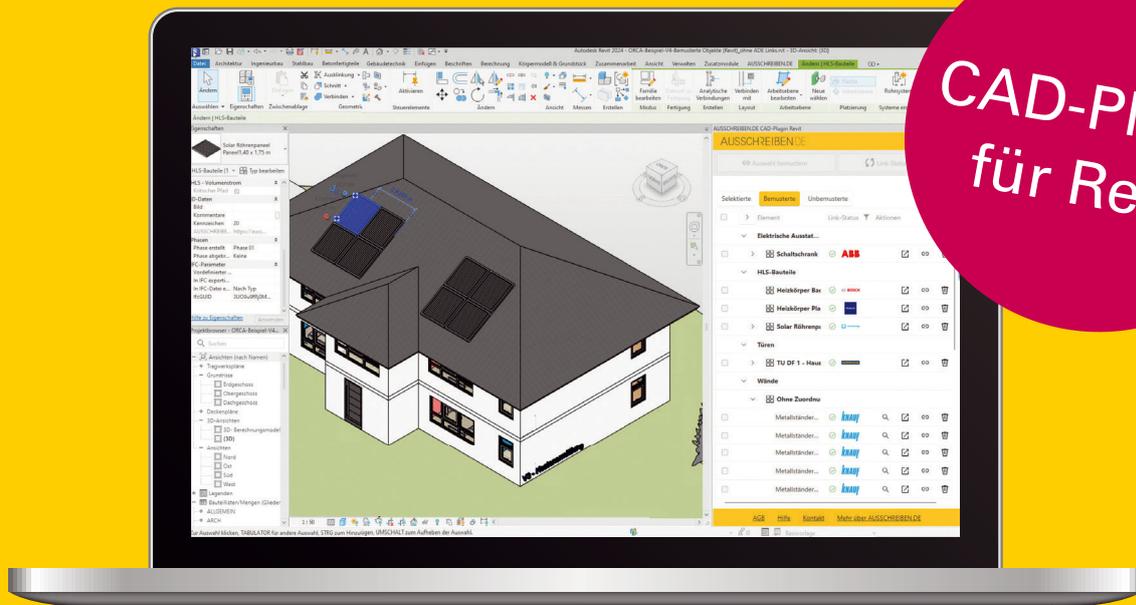


Technikwissen für Ingenieur*innen - jetzt bestellen:

ingenieur.de/abo-bauingenieur

AUSSCHREIBEN.DE Ausschreibungstexte **plus**

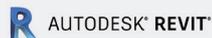
Ihr **plus** an Digitalisierung!



Nutzen Sie **1,1 Mio. Ausschreibungstexte**
und **über 3 Mio. plusInformationen.**



AUSSCHREIBEN.DE



Bemusterung von Revit-Modellen

**KOSTENFREIE
WEBINAR AUFZEICHNUNG**

Weitere Informationen zum
CAD Plugin und Webinar:

