

Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 89

bast

Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke

von

Reinhard Maurer
Guido Heeke
Halil Kiziltan
Agnieszka Kolodziejczyk

Technische Universität Dortmund, Lehrstuhl Betonbau

Konrad Zilch

Zilch + Müller Ingenieure GmbH, München
Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau

Daniel Dunkelberg
Birol Fitik

Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 89

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt beim Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bgm.-Smidt-Str. 74-76, D-27568 Bremerhaven, Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

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

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.0490/2010/FRB:
Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke

Projektbetreuung

Thomas Mayer

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

ISSN 0943-9293
ISBN 978-3-86918-256-8

Bergisch Gladbach, September 2012

Kurzfassung – Abstract

Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke

Seit Beginn des Spannbetonbrückenbaus in Deutschland sind die Bemessungsvorschriften ständig weiterentwickelt und die Lastannahmen kontinuierlich dem gestiegenen Verkehrsaufkommen angepasst worden. Das hat zur Folge, dass bei der Nachrechnung von bestehenden Brückenbauwerken auf der Grundlage der aktuellen Normen häufig Überschreitungen festgestellt werden. In Fortführung des bereits abgeschlossenen Forschungsprojekts „Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken“ sollen im Rahmen dieses Projekts weitere Empfehlungen für die Bewertung bestehender Brückenbauwerke erarbeitet werden.

Das vorliegende FE-Vorhaben behandelt die Themenfelder Sicherheitskonzept für bestehende Bauwerke, Ansatz der historischen Materialfestigkeiten, Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von vorgepannten Balken, Einfluss von nicht vorhandener Mindestbewehrung auf das Sicherheitsniveau sowie eine Literaturrecherche zu Wöhlerlinien älterer Spann- und Betonstähle. Die Untersuchungen beruhen auf der Auswertung vorhandener Literatur, beispielhaften Berechnungen bestehender Brücken sowie rechnerischer Simulationen existierender und gut dokumentierter Versuche.

Es wurden verschiedene Ansätze zur Herleitung angepasster Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis bestehender Bauwerke erläutert. Weiterhin konnten Empfehlungen für den Ansatz der charakteristischen Festigkeitseigenschaften von älterem Betonstahl, Spannstahl und Beton sowie der Ermüdungsfestigkeit damaliger Stähle gegeben werden. Es wurde gezeigt, dass die Momenten-Querkraft-Interaktion und die Tragwirkung eines Druckbogens bisher nicht ausreichend in der Ermittlung der aufnehmbaren Querkraft von Spannbetonträgern nach DIN-FB 102 berücksichtigt sind. Die erweiterte Abminderung der Zwangsschnittgrößen gemäß Nachrechnungsrichtlinie darf auch bei fehlender Mindestlängsbewehrung angesetzt werden. Die Mindestquerkraftbewehrung ist für Spannbetonbrücken nach 1966 als ausreichend einzustufen.

Die gewonnenen Erkenntnisse bestätigen erneut, dass ein hoher Aufwand bei der Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke gerechtfertigt ist. Die Ergebnisse des FE-Vorhabens können bei der Erstellung und Fortschreibung der geplanten Nachrechnungsrichtlinie einfließen

Safety evaluation of existing concrete bridges

Since the beginning of prestressed concrete bridge construction in Germany, the design regulations have constantly been refined and the design loads have been continuously adapted to account for increased traffic. As a result, the verification calculations for existing bridge structures based on currently valid codes often result in their capacity being exceeded. In continuation of the already completed research project entitled "Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken" (Concept for the recalculation of existing road bridges), this project aims to develop further recommendations for the evaluation of existing bridge structures.

The current R&D project treats several subjects, including safety concept of existing structures, adaptation of historic material strengths, and assessment of the shear resistance of prestressed beams. Also, an assessment of the influence of the lack of minimum reinforcement on the safety level as well as a literary research on S-N curves of older prestressing and reinforcing steel are included. The investigations are based on an evaluation of existing literature, exemplary calculations of existing bridges as well as theoretical simulations of existing and well documented experiments.

Several approaches for the derivation of adapted partial safety factors for checking existing structures were elucidated. Furthermore, recommendations were made for the application of the characteristic strength properties of older reinforcing steel, prestressing steel and concrete as well as the fatigue strength of steels used at the time. It was shown that the shear and moment interaction and the structural behaviour of compression arches has so far only insufficiently been addressed in determining shear resistance of prestressed concrete girders according to DIN-FB 102. The extended reduction of internal forces due to constraints according to the recalculation guideline may be used if no sufficient minimum

reinforcement is provided. The 1966 minimum shear reinforcement for prestressed concrete bridges shall be classified as sufficient.

The insights gained again confirm that a greater effort during the verification calculation of existing bridge structures is justified. The results of the R&D project can be included in the preparation and update of the planned recalculation guideline.

Inhalt

1	Einleitung	7	4.1.3	Darstellung und Interpretation der Ergebnisse	26
1.1	Anlass	7	4.1.4	Schlussfolgerungen	29
1.2	Ausgangslage	7	4.2	Einfluss des Druckbogens auf den Querkrafttragwiderstand	29
1.3	Problemstellungen und Lösungsansätze	8	4.2.1	Allgemeines	29
1.4	Zielsetzung	9	4.2.2	Ausgangszustand	30
2	Sicherheitskonzept	9	4.2.3	Konzept	31
2.1	Allgemeines	9	4.2.4	Auswertung und Nachrechnung der Versuche	32
2.2	Grundlagen	10	4.2.5	Numerische Simulationsberechnungen	40
2.3	Angepasste Sicherheitskonzepte für bestehende Bauwerke	12	4.2.6	Zusammenfassung, Schlussfolgerungen	52
2.3.1	Allgemeines	12	5	Einfluss aus ggf. nicht vorhandener Mindestbewehrung auf das Sicherheitsniveau	53
2.3.2	Ansatz der Institution of Structural Engineers (UK)	14	5.1	Einleitung	53
2.3.3	Ansatz nach ACI 318	15	5.2	Einfluss aus der Längsbewehrung	53
2.3.4	Ansatz nach TU Delft/TNO	16	5.2.1	Allgemeines	53
2.4	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	18	5.2.2	Bauwerk – Lützelbachtalbrücke	53
3	Beurteilung der Materialeigenschaften bei bestehenden Bauwerken	19	5.2.3	Sicherheitskonzept	56
3.1	Allgemeines	19	5.2.4	Rechenmodell	57
3.2	Betonstahl	19	5.2.5	Berechnung des Zwangabbaus in den Stütz- und Feldbereichen	58
3.3	Spannstahl	21	5.2.6	Schlussfolgerung und Wertung	64
3.4	Beton	21	5.3	Untersuchungen zur Versagensart bei fortschreitendem Ausfall der Spannglieder	64
3.4.1	Allgemeines	21	5.4	Querkraftbewehrung	68
3.4.2	Statistische Auswertung der Eigenschaften historischer Betone	21	5.4.1	Allgemeines	68
3.5	Schlussfolgerungen	23	5.4.2	Normendurchsicht	69
4	Querkrafttragfähigkeit	23	5.4.3	Vergleich der bisherigen Regelwerke	71
4.1	Einfluss der Momenten-Querkraft-Interaktion auf den Querkrafttragwiderstand	23	5.4.4	Spannbeton für die Praxis	72
4.1.1	Allgemeines	23	5.4.5	Praxisbeispiele	73
4.1.2	Durchgeführte Untersuchungen	24	5.4.6	Zusammenfassung	74

6	Ermüdung	74	6.5	Vergleich mit den heutigen Bemessungswöhlerlinien	99
6.1	Betonstahl – Experimentelle Untersuchungen	74	6.6	Zusammenfassung	103
6.1.1	WASCHEIDT (1965)	75	7	Resümee	103
6.1.2	RUßWURM/MARTIN (1968)	76	8	Literatur	107
6.1.3	TILLY/MOSS (1980)	77			
6.1.4	THÜRLIMANN/CANTELI/ESSLINGER (1980)	79			
6.1.5	VOGEL/FEHLMANN (2008)	81			
6.1.6	REHM (2005-2007)	83			
6.1.7	MAURER/BLOCK/DREIER/HEEKE/MACHOCZEK (2008)	85			
6.1.8	Heft 525	86			
6.2	Vergleich der Ermüdungsfestigkeit zwischen alten und heutigen Betonstählen	87			
6.2.1	Unterschiede zwischen den freischwingend und einbetoniert geprüften Betonstählen	87			
6.3	Betonstahlmatten – Experimentelle Untersuchungen	87			
6.3.1	Heft 525	87			
6.3.2	REHM/KRUSE (1969)	89			
6.4	Spannstahl – Experimentelle Untersuchungen	89			
6.4.1	Allgemeines	89			
6.4.2	ABEL (1993)	90			
6.4.3	BÖKAMP (1991)	91			
6.4.4	CORDES/LAPP-EMDEN (1984)	92			
6.4.5	ESKOLA (1996)	92			
6.4.6	KOCH (1988)	93			
6.4.7	MÜLLER (1985)	94			
6.4.8	RIGON/THÜRLIMANN (1985)	95			
6.4.9	OERTLE/THÜRLIMANN/ESSLINGER (1985)	96			
6.4.10	VOß (1993)	96			
6.4.11	WOLLMANN et al. (1988)	97			
6.4.12	MULLER/DUX (1994)	97			
6.4.13	MAURER/HEEKE (2008)	98			

1 Einleitung

1.1 Anlass

Seit Beginn des Spannbetonbrückenbaus in Deutschland sind die Bemessungsvorschriften ständig weiterentwickelt und die Lastannahmen kontinuierlich dem gestiegenen Verkehrsaufkommen angepasst worden. Bedingt durch die Altersstruktur des Brückenbestands unter Verkehr ergibt sich eine hohe Anzahl an Bauwerken, die nicht gemäß den heute geltenden Vorschriften geplant und errichtet wurden. Diese Bauwerke liegen jedoch zum Teil im Zuge bedeutender Verkehrswege und können nicht ohne erheblichen finanziellen Aufwand und massive Eingriffe in den fließenden Verkehr ertüchtigt oder ersetzt werden.

Um festzustellen, welche Defizite bei den einzelnen Bauwerken tatsächlich auftreten, ist eine umfassende Nachrechnung des Brückenbestandes geplant. Zurzeit wird eine Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand erarbeitet, die die wesentlichen Rahmenbedingungen und das Vorgehen bei der Bewertung bestehender Brückenbauwerke definiert. Es handelt sich um ein gestuftes Verfahren, das durch spezielle Regelungen oder Vorgaben die Möglichkeit bietet, die Reserven des Tragwerks und der Baustoffe stärker auszunutzen. Ausgangspunkt ist hierbei immer die Nachrechnung des Bauwerks auf der Grundlage der aktuell geltenden Regelwerke. Die Beurteilung von bestehenden Brücken auf der Grundlage von Neubaunormen führt jedoch in der Regel aufgrund der historischen Entwicklung bestimmter Nachweise zu systematischen Überschreitungen. Aus diesem Grund ist die Erarbeitung genauerer und erweiterter Nachweiskonzepte im Moment Gegenstand mehrerer Forschungsprojekte.

In Fortführung zu dem bereits abgeschlossenen Forschungsprojekt „Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken“ [1.1] sollen im Rahmen dieses Projekts schwerpunktmäßig einige Themenfelder untersucht und weitere Empfehlungen für die Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke erarbeitet werden.

1.2 Ausgangslage

Grundlage für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken sind in Deutschland seit 2003 im Wesentlichen die DIN-Fachberichte 101 „Einwirkungen auf Brücken“ [1.2]

und 102 „Betonbrücken“ [1.3] in ihrer jeweils aktuellsten Ausgabe. Mit dem darin enthaltenen Sicherheitskonzept sowie den teilweise sehr konservativen Bemessungs- und Konstruktionsregeln werden bei Neubauten die normgemäße Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit sichergestellt. Diese Normen sind aber nicht dazu geeignet, die tatsächliche Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit bestehender älterer Betonbrücken zu beurteilen. Hierfür bedarf es neben einem angepassten Sicherheitskonzept vor allem auch genauerer Nachweismodelle für die Tragwiderstände.

Bei der Bearbeitung des Forschungsprojekts „Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken“ [1.1] wurden die bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken am häufigsten auftretenden Defizite anhand von Beispielrechnungen an zwei realen Bauwerken identifiziert. Darüber hinaus konnten durch die Anwendung von alternativen und genaueren Nachweisverfahren bereits wesentliche Tragfähigkeitspotenziale aufgezeigt werden. Während eine Nachrechnung auf Grundlage der DIN-Fachberichte für beide Bauwerke zwangsläufig eine Verstärkung bzw. Herabstufung der Brückenklasse nach sich zieht, ermöglicht die Berücksichtigung spezieller Regelungen und Vorgaben die Reduzierung des Handlungsbedarfs. Teilweise kann sogar ohne Ergreifung zusätzlicher Maßnahmen am Bauwerk eine vollständige Erfüllung der geforderten Nachweise erreicht werden.

Im Laufe der Bearbeitung des ersten Forschungsprojekts ergaben sich jedoch weitere interessante Fragestellungen, deren genauere Betrachtung zusätzliches Potenzial bei der Beurteilung bestehender Bauwerke birgt. Außerdem deutet die bisher gesammelte Erfahrung im Umgang mit bereits durchgeführten Nachrechnungen von vorhandenen Brücken darauf hin, dass insbesondere die bei der Nachrechnung zu verwendenden Eingangswerte auf der Materialseite noch nicht ausreichend genau abgesichert und dokumentiert sind.

Im Rahmen des vorliegenden FE-Vorhabens sollen die Themenfelder Sicherheitskonzept für bestehende Bauwerke, Ansatz der historischen Materialfestigkeiten bei der Nachrechnung einschließlich der Kennwerte der Ermüdungsfestigkeit, Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit sowie Einfluss von gegebenenfalls nicht vorhandener Mindestbewehrung auf das Sicherheitsniveau eingehender untersucht werden.

1.3 Problemstellungen und Lösungsansätze

Im Folgenden werden die im Rahmen dieses FE-Vorhabens betrachteten Themenfelder kurz erläutert und die entscheidenden Problemstellungen und untersuchten Lösungsansätze zusammenfassend beschrieben.

Die für die Bemessung von Neubauten maßgebenden DIN-Fachberichte sind nicht uneingeschränkt geeignet, die tatsächliche Tragsicherheit bestehender älterer Spannbetonbrücken zu beurteilen. Für eine effektivere Nachrechnung ist das für Neubauten konzipierte Sicherheitskonzept zu modifizieren, um realistische Beurteilungen der Zuverlässigkeit und Erfordernis von Verstärkungs- bzw. Belastungsbeschränkungen zu erhalten. Zum einen können gegenüber einem Neubau bei der Beurteilung eines bestehenden Bauwerks die Unsicherheiten bezüglich Geometrie, Materialeigenschaften und Bauwerkszustand durch Messungen und Untersuchungen vor Ort verringert werden. Zum anderen kann die meist geringere verbleibende Nutzungsdauer bestehender Bauwerke in die Überlegungen zum Sicherheitskonzept einbezogen werden. Auf der Grundlage einer Literaturrecherche werden mögliche Alternativen bei der Anpassung des Sicherheitskonzepts für bestehende Bauwerke aufgezeigt. Dabei wird besonders auf gegenwärtig im Ausland verfolgte Ansätze eingegangen.

Um ältere Bauwerke auf der Grundlage heutiger Nachweiskonzepte nachrechnen zu können, werden charakteristische Werte der Materialeigenschaften benötigt. Die Materialdefinitionen und Konformitätsnachweise haben sich jedoch in der Vergangenheit mehrmals geändert, z. B. wurde Beton bis 1972 nach dem Mittelwert der Druckfestigkeit einer Güte/Klasse zugeordnet und nicht wie heute in Abhängigkeit des 5%-Quantils. Die historische Entwicklung des Ansatzes der Rechengrößen der Baustoffeigenschaften wird im Rahmen dieses FE-Vorhabens durch eine Literaturrecherche aufbereitet. Vor dem Hintergrund, dass nicht an jedem bestehenden Bauwerk vor der Nachrechnung umfangreiche Materialuntersuchungen durchgeführt werden können, werden Empfehlungen für die anzusetzenden charakteristischen Materialkennwerte in Abhängigkeit der vorhandenen Informationen aus Plänen und ursprünglichen statischen Berechnungen gegeben.

Eine wichtige Fragestellung bei der Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Brücken ist der Nach-

weis der aufnehmbaren Querkraft, da dieser Nachweis in der historischen Entwicklung besonders häufigen Änderungen ausgesetzt war. Die einzelnen Entwicklungsstände und ihre Bemessungsergebnisse sind dabei nicht mit dem heute verbreiteten Konzept vergleichbar. Jedoch ist auch das heute verwendete Nachweisformat nicht als einheitlich zur realistischen Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit anerkannt. So werden zum Beispiel im 2010 neu erschienenen *fib*-Model Code [1.4] vier nebeneinander gültige Nachweiskonzepte zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit aufgeführt, bei denen unter anderem das Verhältnis zwischen einwirkendem Moment und einwirkender Querkraft unterschiedlich berücksichtigt wird. Durch einen Vergleich zwischen dem Ansatz nach DIN-FB 102 und Model Code 2010 werden Bereiche identifiziert, in denen eine Anpassung des den Nachweisen zugrunde gelegten Modells nötig erscheint. Die Querkraft wird nicht nur über den Tragmechanismus eines parallelgurtigen „Fachwerks mit Rissreibung“, wie es im DIN-FB 102 zugrunde gelegt ist, abgetragen. Ein wesentlicher Teil der Querkraftabtragung erfolgt bei Spannbetonträgern zusätzlich über einen „Druckbogen“. Durch Versuchsnachrechnungen und Simulationsberechnungen an Spannbetonversuchsträgen wird sein Einfluss auf die Größe der erforderlichen Querkraftbewehrung aufgezeigt. Mit Hilfe der numerischen Simulationsberechnungen können die Abhängigkeiten bei der Verteilung der Querkraft auf die beiden Tragmechanismen untersucht werden.

Bei vielen Beurteilungen bestehender Bauwerke hat sich außerdem gezeigt, dass die heute für Neubauten anhand der Betonzugfestigkeit festgelegte Mindestbewehrung nicht vollständig vorhanden ist. Hierbei wird zwischen der Mindestlängsbewehrung und der Mindestquerkraftbewehrung unterschieden. Im Rahmen des FE-Vorhabens werden die Auswirkungen von fehlender Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung auf den Abbau von Zwangsschnittgrößen untersucht. Die Betrachtungen erfolgen beispielhaft mittels nichtlinearer Simulationen am Gesamtsystem der Lützelbachtalbrücke. Um die Einflüsse aus fehlender Mindestbewehrung aufzuzeigen, werden Vergleichsrechnungen mit unterschiedlichen Betonstahlbewehrungsgraden durchgeführt.

Es wird weiterhin die Entwicklung der Normenfestlegungen bezüglich der Mindestquerkraftbewehrung aufbereitet. Durch einen Vergleich mit den heute geforderten Werten kann eine Beurteilung

der vorhandenen Mindestquerkraftbewehrungen der bestehenden Bauwerke anhand ihres Baujahrs erfolgen.

Die Beurteilung bestehender älterer Spannbetonbrücken, im Hinblick auf Ermüdung, stellt ein sehr komplexes Problem dar. Dies betrifft sowohl die Einwirkungsseite als auch die Widerstandsseite. Eine entscheidende Grundlage stellen dabei die Wöhlerlinien älterer Spannstähle – insbesondere im einbetonierten Zustand – und Betonstähle dar. Durch eine umfangreiche Literaturrecherche werden alle verfügbaren und verwertbaren Wöhlerlinien älterer Stähle zusammengetragen. Diese werden mit den Bemessungswöhlerlinien des DIN-Fachberichts 102 verglichen, um hieraus Empfehlungen für die Angabe von Wöhlerlinien für Spannstahl sowie Betonstahl in der noch fortzuschreibenden Nachrechnungsrichtlinie abzuleiten.

1.4 Zielsetzung

In Fortführung des bereits abgeschlossenen Vorhabens „Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken“ [1.1] sollen weitere Empfehlungen zur realistischen Beurteilung und genauen Nachweisführung bei bestehenden Spannbetonbrückenbauwerken gegeben werden. Den beschriebenen Ansätzen und Zusammenhängen soll im Rahmen dieses FE-Vorhabens insgesamt durch Auswertung vorhandener Literatur, durch beispielhafte Berechnungen bestehender Brücken sowie durch rechnerische Simulationen existierender und entsprechend gut dokumentierter Versuche nachgegangen werden.

Die Nachrechnungen im Rahmen dieses FE-Vorhabens haben zum Ziel, Reserven der Tragsicherheit zu identifizieren. Die tatsächliche Tragsicherheit bestehender Spannbetonbrücken soll realistischer als bisher nachgewiesen und beurteilt werden können. Durch die umfangreichen Recherchen und Auswertungen vorhandener Literatur und älterer Normen sollen darüber hinaus zuverlässige Eingangswerte für die Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken zur Verfügung gestellt werden.

Die Ergebnisse dieses FE-Vorhabens sollen bei der Fortschreibung der zurzeit im Entwurf befindlichen Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand Berücksichtigung finden.

2 Sicherheitskonzept

2.1 Allgemeines

Seit Einführung der DIN-Fachberichte im Jahr 2003 erfolgt die Bemessung neuer Brückenbauwerke auf der Grundlage des semi-probabilistischen Sicherheitskonzepts mit Teilsicherheitsbeiwerten. Für Brückenbauwerke, die vor 2003 errichtet wurden, beruhte die Bemessung auf dem globalen Sicherheitskonzept. Im Rahmen der Nachrechnung bestehender Bauwerke soll jedoch unabhängig von der damals verwendeten Bemessungsnorm durchgängig das den DIN-Fachberichten zugrunde liegende Sicherheitskonzept angewendet werden, damit eine konsequente Anwendung der Nachweisformate der aktuellen Normen möglich ist. Hierbei ist zunächst von dem für Neubauten festgelegten Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β und den daraus abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwerten auszugehen. Festlegungen zum Sicherheitskonzept finden sich in den Normen DIN 1055-100 [2.1] und DIN EN 1990 [2.2].

Bereits durchgeführte Nachrechnungen an verschiedenen Brückenbauwerken haben jedoch gezeigt, dass der Ansatz normgemäßer Teilsicherheitsbeiwerte häufig zu Überschreitungen führt. Die für die Bemessung von Neubauten maßgebenden DIN-Fachberichte sind nicht uneingeschränkt geeignet, die tatsächliche Tragsicherheit bestehender älterer Spannbetonbrücken zu beurteilen. Für eine effektivere Nachrechnung sind mögliche Modifikationen des für Neubauten konzipierten Sicherheitskonzepts zu untersuchen, um realistische Beurteilungen der Zuverlässigkeit und der Erfordernis von Verstärkungs- bzw. Belastungsbeschränkungen zu erhalten.

Im Rahmen dieses FE-Vorhabens werden zunächst die theoretischen Grundlagen zur Herleitung von Teilsicherheitsbeiwerten kurz erläutert und die Zusammenhänge zwischen den wichtigsten Parametern dargestellt. Anschließend werden auf der Grundlage einer Literaturrecherche mögliche Alternativen bei der Anpassung des Sicherheitskonzepts für bestehende Bauwerke aufgezeigt. Dabei wird besonders auf gegenwärtig im Ausland verfolgte Ansätze eingegangen.

Die hier durchgeführten Betrachtungen beziehen sich nur auf die rechnerischen Nachweise einer ausreichenden Zuverlässigkeit. Die Beurteilung des Einflusses aus Konstruktionsregeln, die von heuti-

gen Festlegungen abweichen, auf die Zuverlässigkeit bestehender Bauwerke ist nicht Gegenstand dieses Kapitels.

2.2 Grundlagen

Im Folgenden werden die theoretischen Grundlagen des den heutigen Bemessungsnormen zugrunde liegenden semi-probabilistischen Sicherheitskonzepts mit Teilsicherheitsbeiwerten kurz aufbereitet. Die Erläuterungen beziehen sich auf die rechnerische Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT). Ausführliche Darstellungen der Hintergründe zur Zuverlässigkeitstheorie und zu Sicherheitskonzepten finden sich z. B. in [2.3] und [2.4].

Die Zuverlässigkeit eines Bauwerks hängt von den Streuungen der Beanspruchungen und der Widerstände sowie der Fehler bei Planung, Ausführung und Nutzung ab. Während die durch den Faktor Mensch verursachten Unsicherheiten bei Planung, Ausführung und Nutzung nicht durch ein Sicherheitskonzept zu erfassen sind, können die stochastischen Eigenschaften der Eingangsgrößen der Bemessung durch probabilistische Verfahren bewertet werden. Dazu muss eine stochastische Beschreibung der Eingangsgrößen über Verteilungsfunktionen erfolgen. Häufig verwendete Verteilungen zur Beschreibung der Materialkennwerte sind die Normalverteilung oder die log-Normalverteilung sowie die Extremwertverteilungen Typ I-III zur Beschreibung der Maxima von veränderlichen Lasten. Wenn die Verteilung einer Eingangsgröße bekannt ist, können die für die Bemessung benötigten charakteristischen Werte der Eingangsgröße bestimmt werden. In der Regel werden für Materialeigenschaften untere Grenzwerte benötigt, die meist durch das 5%-Quantil festgelegt sind. Das bedeutet, dass lediglich 5 % aller theoretisch möglichen Realisationen der streuenden Größe unterhalb dieser Schranke liegen. Für Lasten werden obere Grenzwerte benötigt, hier werden i. Allg. 95%-Quantile verwendet. Während die Baustoffeigenschaften i. d. R. als zeitlich invariant angesehen werden, sind die Angaben zu Lasten i. d. R. vom betrachteten Zeitraum abhängig. Das bedeutet, dass zusätzlich zur Verteilungsfunktion einer Last auch der betrachtete Zeitraum festgelegt werden muss, um einen Quantilwert bestimmen zu können. Wenn man zum Beispiel das 95%-Quantil eines Temperaturunterschieds betrachtet, ist der Wert, der lediglich von 5 % aller Werte in einem Jahr

überschritten wird, geringer als der Wert, der von 5 % aller Werte in 100 Jahren überschritten wird.

Grundlage der Bemessung ist der Nachweis, dass die Beanspruchungen E kleiner als der Widerstand R sind. Dabei sind E und R streuende Größen, die von einer oder mehreren, wiederum streuenden Basisvariablen abhängig sind. Durch sicherheitstheoretische Überlegungen kann bei bekannten Verteilungen der Basisvariablen die Wahrscheinlichkeit bestimmt werden, dass die Einwirkungen den Widerstand überschreiten. Im Folgenden wird aus Gründen der Anschaulichkeit davon ausgegangen, dass E und R unabhängig voneinander normalverteilt sind und je nur von einer Variable abhängen. Auf Grundlage dieser Annahme können jetzt kurz die Begriffe Versagenswahrscheinlichkeit p_f und Sicherheitsindex β im Sinne der zugehörigen Normen [2.1] und [2.2] erläutert werden.

Die Verteilungen von E und R sind durch die Lageparameter μ_E und μ_R (Mittelwerte der Grundgesamtheit) und ihre Streuungen um den Mittelwert σ_E und σ_R (Standardabweichungen der Grundgesamtheit) festgelegt. Der Abstand der Mittelwerte μ_E und μ_R wird als zentrale Sicherheitszone und der Abstand der charakteristischen Werte E_k und R_k wird als nominale bzw. dezentrale Sicherheitszone bezeichnet. Die nominale Sicherheitszone korrespondiert mit dem Sicherheitsfaktor des früher verwendeten globalen Sicherheitskonzepts. Bild 1 verdeutlicht die Zusammenhänge. Führt man nun die Zustandsfunktion $G = R - E$ ein, so beschreibt der Bereich der wiederum normalverteilten Größe $G < 0$ den Versagensbereich. Für die Verteilung von G gilt:

$$\mu_G = \mu_R - \mu_E \text{ und}$$

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}.$$

Damit entspricht die zentrale Sicherheitszone aus Bild 1 oben jetzt einem Vielfachen der Standardabweichung σ_G . Dieser Faktor wird als Sicherheitsindex β bezeichnet. Für β gilt:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}$$

Die operative Versagenswahrscheinlichkeit p_f entspricht der Fläche unter der Dichtefunktion für $G \leq 0$ und ist über die Standardnormalverteilung Φ direkt mit dem Sicherheitsindex β verknüpft.

$$p_f = \Phi\left(-\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) = \Phi(-\beta)$$

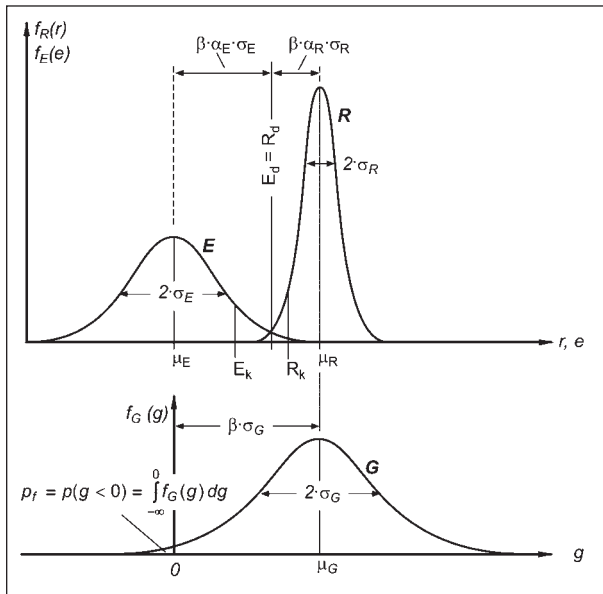


Bild 1: Zusammenhang zwischen E und R sowie Zustandsfunktion G , Versagenswahrscheinlichkeit p_f und Sicherheitsindex β nach [2.3]

Mit steigender Versagenswahrscheinlichkeit sinkt der Zuverlässigkeitsindex. Es ist jedoch anzumerken, dass aufgrund der mit zeitlich veränderlichen verbundenen Eingangsgrößen auf der Einwirkungsseite die operativen Versagenswahrscheinlichkeiten immer nur für einen Bezugszeitraum gelten. Z. B. entspricht eine Versagenswahrscheinlichkeit von $p_f = 10^{-6}$ je Jahr einem Sicherheitsindex von $\beta = 4,75$ und eine Versagenswahrscheinlichkeit von $p_f = 10^{-6}$ in 50 Jahren einem Sicherheitsindex von $\beta = 3,83$. Die operative Versagenswahrscheinlichkeit entspricht nicht direkt der Häufigkeit eines Versagensereignisses, da wie bereits erwähnt die Unsicherheiten aus Fehlern bei der Planung, Bauausführung und Nutzung nicht im Sicherheitskonzept erhalten sind. In Tabelle 1 werden die Empfehlungen für Mindestwerte der einzuhaltenden Zuverlässigkeitsindizes nach [2.2] zusammengefasst.

Das Einhalten eines vorgegebenen Wertes von β bei der Bemessung entspricht einem ausreichenden Abstand der Punkte μ_G und $g = 0$ in der Verteilung der Zustandsfunktion (siehe Bild 1 unten). Dieser Abstand wird durch die Standardabweichung σ_G , und damit durch die Streuungen von E und R bestimmt. Für den nichtlinearen Zusammenhang zwischen den Streuungen von E und R wird folgende Linearisierung eingeführt:

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} = \alpha_R \cdot \sigma_R + \alpha_E \cdot \sigma_E$$

mit den Wichtungsfaktoren

Zuverlässigkeitsklasse	Mindestwert für β	
	Bezugszeitraum 1 Jahr	Bezugszeitraum 50 Jahre
RC 3	5,2	4,3
RC 2	4,7	3,8
RC 1	4,2	3,3

Tab. 1: Empfehlungen für Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex β aus [2.2]

$$\alpha_E = \frac{\sigma_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \text{ und}$$

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}$$

Gleichzeitig ist die zentrale Sicherheitszone $\mu_R - \mu_E$ über den Zusammenhang

$$\mu_R - \mu_E = \beta \cdot \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} = \beta \cdot \alpha_R \cdot \sigma_R + \beta \cdot \alpha_E \cdot \sigma_E$$

mit dem Sicherheitsindex β verknüpft (siehe Bild 1 oben). Durch Umordnen erhält man:

$$E_d = \mu_E + \beta \cdot \alpha_E \cdot \sigma_E = \mu_R - \beta \cdot \alpha_R \cdot \sigma_R = R_d$$

Diese Gleichung drückt aus, dass beim Erreichen des Grenzzustands $G = 0$ mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit p_f der Bemessungswert der Beanspruchungen E_d gerade gleich dem Bemessungswert des Widerstands R_d ist. Der Bemessungspunkt $E_d = R_d$ spiegelt den Zustand mit der höchsten Versagenswahrscheinlichkeit unter den vorgegebenen Eigenschaften von E und R wider. Bei der Bemessung wird die Streuung der Beanspruchungen und Widerstände durch die Verwendung charakteristischer Werte berücksichtigt, die sich aus dem Mittelwert und der Standardabweichung der jeweiligen Verteilungen mit den zugehörigen Quantilfaktoren $K_{p,E}$ und $K_{p,R}$ bestimmen lassen:

$$E_k = \mu_E + K_{p,E} \cdot \sigma_E$$

$$R_k = \mu_R + K_{p,R} \cdot \sigma_R$$

Setzt man schließlich die zuvor bestimmten Bemessungswerte von Beanspruchung und Widerstand ins Verhältnis zu den charakteristischen Werten, so erhält man die Teilsicherheitsbeiwerte γ_E und γ_R , unter deren Verwendung das eingangs über β definierte Zuverlässigkeitsniveau genau erreicht wird.

$$\gamma_E = \frac{E_d}{E_k} = \frac{\mu_E + \beta \cdot \alpha_E \cdot \sigma_E}{\mu_E + K_{p,E} \cdot \sigma_E} = \frac{1 + \beta \cdot \alpha_E \cdot V_E}{1 + K_{p,E} \cdot V_E}$$

$$\gamma_R = \frac{R_d}{R_k} = \frac{\mu_R + K_{p,R} \cdot \sigma_R}{\mu_R - \beta \cdot \alpha_R \cdot \sigma_R} = \frac{1 + K_{p,R} \cdot V_R}{1 - \beta \cdot \alpha_R \cdot V_R}$$

Es ist ersichtlich, dass die Teilsicherheitsbeiwerte auf Beanspruchungs- und Widerstandsseite durch die Wichtungsfaktoren α_R und α_E mit den Streuungen beider Seiten verknüpft sind. Damit gelten Teilsicherheitsbeiwerte grundsätzlich immer nur für eine bestimmte Kombination von E und R . Für die Praxis werden aus diesem Grund konstante Wichtungsfaktoren vorgegeben, durch die eine Entkopplung der Beanspruchungs- und Widerstandsseite möglich ist. So darf man z. B. nach [2.2] $\alpha_R = 0,8$ und $\alpha_E = 0,7$ setzen, wenn die Bedingung $0,16 < \sigma_E/\sigma_R < 7,6$ erfüllt ist.

Im allgemeinen Fall ist die Versagenswahrscheinlichkeit jedoch von mehr als zwei Variablen abhängig. Die Bestimmung der genauen Lage des Bemessungspunktes und der Wichtungsfaktoren geschieht dann anhand von Berechnungen mit Hilfe von mehrdimensionalen Verteilungsfunktionen und deren Schnittfläche mit Hyperflächen, die den Grenzzustand beschreiben. Dieses genaue Vorgehen wird als vollständig probabilistische Methode oder Methode der Stufe III bezeichnet. Verfahren der Stufe II (FORM: First Order Reliability Method, SORM: Second Order Reliability Method) beruhen auf vereinfachten Annahmen über die Verteilungsfunktionen der Eingangswerte und der Linearisierung von beliebigen Grenzzustandsfunktionen. Das semi-probabilistische Sicherheitskonzept aktueller Normen beruht auf Methoden der Stufe II und III, jedoch mit wesentlichen Vereinfachungen.

Hierzu zählt zum einen, dass nicht wie bei Verfahren der Stufe II und III vorhandene und zulässige Sicherheitsindizes verglichen werden, sondern ein indirekter Nachweis über den Vergleich der Bemessungswerte von Beanspruchung und Widerstand, die mit Hilfe von vorgegebenen Teilsicherheitsbeiwerten aus charakteristischen Werten errechnet wurden, geführt wird. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden mit konstanten Wichtungsfaktoren auf Grundlage eines vorgegebenen Zuverlässigkeitsniveaus β hergeleitet. Hieraus resultiert, dass nicht für alle Tragwerke und möglichen Kombinationen von Einwirkung und Widerstand ein identisches Zuverlässigkeitsniveau erzielt wird, in jedem Fall aber ein ausreichendes. Außerdem wurde aufgrund fehlender statistischer Daten mancher streuender Eingangsgrößen bei der Ermittlung der erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte ein Abgleich mit dem Zuver-

lässigkeitsniveau des bisher verwendeten globalen Sicherheitskonzepts vorgenommen. Die Größenordnung des tatsächlich erzielten Sicherheitsniveaus bei Anwendung der Festlegungen nach den aktuellen Normen und die Abhängigkeit der Ergebnisse von den einzelnen Basisvariablen wurden in [2.5] eingehend untersucht. Die Vergleichsgrößen bei der Bemessung im Bauwesen sind in der Regel die Einwirkungen F und die Baustoffeigenschaften X , die als charakteristische Werte zur Verfügung stehen. Mit Hilfe von Rechenmodellen werden diese Eingangswerte in Vergleichsgrößen E und R umgerechnet. Hieraus resultieren zusätzliche Unsicherheiten, die bei der Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Baustoffseite berücksichtigt werden müssen. Bild 2 verdeutlicht noch einmal die Zusammenhänge des semi-probabilistischen Sicherheitskonzepts aktueller Normen. Angaben zu den Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungsseite finden sich u. a. in [2.1] oder [2.2]. Die Teilsicherheitsbeiwerte der Baustoffeigenschaften werden in den Bemessungsnormen angegeben; für Betonbrücken z. B. in [2.6] oder [2.7].

2.3 Angepasste Sicherheitskonzepte für bestehende Bauwerke

2.3.1 Allgemeines

Für bestehende Bauwerke soll ebenso wie für Neubauten das semi-probabilistische Sicherheitskonzept zur Anwendung kommen. Hiermit soll erreicht werden, dass das grundsätzliche Vorgehen bei den zu führenden Nachweisen gleich bleibt und alle Überlegungen zu möglichen Anpassungen im Wesentlichen durch geänderte Teilsicherheitsbeiwerte zum Ausdruck kommen. Hierdurch wird eine einfache Anwendbarkeit in der Praxis gewährleistet.

Wie eingangs bereits erwähnt, führen Nachrechnungen unter Verwendung der normgemäßen Teilsicherheitsbeiwerte für Neubauten oft zu Überschreitungen. Dies kann mehrere Ursachen haben. Zum einen lag der Bemessung der bestehenden Bauwerke ein anderes Sicherheitskonzept zugrunde, bei dem Unsicherheiten evtl. anders bewertet oder an anderen Stellen in der Bemessung berücksichtigt wurden als heute üblich. Außerdem sind heutzutage insbesondere höhere Verkehrs- und Temperaturlasten zu berücksichtigen.

Die gültigen Teilsicherheitsbeiwerte sind so hergeleitet, dass während der gesamten geplanten Nut-

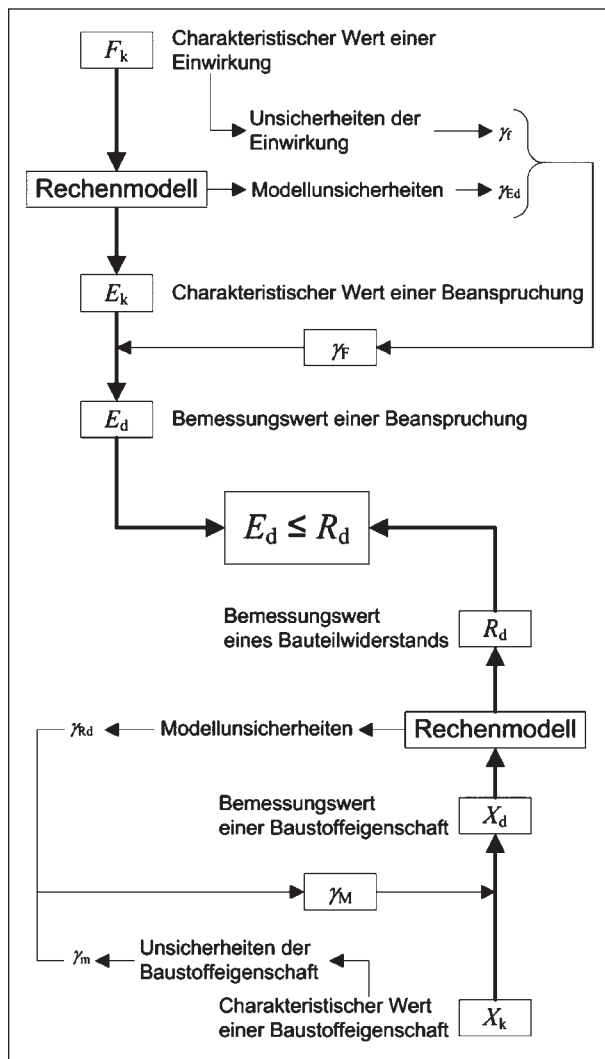


Bild 2: Nachweiskonzept für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung aus [2.3]

zungsdauer (für Brücken i. d. R. 100 Jahre, vgl. [2.2]) das vorgegebene Zuverlässigkeitsniveau β nicht unterschritten wird. Aus technischer Sicht gibt es jedoch mehrere Gründe, das aktuelle Sicherheitskonzept für bestehende Bauwerke zu modifizieren. Hierbei muss man grundsätzlich festlegen, ob an dem geforderten Zuverlässigkeitsniveau für Neubauten festgehalten wird oder ob begründete Änderungen des Zuverlässigkeitsniveaus für bestehende Bauwerke zulässig sind. Je nach Herangehensweise ergeben sich verschiedene Möglichkeiten der Modifikation.

Geänderte Teilsicherheitsbeiwerte bei gleichem einzuhaltendem Sicherheitsniveau können daraus resultieren, dass bei der Ermittlung der Einwirkungen und Baustoffeigenschaften vorhandene Unsicherheiten reduziert werden. Dies kann bei einem bestehenden Bauwerk z. B. durch die genaue Er-

mittlung der Geometrie und der Materialeigenschaften sowie des Bauwerkszustandes erreicht werden. Da das Bauwerk bereits existiert, müssen keine zufälligen Unsicherheiten aus der Bauausführung mehr berücksichtigt werden. Weiterhin können durch Messungen und Untersuchungen vor Ort Angaben über die tatsächlich auf das Bauwerk einwirkenden Beanspruchungen erhalten werden. Dieser Ansatz ist bereits in der zurzeit im Entwurf befindlichen Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand [2.8] verankert. Z. B. darf bei genauem Aufmaß eines Brückenüberbaus und gleichzeitigem Feststellen der Betonwichte an Bohrkernen und des Stahlgehalts anhand von Plänen der Teilsicherheitsbeiwert γ_g von 1,35 auf 1,2 verringert werden. Auf der Materialeite sind Abminderungen des Teilsicherheitsbeiwertes γ_M erlaubt, sofern sie den Anteil aus der Modellunsicherheit γ_{Rd} betreffen und durch geeignete Kompensationsmaßnahmen im Rechenmodell erfasst werden. Diese Kompensationsmaßnahmen können z. B. aus dem Ansatz zusätzlicher additiver Sicherheitselemente bestehen. Auch eine Verknüpfung der Zulässigkeit der Modifikationen mit gewissen verbleibenden Nutzungsdauern ist in der Nachrechnungsrichtlinie aufgenommen. Eine direkte mathematische Berücksichtigung reduzierter verbleibender Nutzungsdauern erfolgt auf diesem Wege aber nicht. Grundsätzlich ist auch eine Reduktion des Anteils γ_m denkbar, wenn ausreichende Informationen über die Streuung der Baustoffeigenschaft vorliegen.

Darüber hinaus gibt es Ansätze, für bestehende Bauwerke andere zu erreichende Zuverlässigkeitsniveaus zu definieren. Damit könnten bei sonst gleichen Randbedingungen bezüglich der Eingangswerte auf der Einwirkungs- und Baustoffseite geänderte Teilsicherheitsbeiwerte bestimmt werden. Die Motivation eines solchen Vorgehens ist hauptsächlich, dass die Verstärkung eines bestehenden Bauwerks (das sich zudem schon im Betrieb bewährt hat) auf ein vorgegebenes Sicherheitsniveau wesentlich aufwändiger und kostenintensiver ist als die Planung eines Neubaus für das gleiche Sicherheitsniveau. Im Kapitel 2.3.4 wird näher auf solche Überlegungen eingegangen. Bei solchen Ansätzen ist die verbleibende Nutzungsdauer eines Bauwerks auch direkt mathematisch in die Überlegungen integrierbar. Im Folgenden werden einige Ansätze aus dem Ausland zur Anpassung des Sicherheitskonzepts für bestehende Bauwerke vorgestellt.

2.3.2 Ansatz der Institution of Structural Engineers (UK)

Die britische Institution of Structural Engineers (IStructE) hat in [2.9] Vorschläge für abgeminderte Teilsicherheitsbeiwerte bei der Beurteilung bestehender Bauwerke gemacht. Grundlage bildet das Sicherheitskonzept nach British Standard 8110: Structural use of concrete [2.10]. Die vorliegenden Werte gelten zunächst für Hochbauten, eine sinn-gemäße Übertragung der Ansätze auf Brückenbauwerke ist jedoch denkbar. Die Nachweisgleichung des British Standard ist mit der der aktuellen deutschen Normen vergleichbar. Grundsätzlich gilt:

$$E_d(\gamma_{f1}, \gamma_{f2}, \gamma_{f3}, F_k) \leq R_d(\gamma_m, f_k)$$

mit

E_d Bemessungswert einer Beanspruchung als Funktion von

γ_{f1} "load variation factor": Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Unsicherheit der Einwirkung

γ_{f2} "load combination and sensitivity factor": Kombinationsbeiwert

γ_{f3} "structural performance factor": Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung von Imperfektionen

F_k charakteristischer Wert einer Einwirkung

R_d Bemessungswert eines Bauteilwiderstands als Funktion von

γ_m "material factor": Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Unsicherheit der Baustoffeigenschaft

f_k charakteristischer Wert einer Baustoffeigenschaft

Es wird darauf hingewiesen, dass zwar das grundlegende Sicherheitskonzept der aktuellen Normen vergleichbar ist, die Herleitung der Teilsicherheitsbeiwerte jedoch unterschiedlich erfolgt sein kann, je nachdem, welche Unsicherheiten auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite angesiedelt werden. Daher sollten modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte nur in Verbindung mit der Norm angewendet werden, aus der die ursprünglichen Werte stammen. Eine Übernahme der auf Grundlage des BS 8110 hergeleiteten Werte zur Verwendung mit z. B. dem DIN-Fachbericht ist also nicht zulässig. Damit ist auch ein direkter Vergleich der ausländischen und deutschen Teilsicherheitsbeiwerte nicht möglich. Anhand des Vergleichs der zu einer Norm gehörigen ursprünglichen und modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte kann man jedoch ablesen, welche Größenordnungen von Anpassungen grundsätzlich möglich sind.

Die in [2.11] vorgestellten und in [2.9] veröffentlichten angepassten Teilsicherheitsbeiwerte dürfen angewendet werden, wenn gewisse Vorinformationen über das Bauwerk vorhanden sind und genaue Untersuchungen am Bauwerk durchgeführt werden. Damit resultieren die modifizierten Teilsicherheits-

Einwirkungsseite				
Beiwert	Einwirkung	ursprünglich	modifiziert	Bedingung
γ_{f1}	Eigengewicht	1,15	1,05	• Bestimmung der Wichte und der genauen Abmessungen
γ_{f2}		1,00	1,00	
γ_{f3}		1,20	1,15	• Messung von Toleranzen, Exzentrizitäten etc.
$\gamma_g = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$		≈ 1,35	1,20	
Widerstandsseite				
Beiwert	Material	ursprünglich	modifiziert	Bedingung
γ_c	Beton	1,50	1,25	• Tests an Bohrkernen und mit Rückprallhammer
γ_s	Stahl	1,15	1,05	• Sicherstellung der Duktilität des Stahls durch Proben • Feststellen der tatsächlichen Lage des Stahls im Bauwerk und Verwendung der Werte bei der Nachrechnung • Sicherstellung einer gleichmäßigen Qualität des Stahls im Bauwerk durch ZfP

Tab. 2: Beispiele angepasster Teilsicherheitsbeiwerte für bestehende Bauwerke für die Nachrechnung nach BS 8110 [2.11]

beiwerte aus reduzierten Streuungen der Eingangswerte. Ähnlich wie in der deutschen Nachrechnungsrichtlinie ändert sich bei diesem Ansatz das planmäßige Zuverlässigkeitsniveau für bestehende Bauwerke im Vergleich zu Neubauten nicht. Ob die Größenordnungen der Anpassungen der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Grundlage der geforderten Vorinformationen rein statistisch begründet sind, ist aus der vorliegenden Literatur nicht ersichtlich. Es werden auch keine Aussagen über das rechnerisch tatsächlich erreichte Zuverlässigkeitsniveau eines Bauwerks, das auf Grundlage der geänderten Teilsicherheitsbeiwerte nachgerechnet wurde, gemacht. Tabelle 2 zeigt beispielhaft einige Vorschläge für modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte mit den zugehörigen Kompensationsmaßnahmen aus [2.11]. Man kann erkennen, dass die Anpassungen ähnlich denen sind, die bisher in die Nachrechnungsrichtlinie eingeflossen sind.

2.3.3 Ansatz nach ACI 318

Die amerikanische Hochbaunorm ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete [2.12] sowie die Brückenbaubestimmungen AASHTO LRFD Bridge Design Specifications [2.13] verwenden ein von den Angaben in DIN 1055-100 [2.1] bzw. DIN EN 1990 [2.2] abweichendes Sicherheitskonzept. Der Bemessungswert der Einwirkung ergibt sich aus definierten Lastfallkombinationen, bei denen für jede Belastung je nach Lastfallkombination andere Vorfaktoren, sog. „load factors“, angesetzt werden müssen. Diese „load factors“ entsprechen sinngemäß dem Produkt aus den Teilsicherheitsbeiwerten und den zugehörigen Kombinationsbeiwerten nach deutschen Normen. Auf der Widerstandsseite werden keine den einzelnen Materialien zugeordneten Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt. Die Ermittlung des Widerstands erfolgt mit den charakteristischen Werten der Baustoffeigenschaften. Anschließend erfolgt eine pauschale Abminderung mit sog. „strength reduction factors“. Damit handelt es sich bei dem Sicherheitskonzept des ACI 318 zwar in gewissen Maßen um ein Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten, das jedoch auf der Widerstandsseite mit globalen Sicherheitsfaktoren operiert.

Während sich in [2.12] bereits Angaben zur Nachrechnung bestehender Bauwerke finden, sind solche Abschnitte in [2.13] noch nicht aufgenommen worden. Für die Nachrechnung auf der Grundlage von ACI 318 werden angepasste Sicherheitsfaktoren

Versagensart	$\Phi_{\text{urspr.}}$	$\Phi_{\text{mod.}}$	$\frac{\Phi_{\text{mod.}}}{\Phi_{\text{urspr.}}}$
Stahl auf Zug	0,90	1,0	1,11
Beton auf Druck	0,65	0,8	1,23
Querkraft und/oder Torsion	0,75	0,8	1,07

Tab. 3: „Strength reduction factors“ Φ aus [2.12]

ren auf der Widerstandsseite angegeben. Dabei wird wie in der Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken und dem Ansatz aus Kapitel 2.3.2 davon ausgegangen, dass bei Anwendung der modifizierten Beiwerte Kompensationsmaßnahmen ergriffen werden müssen. Laut ACI 318 zählen hierzu die Überprüfung der Abmessungen der Bauteile sowie am Bauwerk ermittelte Materialkennwerte sowie der Einsatz von als auf der sicheren Seite liegend anerkannten Bemessungsmethoden. In Tabelle 3 sind die „strength reduction factors“ Φ für die Bemessung neuer Bauwerke denjenigen für die Nachrechnung bestehender Bauwerke gegenübergestellt. Höhere „strength reduction factors“ Φ bedeuten einen höheren Bemessungswert des Bauteilwiderstands.

Man kann erkennen, dass besonders bei der Versagensart Beton auf Druck hohe Zugeständnisse gemacht werden. Die mögliche Reduzierung der anzusetzenden Streuung der Betonfestigkeitskennwerte durch Messungen am Bauwerk wird offensichtlich hoch bewertet. Die Aufschlüsselung und genaue Anpassung der zu verwendenden Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite γ_m nach Versagensart sind bisher in den deutschen Regelwerken nicht vorgesehen. Stattdessen werden deterministische Faktoren zur Berücksichtigung der Versagensart eingeführt, z. B. eine zusätzliche Abminderung der Bemessungsdruckfestigkeit des Betons beim Nachweis der Druckstreben tragfähigkeit im Querkraftnachweis. Wenn man jedoch davon ausgeht, dass diese deterministischen Faktoren implizit auch in den ursprünglichen und modifizierten „strength reduction factors“ nach ACI 318 enthalten sein müssten, zeigen sich zum Beispiel bei der Anpassung der Werte für die Versagensart Stahl auf Zug ähnliche Größenordnungen, wie sie bereits in der Nachrechnungsrichtlinie enthalten sind.

$$\frac{\Phi_{\text{mod.}}}{\Phi_{\text{urspr.}}} = \frac{1,0}{0,9} = 1,11 \approx 1,09 = \frac{1/1,05}{1/1,15} = \frac{1/\gamma_{s,\text{mod.}}}{1/\gamma_{s,\text{urspr.}}}$$

2.3.4 Ansatz nach TU Delft/TNO

Im Gegensatz zu den Ansätzen in den Kapiteln 2.3.2 und 2.3.3 und der Nachrechnungsrichtlinie beruht die Herleitung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken in [2.14] und [2.15] nicht auf der Reduzierung von Unsicherheiten durch Messungen am Bauwerk oder dem Ansatz von Kompensationsmaßnahmen. Vielmehr werden angepasste Zuverlässigkeitsindizes β für bestehende Bauwerke hergeleitet, auf deren Basis dann bei sonst gleicher Behandlung der streuenden Größen auf Einwirkungs- und Widerstandsseite veränderte Teilsicherheitsbeiwerte bestimmt werden können.

Grundlage der durchgeführten Untersuchungen waren die Festlegungen in DIN EN 1990 [2.2]. Dort sind zum einen sog. Schadensfolgeklassen (engl.: consequence class) aufgeführt, denen ein Bauwerk je nach seiner Bedeutung zugeordnet werden kann (Tabelle 4).

Zum anderen werden in Abhängigkeit der Schadensfolgeklassen Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex β angegeben (siehe Tabelle 1) Dabei kann die Schadensfolgeklasse direkt der Zuverlässigkeitsklasse zugeordnet werden (z. B. CC 1 entspricht RC 1). Die Werte gelten für die angegebenen Bezugszeiträume und für Neubauten.

Grundsätzliche Idee ist nun, für bestehende Bauwerke abgeminderte Zuverlässigkeitsindizes β zuzulassen. Dies wird zum einen dadurch begründet, dass eine nachträgliche Anhebung des Sicherheitsniveaus bestehender Bauwerke, die die Nachweise mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Neubauten nicht erfüllen, wesentlich höhere Kosten verursacht als die Einhaltung des festgelegten Sicherheitsniveaus bei einem noch in der Planung befindlichen Neubau. Zum anderen wird darauf verwiesen, dass

die verbleibende Nutzungsdauer bestehender Bauwerke i. d. R. deutlich unter der planmäßigen Nutzungsdauer für Neubauten liegt. Eine Nachrechnung mit Teilsicherheitsbeiwerten, die auf der Grundlage der Bezugszeiträume und Nutzungsdauern für Neubauten hergeleitet wurden, erscheint unverhältnismäßig.

Im Folgenden soll die Herleitung geänderter β -Werte bei von der Norm abweichenden Bezugszeiträumen kurz erläutert werden. Aus reinen Wirtschaftlichkeitsüberlegungen erscheint es nach [2.14] sinnvoll, bei linearer Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit mit der Zeit unabhängig von der Länge des Bezugszeitraums einen konstanten Zuverlässigkeitsindex β bzw. eine konstante Versagenswahrscheinlichkeit p_f vorzusetzen. Die Teilsicherheitsbeiwerte ändern sich bei diesem Vorgehen in Abhängigkeit des Bezugszeitraums nicht. Je nach Länge des Bezugszeitraums werden nur die charakteristischen Werte der Lasten angepasst. So erhält man zwar keine konstanten jährlichen Versagenswahrscheinlichkeiten, investiert aber dafür nur erhöht in Sicherheitsmaßnahmen, wenn man länger davon profitieren kann. Diese Vorgehensweise birgt jedoch das Risiko, dass bei kurzen Bezugszeiträumen inakzeptabel hohe jährliche Versagenswahrscheinlichkeiten auftreten. Aus diesem Grund muss ein allgemein akzeptierter Schwellenwert der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit festgelegt werden. In [2.14] werden dazu folgende Überlegungen angestellt: Die jährliche (von der Bevölkerung akzeptierte) Wahrscheinlichkeit, Opfer eines tödlichen Unfalls (Verkehr, Haushalt etc.) zu werden, beträgt in den Niederlanden etwa 10^{-4} . Auf dieser Grundlage wird die jährliche (von der Bevölkerung akzeptierte) Wahrscheinlichkeit, durch einen Einsturz eines Bauwerks zu Tode zu kommen, mit 10^{-5} abgeschätzt. Übersetzt man nun die Schadensfolgeklassen nach

Schadensfolgeklassen	Merkmale	Beispiele
CC 1	Niedrige Folgen für Menschenleben und kleine oder vernachlässigbare wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Landwirtschaftliche Gebäude ohne regelmäßigen Personenverkehr (z. B. Scheunen, Gewächshäuser)
CC 2	Mittlere Folgen für Menschenleben, beträchtliche wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Wohn- und Bürogebäude, öffentliche Gebäude mit mittleren Versagensfolgen (z. B. ein Bürogebäude)
CC 3	Hohe Folgen für Menschenleben oder sehr große wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Tribünen, öffentliche Gebäude mit hohen Versagensfolgen (z. B. eine Konzerthalle)

Tab. 4: Klassen für Schadensfolgen aus [2.2]

consequence class	consequence of failure		corresponding probability of failure $p_{f,year}$	corresponding β (1 year)	corresponding β (15 years)
	loss of human life	conditional probability p_I for loss of human life			
CC 1	small	$1 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-2}$	2,3	1,1
CC 2	considerable	$3 \cdot 10^{-2}$	$3 \cdot 10^{-4}$	3,4	2,5
CC 3	very large	$3 \cdot 10^{-1}$	$3 \cdot 10^{-5}$	4,0	3,3

Tab. 5: Maximal zulässige jährliche operative Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Schadensfolgeklassen aus [2.14]

DIN EN 1990 noch in eine bedingte Wahrscheinlichkeit p_I , die aussagt, ob es bei einem Bauwerkeinsturz auch zu Todesopfern kommt, so kann man für jede Schadensklasse die maximal zulässige jährliche operative Versagenswahrscheinlichkeit $p_{f,year}$ angeben (siehe Tabelle 5).

Bild 3 verdeutlicht noch einmal die Zusammenhänge zwischen der maximalen jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit (human safety) und den aus Wirtschaftlichkeitsüberlegungen resultierenden jährlichen Versagenswahrscheinlichkeiten bei konstantem Zuverlässigkeitsindex β .

Man kann erkennen, dass bei geringen Bezugszeiträumen und dem niedrigeren β -Wert die maximal zulässige jährliche Versagenswahrscheinlichkeit überschritten wird. Aus diesem Grund wird für die weiteren Überlegungen ein minimaler Bezugszeitraum von 15 Jahren festgelegt.

Die bisher dargestellten Überlegungen zum Zusammenhang zwischen Bezugszeitraum und Versagenswahrscheinlichkeit gelten für Neubauten. Für bestehende Bauwerke können auf der Grundlage ökonomischer Überlegungen jedoch reduzierte β -Werte für kürzere Bezugszeiträume zulässig sein. Als Beispiel wird ein Bezugszeitraum von 50 Jahren mit gleichen charakteristischen Lasten für einen Neubau und ein bestehendes Bauwerk angenommen. Dann verursacht die Einhaltung eines geforderten β -Wertes bei der Planung des Neubaus wesentlich geringere Kosten als bei der Verstärkung des bestehenden Bauwerks, das das Sicherheitsniveau bisher nicht einhalten konnte. In [2.14] wird darauf verwiesen, dass der tatsächliche Sicherheitsindex bei Bauwerken, deren Bemessung von Windlasten dominiert wird, um etwa 1,0 niedriger liegt als der geforderte Wert für Bauwerke, bei denen Windlasten nicht dominant sind. Die Begründung liegt darin, dass die zur Einhaltung der höheren β -Werte nötigen Bemessungswindlasten zu wirtschaftlich nicht akzeptablen Bemessungsergebnissen führen würden.

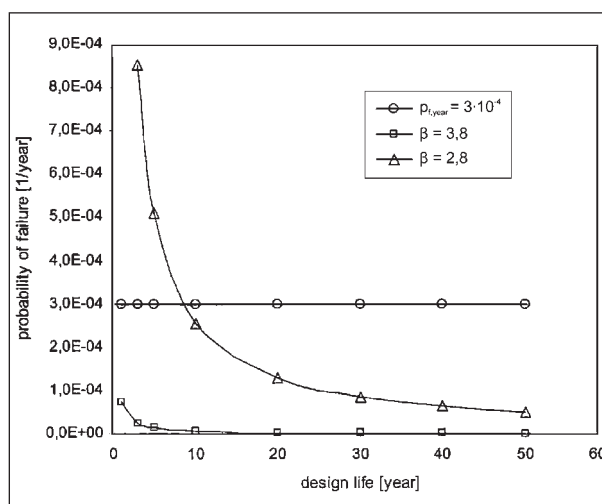


Bild 3: Zusammenhang zwischen jährlicher Versagenswahrscheinlichkeit und konstantem Zuverlässigkeitsindex β aus [2.14] mit $p_{f,year}$ für Schadensfolgeklasse 2

ungsergebnissen führen würden. Auf Grundlage dieser Tatsache wird eine maximale Abminderung des geforderten β -Wertes von $\Delta\beta_u = 1,5$ vorgeschlagen. Wenn ein Bauwerk selbst die Nachweise auf dem abgeminderten Niveau $\beta_u = \beta_{new} - \Delta\beta_u$ nicht mehr erfüllen kann, wird es als „unfit for use“ eingestuft und es müssen Sofortmaßnahmen eingeleitet werden. Zusätzlich wird ein weiteres abgemindertes Zuverlässigkeitsniveau β_{repair} eingeführt, für das $\beta_u < \beta_{repair} < \beta_{new}$ gilt. I. d. R. können ältere Bauwerke ohne wesentliche Mängel dieses abgeminderte Zuverlässigkeitsniveau erreichen.

Damit wird verhindert, dass sämtliche Bauwerke, die gemäß älterer Bemessungsnormen als sicher eingestuft wurden und sich in der Praxis bewährt haben, plötzlich verstärkt oder ersetzt werden müssen. Als Zielwert wird $\beta_{repair} = \beta_{new} - \Delta\beta_{repair}$ mit $\Delta\beta_{repair} = 0,5$ vorgeschlagen. Bei all diesen Überlegungen muss jedoch berücksichtigt werden, dass der o. g. und in Tabelle 5 dargestellte Schwellenwert der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit nicht überschritten wird. Unter Be-

rücksichtigung der maximalen jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit ergeben sich in Abhängigkeit der Schadensfolgeklassen die in Tabelle 6 dargestellten β -Werte für neue und bestehende Bauwerke.

Auf Grundlage der β -Werte aus Tabelle 6 können nun für festgelegte Bezugszeiträume angepasste Teilsicherheitsbeiwerte zur Nachrechnung von bestehenden Bauwerken abgeleitet werden. Hierbei wurde in [2.14] von einem bestehenden Brückenbauwerk unter Eigengewicht und Verkehrslast mit einer verbleibenden Nutzungsdauer von 15 Jahren ausgegangen. Für eine vorgegebene Verteilung der Achslasten und verschiedene Verhältnisse zwischen Eigengewicht und Verkehrslast wurde unter Verwendung der vorgeschlagenen angepassten Teilsicherheitsbeiwerte mit probabilistischen Methoden das tatsächlich erreichte Zuverlässigkeitsniveau bestimmt und mit den zulässigen Werten aus Tabelle 6 verglichen. Die so gefundenen Teilsicherheitsbeiwerte für bestehende Brückenbauwerke bei einer Restnutzungsdauer von 15 Jahren sind in Tabelle 7 angegeben. Zum Vergleich sind auch die ursprünglichen Werte für Neubauten mit einer geplanten Nutzungsdauer von 100 Jahren aufgeführt. Da bei Spannbetonbrücken der Anteil der Eigenlasten i. d. R. hoch ist, werden hier die Ergebnisse für die Kombinationen mit hohem Eigengewichtsanteil dargestellt.

consequence class	reference period [a]	new	repair	unfit for use
		β_{new}	β_{repair}	β_u
1	15	3,3	2,8	1,8
2	15	3,8	3,3	2,5*
3	15	4,3	3,8	3,3*

* jährliche maximale Versagenswahrscheinlichkeit („human safety“) wird maßgebend

Tab. 6: β -Werte für neue und bestehende Bauwerke aus [2.14]

2.4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Zunächst wurde das den aktuellen Normenwerken zugrunde liegende semi-probabilistische Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten erläutert. Hierbei war von wesentlicher Bedeutung, die Zusammenhänge zwischen Zuverlässigkeitsindex β , operativer Versagenswahrscheinlichkeit p_f und Bezugszeiträumen, charakteristischen Werten der Einwirkungen und Widerständen und den Teilsicherheitsbeiwerten zu verdeutlichen. Anschließend erfolgte die Erläuterung verschiedener ausländischer Überlegungen zum Sicherheitskonzept bestehender Bauwerke. Einigkeit besteht darin, dass in einem ersten Schritt immer eine Bewertung auf Grundlage der aktuellen Normen erfolgen soll. Wenn sich Überschreitungen einstellen, sind Nachweise mit angepassten Teilsicherheitsbeiwerten möglich. Zur Herleitung der angepassten Teilsicherheitsbeiwerte gibt es grundsätzlich zwei verschiedene Herangehensweisen. Zum einen besteht die Möglichkeit, Unsicherheiten bezüglich Materialeigenschaften, Bauteilabmessungen etc. durch Materialprüfungen und Messungen am Bauwerk zu reduzieren oder zusätzliche additive Sicherheitselemente (Toleranzen) einzuführen. Beides kann zu abgeminderten Teilsicherheitsbeiwerten führen. Diese Ansätze werden in den Kapiteln 2.3.2 und 2.3.3 angewendet und sind auch in der Richtlinie zur Nachrechnung für Straßenbrücken im Bestand aufgegriffen worden. In den vorgestellten Untersuchungen zeigen sich ähnliche Größenordnungen bei der Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte wie in der Nachrechnungsrichtlinie. Zum anderen gibt es die Möglichkeit, aufgrund von ökonomischen Überlegungen in Verbindung mit der Tatsache, dass bestehende Bauwerke i. d. R. nur noch eine geringe verbleibende Nutzungsdauer haben, reduzierte Zuverlässigkeitsindizes β für bestehende Bauwerke zuzulassen. In Kapitel 2.3.4 werden erste grundlegende Untersuchungen zu diesem

classification	reference period [a]	partial factors			
		consequence class 2		consequence class 3	
		γ_G	γ_Q	γ_G	γ_Q
new	100	1,30	1,35	1,40	1,50
repair	15	1,25	1,20	1,30	1,30
unfit for use	15	1,10	1,10	1,25	1,25

Tab. 7: Angepasste Teilsicherheitsbeiwerte für Brücken unter Eigengewicht und Verkehrslast in Abhängigkeit der Schadensfolgeklassen aus [2.14] (hoher Eigengewichtsanteil)

Vorgehen vorgestellt. Hierbei muss beachtet werden, dass durch Einführen einer maximalen jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit verhindert wird, dass sich aufgrund von reinen Wirtschaftlichkeitsüberlegungen inakzeptabel hohe Versagenswahrscheinlichkeiten ergeben. Die zweite Herangehensweise ist in Deutschland noch nicht angewendet worden, da bisher die Forderung nach gleichem Zuverlässigkeitsniveau für neue und bestehende Bauwerke besteht. Hierzu ist anzumerken, dass ein gleiches Zuverlässigkeitsniveau über alle Bauwerke auch unter Anwendung des aktuellen Sicherheitskonzepts nicht vorhanden ist. Aufgrund der Vereinfachungen bei der Herleitung der Teilsicherheitsbeiwerte kann lediglich sichergestellt werden, dass alle Bauwerke ein Mindestzuverlässigkeitsniveau einhalten. Je nach Bauwerk können höhere Zuverlässigkeitsindizes vorliegen als in den Normen gefordert. An dieser Stelle besteht weiterer Forschungsbedarf, um Aussagen über das tatsächlich vorhandene Zuverlässigkeitsniveau in bestehenden Brücken treffen zu können. Wenn festgestellt werden kann, dass Brückenbauwerke aufgrund ihrer besonderen Geometrien etc. Reserven bezüglich des Sicherheitsindex aufweisen, könnte das Vorgehen aus Kapitel 2.3.4 ohne eine Reduzierung der zurzeit geforderten β -Werte analog angewendet werden, um angepasste Teilsicherheitsbeiwerte herzuleiten. Dabei könnten anstatt der reinen Wirtschaftlichkeitsbetrachtung bei der Festlegung abgeminderter β -Werte Verfahren zur Optimierung des Nutzens für die Allgemeinheit (z. B. Lebensqualitätsindex nach RACKWITZ) zur Anwendung kommen.

3 Beurteilung der Materialeigenschaften bei bestehenden Bauwerken

3.1 Allgemeines

Um ältere Bauwerke auf der Grundlage heutiger Nachweiskonzepte nachrechnen zu können, werden charakteristische Werte der Materialeigenschaften benötigt. Die Materialdefinitionen sowie die Konformitätsnachweise haben sich jedoch in der Vergangenheit mehrmals geändert und die Einheiten der Materialfestigkeiten wurden umgestellt. Zusätzlich wurden in bestehenden Bauwerken häufig Baustoffe verwendet, die heute nicht mehr gebräuchlich oder zulässig sind und über die man

aus diesem Grund in den aktuellen Regelwerken keine Angaben finden kann. Die historische Entwicklung des Ansatzes der Rechengrößen der Baustoffeigenschaften wird im Rahmen dieses FE-Vorhabens durch eine Literaturrecherche aufbereitet. Vor dem Hintergrund, dass nicht an jedem bestehenden Bauwerk vor der Nachrechnung umfangreiche Materialuntersuchungen durchgeführt werden können, werden Empfehlungen für die rechnerisch anzusetzenden charakteristischen Materialkennwerte in Abhängigkeit der vorhandenen Informationen aus Plänen und ursprünglichen statischen Berechnungen gegeben.

3.2 Betonstahl

Für den Zeitraum 1943-1972, bzw. seit Einführung der DIN 1045:1943-03 [3.1], sind die geforderten Mindestwerte der wesentlichen Eigenschaften Streckgrenze, Zugfestigkeit und Mindestbruchdehnung der im Stahlbetonbau gebräuchlichen Stähle in der DIN 1045 angegeben. Darüber hinaus werden weitere Angaben zur Oberflächenbeschaffenheit, Schweißbarkeit etc. gemacht. In den älteren Ausgaben der DIN 488 wird lediglich auf die Geometrie der Betonstahlerzeugnisse eingegangen. Die generelle Aufteilung der Betonstähle erfolgte anhand der geforderten Mindeststreckgrenzen in die vier Gruppen BSt I bis BSt IV. Innerhalb der Gruppen II, III und IV wurde noch nach Stahl a oder b unterschieden. Stahl a war naturharter Stahl mit einer ausgeprägten Streckgrenze, Stahl b wurde zur Schaffung bestimmter Oberflächen oder zum Erreichen der geforderten Festigkeiten zusätzlich kaltverformt. Stahl b besitzt aufgrund der Kaltverformung keine ausgeprägte Fließgrenze mehr. Aus diesem Grund wird für solche Stähle die Spannung bei 0,2 % bleibender Dehnung als Streckgrenze $\beta_{0,2}$ definiert. Während Betonstahl der Gruppe I allein aus glattem Rundstahl bestand, waren in der Gruppe II glatte und sog. „Formstähle“ enthalten. Als Formstähle gelten sämtliche Betonstähle, deren Oberfläche zur Erzielung eines besseren Verbunds verändert wurde. Betonstahl der Gruppe III war i. d. R. Formstahl, bis zu einem Durchmesser von 26 mm waren jedoch auch glatte Stähle zulässig. Betonstahl der Gruppe IV kam im Wesentlichen für geschweißte Betonstahlmatten zum Einsatz. Betonstähle der Gruppen IIb, III und IV bedurften immer einer bauaufsichtlichen Zulassung. Diesen Zulassungen kann z. B. entnommen werden, ob das betreffende Erzeugnis bei nicht vorwiegend ru-

henden Belastungen verwendet werden durfte, d. h., ob es im Brückenbau angewendet werden konnte. Die Zulassungen enthalten nur Angaben zu den Festigkeitseigenschaften, wenn das Erzeugnis nicht in einer der vier Betonstahlgruppen eingeordnet wurde. Sonst enthält die Zulassung lediglich die Angabe der zugehörigen Betonstahlgruppe. Die Mindestwerte der Festigkeitseigenschaften können dann wie in DIN 1045 angegeben übernommen werden. Die Zulassungen der Betonstahlerzeugnisse wurden regelmäßig im Betonkalender abgedruckt. In Tabelle 8 sind die für den Zeitraum 1943-1972 gültigen Mindestwerte der Betonstahleigenschaften dargestellt.

Bisher wurde bewusst der Ausdruck Mindestwerte der Betonstahleigenschaften verwendet. In den Normen vor 1972 finden sich keine Angaben darüber, ob diese Mindestwerte mit den heute gebräuchlichen charakteristischen Werten (i. d. R. 5%-Quantile) der Baustoffeigenschaften übereinstimmen. Die Verwendung charakteristischer Werte (bzw. Nennwerte) im heutigen Sinne findet erst seit der Neuauflage der DIN 1045 im Jahr 1972 [3.4] Anwendung. Im Vorfeld der Normenumstellung fanden jedoch vielfältige Untersuchungen auf dem Gebiet der statistischen Auswertung der Materialeigenschaften statt. Beispielhaft seien hier die Untersuchungen von REHM genannt [3.5, 3.6, 3.8]. In [3.8] aus dem Jahr 1969 finden sich folgende Aussagen bezüglich des Zusammenhangs von gefor-

dernten Mindestwerten und Quantilwerten: „[...] sind die in den Normen angegebenen Mindestwerte als Garantiewerte anzusehen, die in keinem Fall bzw. [...] bei „statistischer“ Auswertung nur bei einem höchstzulässigen Anteil (zulässige Fraktile) einer Materialmenge unterschritten werden dürfen.“ Zusätzlich findet sich folgende Aussage: „Bekanntlich beträgt der Mindestwert für Stäbe mit Durchmessern ≤ 18 mm 42 kp/mm² mit einer zulässigen Fraktile von 5 %.“

Damit können die in Tabelle 8 aufgeführten Mindestwerte der Betonstahleigenschaften der Gruppen BSt I bis BSt IV als charakteristische Werte in die Bemessung nach heutigen Normen übernommen werden. Die Umrechnung der damals verwendeten Einheit kp/mm² in N/mm² erfolgte mit dem Faktor 10,0. Wenn darüber hinaus das im nachzurechnenden Bauwerk im Einzelfall verwendete Erzeugnis sicher identifiziert werden kann, wird empfohlen, die zugehörige Zulassung auf zusätzliche Information bzgl. der Materialeigenschaften (Ermüdungsfestigkeit etc.) zu prüfen. Die Materialkennwerte für den Ermüdungsnachweis sind Gegenstand ausführlicher Untersuchungen im Kapitel 5.4.

Ab 1972 sind die geforderten Eigenschaften des Betonstahls in DIN 488-1 [3.2] festgelegt. Die dort angegebenen Werte beruhen auf statistischen Auswertungen der Materialeigenschaften und können direkt in die heutige Bemessung übernommen werden.

Gruppe	Bezeichnung	\varnothing	f_{yk}	f_{tk}	Mindestbruchdehnung
		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
I	Betonstahl I		220	340-500	18
IIa	Betonstahl II (naturhart)	≤ 18	360	500-620	20
		> 18	340	500-640	18
IIb	Sonderbetonstahl II (kaltgereckt)	≤ 18	360	≥ 500	14
		> 18	340		
IIIa	Betonstahl III (naturhart)	≤ 18	420	≥ 500	18
		> 18	400		
IIIb	Sonderbetonstahl III (kaltgereckt) nur Betonformstahl	≤ 18	420	≥ 500	8
		> 18	400		
Iva	Betonstahl IV (naturhart)		500	550*	16
IVb	Sonderbetonstahl IV (kaltgereckt) Bewehrungsmatten		500	550*	8

* Angaben aus DIN 1045 Entwurf 1968-03 [3.3]

Tab. 8: Mindestwerte der Streckgrenze, Zugfestigkeit und Mindestbruchdehnung von Betonstählen im Zeitraum 1943-1972 aus [3.1]

3.3 Spannstahl

Spannstähle waren und sind in Deutschland nicht genormt und bedürfen einer bauaufsichtlichen Zulassung. Die Zulassungen älterer Spannstähle enthalten alle notwendigen Angaben bzgl. Materialfestigkeiten und Geometrie. Im Rahmen einer Nachrechnung soll die Original-Zulassung der zum Einsatz gekommenen Spannstahlerzeugnisse vorliegen. Die geplante Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken im Bestand [3.8] enthält übersichtliche Zusammenfassungen der in Deutschland zugelassenen Spannstähle zu verschiedenen Zeitpunkten. An dieser Stelle sollen nur kurz einige wichtige Anmerkungen gemacht werden.

Gemäß der „Vorläufigen Richtlinie für die Prüfung bei Zulassung, Herstellung und Überwachung von Spannstählen für Spannbeton nach DIN 4227 (1965-12)“ [3.9] entsprechen die zu gewährleisten den Eigenschaften Zugfestigkeit σ_{Br} bzw. β_Z und 0,2%-Streckgrenze $\sigma_{0,2}$ bzw. β_S den bei einer statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse festgestellten 5%-Quantilen. Diese Definition kann mit hoher Wahrscheinlichkeit auch für den Zeitraum vor 1965 als gültig betrachtet werden. Damit können die in den Zulassungen angegebenen Festigkeitskennwerte als charakteristische Festigkeiten in die Nachrechnung übernommen werden. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass die Umrechnung der damals gebräuchlichen Einheit kp/mm^2 in N/mm^2 abweichend von den Festlegungen für Betonstahl mit dem Faktor 9,81 erfolgen soll. Die Materialkennwerte für den Ermüdungsnachweis sind Gegenstand ausführlicher Untersuchungen im Kapitel 5.4.

3.4 Beton

3.4.1 Allgemeines

Die heutigen Festigkeitsklassen des Betons basieren auf den charakteristischen Mindestwerten (5%-Quantil) der an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm bzw. Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm im Alter von 28 Tagen ermittelten Druckfestigkeit [3.10]. Die Lagerung der Prüfkörper erfolgt dabei nach dem Ausschalen bis zur Prüfung unter Wasser oder in einer Feuchtekammer mit einer relativen Luftfeuchtigkeit $\geq 95\%$ [3.11]. Diese Definitionen gelten jedoch nicht uneingeschränkt für ältere Betone. Im Rahmen des vorliegenden FE-Vorhabens werden hauptsächlich Untersuchungen für die Nachrech-

nung bestehender Spannbetonbrücken durchgeführt. Daher beschränken sich die Angaben zu historischen Betonen auf den Zeitraum ab 1943, da die Spannbetonbauweise erst nach dem Zweiten Weltkrieg breite Anwendung fand. Grundsätzlich muss der betrachtete Zeitraum in zwei Bereiche eingeteilt werden. Bis 1972 fand die Einteilung des Betons in sog. Güteklassen anhand der in Prüfungen ermittelten Mittelwerte der Betondruckfestigkeit statt. Mit der Einführung der Neuausgabe der DIN 1045 im Jahr 1972 [3.4] wurde der Beton erstmals in sog. Festigkeitsklassen eingeteilt, die auf den als 5%-Quantil definierten charakteristischen Werten der Betondruckfestigkeit beruhen. Zusätzlich haben sich im Laufe der Zeit die Festlegungen bezüglich Prüfkörpergeometrie und Lagerungsbedingungen der Betonprüfkörper geändert. Dies muss bei der Beurteilung älterer Betone durch Umrechnungsfaktoren berücksichtigt werden. Lediglich das Prüfalter von 28 Tagen ist über den betrachteten Zeitraum konstant.

In der Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken im Bestand [3.8] sind bereits Empfehlungen für den Ansatz der charakteristischen Druckfestigkeiten älterer Betone enthalten, die angesetzt werden dürfen, wenn keine weiteren Informationen aus Materialuntersuchungen am Bauwerk o. Ä. vorliegen. Hierbei wurden für den Zeitraum ab 1972 zulässigerweise nur die Umrechnungsfaktoren für abweichende Prüfkörpergeometrien und Lagerungsbedingungen berücksichtigt. Im Folgenden soll überprüft werden, ob die in [3.8] enthaltenen Angaben für charakteristische Druckfestigkeiten der Betone von 1943-1972 bestätigt werden können.

3.4.2 Statistische Auswertung der Eigenschaften historischer Betone

Im Spannbetonbau kamen gemäß DIN 4227:1953-10 [3.12] Betone der Güteklassen B 300, B 450 und B 600 zum Einsatz. Dabei steht der Zahlenwert für den an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm im Alter von 28 Tagen ermittelten Mittelwert der Betondruckfestigkeit. Der geforderte Mittelwert der Betondruckfestigkeit galt als gewährleistet, wenn bei Prüfung von drei Würfeln der Mittelwert aller drei Ergebnisse über dem geforderten Mittelwert lag und zusätzlich keiner der Einzelwerte weniger als 85 % des geforderten Mittelwerts betrug. Aus diesen Festlegungen kann nicht direkt auf das heute als Kenngröße verwendete 5%-Quantil der Betondruckfestigkeit geschlossen werden. Es liegt jedoch nah, den als „Mindestfestigkeit“ zu verstehenden unteren

Schwellenwert der Festigkeit von 85 % des geforderten Mittelwerts als Quantilwert in die Bemessung zu übernehmen. Dieses Vorgehen ist in der Nachrechnungsrichtlinie [3.8] erfolgt.

In [3.13] wird versucht, diese Annahme durch Simulationen von möglichen Ergebnissen der Druckprüfungsserien an drei Würfeln und anschließende statistische Auswertungen der Einzelwerte zu untermauern. Zwar zeigt sich, dass die Annahme von 85 % des geforderten Mittelwerts als charakteristischer Wert für die Betonfestigkeit älterer Betone auf der sicheren Seite liegt, es ist jedoch fraglich, inwiefern die simulierten Werte der möglichen Ergebnisse von Druckprüfungsserien die damals tatsächlichen Verhältnisse der Betonherstellung wiedergeben. An dieser Stelle wird daher versucht, die getroffene Annahme bezüglich der charakteristischen Festigkeit der Betone B 300, B 450 und B 600 durch vorhandene Daten von wirklichen Druckfestigkeitsprüfungen zu belegen.

Zum einen kann auf die von RÜSCH und RACKWITZ [3.14] im Rahmen der Vorbereitung der Normenumstellung im Jahr 1972 erarbeiteten Ergebnisse zur „Statistischen Auswertung der Betondruckfestigkeit“ zurückgegriffen werden. Im Rahmen dieser Veröffentlichung wurden Ergebnisse von Betondruckfestigkeitsprüfungen von mehr als 2.000 Baustellen auf der ganzen Welt in einer Datenbank zusammengefasst und statistisch ausgewertet. Die Daten von 499 Baustellen waren für die statistische Auswertung geeignet. Pro Datensatz waren mindestens 30 Einzelwerte von Druckprüfungen an Beton gleicher Zusammensetzung im Alter von 28 Tagen vorhanden. [3.14] enthält eine Aufschlüsselung der untersuchten Datensätze nach Herkunftsland und Baustellenart. Für die hier durchgeführten Betrachtungen waren vor allem die 29 vorhandenen Datensätze von deutschen Brückenbaustellen aus den Jahren 1959-1962 von Interesse. Insgesamt lagen 590 Einzelwerte von Prüfungen an Betonen mit einer Zielgüte von B 300 und 1.439 Einzelwerte von Prüfungen an Betonen mit einer Zielgüte von B 450 vor. Die mittleren 5%-Quantile aller ausgewerteten Daten liegen für den Beton B 300 bei 330,6 kp/mm² und für den Beton B 450 bei 410,8 kp/mm² und damit weit über den in der Nachrechnungsrichtlinie angesetzten Werten von $f_{W200,k} = 255,0$ kp/mm² für einen B 300 und $f_{W200,k} = 382,5$ kp/mm² für einen B 450. Es ist anzunehmen, dass ähnliche Schlussfolgerungen auch für einen Beton B 600 möglich sind. Anscheinend wurde in der Praxis ein hohes Vorhaltemaß angesetzt, um die geforderten

Mittelwerte der Betondruckfestigkeiten zu erreichen.

Zum anderen wird zurzeit versucht, die am MPA der Technischen Universität München noch vorhandenen Unterlagen zu Betondruckfestigkeitsprüfungen aus dem Zeitraum vor 1972 zu erfassen und statistisch auszuwerten. Es liegen hauptsächlich Angaben aus der Eigenüberwachung von Transportbetonherstellern vor, vereinzelt finden sich jedoch auch Unterlagen zur Fremdüberwachung von großen Ingenieurbauwerken. Die Erfassung der Daten in einer Datenbank ist sehr zeitintensiv, da neben den Ergebnissen der einzelnen Prüfungen auch die zugehörigen Zielfestigkeiten, Zementgehalte etc. erfasst werden müssen, um später bei der Auswertung eine Vergleichbarkeit der jeweils analysierten Daten zu gewährleisten. Die Auswertung ausgewählter Werte zeigt jedoch bereits, dass die in der Nachrechnungsrichtlinie angenommene charakteristische Druckfestigkeit von 85 % der geforderten Mittelwerte zulässig zu sein scheint. Bild 4 zeigt beispielhaft die Ergebnisse der Auswertung von 85 Einzelwerten aus Druckfestigkeitsprüfungen an einem Beton gleicher Zusammensetzung und der angestrebten Betongüte B 300. Unter Annahme einer Normalverteilung kann für die vorliegende Stichprobe bei einer Standardabweichung von 60,5 kp/mm² und einem Mittelwert von 360,3 kp/mm² ein 5%-Quantil von 260,9 kp/mm² bestimmt werden. Dieser Wert liegt über dem in der Nachrechnungsrichtlinie angesetzten Wert für einen B 300 von 255,0 kp/mm².

Die Verwendung des damals geforderten unteren Schwellenwertes für die Abweichung einzelner Druckfestigkeitsprüfwerte scheint aufgrund der bisher vorliegenden, tatsächlich an älteren Betonen ermittelten Druckfestigkeiten als untere Abschätzung für die in der Bemessung anzusetzende charakteristische Druckfestigkeit gerechtfertigt. Dementsprechend können für Betone der Klassen B 300 bis B 600 aus dem Zeitraum 1943-1972 die in Tabelle 9 unter Berücksichtigung der Umrechnungsfaktoren für Prüfkörpergeometrie und -lagerung ermittelten charakteristischen Werte der Druckfestigkeit $f_{ck,cyl}$ angenommen werden.

Beton	$f_{ck,cyl}$ [N/mm ²]
B 300	20,0
B 450	30,0
B 600	40,0

Tab. 9: Charakteristische Betondruckfestigkeiten für Betone aus dem Zeitraum 1943-1972 nach [3.8]

3.5 Schlussfolgerungen

In diesem Kapitel erfolgte die Darstellung der historischen Festlegungen bezüglich der Festigkeitskennwerte von Betonstahl, Spannstahl und Beton mit dem Ziel, Empfehlungen für den Ansatz der bei der Bemessung nach neuem Normenkonzept benötigten charakteristischen Werte der Baustoffeigenschaften zu geben. Generell könne der Zeitraum vor 1972, in dem für Stähle Mindestwerte der Festigkeiten gefordert wurden und der Beton anhand von Mittelwerten der Druckfestigkeit definiert war, und der Zeitraum ab 1972, seit dem die Materialeigenschaften für Stahl und Beton als charakteristische Werte (meist 5%-Quantile) definiert sind, unterschieden werden. Die Festigkeiten des Zeitraums ab 1972 können unter Beachtung von Umrechnungsfaktoren für unterschiedliche Prüfkörpergeometrien und -lagerungen direkt in die Bemessung nach heutigen Normen übernommen werden. Die Kennwerte aus der Zeit vor 1972 erfordern eine differenziertere Betrachtung. Eine Literaturrecherche für den Beton- und Spannstahl hat ergeben, dass die Werte aus der Zeit vor 1972 zwar theoretisch als nicht zu unterschreitende Mindestwerte definiert waren, praktisch jedoch auch bereits in diesem Zeitraum als 5%-Quantile aus dem Ergebnis einer statistischen Auswertung der von den Herstellern und von unabhängigen Überwachungsstellen durchgeführten Produktionskontrolle zu verste-

hen sind. Für den Beton konnte gezeigt werden, dass die bei der Druckfestigkeitsprüfung einzuhaltende Bedingung, dass kein Einzelwert um mehr als 15 % vom geforderten Mittelwert abweicht, zur Festlegung einer unteren Abschätzung der charakteristischen Betondruckfestigkeit nach heutiger Definition herangezogen werden kann.

4 Querkrafttragfähigkeit

4.1 Einfluss der Momenten-Querkraft-Interaktion auf den Querkrafttragwiderstand

4.1.1 Allgemeines

Die Nachrechnung vorgespannter Brückenbauwerke auf der Grundlage des DIN-Fachberichts 102 [4.1] führt häufig zu dem Ergebnis, dass im Bereich der Nachweisschnitte in der Nähe der Stützen und Endauflager keine ausreichende statische Querkraftbewehrung vorhanden ist. Aus diesem Grund wurden bereits in einem früheren Forschungsvorhaben [4.2] Vorschläge zu einer angepassten Ermittlung des bei der Querkraftbemessung verwendeten inneren Hebelarms z für Spannbetonbauteile gemacht. Es besteht jedoch weiterer Forschungsbedarf, um zu klären, ob durch diese Anpassung allein das Schubtragverhalten vorgespannter Träger

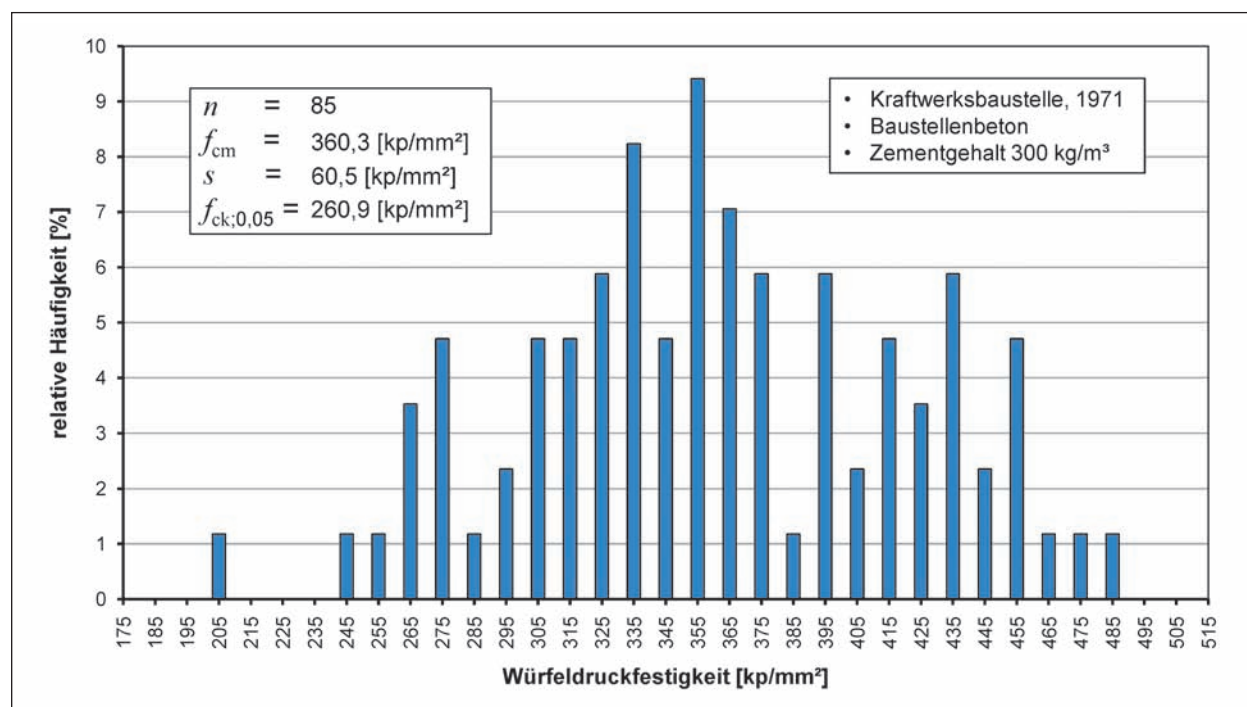


Bild 4: Beispielhafte Darstellung der Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen an einem B 300

ausreichend genau beschrieben wird. In diesem Kapitel wird die Fragestellung untersucht, wie bei verschiedenen Bemessungskonzepten das Verhältnis der einwirkenden Querkraft zum zugehörigen einwirkenden Moment erfasst wird. Von besonderem Interesse ist, wie die Bereiche, die zwar infolge der einwirkenden Querkraft eine Bügelbewehrung benötigen, jedoch infolge des zugehörigen Moments keine Biegerisse aufweisen, in der Bemessung behandelt werden. Die Untersuchungen werden durch Berechnungen an einem Beispielquerschnitt auf der Grundlage der Querkraftbemessungsansätze nach DIN-Fachbericht 102 einschließlich der Modifikationen der geplanten Nachrechnungsrichtlinie [4.3] auf der einen Seite und des Model Code 2010 [4.4], Level III, auf der anderen Seite durchgeführt. Der Bemessungsansatz nach DIN-FB beruht auf einem Fachwerkmodell mit veränderlicher Druckstrebenneigung. Der Ansatz nach Model Code beruht auf der Modified Compression Field Theory (MCFT), die unter anderem in [4.5, 4.6 und 4.7] ausführlich dargestellt wird.

4.1.2 Durchgeführte Untersuchungen

Die Untersuchungen wurden in Anlehnung an die von LEONHARDT [4.8] durchgeführten Versuche an vorgespannten Einfeldträgern konzipiert. Als Beispielquerschnitt wurde ein T-Querschnitt ähnlich dem Querschnitt des Trägers TP3 aus dem Versuchsprogramm von LEONHARDT gewählt (Bild 5). Im Vergleich mit dem Querschnitt des Versuchsträgers TP3 wurde lediglich die untere Längsbewehrung auf 4 \varnothing 14 mm erhöht, um die normgemäße Verankerung der in den eigenen Untersu-

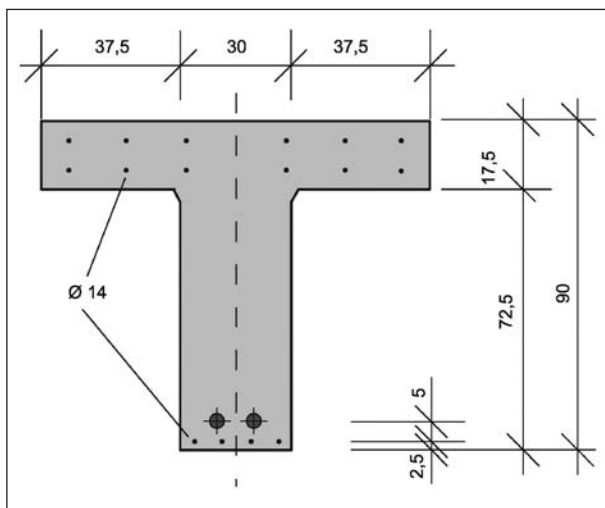


Bild 5: Querschnitt, Lage der Spannglieder und Längsbewehrung des untersuchten Querschnitts

chungen maximal angesetzten Querkräfte theoretisch zu ermöglichen.

Die benötigten Kennwerte der verwendeten Baustoffe wurden mit den folgenden, charakteristischen Werten angesetzt:

Beton:

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

Betonstahl:

(Bügel und Längsbewehrung)

$$f_{ck} = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$$

Spannstahl:

$$f_{p0,1} = 1.225 \text{ N/mm}^2$$

$$E_p = 205.000 \text{ N/mm}^2$$

Spannglieder:

$$A_p = 1.402 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_v(0) = 3,48 \text{ mm/m}$$

$$P_m = 1.000 \text{ kN}$$

$$\alpha = 0^\circ \text{ (Spanngliederneigung)}$$

Alle Untersuchungen wurden unter Verwendung der charakteristischen Werte der Baustoffeigenschaften durchgeführt. Alle in den Bemessungsgleichungen vorhandenen Teilsicherheitsbeiwerte wurden zu 1,0 gesetzt. Zu Beginn wurde mit Hilfe eines Querschnittsbemessungsprogramms [4.9] das maximal aufnehmbare Biegemoment $M_{R,max}$ des untersuchten Querschnitts bestimmt. Anschließend wurde unter den auf der sicheren Seite liegenden Annahmen eines maximal zulässigen unteren Wertes für den Druckstrebenwinkel von $\cot \theta = 3,0$ gemäß [4.3] und eines inneren Hebelarms von $z = 0,9 \cdot d_p$ die durch die Druckstrebentragfähigkeit begrenzte maximale aufnehmbare Querkraft $V_{R,max}$ des Querschnitts gemäß DIN-FB 102 (Gl. 4.26) berechnet. Im nächsten Schritt wurde die vom Querschnitt gerade noch ohne Querkraftbewehrung aufnehmbare Querkraft $V_{R,ct}$ gemäß DIN-FB 102 (Gl. 4.118a) ermittelt. Die im weiteren Verlauf auf den Querschnitt einwirkenden Querkräfte V liegen über diesem Wert, da lediglich Aussagen zu den Nachweisen für Bereiche mit rechnerisch erforderlicher Schubbewehrung getroffen werden sollen. Auf Grundlage der drei Eingangsparameter $M_{R,max}$, $V_{R,max}$ und $V_{R,ct}$ wurde festgelegt, dass der Querschnitt für die Querkraftlaststufen $0,2 \cdot V_{R,max}$ ($> V_{R,ct}$) bis $0,6 \cdot V_{R,max}$ in Schritten von $0,1 \cdot V_{R,max}$ und jeweils einem zugehörigen M/V -Verhältnis von 0,0 m-3,0 m untersucht werden soll. Bei Annahme eines Einfeldträgers unter einer Einzellast in Feldmitte wird so der Bereich zwischen

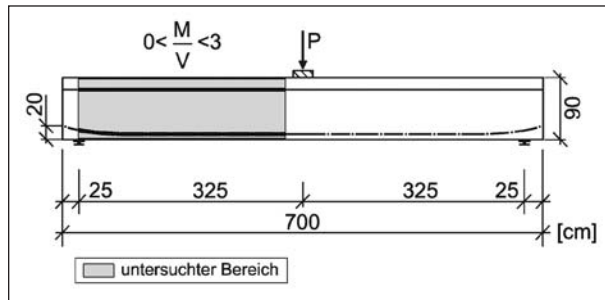


Bild 6: Beispielhafte Darstellung des durch die untersuchten M/V -Verhältnisse abgebildeten Bereichs des Versuchsträgers TP3 aus [4.8]

dem Auflager und einem Schnitt in 3 m Abstand vom Auflager abgebildet. In Bild 6 ist der abgebildete Bereich beispielhaft für den Versuchsträger TP3 aus [4.8] eingezeichnet.

Für die festgelegten Laststufen und Momenten-Querkraft-Verhältnisse wurden anschließend die jeweils erforderlichen Bügelbewehrungsmengen $a_{sw,erf}$ und der vom Beton aufgenommene Anteil der Querkraftbeanspruchung $V_{R,c}$ nach DIN-FB 102 einschließlich der Festlegungen der Nachrechnungsrichtlinie sowie gemäß Model Code 2010 ermittelt.

Das grundsätzliche Nachweisformat nach DIN-Fachbericht wird als bekannt vorausgesetzt. An dieser Stelle sollen nur kurz die wichtigsten abweichenden Festlegungen der Nachrechnungsrichtlinie [4.3] zusammengefasst werden. Der Druckstrebenwinkel θ darf statt der im DIN-FB festgelegten Untergrenze von $29,7^\circ$ ($\cot \theta \leq 7/4$) ohne weitere Maßnahmen auf $21,8^\circ$ ($\cot \theta \leq 2,5$) abgemindert werden. Wenn der Überbau keine Schubrisse aufweist und die planmäßige verbleibende Nutzungsdauer maximal 20 Jahre beträgt, ist auch eine Abminderung auf $18,4^\circ$ ($\cot \theta \leq 3,0$) zulässig. Weiterhin enthält der Entwurf der Nachrechnungsrichtlinie Angaben zur Bestimmung des inneren Hebelarms z bei der Querkraftbemessung von vorgespannten Bauteilen mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund. Liegen die Spannglieder im überdrückten Bereich der Dehnungsebene nach Zustand II infolge des zum Bemessungswert der Querkraft gehörigen Biegemomentes, darf für den inneren Hebelarm z bei der Querkraftbemessung der Wert aus der Biegebemessung für das maximale Moment im zugehörigen Querkraftbereich verwendet werden. Liegen die Spannglieder im gezogenen Bereich der Dehnungsebene nach Zustand II, darf der innere Hebelarm z für die Querkraftbemessung hier vereinfachend wie folgt angesetzt werden:

$$z = \frac{F_{sk} \cdot z_s + \Delta F_{pk} \cdot z_p}{F_{sk} + \Delta F_{pk}}$$

Dabei sind

$$F_{sk} = A_s \cdot \sigma_s \leq A_s \cdot f_{yk}$$

$$\Delta F_{pk} = A_p \cdot (\sigma_{pk} - \sigma_{pm,t}) \leq A_p \cdot (f_{p0,1k} - \sigma_{pm,t})$$

Im Rahmen der eigenen Untersuchungen wird für die Lastkombinationen, in denen die Spannglieder im überdrückten Bereich liegen, der innere Hebelarm aus der Biegebemessung für das maximal aufnehmbare Moment $M_{R,max}$ des Querschnitts verwendet. Wenn die Spannglieder im gezogenen Bereich der Dehnungsebene nach Zustand II liegen, erfolgt zur Bestimmung des inneren Hebelarms z gemäß Nachrechnungsrichtlinie eine genaue Ermittlung der Hebelarme z_s und z_p sowie der Kraft im Betonstahl F_{sk} und des Kraftzuwachses im Spannstahl ΔF_{pk} aus dem Dehnungszustand für die jeweils betrachtete Lastkombination.

Die aufnehmbare Querkraft gemäß Model Code 2010 setzt sich additiv aus den Traganteilen des Betons, der Bügelbewehrung und evtl. vorhandenen, günstigen Wirkungen der Vorspannung additiv zusammen.

$$V_R = V_{R,c} + V_{R,s} + V_p$$

Der Traganteil des Betons wird dabei immer explizit ausgerechnet und in Ansatz gebracht und ist nicht, wie im DIN-FB, indirekt über eine Modifikation des Druckstrebenwinkels berücksichtigt. Bügelbewehrung wird statisch nur erforderlich, wenn die einwirkende Querkraft V den Betontraganteil $V_{R,c}$ übersteigt. Die Komponenten $V_{R,c}$ und $V_{R,s}$ bestimmen sich zu:

$$V_{R,c} = k_v \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot z \cdot b_w$$

und

$$V_{R,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta$$

Dabei sind

$$k_v = \frac{0,4}{(1 + 1.500 \cdot \varepsilon_x)} \quad \text{für Bauteile mit Bügelbew.}$$

z innerer Hebelarm

b_w Stegbreite

$$\theta = 29^\circ + 7.000 \cdot \varepsilon_x$$

ϵ_x Längsdehnung in halber Querschnittshöhe infolge Vorspannung und zugehörigen einwirkenden Moments.

Der Model Code enthält eine Näherungsgleichung zur Bestimmung von ϵ_x . Im Rahmen des FE-Vorhabens wurde die Längsdehnung jedoch für jede untersuchte Lastkombination durch eine Iteration der Dehnungsebene genau bestimmt. Ähnlich wie im DIN-FB fehlen im Model Code genaue Angaben zur Ermittlung des inneren Hebelarms z bei der Querkraftbemessung von vorgespannten Bauteilen mit zwei Zuggurten in unterschiedlichen Höhenlagen. Aus diesem Grund wurde für die Berechnungen nach Model Code der Ansatz für den Hebelarm z aus der Nachrechnungsrichtlinie übernommen.

Durch Umformung erhält man die Gleichung für die erforderliche Bügelbewehrung $a_{sw,erf}$ nach Model Code 2010:

$$a_{sw,erf} = \frac{V_{R,s}}{z \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta} = \frac{(V - V_{R,c} - V_p)}{z \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta}$$

Für die weiteren Überlegungen ist festzuhalten, dass nach dem Ansatz aus dem Model Code über den Längsdehnungsparameter ϵ_x sowohl der Betontraganteil $V_{R,c}$, wie auch der Druckstrebenwinkel θ und damit die erforderliche Querkraftbewehrung $a_{sw,erf}$ von dem zur einwirkenden Querkraft zugehörigen Biegemoment direkt abhängen.

4.1.3 Darstellung und Interpretation der Ergebnisse

Bild 7 zeigt die erforderlichen Bügelbewehrungsmengen in Abhängigkeit der Querkraftlaststufe und des M/V -Verhältnisses nach dem Ansatz des DIN-Fachberichts 102. Bild 8 enthält die gleiche Darstellung für die Werte gemäß Model Code 2010. Es fällt auf, dass beim Ansatz nach DIN-FB unabhängig vom einwirkenden M/V -Verhältnis immer in etwa gleiche erforderliche Bügelbewehrungen resultieren. Der kurze Anstieg und anschließende Abfall der Kurven sind durch die einsetzende Rissbildung und die damit verbundene Änderung des inneren Hebelarms im Querschnitt zu erklären.

Solange sich der Querschnitt im überdrückten Zustand befindet, wird nach DIN-FB von einem Fachwerkmodell mit konstantem innerem Hebelarm ausgegangen. In einem Fachwerkmodell kann der Beton allein die Querkraftbeanspruchung nicht aufnehmen. Es sind immer auch Zugstreben aus Stahl

erforderlich. Daraus resultiert eine konstante erforderliche Bügelbewehrung auch für den Bereich vor der ersten Biegerissbildung im Querschnitt.

Gemäß Model Code 2010 wird für die unteren Querkraftlaststufen keine Bügelbewehrung erforderlich (vgl. Bild 8). Bei der Laststufe $V = 0,4 \cdot V_{R,max}$ wird ab einem M/V -Verhältnis von etwa 1,25 m erstmals Querkraftbewehrung erforderlich. Unter dieser Lastkombination überschreitet die einwirkende Querkraft die nach Model Code vom Beton allein aufnehmbare Querkraft. Wenig später setzt die Biegerissbildung ein. Das Verhalten in den unteren Laststufen deckt sich mit der Vorstellung, dass in den überdrückten Auflagerbereichen die Querkraft allein durch den Beton und die günstige Wirkung der Vorspannung abgetragen wird. Bei

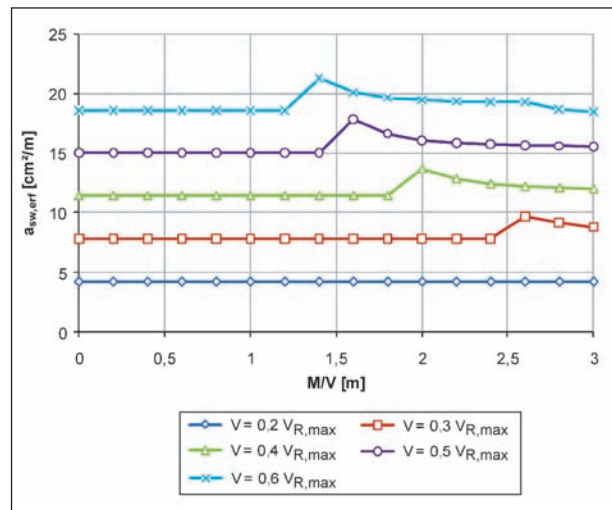


Bild 7: Erforderliche Bügelbewehrungsmengen in Abhängigkeit der Querkraftlaststufe und des M/V -Verhältnisses nach dem Ansatz des DIN-Fachberichts 102

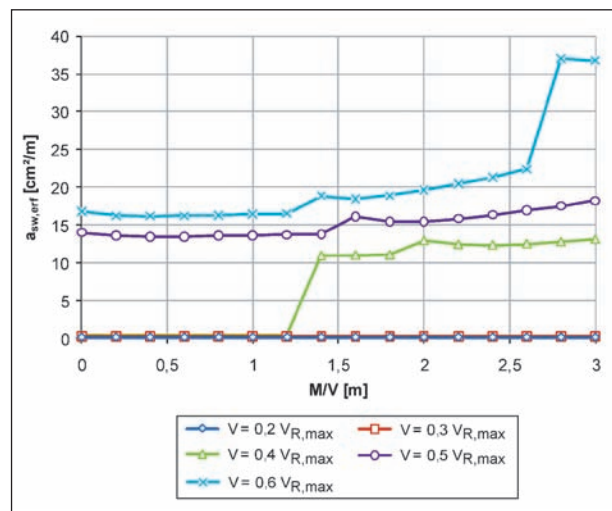


Bild 8: Erforderliche Bügelbewehrungsmengen in Abhängigkeit der Querkraftlaststufe und des M/V -Verhältnisses nach dem Ansatz des Model Code 2010

steigender Querkraftbeanspruchung und hohen M/V -Verhältnissen steigt die erforderliche Bügelbewehrung nach Model Code stark an. Die hohen Längsdehnungen in halber Querschnittshöhe infolge hoher äußerer Momente äußern sich in einem hohen Längsdehnungsparameter ε_x . Dieser wiederum bewirkt einen starken Abfall der vom Beton aufnehmbaren Querkraft $V_{R,c}$ aufgrund der angenommenen hohen Schubrissbreiten und des damit verbundenen Abfalls der Rissreibung. Dieser Effekt scheint im DIN-FB nicht berücksichtigt zu sein.

In Bild 9 und Bild 10 sind die erforderlichen Bügelbewehrungsmengen nach DIN-Fachbericht und Model Code 2010 noch einmal für unterschiedliche

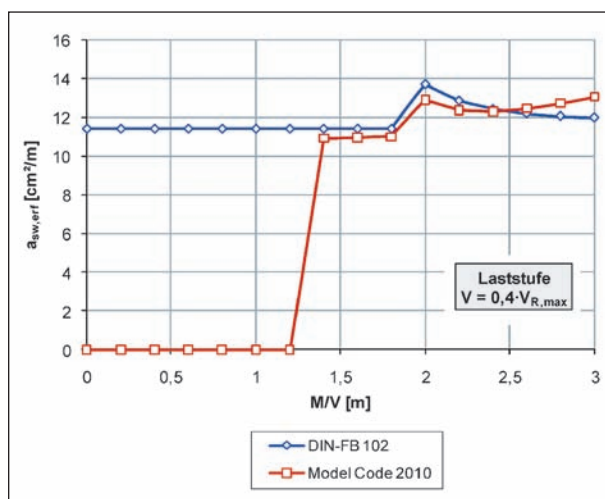


Bild 9: Erforderliche Bügelbewehrungsmengen in Abhängigkeit des M/V -Verhältnisses nach dem Ansatz des Model Code 2010 und des DIN-FB für die Querkraftlaststufe $V = 0,4 \cdot V_{R,max}$

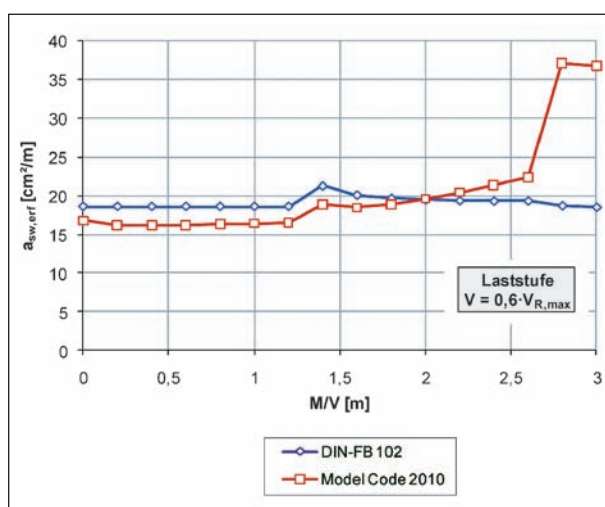


Bild 10: Erforderliche Bügelbewehrungsmengen in Abhängigkeit des M/V -Verhältnisses nach dem Ansatz des Model Code 2010 und des DIN-FB für die höchste betrachtete Querkraftlaststufe ($V = 0,6 \cdot V_{R,max}$)

Querkraftlaststufen verglichen. Bei einer einwirkenden Querkraft von 40 % der Druckstreben­tragfähigkeit (Bild 9) wird nach Model Code in den Bereichen mit niedrigem M/V -Verhältnis noch keine Bewehrung erforderlich. Diese Bereiche sind infolge der günstig wirkenden Drucknormalspannungen aus der Vorspannung ungerissen. Bei einer einwirkenden Querkraft von 60 % der Druckstreben­tragfähigkeit (Bild 10) wird auch nach Model Code 2010 im Bereich niedriger M/V -Verhältnisse eine Querkraftbewehrung erforderlich. Dies hängt jedoch nicht damit zusammen, dass aufgrund hoher Längsdehnungsparameter ε_x ein Abfall der vom Beton aufnehmbaren Querkraft stattfindet, sondern daran, dass die einwirkende Querkraft den durch die Zugfestigkeit des Betons nach oben beschränkten Betontraganteil übersteigt. In diesen Bereichen ist also nicht mit breiten Biegeschubrissen, sondern eher mit einer Schrägrissbildung im Steg zu rechnen. Der Ansatz des DIN-Fachberichtes kann eine Unterscheidung dieser zwei Schubversagensarten nicht abbilden.

In den Bereichen mit niedrigem bis mittlerem Beanspruchungsniveau scheint die Annahme eines reinen Fachwerkmodells gerechtfertigt zu sein. Hier stimmen die erforderlichen Bewehrungsmengen nach den beiden Ansätzen in etwa überein. Die Werte nach Model Code liegen dabei durchgehend geringfügig unter denen des DIN-FB.

Neben den erforderlichen Bügelbewehrungsmengen sollen auch die rechnerisch ermittelten Betontraganteile $V_{R,c}$ der beiden Ansätze verglichen werden. Nach DIN-FB wird der Traganteil des Betons bei Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Bügelbewehrung indirekt durch eine Abminderung des Druckstrebenwinkels θ berücksichtigt. Die Gleichung zur Bestimmung des Traganteils $V_{R,c}$ ist jedoch angegeben und lautet:

$$V_{R,c} = 0,5 \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_c}{f_{ck}} \right) z \cdot b_w$$

Man kann erkennen, dass $V_{R,c}$ nur von der Geometrie des Querschnitts, der Zugfestigkeit des Betons (in Abhängigkeit der Druckfestigkeit) und der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts infolge äußerer Normalkräfte abhängt. Das gleichzeitig zur Querkraft einwirkende Moment wird nicht bzw. nur über den Hebelarm z berücksichtigt. Damit lassen sich die in Bild 11 dargestellten Verläufe des Betontraganteils $V_{R,c}$ nach DIN-FB erklären. Bei niedrigen M/V -Verhältnissen, und damit überdrück-

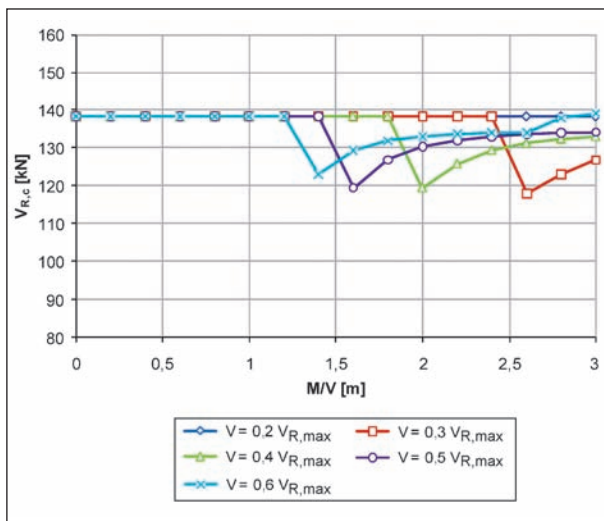


Bild 11: Betontraganteil $V_{R,c}$ nach DIN-FB in Abhängigkeit der Querkraftlaststufe und des M/V -Verhältnisses

ten Spanngliedern, ergibt sich gemäß Nachrechnungsrichtlinie ein konstanter innerer Hebelarm. Daraus resultiert ein konstanter Betontraganteil. Mit Einsetzen der Rissbildung fällt der innere Hebelarm erst ab und steigt dann bei höheren Belastungen wieder an. Dies spiegelt sich direkt im Verlauf des Betontraganteils wider.

Für den Betontraganteil gemäß Model Code ergeben sich vollständig andere Zusammenhänge. Die Ermittlung von $V_{R,c}$ ist hier über den vom Längsdehnungsparameter ε_x abhängigen Vorfaktor k_v direkt mit dem zugehörigen einwirkenden Moment verknüpft. Die günstige Wirkung der Vorspannung wird ebenfalls über ε_x erfasst, sodass nicht wie im DIN-FB nur ein von der Laststufe unabhängiger, konstanter Anteil aus Drucknormalspannungen infolge der Normalkraft eingeht. Vielmehr sind sowohl die Normalkraft infolge Vorspannung wie auch das Vorspannmoment berücksichtigt. Exzentrisch liegende Spannglieder haben also im Gegensatz zum Vorgehen beim DIN-FB einen anderen Einfluss auf den Nachweis als im Schwerpunkt geführte Spannglieder. In Abhängigkeit der einwirkenden Momente und des damit verbundenen Dehnungszustands in halber Querschnittshöhe wird auf die vorhandenen Schubrissbreiten im Querschnitt geschlossen. Höhere Zugdehnungen (höherer positiver Längsdehnungsparameter ε_x) bedeuten größere Rissbreiten und damit geringere im Riss übertragbare Querkräfte. Mit zunehmendem M/V -Verhältnis nimmt der Betontraganteil $V_{R,c}$ also ab. Diese Zusammenhänge sind für verschiedene Querkraftlaststufen in Abhängigkeit vom M/V -Verhältnis in Bild 12 dargestellt. Bei den höheren Querkraftlaststufen wirkt bei gleichem M/V -

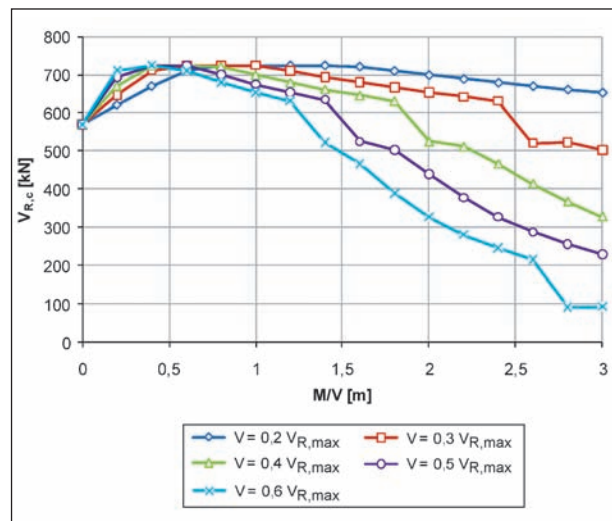


Bild 12: Betontraganteil $V_{R,c}$ nach Model Code in Abhängigkeit der Querkraftlaststufe und des M/V -Verhältnisses

Verhältnis ein absolut höheres Moment als in den niedrigen Laststufen. Deswegen findet hier ein früheres Aufreißen des Querschnitts statt und der Abfall der vom Beton aufnehmbaren Querkraft beginnt früher und ist stärker ausgeprägt. Beachtlich ist jedoch, dass nur in der höchsten Querkraftlaststufe und im Bereich des maximalen untersuchten M/V -Verhältnisses von 3,0 ähnlich geringe Betontraganteile wie nach DIN-FB (Bild 11) erzielt werden. Der kurze Anstieg der Kurven im Bereich sehr niedriger M/V -Verhältnisse in Bild 12 vor dem anschließend einsetzenden Abfall der Kurven erklärt sich aus den Dehnungszuständen im Querschnitt. Wenn kein äußeres Moment einwirkt, wirkt nur das Moment der unten liegenden Vorspannung. Der Querschnitt ist vollständig überdrückt mit den höchsten Druckspannungen am unteren Rand. Wenn nun ein äußeres Moment aufgegeben wird, entstehen am oberen Rand Druckspannungen und am unteren Rand Zugspannungen. Während des „Umkehrens“ der Dehnungsebene steigen die günstig wirkenden Stauchungen in halber Querschnittshöhe erst an, bevor ab einem gewissen einwirkenden äußeren Moment ein Abfall der Stauchungen und ein Übergang zu ungünstig wirkenden Zugdehnungen stattfinden.

Bild 13 und Bild 14 zeigen einen Vergleich der Betontraganteile $V_{R,c}$ nach DIN-FB und Model Code für verschiedene Querkraftlaststufen. In der niedrigeren Laststufe (Bild 13), in der die einwirkende Querkraft 40 % der Druckstrebentragfähigkeit beträgt, können die Beanspruchungen im Bereich niedriger M/V -Verhältnisse nach Model Code noch vom Beton allein aufgenommen werden. In diesen Bereichen wird rechnerisch keine Bügelbewehrung

erforderlich. Die Spannglieder befinden sich im überdrückten Bereich der Dehnungsebene nach Zustand II. Der nach DIN-FB bei der Ermittlung des Druckstrebenwinkels eingerechnete Betontraganteil ist wesentlich geringer und, außer durch die Änderung des Hebelarms z , unabhängig vom M/V -Verhältnis. Bei einer einwirkenden Querkraft von 60 % der Druckstrebentragfähigkeit (Bild 14) wird auch nach Model Code für alle untersuchten M/V -Verhältnisse rechnerisch Bügelbewehrung erforderlich. Es ist jedoch nach wie vor zu erkennen, dass die Bereiche mit geringer zugehöriger Momentenbeanspruchung einen höheren Betontraganteil aufweisen als die Bereiche mit hoher zugehöriger Momentenbeanspruchung.

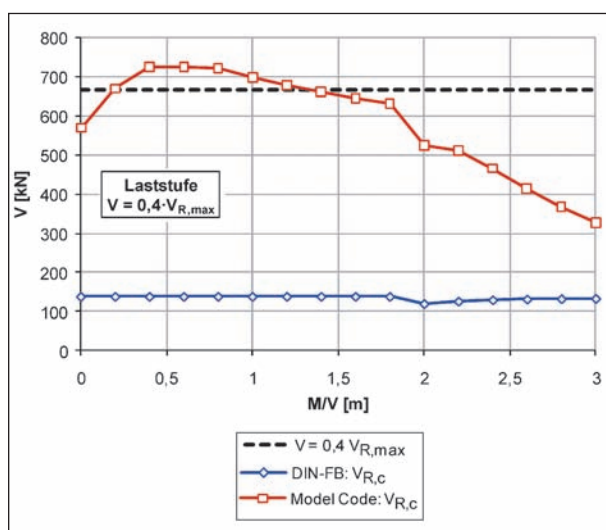


Bild 13: Einwirkende Querkraft und Betontraganteil $V_{R,c}$ nach DIN-FB und Model Code in Abhängigkeit vom M/V -Verhältnis für die Laststufe $V = 0,4 \cdot V_{R,max}$

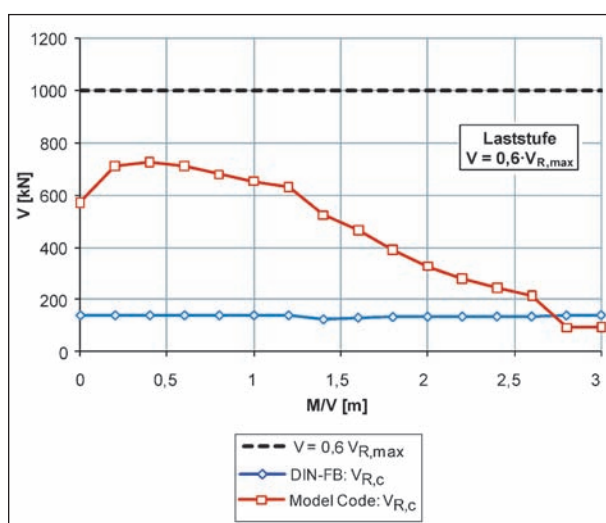


Bild 14: Einwirkende Querkraft und Betontraganteil $V_{R,c}$ nach DIN-FB und Model Code in Abhängigkeit vom M/V -Verhältnis für die Laststufe $V = 0,6 \cdot V_{R,max}$

4.1.4 Schlussfolgerungen

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass das jetzige Querkraftbemessungsmodell des DIN-Fachberichts für vorgespannte Träger besonders im Bereich niedriger Querkraftbeanspruchungsniveaus und beigleichzeitigem niedrigem Momenten-Querkraftverhältnis konservative Ergebnisse liefert. Überträgt man diese Feststellungen auf die Situation bei Einfeldträgern, werden vor allem die Auflagerbereiche nicht ausreichend genau erfasst. Die tatsächlich wirksamen Tragmechanismen scheinen im Ansatz des Model Codes 2010 insgesamt besser erfasst.

4.2 Einfluss des Druckbogens auf den Querkrafttragwiderstand

4.2.1 Allgemeines

Bei der Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender älterer Spannbetonbrücken mit den heute gültigen Nachweisformaten zur Querkraftbemessung stellt man fest, dass die eingebauten Bügel aufgrund der höher anzusetzenden Verkehrslasten und der Anpassung und Fortschreibung der Querkraftnachweise auf der Grundlage der Eurocodes häufig bei weitem nicht ausreichen (Bild 15), [4.10].

Da die Ertüchtigung einer Brücke hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit allerdings sehr aufwändig ist, lohnt es sich, die Nachweisformate nochmals zu durchleuchten und ggf. alternative bzw. genauere Verfahren zu entwickeln und auf ihre Eignung hin zu untersuchen.

In einem vorangegangenen FE-Vorhaben der BAST [4.2] wurde gezeigt, dass der innere Hebelarm z bei den Querkraftnachweisen für die Bereiche, in denen das Spannglied unter der zugehörigen Momentenbeanspruchung im überdrückten Bereich der Dehnungsebene nach Zustand II (ZSt II) liegt, bezogen auf die Lage der Betonstahlbewehrung, zu z_s angesetzt werden kann.

Des Weiteren wurde gezeigt, dass beim Tragwiderstand für Querkraftbeanspruchung in diesen Berei-

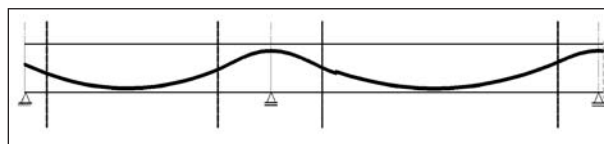


Bild 15: Statisches System einer Spannbetonbrücke

chen die Vertikalkomponenten der geneigten Zug- und Druckgurte eine wesentliche Rolle spielen.

Nachfolgend werden weitergehende Untersuchungen zum Einfluss der Vertikalkomponente aus der geneigten Biegedruckkraft auf die Größe der erforderlichen Querkraftbewehrung durch Nachrechnung von Versuchen und Simulationsberechnungen an Spannbetonversuchsträgern durchgeführt.

4.2.2 Ausgangszustand

Das Tragmodell für die Querkrafttragfähigkeit ist primär auf der Grundlage von Stahlbetonbalken entwickelt worden. Es besteht aus einem parallelgurtigen Fachwerk mit Rissreibung. Der Traganteil aus der Rissreibung wird über rechnerisch flacher als die Rissneigung (etwa 40°) geneigte Druckdiagonalen erfasst. Dieses Tragmodell wurde auf Spannbeton übertragen. Dabei wird die günstige

Wirkung der Vorspannung über eine weitere Minderung der Druckdiagonalenneigung erfasst. Die Rissbilder in vorgespannten Versuchsträgern zeigen aufgrund der zusätzlichen Längsdruckspannungen infolge Vorspannungen eine entsprechend flachere Neigung der Rissverläufe bis hin zu etwa 30°. Der Traganteil der Rissreibung wird auch hier durch eine zusätzliche Neigungsminderung der Druckdiagonalen im Steg berücksichtigt (Bild 16). Dadurch ist die Neigung θ der Druckstrebenkräfte im Fachwerkmodell kleiner als die Schubrissneigung β_r .

Bei veränderlicher Querschnittshöhe und bei geneigter Spanngliedführung wird in den Nachweisformaten des DIN-Fachberichts 102 die vom Steg aufzunehmende Querkraft V_{Ed} vermindert um die Vertikalkomponenten der geneigten Zug- und Druckgurte (Bild 17).

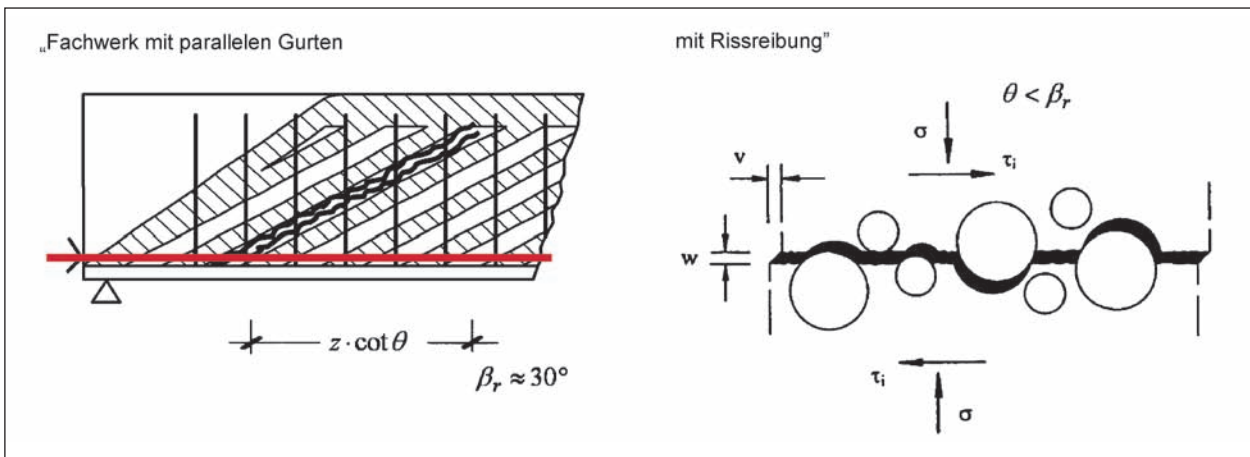


Bild 16: Mechanisches Modell der Querkrafttragfähigkeit für Spannbeton (DIN – FB 102): „Parallelgurtiges Fachwerk mit Rissreibung“

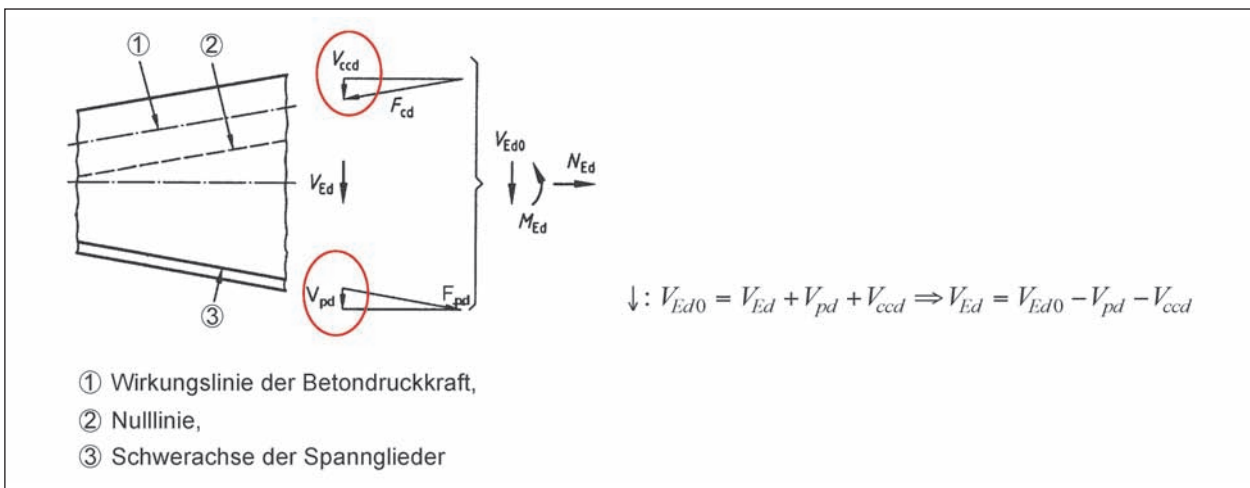


Bild 17: Traganteile bei veränderlicher Querschnittshöhe und bei geneigter Spanngliedführung

4.2.3 Konzept

Bei Spannbetonträgern wird neben dem in Kapitel 4.2.2 dargestellten Tragmechanismus eines Fachwerks mit Rissreibung die Querkraft auch über den Traganteil eines Betondruckbogens abgetragen (Bild 18). Der Druckbogen ergibt sich aus der Verbindungslinie der Biegedruckkräfte, die sich über die Länge des Trägers durch die Betrachtung diskreter Querschnitte auf der Grundlage der Dehnungsebenen nach ZSt II unter der zugehörigen veränderlichen Momentenbeanspruchung und Vorspannwirkung einstellen (Bild 18).

Durch die unterschiedlich großen Momente ändern sich die Höhe der Druckzone und der Randabstand der Betondruckkraft aus Biegung und Vorspannwirkung

dadurch verläuft Letztere geneigt und bildet eine Bogenwirkung in Brückenlängsrichtung zwischen den Auflagern (Bild 18). Die vertikale Komponente der Biegedruckkraft stellt einen zusätzlichen Betontraganteil dar.

Der hieraus resultierende Querkrafttraganteil könnte analog wie die in Bild 17 dargestellten Traganteile für veränderliche Querschnittshöhen behandelt werden (Bild 19).

So könnten die Nachweisformate des DIN-Fachberichts 102 unverändert beibehalten werden.

Auf diese Weise würde das Tragmodell des „parallelgurtigen Fachwerks mit Rissreibung“ mit dem Druckbogen-Modell überlagert.

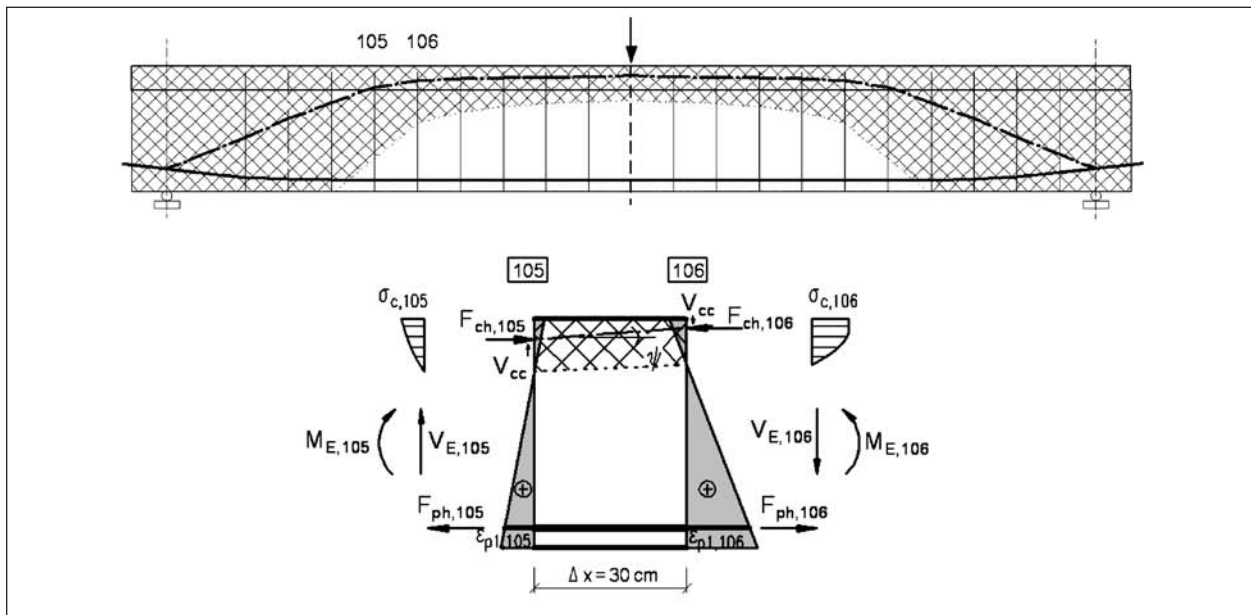


Bild 18: Druckbogen, Bestimmung der Neigung der Wirkungslinie der Betondruckkraft

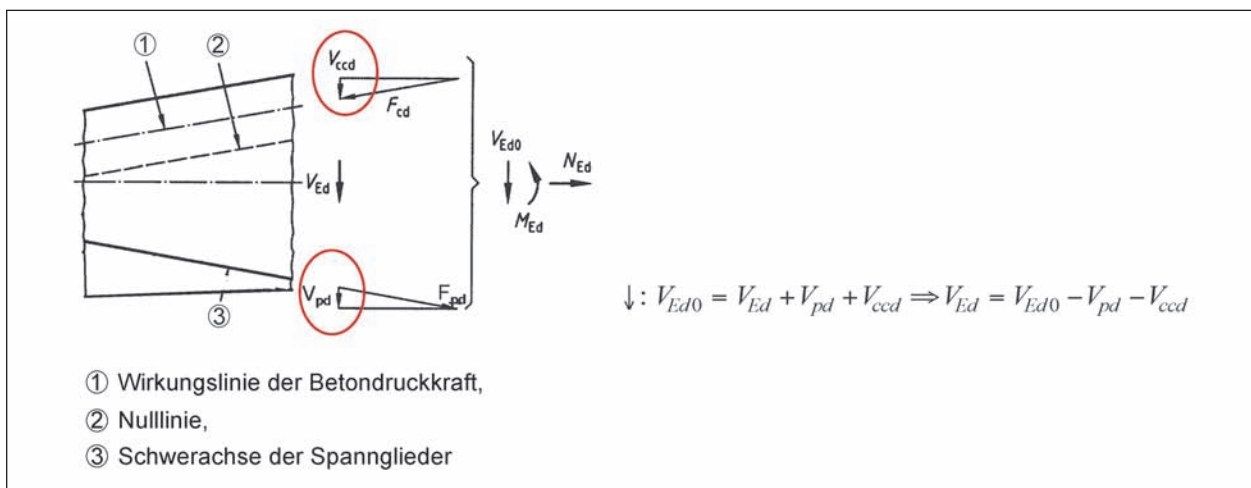


Bild 19: Traganteile bei konstanter Querschnittshöhe und geneigter Spanngliederführung

Die bisher bekannten Traganteile, die den Querkrafttragwiderstand bei konstanter Querschnittshöhe bilden,

- Fachwerk (V_{Rsw}),
- Rissreibung ($V_{R,c}$),
- Vertikalkomponente bei schräger Spanngliedführung (V_p),

würden damit erweitert werden um den Traganteil

- Druckbogen (V_{cc}).

Im Weiteren wird es darum gehen zu zeigen, dass der Tragmechanismus des „Druckbogens“ nicht etwa in den bisherigen Traganteilen des „Fachwerks mit Rissreibung“ enthalten ist, sondern einen zusätzlichen Traganteil bildet.

Dazu werden nachfolgend gegenüber dem vorangegangenen FE-Vorhaben der BAST [4.2] weitergehende Auswertungen an den Spannbetonträgern, die 1972 an der Universität Stuttgart experimentell untersucht wurden, vorgenommen. Schließlich wird das Konzept zusätzlich durch numerische Simulationsberechnungen überprüft.

4.2.4 Auswertung und Nachrechnung der Versuche

Eine Auswertung der Versuchsträger TG1, TG2 und TP3 [4.8] wurde bereits in [4.2] vorgenommen. Darin konnte gezeigt werden, dass der innere Hebelarm z bei den Querkraftnachweisen für die Bereiche, in denen das Spannglied im überdrückten Bereich der Dehnungsebenen nach ZSt II liegt, be-

zogen auf die Betonstahlbewehrung mit $z = z_s$ angesetzt werden kann. Hier werden nun die Versuche mit dem Ziel ausgewertet, den Einfluss des „Druckbogens“ auf die erforderliche Querkraftbewehrung aufzuzeigen.

Bild 20 zeigt die Rissbilder im Bruchzustand mit unterschiedlicher Spanngliedführung und unterschiedlicher Höhe der Querkraftbewehrung. Die zugehörigen Festigkeitswerte der Baustoffe sind aus der Tabelle 10 zu entnehmen.

Bei der Beurteilung der beiden sich überlagernden Tragmechanismen Druckbogen und Fachwerk spielen die bei verschiedenen Laststufen gemessenen Bügelspannungen eine wesentliche Rolle. Der Bereich der ausgeprägten Fachwerkwirkung lässt sich durch die Bügelspannungen erkennen (vgl. Bild 21). Ein weiteres Indiz für den Wirkungsbereich des Fachwerks lässt sich aus der Kraftänderung im Spannglied ableiten, die sich aus der horizontalen Abstützung der Druckstreben ergibt ($DF_p > 0$). Hingegen sind für die Aktivierung des Druckbogens weder Bügel noch Änderungen der Spanngliedkraft ($DF_p = 0$) erforderlich.

Aus Bild 21 gehen die Bereiche mit den unterschiedlichen Tragmechanismen Fachwerk und Druckbogen deutlich hervor. Beispielhaft ist für die Laststufe $F = 1.600 \text{ kN}$ der auf der Grundlage der Dehnungsebenen ZSt II berechnete Druckbogen den beobachteten Rissen bei der zugehörigen Laststufe gegenübergestellt. Dabei ist die Nulllinienlage als Begrenzungslinie zwischen den grauen und weißen Flächen dargestellt. Im hellen gezogenen Bereich entwickeln sich die geneigten Risse

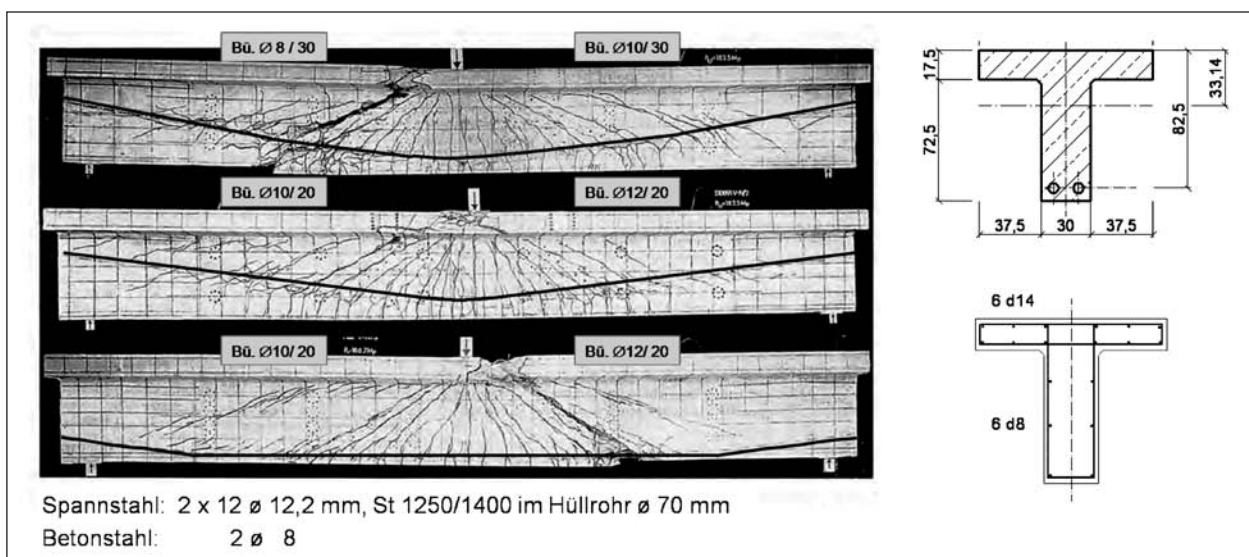
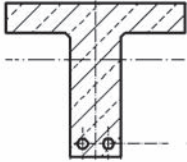


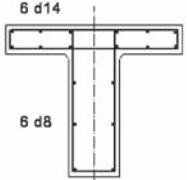
Bild 20: Spannbetonversuchsträger, Rissbilder im Bruchzustand mit Spanngliedverlauf und Querkraftbewehrung

aus Biegerissen. Die gemessenen Bügelspannungen erreichen nur hier große Werte. Die kontinuierliche Änderung der Spanngliedkraft, die auf der Grundlage der Dehnungsebenen ZSt II rechnerisch ermittelt wurde, beschränkt sich ebenfalls nur auf

diesen Bereich. Da in diesem Bereich der Druck- und Zuggurt horizontal verlaufen, trifft hier der Tragmechanismus eines parallelgurtigen Fachwerks eindeutig zu. Die übrigen Bereiche zu den Auflagern hin sind, wie man durch die grauen Flächen

Bewehrung:		f_{sy}	f_{st}	E_s		
Steg:	Ø 8 :	460	567	197000		
Gurt:	Ø 14 :	397	517	207000		
TG 1	Ø 8/30 :	454	567	198000		
	Ø 10/30:	463	561	207000		
TG 2	Ø 10/20:	410	526	205000		
	Ø 12/20:	480	623	205000		
TP 3	Ø 10/20:	410	526	205000		
	Ø 12/20:	428	534	206000		
Spannstahl:		1225	1363	207000		
Beton:		f_{cm}	$f_{ctm,fl}^*$	$f_{ctm,sp}$		f_{ctm}^*
TG 1		29,4	4,5	-	3,8	26200
TG 2		27,1	3,6	-	2,9	27900
TP 3		27,1	5,6	2,9	4,8	27100

* umgerechnet über die am Bauteil gemessene Risslast



6 d14
6 d8

Tab. 10: Festigkeitswerte (aus [4.8])

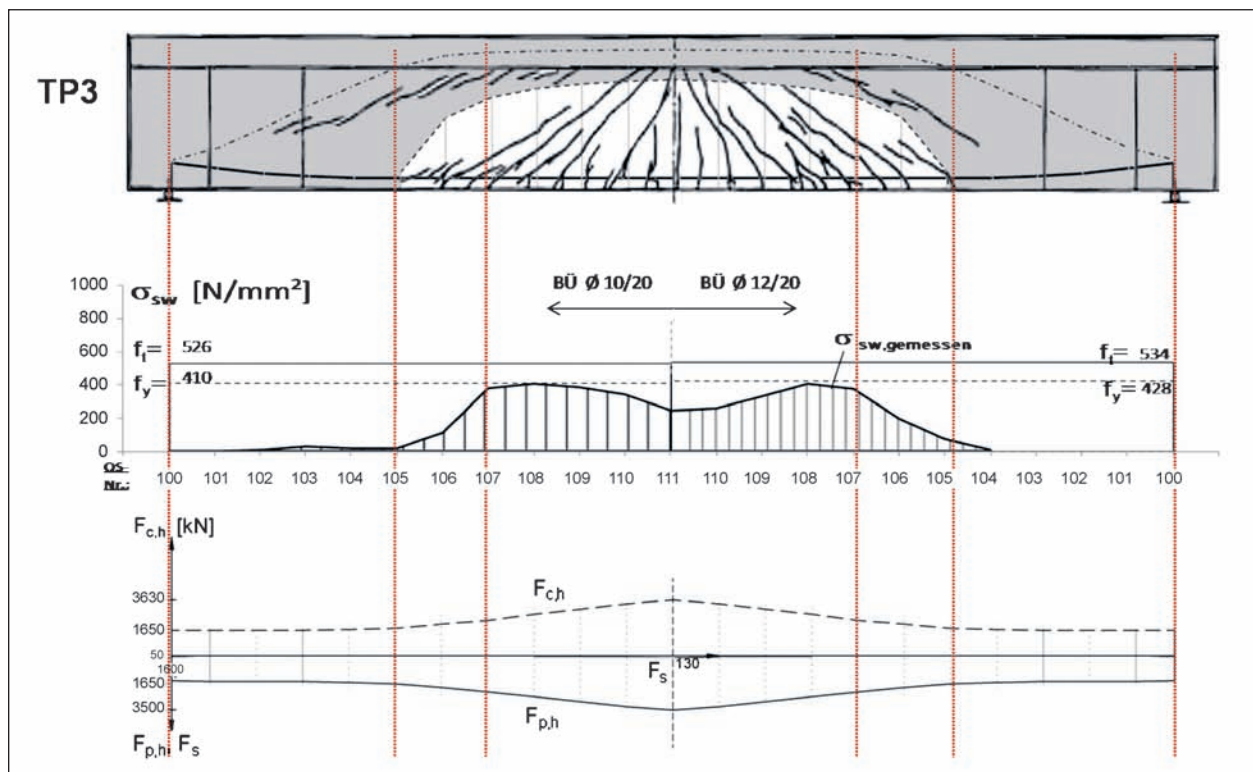


Bild 21: TP3-Versuchsträger mit unten liegender Spanngliedführung, Laststufe $F = 1.600$ kN. Gegenüberstellung: Druckbogen, Risse, gemessene Bügelspannungen, Spanngliedkraftverlauf

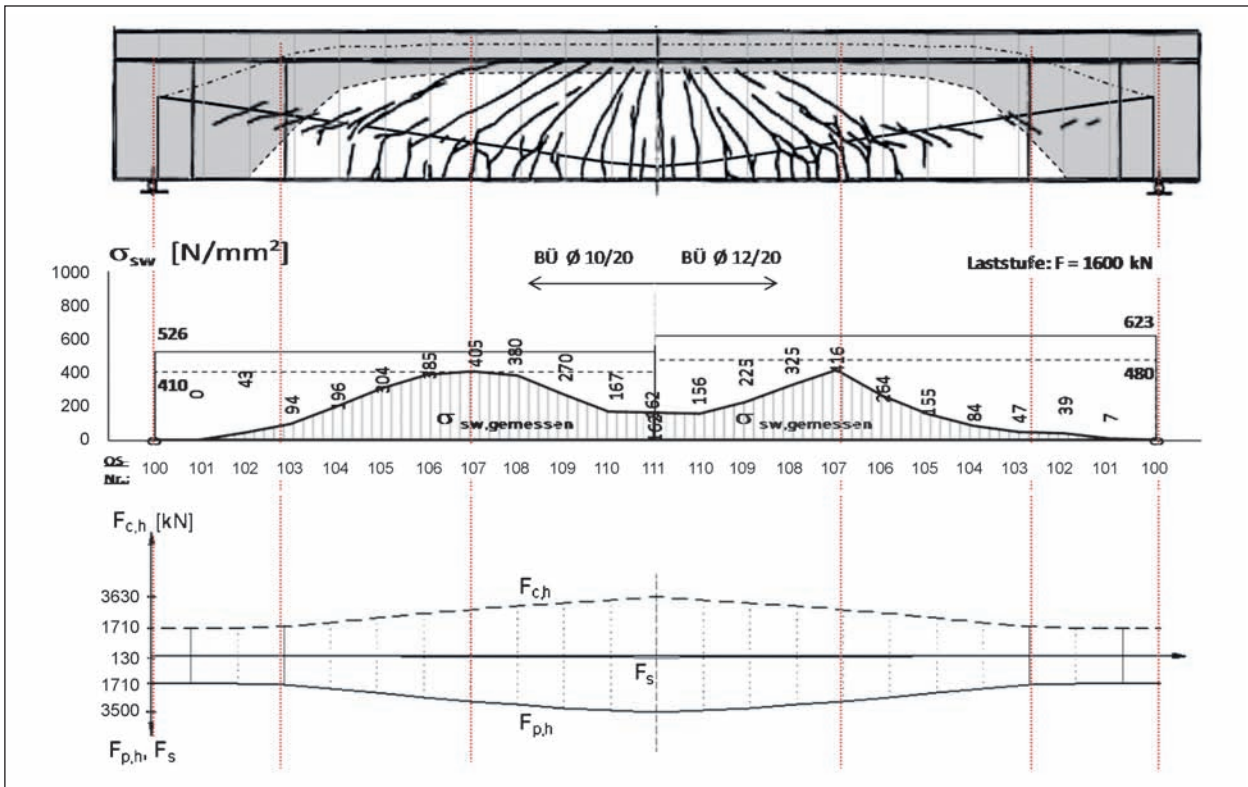


Bild 22: TG2-Versuchsträger mit zu den Auflagern hin hochgezogener Spanngliedführung, Laststufe $F = 1.600 \text{ kN}$. Gegenüberstellung: Druckbogen, Risse, gemessene Bügelspannungen, Spanngliedkraftverlauf

über die gesamte Querschnittshöhe leicht erkennen kann, voll überdrückt. Die Bügelspannungen sind hier nahezu null, der Verlauf der Spanngliedkraft konstant. Damit entsprechen diese Bereiche nicht dem Tragmodell eines reinen Fachwerks. Hingegen bildet der Tragmechanismus eines Druckbogens eine gute Übereinstimmung mit dem beobachteten Rissbild und den gemessenen Bügelspannungen.

Mit Zunahme der Druckgurtnenigung nehmen die Bügelspannungen deutlich ab. Bild 22 untermauert die Vorstellung des Tragmodells eines parallelgurtigen Fachwerks in Überlagerung eines Druckbogens. Da der Druckbogen sich an den Spannankern abstützen muss, ist er hier durch die hochgezogenen Spannglieder nicht so stark ausgeprägt wie bei TP3. Dafür ist das Fachwerk ausgeprägter. Demgemäß ist der Bereich, in dem die Bügel anspringen, größer. Zusätzlich ist zu beobachten, dass die Vertikalkomponente der Spanngliedkraft als weiterer Traganteil wirksam ist.

Mit der Identitätsbedingung $V_{E0} \equiv V_R$ kann der Querkrafttragwiderstand als Summe der einzelnen Traganteile für verschiedene Laststufen dargestellt werden (Bild 23). Zur weiteren Diskussion der beiden Tragmechanismen Druckbogen und Fachwerk

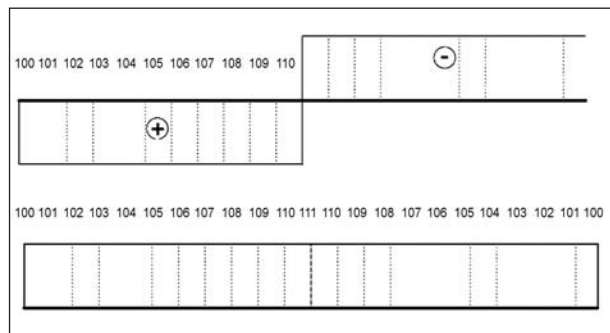


Bild 23: Querkraftverlauf V_{E0} betragsmäßig, Querkrafttragfähigkeit V_R

werden alle Traganteile einzeln ermittelt und anschließend überlagert.

Die Querkrafttraganteile aus dem Tragmechanismus des Fachwerks sind in Bild 24 zusammengestellt. Dabei wird die Rissreibungskraft V_{cr} nicht indirekt über eine flachere Druckstrebenneigung Θ , sondern direkt als zusätzlicher Traganteil berücksichtigt. Daher wird die Druckstrebenneigung der Schubrissneigung β_r gleichgesetzt.

Bei Träger TP3 liegt das Spannglied unten und verläuft im mittleren Feldbereich horizontal. Da auch der Druckgurt in diesem Bereich horizontal verläuft, ist an dem Querkraftabtrag nur das „Fach-

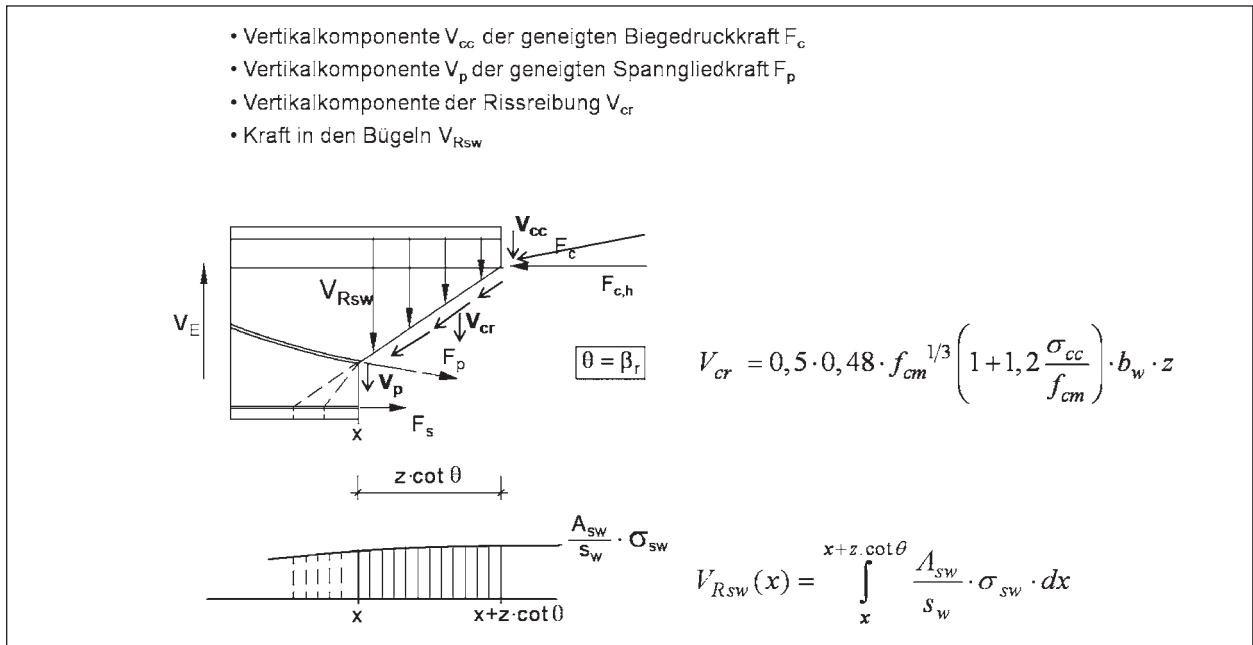


Bild 24: Querkrafttraganteile Fachwerk mit Rissreibung

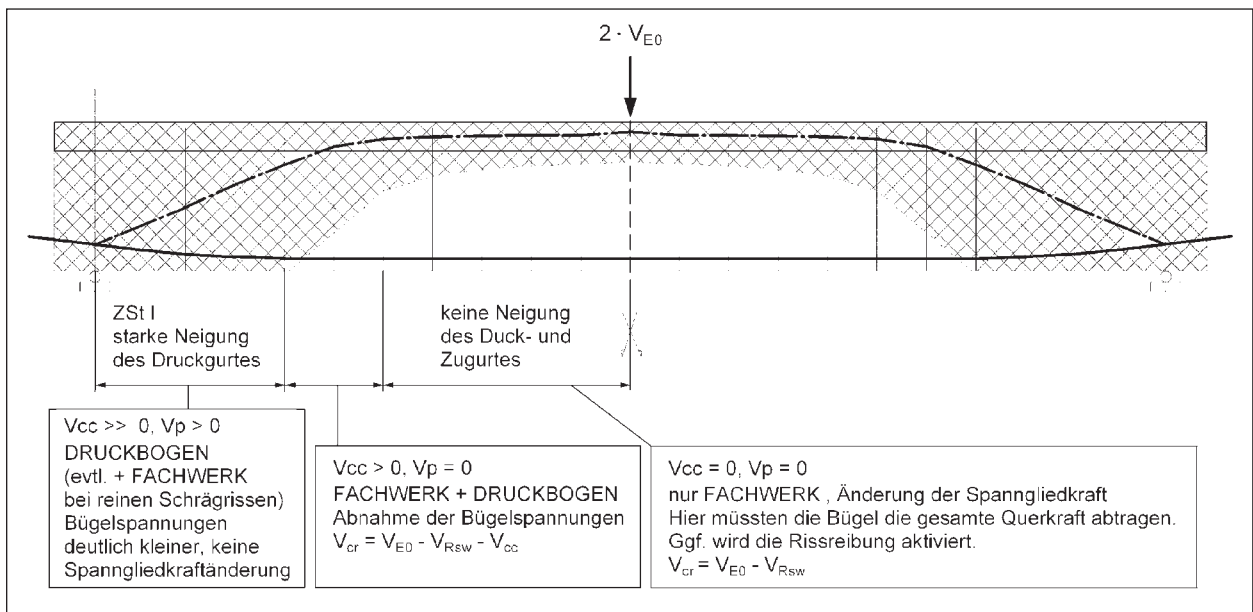


Bild 25: TP3, Bereiche mit den unterschiedlichen Tragmechanismen, Verlauf des Zug- und Druckgurtes

werk mit Rissreibung" beteiligt, $V_{cc} = 0, V_p = 0$ (Bild 25). Die Bügel müssten hier demnach die gesamte Querkraft tragen, $V_R = V_{Rsw}$. Kann die Querkraftbeanspruchung nicht vollständig durch die Bügel aufgenommen werden und verbleibt ein Anteil, so wird dieser der Rissreibungskraft zugerechnet, erf $V_{cr} = V_R - V_{Rsw}$. Zu den Auflagern hin setzt die Umlenkung des Druckgurtes ein, folglich übernimmt seine Vertikalkomponente einen Teil der Querkraft. Noch weiter zu den Auflagern hin, im unmittelbaren Auflagerbereich, wird das Spannglied leicht hochgezogen und leistet dadurch zusätzlich

einen kleinen Beitrag bei der Querkraftabtragung. Daneben liefert der Druckbogen wesentliche Traganteile durch die starke Neigung in seinem Verlauf. Die konstante Spanngliedkraft und die fehlenden Bügelspannungen weisen darauf hin, dass sich das Fachwerk hier nicht ausbildet. Bild 25 zeigt die Bereiche mit den unterschiedlichen Tragmechanismen.

Bild 26 zeigt im mittleren Feldbereich zwischen den Querschnittsnummern 107_{links} und 107_{rechts}, dass die Bügel nicht die gesamte Querkraft aufnehmen

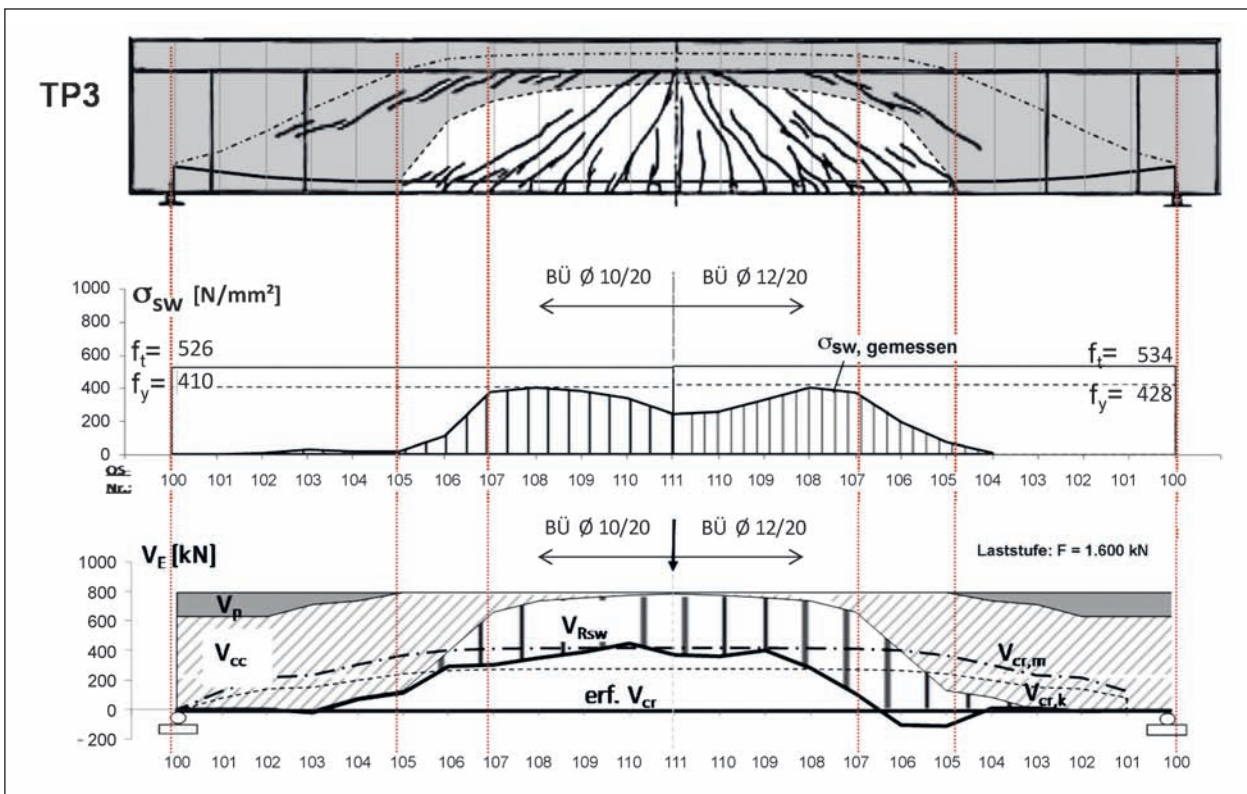


Bild 26: TP3, Querkrafttraganteile bei der Laststufe $F = 1.600 \text{ kN}$

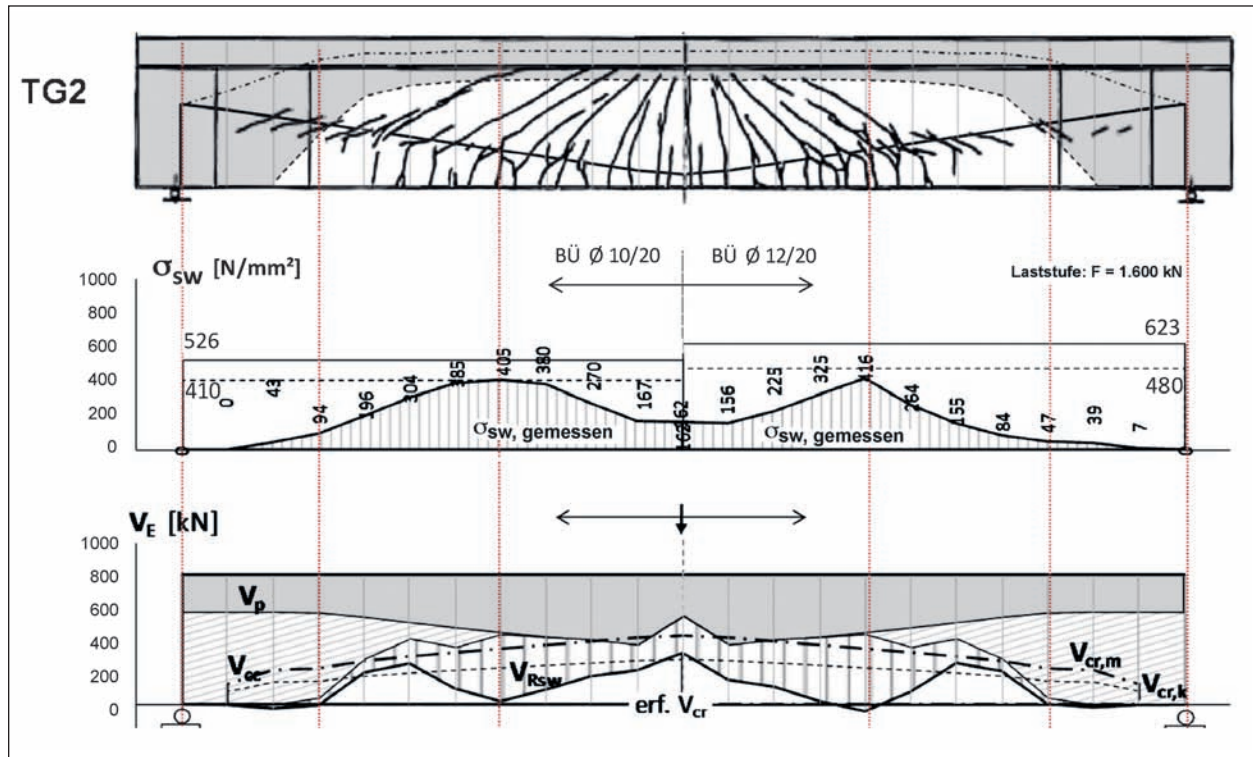
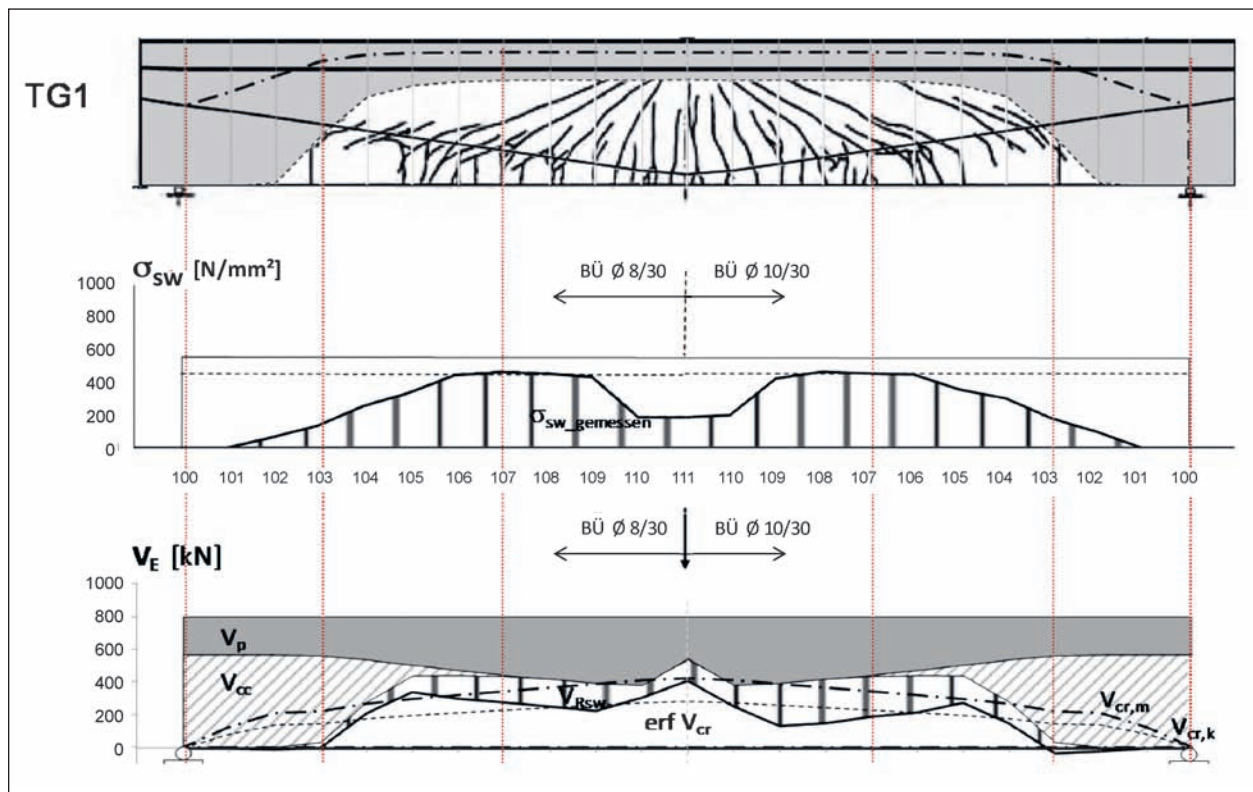
können. Es verbleibt eine Resttragfähigkeit, die der Rissreibung zugewiesen wird ($\text{erf } V_{cr}$). Verläuft der Druckgurt annähernd horizontal, entspricht der Betrag der Resttragfähigkeit genau dem Mittelwert der Rissreibung gemäß DIN-Fachbericht 102 ($\text{erf } V_{cr} = V_{cr,m}$ mit $V_{cr,m} = 2,0 V_{Rd,c}$). Das Nachweisformat des DIN-Fachberichts 102, Fachwerk mit Rissreibung, beschreibt das Tragverhalten in diesem Bereich zutreffend. Weitet man diesen Bereich aus bis zu den Schnitten 105, nehmen die Bügelspannungen ab. Der Druckbogen übernimmt nun Traganteile. Allerdings könnten die Traganteile hier immer noch vom Fachwerk mit Rissreibung allein geliefert werden. Der Bereich, der sich auf der Grundlage der Dehnungsebenen im ZSt II befindet zwischen den Querschnitten 105_{links} und 105_{rechts} , wird daher im Folgenden als Fachwerk-Bereich bezeichnet. In diesem Bereich kann mit der empirischen Formel der Rissreibung der Tragmechanismus des Druckbogens offensichtlich kompensiert werden. Im überdrückten Bereich des Spannglieds zwischen den Querschnitten 100 bis 105 liefert der Druckbogen mit dem kleinen Traganteil der Vertikalkomponente des Spannglieds die Gesamtquerkrafttragfähigkeit alleine. Daher werden die für das Spannglied überdrückten Bereiche im Folgenden als Druckbogen-Bereich bezeichnet.

Für die Überprüfung der Allgemeingültigkeit dieser Überlegungen wird der Träger TG2 mit gleicher Ausführung – bis auf die zu den Auflagern hin hochgezogenen Spanngliedern – betrachtet (Bild 27).

Der Fachwerk-Bereich ($103_{\text{links}}-103_{\text{rechts}}$), in dem der Querkraftwiderstand ohne den Tragmechanismus des Druckbogens bereits gegeben ist, ist hier ausgeprägter. Der Druckbogen-Bereich beschränkt sich hier nur auf die Bereiche zwischen den Querschnitten 100 bis 103. Auch bei diesem Träger liefert der Druckbogen im überdrückten Bereich mit dem Traganteil der Vertikalkomponente des Spannglieds die Gesamtquerkrafttragfähigkeit.

Vermindert man die Höhe der Bügelbewehrung bei sonst gleich bleibender Ausführung und Laststufe (TG1, $F = 1.600 \text{ kN}$), steigt der Traganteil der Rissreibung im Fachwerk-Bereich. Die inneren Kräfte lagern sich hier um. Die Verteilung der Bereiche und der Traganteil des Druckbogens bleiben unverändert (Bild 28).

Je kleiner die Laststufe, desto ausgeprägter ist die Wirkung des Druckbogens (Bild 29 bis Bild 32) Der Verlauf und damit der Traganteil des Druckbo-

Bild 27: TG2, Querkrafttraganteile bei der Laststufe $F = 1.600 \text{ kN}$ Bild 28: TG1, Querkrafttraganteile bei der Laststufe $F = 1.600 \text{ kN}$

gens sind ganz offensichtlich abhängig von der Höhe der Beanspruchung.

Aus der Nachrechnung einer Spannbetonbrücke stellte sich unter der normgemäßen Beanspruchung im GZT ($\gamma_{G\bar{}} = 1,35$; $\gamma_{Q\bar{}} = 1,50$) der in Bild 33 dargestellte, ausgeprägte Druckbogen ein.

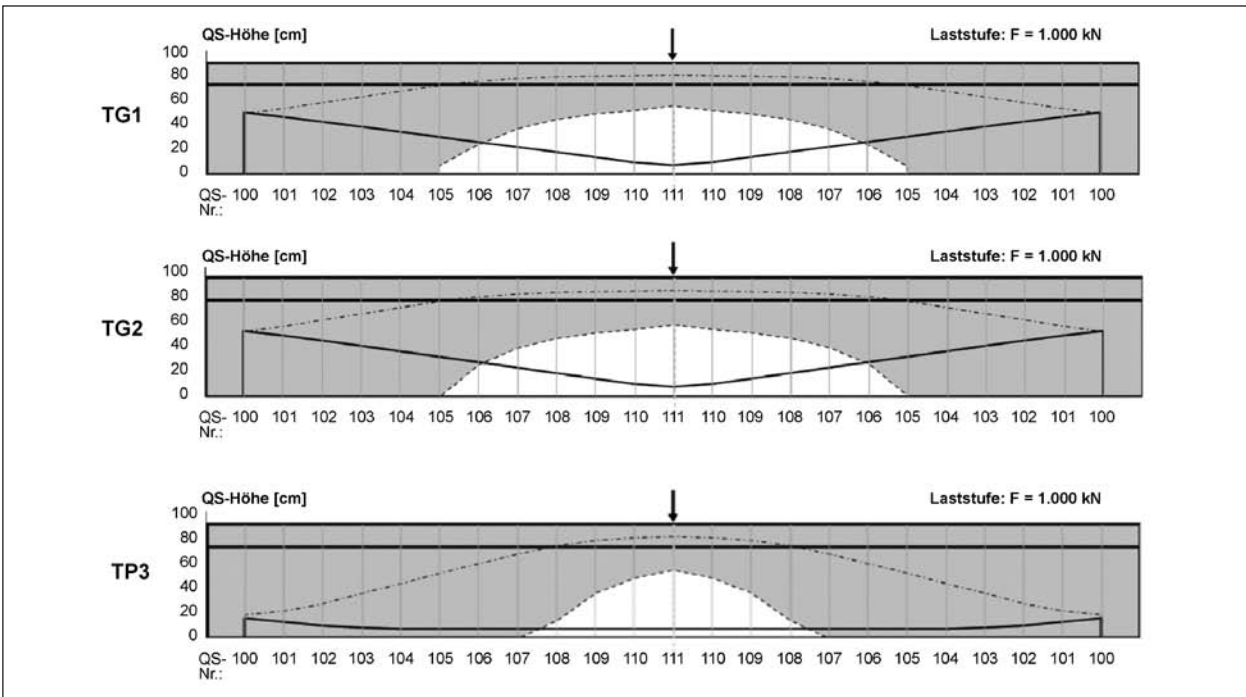


Bild 29: Druckbögen, Laststufe F = 1.000 kN

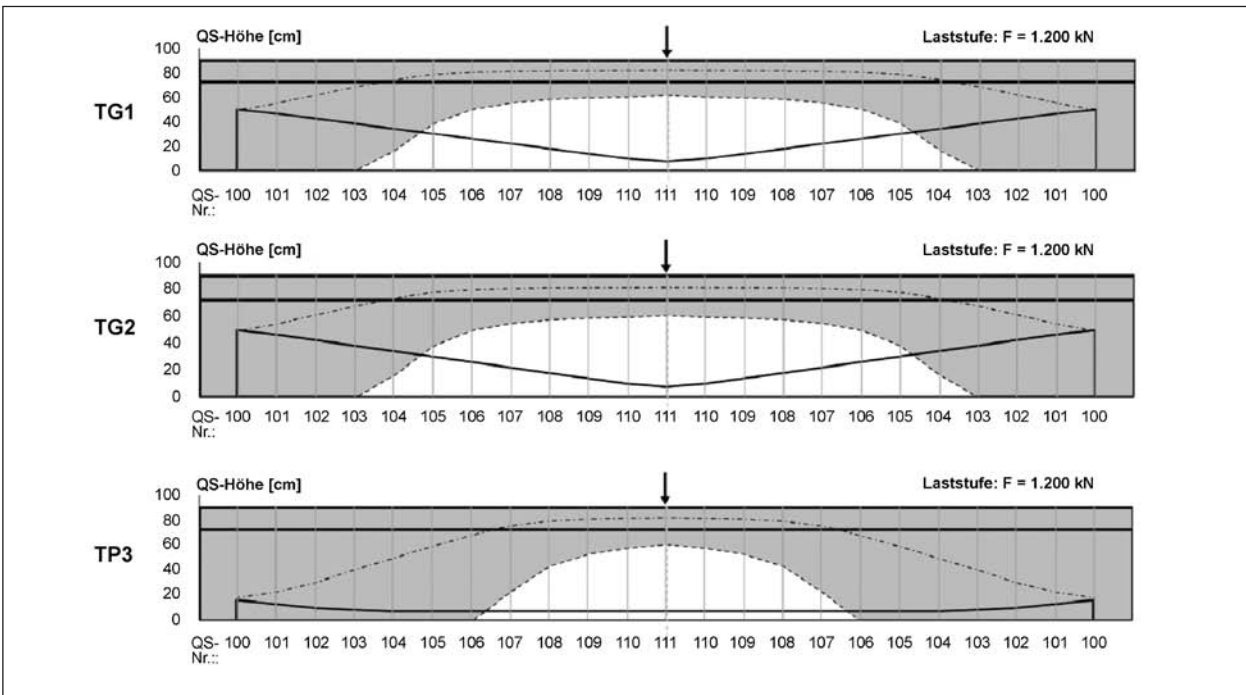


Bild 30: Druckbögen, Laststufe F = 1.200 kN

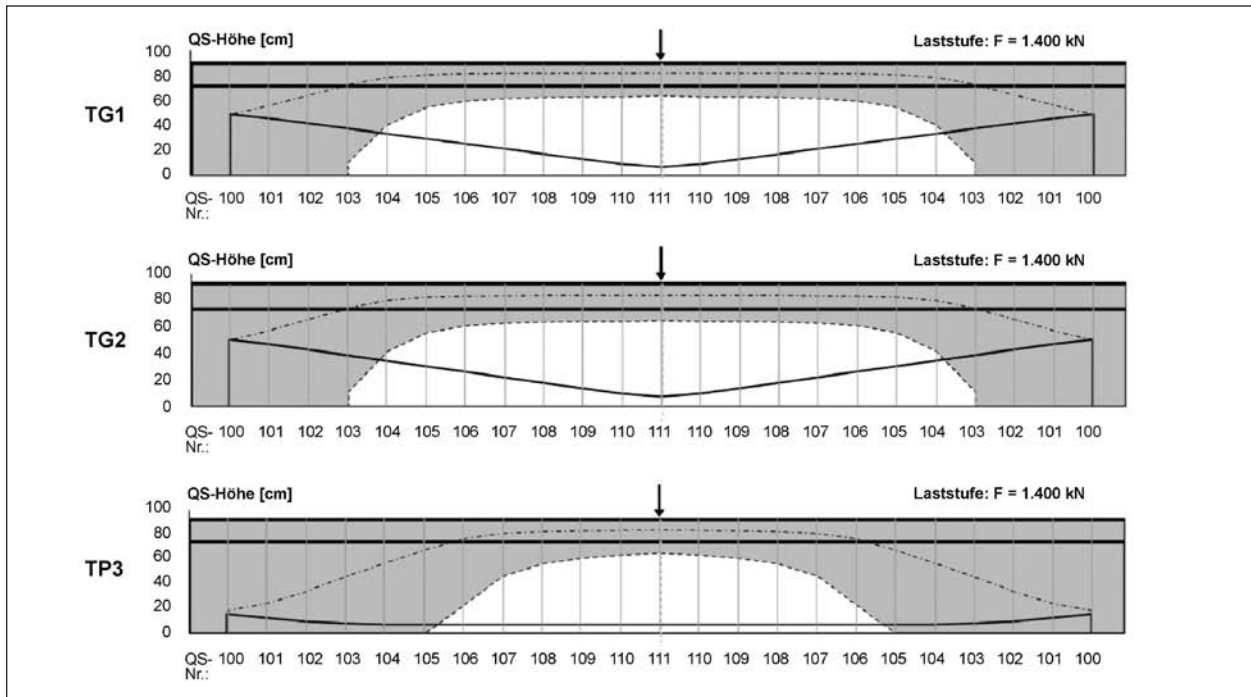


Bild 31: Druckbogen, Laststufe F = 1.400 kN

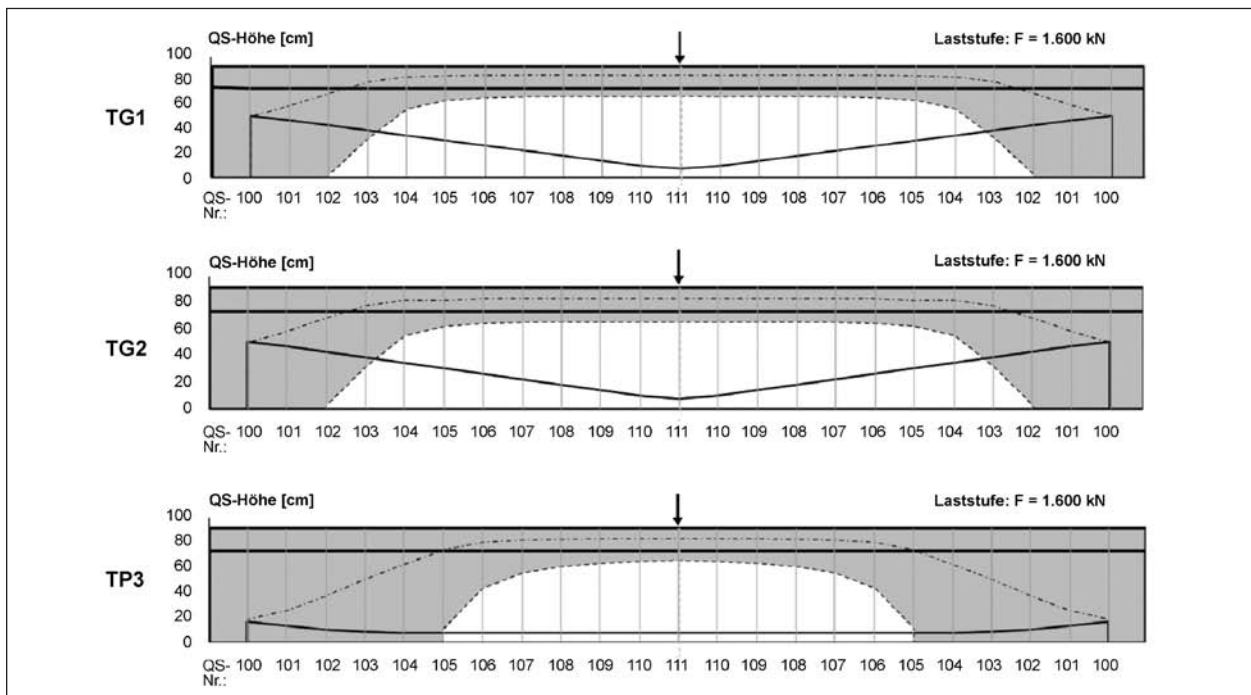
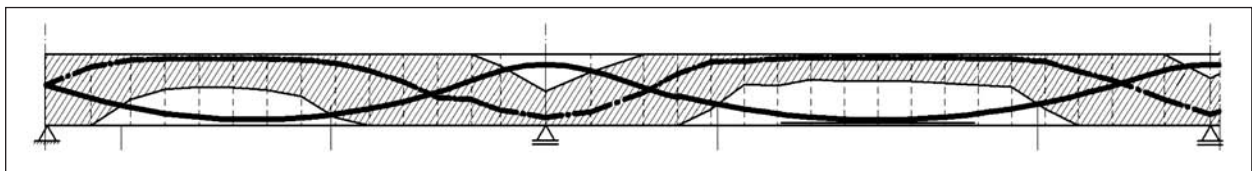


Bild 32: Druckbogen, Laststufe F = 1.600 kN

Bild 33: Druckbogen aus der Nachrechnung einer bestehenden Spannbetonbrücke im GZT ($\gamma_G = 1,35$; $\gamma_Q = 1,50$)

4.2.5 Numerische Simulationsberechnungen

Während bei den bisherigen Betrachtungen die Nachweise für Biegung und Querkraft getrennt betrachtet wurden, erfolgt bei der Simulation die Berücksichtigung der Interaktion zwischen Querkraft und Biegung automatisch, d. h., die entlastende Wirkung aus Spanngliedneigung und Druckbogen ist in den Berechnungsergebnissen enthalten.

Nichtlineare Simulationsberechnungen müssen zunächst durch Nachrechnung repräsentativer Versuche kalibriert werden. Dazu wurden hier u. a. auch Versuche an unbewehrten und bewehrten Stahlbetonscheiben verwendet.

Zunächst wurden für den ungerissenen Zustand die bekannten Kupfer-Versuche von 1973 [4.11] herangezogen, die an unbewehrten Betonscheiben unter zweiachsiger Beanspruchung durchgeführt wurden (Bild 34). Für die Kalibrierung der Rissbildung wurden die Zugversuche an Stahlbetonscheiben von PURAINER (2006) [4.12] nachgerechnet (Bild 35). Die Simulation der Betonscheiben erfolgte mit dem Programmsystem ABAQUS mit Volumenelementen für den Beton (Typ C3D8R) und Stabelementen für die Bewehrung (Typ T3D2). Aufgrund der kraftgesteuerten Berechnung unter Einbezug des nichtlinearen Materialverhaltens mit dem abfallenden Ast im Nachbruchbereich ist hier das Bogenlängenverfahren (arc length) verwendet worden, welches die Simulation auch des entfestigenden Nachbruchverhaltens erlaubt. Zur Modellierung des Materialverhaltens

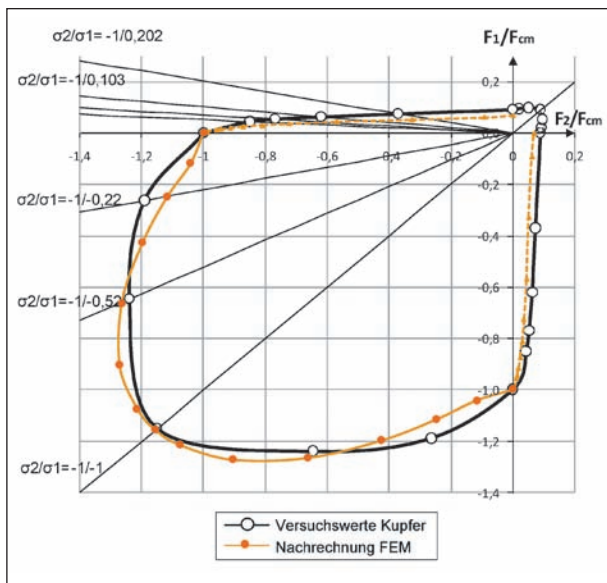


Bild 34: Nachrechnung von unbewehrten Betonscheibenversuchen nach KUPFER (1973)

tens wurde das im Programm zur Verfügung stehende Werkstoffmodell „concrete damaged plasticity“ verwendet. Das Modell basiert auf Kopplung von Plastizitätstheorie und Schädigungstheorie. Neben plastischen Verzerrungen kann hier auch für die Definition des Nachbruchbereichs sowohl auf der Druck- als auch auf der Zugseite die Degradation der elastischen Steifigkeit berücksichtigt werden. Die Fließbedingung für den Beton wird aus den Bruchtheorien nach RANKINE und nach DRUCKER-PRAGER zusammengesetzt (Bild 36).

Wie zahlreiche weitere Versuchsnachrechnungen belegen, kann mit dem hier verwendeten wissenschaftlichen nichtlinearen FEM-Programm ABAQUS das Tragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen zutreffend abgebildet werden.

Nach der Kalibrierung des FEM-Modells wurden die Träger TG1, TG2 und TP3 modelliert (Bild 37).

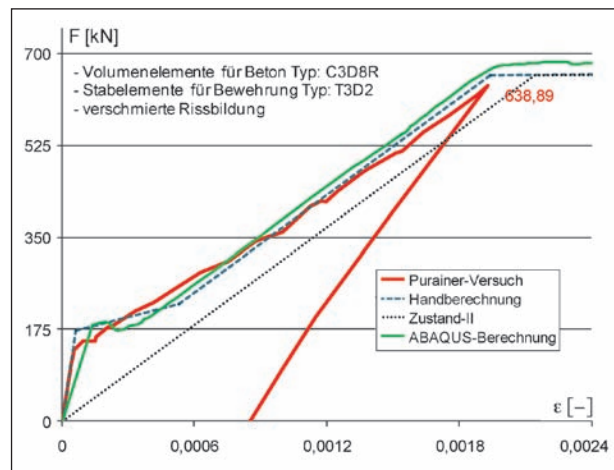


Bild 35: Nachrechnung von Stahlbetonzugscheibenversuchen nach PURAINER (2006)

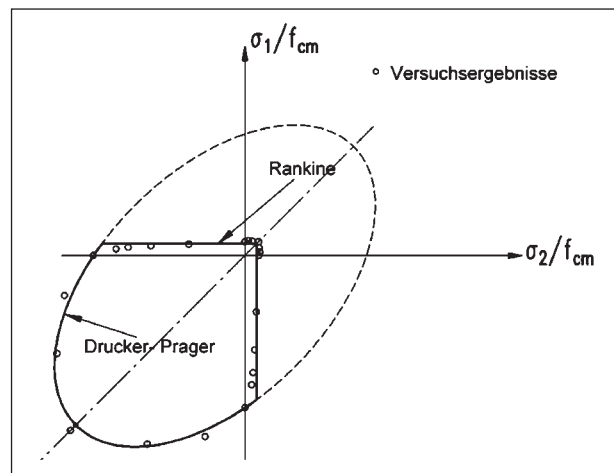


Bild 36: Verwendetes Bruchkriterium für Beton in ABAQUS

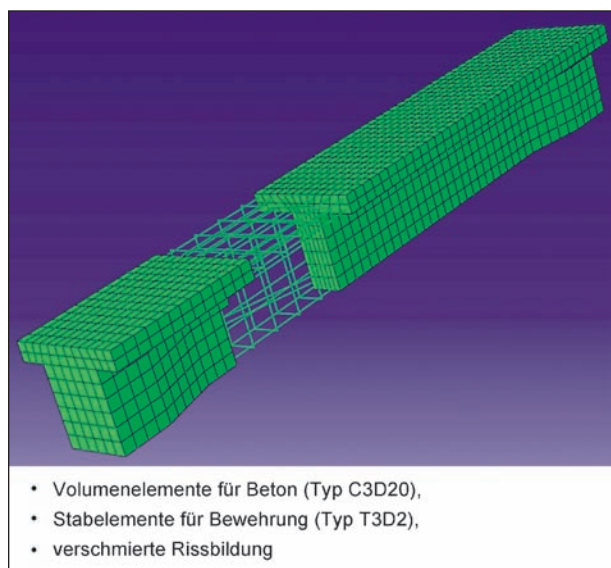


Bild 37: FEM-Modell für die Spannbetonträger TG1, TG2, TP3

Durch die nichtlinearen Simulationsberechnungen konnten die integralen Größen der Versuchsergebnisse, wie die Last-Verformungs-Kurven, sehr gut abgebildet werden (Bild 38 bis Bild 40). Die gemessenen Bügelspannungen und die beobachteten Risse aus den Versuchen konnten mit der kalibrierten numerischen Berechnung ebenfalls gut nachvollzogen werden (Bild 41 bis Bild 43). Die elementweise verschmierte Rissbildung ist durch die aufgehellten Elemente dargestellt. Zusätzlich sind die beobachteten Risse durch weiße Linien eingezeichnet. Im Schnitt 103_{rechts} TG1 ist eine kleine Abweichung zu erkennen. Die Risse aus der numerischen Berechnung sind hier nicht mehr vorhanden, entsprechend klein sind die gerechneten Bügelspannungen. Dort sind allerdings im Versuch Risse und damit verbunden höhere Bügelspannungen aufgetreten (Bild 41). Im übrigen Bereich stimmen die Rissbilder sowie die Bügelspannungen gut bis teilweise sehr gut überein.

Die Abhängigkeit der Anteile Druckbogen und Fachwerk am Querkrafttragwiderstand vom Beanspruchungsniveau konnte durch weitere Nachrechnungen bei mehreren Laststufen verifiziert werden (Bild 44 bis Bild 49). Die Bügelspannungen springen nur im Fachwerk-Bereich an. Mit zunehmender Belastung weitet sich dieser Bereich von Feldmitte zu den Auflagern hin aus. Demzufolge geht der Einfluss des Druckbogens mit zunehmender Belastung weiter zurück, bis seine Tragwirkung nur noch im Auflagerbereich zu erkennen ist. Die Darstellungen in Bild 44 bis Bild 46 enthalten den Vergleich der Rissbilder und Bügel-

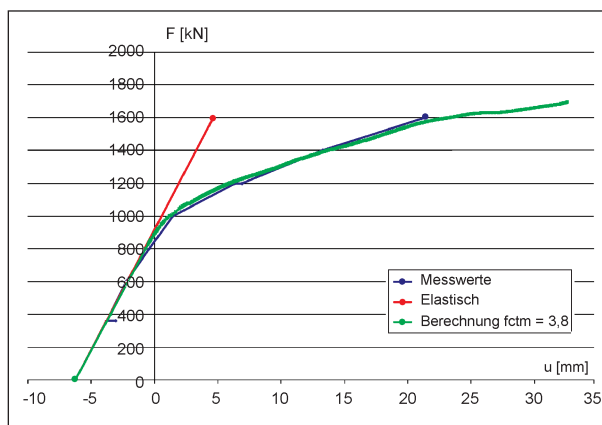


Bild 38: TG1, $f_{ctm} = 3,8 \text{ MN/m}^2$, Vergleich der Lastverformungskurven aus Versuch und FEM-Berechnung

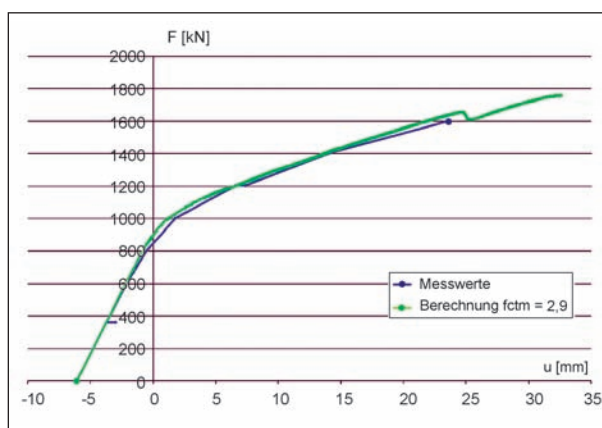


Bild 39: TG2, $f_{ctm} = 2,9 \text{ MN/m}^2$, Vergleich der Lastverformungskurven aus Versuch und FEM-Berechnung

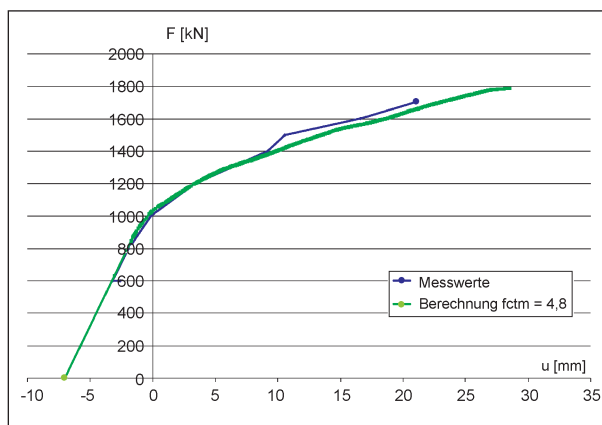


Bild 40: TP3, $f_{ctm} = 4,8 \text{ MN/m}^2$, Vergleich der Lastverformungskurven aus Versuch und FEM-Berechnung

spannungen aus Versuch TG2 und FEM-Berechnung.

Die Darstellungen in den Bildern 47 bis 49 zeigen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Rissbildern und Bügelspannungen aus Versuch TP3 und FEM-Berechnung.

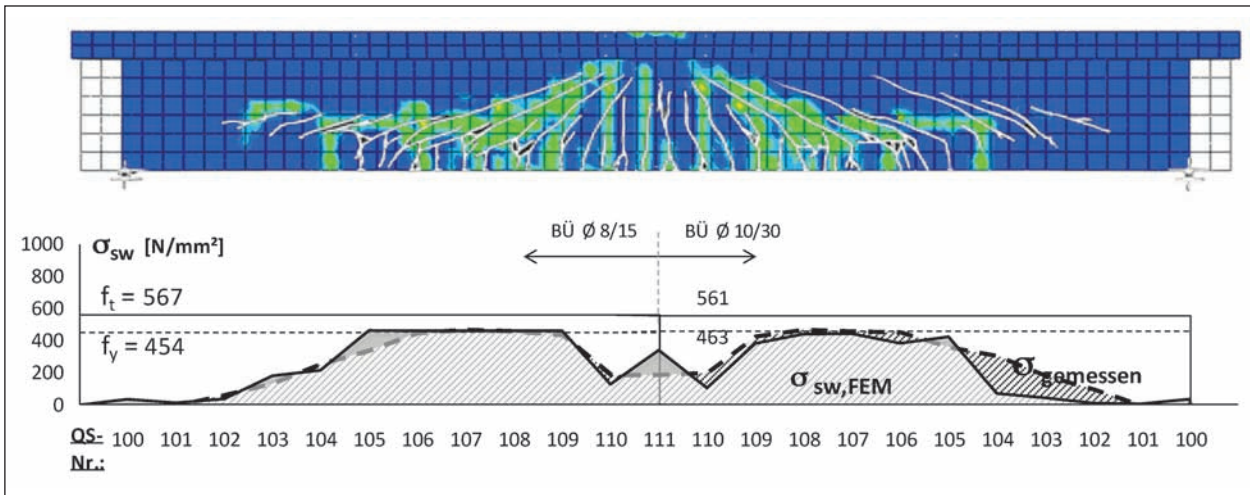


Bild 41: TG1, $f_{ctm} = 3,8 \text{ MN/m}^2$, Laststufe 1.600 kN, Vergleich Versuch/FEM, Rissbild und Bügelspannung

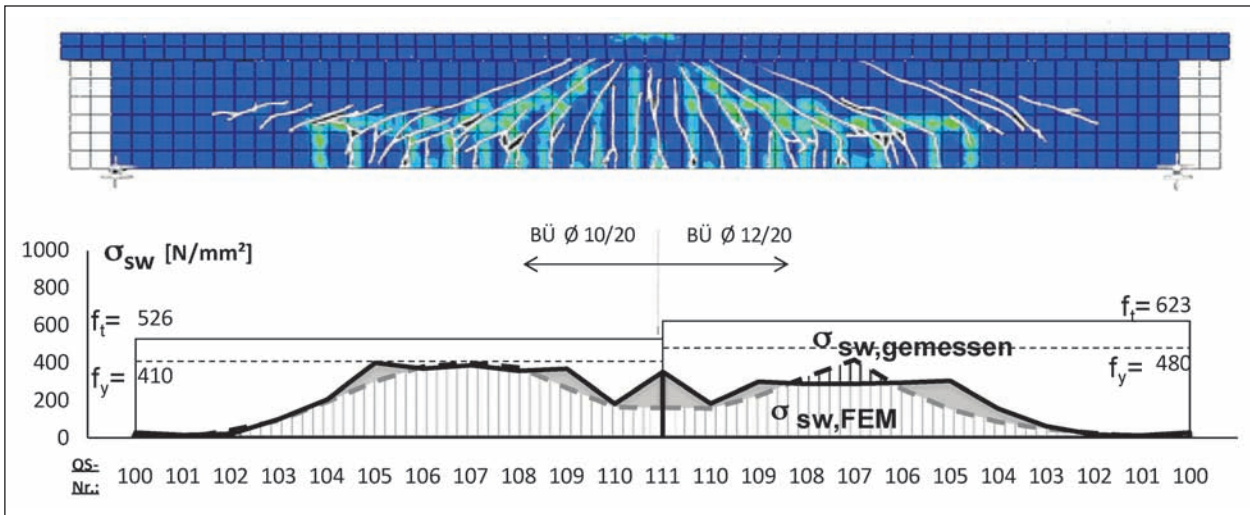


Bild 42: TG2, $f_{ctm} = 2,9 \text{ MN/m}^2$, Laststufe 1.600 kN, Vergleich Versuch/FEM, Rissbild und Bügelspannung

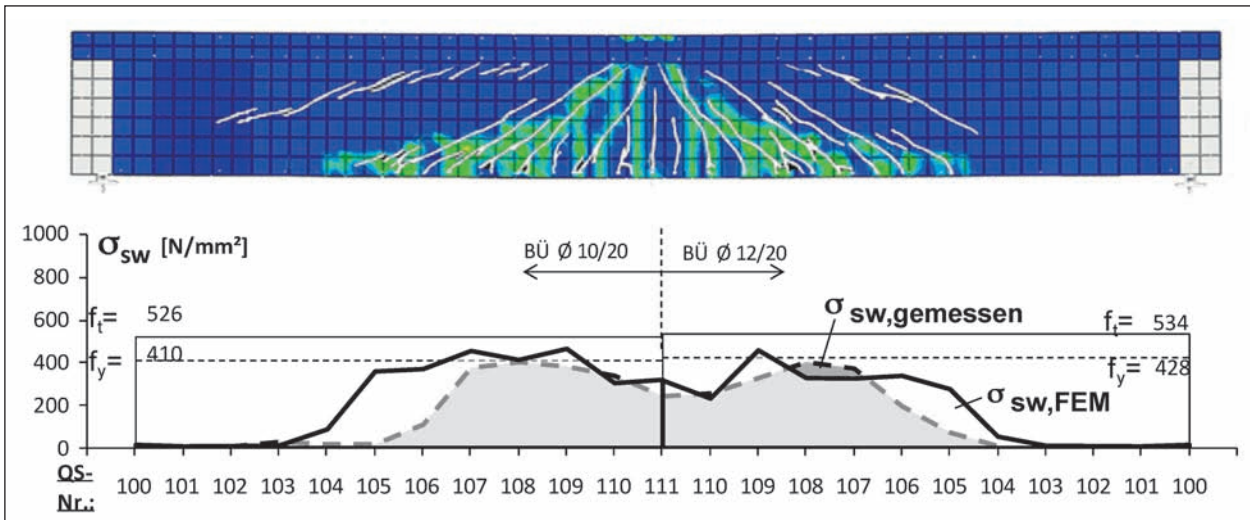


Bild 43: TP3, $f_{ctm} = 4,8 \text{ MN/m}^2$, Laststufe 1.600 kN, Vergleich Versuch/FEM, Rissbild und Bügelspannung

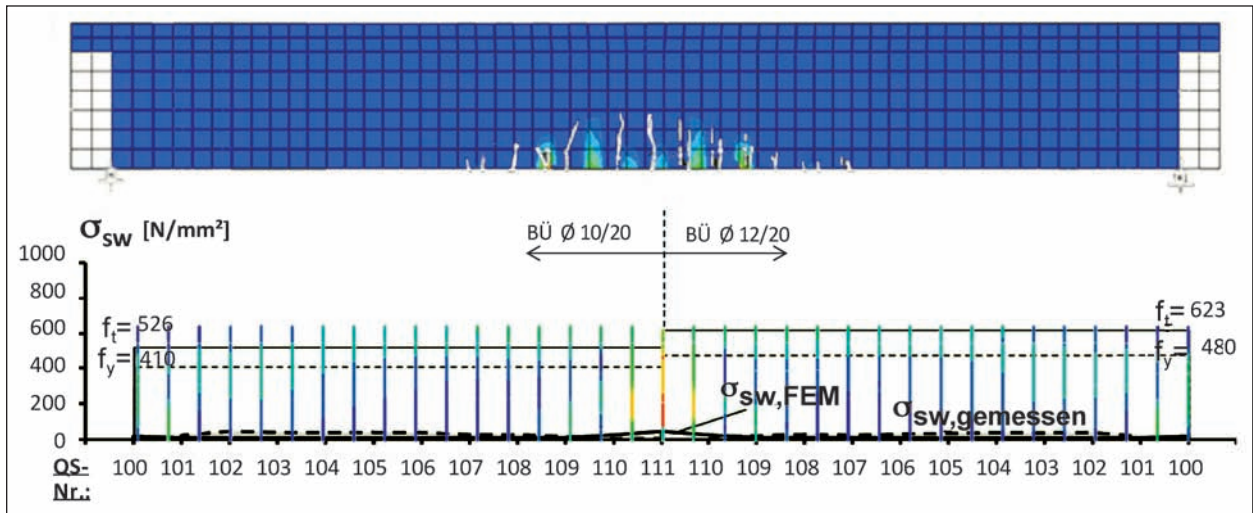


Bild 44: TG2, $f_{ctm} = 2,9$ MN/m², Laststufe 1.000 kN, Vergleich Versuch/FEM, Rissbild und Bügelspannung

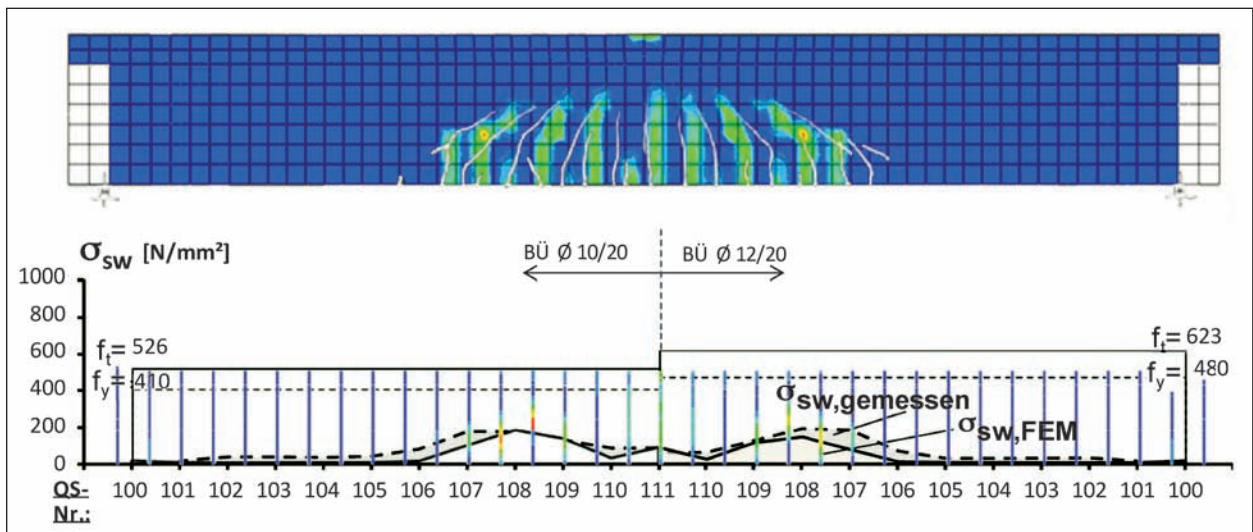


Bild 45: TG2, $f_{ctm} = 2,9$ MN/m², Laststufe 1.200 kN, Rissbild Versuch/FEM, Bügelspannungen Versuch/FEM

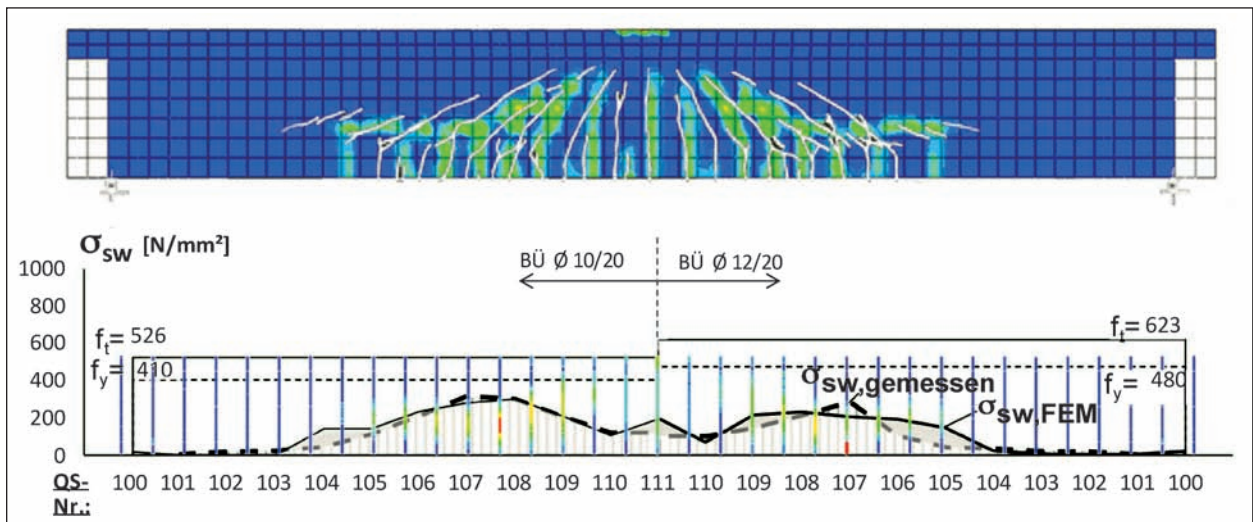


Bild 46: TG2, $f_{ctm} = 2,9$ MN/m², Laststufe 1.400 kN, Rissbild Versuch/FEM, Bügelspannungen Versuch/FEM

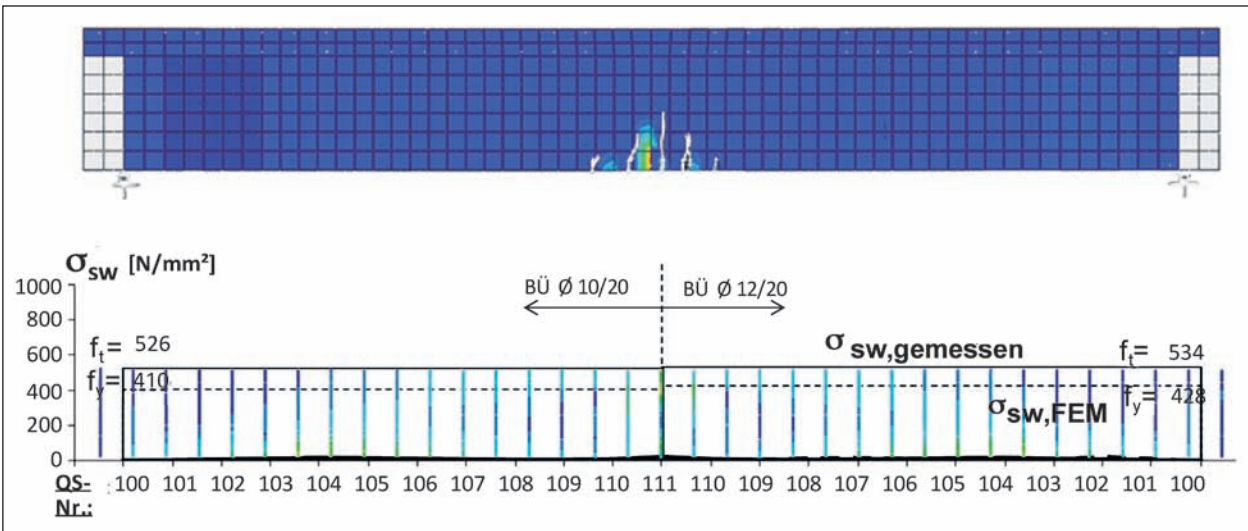


Bild 47: TP3, $f_{ctm} = 4,8 \text{ MN/m}^2$, Laststufe 1.000 kN, Vergleich Versuch/FEM, Rissbild und Bügelspannung

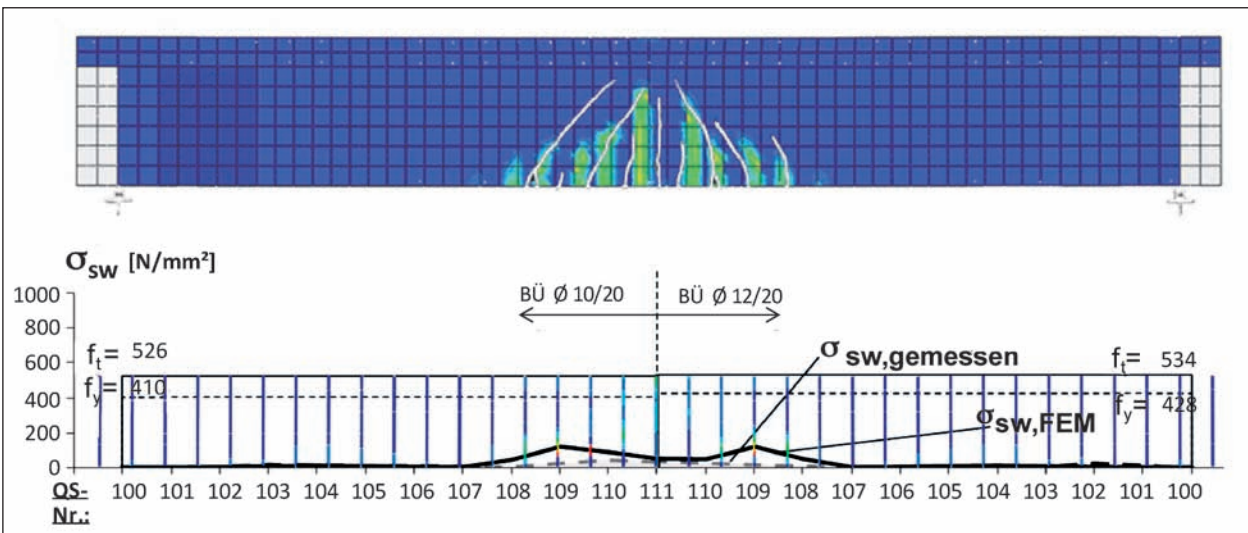


Bild 48: TP3, $f_{ctm} = 4,8 \text{ MN/m}^2$, Laststufe 1.200 kN, Vergleich Versuch/FEM, Rissbild und Bügelspannung

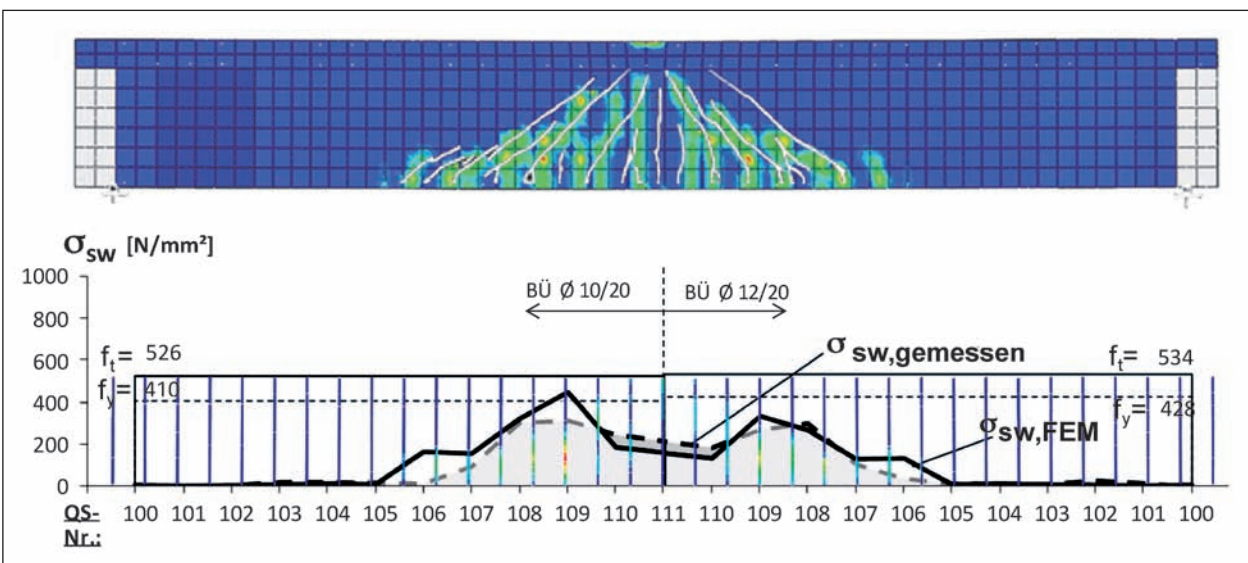


Bild 49: TP3, $f_{ctm} = 4,8 \text{ MN/m}^2$, Laststufe 1.400 kN, Vergleich Versuch/FEM, Rissbild und Bügelspannung

Für eine weitere Veranschaulichung des Tragverhaltens werden die Hauptspannungstrajektorien dargestellt (Bild 50 bis Bild 53). Die Hauptdruck-

spannungen sind gemeinsam mit den beobachteten Rissen überlagert dargestellt. So kann man leicht erkennen, dass die Richtung der Hauptdruck-

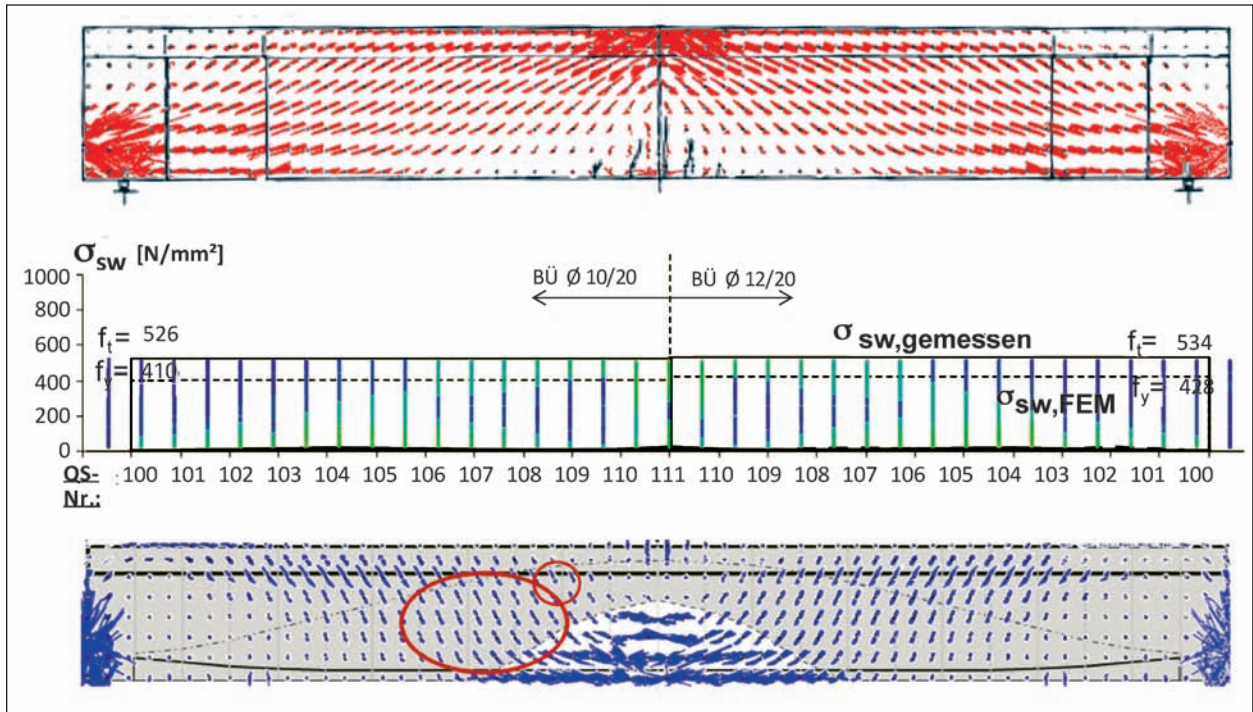


Bild 50: TP3 $f_{ctm} = 4,8 \text{ MN/m}^2$, $F = 1.000 \text{ kN}$, Hauptdruckspannungen/Rissbild (oben) und Hauptzugspannungen/Druckbogen (unten) sowie Bügelspannungen (Mitte)

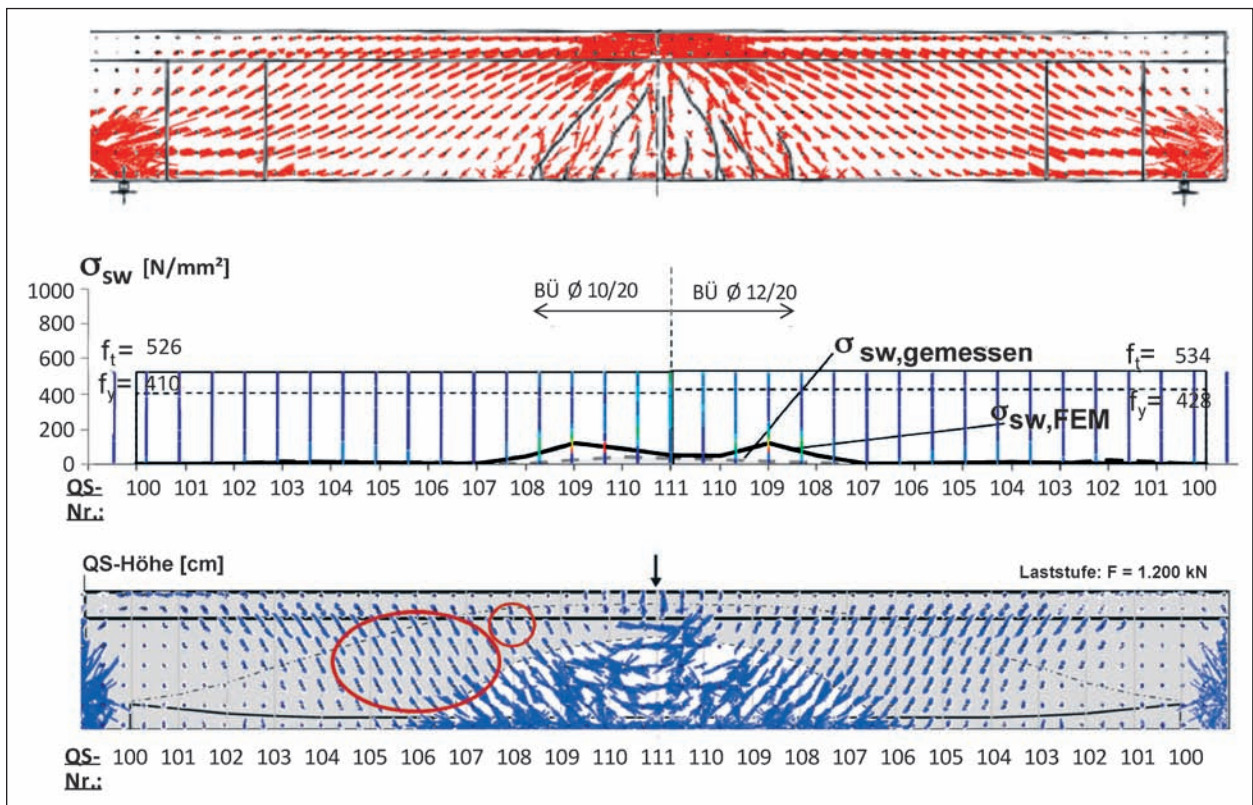


Bild 51: TP3 $f_{ctm} = 4,8 \text{ MN/m}^2$, Laststufe 1.200 kN , Hauptdruckspannungen/Rissbild (oben) und Hauptzugspannungen/Druckbogen (unten) sowie Bügelspannungen (Mitte)

spannungen mit der Richtung der Rissverläufe sehr gut übereinstimmt. In der Darstellung der Hauptzugspannungen ist der Druckbogen aus der Be-

rechnung der Dehnungsebenen nach ZSt II mit aufgeführt. Zudem sind die zugehörigen Bügelspannungen mit ausgegeben. An den Stellen, wo die

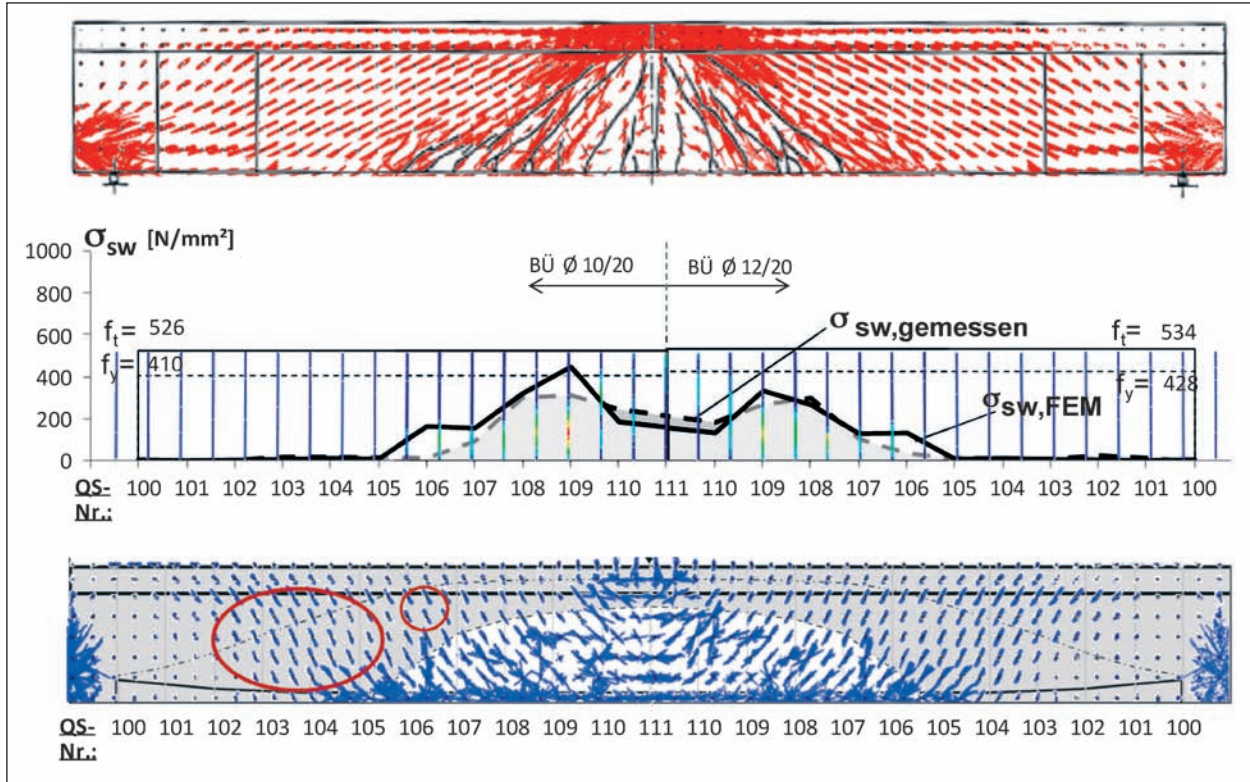


Bild 52: TP3 $f_{ctm} = 4,8 \text{ MN/m}^2$, $F = 1.400 \text{ kN}$, Hauptdruckspannungen/Rissbild (oben) und Hauptzugspannungen/Druckbogen (unten) sowie Bügelspannungen (Mitte)

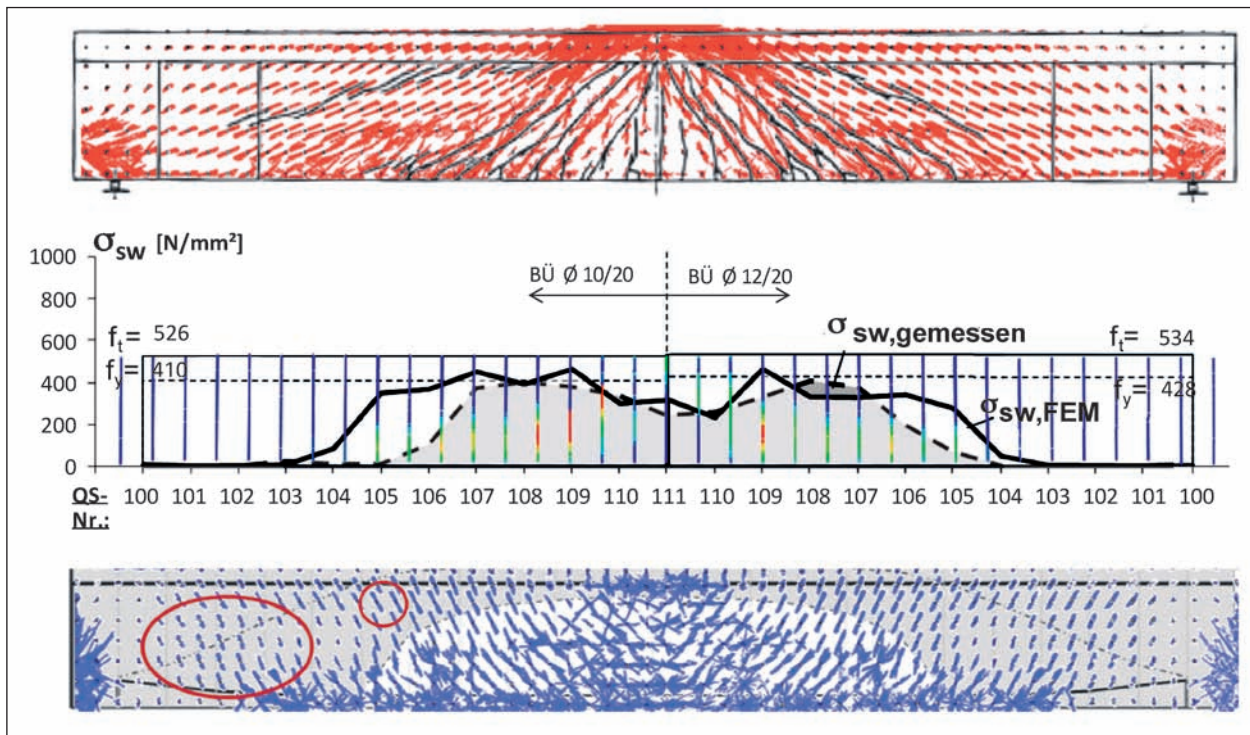


Bild 53: TP3 $f_{ctm} = 4,8 \text{ MN/m}^2$, $F = 1.600 \text{ kN}$, Hauptdruckspannungen/Rissbild (oben) und Hauptzugspannungen/Druckbogen (unten) sowie Bügelspannungen (Mitte)

Bügel zum Fließen kommen, nehmen die Hauptzugspannungen hohe Werte an (z. B. Bild 53, Schnitt 106-109). Die Abhängigkeit des Druckbogens vom Beanspruchungsniveau spiegelt sich auch im Verlauf der Hauptzugspannungen wider. Auffallend sind die hohen und steil gerichteten Hauptzugspannungen an den Umlenkberreichen des Druckbogens. Die großen Hauptzugspannungen, die unmittelbar mit der Umlenkung im Zusammenhang stehen, sind eingekreist.

Die Darstellungen in den Bildern 50 bis 53 enthalten Hauptspannungen, Rissbilder, Bügelspannungen sowie den über die Dehnungsebenen nach ZSt II ermittelten Verlauf des Druckbogens bei TP3.

Man erkennt, wie mit zunehmender Beanspruchung der Bereich mit den großen Hauptzugspannungen zu den Auflagern hin wandert, in etwa dort, wo die Umlenkung des Druckbogens stattfindet. Offensichtlich sind die Hauptzugspannungen zur Umlenkung des Druckbogens erforderlich. Damit wird ein zusätzliches Nachweiskriterium für die Begrenzung der Hauptzugspannungen im Beton benötigt.

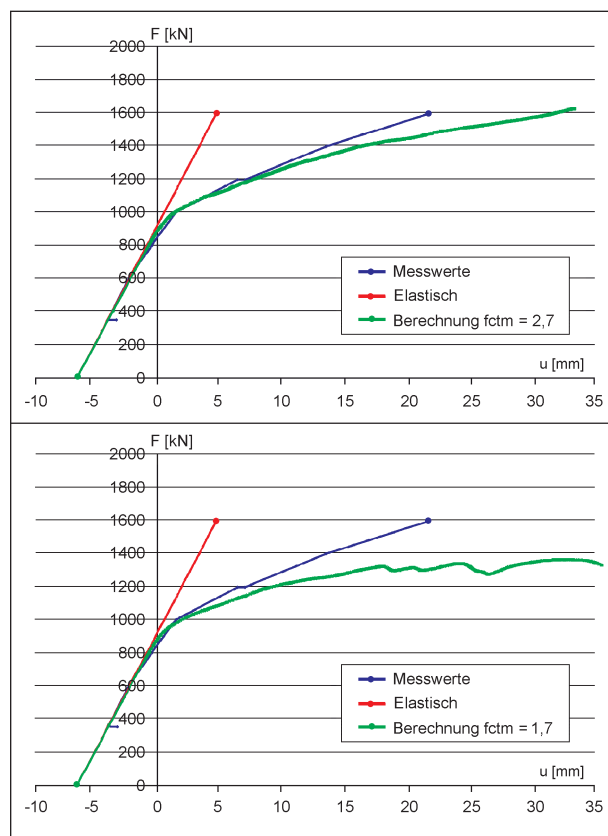


Bild 54: TG1, Vergleich der Lastverformungskurven aus Versuch und FEM-Berechnung bei verminderten Betonzugfestigkeiten

Zur Studie des Einflusses der Betonzugfestigkeit werden weitere numerische Berechnungen mit verminderten Zugfestigkeiten des Betons durchgeführt.

Bild 54 zeigt den Vergleich der Lastverformungskurven aus dem Versuch TG1 mit der FEM-Berechnung auf der Grundlage vermindelter Betonzugfestigkeiten.

Die berechneten Lastverformungskurven weichen mit zunehmender Minderung der Betonzugfestigkeit von der gemessenen immer mehr ab (vgl. Bild 38). Die Traglast ($F = 1.800 \text{ kN}$) wird rechnerisch nicht mehr erreicht. Die Nachrechnung der Träger TG2 und TP3 ergab die gleichen Abhängigkeiten (s. Bild 55 und Bild 56).

Der Einfluss der verminderten Betonzugfestigkeit auf den Verlauf des Betondruckbogens und auf die Beanspruchung der Querkraftbewehrung wird im Folgenden an Versuchsträger TG1 und TP3 diskutiert.

Die Darstellungen in Bild 57 bis Bild 59 enthalten den Vergleich der Rissbilder sowie Bügelspannungen

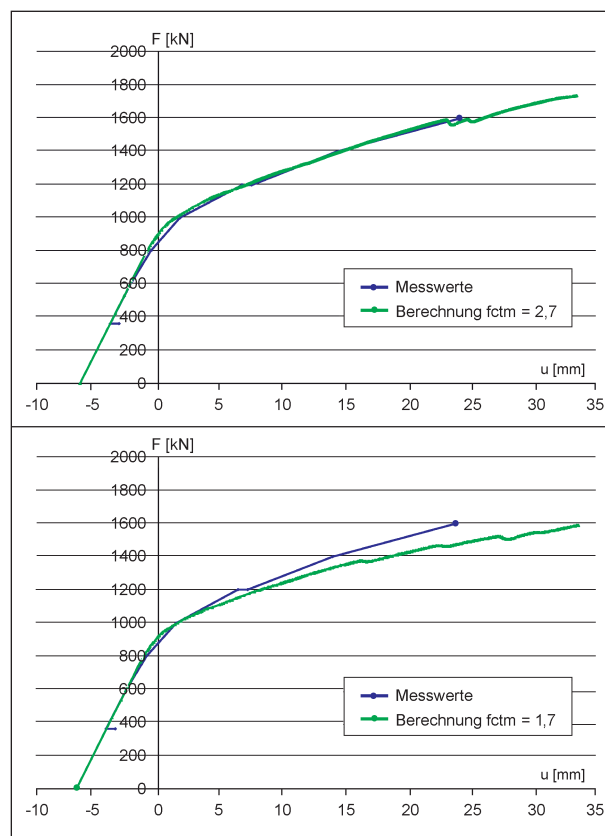


Bild 55: TG2, Vergleich der Lastverformungskurven aus Versuch und FEM-Berechnung bei verminderten Betonzugfestigkeiten

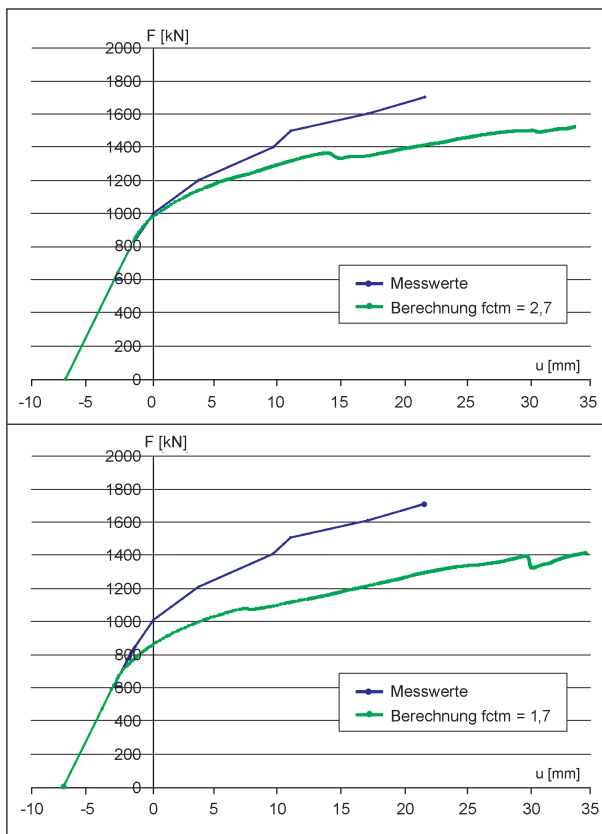


Bild 56: TP3, Vergleich der Lastverformungskurven aus Versuch und FEM-Berechnung bei verminderten Betonzugfestigkeiten

gen mit der FEM-Berechnung mit verminderten Betonzugfestigkeiten für TG1.

Aus Bild 57 bis Bild 59 geht hervor, dass die Anteile der Tragmechanismen Druckbogen und Fachwerk am Querkrafttragwiderstand auch von der Betonzugfestigkeit abhängen. Aus Bild 59 wird deutlich, dass bei der kleinsten in die Berechnung eingesetzten Betonzugfestigkeit sich die Schubrisse im Steg bis hin zu den Auflagern ausbreiten.

Damit springen rechnerisch die Bügelspannungen über die gesamte Länge des Trägers an. Der ganze Bereich kann damit dem Tragmechanismus des Fachwerks zugerechnet werden. Eine Druckbogenwirkung kann hier ausgeschlossen werden, da die Bügelspannungen in keinem Bereich abnehmen. Dagegen wirkt sich die Abminderung der Betonzugfestigkeit von $f_{ctm} = 3,8 \text{ MN/m}^2$ auf $f_{ctm} = 2,7 \text{ MN/m}^2$, d. h. auf ca. 70 %, bei der Laststufe $F = 1.400 \text{ kN}$ fast nicht aus. Erst eine deutliche Reduzierung der rechnerisch für die Versuchsbalken festgestellten Zugfestigkeit auf ca. 45 % der tatsächlichen Zugfestigkeit des Betons bringt eine wesentliche Änderung im Tragverhalten.

Bei TP3 zeigen die Bilder 60 bis 62 dieselben Zusammenhänge. Die Verminderung der rechnerischen Betonzugfestigkeit um mehr als 40 % des tatsächlichen Wertes ($f_{ctm} = 4,8 \text{ MN/m}^2$) bringt wesentliche Änderungen im Tragverhalten. Zu erkennen ist dies an den anspringenden Bügelspannungen in den Ergebnissen der Berechnungen mit kleineren Betonzugfestigkeiten ($f_{ctm} = 2,7 \text{ MN/m}^2$, $f_{ctm} = 1,7 \text{ MN/m}^2$) in Bereichen, wo die gemessenen Bügelspannungen annähernd null sind. Damit nimmt der Einfluss des Druckbogens an der Querkrafttragwirkung mit abnehmender Betonzugfestigkeit ab, da der Druckbogen nicht mehr umgelenkt werden kann.

Benötigt wird daher ein zusätzliches Nachweiskriterium für die Begrenzung der Hauptzugspannungen im Beton!

In den Bildern 63 bis 65 ist der Druckbogen, der auf der Grundlage der Dehnungsebenen im ZSt II ermittelt wurde, den numerisch berechneten Normal- und Schubspannungen bei der Laststufe $F = 1.000 \text{ kN}$ gegenübergestellt. Der Verlauf des Druckbogens, wie er sich aus der Dehnungsebenen-Betrachtung im ZSt II ergibt, liegt bei allen Versuchsträgern in etwa im Schwerpunkt des Spannungskörpers der numerisch ermittelten Normalspannungen. Die Abminderung der Betonzugfestigkeit von $4,8 \text{ MN/m}^2$ auf $1,7 \text{ MN/m}^2$ um ca. 65 % führt bei TP3 zur Auflösung des Druckbogens, was der unregelmäßige Verlauf der Normal- und Schubspannungen (Bild 65, TP3) eindeutig erkennen lässt. Die Spannungen an den rechnerisch gerissenen Stellen nehmen schlagartig ab. Die zur Umlenkung des Druckbogens erforderlichen Hauptzugspannungen können damit nicht aufgebaut werden. Oder anders ausgedrückt: Wird der Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit von den Hauptzugspannungen überschritten, ist die Umlenkung des Druckbogens nicht möglich.

Aus der nichtlinearen numerischen Simulation kann ein besserer Einblick in die Spannungszustände und inneren Kräfteverhältnisse erhalten werden. Dabei hat sich die Betonzugfestigkeit als weiterer Parameter für den Verlauf des Druckbogens im Beton erwiesen. Hieraus ergibt sich die Notwendigkeit für eine Begrenzung der Hauptzugspannungen.

Insgesamt ergeben sich aus den Simulationsberechnungen zusätzliche Erkenntnisse und ein besseres Verständnis für das wirkliche Tragverhalten.

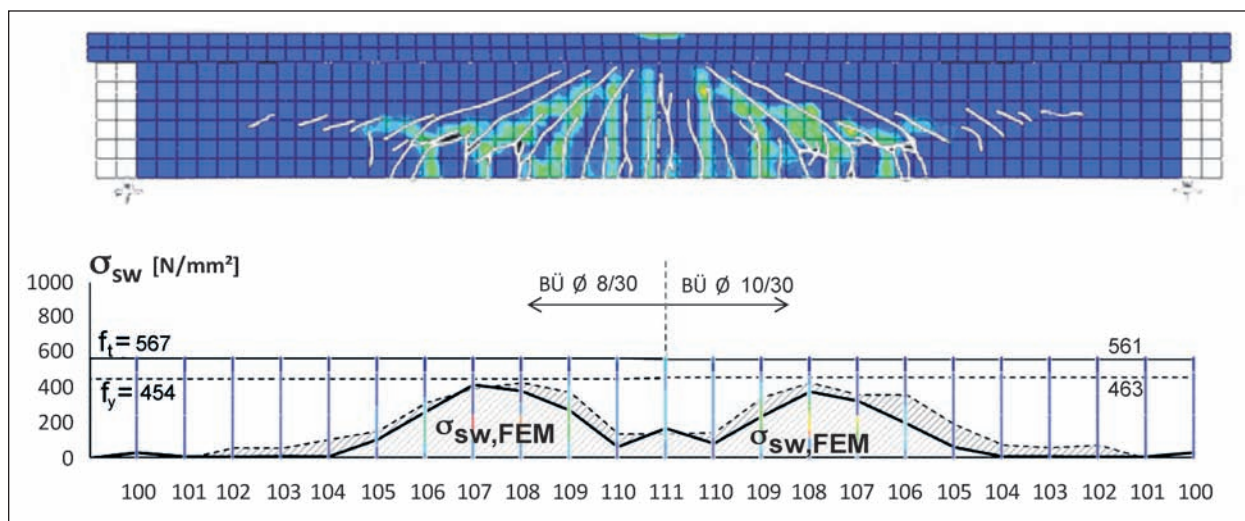


Bild 57: TG1, $f_{ctm} = 3,8$ MN/m², Laststufe 1.400 kN

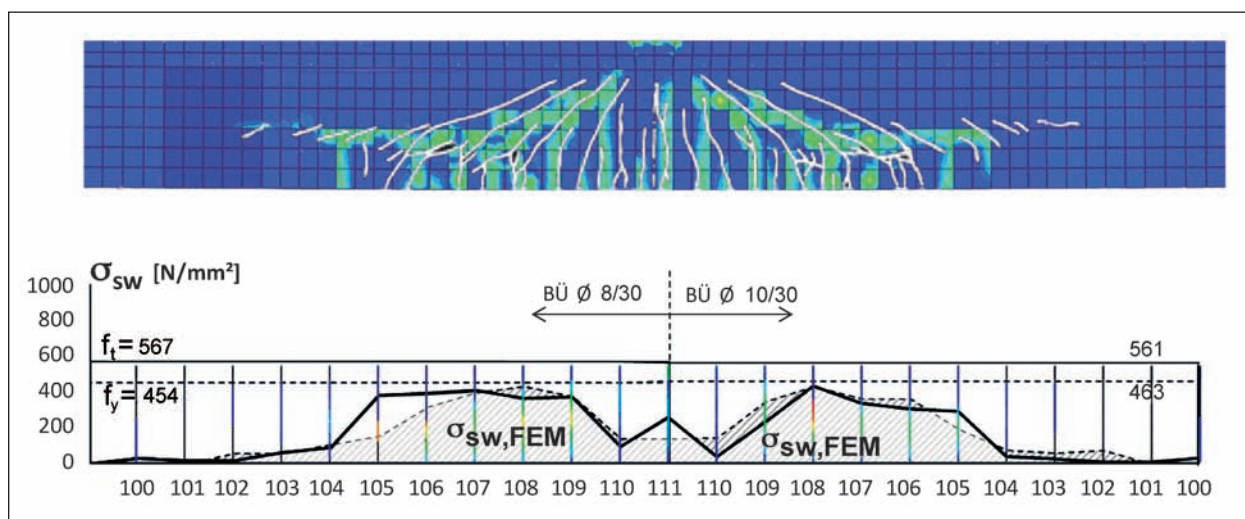


Bild 58: TG1, $f_{ctm} = 2,7$ MN/m², Laststufe 1.400 kN

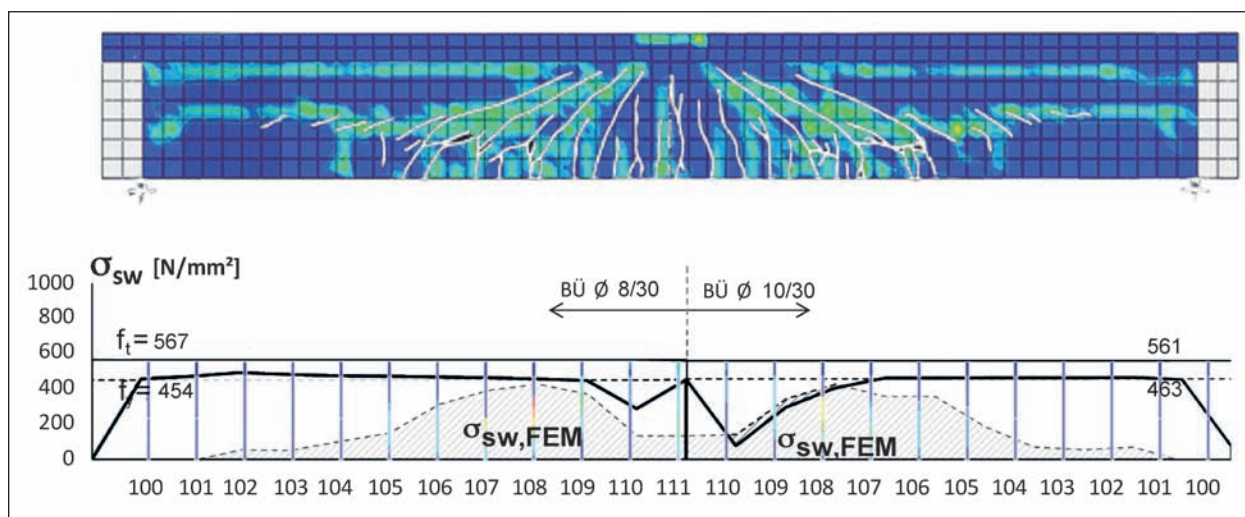


Bild 59: TG1, $f_{ctm} = 1,7$ MN/m², Laststufe 1400 kN

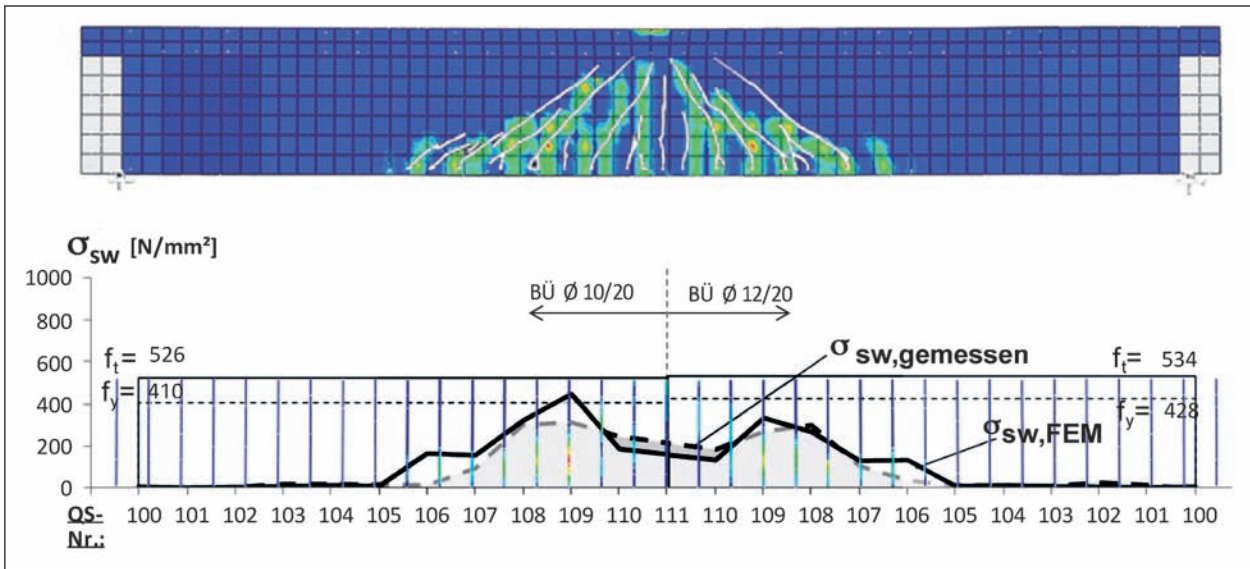


Bild 60: TP3, $f_{ctm} = 4,8$ MN/m², Laststufe 1.400 kN

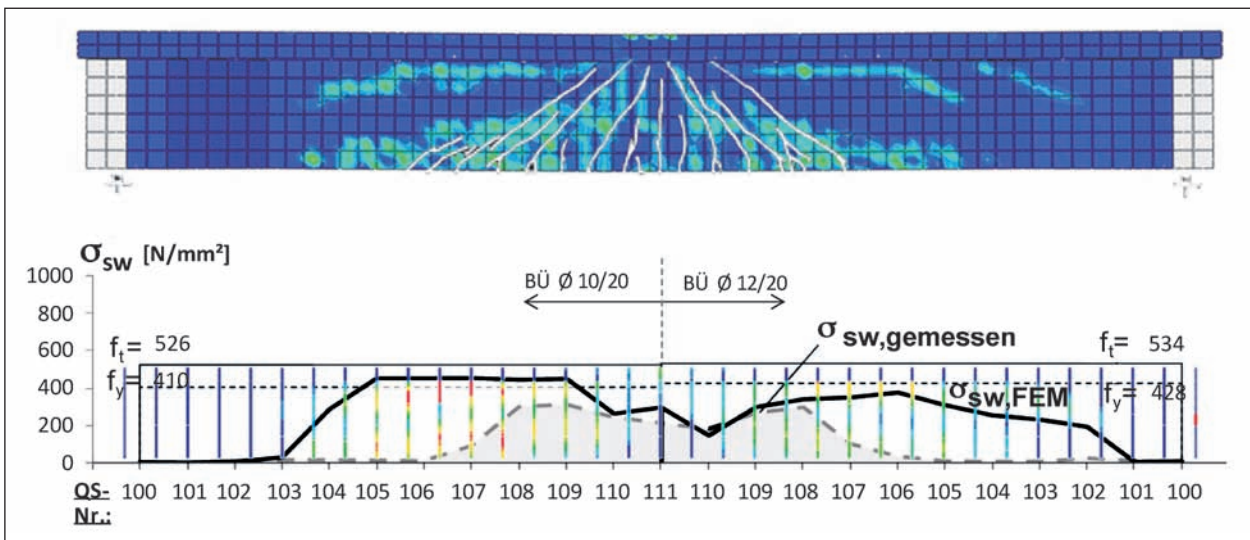


Bild 61: TP3, $f_{ctm} = 2,7$ MN/m², Laststufe 1.400 kN

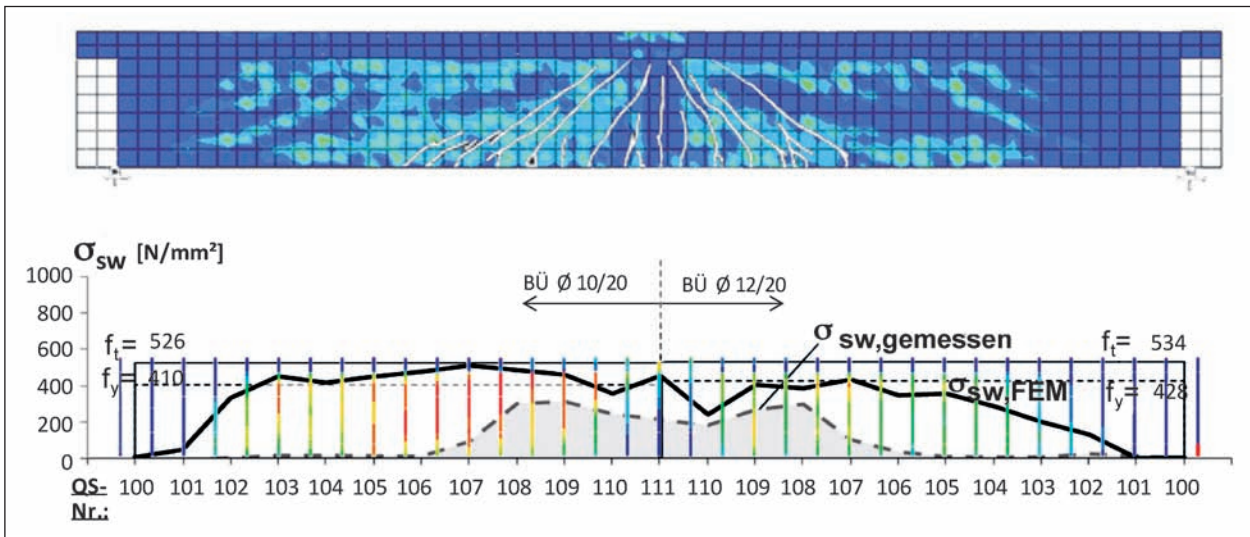


Bild 62: TP3, $f_{ctm} = 1,7$ MN/m², Laststufe 1.400 kN

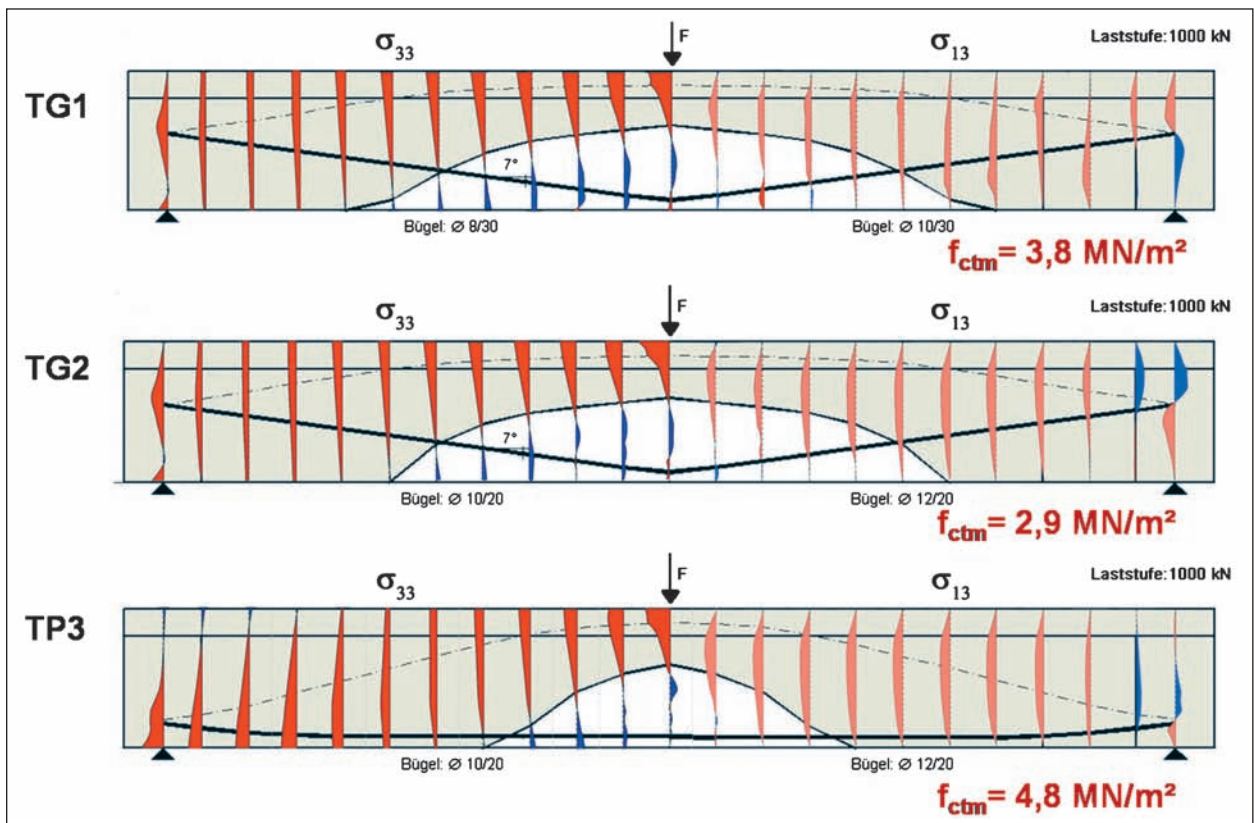


Bild 63: Gegenüberstellung Druckbogenverlauf nach Dehnungsebenen im ZSt II, Normalspannungen σ_{33} und Schubspannungen σ_{13} nach FEM-Berechnung mit den am Bauteil gemessenen Zugfestigkeiten, Laststufe 1.000 kN

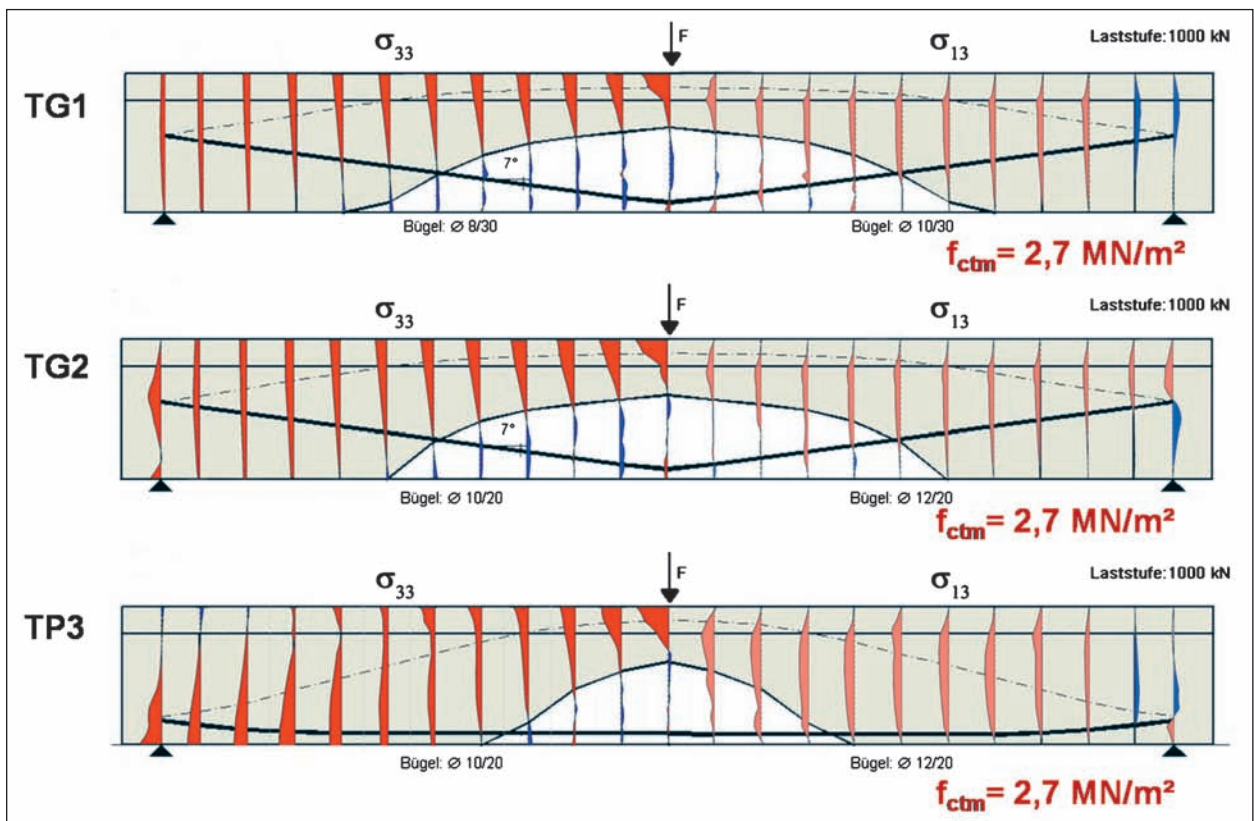


Bild 64: Gegenüberstellung Druckbogenverlauf nach Dehnungsebenen im ZSt II, Normalspannungen σ_{33} und Schubspannungen σ_{13} nach FEM-Berechnung mit $f_{ctm} = 2,7 \text{ MN/m}^2$, Laststufe 1.000 kN

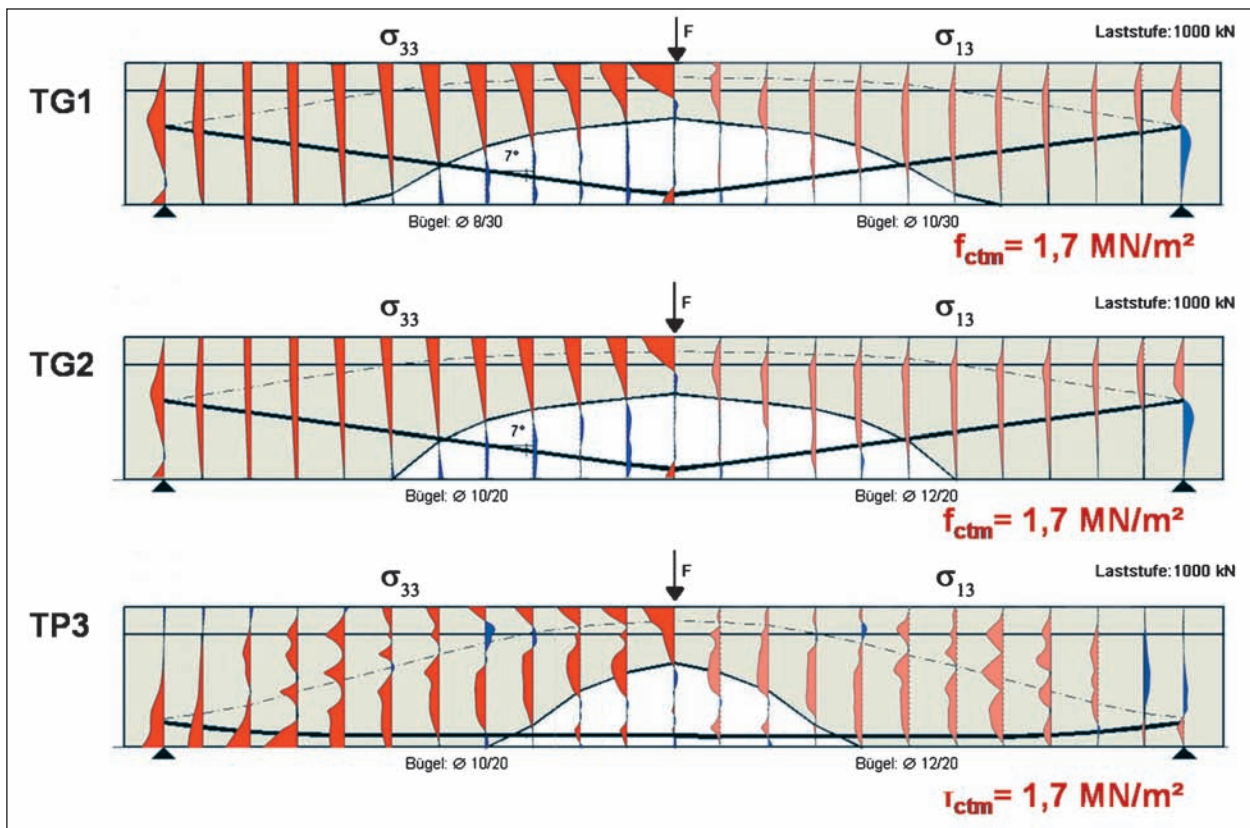


Bild 65: Gegenüberstellung Druckbogenverlauf nach Dehnungsebenen im ZSt II, Normalspannungen σ_{33} und Schubspannungen σ_{13} nach FEM-Berechnung mit $f_{ctm} = 1,7 \text{ MN/m}^2$, Laststufe 1.000 kN

4.2.6 Zusammenfassung, Schlussfolgerungen

Zur Beurteilung des Einflusses der Vertikalkomponente aus der geneigten Biegedruckkraft auf die Größe der erforderlichen Querkraftbewehrung wurden gegenüber dem vorangegangenen FE-Vorhaben der BAST [4.2] weitergehende Auswertungen sowie Versuchsnachrechnungen mittels numerischer Simulation an den Spannbetontträgern, die 1972 an der Universität Stuttgart experimentell untersucht wurden, vorgenommen.

Schließlich wurde das Konzept einer Überlagerung der beiden Tragmechanismen Fachwerk und Druckbogen für die Querkraftbeanspruchung zusätzlich überprüft. Danach stellen sich drei Bereiche ein.

Der über die Dehnungsebenen nach ZSt II ermittelte Betondruckbogen trägt in überdrückten Bereichen ganz erheblich zur Querkrafttragfähigkeit bei. In diesem Bereich kann in jedem Fall die Vertikalkomponente der Druckkraftresultierenden von der Querkraftbeanspruchung V_{Ed} abgezogen werden.

Der Bereich, der sich auf der Grundlage der Dehnungsebenen im ZSt II befindet, wird maßgeblich

von dem Tragmechanismus des Fachwerks dominiert. Im Übergang vom Zustand I in ZSt II stellt sich ein Überlappungsbereich ein. In diesem Bereich kann mit der empirischen Formel der Rissreibung der Tragmechanismus des Druckbogens kompensiert werden.

Im übrigen Feldbereich liefert das Tragmodell „Fachwerk mit Rissreibung“ mit Berücksichtigung der Vertikalkomponente eines evtl. geneigten Spanngliedes sehr gute Übereinstimmungen mit den Versuchswerten.

Je kleiner die Laststufe, desto ausgeprägter ist die Wirkung des Druckbogens. Der Verlauf und damit der Traganteil des Druckbogens sind abhängig von der Höhe der Beanspruchung.

Aus der nichtlinearen numerischen Simulation hat sich die Betonzugfestigkeit als weiterer Parameter für den Verlauf des Druckbogens im Beton erwiesen. Hieraus ergibt sich die Notwendigkeit für eine Begrenzung der Hauptzugspannungen. Damit wird beim Ansatz des Druckbogens als weiteren Betontraganteil bei Querkrafttragfähigkeit ein zusätzliches Nachweiskriterium für die Begrenzung der Hauptzugspannungen im Beton benötigt.

5 Einfluss aus ggf. nicht vorhandener Mindestbewehrung auf das Sicherheitsniveau

5.1 Einleitung

In [5.1] wurden numerische Untersuchungen zum Abbau der Zwangsschnittgrößen bei Brückenbauwerken aus Temperatur und Stützensenkung infolge des Steifigkeitsabfalls durch Rissbildung im Beton sowie das plastische Verformungsvermögen des Stahls durchgeführt. Diese zeigten, dass die Regelungen des DIN-FB 102 hinsichtlich einer Abminderung von Zwangsschnittgrößen als konservativ einzustufen sind. Für die Ermittlung der Zwangsschnittgrößen im GZT sieht der DIN-FB 102 für die Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls beim Übergang in den Zustand II (ZSt II) eine Abminderung der Steifigkeiten auf die 0,6fachen Werte der Steifigkeiten im Zustand I (ZSt I) vor. Erfolgt ein genauere Nachweis, sind mindestens die 0,4fachen Werte der Steifigkeiten im ZSt I anzusetzen [5.2].

Bei der seinerzeitigen Bemessung der bestehenden Brückenbauwerke wurde bis 1979 der Lastfall Temperatur nicht berücksichtigt. Um Verstärkungsmaßnahmen bei bestehenden Brückenbauwerken zu minimieren, sollte bei der Nachrechnung das Tragverhalten möglichst realitätsnah erfasst werden. Vereinfachende Annahmen, die z. B. das gutmütige Verhalten von Betonbrücken bei Zwangbeanspruchung unterschätzen, können unnötige Verstärkungsmaßnahmen zur Folge haben. Deshalb wurde der in [5.1] auf Grundlage der Ergebnisse von numerischen Simulationsrechnungen abgeleitete Ansatz für den Abbau der Zwangsschnittgrößen für Stahlbeton- und Spannbetonbrücken (Bild 66) in die Nachrechnungsrichtlinie [5.3] aufgenommen.

Die Grundlage der Untersuchungen in [5.1] stellen Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, die nach DIN-FB 102 bemessen und ausgeführt wurden, dar. Im Gegensatz zu diesen Bauwerken enthalten ältere Brücken nur einen Bruchteil der nach DIN-FB 102 erforderlichen Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung. Es stellt sich daher die Frage, inwieweit der Ansatz nach ARNOLD auch für Brücken angewendet werden kann, die keine ausreichende Mindestbewehrung nach heutiger Norm enthalten.

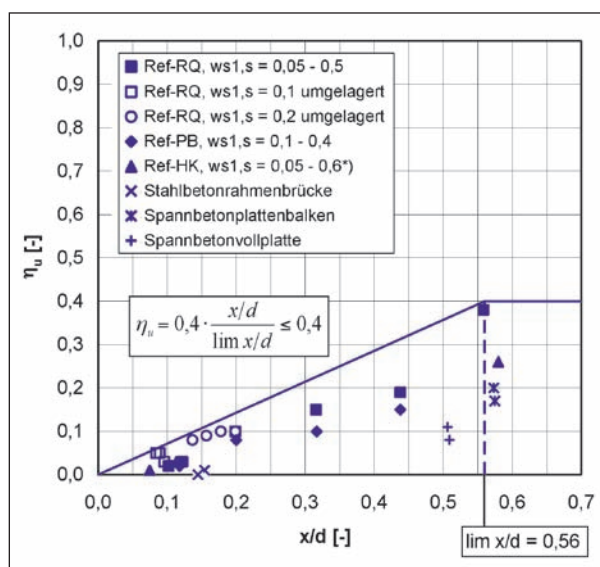


Bild 66: Bezogener Zwangabbaubau über x/d bis zum Erreichen der Systemtraglast [5.4]

5.2 Einfluss aus der Längsbewehrung

5.2.1 Allgemeines

Zur Abschätzung der Auswirkungen aus fehlender Mindestbewehrung in Längsrichtung werden am Beispiel der Lützelbachtalbrücke Vergleichsrechnungen mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden bei gleich bleibender Vorspannung durchgeführt. Den Berechnungen wird als untere Grenze die tatsächlich eingebaute Betonstahlbewehrung zugrunde gelegt. Als obere Grenze wird die nach DIN-FB 102 erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten berücksichtigt. Dabei sollen die Auswirkungen der Betonstahlbewehrung auf das Tragverhalten und den Abbau der Zwangsschnittgrößen infolge Temperatureinwirkungen aufgezeigt werden.

5.2.2 Bauwerk – Lützelbachtalbrücke

Tragsystem

Die Lützelbachtalbrücke wurde 1967 als Spannbetonbrücke mit 2 getrennten Überbauten und einer Gesamtlänge von 260 m errichtet. Der Querschnitt ist als einzelliger Hohlkasten jeweils mit Querträgern über den Auflagerachsen sowie in den Feldmittenbereichen ausgebildet. Die Überbauten wurden als Durchlaufträger über 5 Felder mit den Spannweiten von 43,5 – 57,8 – 57,8 – 57,8 – 43,5 m ausgeführt (Bild 67, Bild 68). Die Herstellung eines Überbaus erfolgte in 5 Bauabschnitten auf einer Vorschubrüstung.

Die Überbauten sind sowohl in Längs- als auch in Querrichtung nach DIN 4227 beschränkt vorgespannt. In Längsrichtung (Bild 69) wurden in allen Stützbereichen und in den Feldbereichen der Felder 2 bis 4 jeweils Zulagespannglieder angeordnet. Alle durchlaufenden Spannglieder sind in den Arbeitsfugen gekoppelt.

Baustoffe

Die Überbauten wurden gemäß der Bestandsstatik und den Ausführungsplänen in einem Beton der

Festigkeitsklasse B 450 entsprechend DIN 4227, Ausgabe Oktober 1953 hergestellt. Dieser entspricht einem Beton C 30/37 nach heutiger Norm. In einer kürzlich durchgeführten betontechnologische Untersuchung zur Ermittlung der tatsächlichen Bauwerksbetonfestigkeiten [5.5] anhand von entnommenen Bohrkernproben konnte diese Festigkeit bestätigt werden. Die ermittelten Festigkeitsklassen schwankten jedoch zwischen C 30/37 und C 50/60. Bei den nachfolgenden Betrachtungen wird einheitlich die Betonfestigkeitsklasse C 30/37 zugrunde gelegt.

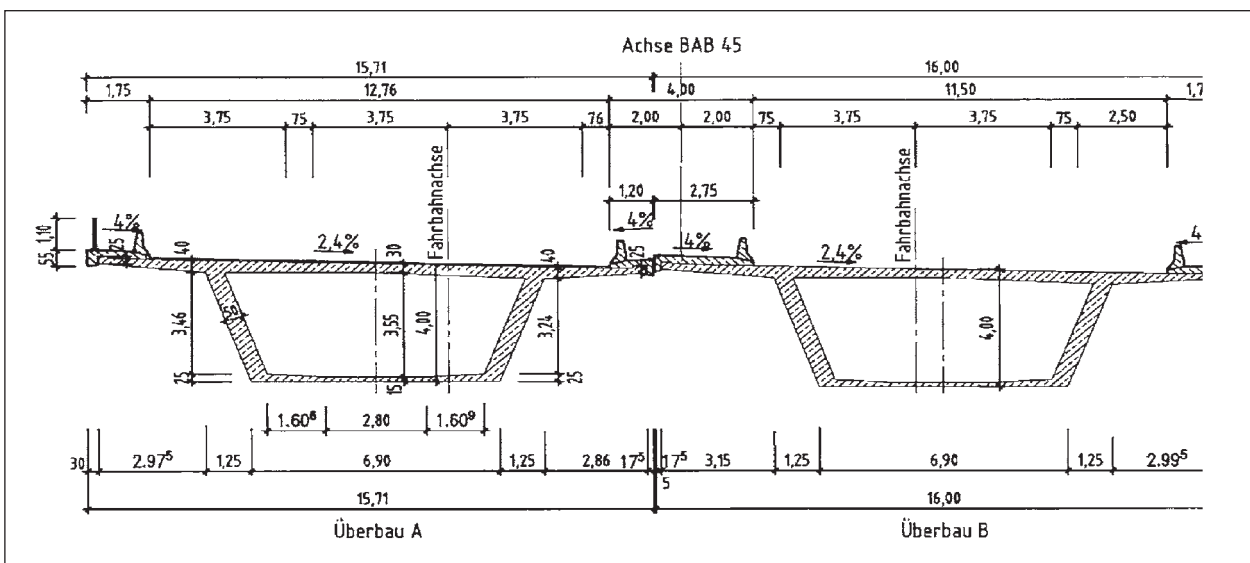


Bild 67: Regelquerschnitt der Lützelbachtalbrücke

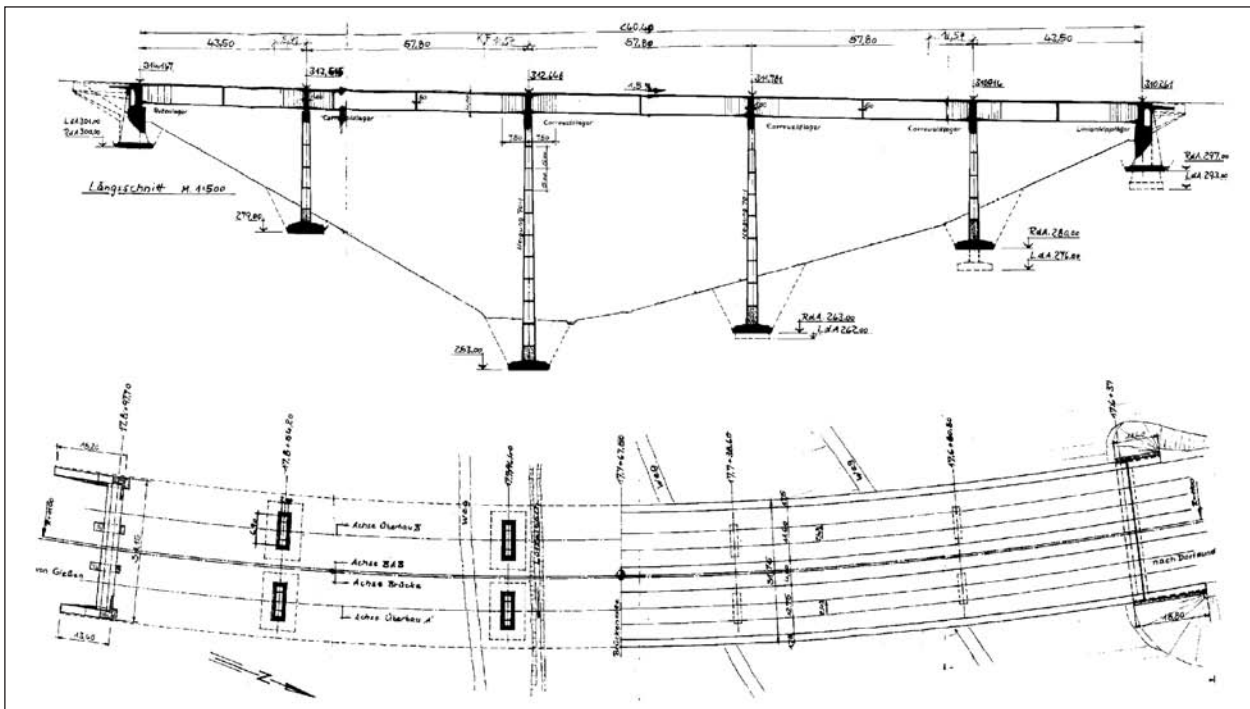


Bild 68: Ansicht und Grundriss der Lützelbachtalbrücke

Die Vorspannung erfolgte mit dem Spanverfahren Leoba AK. Hierbei wurde ein Spannstahl mit der Festigkeitsklasse St 125/140 (St 1226/1373) verwendet. Die Anordnung der Spannglieder ist in Bild 69 dargestellt.

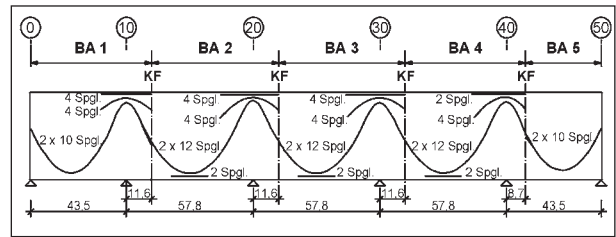


Bild 69: Längsvorspannung, Lützelbachtalbrücke

Als statisch erforderliche Bewehrung wurde der Rippentorsteel der Gruppe III b mit einer Streck-

Bewehrungsbereich I				
Bauteil	vorh. a_s	vorh. a_s [cm ² /m]	min. a_s [cm ² /m]	min. a_s /vorh. a_s
Stege	2* Ø12/25	9,04	15,9	1,76
Bodenplatte ($h_f=15$ cm)	2* Ø12/20	11,3	12,46	1,10
Bodenplatte ($h_f=25$ cm)	2* Ø12/16	14,12	20,1	1,42
Bewehrungsbereich II				
Bodenplatte ($h_f=15$ cm)	2* Ø10/25	6,28	12,46	1,98
Bodenplatte ($h_f=25$ cm)	2* Ø10/20	8	20,1	2,51
Bewehrungsbereich III				
Bodenplatte ($h_f=15$ cm)	Ø12/20+Ø16/22	14,8	12,46	0,84
Bodenplatte ($h_f=25$ cm)	Ø16/20	20,1	20,1	1,00

Bewehrungsbereiche (Bodenplatte)

vorh. a_s : eingebaute Bewehrung
min. a_s : Mindestbewehrung für M_{cr}

Tab. 11: Vorhandene und nach DIN-FB-102 erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten – Feldbereiche (Koppelfugen ausgenommen)

Bewehrungsbereich I				
Bauteil	vorh. a_s	vorh. a_s [cm ² /m]	min. a_s [cm ² /m]	min. a_s /vorh. a_s
Fahrbahnplatte	Ø10/25+Ø10/15	8,4	24,64	2,93
	Ø10/25+Ø10/18	7,53		3,27
	Ø10/25+Ø10/22	6,73		3,66
Kragarme ($h_f=40$ cm)	Ø10/33+Ø10/25	5,5	26,6	4,84
Kragarme ($h_f=25$ cm)	Ø10/33+Ø10/25	5,5	20	3,64
Stege	2* Ø12/25	9,04	14,9 (d=75 cm)	1,64
			12,3 (d=50 cm)	1,36
Bewehrungsbereich II				
Fahrbahnplatte	Ø16/11(+Ø12/19)	18,2/ (24)	32,3	1,35
Kragarme ($h_f=40$ cm)	2* Ø14/20	15,4	28,2	1,83
Kragarme ($h_f=25$ cm)	2* Ø14/20	15,4	20,7	1,34
Stege	2* Ø16/10	40,22	23,8	0,59

Bewehrungsbereiche (Bodenplatte)

vorh. a_s : eingebaute Bewehrung
min. a_s : Mindestbewehrung für M_{cr}

Tab. 12: Vorhandene und nach DIN-FB-102 erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten – Stützbereiche (Koppelfugen ausgenommen)

grenze von 420 N/mm^2 eingesetzt. Die Brücke enthält insbesondere in der Fahrbahnplatte in den Stützbereichen nicht die nach DIN-FB 102 erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten. In Tabelle 11 und Tabelle 12 ist die nach DIN-FB 102 erforderliche Bewehrung der tatsächlich eingebauten Bewehrung gegenübergestellt.

Einwirkungen

Seinerzeit wurde die Brücke für die BKL 60 nach DIN 1072 [5.6] bemessen und für militärische Lasten nach STANAG 2021 eingestuft. Damit wurde bei der Bemessung der Temperaturlastfall $\Delta T_{M\perp}$ mit linearem Temperaturunterschied nicht berücksichtigt. Die nachfolgenden Untersuchungen erfolgen für das Lastmodell 1 nach DIN-FB 101 unter Berücksichtigung eines linearen Temperaturunterschieds.

Die Temperatureinwirkungen werden entsprechend DIN-FB 101, Kap. V, Abschnitt 6.3.1.4 wie folgt angesetzt:

$$\Delta T_{M,k} = 10 \text{ K} / -5 \text{ K} \text{ (Hohlkasten)}$$

Belagsdicke: 80 mm

$$\Delta T_{M,pos} = K_{sur,pos} \cdot \Delta T_{M,pos,50} = 0,82 \cdot 10 = 8,2 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M,neg} = K_{sur,neg} \cdot \Delta T_{M,neg,50} = 1,0 \cdot (-5) = -5 \text{ K}$$

Bei den folgenden Untersuchungen werden etwaige Schnittgrößenumlagerungen aus der feldweisen Herstellung infolge Kriechens des Betons für die Lastfälle Eigengewicht und Vorspannung nicht berücksichtigt. Eine vorangegangene Nachrechnung der Brücke hatte bereits eine starke Umlagerung dieser Schnittgrößen hin zum Eingussystem gezeigt. Alle Berechnungen erfolgen daher mit den am Eingussystem ermittelten Schnittgrößen.

5.2.3 Sicherheitskonzept

Die Berechnungen erfolgen auf der Grundlage des Sicherheitskonzeptes für das γ_R -Verfahren für nichtlineare Schnittgrößenermittlungen nach DIN-FB 102. Bei Anwendung des γ_R -Verfahrens werden die rechnerischen Mittelwerte der Baustofffestigkeiten zugrunde gelegt (Bild 70, Bild 71, Bild 72).

Bei der Untersuchung der Brücke werden die ständigen und veränderlichen Einwirkungen jeweils mit den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten bei konstant bleibenden Temperatureinwirkungen $\Delta T_{M,d}$

Beton C 30 / 37:

$$f_{cR} = 21,68 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{c0m} = 31.900 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MN/m}^2$$

$$\varepsilon_{c1} = -2,3\text{‰}$$

$$\varepsilon_{c1u} = -3,5\text{‰}$$

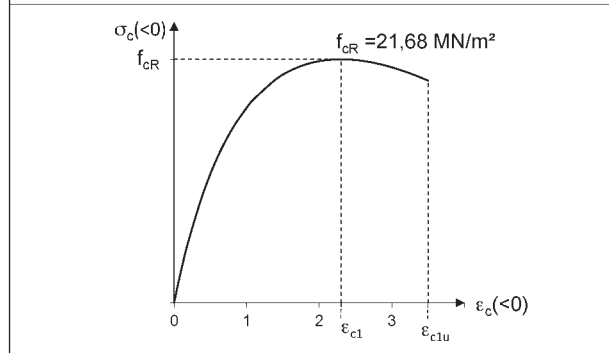


Bild 70: Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons C 30/37 (Rechnerische Mittelwerte der Baustofffestigkeiten) für nichtlineare Schnittgrößenermittlung

Betonstahl BSt III b:

$$f_{yR} = 1,1 \cdot 420 = 462 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{tR} = 1,08 \cdot 462 = 499 \text{ MN/m}^2$$

$$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{syR} = 2,31\text{‰}$$

$$\varepsilon_{su} = 25\text{‰}$$

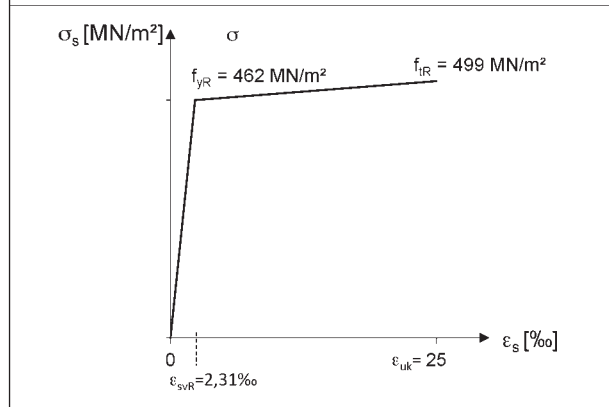


Bild 71: Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls (rechnerische Mittelwerte der Baustofffestigkeiten) ohne versteifende Mitwirkung des Betons

mit dem Faktor λ so lange gesteigert, bis die Systemtraglast erreicht ist.

$$R(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}; f_{p0,1R}; f_{pR})$$

$$= E \left\{ \lambda_u \cdot (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k) + \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot T_k \right\}$$

Das Versagen gilt i.Allg. rechnerisch als erreicht, wenn an irgendeiner Stelle des Tragsystems die Grenzdehnung des Stahls oder die Grenzstauchung des Betons erreicht ist:

Spannstahl: St 125/140 (St 1226 / 1373)

$$f_{p0,1R} = 1,1 \cdot 1226 = 1349 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{pR} = 1,1 \cdot 1373 = 1510 \text{ MN/m}^2$$

$$E_p = 200.000 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{p0,1R} = 6,75 \text{ ‰}$$

$$\Delta\varepsilon_{pR} = 25 \text{ ‰}$$

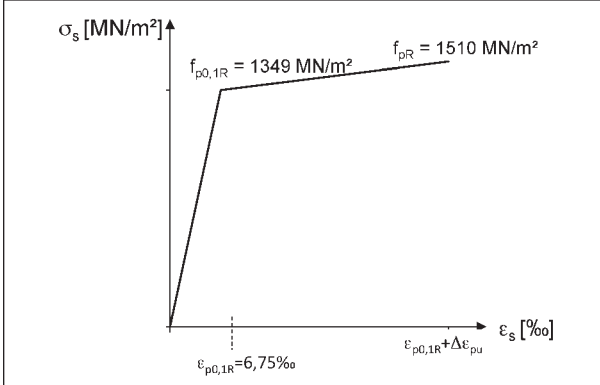


Bild 72: Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls (rechnerische Mittelwerte der Baustofffestigkeiten) ohne versteifende Mitwirkung des Betons

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{clu}$$

und/oder $\varepsilon_s = \varepsilon_{smu}$ bzw.

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{smu} \text{ (bei modifizierter Stahlkennlinie)}$$

Das normgemäße Sicherheitsniveau bei nichtlinearer Schnittgrößenermittlung ist erfüllt, wenn λ_u mindestens den Wert 1,3 erreicht:

$$\lambda_u \geq \gamma_R = 1,3$$

Da es bei den nachfolgenden Untersuchungen ausschließlich um den Einfluss aus der Unterschreitung der Mindestbewehrung aus Betonstahl geht, wurde vereinfachend $f_{p0,1k} = 1.226 \text{ MN/m}^2$ angesetzt, wobei dieser Wert streng genommen der 0,2%-Dehngrenze des Spannstahls entspricht.

5.2.4 Rechenmodell

Allgemeine Grundlagen

Es sollen die Auswirkungen fehlender Mindestbewehrung auf den Zwangabbau untersucht werden.

Der ersten Untersuchung wird die tatsächlich eingebaute Betonstahlbewehrung entsprechend den Ausführungsplänen zugrunde gelegt. Dabei wird für den Betonstahl der eingebaute Rippentorstahl BSt III b angesetzt. Um die Effekte des fehlenden Bewehrungsstahls aufzuzeigen, wird eine zweite Berechnung mit der nach DIN-FB 102 erforderlichen

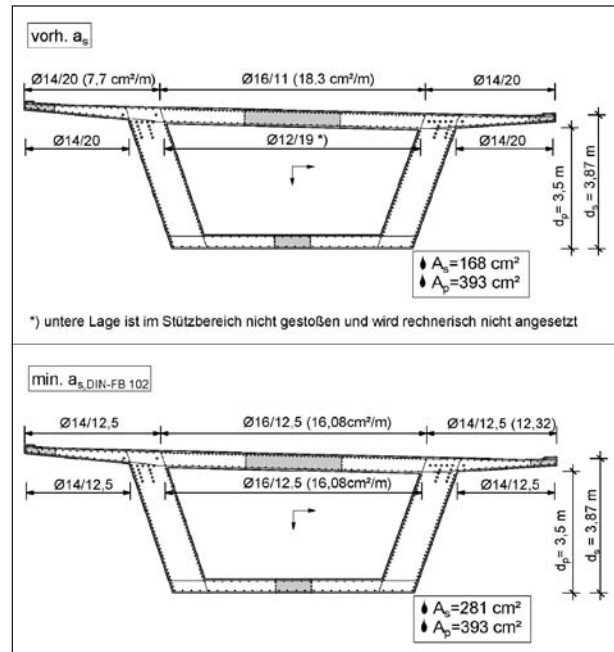


Bild 73: Bewehrung des Stützquerschnitts in Achse 10

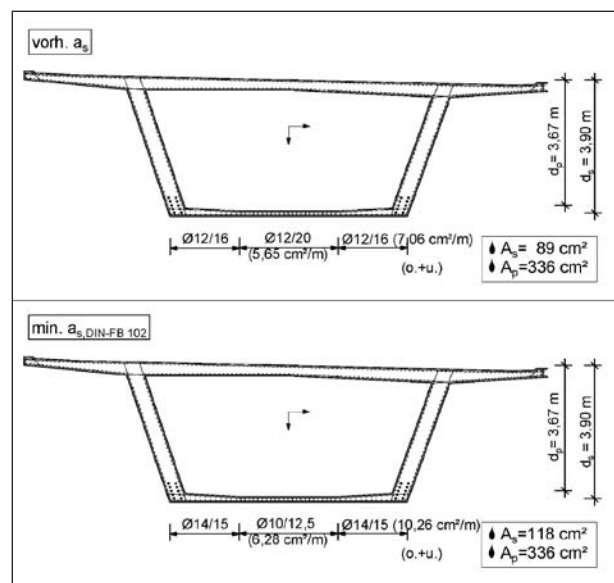


Bild 74: Bewehrung des Feldbereichs im Feld 1

Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung durchgeführt.

Ein Überblick über die Bewehrungsverhältnisse in den Stütz- und Feldbereichen verschaffen exemplarisch Bild 73 und Bild 74.

Modellierung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens

Die nichtlinearen Berechnungen werden mit dem Programmsystem SOFiStiK durchgeführt. Dieses ermöglicht eine realitätsnahe Simulation des Trag-

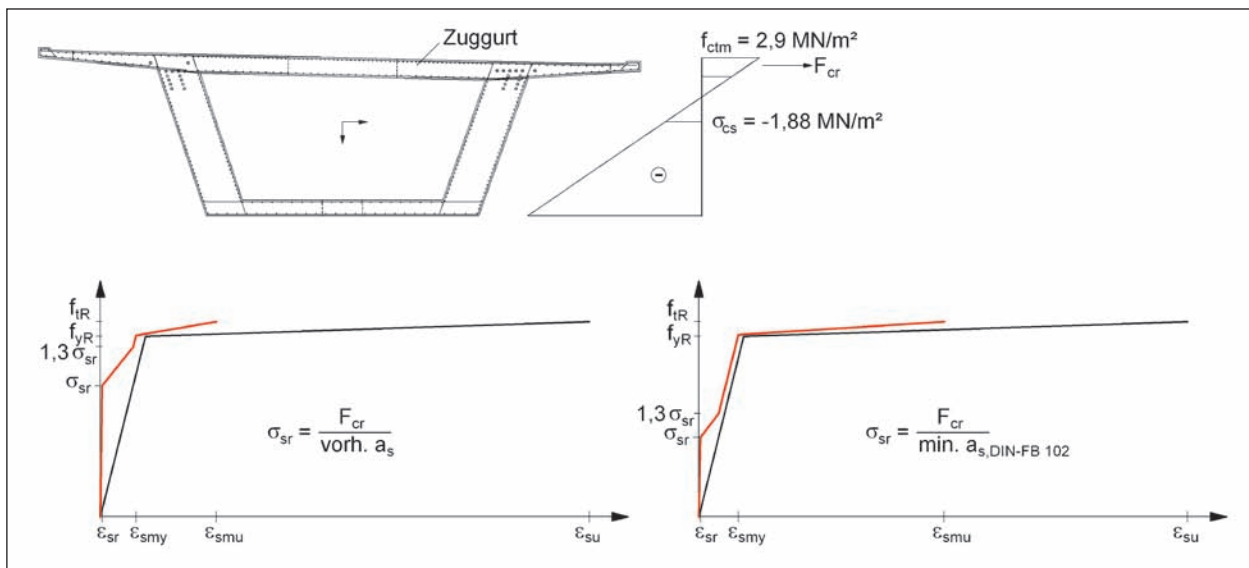


Bild 75: Rechenmodell für die Berücksichtigung der versteifenden Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen durch Modifizierung der σ - ϵ -Linien für den Betonstahl

verhaltens von Stahl- und Spannbetontragwerken unter Berücksichtigung von geometrischen und physikalischen Nichtlinearitäten.

Das nichtlineare Materialverhalten ist bei überwiegend auf Biegung beanspruchten Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen durch die Rissbildung beim Überschreiten der Betonzugfestigkeit gekennzeichnet. Unter entsprechend hohen Beanspruchungen der Querschnitte im GZT sind zusätzlich die nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Beton- bzw. Spannstahls im plastischen Bereich von großem Einfluss. Für eine realistische Ermittlung der Steifigkeiten müssen die genannten Einflüsse sowie die versteifende Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen im Rechenmodell berücksichtigt werden.

Grundlage für die Ermittlung der nichtlinearen Steifigkeiten in jedem Stababschnitt sind die Spannungs-Dehnungs-Linien der Baustoffe, die im Rechenprogramm über frei definierbare Polygonzüge beschrieben werden können.

Die Berücksichtigung der versteifenden Wirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen erfolgt durch die Modifikation der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Beton- und Spannstahls entsprechend Heft 525 des DAfStb [5.7]. Dabei wird der Hohlkastenquerschnitt vereinfachend auf einen 2 Punktquerschnitt mit einem Zug- und Druckgurt reduziert. Die unter Zug stehende Bodenplatte in den Feldern bzw. die Fahrbahnplatte in den Stützbereichen werden als nahezu zentrisch beanspruchte

Zugstäbe idealisiert. Die Berücksichtigung des Tension Stiffening wird auf die Bewehrung in den Gurtplatten beschränkt. In den Stegen wird dieser Effekt vereinfachend vernachlässigt.

Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen ist beim Spannstahl im elastischen Bereich von untergeordneter Bedeutung und wird daher hier vernachlässigt. Oberhalb der Streckgrenze wird die versteifende Wirkung im plastischen Bereich entsprechend Heft 525 DAfStb berücksichtigt. Die Berücksichtigung ist notwendig, um das plastische Verformungsvermögen nicht zu überschätzen.

Aus Bild 75 ist zu erkennen, dass die Grenzdehnung ϵ_{smu} im plastischen Stahldehnungsbereich in der modifizierten Stahlkennlinie bei Unterschreitung der Mindestbewehrung aufgrund der hohen Anrissspannung σ_{sr} deutlich abfällt.

5.2.5 Berechnung des Zwangabbaus in den Stütz- und Feldbereichen

Laststellungen

Es werden die in Bild 76 dargestellten maßgebenden Laststellungen für die maximalen Stütz- und Feldbeanspruchungen in Kombination mit der Zwangbeanspruchung aus einem linearen Temperaturunterschied untersucht. Bei den durchgeführten Traglastiterationen werden die Eigenlasten und die Verkehrslasten inkrementell mit dem Lastfaktor λ bis zum Versagen gesteigert, die Temperatureinwirkung wird dabei konstant gehalten.

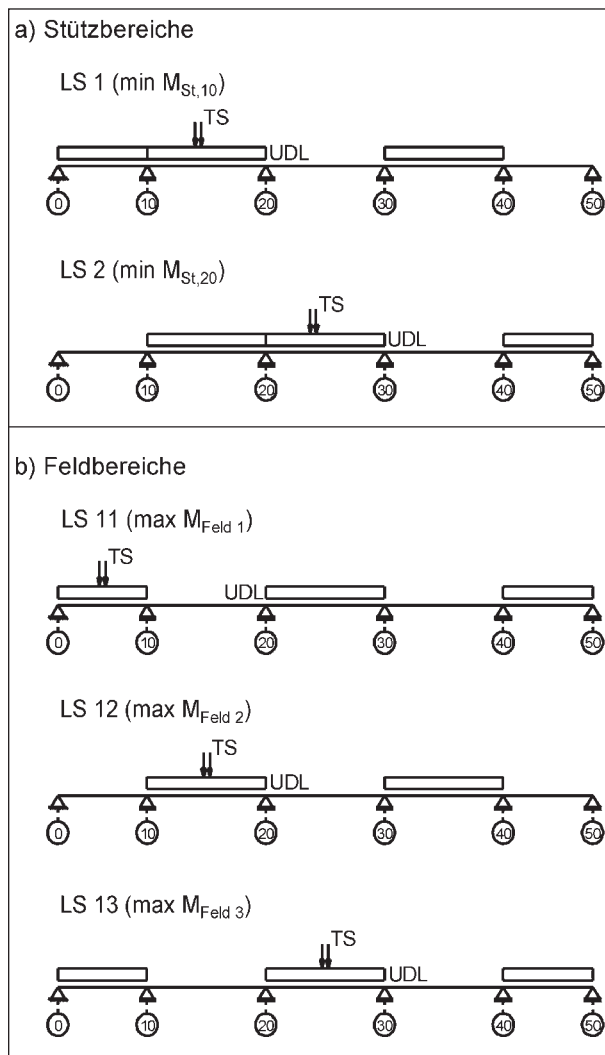


Bild 76: Maßgebende Laststellungen

Querschnittssteifigkeit – Momenten-Krümmungs-Beziehung

Einen ersten Eindruck über einen möglichen Zwangabbau verleihen die Momenten-Krümmungs-Beziehungen für ausgewählte Querschnitte (Bild 77). Die Steifigkeiten auf Querschnittsebene werden sowohl bei den Feld- als auch Stützquerschnitten bereits durch Rissbildung erheblich reduziert. Mit dem Erreichen der Streckgrenze des Spannstahls fallen die Steifigkeiten fast vollständig ab. Die Feldquerschnitte weisen ein ausgeprägtes Fließplateau auf, dieses deutet auf ein großes plastisches Verformungsvermögen hin. Die Stützquerschnitte sind etwas steifer und weisen ein weniger stark ausgeprägtes Fließplateau auf. Die anschließenden Untersuchungen zeigen, dass insbesondere bei der Betrachtung der Feldbereiche 2 und 3 aufgrund der hohen Duktilität das Versagen nicht im betrachteten Feld, sondern in den weniger duktilen Stützbereichen eintritt. Im

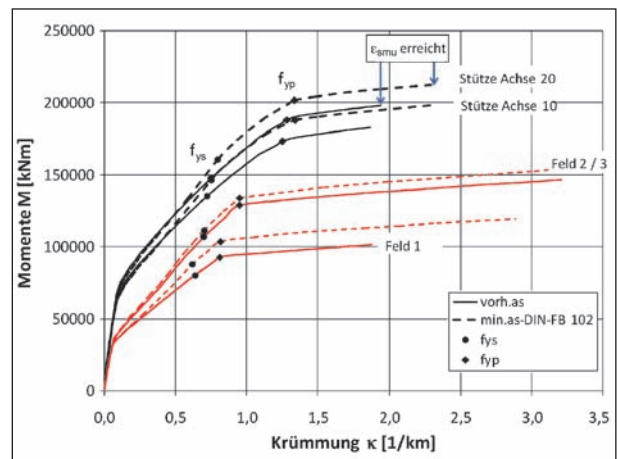


Bild 77: Momenten-Krümmungs-Beziehungen der am höchsten beanspruchten Querschnitte

Bruchzustand kommt der Spannstahl sowohl in den Feld- als auch Stützbereichen deutlich ins Fließen, es ist mit einem starken Zwangabbau zu rechnen.

Im Bild 77 wurden zusätzlich die Momenten-Krümmungs-Beziehungen für die Querschnitte mit der nach DIN-FB 102 erforderlichen Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten aufgetragen. Insbesondere in den Stützquerschnitten und im Feldquerschnitt 1 führt die Bewehrungserhöhung zu einer Steigerung der Duktilität in Verbindung mit einem längeren Fließplateau sowie einem geringfügigen Anstieg der Querschnittstragfähigkeit durch die etwas größere Gesamtbewehrung.

Bei den Feldquerschnitten 2/3 entspricht die vorhandene Bewehrung in der Bodenplatte in etwa der nach DIN-FB 102 erforderlichen Mindestbewehrung, lediglich im Bereich der Stege wird die Bewehrung auf des Niveau des DIN-FB 102 angehoben.

Eine erste Abschätzung des Zwangabbaus erfolgt über die Anwendung des Bemessungsvorschlags nach ARNOLD auf Querschnittsebene. Dabei wird für die Stützquerschnitte im GZT jeweils die bezogene Druckzonenhöhe x/d ermittelt. Für den maßgebenden Versagensquerschnitt in Achse 20 führt der Ansatz zu einem Abbau der Zwangsnittgrößen auf 19,4%.

Das Kriterium von ARNOLD zur Abminderung der Zwangsnittgrößen wurde anhand von nichtlinearen Simulationen an Brückenbauwerken auf der Grundlage von rechnerischen Mittelwerten der Baustofffestigkeiten entwickelt. In der Praxis werden in Verbindung mit der Schnittgrößenermittlung nach linear-elastischer Berechnung hauptsächlich die Spannungs-Dehnungs-Linien für die Querschnitts-

bemessung benutzt. Deshalb darf das Kriterium für die Nachrechnungsrichtlinie [5.3] vereinfachend so ausgewertet werden, dass x/d unter M_{Rd} im maßge-

σ - ϵ -Linien	Rechnerische Mittelwerte der Festigkeiten		Bemessungswerte der Festigkeiten	
	x/d	η nach ARNOLD	x/d	η nach ARNOLD
Querschnitt				
Stütze Achse 10/40	0,233	0,166	0,235	0,168
Stütze Achse 20/30	0,273	0,194	0,287	0,201

Tab. 13: Bezogene Druckzonenhöhe x/d für die Stützquerschnitte mit der tatsächlich eingebauten Bewehrung und der dazugehörige Abminderungsfaktor η für den Zwangabbau nach ARNOLD

benden Stützquerschnitt der Querschnittsbemessung entnommen wird. Vergleichsrechnungen zeigen, dass die unterschiedlichen Spannungs-Dehnungs-Linien sich nur gering auf das Verhältnis x/d auswirken. In Tabelle 13 sind Ergebnisse für die Stützquerschnitte der Lützelbachtalbrücke zusammengestellt.

Ermittlung der Zwangbeanspruchung im GZT

Der Abbau der Zwangmomente infolge ΔT_M wird in den folgenden Untersuchungen auf Grundlage der Steifigkeiten ermittelt, die sich in der nichtlinearen Berechnung am Gesamtsystem mit den zugrunde gelegten realitätsnahen Annahmen für das Werk-

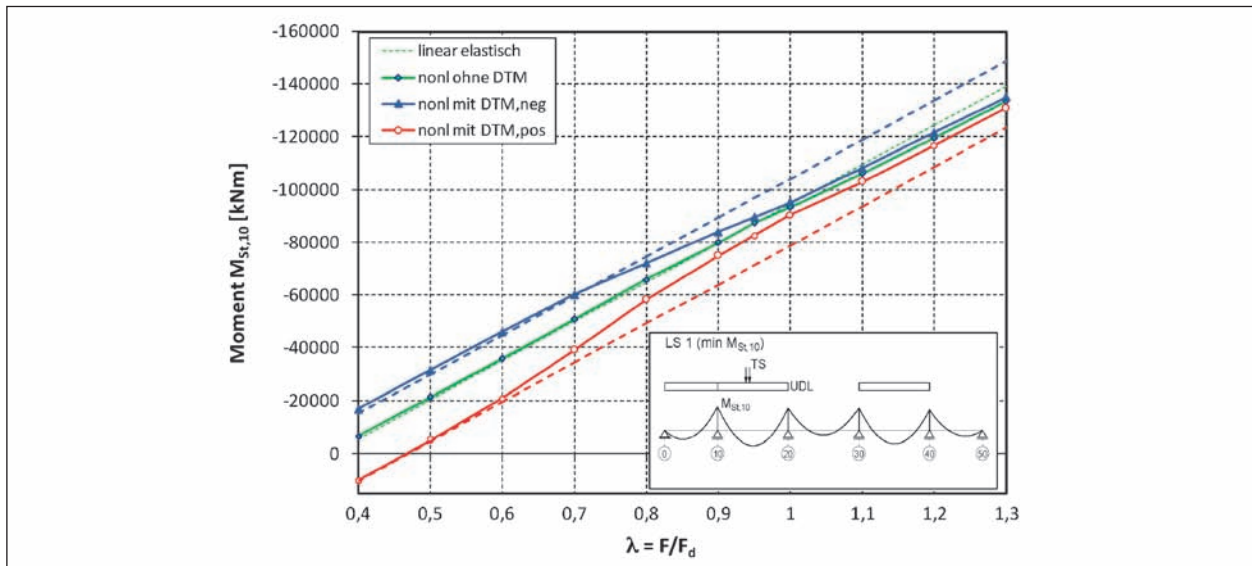


Bild 78: Entwicklung des Stützmomentes $M_{St,10}$ infolge Last und Zwang unter inkrementeller Laststeigerung bis $\lambda = \gamma_R = 1,3$ (Berechnung mit vorh. a_s)

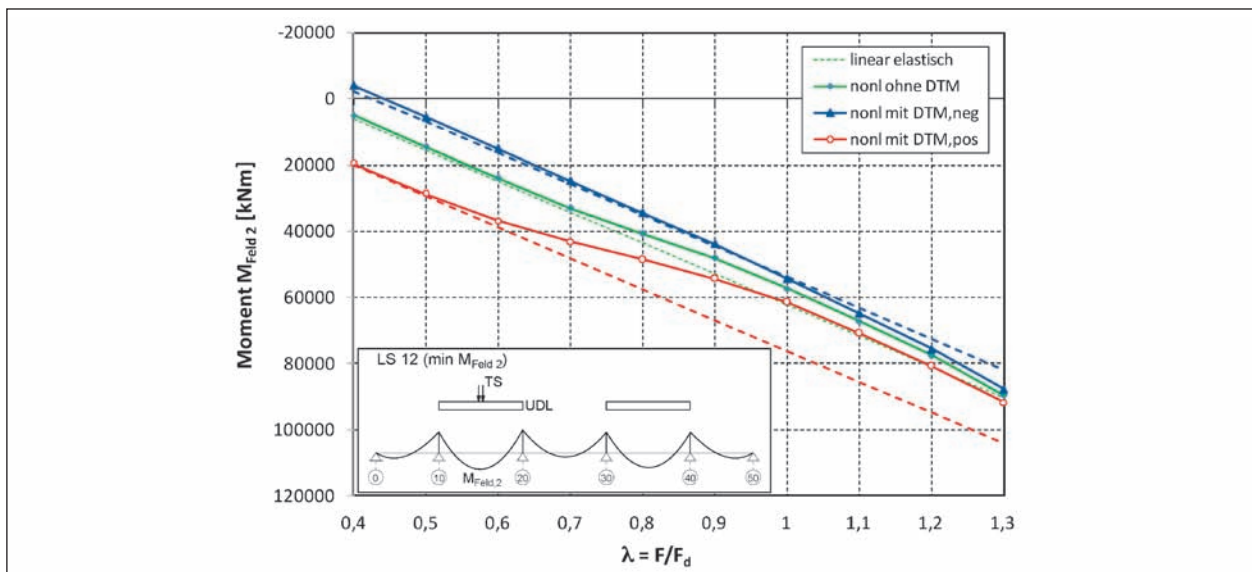


Bild 79: Entwicklung des Feldmomentes $M_{Feld,2}$ infolge Last und Zwang unter inkrementeller Laststeigerung bis $\lambda = \gamma_R = 1,3$ (Berechnung mit vorh. a_s)

stoffverhalten ergeben. Zum Vergleich werden die Schnittgrößen auch linear-elastisch ermittelt. Die Berechnungen werden mit und ohne Temperatureinwirkungen durchgeführt.

Der Abbau der Zwangsschnittgrößen infolge eines linearen Temperaturunterschieds ΔT_M wird nachfolgend exemplarisch für die Stützenachse 10 und im Feld 2 dargestellt. Die Ergebnisse für alle untersuchten Laststellungen sind in Tabelle 14 zusammengefasst.

In Bild 78 ist die Entwicklung des Stützmomentes in Achse 10 und im Bild 79 des Biegemomentes im Feld 2 unter inkrementeller Steigerung der Vertikallasten aufgetragen. Es stellt sich das typische Verhalten von Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauteilen bei beanspruchungsbedingter Abnahme der Systemsteifigkeit ein. Durch die Berücksichtigung der Rissbildung sowie der plastischen Verformbarkeit des Beton- und Spannstahls findet zum einem eine Momentenumlagerung von der Stütze zum Feld (bzw. vom Feld zur Stütze) hin statt sowie ein Abbau des Zwangsmomentes aus ΔT_M . Es ist deutlich zu erkennen, wie sich die Momente infolge kombinierter Last-Zwang-Einwirkungen unter zunehmender Steigerung der Vertikallasten an die Momente aus reinen Last-Einwirkungen annähern.

In Bild 80 und Bild 82 folgt aus der Differenz der Momente mit und ohne Berücksichtigung des linearen Temperaturunterschieds ($M_{\Delta TM, nonl}$, M_{nonl}) der Abbau der Zwangsschnittgrößen. Der Abminderungsfaktor für die linear-elastisch ermittelten Zwangsschnittgrößen ergibt sich wie folgt:

$$\eta = \left| \frac{M_{nonl} - M_{\Delta TM, nonl}}{M_{\Delta TM, 0}} \right|$$

mit

$M_{\Delta TM, 0}$ Zwangsmoment im ungerissenen ZSt I

Der Zwangabbau setzt mit der ersten Rissbildung ein und schreitet bis zum Erreichen der Systemtraglast fort. Die Rissbildung beginnt für die Laststellung LS 1 (Bild 80) in Kombination mit $\Delta T_{M, neg}$ im Bereich der Stützenachse 10 bereits bei einem Lastfaktor $\lambda = 0,7$.

Bei dem Traglastfaktor $\lambda = 1,0$ wird die maximale plastische mittlere Betonstahldehnung ε_{smu} des Bewehrungsstahl 4 m beidseits der Stützenachsen 10 (Bewehrungsbereich I, Tabelle 12) überschritten. In diesen Bereichen führt die Überschreitung zu einem rechnerischen Ausfall der Betonstahlbewehrung durch Überschreitung von ε_{smu} in der Fahrbahnplatte. Die Zugbeanspruchung kann sich jedoch auf den Spannstahl umlagern. Aufgrund des kleinen Anteils der ausfallenden Betonstahlbewehrung kommt es nicht zum Versagen des Gesamttragwerks und der Laststeigerungsfaktor erreicht sicher die normgemäß geforderte Größe $\lambda = \gamma_R = 1,3$.

Durch das Erreichen der Streckgrenze des Spannstahls bildet sich über der Stütze ein plastisches Gelenk (Bild 81) aus, das im Bruchzustand zu einem nahezu vollständigen Zwangabbau auf 5 % beiträgt (Bild 80).

Bei einem positiven Temperaturunterschied $\Delta T_{M, pos}$ wird die Risschnittgröße bei einem Lastfaktor von $\lambda = 0,55$ zuerst im Feld 2 überschritten. Aufgrund

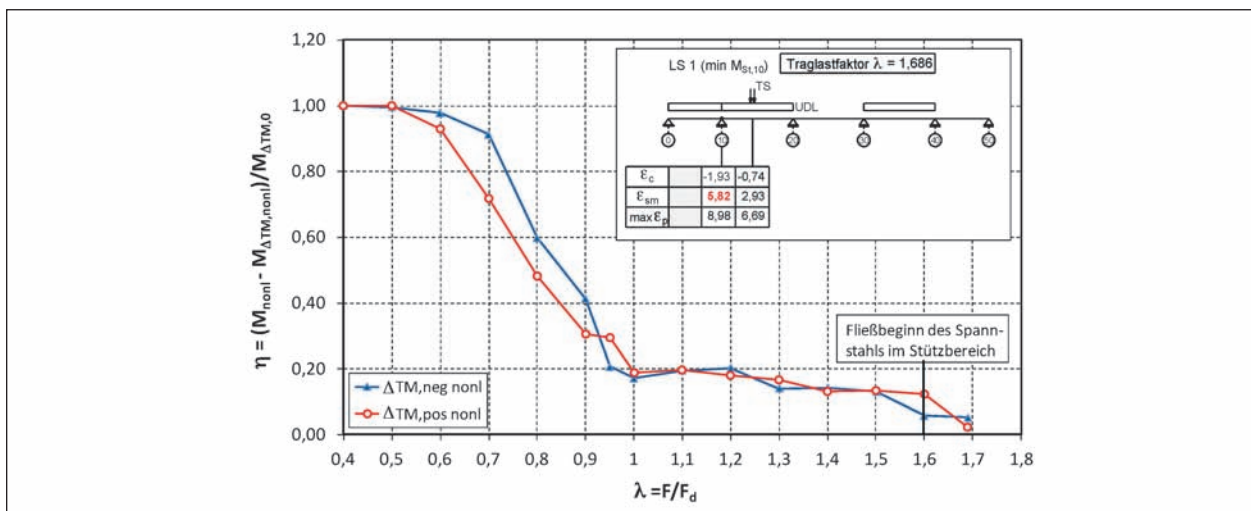


Bild 80: Zwangabbau bei schrittweiser Laststeigerung bis zum Erreichen der Systemtraglast mit vorhandener Betonstahlbewehrung für die Laststellung 1

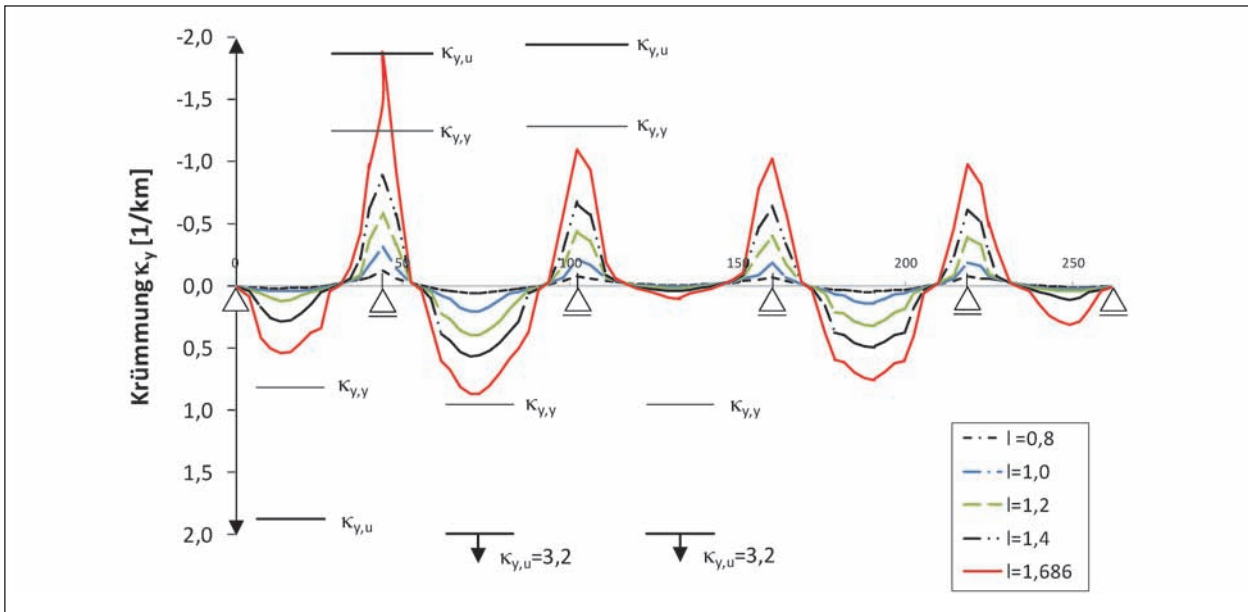


Bild 81: Krümmungsverläufe für die Laststellung 1 mit $\Delta T_{M,neg}$ mit vorhandener Betonstahlbewehrung für ausgewählte Lastfaktoren

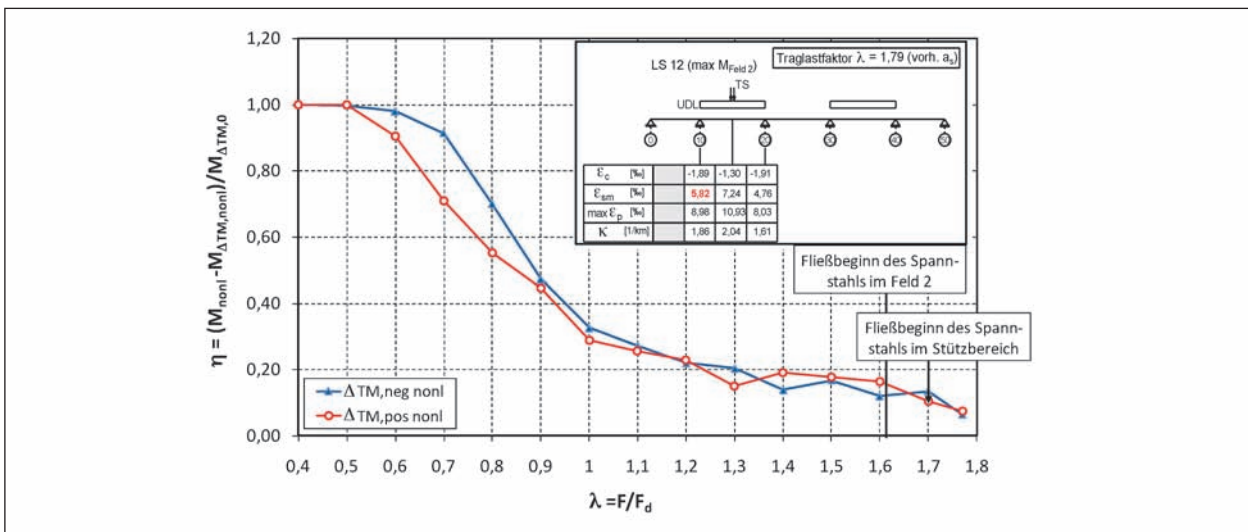


Bild 82: Zwangsabbau bei schrittweiser Laststeigerung bis zum Erreichen der Systemtraglast mit vorhandener Betonstahlbewehrung für die Laststellung 12

des früheren Zeitpunkts der ersten Rissbildung im Feldbereich beginnt der Zwangsabbau bei einem positiven Temperaturunterschied hier etwas früher. Zudem findet in dieser Phase infolge des Steifigkeitsverlustes im Feld 2 eine Umlagerung der Lastschnittgrößen vom Feld zur Stütze statt.

Bei der Betrachtung des Zwangsabbaus unter der Laststellung 12 für das maximale Feldmoment stellt sich ein ähnliches Bild ein (Bild 82). Der Hauptanteil der Zwangsschnittgrößen wird auch hier durch die Rissbildung abgebaut. Durch die Ausbildung von Fließgelenken im Feld 2 und in der Stützenachse 10 werden die Zwangsschnittgrößen auf 7 %

abgebaut. Das Versagen erfolgt im Stützenquerschnitt in der Achse 10 (Bild 83).

Einfluss fehlender Mindestbewehrung

Um den Einfluss fehlender Betonstahlbewehrung aufzuzeigen, wurden Vergleichsrechnungen mit der nach DIN-FB 102 erforderlichen Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung durchgeführt. Die Ergebnisse für den Zwangsabbau in der Stützenachse 10 und im Feld 2 sind in Bild 84 und Bild 85 dargestellt. Aufgrund des höheren Betonstahlbewehrungsgrades verhält sich das System etwas

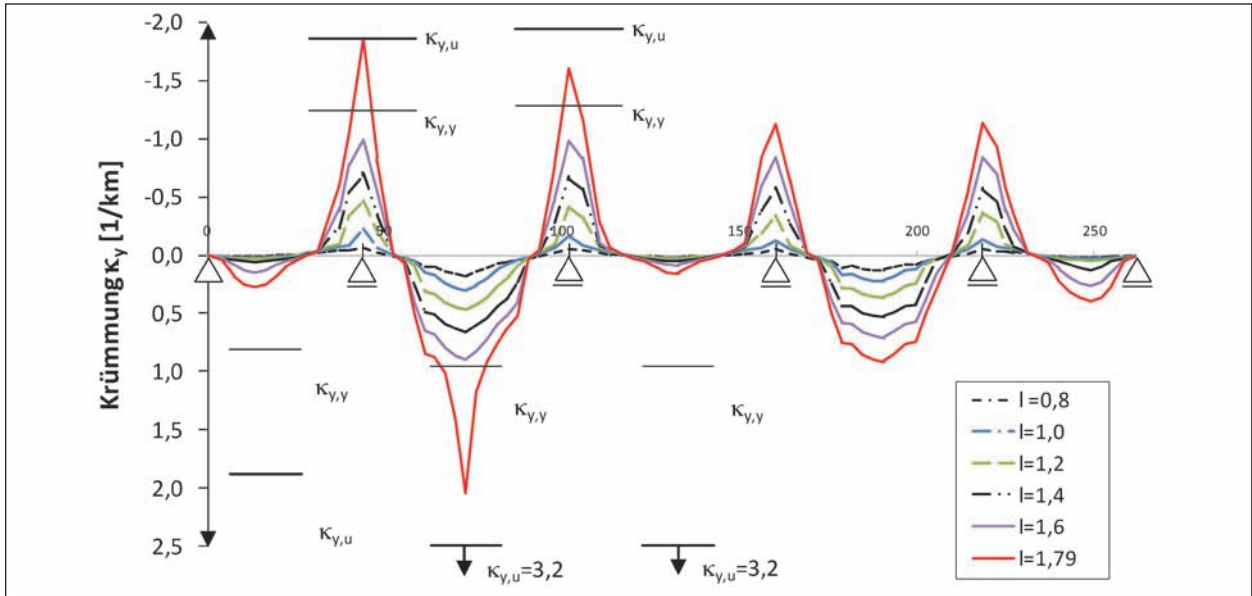


Bild 83: Krümmungsverläufe für die Laststellung LS 12 mit $\Delta T_{M, pos}$ mit vorhandener Betonstahlbewehrung für ausgewählte Lastfaktoren

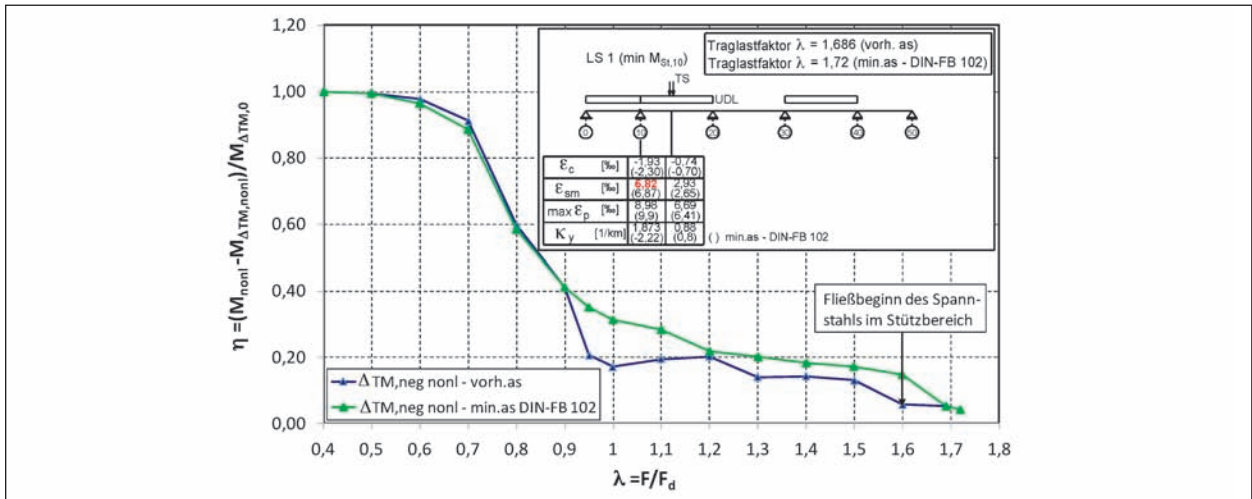


Bild 84: Vergleich des Zwangabbaus infolge $\Delta T_{M, neg}$ mit tatsächlich vorhandener Betonstahlbewehrung und der nach DIN-FB 102 erforderlichen Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung in der Stützenachse 10

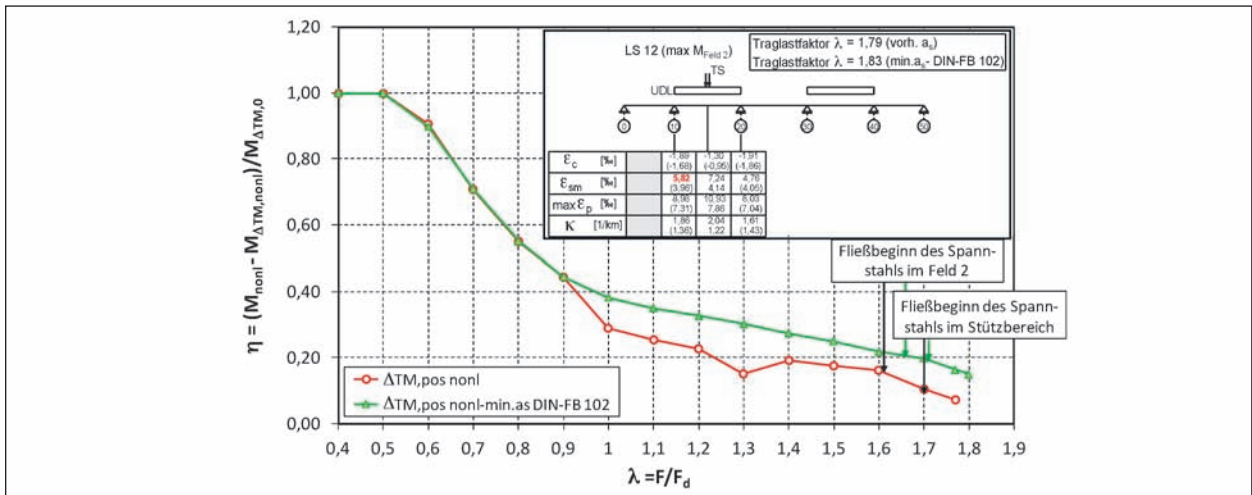


Bild 85: Vergleich des Zwangabbaus infolge $\Delta T_{M, pos}$ mit tatsächlich vorhandener Betonstahlbewehrung und der nach DIN-FB 102 erforderlichen Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung Feld 2

Laststellung	η (für $\lambda = 1,3$)		η (für $\lambda = \lambda_u$)	
	$\Delta T_{M,neg}$	$\Delta T_{M,pos}$	$\Delta T_{M,neg}$	$\Delta T_{M,pos}$
1	0,14 (0,2)	0,17 (0,21)	0,05 (0,04)	0,02 (0,04)
2	0,16 (0,15)	0,20 (0,15)	0,04 (0)	0,07 (0,06)
11	0,22 (0,41)	0,24 (0,41)	0,09 (0,08)	0,08 (0,07)
12	0,20 (0,28)	0,15 (0,30)	0,06 (0,14)	0,07 (0,15)
13	0,26 (0,32)	0,23 (0,34)	0,08 (0,12)	0,07 (0,13)

() mit min. a_s nach DIN-FB 102

Tab. 14: Abminderungsfaktoren η (für verschiedene Laststellungen)

steifer und die Zwangsschnittgrößen werden zunächst unter den kleinen Belastungsstufen weniger stark abgebaut. Im Bruchzustand werden sie allerdings auf Werte zwischen 0-15 % der linear-elastischen Schnittgrößen deutlich stärker abgebaut als mit den Regelungen des DIN-FB 102 zur Abminderung von Zwangsschnittgrößen.

Bei der Betrachtung des Zwangabbaus für die Laststellung 1 mit der Mindestbewehrung nach DIN-FB 102 tritt der steile Abfall der Zwangbeanspruchung bei dem Lastfaktor $\lambda = 0,95$ nicht mehr auf. Aufgrund der Erhöhung der schlaffen Bewehrung in der Fahrbahnplatte und des dadurch größeren ε_{smu} kommt es an keiner Stelle des Tragwerks zu einem rechnerischen Ausfall des Bewehrungsstahls.

In Tabelle 14 sind die Abminderungsfaktoren η für die Zwangsmomente infolge ΔT_M für alle untersuchten Laststellungen, jeweils für das einzuhaltene Sicherheitsniveau des γ_R -Verfahrens ($\lambda = \gamma_R = 1,3$) und für den Bruchzustand ($\lambda = \lambda_u$), angegeben. Mit der vorhandenen Bewehrung baut sich die Zwangbeanspruchung auf 2-9 %, mit der Mindestbewehrung nach DIN-FB dagegen auf 0-15 % der linear-elastischen Zwangsschnittgrößen ab.

5.2.6 Schlussfolgerung und Wertung

Im Bild 86 sind die bei Erreichen der Systemtraglast verbleibenden Zwangsschnittgrößen bezogen auf die entsprechenden Zwangsschnittgrößen im ungerissenen ZSt I in Abhängigkeit von der bezogenen Druckzonenhöhe x/d aufgetragen und dem Bemessungsvorschlag nach ARNOLD vergleichend gegenübergestellt. Für das Beispiel der Lützelbachtal-

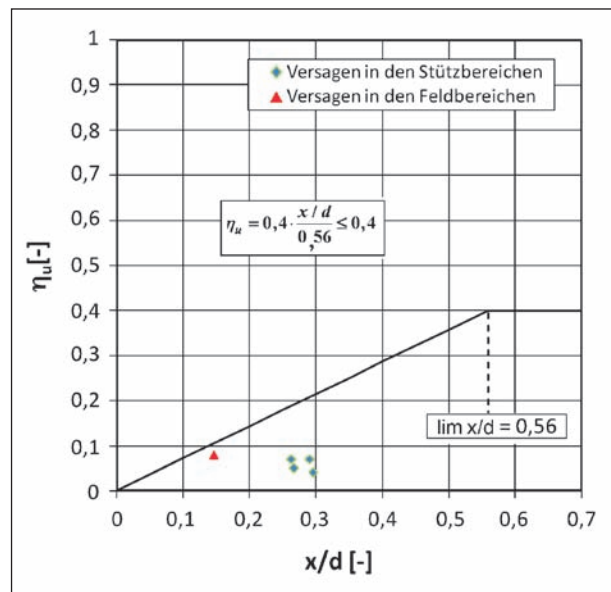


Bild 86: Bezogener Zwangabbau nach nichtlinearer Schnittgrößenermittlung, aufgetragen über x/d im für das Versagen maßgebenden Querschnitt bei Erreichen der Systemtraglast

brücke bietet das Kriterium eine sichere Abschätzung für den Abbau des Zwangs.

Der Ansatz nach ARNOLD kann danach auch für ältere Spannbetonbrücken ohne ausreichende Mindestbewehrung nach DIN-FB 102 angewendet werden.

5.3 Untersuchungen zur Versagensart bei fortschreitendem Ausfall der Spannglieder

Die in Kapitel 5.2.5 durchgeführten Untersuchungen befassten sich mit der Fragestellung, ob bei bestehenden Spannbetonbrücken mit nicht ausreichender Mindestlängsbewehrung der in der Nachrechnungsrichtlinie enthaltene Ansatz für den Abbau der Zwangsschnittgrößen angewendet werden kann. In diesem Kapitel wird untersucht, ob sich infolge fortschreitenden Ausfalls von Spanngliedern bei fehlender Mindestbewehrung ein sprödes Versagen einstellen kann. Zu diesem Zweck wird beispielhaft von einem konzentrierten Ausfall von Spanngliedern in einem Stützquerschnitt ausgegangen.

In der „Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden“ [5.8] wird für die betroffenen Brücken gefordert, dass sich ein fortschreitender Spannstahlausfall in einem Querschnitt durch

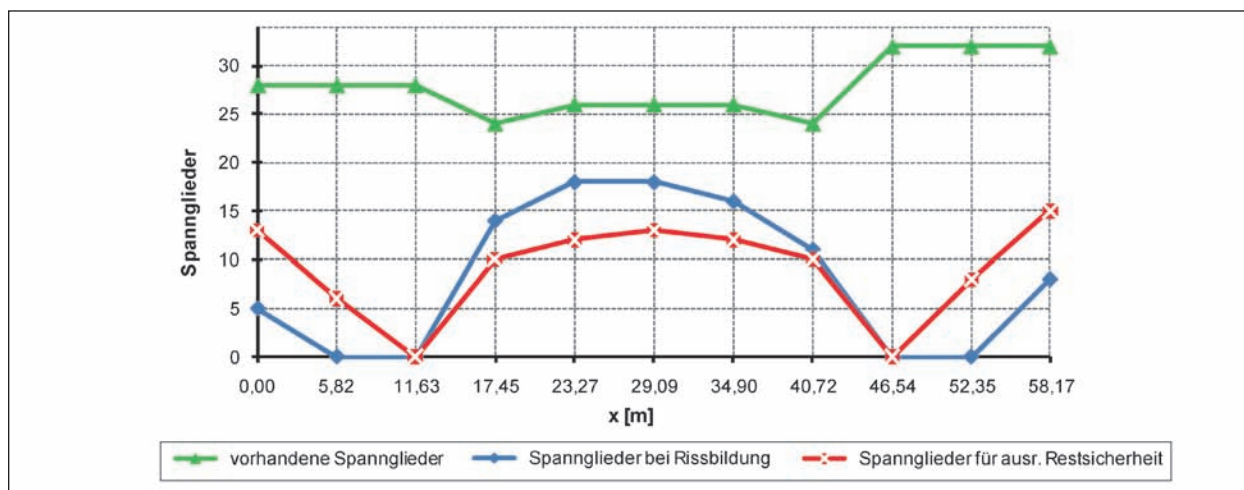


Bild 87: Anzahl der vorhandenen Spannglieder, Spannglieder bei Rissbildung und zur Sicherstellung einer Restsicherheit von $\gamma_p = 1,1$ erforderliche Spannglieder (Feld 2)

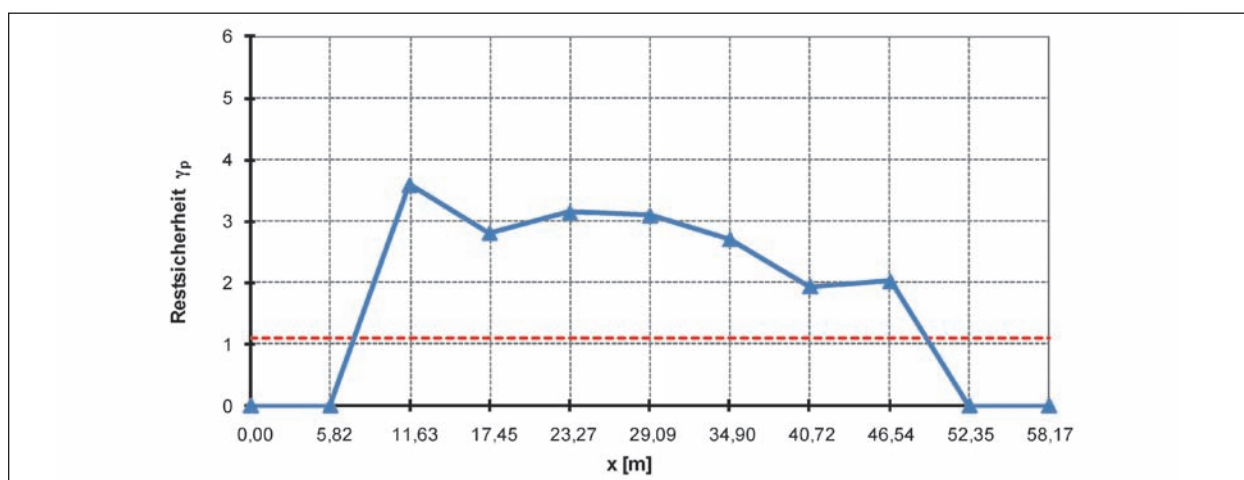


Bild 88: Vorhandene Restsicherheit γ_p bezogen auf den Verkehrslastanteil unter Ansatz der Restspannstahlfläche bei Rissbildung (Feld 2)

Rissbildung ankündigt, bevor es zu einem plötzlichen Versagen des Querschnitts kommt. Das so genannte Riss-vor-Bruch-Kriterium ist dann eingehalten, wenn mit der unter der häufigen Lastfallkombination ermittelten Restspannstahlfläche gemeinsam mit der Bewehrung aus Betonstahl bei Rissbildung noch eine ausreichende Restsicherheit gegenüber einem Biegeversagen unter der seltenen Lastfallkombination vorhanden ist. Obwohl im vorliegenden Fall der Talbrücke Lützelbach kein spannungsrissskorrosionsgefährdeter Spannstahl verwendet worden ist, wird im Folgenden die Nachweisphilosophie aus [5.8] verwendet, um Aussagen über den Einfluss der nicht vorhandenen Mindestlängsbewehrung der Talbrücke Lützelbach auf das Sicherheitsniveau bzw. die zu erwartende Versagensankündigung unter Biegebeanspruchung und fortschreitendem Ausfall der Spannglieder in Verbindung mit der Möglichkeit einer Momentenumlagerung zu machen.

Aus diesem Grund wurde zunächst in einem ersten Schritt für ein Feld des Überbaus (Feld 2) in den Zehntelpunkten versucht, die Nachweise gemäß [5.8] zu führen.

Hierbei wurden die Verkehrslasten der Brückenklasse 60/30 zugrunde gelegt. Erwartungsgemäß bildeten sich Bereiche aus, in denen unter Ansatz der Restspannstahlfläche bei Rissbildung gemeinsam mit dem vorhandenen Betonstahl keine ausreichende Restsicherheit von $\gamma_p = 1,1$ bezogen auf den Verkehrslastanteil zu erzielen war (s. Bild 88). In diesen Bereichen liegt die Anzahl der zum Nachweis einer erforderlichen Restsicherheit benötigten Spannglieder über derjenigen bei Rissbildung unter häufigen Lasten im selben Querschnitt (s. Bild 87).

Die Handlungsanweisung [5.8] enthält Alternativen zum weiteren Vorgehen in Fällen, in denen in einigen Schnitten des Überbaus keine ausreichende

Restsicherheit, und damit keine Versagensvorankündigung, nachgewiesen werden kann. In den nachfolgenden Untersuchungen wird der Möglichkeit über die Ausnutzung von Umlagerungsmöglichkeiten bei statisch unbestimmten Systemen nachgegangen. Hierbei wird beispielhaft von einer Schädigungskonzentration in der Stützenachse 20 des Überbaus ausgegangen. Unter Annahme einer Momentenumlagerung von maximal 15 % muss nachgewiesen werden, dass der untersuchte Querschnitt unter Ansatz der Restspannglieder bei Rissbildung eine ausreichende Restsicherheit aufweist und dass die anderen, als ungeschädigt angenommenen Bereiche des Überbaus das umgelagerte Moment mit ausreichender Restsicherheit aufnehmen können. Die Begrenzung der Momentenumlagerung auf einen Wert von 15 % stammt aus der für den spannungsrissskorrosionsempfindlichen Spannstahl angenommenen Versprödung und der damit einhergehenden reduzierten Verformungsfähigkeit. Für den Spannstahl der Talbrücke Lützelbach ist diese Begrenzung nicht anzuwenden.

Der beschriebene Nachweis wird für die Untersuchungen an der Talbrücke Lützelbach folgendermaßen interpretiert: Wenn nachgewiesen werden kann, dass unter Ansatz sehr geringer Restspannstahlfächen für alle betroffenen Schnitte des Überbaus jeweils eine Umlagerung der Schnittgrößen aus der seltenen Lastfallkombination in andere Tragwerksbereiche möglich ist, kann das Versagen des Überbaus trotz fehlender Mindestlängsbewehrung als ausreichend duktil angesehen werden. Selbst ein fortschreitender Ausfall der Spannglieder an der ungünstigsten Stelle des Überbaus hat dann kein schlagartiges sprödes Versagen zur Folge.

Hierzu wird beispielhaft eine Betrachtung unter der Annahme durchgeführt, dass in der Stützenachse 20 die Spannglieder bis zur ersten Ankündigung durch Rissbildung ausfallen. Die Untersuchung erfolgt mittels einer realitätsnahen Simulation des Tragverhaltens am Gesamtsystem unter Beachtung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens des Spannbetons. Auf diese Weise kann die steifigkeitsabhängige Verteilung der Beanspruchungen wirklichkeitsnah erfasst werden.

Der nichtlinearen Berechnung werden in der Achse 20 entsprechend der vorangegangenen Untersuchung des Ankündigungsverhaltens lediglich 8 von 32 Spanngliedern zugrunde gelegt (Bild 89). Es wird von einem Spanngliedausfall im Bereich 2 m beidseits der Stützenachse ausgegangen. Dabei wird angenommen, dass sich die Spannglieder auf dieser

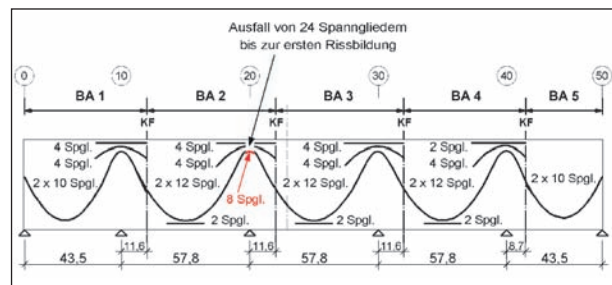


Bild 89: Spanngliedausfall bis zur ersten Rissbildung in der Stützenachse 20

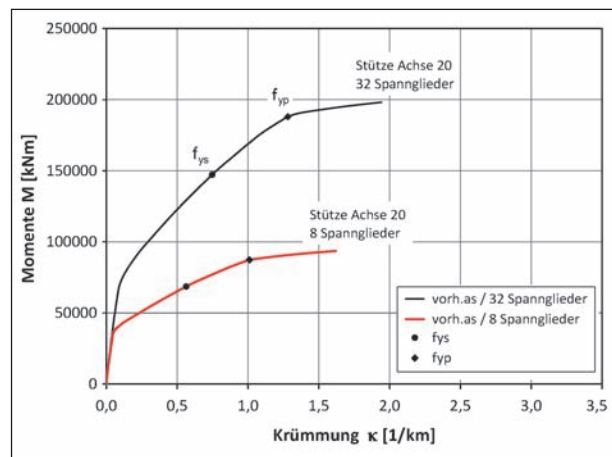


Bild 90: Momenten-Krümmungsbeziehung für den Stützquerschnitt in der Achse 20 unter Ansatz aller Spannglieder

Länge wieder über Verbund zurückverankern und die Vorspannung nur lokal im Stützquerschnitt ausfällt.

Im Bild 90 sind die Momenten-Krümmungsbeziehungen für den Stützquerschnitt mit voller Anzahl der Spannglieder und mit den noch verbleibenden Spanngliedern bei einer ersten Rissbildung dargestellt. Es ist zwar ein deutlicher Verlust der Tragfähigkeit erkennbar, dieser ist aber nicht proportional zum Spanngliedausfall. Dieser abgeminderte Effekt ist auf die vorhandene Betonstahlbewehrung zurückzuführen.

Die Berechnung erfolgt hinsichtlich der System- und Werkstoffmodellierung analog zu Kapitel 5.2.4. Die Verkehrslasten werden in Anlehnung an den Nachweis des Ankündigungsverhaltens nach der Handlungsanweisung [5.8] mit dem Lastmodell BKL 60/30 zugrunde gelegt. Der lineare Temperaturunterschied wird entsprechend mit $\Delta T_{pos} = 3,5$ K und $\Delta T_{neg} = 7$ K angesetzt.

Die Untersuchungen erfolgen mit dem γ_R -Verfahren unter der seltenen Einwirkungskombination auf dem Lastniveau des Nachweises der Restsicherheit [5.8]:

$$R(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}; f_{p0,1R}; f_{pR}) = \lambda_u \cdot (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k) + \gamma_T \cdot T_k$$

mit

$$\gamma_{G,\text{sup}} = 1,1; \gamma_{G,\text{inf}} = 0,9$$

$$\gamma_{Q,\text{sup}} = 1,1; \gamma_{Q,\text{inf}} = 0$$

$$\gamma_T = 1,0$$

$\lambda_u \geq \gamma_R = 1,1$ für reine außergewöhnliche Bemessungssituation

In Bild 91 sind die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung für den Fall des Spanngliedausfalls in der Stützenachse 20 dargestellt.

Das System erweist sich als ausreichend duktil. Die Schnittgrößen lagern sich von dem stark geschwächten Stützbereich in die ungeschwächten Feldbereiche um. Insgesamt ist trotz des hohen Spannstahlausfalls genügend Beton- und Spannstahl vorhanden, um die Belastung aufzunehmen. Das geforderte Sicherheitsniveau $\lambda = \gamma_R = 1,1$ ist eingehalten. Unter dieser Laststufe lagert sich das Stützmoment zu 30 % um.

Insgesamt ist es möglich, am so geschwächten System einen Lastfaktor von $\lambda = 1,31$ aufzubringen.

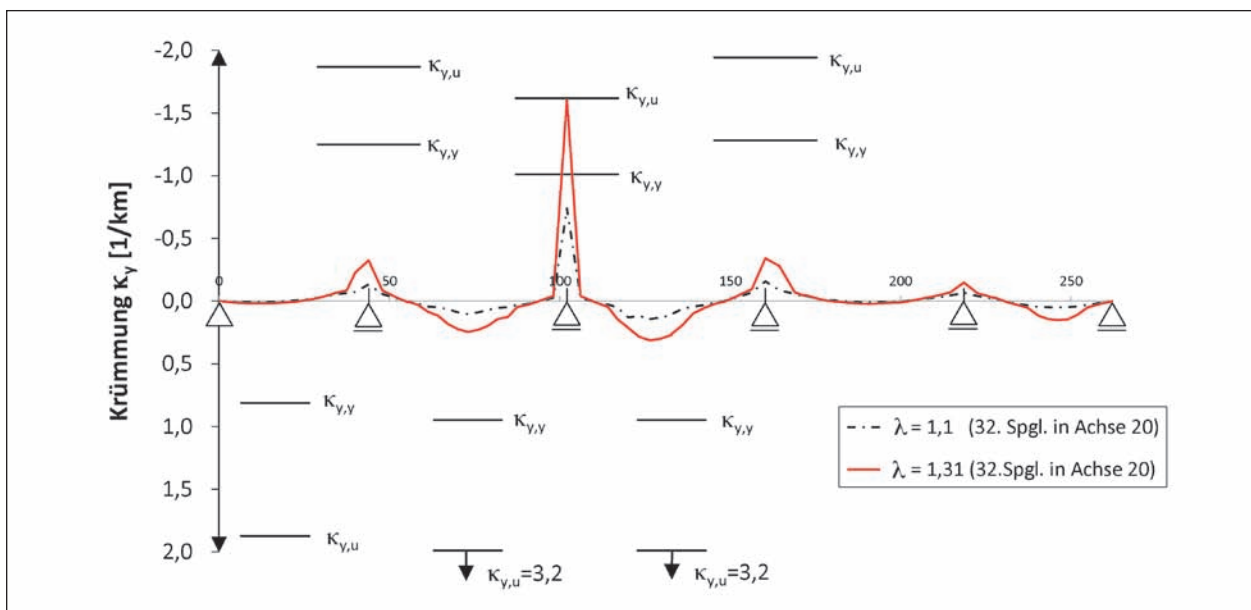


Bild 91: Krümmungsverläufe bei einem Spanngliedausfall in der Stützenachse 20 bis zur ersten Rissbildung für $\lambda = \gamma_R = 1,1$ und für $\lambda_u = 1,31$ unter der maßgebenden Laststellung

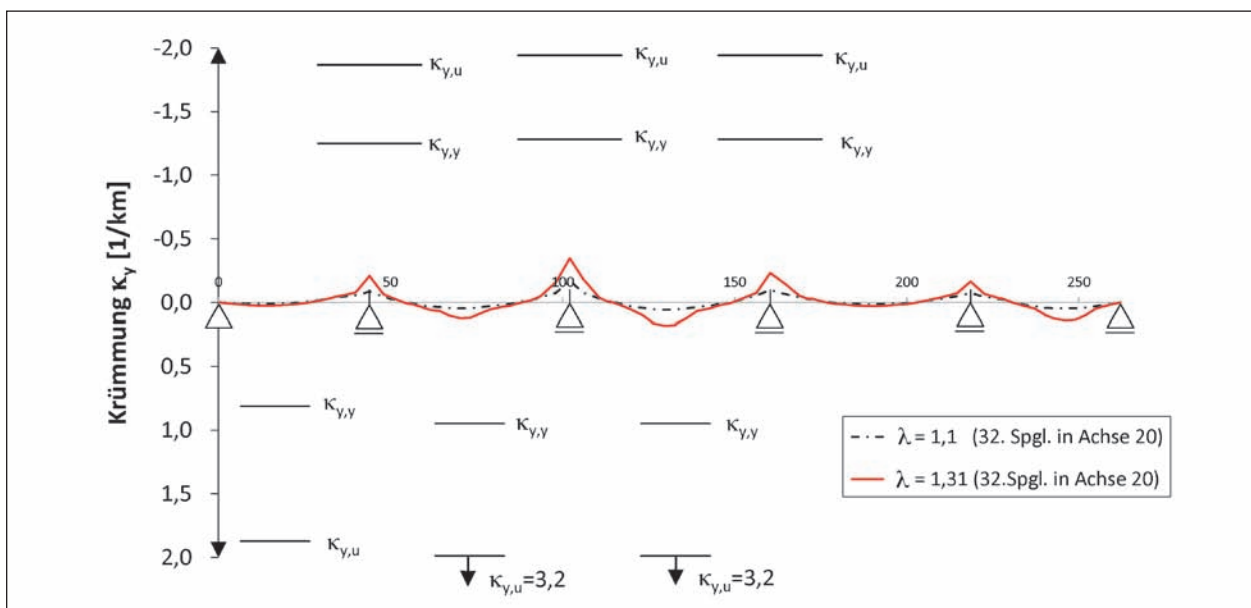


Bild 92 Krümmungsverläufe ohne einen Ausfall der Spannglieder in der Stützenachse 20 bis zur ersten Rissbildung für $\lambda = \gamma_R = 1,1$ und für $\lambda = 1,31$ unter der maßgebenden Laststellung

Unter dieser Laststeigerung wird im Querschnitt die Grenzdehnung überschritten.

Zum Vergleich wurde zusätzlich eine Berechnung unter Ansatz ungeschädigter Spannglieder auf den gleichen Lastniveaus durchgeführt (Bild 92). Bei vollständig intakten Spanngliedern stellt sich nahezu keine Momentenumlagerung ein.

Abschließend kann festgestellt werden, dass für den Querschnitt in der Stützenachse 20, ohne Vorkündigungsverhalten ($\gamma_p = 0$), durch eine wirklichkeitsnahe Simulation des Tragverhaltens ein duktileres Tragwerksversagen nachgewiesen werden konnte. Dabei wurde die Schädigung in einem Querschnitt konzentriert, für die übrigen Querschnitte wurde davon ausgegangen, dass alle Spannglieder intakt sind. Für diesen Fall stellte das vorhandene Umlagerungsvermögen des Bauwerks eine ausreichende Tragreserve dar.

5.4 Querkraftbewehrung

5.4.1 Allgemeines

In diesem Kapitel sollen nach einer Literatur- bzw. Normendurchsicht die Regeln für die erforderliche Mindestquerkraftbewehrung aufgeführt werden. Die Notwendigkeit einer Mindestquerkraftbewehrung ist unumstritten, jedoch sollte von Fall zu Fall unterschieden werden. Die Definition der Mindestquerkraftbewehrung aus [5.7] lautet wie folgt: „Ähnlich wie bei der Robustheitsbewehrung soll die Mindestquerkraftbewehrung in Balken und Plattenbalken ein Schubversagen ohne Ankündigung verhindern. Der Querkraftbewehrungsgrad ergibt sich aus der Forderung, dass die Schubrislast des Betonquerschnitts mit einfacher Sicherheit von der Querkraftbewehrung aufgenommen werden muss. Hierbei wird unterschieden, ob Biege- oder Schubrisse zuerst auftreten. Der zweite Fall betrifft in der Regel nur vorgespannte Querschnitte mit schmalen Steg, z. B. Hohlkästen oder Doppel-T-Querschnitte. In diesen Fällen wird eine erheblich höhere Schubrislast erreicht, was sich im Vorfaktor 1,6 statt 1,0 bei der Berechnung des Mindestbewehrungsgrades der Querkraftbewehrung niederschlägt.“

Mit Hilfe der Normendurchsicht soll die Entwicklung der Mindestquerkraftbewehrung aufgezeigt werden. Zusätzlich werden in den einzelnen Normenabschnitten die zugehörigen Betonfestigkeitsklassen beschrieben, um eine spätere Vergleichbarkeit zur aktuellen Norm zu erhalten.

Für die Umrechnungen von den alten zu den neuen Betonfestigkeitsklassen werden die Gleichungen aus der Nachrechnungsrichtlinie [5.3] verwendet, welche im Folgenden kurz aufgeführt werden.

Der Umrechnungsfaktor $k_{150/200}$ wird für die Umrechnung zwischen Würfelproben mit 200 mm Kantenlänge und Würfelproben mit 150 mm Kantenlänge nach DIN 1045:1988-07 [5.13] verwendet.

$$k_{150/200} = \frac{f_{cm,ci150}}{f_{cm,ci200}} = 1,05$$

Ein weiterer notwendiger Umrechnungsfaktor $k_{cyl/cu}$ wird für die Umrechnung zwischen Würfelproben mit einer Kantenlänge von 150 mm und Zylinderproben mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm verwendet. Nach DIN EN 206-1:2001-07 [5.21] liegt die Umrechnung zwischen Würfeln ($\alpha = 150$) und Zylindern ($d/h = 150/300$) für normalfeste Betone im Mittel bei 0,81 und für höherfeste Betone bei 0,84. Für die Umrechnung aller Druckfestigkeiten wird der folgende Umrechnungsfaktor gewählt:

$$k_{cyl/cu} = \frac{f_{c,cyl150}}{f_{c,ci150}} = 0,82$$

Der letzte verwendete Umrechnungsfaktor k_L wird benötigt, um die verschiedenen Lagerungsbedingungen zu berücksichtigen. Die unterschiedlichen Lagerungsarten werden in der DIN 1045-2:2008-08 [5.15] beschrieben. Unterschieden wird dabei zwischen einer „Trockenlagerung“ (Wasserlagerung nur in den ersten 7 Tagen nach Betonieren) und einer 28-tägigen Lagerung unter Wasser.

$$k_L = \frac{f_{c,ci150}}{f_{c,ci150,dry}} = 0,92$$

Abschließend muss berücksichtigt werden, dass vor dem Jahr 1972 bzw. der Norm DIN 1045:1972-01 [5.12] Mittelwerte verwendet wurden, um die Einteilung der Druckfestigkeitsklassen durchzuführen. Für ab 1943 produzierte güteüberwachte Betone kann die damals geforderte Mindestdruckfestigkeit ($f_{c,min} = 0,85 \cdot f_{cm,ci200}$) der Güteprüfung nach DIN 1045:1943-03 [5.9] als charakteristische Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,ci200}$ angenommen werden [5.25]. Somit ergibt sich für diese Betone die folgende Gleichung:

$$f_{ck,cyl150} = 0,85 \cdot f_{cm,ci200} \cdot k_{150/200} \cdot k_{cyl/cu} \cdot k_L$$

Es sei darauf hingewiesen, dass die Umrechnung zwischen der alten Einheit kg/cm^2 und der heutigen MPa (N/mm^2) nicht wie in der Nachrechnungsrichtlinie mit dem Quotienten 10 erfolgt, sondern mit dem genaueren und auf der sicheren Seite liegenden Quotient 9,81.

5.4.2 Normendurchsicht

DIN 1045

Die Betonfestigkeitsklassen aus den Jahren 1943 bis 1972, welche z. B. in DIN 1045:1952-07 [5.10] aus dem Jahre 1952 im § 5 aufgeführt wurden, sind in der Tabelle 15 zusammengefasst. Dabei ist zu

Bezeichnung	$f_{ck,cu200}$ kg/cm ²	$f_{ck,cu200}$ MPa	$f_{cm,cu200}$ kg/cm ²	$f_{cm,cu200}$ MPa	$f_{ck,cyl150}$ MPa
B120	-	-	120	11,8	7,9
B160	-	-	160	15,7	10,6
B225	-	-	225	22,1	14,9
B300	-	-	300	29,4	19,8
B450	-	-	450	44,1	29,7
B600	-	-	600	58,9	39,6

Tab. 15: Festigkeitsklassen von 1943 bis 1972

Bezeichnung	$f_{ck,cu200}$ kg/cm ²	$f_{ck,cu200}$ MPa	$f_{cm,cu200}$ kg/cm ²	$f_{cm,cu200}$ MPa	$f_{ck,cyl150}$ MPa
Bn50	50	4,9	80	7,8	3,9
Bn100	100	9,8	150	14,7	7,8
Bn150	150	14,7	200	19,6	11,7
Bn250	250	24,5	300	29,4	19,4
Bn350	350	34,3	400	39,2	27,2
Bn450	450	44,1	500	49,1	35,0
Bn550	550	54,0	600	58,9	42,7

Tab. 16: Festigkeitsklassen von 1972 bis 1978

Bezeichnung	$f_{ck,cu200}$ kg/cm ²	$f_{ck,cu200}$ MPa	$f_{cm,cu200}$ kg/cm ²	$f_{cm,cu200}$ MPa	$f_{ck,cyl150}$ MPa
B5	-	5	-	8	4,0
B10	-	10	-	15	7,9
B15	-	15	-	20	11,9
B25	-	25	-	30	19,8
B35	-	35	-	40	27,7
B45	-	45	-	50	35,6
B55	-	55	-	60	43,6

Tab. 17: Festigkeitsklassen von 1978 bis 2001

beachten, dass die damaligen Festigkeiten mit Hilfe von Betonwürfeln mit einer Kantenlänge $\alpha = 200$ mm und deren Mittelwert $f_{cm,cu200}$ bestimmt wurden. Zusätzlich sind in Tabelle 15 die umgerechneten Zylinderdruckfestigkeiten $f_{ck,cyl150}$ mit den Abmessungen $d/h = 150/300$ mm aufgeführt. Die Umrechnung erfolgt mit der in Kapitel 5.4.1 beschriebenen Gleichung.

Zwischen 1972 und 1978 wurden die Betonfestigkeitsklassen sowohl als charakteristische Werte als auch als Mittelwerte in den Normen geführt (z. B. in [5.1]). Die Umrechnung zur charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit während dieses Zeitraums erfolgt mit den charakteristischen Würfel-
druckfestigkeiten mit einer Kantenlänge von 200 mm. Die Umrechnung erfolgt mit der in Kapitel 5.4.1 beschriebenen Gleichung ohne den Beiwert 0,85. Die Ergebnisse sind in Tabelle 16 aufgelistet.

Bevor die aktuellen Betonfestigkeitsklassen mit der DIN 1045-1:2001-07 [5.14] eingeführt wurden, galten zwischen 1978 und 2001 die in Tabelle 17 aufgelisteten Betonfestigkeitsklassen. Die Umrechnung zu der aktuellen Einheit MPa entfällt ebenso wie der Beiwert 0,85, um von Mittelwerten der Festigkeiten zu charakteristischen Festigkeiten umzurechnen. Wie z. B. in der DIN 1045:1988-07 [5.13] beschrieben, wurden zur Bestimmung der Betonfestigkeitsklassen Würfel mit einer Kantenlänge von $\alpha = 200$ mm verwendet.

DIN 4227

Zur Querkraftbewehrung sind in der DIN 4227:1953-10 [5.16] für Spannbetonbauteile folgende Regelungen zu finden.

Für den Fall, dass die Hauptzugspannungen σ_1 im ZSt I unter Bruchlast geringer als die zulässige Spannung σ_{zul} ist, braucht keine Querkraftbemessung zu erfolgen.

Im Gegensatz dazu wird eine „volle Schubsicherung“ bei Überschreiten der zulässigen Spannungen in allen Bereichen mit $\sigma_1 > 0,75 \cdot \sigma_{zul}$ verlangt.

Des Weiteren ist keine Mindestquerkraftbewehrung erforderlich, für den Fall $\sigma_1 < \sigma_{zul}$, jedoch ist folgender Satz zu beachten: „Bei Balken sind stets Bügel anzuordnen, auch wenn eine Schubbewehrung rechnerisch nicht erforderlich ist.“

Außerdem gilt für Spannbetonbauteile, soweit nichts anderes bestimmt wird, die DIN 1045: „In Bal-

ken und Plattenbalken sind stets Bügel anzuordnen, die über die ganze Höhe des Balkens oder Plattenbalkens reichen, damit der Zusammenhang zwischen Zug- und Druckgurt gesichert wird. Bei doppelter Bewehrung sind die Zug- und die Druckeinlagen durch die Bügel zu umschließen" (DIN 1045-1952-07 [5.10]; § 25. Balken und Plattenbalken).

Die erstmalige Festlegung von Mindestquerkraftbewehrungsmengen ist in der DIN 4227:1966-02 [5.17] zu finden: „... darf die Schubbewehrung einen Mindestwert nicht unterschreiten. Dieser beträgt in Prozent der rechtwinklig zur Schubbewehrung liegenden Schnittfläche des Trägersteges bzw. der anzuschließenden Gurtplatten:

$$a_{sw,min} = \rho \cdot b_w = \rho_{w,min} \cdot b_w''$$

Mit Hilfe dieser Gleichung und des zugehörigen Bewehrungsgehalts ρ , welcher von der Stahlsorte und der Betonfestigkeitsklasse abhängt, kann die Mindestquerkraftbewehrung ermittelt werden. Die Bewehrungsgehalte ρ sind in Tabelle 18 aufgeführt. Zusätzlich werden zum besseren Vergleich mit der aktuellen Norm DIN-FB 102:2009-03 [5.2] die charakteristischen Zylinderdruckfestigkeiten $f_{ck,cyl150}$ aus Tabelle 15 aufgeführt. Des Weiteren wird eine weitere Spalte $\rho_{w,min}$ für die aktuelle Stahlsorte BSt 500 eingefügt, welche sich durch Umrechnung aus der alten Stahlsorte BSt III errechnet.

In der darauffolgenden Norm DIN 4227:1973-06 [5.18] ist die folgende Gleichung zu finden:

$$a_{sw,min} = 2 \cdot \rho \cdot b_w = \rho_{w,min} \cdot b_w$$

Bezeichnung	ρ in %		$\rho_{w,min}$ in % BSt 500	$f_{ck,cyl150}$ MPa
	BSt 22/34	BSt 42/50 BSt 50/55		
B300	0,25	0,14	0,12	19,8
B450	0,33	0,18	0,15	29,7
B600	0,40	0,22	0,18	39,6

Tab. 18: Bewehrungsgehalt ρ aus DIN 4227:1966-02 [5.17]

Bezeichnung	ρ in %		$\rho_{w,min}$ in % BSt 500	$f_{ck,cyl150}$ MPa
	BSt 22/34	BSt 42/50 BSt 50/55		
Bn250	0,13	0,07	0,14	19,4
Bn350	0,17	0,09	0,18	27,2
Bn450	0,19	0,10	0,20	35,0
Bn550	0,21	0,11	0,22	42,7

Tab. 19: Bewehrungsgehalt ρ aus DIN 4227:1973-06 [5.18]

Für die Berechnung der Mindestquerkraftbewehrung ist der doppelte Bewehrungsgehalt ρ zu verwenden. Des Weiteren sind die neueren Betonfestigkeitsklassen zu berücksichtigen. Die Umrechnung zur aktuellen Stahlsorte BSt 500 entfällt. In Tabelle 19 sind für die verschiedenen Betonfestigkeitsklassen die zugehörigen Bewehrungsgehalte aufgeführt.

Mit der Einführung der DIN 4227-1:1979-12 [5.19] wurde die Gleichung für die Mindestquerkraftbewehrung unverändert übernommen. Lediglich die Beiwerte für den Bewehrungsgehalt ρ wurden geändert. Die neuen Bewehrungsgehalte sind in Tabelle 20 aufgelistet. Erstmals findet eine Trennung in drei Stahlsorten statt.

Die Änderung A1, welche 1995 durch die DIN 4227-1:1995-12 [5.20] eingeführt wurde, korrigiert die Bewehrungsgehalte ρ für die Stahlsorte BSt 500. Die neuen Werte sind in Tabelle 21 aufgeführt.

Die aktuellen Regelungen zur Mindestquerkraftbewehrung sind im DIN-FB 102:2009-03 [5.2] zu finden. Demnach errechnet sich die Mindestquerkraftbewehrung im Allgemeinen zu:

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

Und für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt zu:

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

Bezeichnung	ρ in %			$\rho_{w,min}$ in % BSt 500	$f_{ck,cyl150}$ MPa
	BSt 220/340	BSt 420/500	BSt 500/550		
B25	0,13	0,07	0,06	0,12	19,8
B35	0,17	0,09	0,08	0,16	27,7
B45	0,19	0,10	0,09	0,18	35,6
B55	0,21	0,11	0,10	0,20	43,6

Tab. 20: Bewehrungsgehalt ρ aus DIN 4227-1:1979-12 [5.19]

Bezeichnung	ρ in %			$\rho_{w,min}$ in % BSt 500	$f_{ck,cyl150}$ MPa
	BSt 220/340	BSt 420/500	BSt 500/550		
B25	0,13	0,07	0,06	0,16	19,8
B35	0,17	0,09	0,08	0,18	27,7
B45	0,19	0,10	0,09	0,20	35,6
B55	0,21	0,11	0,10	0,22	43,6

Tab. 21: Bewehrungsgehalt ρ aus DIN 4227-1:1995-12 [5.20]

mit

$$\rho = 0,16 \cdot f_{cm} / f_{yk}$$

In Tabelle 22 sind die Bewehrungsgehalte in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklassen aufgeführt. Dabei sind die Bewehrungsgehalte sowohl für allgemeine Querschnitte als auch für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt aufgelistet.

Bezeichnung	Allgemein	Vorspannung	MPa
	$\rho_{w,min}$ in % BSt 500	$\rho_{w,min}$ in % BSt 500	$f_{ck,cyl150}$ MPa
C16/20	0,06	0,10	12,0
C20/25	0,07	0,11	20,0
C25/30	0,08	0,13	25,0
C30/37	0,09	0,15	30,0
C35/45	0,10	0,16	35,0
C40/50	0,11	0,18	40,0
C45/55	0,12	0,19	45,0
C50/60	0,13	0,21	50,0
C55/67	0,14	0,22	55,0

Tab. 22: Bewehrungsgehalt ρ aus DIN-FB 102:2009-03 [5.2]

5.4.3 Vergleich der bisherigen Regelwerke

Mit Hilfe der bisher ermittelten Mindestquerkraftbewehrungsgehalte der verschiedenen Regelwerke und der Umrechnung der verschiedenen Betonfestigkeitsklassen ist ein Vergleich der Regelwerke möglich. Ein Vergleich aller Mindestbewehrungsgehalte $\rho_{w,min}$ ab 1966 in Abhängigkeit der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck,cyl150}$ ist im Bild 93 dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass bei Anwendung der Normen ab 1966 die geforderte Mindestquerkraftbewehrung für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt (Schrägribbildung im Steg) nach DIN-FB 102:2009-03 [5.2] eingehalten ist.¹ Die Differenz ist für allgemeine Querschnitte (Biegeschubrissbildung) sogar noch größer. Es kann also davon ausgegangen werden, dass bei Bauwerken, welche nach 1966 erbaut und nach den damals gültigen Regelwerken bemessen

¹ Die Festlegungen der im Februar 1966 veröffentlichten Ergänzungen zur DIN 4227:1953-10 wurden im April 1966 durch ein Allgemeines Rundschreiben Straßenbau für die Ausführung von Spannbetonbrücken verbindlich. Die Grundlagen zur Mindestquerkraftbewehrung wurden zuvor von LEONHARDT erarbeitet und sind schon im Januar 1965 veröffentlicht worden [5.24]. Daher können evtl. weitere Bauwerke vor 1966 als ausreichend mindestquerkraftbewehrt eingestuft werden.

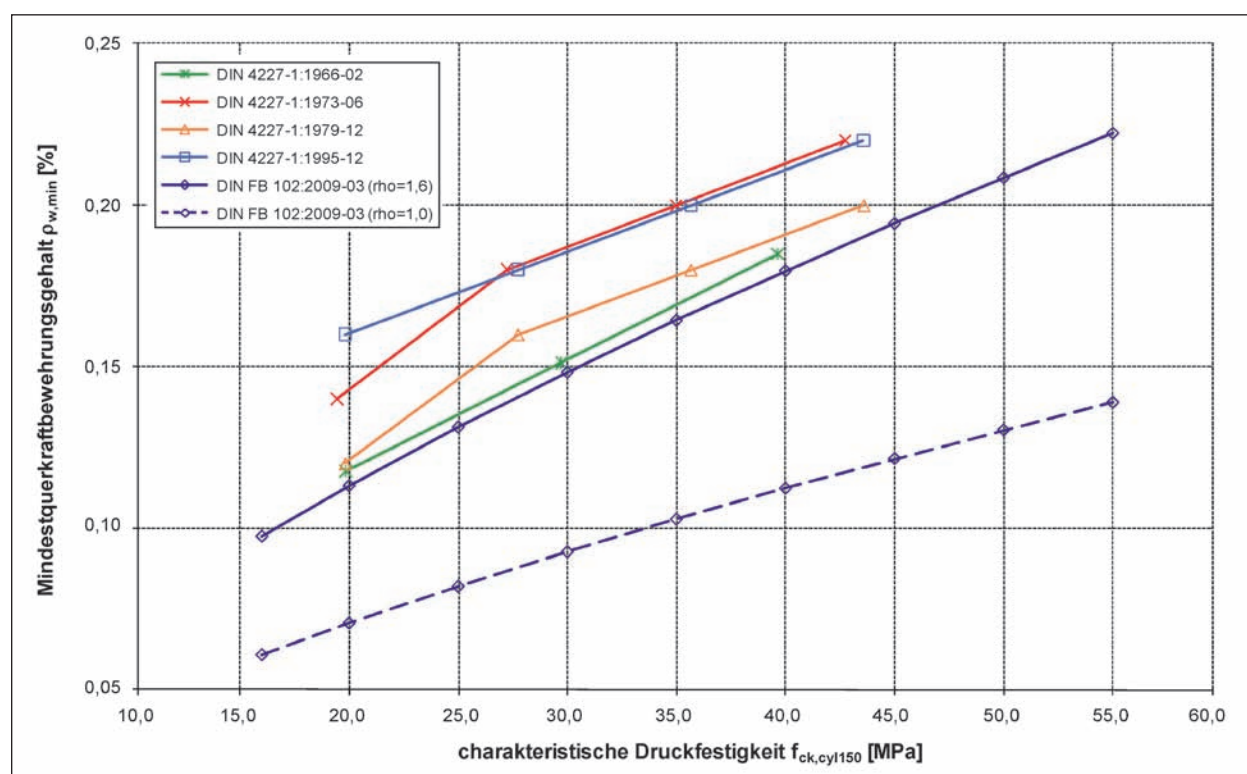


Bild 93: Vergleich der Mindestquerkraftbewehrung der bisherigen Regelwerke mit der aktuellen Norm DIN-FB 102:2009-03 [5.2]

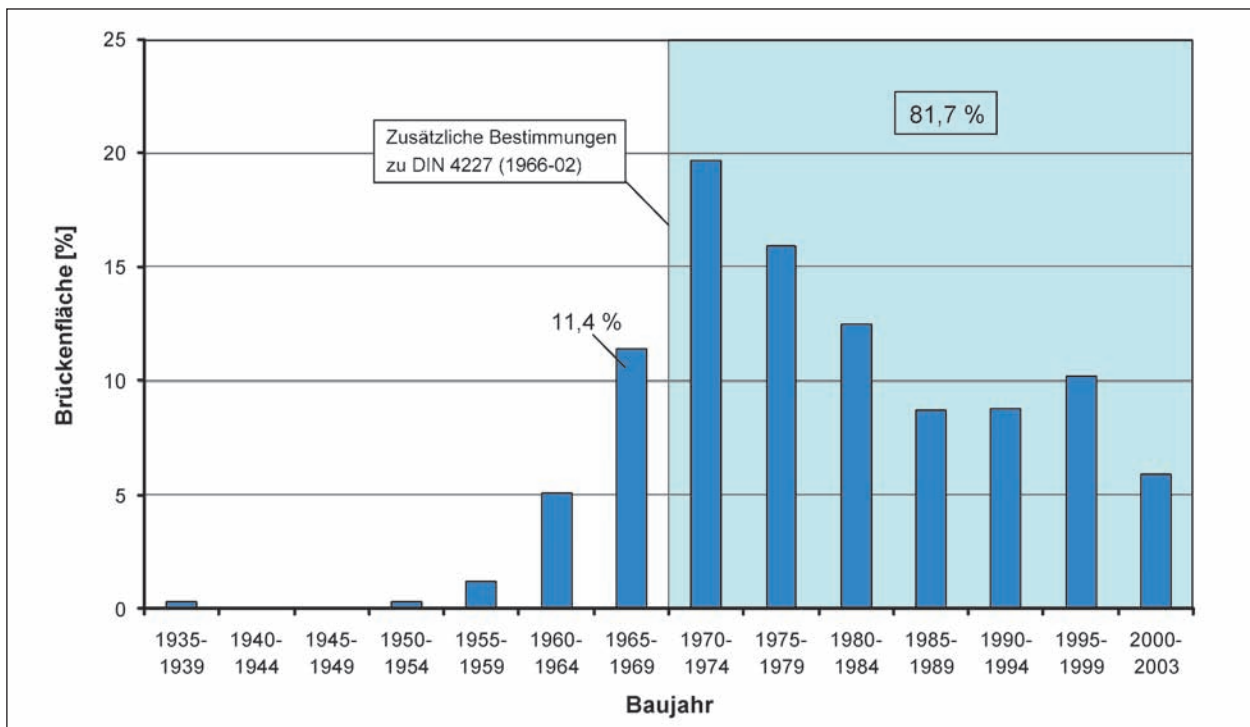


Bild 94: Altersstruktur der Spannbetonbrücken an Bundesfernstraßen aus [5.22]

worden sind, keine Probleme durch fehlende Mindestquerkraftbewehrung auftreten werden.

Das Bild 94 zeigt eine Übersicht über die Altersstruktur der Spannbetonbrücken an Bundesfernstraßen aus [5.22]. Für den Fall, dass alle Bauwerke nach den damals gültigen Regelwerken bemessen und erbaut worden sind, weisen über 81,7 % aller Spannbetonbrücken an Bundesfernstraßen ausreichende Mindestquerkraftbewehrung auf.

5.4.4 Spannbeton für die Praxis

In [5.24] sind u. a Empfehlungen für die Querkraftbewehrung zu finden. Demnach empfiehlt der Verfasser, „für die Schubsicherung nur die schräge Hauptzugspannung σ_z^{Br} unter 1,75facher Gebrauchslast heranzuziehen und die volle Deckung der schiefen Hauptzugspannungen von $\sigma_z^{Br} > 1/25 W_{28}$ abzuverlangen“. Die Druckfestigkeit W_{28} entspricht der mittleren 28-Tage-Würfeldruckfestigkeit eines Würfels mit einer Kantenlänge von $\alpha = 200$ mm ($f_{cm,cu200}$). Zusätzlich sind folgende Gleichungen aufgeführt, welche bereits auf die aktuellen Bezeichnungen umbenannt wurden:

Für

$$\sigma_z^{Br} \leq \frac{f_{cm,cu200}}{25}$$

gilt:

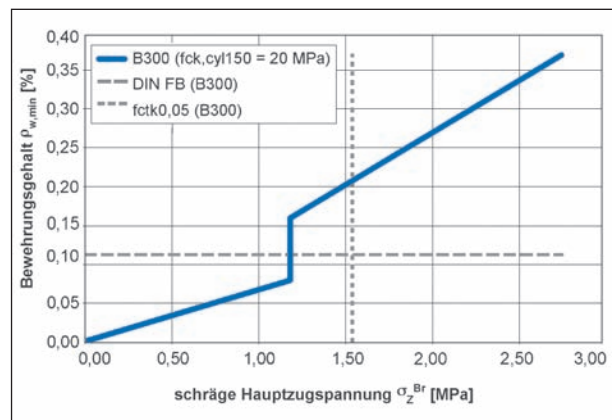


Bild 95: Grafische Darstellung der Empfehlungen von LEONHARDT für B300

$$a_{sw,min} = \frac{\sigma_z^{Br}}{2 \cdot f_{yk}} \cdot b_w = \frac{f_{cm,cu200}}{2 \cdot 25 \cdot f_{yk}} \cdot b_w$$

und für:

$$\sigma_z^{Br} \geq \frac{f_{cm,cu200}}{25}$$

gilt:

$$a_{sw,min} = \frac{\sigma_z^{Br}}{f_{yk}} \cdot b_w = \frac{f_{cm,cu200}}{25 \cdot f_{yk}} \cdot b_w$$

Bei Anwendung der obigen Gleichungen ergibt sich für eine Betonfestigkeitsklasse B300 das Bild 95. Dabei wird der Mindestquerkraftbewehrungsgehalt in Abhängigkeit der schrägen Hauptzugspannung

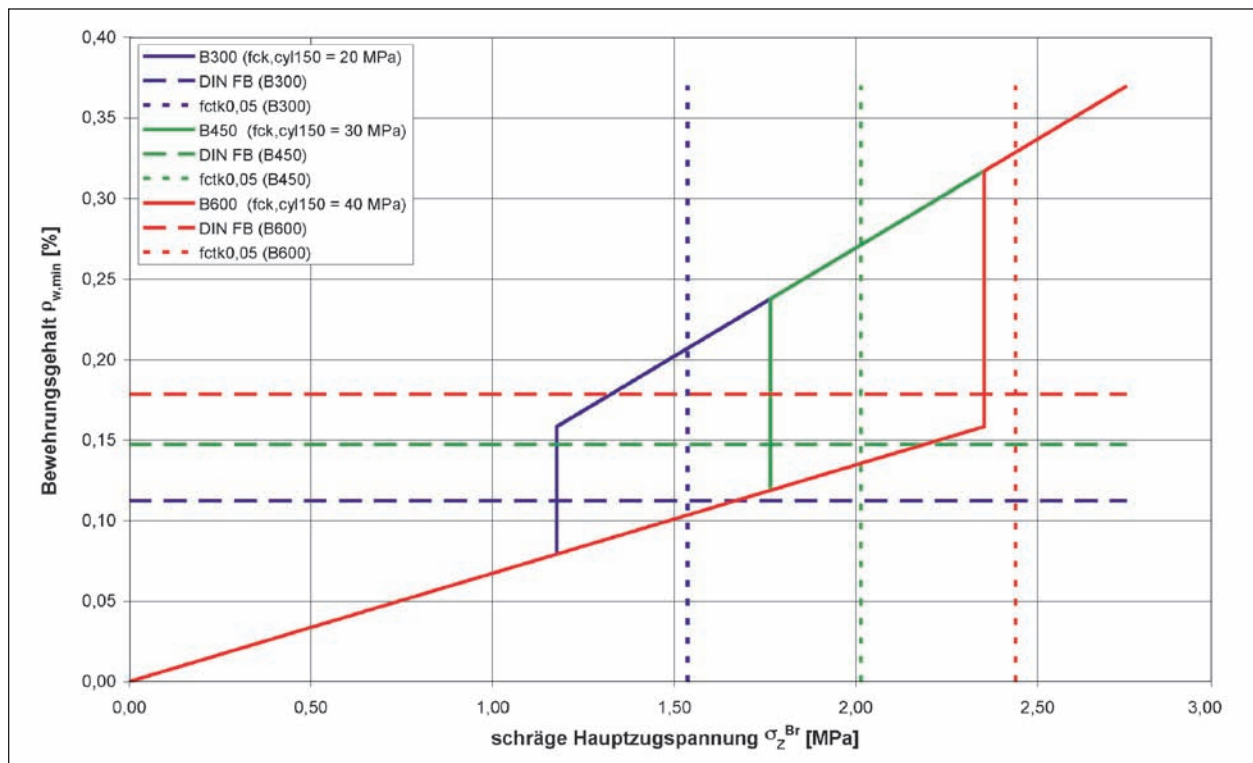


Bild 96: Grafische Darstellung der Empfehlungen von LEONHARDT für B300, B450 und B600

dargestellt. Die durchgezogene Linie wurde nach der Empfehlung von LEONHARDT berechnet. Der Sprung ergibt sich durch die Grenze $f_{cm,cu200}/25$. Die horizontale gestrichelte Linie kennzeichnet den Mindestbewehrungsgehalt nach DIN-FB 102:2009-03 [5.2] und schneidet die durchgezogene Linie genau im Übergang der „Deckung der vollen schiefen Hauptzugspannung“ zur „Deckung der halben schiefen Hauptzugspannung“. Die vertikale gepunktete Linie kennzeichnet die charakteristische Zugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$. Im Bereich kleinerer Spannungen als der charakteristischen Zugfestigkeit ist ein Zugversagen unwahrscheinlich.

Im Bild 96 wurde die grafische Darstellung um die Betonfestigkeitsklassen B450 und B600 erweitert. Es ist dieselbe Tendenz erkennbar. Demnach kann die Annahme getroffen werden, dass Bauwerke, welche nach 1955 erstellt worden sind und nach [5.24] bemessen worden sind, über ausreichende Mindestquerkraftbewehrung verfügen sollten.

5.4.5 Praxisbeispiele

Im Rahmen bisheriger Nachrechnungen (u. a. [5.26]) wurden bereits einige Brücken nach verschiedenen Gesichtspunkten untersucht. Mit Hilfe von drei Brücken sollen die bisherigen Erkenntnisse angewandt werden. Eine Übersicht über die

Bezeichnung	Baujahr	b_w	Beton	$f_{ck, cy150}$	f_{yk}	a_{sw}
	-	m	-	MPa	MPa	cm ² /m
Mersmannstiege	1964	0,70	B450	29,7	420	13,4
		1,05				13,4
		0,58				13,4
		0,85				13,4
TB Volkersbach	1968	0,73	B450	29,7	420	13,4
		0,73				45,4
		0,73				70,7
TB Lützelbach	1967	0,50	B450	29,7	420	16,1
		1,00				40,2

Tab. 23: Merkmale der verschiedenen Bestandsbrücken

Baujahre, die Stegbreiten, die Betonfestigkeitsklassen, die Betonstahlgüte und die Querkraftbewehrung ist in der Tabelle 23 aufgeführt.

Im Bild 97 sind die Querkraftbewehrungen a_{sw} der verschiedenen Brücken in Abhängigkeit der Stegbreite b_w dargestellt. Zusätzlich sind die Anforderungen für eine Mindestquerkraftbewehrung nach DIN 4227:1966-02 [5.17] und DIN-FB 102:2009-03 [5.2] aufgeführt. Bei den Beispielbrücken wurde Betonstahl BSt III verwendet, weshalb für die Anwendung der Normgleichungen die Tabellenwerte für eine Streckgrenze von $f_{ck} = 420$ MPa verwendet wurden.

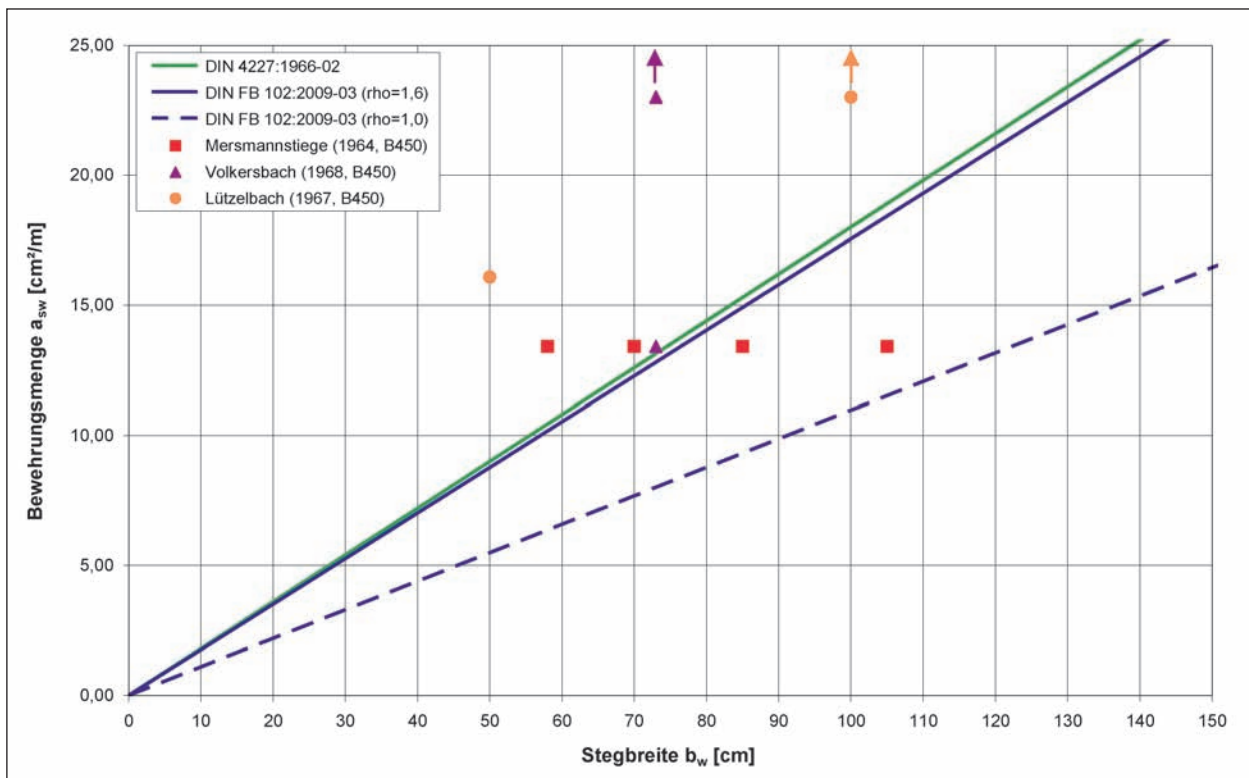


Bild 97: Vergleich der Querkraftbewehrung verschiedener Bestandsbrücken mit der damaligen Norm DIN 4227:1966-02 und dem DIN-FB 102:2009-03 (Beton B450 ($f_{ck,cyl150} = 29,7$ MPa) und Betonstahl BSt III ($f_{ck} = 420$ MPa))

Es ist zu erkennen, dass für die Lützelbachbrücke ausreichende Querkraftbewehrung vorhanden ist. Des Weiteren ist auch bei der Volkersbachbrücke bei konstanter Stegbreite ausreichend Querkraftbewehrung vorhanden. Die geringe Querkraftbewehrung ist im Bereich des Feldes und liegt genau über der geforderten Mindestquerkraftbewehrung. Im Bereich der Stützen wurde bei der Volkersbachbrücke erwartungsgemäß mehr Querkraftbewehrung eingebaut. Die Brücke Mersmannstiege wurde vor der Einführung der DIN 4227:1966-02 [5.17] erbaut und besitzt im Feldbereich ($b_w = 0,58$ bzw. $0,70$ m) ausreichende Querkraftbewehrung. Im Bereich der Stützen mit größeren Stegbreiten liegt der Bewehrungsgehalt unter der geforderten Menge des DIN-FB 102:2009-03 [5.2] mit dem Kriterium für Schrägrissbildung im Steg ($\rho = 1,6$). Jedoch liegen die Werte immer noch oberhalb des Kriteriums der Biegeschubrissbildung ($\rho = 1,0$).

5.4.6 Zusammenfassung

In diesem Kapitel wurde nach einer Normen- bzw. Literaturdurchsicht festgestellt, dass Spannbetonbrücken, welche nach 1966 erbaut wurden und nach damaligem Stand der Technik bzw. nach den Regelwerken bemessen wurden, über ausreichende

de Mindestquerkraftbewehrung verfügen sollten. Dies betrifft mindestens 82 % aller Spannbetonbrücken an Bundesfernstraßen. Für Spannbetonbrücken, welche zwischen 1955 und 1966 erbaut wurden (17 %) und nach den Empfehlungen von LEONHARDT bemessen wurden, gilt teilweise dieselbe Feststellung. Dennoch ist eine genauere Betrachtung abschnittsweise und für jede ältere Spannbetonbrücke sinnvoll. Die erforderliche Mindestquerkraftbewehrung nach DIN-FB 102:2009-03 [5.2] mit dem Kriterium einer Biegeschubrissbildung ($\rho = 1,0$) sollte jedoch eingehalten sein.

6 Ermüdung

6.1 Betonstahl – Experimentelle Untersuchungen

In den vergangenen 50 Jahren wurden zahlreiche dynamische Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von Betonstählen durchgeführt. Wesentliche Studien sind in diesem Zeitraum u. a. von WASCHIEDT [6.18], RUßWURM/MARTIN [6.13], TILLY/MOSS [6.15], VOGEL/FEHLMANN [6.17], REHM [6.11], THÜRLIMANN/CANTELI/ESSLINGER [6.14] und MAURER/DREIER/MACHOC-

ZEK/HEEKE [6.9] durchgeführt worden. Sofern möglich sind aus den angegebenen Quellen die Schwingspiele mit den zugehörigen Spannungsschwingbreiten übernommen und in neue Diagramme aufgetragen worden. Dort, wo dies nicht möglich war, wurde im jeweiligen Originaldiagramm die aktuell gültige Wöhlerlinie des DIN-FB 102 [6.1] ergänzt, um eine vergleichende Aussage treffen zu können.

Zur Einstufung einiger in den älteren Untersuchungen verwendeter Proben kann die umfassende Zusammenstellung aller bis heute eingesetzter Betonstähle herangezogen werden, die von BINDSEIL/SCHMITT [6.8] veröffentlicht wurde.

6.1.1 WASCHIEDT (1965)

WASCHIEDT [6.18] führte 1965 Versuche an glatten Rundstählen und Rippenstählen durch. Untersucht wurden Betonstähle unterschiedlicher Herstellung mit einem Durchmesser von 16 mm, da dieser für den damals in Deutschland bei Rippenstählen üblichen Abmessungsbereich ($d = 6\text{--}26$ mm) als mittlerer Durchmesser anzusehen war. Lediglich zur Bestimmung des Dickeneinflusses erfolgten Versuche mit Stählen $d = 26$ mm. Alle Pro-

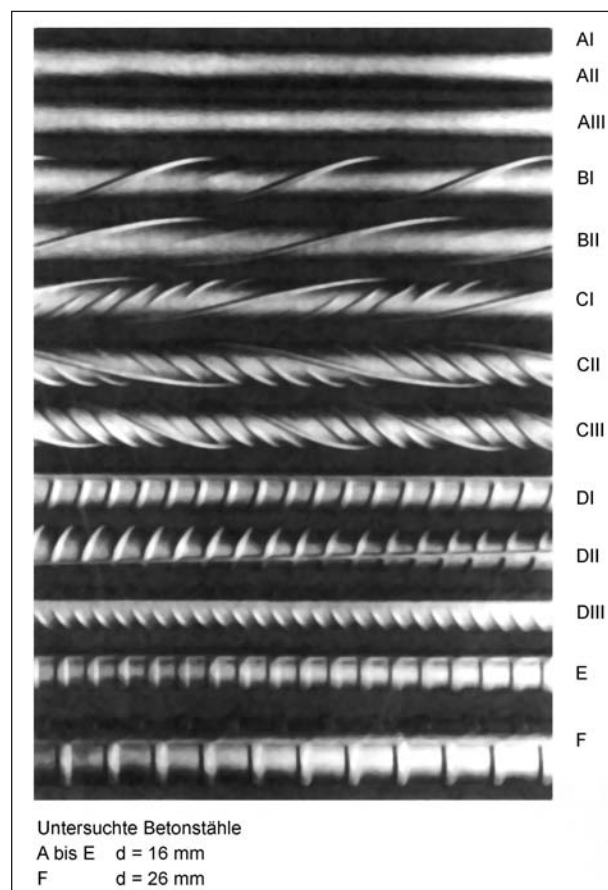


Bild 98: Untersuchte Betonstähle [6.18]

ben wurden freischwingend sowie im einbetonierten Zustand untersucht. Im Allgemeinen wurde die Unterspannung in den Versuchen konstant mit $\sigma_u = 60$ N/mm² angesetzt, während die Oberspannung verändert wurde. In einigen seiner Versuche wurde die Unterspannung variiert, um einen Einfluss zu erkennen. Als Dauerschwingfestigkeit wurde die Schwingbreite zugrunde gelegt, die bei $2 \cdot 10^6$ Lastspielen noch ertragen wurde.

Freischwingende Versuche

Die freischwingenden Versuche der Stäbe mit dem Durchmesser von 16 mm wurden mit einer Lastspielfrequenz von 14 Hz (840/min) und der Stäbe mit dem Durchmesser von 26 mm mit 11,1 Hz (666/min) durchgeführt. Die Proben besaßen eine Länge von 400 mm und waren an den Stabenden mit einer Kunstharzschicht versehen, die nach Erhärtung auf die erforderlichen Abmessungen der Rundbacken abgedreht wurde.

Einbetonierte Kleinkörperversuche

Die einbetonierten Versuche erfolgten mittels eines Betonprismas mit den Abmessungen $80 \times 80 \times 500$ mm³, sodass sich bei einem Stabdurchmesser von 16 mm eine allseitige Betondeckung von 32 mm ergab. Die Kraftübertragung auf den Stab erfolgte bei diesem Versuchskörper über den Beton, um eine gleichmäßige Verteilung der Zugspannung zu erzielen. Die Lastspielfrequenz betrug bei diesen Versuchen 10,7 Hz (640/min).

Zudem wurden weitere Versuche an kleinen Betonprismen mit den Maßen $80 \times 80 \times 130$ mm³ und eingebetteten Stäben durchgeführt. Hierbei erfolgte die Kraftübertragung nicht über den Beton, sondern direkt über den Stab. Die Lastspielfrequenz betrug in diesen Versuchen 13,8 Hz (830/min).

In den Bildern 99 und 100 sind die Versuchswerte von WASCHIEDT aufgetragen. Da sich die Versuchsergebnisse im einbetonierten Zustand nicht stark von den freischwingenden unterscheiden, wurden sie in den Diagrammen zusammen aufgenommen. Dem Bild 99 sind Versuche mit glattem Rundstahl aus Betonstahl I und Betonstahl II zu entnehmen. Im Bild 100 sind die gerippten Betonstähle (BSt III, BSt IV) aufgetragen.

Es zeigt sich in beiden Diagrammen, dass alle gebrochenen Proben von 1965 oberhalb der heutigen Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 liegen.

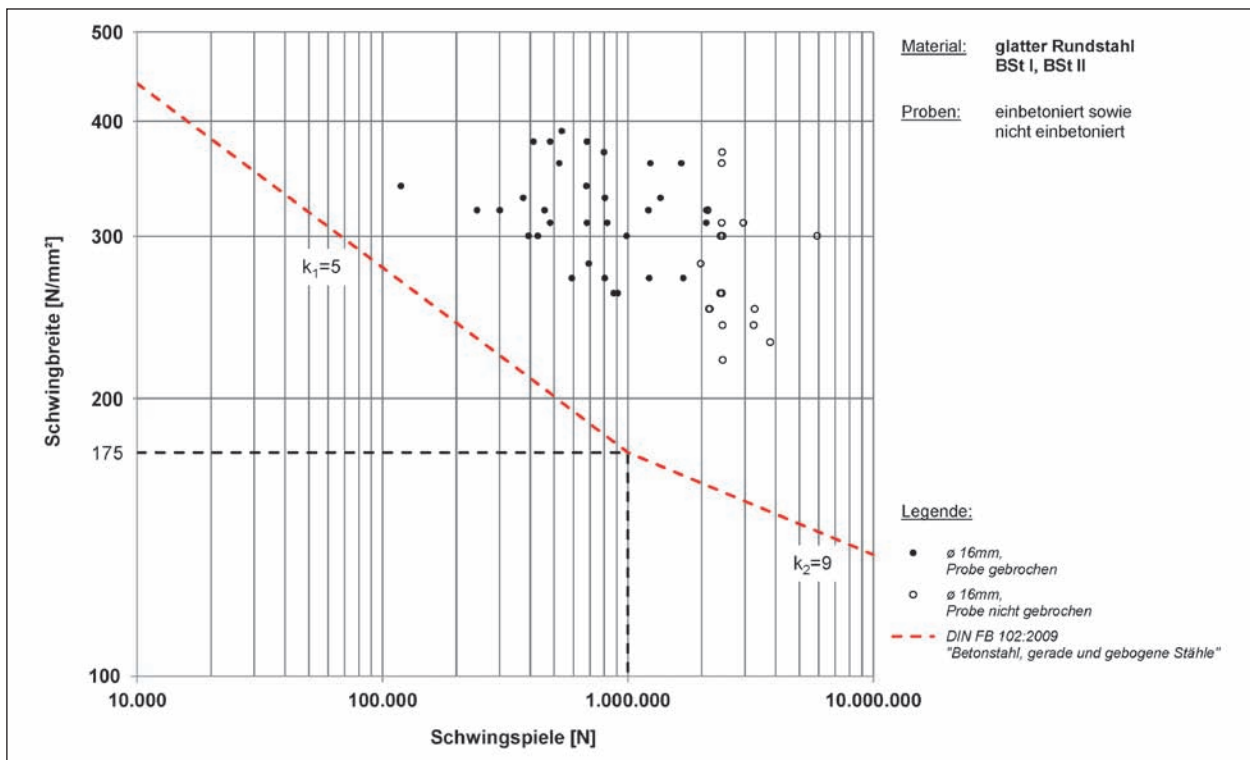


Bild 99: Versuchsergebnisse von WASCHIEDT [6.18], glatter Betonstahl im einbetonierten und nicht einbetonierten Zustand

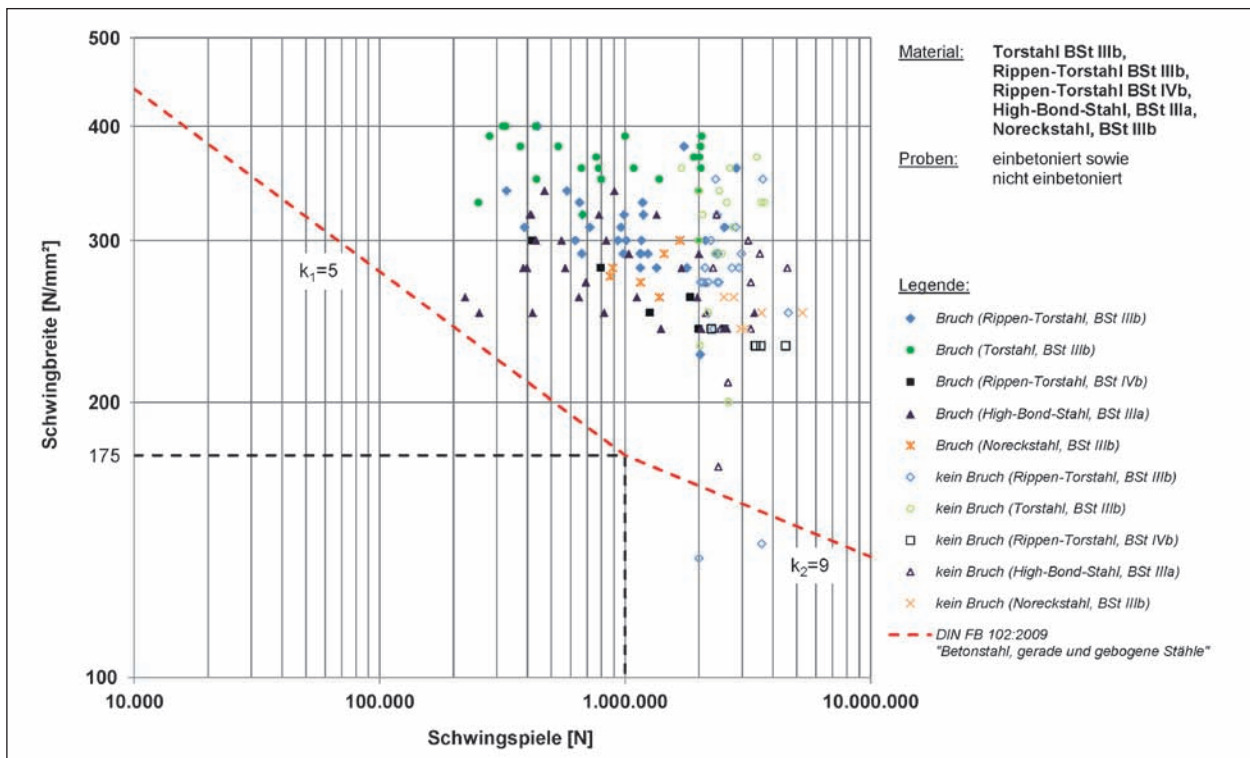


Bild 100: Versuchsergebnisse von WASCHIEDT [6.18], gerippter Betonstahl im einbetonierten und nicht einbetonierten Zustand

6.1.2 RUßWURM/MARTIN (1968)

1968 wurden von RUßWURM/MARTIN [6.13] Dauerschwingversuche an kaltgewalztem Betonrippenstahl „KARIS Stahl“ durchgeführt. Die Durchmesser

der Probe betragen 4, 6, 8, 10 und 12 mm. Als Dauerschwingfestigkeit wurde die Schwingbreite zugrunde gelegt, die bei $2 \cdot 10^6$ Lastspielen noch ertragen wurde. Der Stahl erfüllt die damaligen Anforderungen an den Betonstahl IVb.

Freischwingende Versuche

Zur Durchführung der Versuche wurde ein Hochfrequenzpulsator mit einer Frequenz von ca. 110 Hz verwendet. Die Oberspannung betrug in allen freischwingenden Versuchen $0,8 \cdot \sigma_s = 445 \text{ N/mm}^2$.

Einbetonierte Versuche

Es wurden Stäbe mit der Oberspannung so als dem 0,8fachen Wert der für Stahl III garantierten Streckgrenze ($\sigma_s = 338 \text{ N/mm}^2$) und 3 weitere Stäbe mit einer Oberspannung als dem 0,8fachen Wert der tatsächlichen Streckgrenze ($\sigma_o = 480 \text{ N/mm}^2$) belastet. In den Versuchen ist von 9 Proben nur eine auf Ermüdung gebrochen. Daher wurde damals keine Wöhlerkurve aufgestellt. Die Abkrümmung der Stäbe betrug $15 \cdot d_s$.

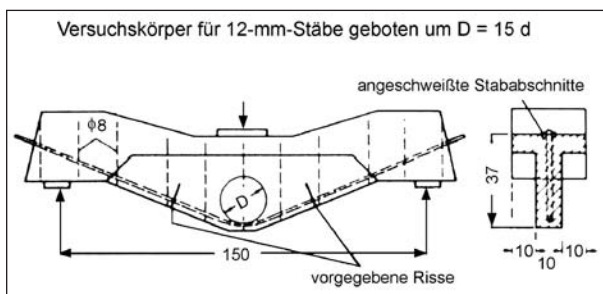


Bild 101: Versuchskörper von RUßWURM/MARTIN [6.13] für einbetonierte Stäbe mit $15 \cdot d_s$ Abkrümmung

In den Bildern 102 und 103 sind die Versuchsergebnisse von RUßWURM/MARTIN aufgetragen. Bild 102 zeigt die freischwingend durchgeführten Versuchsergebnisse des KARI-Stahls IVb. In Bild 103 sind die einbetonierten Proben dargestellt. Hier wurde $\Delta\sigma_{Rsk}$ durch den Reduktionsfaktor ζ_1 nach DIN-FB 102:2009 angepasst. Dieser berücksichtigt kleinere Abkrümmungen als $d_{Br} < 25 \cdot d_s$. In beiden Fällen ist deutlich erkennbar, dass die untersuchten Proben (1968) von RUßWURM/MARTIN oberhalb der Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 liegen.

6.1.3 TILLY/MOSS (1980)

TILLY und MOSS ([6.15, 6.16, 6.10]) führten Ende der 70er und Anfang der 80er Jahre Dauerschwingversuche an Betonstählen durch. Die Prüffrequenz der freischwingend getesteten Stähle betrug bis zu 150 Hz.

Bei den untersuchten Proben handelte es sich um tordierte, warmgewalzte und kaltverformte Betonstähle mit einer garantierten charakteristischen Streckgrenze von 460 N/mm^2 .

- Typ A: kaltverformer Torstahl,
- Typ B: kaltverf. „Square-twisted“-Stahl,

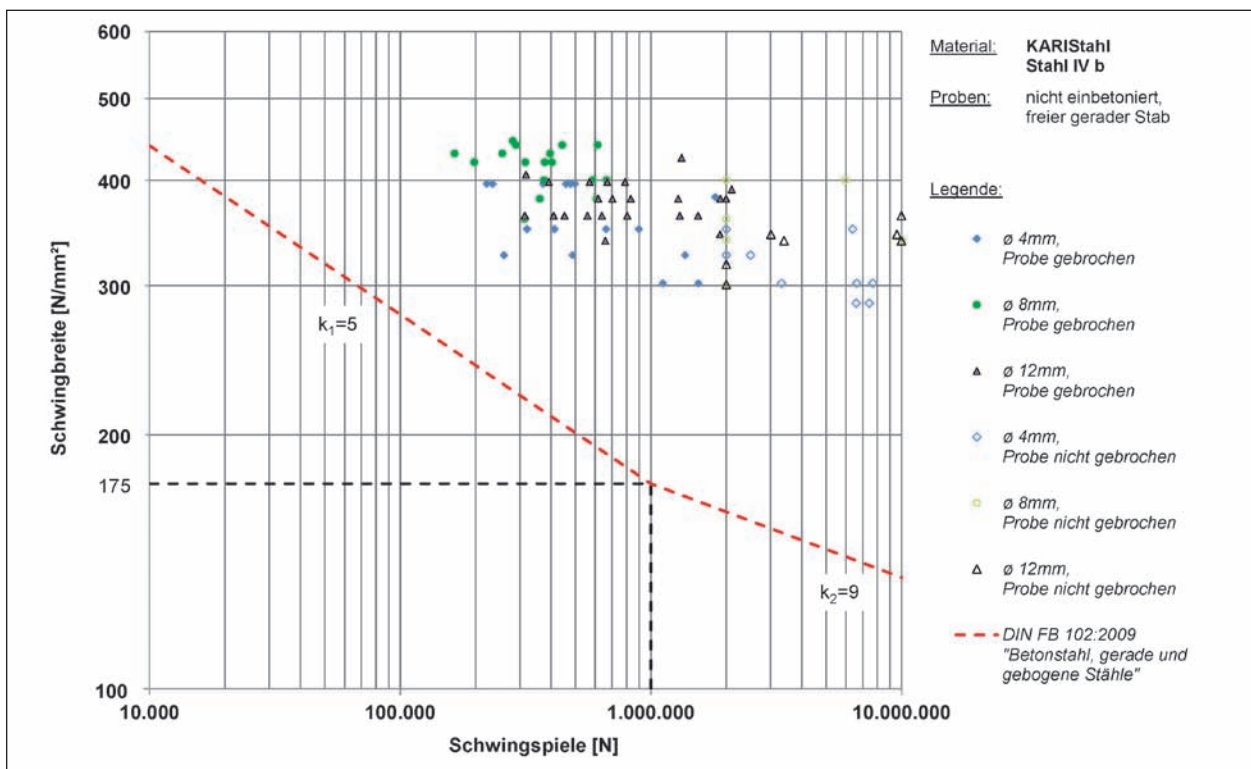


Bild 102: Versuchsergebnisse von RUßWURM/MARTIN [6.13], KARI-Stahl IVb im nicht einbetonierten Zustand

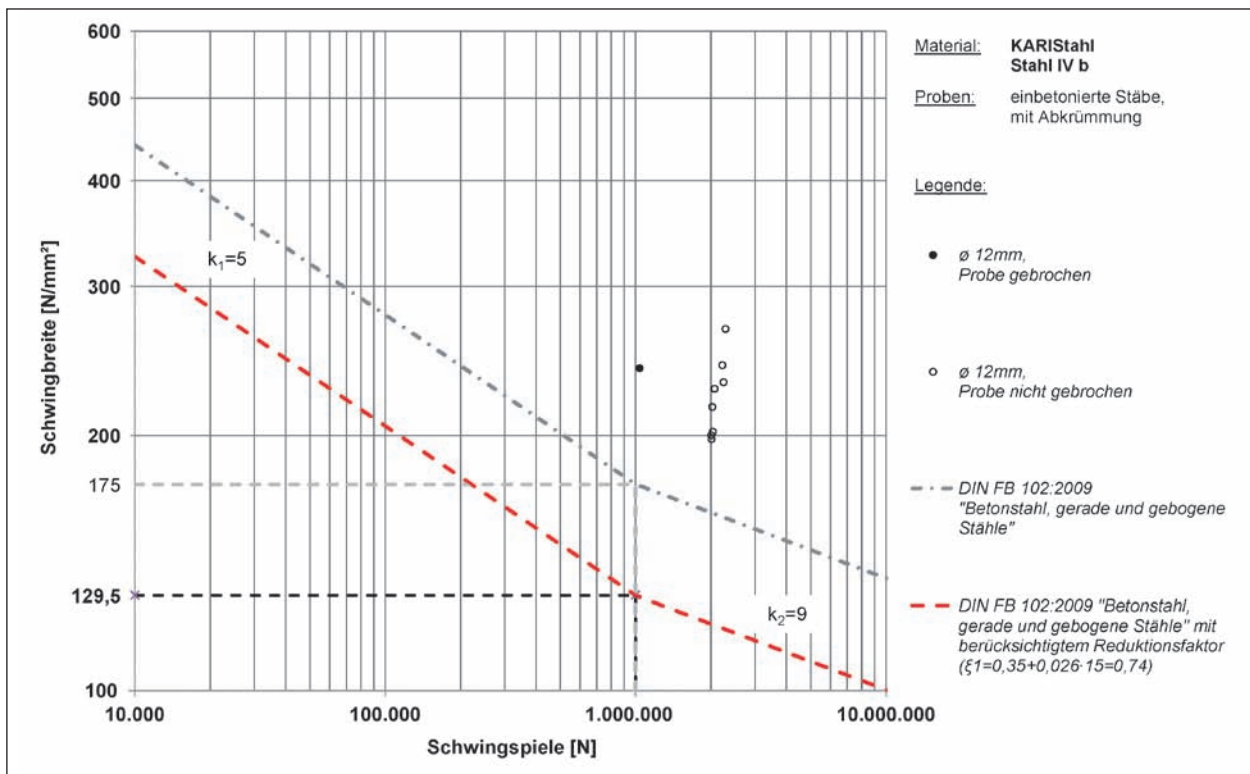


Bild 103: Versuchsergebnisse von RUßWURM/MARTIN [6.13], KARI-Stahl IVb mit Abkrümmung im einbetonierten Zustand

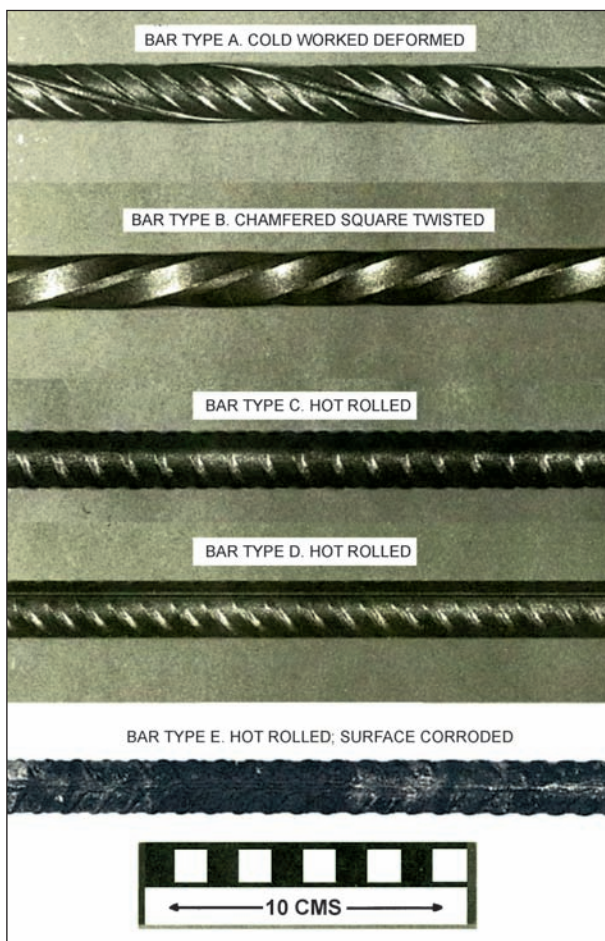


Bild 104: Untersuchte Stähle [6.10]

- Typ C-E: warm-gewalzter Stahl, Typ E, zudem in einem stark verrosteten Zustand,
- Typ F: gewalztes Material aus Schrottbestandteilen mit hohem Kohlenstoffanteil.

Da die Rohdaten der Versuchsergebnisse nicht als Werte vorliegen, wurde in die Diagramme von TILLY/MOSS nachträglich die heutige Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 maßstäblich eingezeichnet. Es zeigt sich, dass die Stähle mit einem Durchmesser von 16 mm deutlich über der heutigen Bemessungswöhlerlinie liegen.

Für größere Durchmesser ($d_s \geq \varnothing 28$ mm) darf nach DIN-FB 102:2009 der Knickpunkt $\Delta\sigma_{Rsk}$ auf 145 N/mm² abgesenkt werden. Das begründet sich durch die größere Oberfläche bzw. das größere Materialvolumen. Mit größer werdenden Durchmessern steigt statistisch die Wahrscheinlichkeit, dass es zu Fehlstellen im Gefüge kommt, die einen Ausgangspunkt für eine Anrissbildung und einen Ermüdungsbruch darstellen.

Es zeigt sich, dass auch die größeren Durchmesser oberhalb der Bemessungswöhlerlinie liegen.

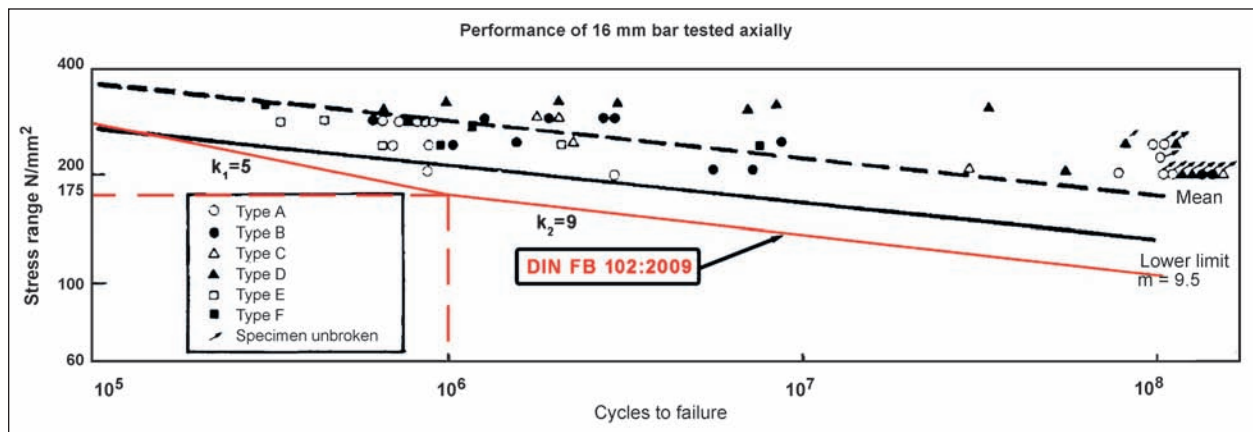


Bild 105: Versuchsergebnisse von TILLY/MOSS [6.15, 6.16], freischwingend getesteter Betonstahl 16 mm, mit nachträglich ergänzter Wöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 bzw. EC2

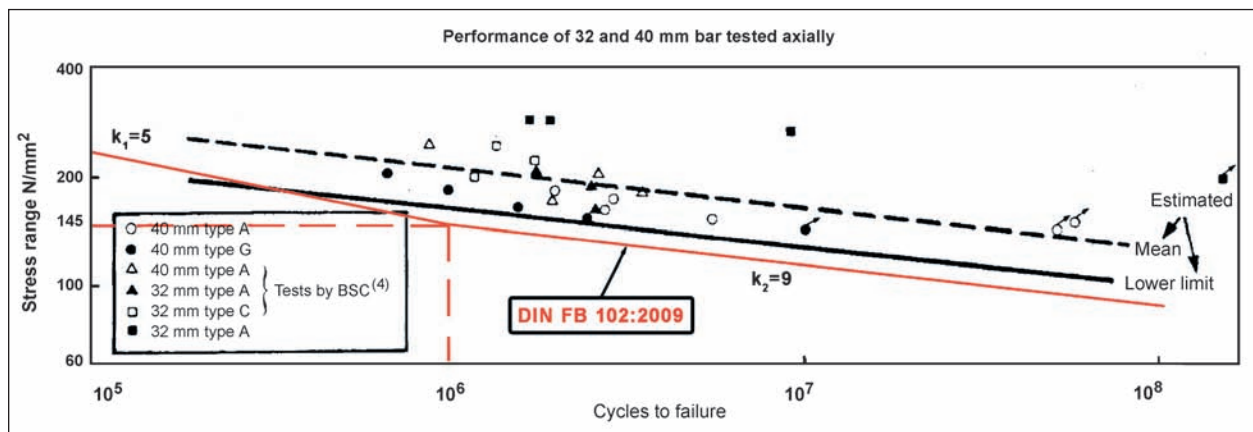


Bild 106: Versuchsergebnisse von TILLY/MOSS [6.15, 6.16], freischwingend getesteter Betonstahl 32 mm und 40 mm, mit nachträglich ergänzter Wöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 bzw. EC2

6.1.4 THÜRLIMANN/CANTELI/ESSLINGER (1980)

1984 wurden an der ETH Zürich Versuche [6.14] zur Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstähen freischwingend durchgeführt, welche 1980 und 1981 in Schweizer Werken gefertigt wurden. Es handelte sich um Betonstahl IIIb (kaltverformt) und Betonstahl IIIa (naturhart, interne Bezeichnung B-D, Serie 7) (Bild 107). Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden die Einflüsse Fabrikat (Geometrie, Herstellungsverfahren, Werkstoff), Spannungsniveau und Durchmesser auf den Verlauf der Wöhlerkurve untersucht.

Die Versuche wurden in hydraulischen Pulsatoren mit einer Prüffrequenz von 6 Hz als Einstufenversuche durchgeführt.

Proben, welche eine Schwingspielzahl von $2 \cdot 10^6$ erreichten, galten als Durchläufer. Bis auf eine Vergleichsserie wurden alle Versuche mit einer kon-

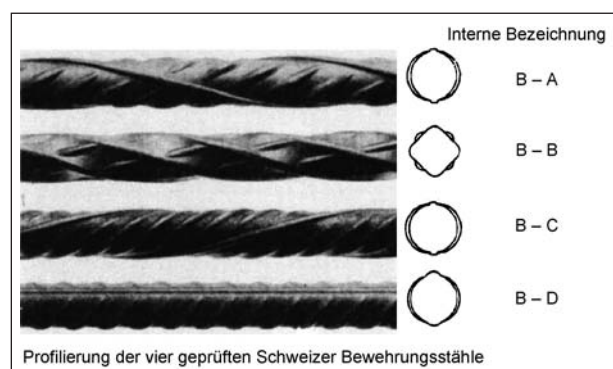


Bild 107: Untersuchte Betonstähle [6.14]

stanten Oberspannung von 80 % der 0,2%-Dehngrenze angesetzt ($\sigma_0 = 0,8 \cdot 490 = 392 \text{ N/mm}^2$).

Die Betonstähle hatten einen Durchmesser von 20 mm und eine Länge von 700 mm. Zu Vergleichszwecken wurden an zwei Serien ebenfalls die Durchmesser und Längen variiert (10 mm mit 500 mm Länge sowie 30 mm mit 970 mm Länge),

um deren Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit zu untersuchen.

Es zeigte sich, dass die untersuchten Variationen des Spannungsniveaus mit konstanter Oberspan-

nung bzw. konstanter Unterspannung ($\sigma_0 = 392 \text{ N/mm}^2 = \text{konstant}$ bzw. $\sigma_u = 10 \text{ N/mm}^2 = \text{konstant}$) im Zeitfestigkeitsbereich als unbedeutend anzusehen sind.

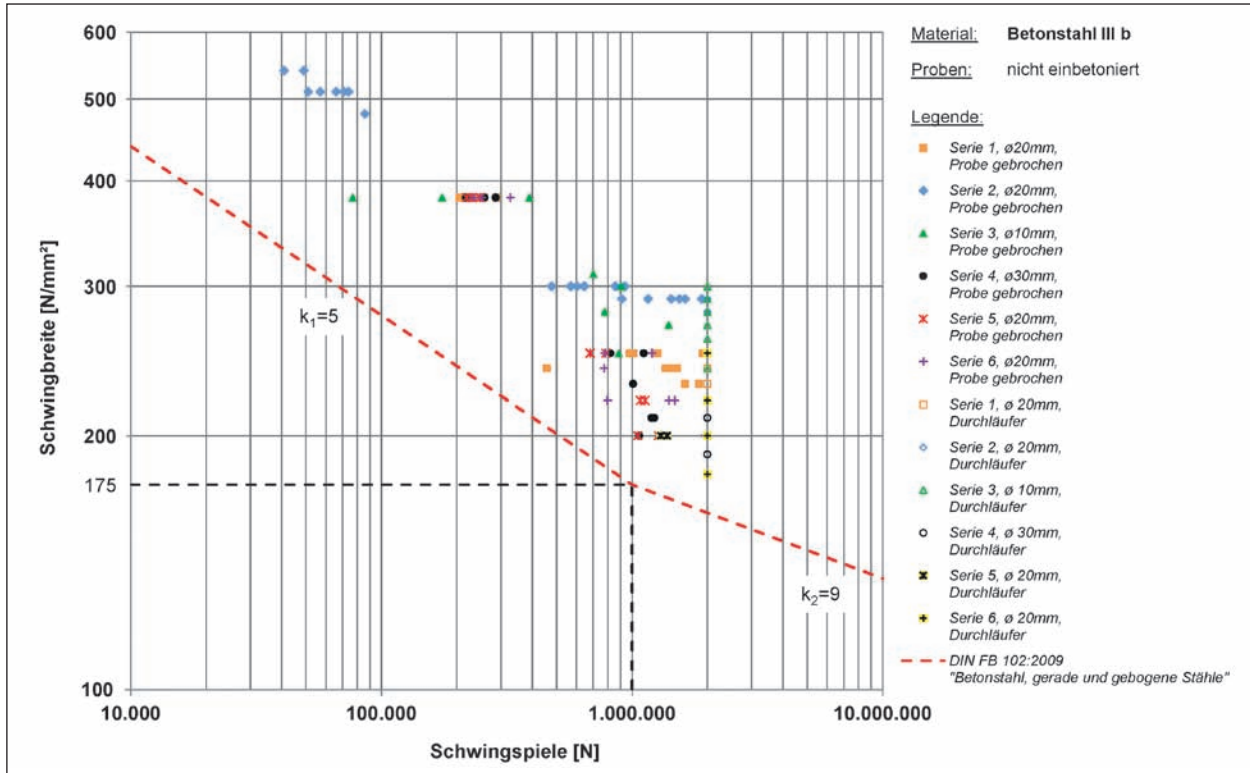


Bild 108: Versuchsergebnisse von THÜRLIMANN et al. [6.14], Betonstahl IIIb im nicht einbetonierten Zustand

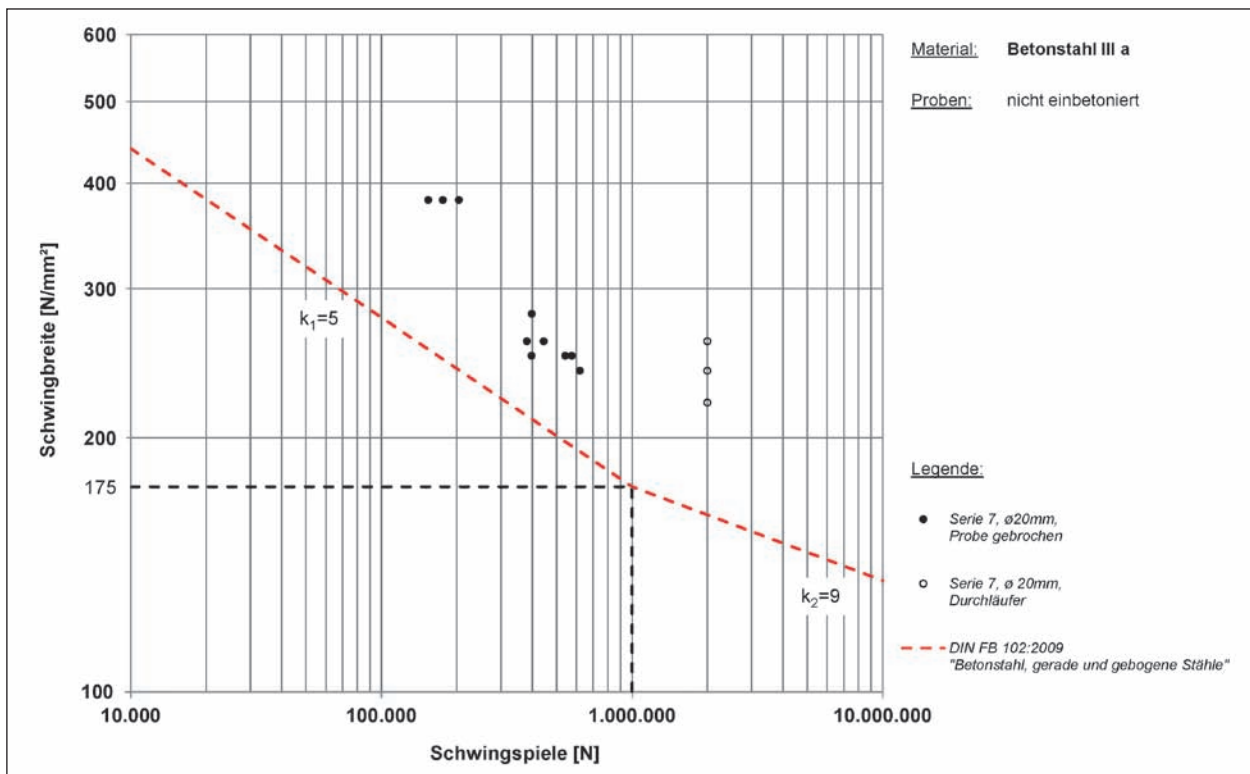


Bild 109: Versuchsergebnisse von THÜRLIMANN et al. [6.14], Betonstahl IIIa im nicht einbetonierten Zustand

Im Dauerfestigkeitsbereich bewirkt das bei konstanter Oberspannung höhere Spannungsniveau gegenüber dem bei konstanter Unterspannung niedrigeren Spannungsniveau für den Durchmesser 20 mm allerdings eine Reduktion der Ermüdungsfestigkeit um ca. 20 %.

Zudem konnte auch in dieser Arbeit festgestellt werden, dass kleinere Durchmesser eine höhere Ermüdungsfestigkeit aufweisen als größere Durchmesser. Im Nachfolgenden sind die Versuchswerte getrennt für Betonstahl IIIa und Betonstahl IIIb in den Diagrammen aufgetragen und der heutigen Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 gegenübergestellt. Aufgrund der geringen Versuchswerte wurden die Stähle mit einem Durchmesser von 30 mm mit in das Diagramm (Bild 108) aufgenommen, auch wenn für diese eine herabgesetzte Bemessungswöhlerlinie anzusetzen ist ($\Delta\sigma_{Rsk} = 145 \text{ N/mm}^2$). In beiden Fällen zeigt sich, dass die getesteten Proben von 1980/81 deutlich über der heutigen Bemessungswöhlerlinie liegen.

6.1.5 VOGEL/FEHLMANN (2008)

FEHLMANN und VOGEL [6.17] führten 2008 an der ETH Zürich dynamische Versuche an freischwingenden Betonstahlproben aus abgebrochenen Brücken der 1950er Jahre sowie zu Vergleichszwecken an neu produzierten Betonstahlproben von Ring- und Stabmaterial der Betonstahlsorte B 500 B durch. Ziel der Untersuchungen war die Fragestellung, ob die Ermüdungsfestigkeit von alten Betonstählen von derjenigen der heute gebräuchlichen wesentlich abweicht. Aus Gründen der Versuchsdauer war es in den meisten Fällen der Versuchsreihe nicht möglich, mehr als $2 \cdot 10^6$ Spannungswechsel pro Stab zu fahren.

Freischwingende Versuche

Bei den aus den abgebrochenen Brücken gewonnenen Proben handelte es sich um Betonstahl der Sorte BOX (Brückenbaujahr 1952) mit den Durchmessern $\varnothing 12 \text{ mm}$ und $\varnothing 16 \text{ mm}$ sowie Torstahl 40 (Brückenbaujahr 1955) mit dem Durchmesser $\varnothing 10 \text{ mm}$.

Die Versuche wurden parallel in zwei Prüfmaschinen mit einer Prüffrequenz von jeweils 6 Hz durchgeführt. Das konstante untere Lastniveau betrug in allen Versuchen $\sigma_u = 50 \text{ N/mm}^2$. Die Probenlänge betrug bei allen Stäben ca. 1 m.

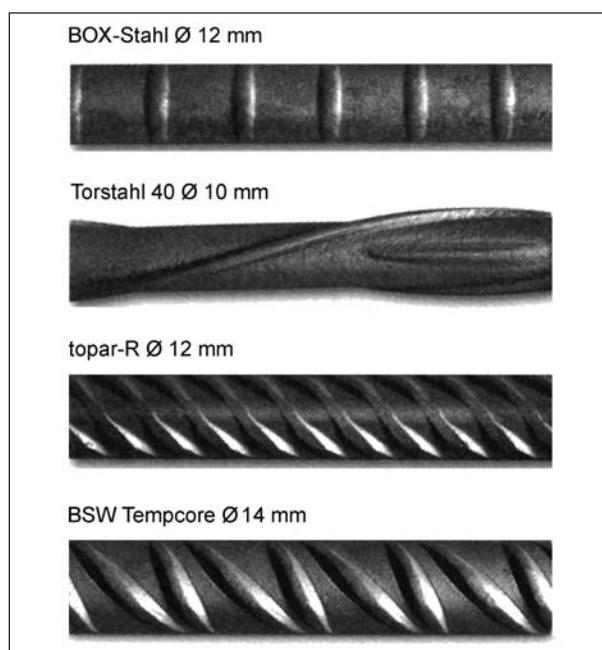


Bild 110: Verwendete Stähle von VOGEL et al. [6.17]

Durch die Versuche konnte festgestellt werden, dass bei den alten Stahlsorten die Streuung größer ist als bei den neuen. FEHLMANN/VOGEL vermuten, dass dieses hauptsächlich auf Korrosionsnarben und sonstige Kerben (durch Ein- bzw. Ausbau) zurückzuführen ist. Es wird von FEHLMANN/VOGEL ebenfalls darauf hingewiesen, dass bei einigen Stäben Brüche zwischen $2 \cdot 10^6$ und $3 \cdot 10^6$ Spannungswechseln aufgetreten sind.

FEHLMANN/VOGEL stellten durch ihre Untersuchungen fest, dass die Wöhlerlinie der Schweizer Norm SIA 262 auf der sicheren Seite liegt. Bei Vorhandensein eines Betonstahls mit einer bezüglich Ermüdung „gutmütigen“ Rippengeometrie (z. B. Glatstahl oder Torstahl) sind die Werte der Schweizer Norm eher konservativ.

Bild 111 zeigt die Ergebnisse der untersuchten Stäbe von FEHLMANN/VOGEL. Im Bild 112 sind zusätzlich die im vorherigen Kapitel aufgeführten Ergebnisse von CANTELI et al. mit angegeben. Da die Versuchsdaten der einzelnen Versuche dem Bericht nicht entnommen werden konnten, wurde in die Diagramme von FEHLMANN/VOGEL nachträglich die Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 maßstäblich eingetragen.

Im Bezug zur heutigen Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 zeigt sich in den Diagrammen, dass sowohl die Versuchswerte der alten Bewehrungsstähle von 1952 und 1955 sowie die der neuen von 2008 oberhalb der Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 liegen.

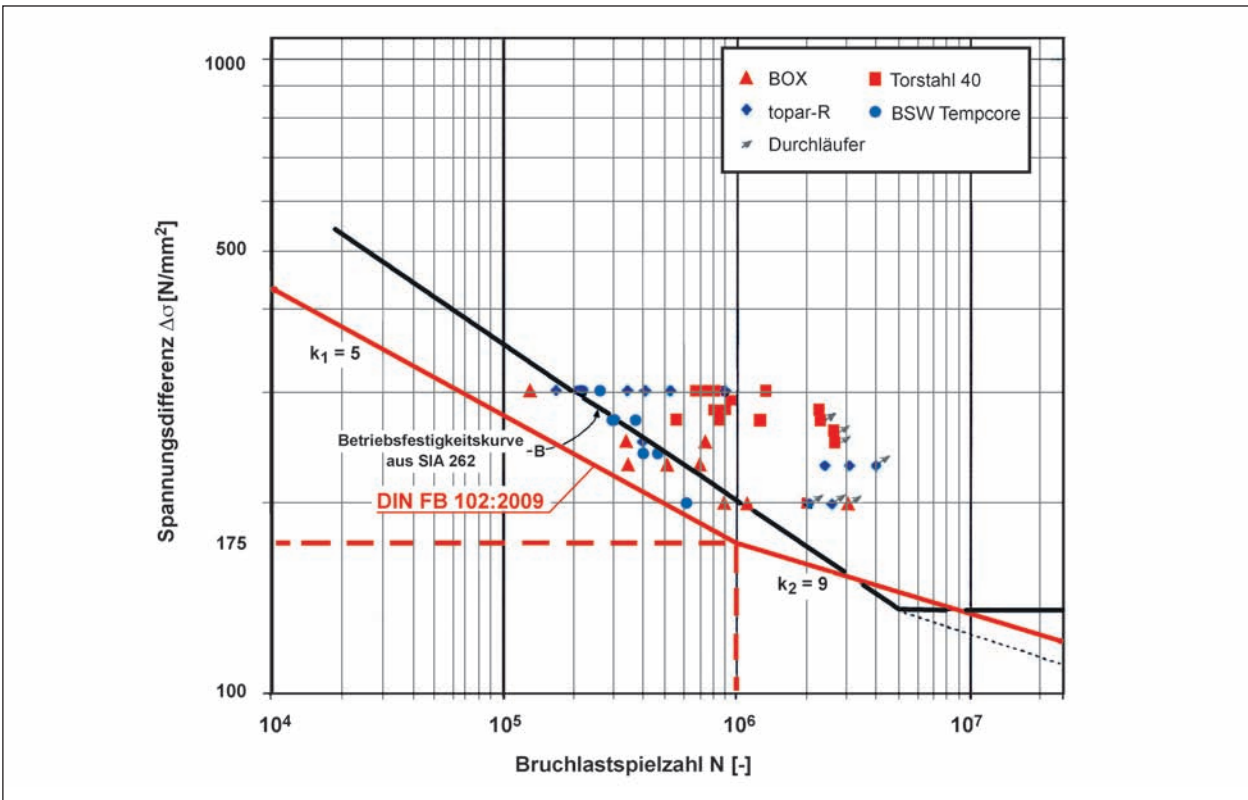


Bild 111: Versuchsergebnisse VOGEL/FEHLMANN [6.17] mit nachträglich eingezeichneter Wöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

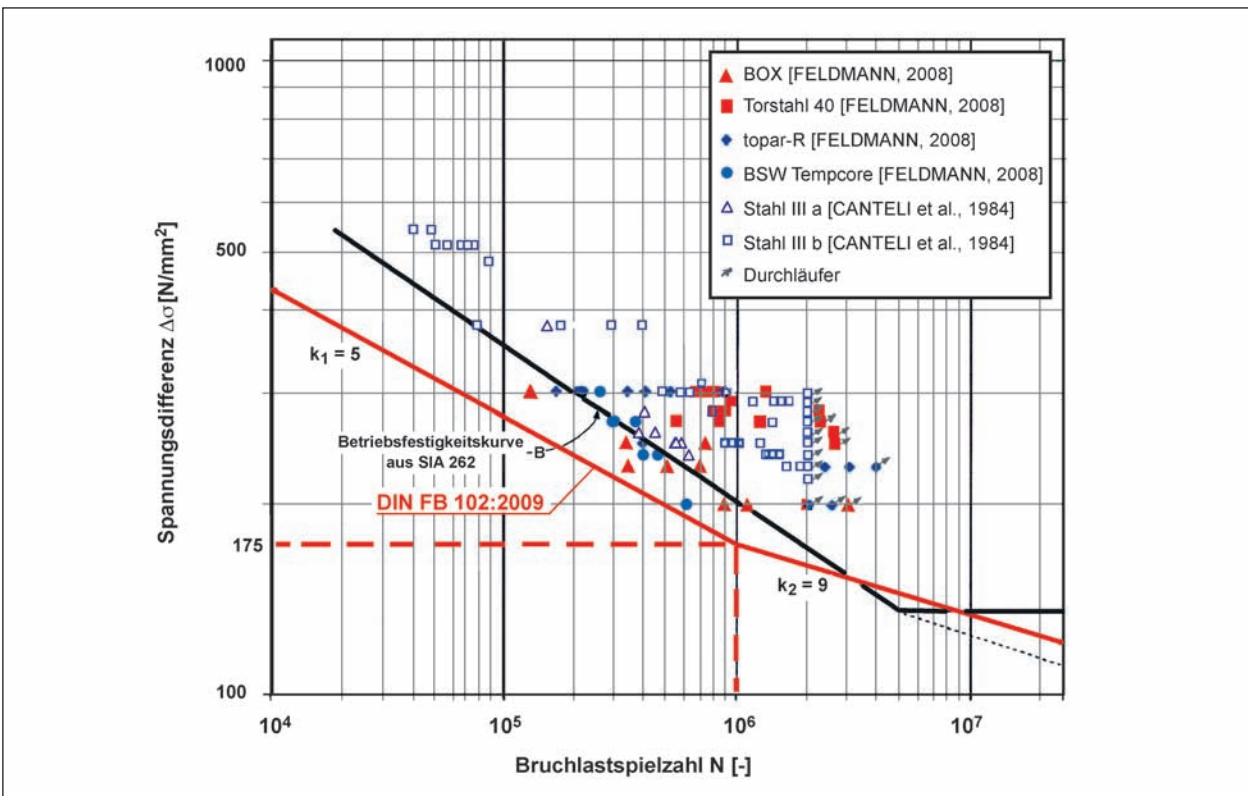


Bild 112: Versuchsergebnisse VOGEL/FEHLMANN [6.17] und CANTELI et al. [6.14] im Vergleich mit nachträglich eingezeichneter Wöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

6.1.6 REHM (2005-2007)

An der „Prüfstelle für Betonstahl“ in München [6.11] sind in den letzten Jahren im Rahmen von Konformitätsprüfungen umfangreiche Dauerschwingversuche an BSt 500 S (\varnothing 10 mm bis \varnothing 40 mm) und Ringmaterial WR/KR (\varnothing 8 mm bis \varnothing 16 mm) durchgeführt worden. In einem ausführlichen Beitrag von Prof. REHM werden zahlreiche Bruchflächen einer genaueren Überprüfung unterzogen, um herauszufinden, in welchem Maße sich die Rippengeometrie, Überwalzungen, Narben oder Risse bzw. mechanischen Beschädigungen auf die Lebensdauer des Prüfkörpers auswirken.

Für alle Versuche betrug die Oberspannung einheitlich 300 N/mm^2 . Die Streckgrenze lag zwischen 525 und 560 N/mm^2 , die Zugfestigkeit zwischen 650 und 690 N/mm^2 .

Im Bild 113 sind die Versuchsergebnisse aus mehreren Testreihen aus den Jahren 2005 bis 2007 für ein Ringmaterial BSt 500 WR mit Durchmessern von 10 bis 16 mm aufgetragen. Da diese Ergebnis-

se nicht tabellarisch vorlagen, wurde in das Diagramm die heutige Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 maßstäblich eingetragen. Es zeigt sich, dass alle Versuchswerte oberhalb der Wöhlerlinie liegen. Im Bild 114 und Bild 115 sind ausgewählte Proben dargestellt.

Es handelt sich nicht um vollständige Testserien, da bei diesen Proben der Fokus speziell auf den bruchauslösenden Parametern lag. Zu diesen Proben konnten die Schwingbreiten und Schwingspiele dem Bericht entnommen werden. Wie auch bei anderen Untersuchungen ist ein früheres Versagen von Betonstählen mit größerem Durchmesser zu erkennen. Daher ist nach DIN-FB 102:2009 ab einem Bewehrungsdurchmesser von $d_s \geq \varnothing 28 \text{ mm}$ der Knickpunkt $\Delta\sigma_{Rsk}$ auf 145 N/mm^2 abzusenken (Bild 115). Bis auf einige Werte vom Durchmesser 25 mm liegen die ausgewählten Proben über bzw. knapp auf der Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009.

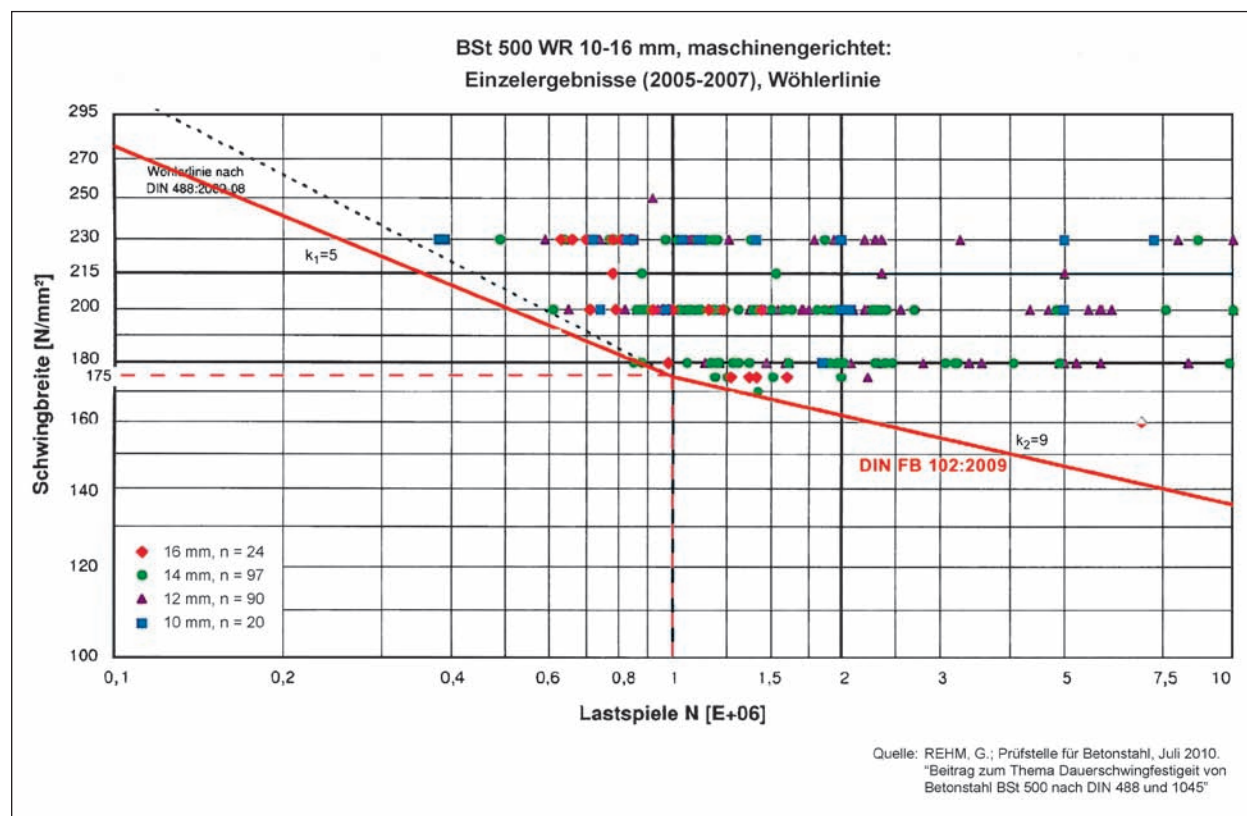


Bild 113: Versuchsergebnisse von REHM [6.11], BSt 500 WR im nicht einbetonierten Zustand

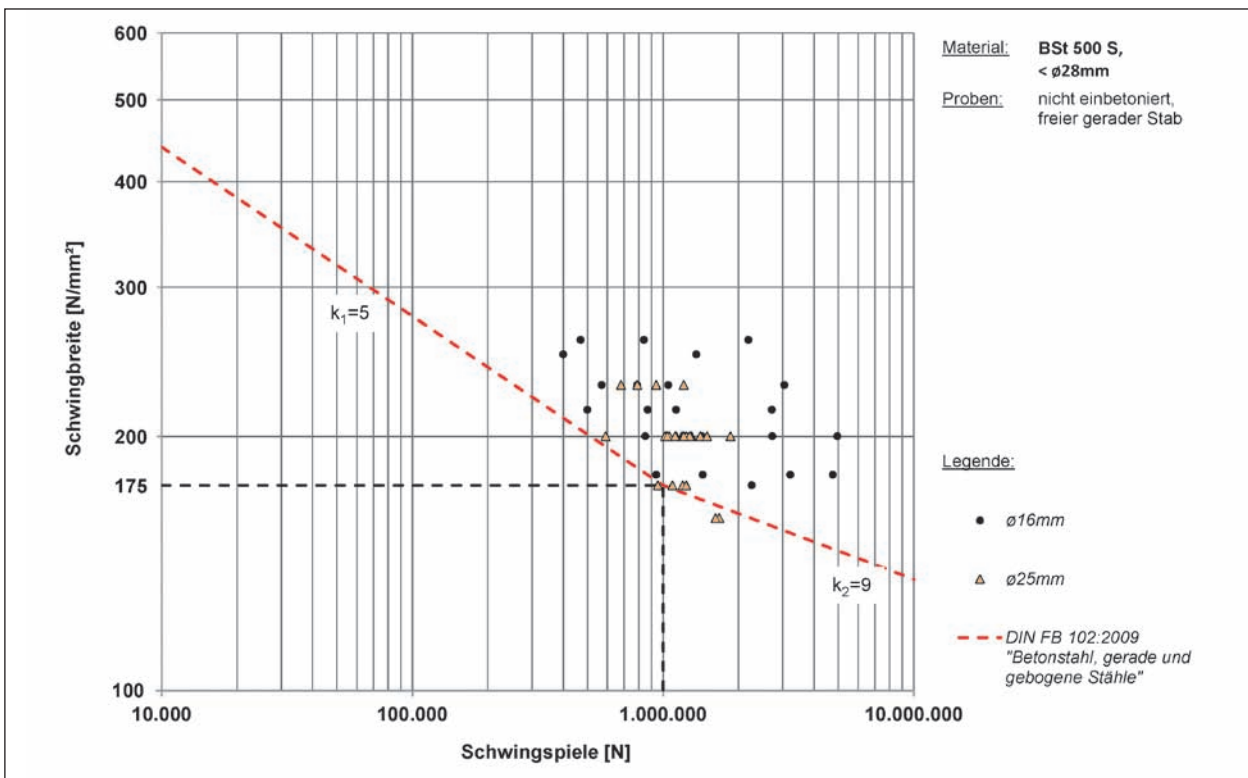


Bild 114: Versuchsergebnisse von REHM [6.11], BS 500 S, $\lt; \varnothing 28\text{ mm}$, im nicht einbetonierten Zustand

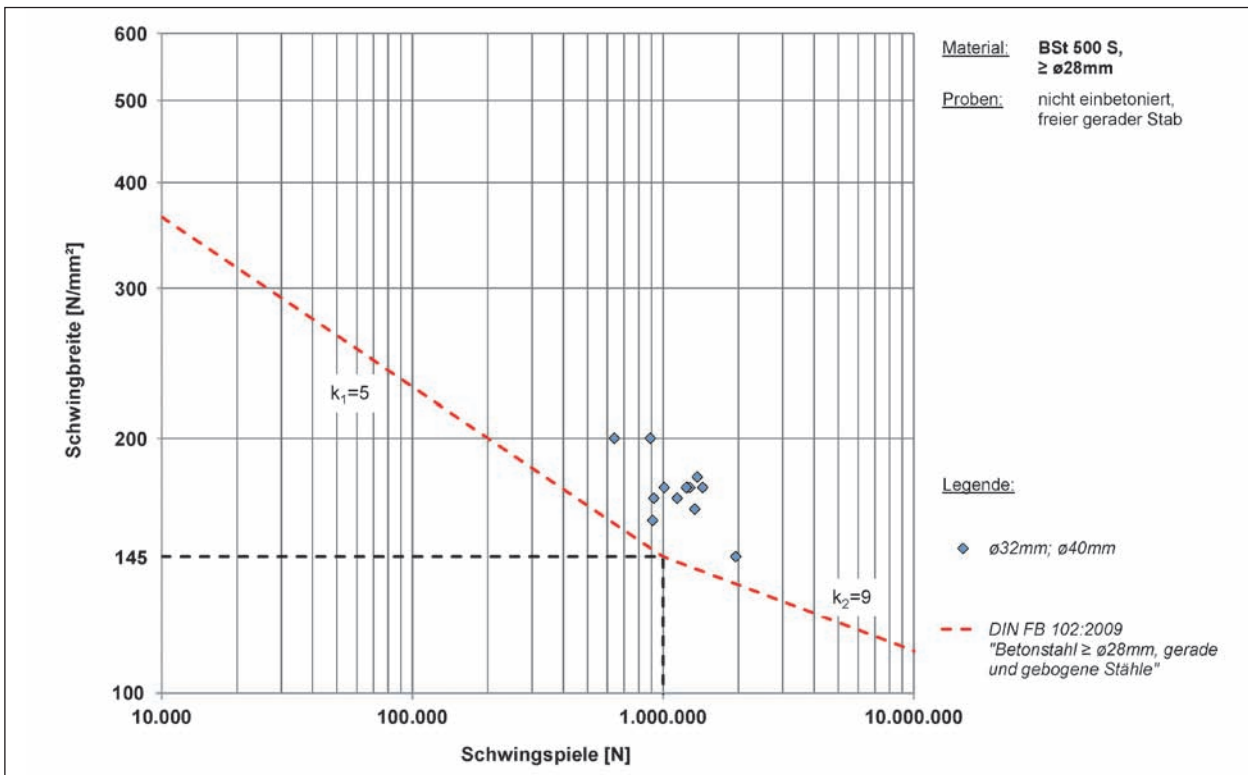


Bild 115: Versuchsergebnisse von REHM [6.11], BS 500 S, $\ge \varnothing 28\text{ mm}$, im nicht einbetonierten Zustand

6.1.7 MAURER/BLOCK/DREIER/HEEKE/ MACHOCZEK (2008)

MAURER et al. [6.9] führten 2008/2009 Ermüdungsversuche an freischwingenden sowie einbe-

tonierten Bewehrungsstählen durch. Hierbei handelte es sich um BSt 500 S mit einem Durchmesser von 20 mm. Die Proben stammten alle aus der Produktion einer Schmelze. Die Unterspannung wurde konstant mit 125 N/mm^2 angesetzt. Die Bestim-

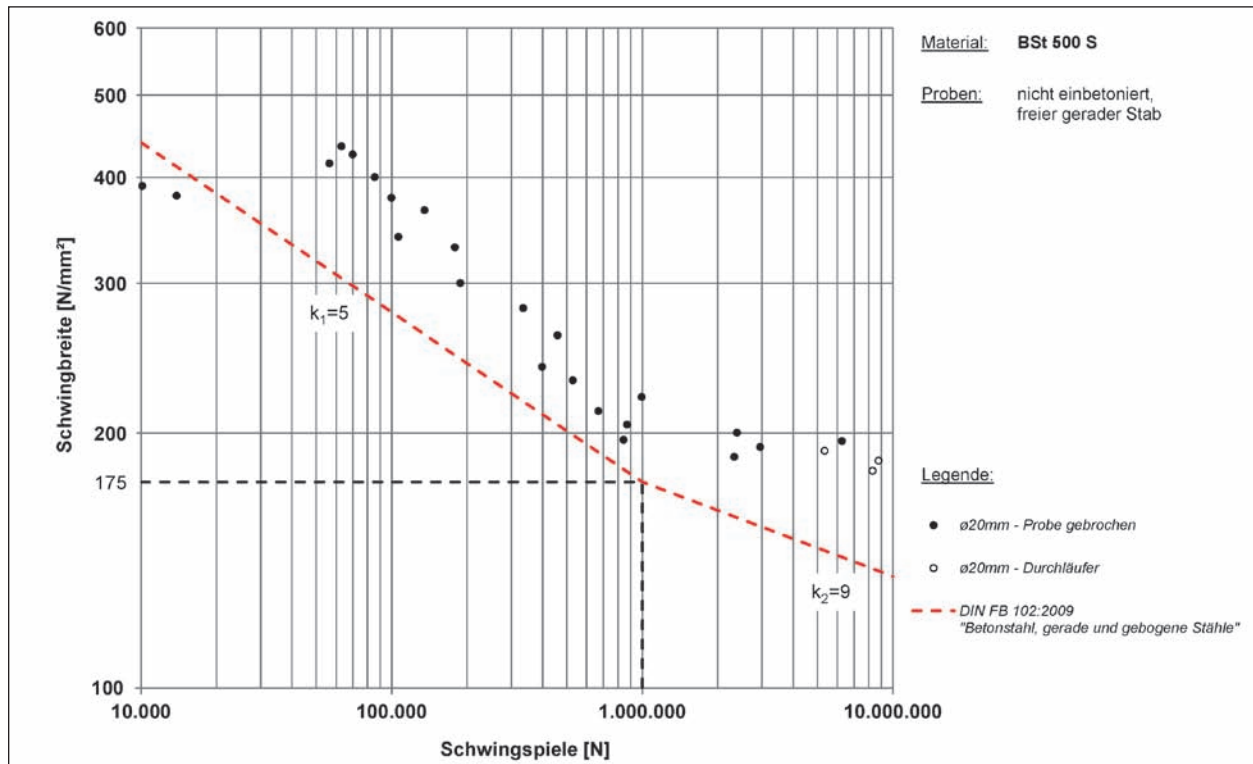


Bild 116: Versuchsergebnisse MAURER et al. [6.9], nicht einbetonierter Betonstabstahl $d_s = 20 \text{ mm}$

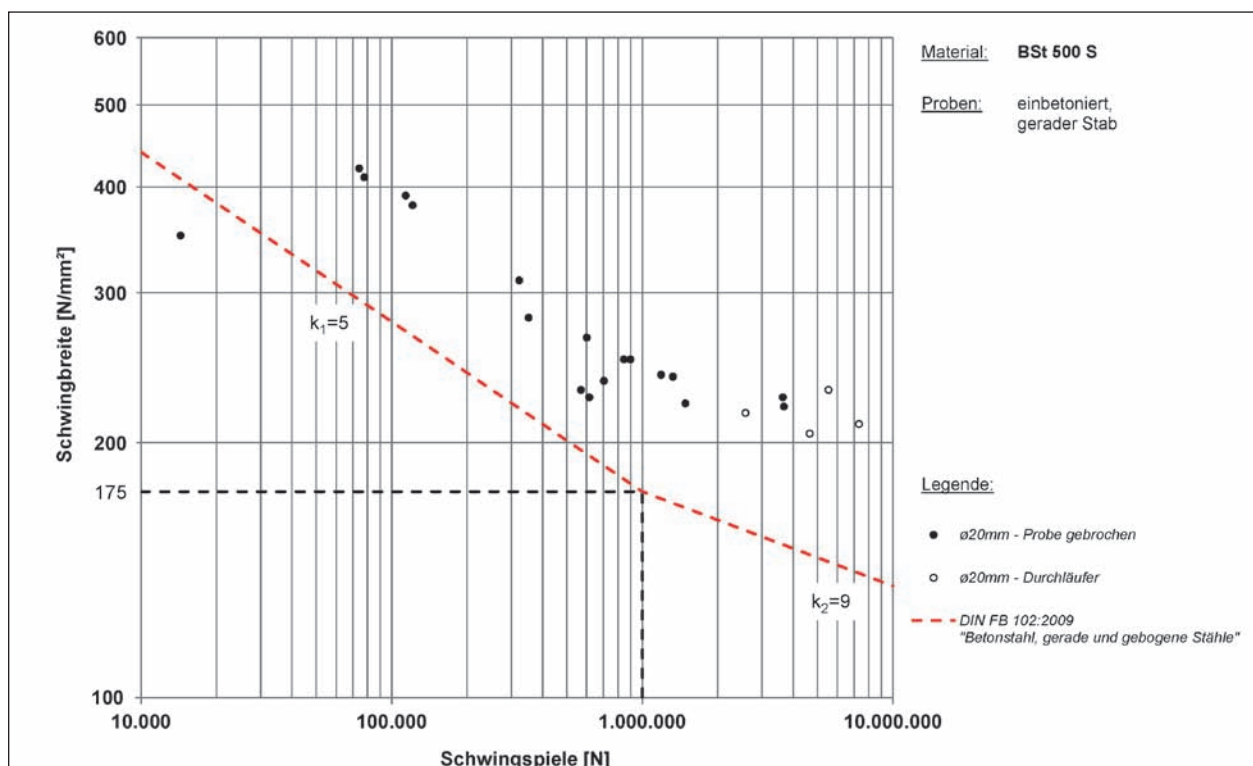


Bild 117: Versuchsergebnisse MAURER et al. [6.9], einbetonierter Betonstabstahl $d_s = 20 \text{ mm}$

mung der jeweiligen Oberspannung erfolgte nach dem Interaktiven Verfahren [6.6, 6.7].

6.1.8 Heft 525

Im Heft 525 [6.3] des DAfSt sind im Beitrag von ZILCH et al. zu Abschnitt 10.8 zahlreiche Versuchsergebnisse dargestellt. Bei diesen Versuchsdaten handelte es sich um Proben von 1.203 Betonstabstählen ($\emptyset 6 \leq d_s \leq \emptyset 28$ mm), 518 Betonstählen aus Ringmaterial ($\emptyset 6 \leq d_s \leq \emptyset 14$ mm) sowie 2.790 Proben von Betonstahlmatten ($\emptyset 5 \leq d_s \leq \emptyset 12$ mm). Auf die Versuchsergebnisse der Betonstahlmatten wird im Kapitel 6.3 noch näher eingegangen. Bei den Betonstabstählen handelte es sich um die Güten BSt 420 (III) und BSt 500 (IV).

In Bild 118 wurde ebenfalls nachträglich die Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 ergänzt, um die Lage der Probenbrüche vergleichen zu können. Zusätzlich ist die „alte“ Bemessungswöhlerlinie von DIN-FB 102, Ausgabe 2003 mit dem Knickpunkt bei $\Delta\sigma_{Rsk} = 195$ N/mm² dargestellt. Die Absenkung des Knickpunktes auf $\Delta\sigma_{Rsk} = 175$ N/mm² wurde in der Neuauflage 2008 erforderlich, da im Rahmen der Konformitätsprüfungen festzustellen war, dass neuere Betonstähle die Anforderungen an die bis dahin gültigen Wöhlerlinien für die Bemessung nicht durchgängig erfüllten. Es ist eindeutig zu erkennen, dass die Versuchsergebnisse oberhalb der Wöhlerlinie liegen.

6.2 Vergleich der Ermüdungsfestigkeit zwischen alten und heutigen Betonstählen

Schon FEHLMANN/VOGEL [6.17] stellten in ihren Untersuchungen von Betonstahlproben aus dem Jahre 1952/55 sowie 2008 fest, dass die Qualität der untersuchten älteren Stähle auch im Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit nicht schlechter ist als die der heutigen.

Im Bild 119 werden Versuchsergebnisse von älteren Proben mit denen von neueren Proben verglichen. Es handelt sich um die Proben von WASCHIEDT et al. (1965), RUßWURM et al. (1968) CANTELI et al. (1980/81) und MAURER et al. (2008).

Beim chronologischen Vergleich der Ergebnisse von WASCHIEDT, RUßWURM und MAURER zeigt sich tendenziell eine geringere Ermüdungsfestigkeit im unteren Bereich des Streubandes bei den neuen Betonstählen gegenüber den älteren. Bei Hinzunahme der aus dem Jahr 1965 stammenden Versuchswerte von WASCHIEDT ist allerdings zu erkennen, dass teilweise auch die älteren Versuchsergebnisse im unteren Streubereich der Gesamtdarstellung zu liegen kommen. Danach kann nicht eindeutig festgestellt werden, dass ältere Betonstähle generell eine höhere Ermüdungsfestigkeit aufweisen als neuere Betonstähle.

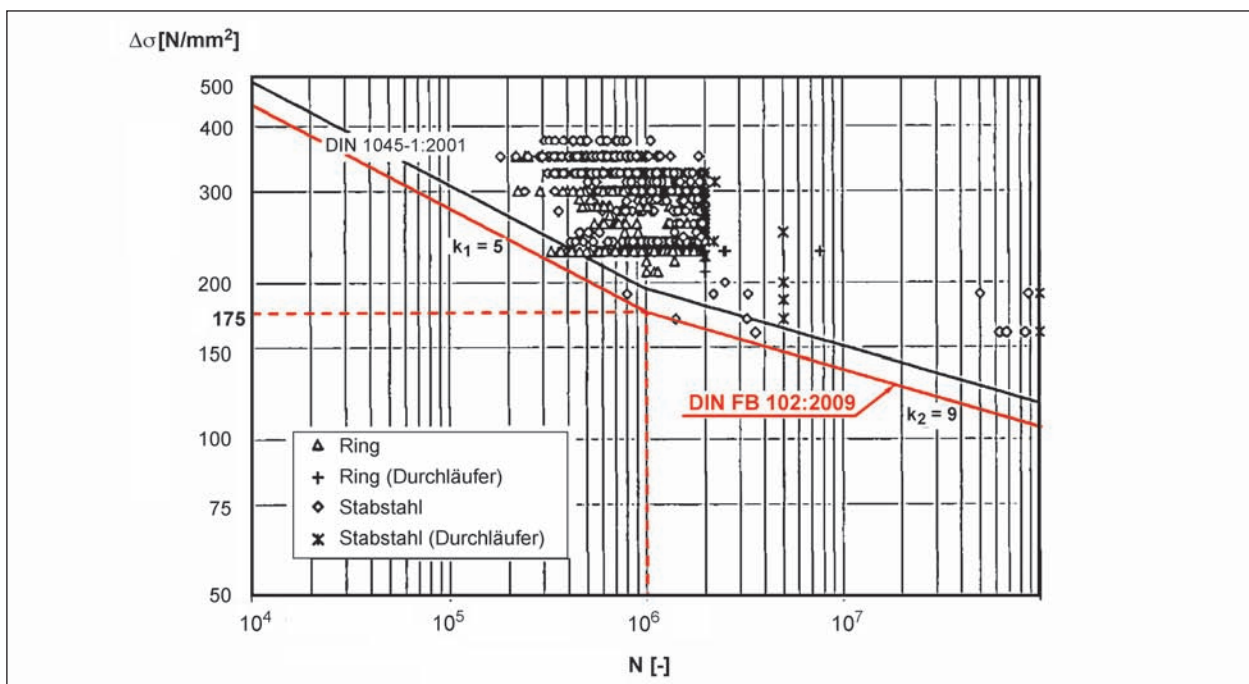


Bild 118: Versuchsergebnisse aus Heft 525 [6.3], Versuche an Betonstabstahl $d_s < 28$ mm und Betonstahl in Ringen mit nachträglich ergänzter Wöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

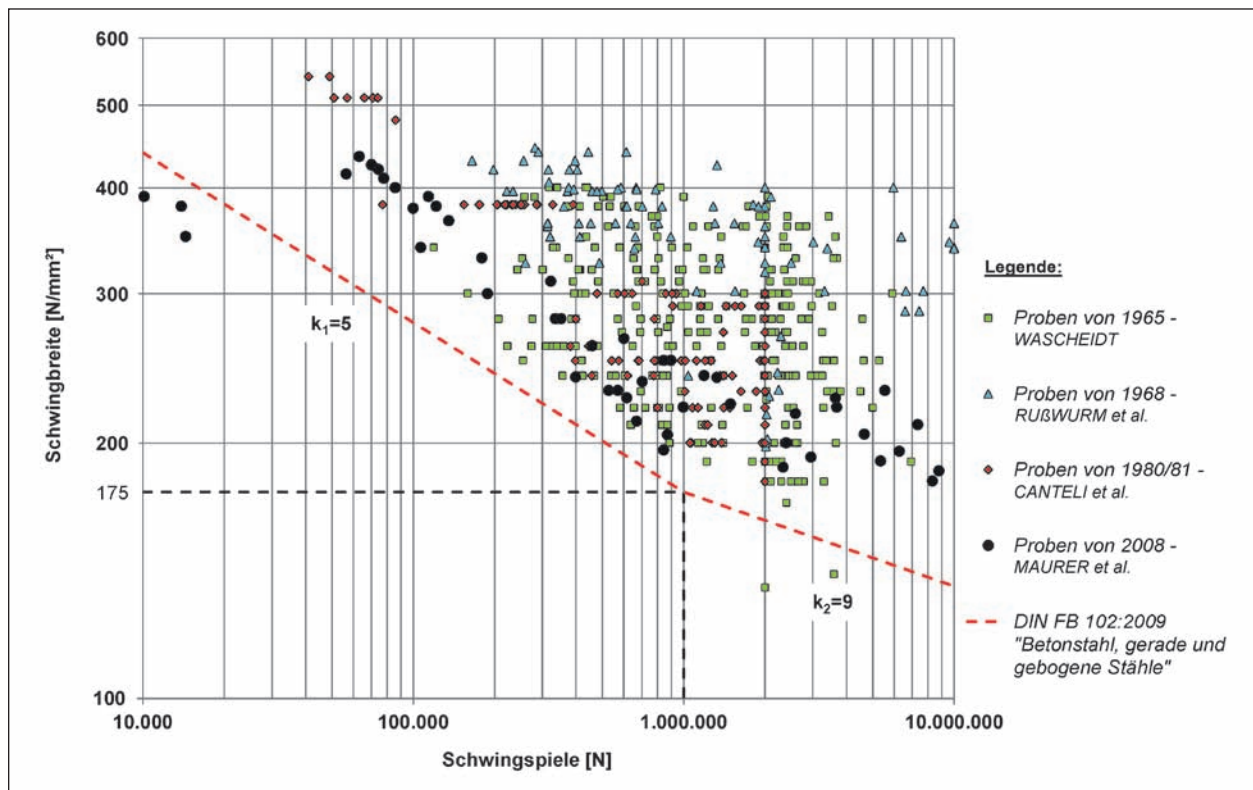


Bild 119: Vergleich von Versuchsergebnissen WASCHEIDT et al. [6.18], RUßWURM et al. [6.13], CANTELI et al. [6.14] und MAURER et al. [6.9]

Festzustellen ist, dass die für alle Hersteller aufgetragenen Versuchswerte erheblichen Streuungen unterliegen. Bei den vergleichsweise geringeren Streuungen der Versuchswerte nach MAURER et al. ist zu beachten, dass es sich ausschließlich um Betonstähle eines einzigen Herstellers handelte.

6.2.1 Unterschiede zwischen den freischwingend und einbetoniert geprüften Betonstählen

Wie die durchgeführten experimentellen Untersuchungen in [6.18, 6.13, 6.15, 6.14, 6.11, 6.9] und [6.17] gezeigt haben, besteht kein signifikanter Einfluss der unterschiedlichen Art der Prüfung hinsichtlich freischwingend oder einbetoniert.

WASCHEIDT stellte fest, dass die bezogene Rippenfläche einen Einfluss auf die Dauerschwingfestigkeit eines Bewehrungsstabes hat. Da die in Deutschland damals geltende „Vorläufige Richtlinie für Quergerippte Betonformstähle“ [6.5] einen Mindestwert von 0,065 vorschreibt, konnte WASCHEIDT folgenden Schluss ziehen: „Die Dauerschwingfestigkeitswerte von geraden in Dehnkörper einbetonierten Rippenstählen, die den Richt-

linien...“ [6.5] „... entsprechen, liegen genau so hoch, wie die der nicht einbetonierten Stähle“.

Bei den Untersuchungen von MAURER et al. ergaben sich für den einbetonierten Zustand tendenziell geringfügig bessere Versuchswerte, wobei sich die Streubereiche aus freischwingend und einbetoniert stark überlappten.

6.3 Betonstahlmatten – Experimentelle Untersuchungen

Bei Brücken werden zwar i. d. R. keine Betonstahlmatten eingesetzt, da sich die Schweißpunkte ungünstig auf die Ermüdungsfestigkeit auswirken. Außerdem weisen Betonstahlmatten für die Betontragwerke des Ingenieurbaus i. Allg. zu kleine Querschnittsflächen a_s auf. Dennoch werden zu Vergleichszwecken einige Versuchsergebnisse an Betonstahlmatten dargestellt.

6.3.1 Heft 525

Heft 525 [6.3] können auch Versuche zu Betonstahlmatten entnommen werden. Hierbei handelte es sich um 2.790 Proben von Betonstahlmatten

der Güte BSt 420 (III), BSt 500 (IV) mit unterschiedlichen Durchmessern ($\emptyset 5 \leq d_s \leq \emptyset 12 \text{ mm}$). Zu der bereits in Bild 120 angegebenen alten Bemessungswöhlerlinie nach DIN 1045-1:2001 wurde nachträglich die heute gültige Bemessungs-

wöhlerlinie nach DIN 1045-1:2008 maßstäblich ergänzt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Versuchsergebnisse oberhalb der Wöhlerlinie liegen und dass die Versuchswerte durch die mit der Neuauflage der DIN 1045-1 abgesenkte

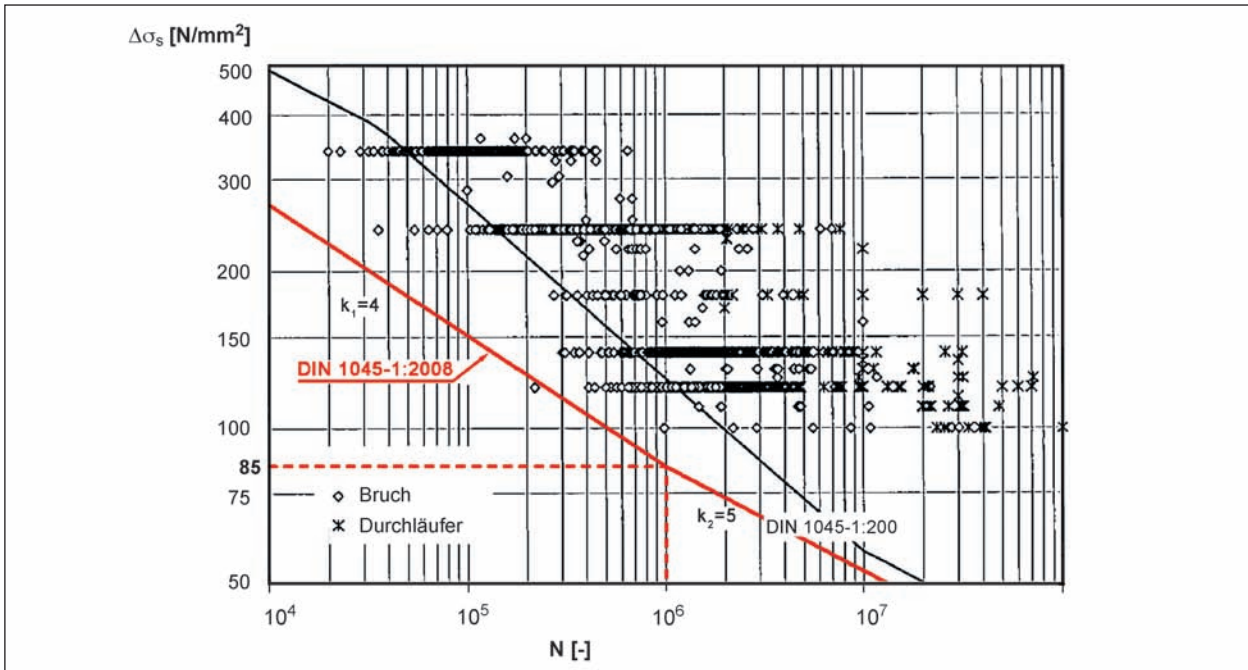


Bild 120: Ergebnisse von Dauerschwingversuchen an Betonstahlmatten (BSt 420 (III), BSt 500 (IV)) aus Heft 525 [6.3] mit nachträglich eingezeichneter Wöhlerlinie nach DIN-FB 102

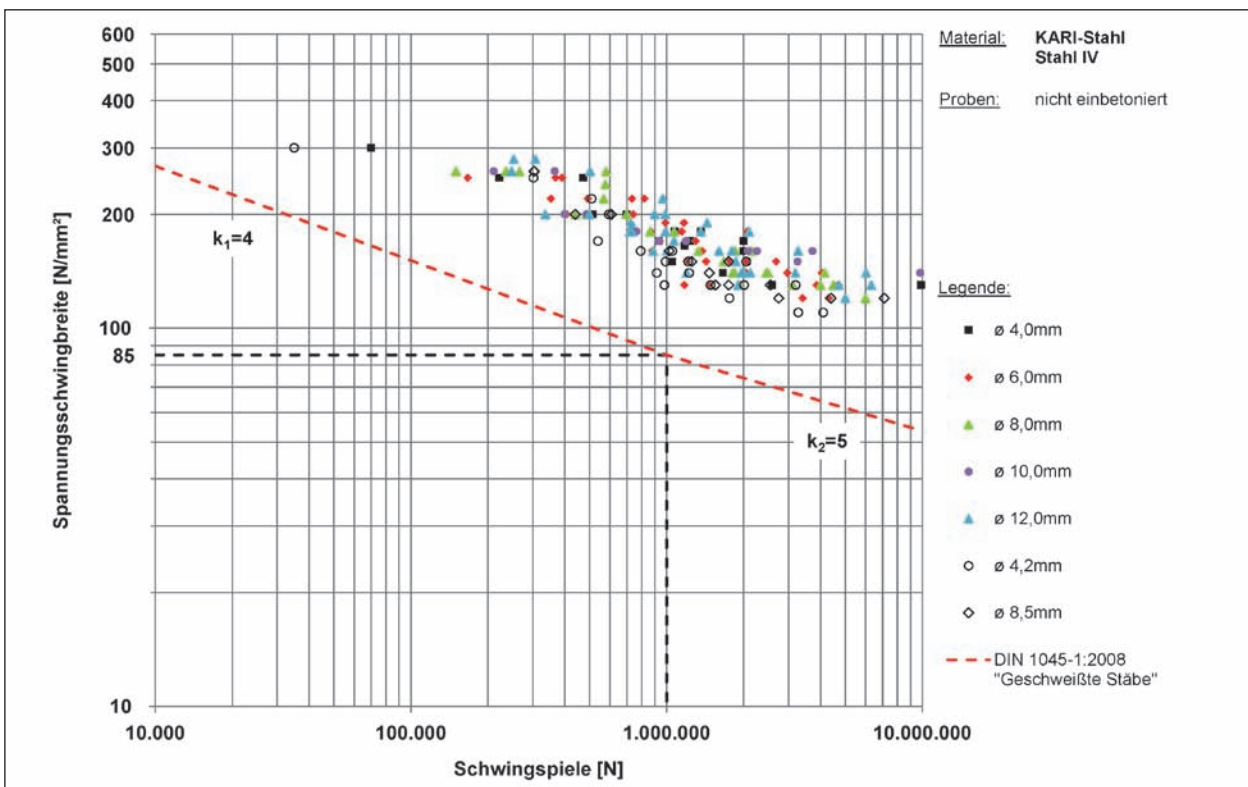


Bild 121: Versuchsergebnisse von REHM et al [6.12] mit eingezeichneter Wöhlerlinie nach DIN 1045-1:2008

Bemessungswöhlerlinie besser abgedeckt werden.

6.3.2 REHM/KRUSE (1969)

1969 wurden von REHM und KRUSE [6.12] Dauerschwingversuche an punktgeschweißten Betonstahlmatten aus kaltgewalztem Betonrippenstahl „KARIS Stahl“ durchgeführt. Die Durchmesser der Proben betragen 4,0; 4,2; 6,0; 8,0; 8,5; 10,0 und 12,0 mm. Als Dauerschwingfestigkeit wurde die Schwingbreite zugrunde gelegt, die bei $2 \cdot 10^6$ Lastspielen noch ertragen wurde. Der Stahl erfüllt hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit die damaligen Anforderungen an den Stahl IV.

Zur Durchführung der freischwingenden Versuche wurde ein Hochfrequenzpulsator mit einer Frequenz von ca. 100 Hz bis 150 Hz verwendet. Die Oberspannung betrug in allen freischwingenden Versuchen 0,8 der tatsächlichen Streckgrenze (zwischen 430 und 550 N/mm²). Die Bruchstellen der Proben befanden sich mit einer Ausnahme stets außerhalb der Verankerung im Bereich der freien Länge an einer Schweißstelle (s. Bild 121).

6.4 Spann Stahl – Experimentelle Untersuchungen

6.4.1 Allgemeines

Im Bereich der dynamischen Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von Spann Stahl sind bis heute zahlreiche Versuche durchgeführt worden.

MAGNEL [6.38] hat 1950 vermutlich die ersten Spannbetonträger einer dynamischen Belastung ausgesetzt. Das im nachträglich vermörtelten Spannkanaal liegende Spannglied bestand aus 24 profilierten Einzeldrähten mit 5 mm Durchmesser.

1956 führten BIRKENMAIER und JACOBSON [6.23] an der EMPA Zürich ebenfalls einen Versuch mit einem 8 m langen Spannbetonträger als Plat-

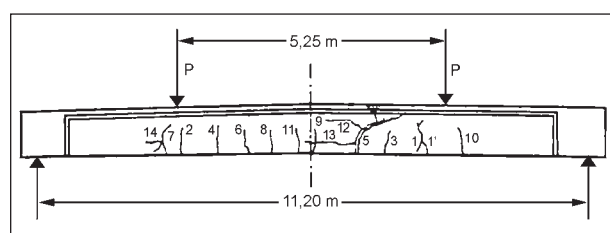


Bild 122: Spannbetonträger von MAGNEL [6.38]

tenbalken durch. Dieser stand im Zusammenhang mit dem Bau der Weidelandbrücke bei Zürich. Das im Versuchsbalken eingebaute Spannglied bestand aus 42 profilierten Einzeldrähten mit jeweils 6 mm Durchmesser.

Wie auch bei MAGNEL wurde die Belastung stufenweise gesteigert. Bei konstant gehaltener Unterlast wurden die Schwingspiele mit mehreren Millionen Lastwechseln aufgebracht, bis der Träger durch eine Folge von Ermüdungsbrüchen einzelner Spanndrähte versagte.

Mit dem Einsetzen dynamischer Untersuchungen begannen dann etwa 1951 in Lüttich ABELES et al. [6.21] eine Reihe von teilweise vorgespannten Spannbettträgern unter dynamischen Einwirkungen zu untersuchen. ABELES et al. berichten etwa von 40 Trägern mit sofortigem Verbund.

Im Rahmen der durchgeführten Recherchen stellte sich heraus, dass in dem Zeitraum von 1950 bis etwa 1980 nur wenige Versuche an Spannbetonträgern mit nachträglichem Verbund durchgeführt worden sind. Dynamische Untersuchungen an freischwingend geprüfem Spann Stahl sowie Spannbettträgern sind dagegen vielfach zu finden. Versuche an Spann Stahl im sofortigen Verbund wurden ab etwa 1955 vorwiegend in den USA durchgeführt. Einen Überblick bieten hier OVERMANN et al. [6.43].

1983 erstellten PAULSON et al. [6.45] eine Datenbank mit 12 Versuchsreihen aus der Literatur für den Zeitraum von 1956 bis 1981 sowie eigenen Versuchsergebnissen. Bei den beschriebenen Versuchsreihen handelte es sich um 7-drahtige Litzen, welche freischwingend getestet wurden. Diese Datenbank wurde im Rahmen der hier durchgeführten Recherche neu aufgearbeitet (Bild 123). Da die Bemessungswöhlerlinien im DIN-FB 102:2009 lediglich für einbetonierte Spann Stähle angegeben sind, ist ein direkter Vergleich nicht möglich. Freischwingend geprüfter Spann Stahl liefert im Allgemeinen höhere Ermüdungsfestigkeiten als Versuche an einbetoniertem Spann Stahl. Dieser Unterschied ist allerdings bei Spann Stahl im sofortigen Verbund nicht so stark ausgeprägt, da hier einige bedeutende Einflussfaktoren (z. B. Hüllrohrreibung) nicht gegeben sind. Daher wird zur Einschätzung die Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 für Spann Stähle im sofortigen Verbund den Versuchsergebnissen gegenübergestellt, welche zudem im Diagramm am höchsten liegen. Es zeigt sich deut-

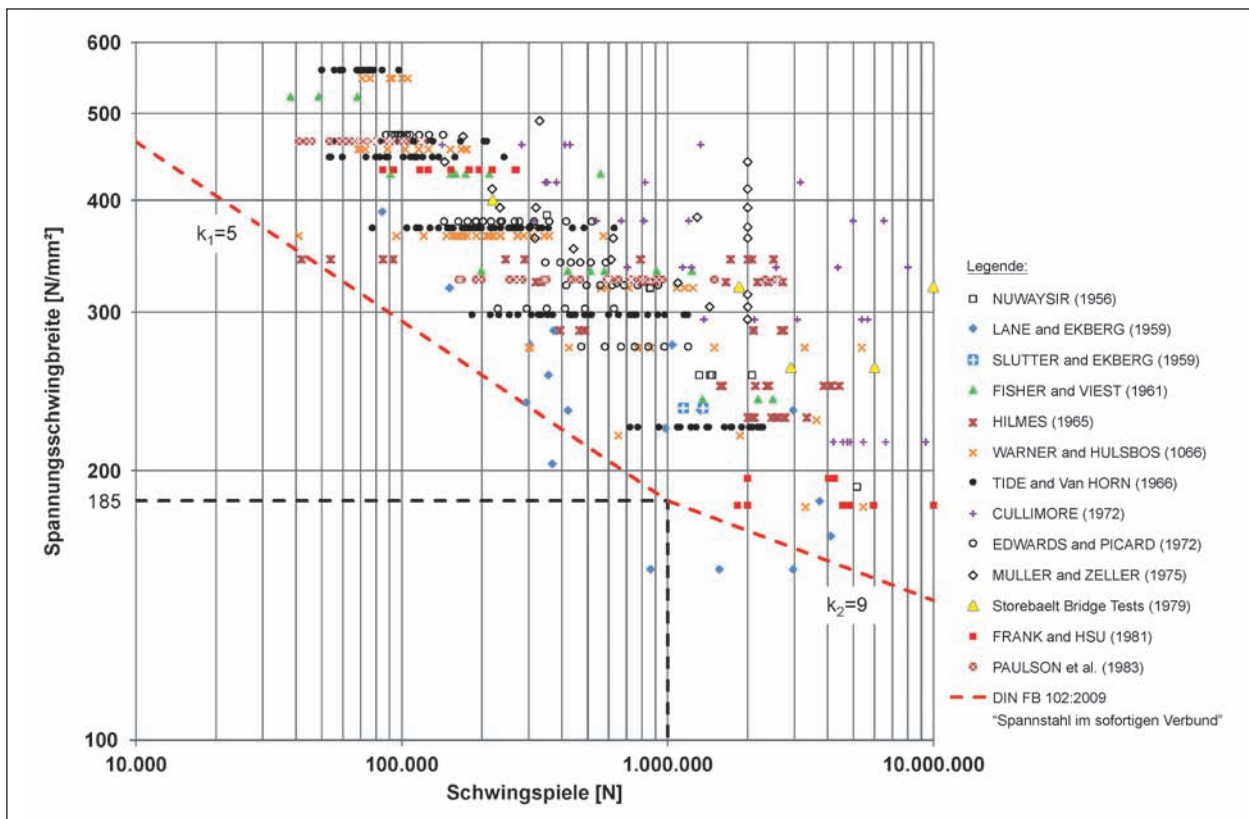


Bild 123: Versuchsergebnisse unterschiedlicher Forscher für Spannstahl im sofortigen Verbund im Zeitraum von 1956-1983 (Daten aus [6.45])

lich, dass die Versuchswerte bis auf ganz wenige Ausnahmen oberhalb dieser Bemessungswöhlerlinie liegen.

Einschlägige dynamische Untersuchungen im nachträglichen Verbund sind seit etwa Anfang der 80er Jahre bis heute von CORDES/LAPP-EMDEN (1984) [6.25], MÜLLER (1985) [6.42], RIGON/THÜRLIMANN (1985) [6.36], OERTLE/THÜRLIMANN/ESSLINGER (1987) [6.43], KOCH (1988) [6.35], WOLLMANN/YATES/BREEN/KREGER (1988) [6.50], BÖKAMP (1991) [6.24], VOß (1993) [6.48], ABEL (1996) [6.20] und ESKOLA (1996) [6.29] veröffentlicht worden.

Des Weiteren führten 2008 MAURER/HEEKE [6.39] im Rahmen eines Forschungsvorhabens dynamische Untersuchungen an Spannstählen aus einer abgerissenen Brücke mit dem Baujahr 1957 durch.

Im Folgenden werden für einige der Untersuchungen die wichtigsten Ergebnisse kurz vorgestellt. Detaillierte Zusammenfassungen dieser Arbeiten können ABEL [6.20], ESKOLA [6.29] und EMPERMANN/SENDER [6.28] sowie den Originalberichten entnommen werden.

6.4.2 ABEL (1993)

ABEL [6.20, 6.19] führte Versuche an 11 vorge-spannten Plattenbalken durch. Die Versuchsträger entsprachen vom Aufbau her denen von BÖKAMP [6.24] und sollten weitergehende Ergebnisse liefern. In 4 dieser Versuchskörper befanden sich kaltgezogene Drähte aus St 1470/1670 mit einem Durchmesser von 7 mm. 3 Balken enthielten 9 Drähte in einem Stahlhüllrohr und ein Balken 11 Drähte in einem Kunststoffhüllrohr. In die übrigen 9 Versuchskörper wurden jeweils drei 7-drähtige Litzen mit einem Durchmesser von 0,6" in einem Kunststoffhüllrohr verwendet.

ABEL verglich seine Ergebnisse mit den Bemessungswöhlerlinien nach Eurocode 2 vom Oktober 1995 und formulierte auf der Grundlage seiner Ergebnisse einen Bemessungsvorschlag. Im Bild 125 ist zusätzlich die heutige Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 maßstäblich ergänzt worden. Diese liegt etwas oberhalb des Vorschlags nach ABEL, hüllt aber seine Versuchswerte vollständig ein.

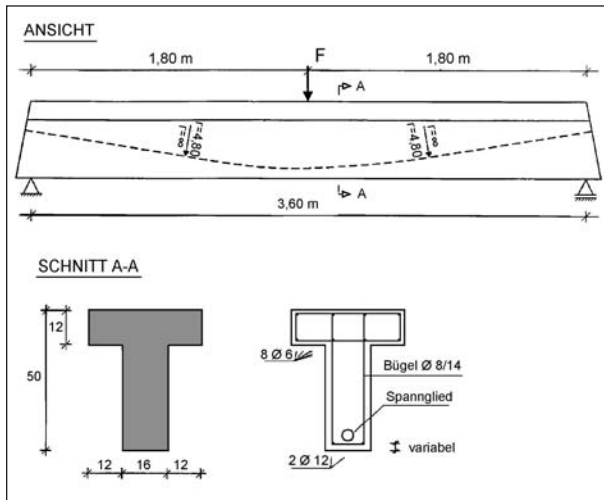


Bild 124: Versuchsträger von ABEL [6.19]

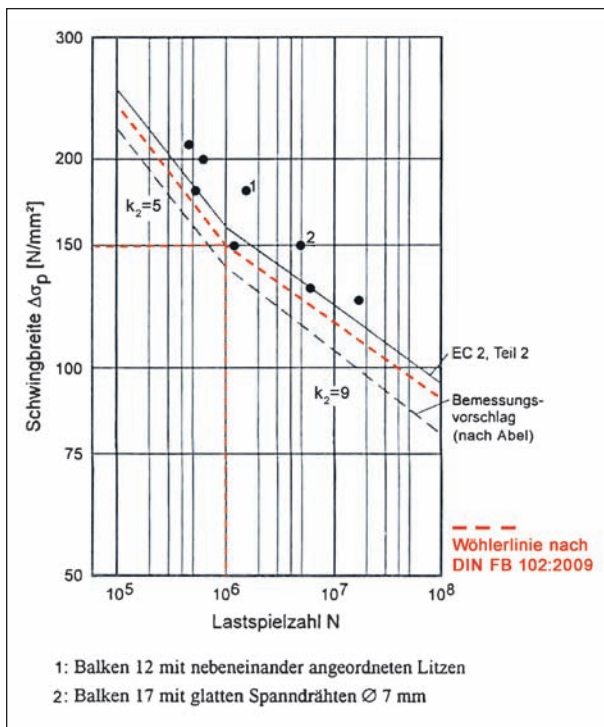


Bild 125: Balkenversuche mit gekrümmten Kunststoffhüllrohren von ABEL [6.19] mit ergänzter Wöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

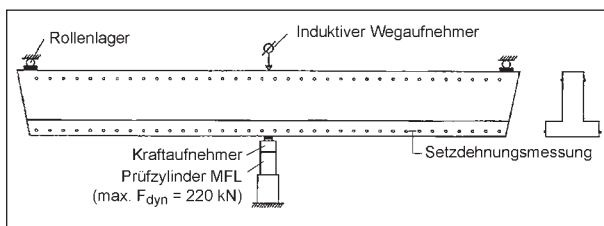


Bild 126: Versuchsaufbau von ABEL [6.19]

6.4.3 BÖKAMP (1991)

BÖKAMP [6.24] führte 1990 dynamische Versuche mit teilweise vorgespannten Plattenbalken mit gekrümmten Spanngliedern in Stahlhüllrohren mit nachträglichem Verbund durch. Die Vorspannung wurde durch drei Litzen Ø 0,6" realisiert, die mit spiralgefalteten längsgeschweißten Hüllrohren umantelt waren. Die Dauerschwingfestigkeit wurde bei Erreichen von $2 \cdot 10^6$ Lastspielen festgesetzt. Der Spannstahl entsprach der Güte St 1570/1770.

Belastet wurde der Balken durch eine dynamische Einzellast. Die Plattenbalken wurden in Wechselwirkung zwischen dynamischer Beanspruchung und künstlicher Bewitterung beansprucht. Die Versuchsdurchführung erfolgte mit gleich bleibender Ober- und Unterspannung oberhalb des Dekompressionsniveaus.

Da Forschungsarbeiten zu dieser Zeit im Wesentlichen aus dem englischen Sprachraum bekannt waren, führte BÖKAMP im Anschluss Zusatzversu-

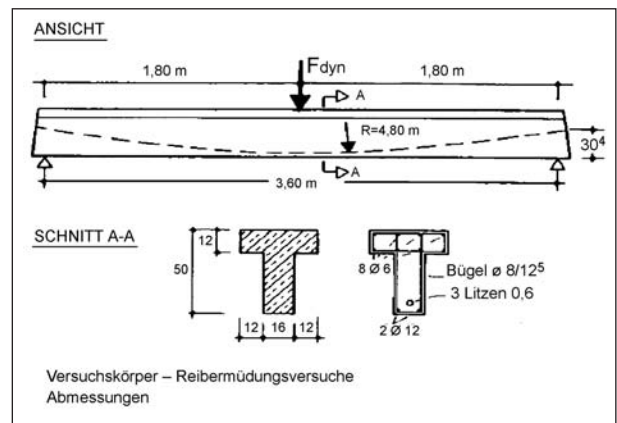


Bild 127: Versuchsträger von BÖKAMP [6.24], nachträglicher Verbund

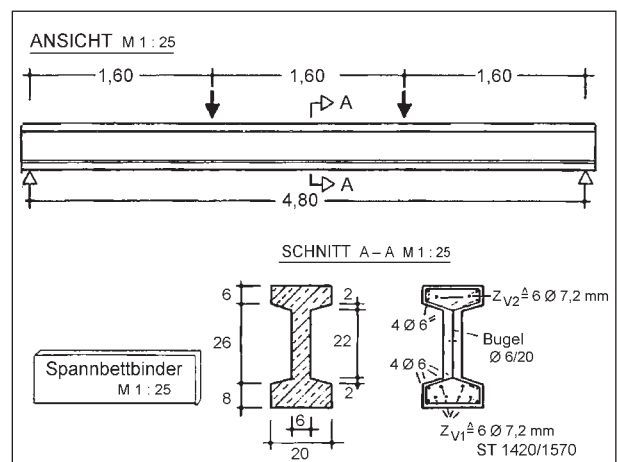


Bild 128: Spannbettbinder von BÖKAMP [6.24]

che mit Spannbettbindern durch. Die hierzu verwendeten Spannstähle entsprachen einer Güte St 1420/1570 mit einem Durchmesser von 7,2 mm, welche ohne Umlenkung eingebaut wurden.

6.4.4 CORDES/LAPP-EMDEN (1984)

CORDES und LAPP-EMDEN [6.25] führten 1984 an verschiedenen runden glatten Spannstählen ohne Verbund Untersuchungen mittels Kleinmodellversuchen durch (s. Bild 129).

Sie untersuchten Spanndrähte der Güte St 1420/1570, Ø 12,2 mm und St 1470/1670, Ø 7 mm sowie 7-drähtige Litzen St 1570/1770, Ø 15,3 mm. Die einzelnen Spannstahlproben wurden in einer Klemmverbindung mit einem Stück Hüllrohr als Reibpartner und Einpressmörtel eingebaut und getestet. Als Dauerschwingfestigkeit wurde die Schwingbreite zugrunde gelegt, die bei $2 \cdot 10^6$ Lastspielen noch ertragen wurde.

Die Prüfung erfolgte in einem Pulsator mit einer Frequenz von 12,5 Hz, bei einer konstanten Ober- und Unterspannung von $\sigma_p^o = 0,55 \cdot \beta_z$.

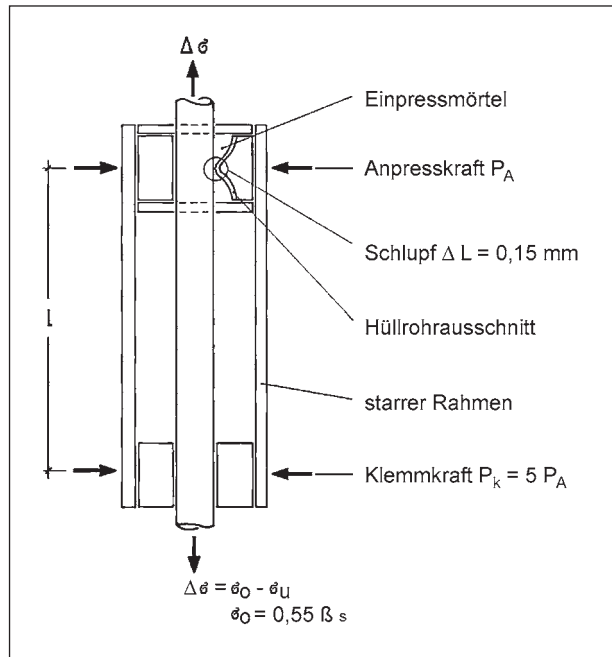


Bild 129: Versuchskörper von CORDES et al. [6.25]

6.4.5 ESKOLA (1996)

ESKOLA [6.29] führte 1996 Versuche an 4 Plattenbalken durch, in denen lediglich die Hüllrohre variiert wurden (Stahl, Kunststoff). In den Versuchskörpern wurden VSL-Mehrlitzen-spannglieder verwendet. Das Hauptspannglied hatte 19 Litzen mit Durchmesser 0,6". Im oberen Teil des Balkens verwendete ESKOLA 2 Spannglieder mit jeweils 4 Litzen mit Durchmesser 0,6" (s. Bilder 130 und 131).

Die Ober- und Unterspannung wurde in allen vier Versuchen in gleicher Größe angesetzt. Die Steuerung der Versuche erfolgte kraftgeregelt mit einer Belastungsfrequenz von 0,45 Hz bis 0,7 Hz.

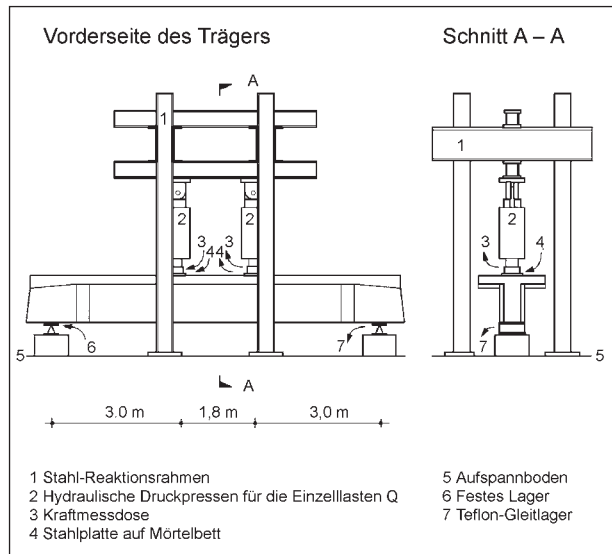


Bild 130: Versuchsaufbau von ESKOLA [6.29]

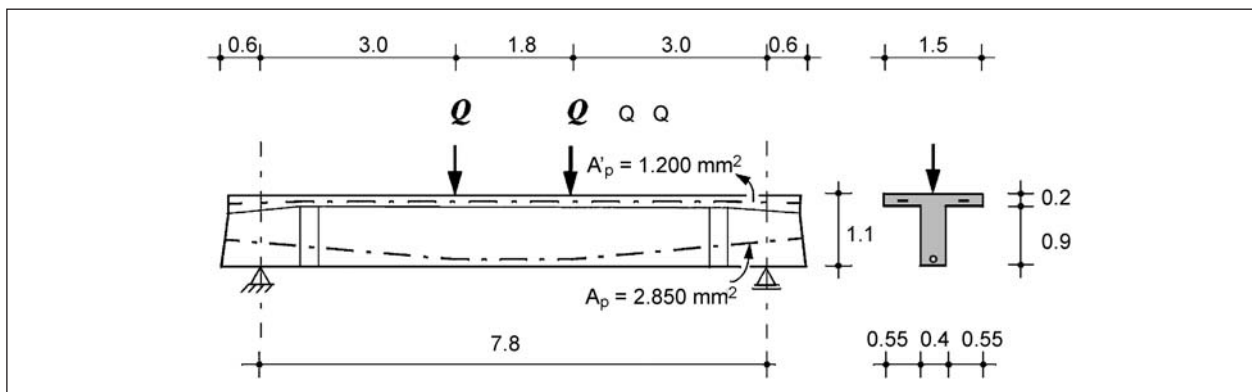


Bild 131: Versuchsträger von ESKOLA [6.29]

6.4.6 KOCH (1988)

1988 führte KOCH [6.35] einen Dauerschwingversuch an einem vorgespannten Balken mit zwei Einzellasten durch. Die Bewehrung im Balken bestand aus 14 Spanndrähten $\varnothing 7$ mm (St 1470/1670) sowie aus 6 Betonstählen $\varnothing 14$ mm in der Betonzugzone des Trägers. Die Länge des Trägers betrug 8 m.

Der Versuchskörper ertrug die $5 \cdot 10^6$ Lastspiele ohne äußere Schädigungen. Da das Dekompressionsniveau während der Lastwechsel durchfahren wurde, ist eine genaue Aussage zur Schwingbreite nicht möglich. Diese lag rechnerisch bei 89 N/mm^2 . Ober- und Unterlast wurden als feste Größe angesetzt. Anschließend wurde der Versuchskörper statisch zu Bruch gefahren. Die dynamische Belastung erfolgte mit einer Frequenz von ca. 2,2 Hz. Nach Versuchsende wurden die Spanndrähte näher untersucht. Es stellte sich heraus, dass drei Spanndrähte deutliche ermüdungsbedingte Anrisse durch Reibkorrosion zeigten.

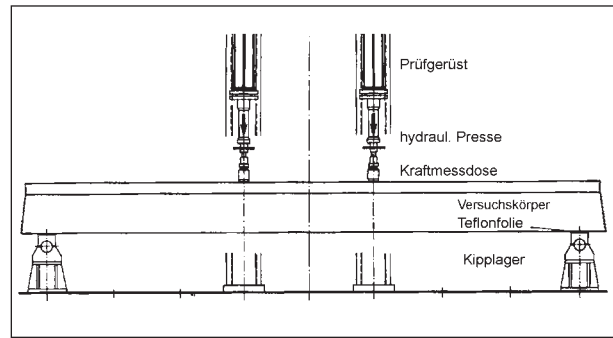


Bild 132: Versuchsstand von KOCH [6.35]

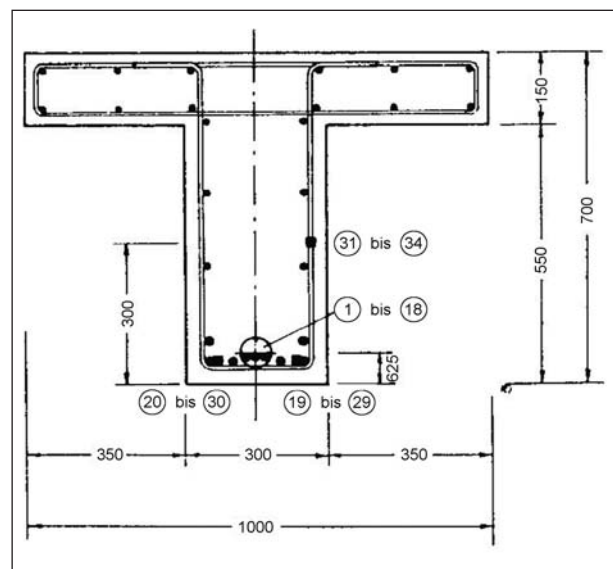


Bild 133: Versuchsträger (Querschnitt) KOCH [6.35]

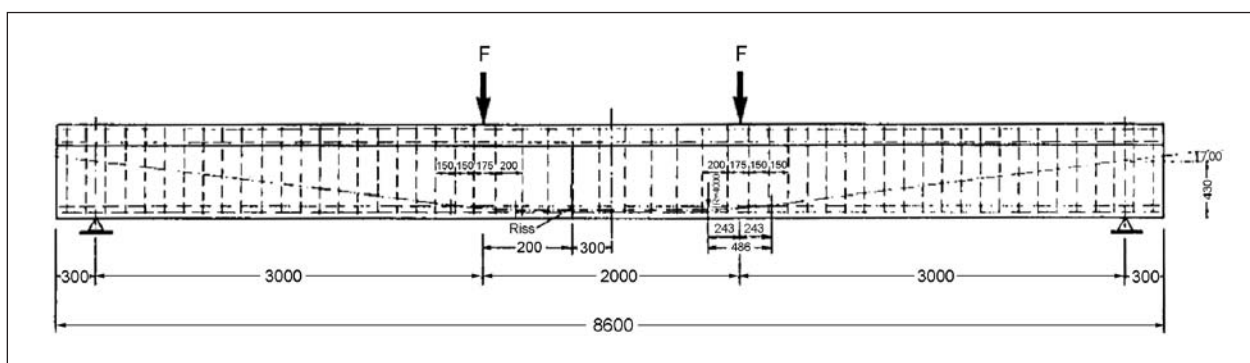


Bild 134: Versuchsträger (Längsschnitt) KOCH [6.35]

6.4.7 MÜLLER (1985)

MÜLLER [6.42] beschäftigte sich ebenso wie CORDES und LAPP-EMDEN mit verschiedenen Spannstählen und führte freischwingende sowie im einbetonierten Zustand Balkenversuche durch. In seinen Untersuchungen [6.42] verwendete er Bündelspannglieder aus drei Litzen St 1570/1770, Ø 15,3 mm, Bündelspannglieder aus drei glatten vergüteten Drähten St 1420/1570, Ø 12,2 mm und Einzelspannglieder aus geripptem Gewindestahl St 1080/1230, Ø 26,5 mm.

Die Spannglieder wurden jeweils mit dem kleinsten Krümmungsradius verlegt. Die Vorspannung wurde so eingestellt, dass die Oberspannung bei etwa $\sigma_{o, \bar{z}} = 0,55 \cdot \beta_z$ lag und die Unterspannung oberhalb des Dekompressionsniveaus lagen.

Auch der Einfluss von Stahl- und Kunststoffhüllrohren, die er mit und ohne Mörtelfüllung einsetzte, wurde untersucht. Als Dauerschwingfestigkeit galt auch hier die Schwingbreite, welche bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln noch ertragen wurde.

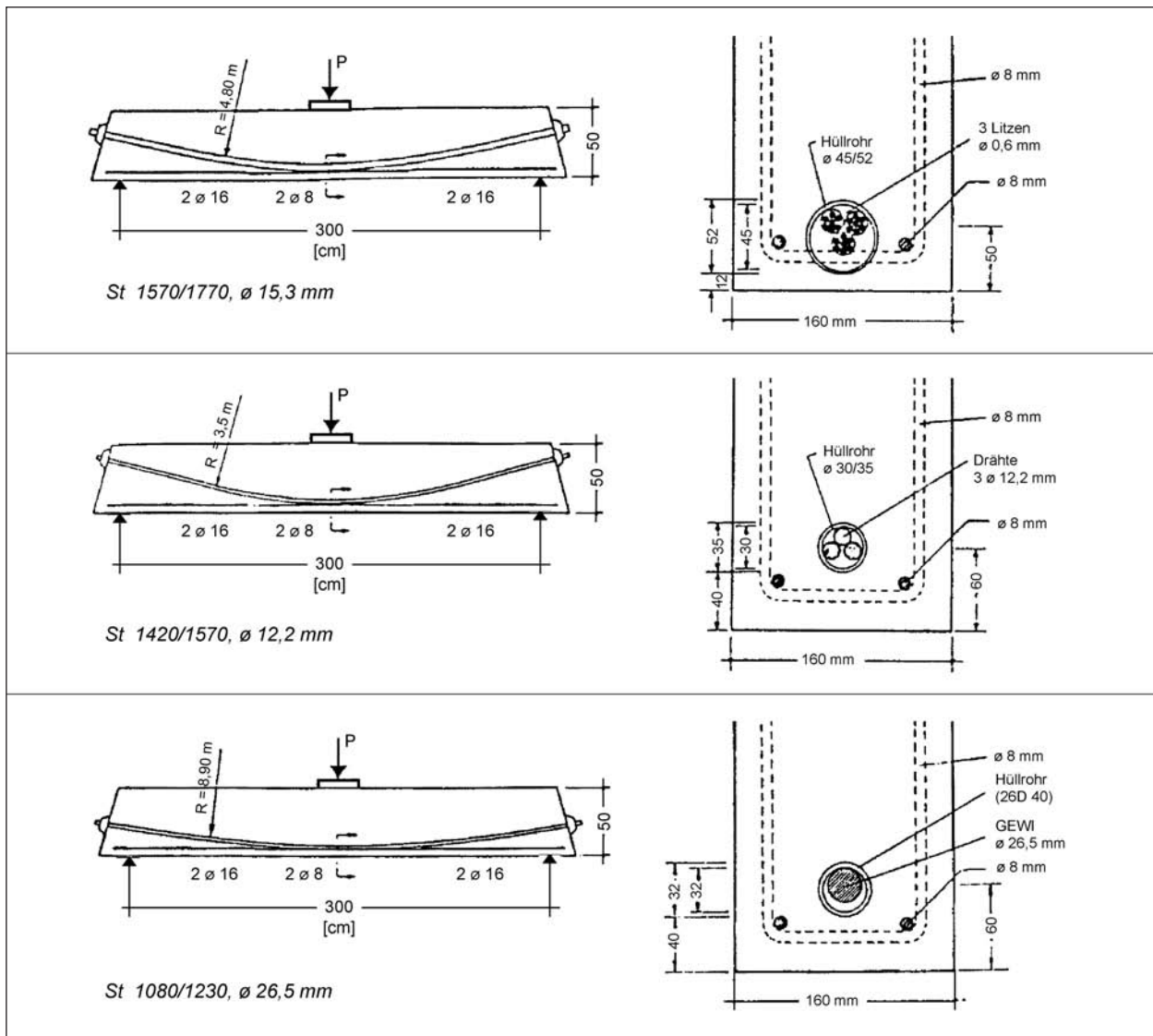


Bild 135: Versuchsträger von MÜLLER [6.42]

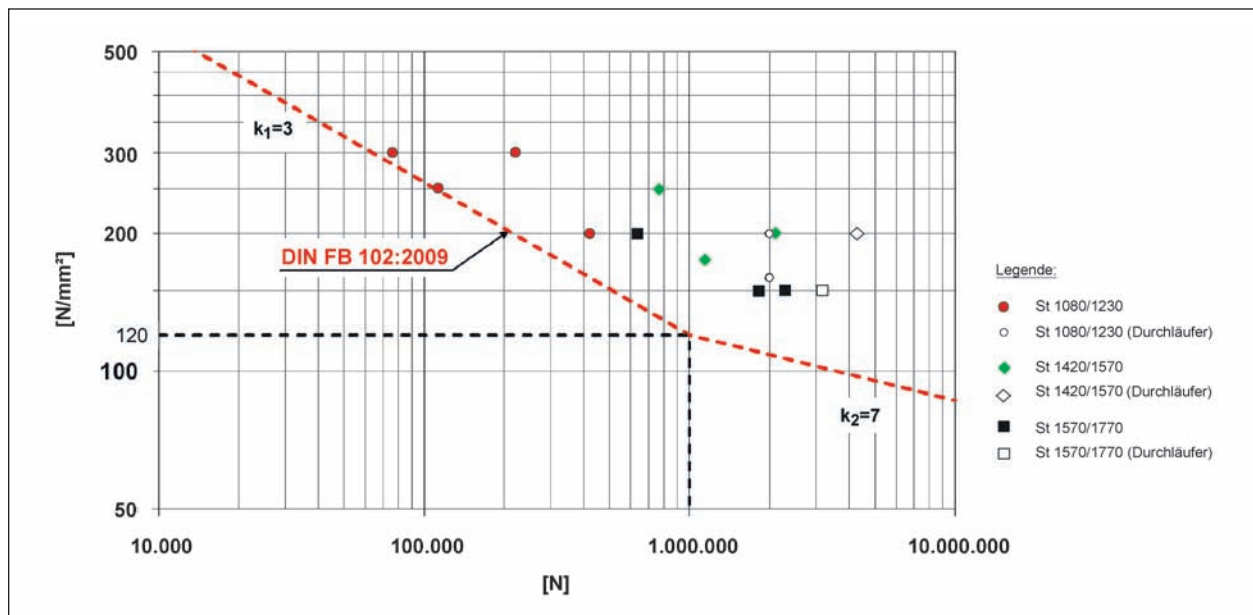


Bild 136: Versuchsergebnisse von MÜLLER [6.42]

6.4.8 RIGON/THÜRLIMANN (1985)

RIGON/THÜRLIMANN [6.36] untersuchten 1985 7 Balken mit einbetonierten Spanngliedern aus Spannlitzen und 8 Balken mit Spanngliedern aus Spanndrähten. Bei den Spannlitzen wurden je Versuchsträger 4 Litzen mit einem Durchmesser von 0,6" verwendet. Die Spannglieder mit Spanndrähten enthielten jeweils 16 Drähte mit einem Durchmesser von 7 mm. Ein Balken jeder Versuchsserie wurde mit einem Kunststoffhüllrohr ausgestattet. Alle übrigen wurden mit Stahlhüllrohren ausgeführt.

Die Versuche wurden mit einer konstanten Ober- und Unterspannung kraft geregelt durchgeführt. Als Abbruchkriterium der Versuche wurde der Zeitpunkt gewählt, zudem die Hälfte der Drähte gebrochen war.

RIGON/THÜRLIMANN stellten in ihren Versuchen fest, dass die Dauerschwingfestigkeit von eingebauten Proben deutlich niedriger liegt als die von freischwingend getesteten Stählen.

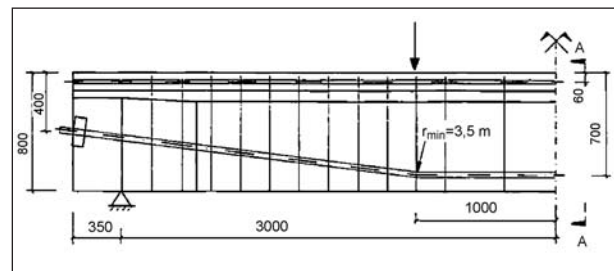


Bild 137: Längsschnitt des Balkens von RIGON et al. [6.36]

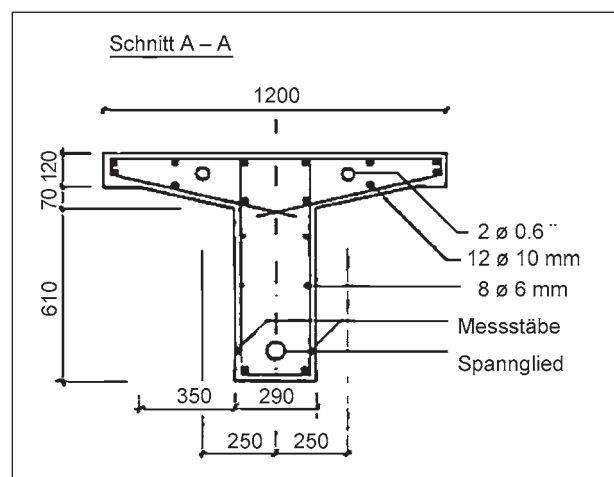


Bild 138: Querschnitt des Balkens von RIGON et al. [6.36]

6.4.9 OERTLE/THÜRLIMANN/ESSLINGER (1985)

OERTLE et al. [6.44] führten Anfang 1985 an 4 Balken (Bild 139) dynamische Untersuchungen durch. Verwendet wurden in 2 Balken 16 Paralleldrähte $\varnothing 7$ mm und in den zwei übrigen Litzen mit einem Durchmesser von 0,6". Zudem wurden zwei Balken mit Stahlhüllrohren versehen und zwei mit Kunststoffhüllrohren. Die Balkenform und Abmessungen entsprachen denen von RIGON/THÜRLIMANN [6.36]. Die Versuchsbalken wurden baugleich ausgeführt. Die Belastungsfrequenz wurde mit 5 Hz festgelegt.

Zu den 4 Balkenversuchen führten OERTLE et al. [6.44] an zahlreichen Kleinkörperversuchen (Bild 140) dynamische Untersuchungen durch. Auch hier wurden die beschriebenen Paralleldrähte sowie Litzen getestet. Die Belastungsfrequenz erfolgte in diesen Versuchen mit 8 Hz. Die Durchführung erfolgte jeweils mit einer konstanten Ober-spannung.

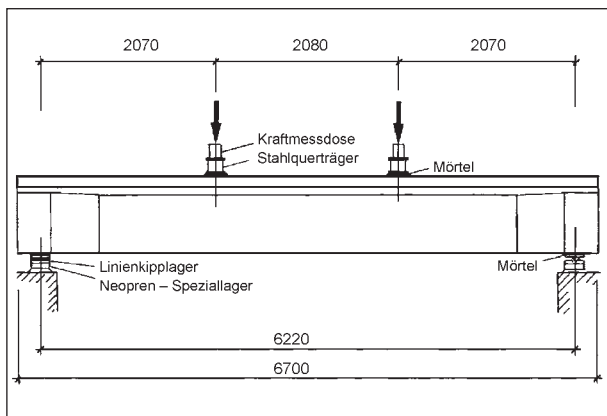


Bild 139: Versuchsträger von OERTLE et al. [6.44]

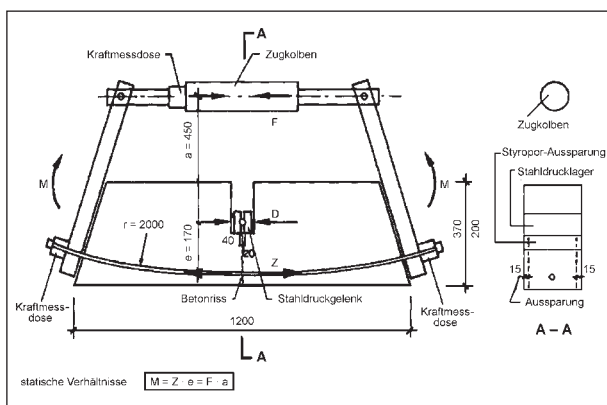


Bild 140: Kleinkörperversuche von OERTLE et al. [6.44]

6.4.10 VOß (1993)

1993 wurden von VOß [6.48] Dauerschwingversuche an Balken, die mit glatten Spannstäben im nachträglichen Verbund teilweise vorgespannt waren, in zwei Serien durchgeführt. Die eine Balkenserie wurde mit glatten Stabspanngliedern $\varnothing 26$ mm und die andere mit 9 Spanndrähten $\varnothing 7$ mm ausgeführt, welche in Stahlhüllrohren geführt wurden. Hierbei wurde jeweils ein Balken der Versuchsserie nicht verpresst. Als Dauerschwingfestigkeit wurde die Schwingbreite der jeweiligen Spannglied-

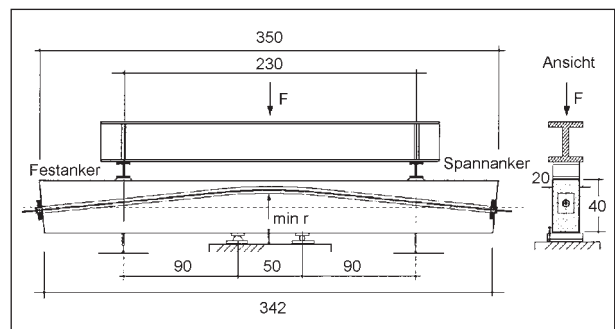


Bild 141: Versuchsträger von VOSS [6.48]

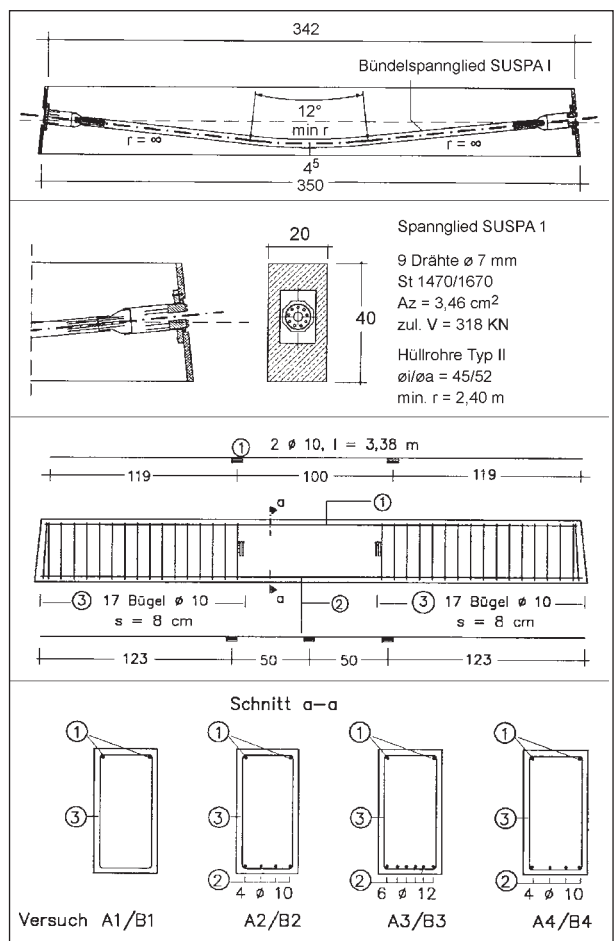


Bild 142: Schaltplan eines Versuchsträgers [6.48]

der zugrunde gelegt, die bei $2 \cdot 10^6$ Lastspielen noch ertragen wurde. Die Einzelspannglieder erfüllten die Anforderung der Stahlgüte St 835/1030 und die Bündelspannglieder die der Stahlgüte St 1470/1670. Zur Durchführung dieser Untersuchungen wurde eine konstante Oberspannung angesetzt.

Die einzelnen Versuche wurden mit Lastwechseln oberhalb der Dekompression mit Schwingbreiten zwischen 110 und 130 N/mm² bei den Einzelspanngliedern und zwischen 120 und 160 N/mm² bei den Bündelspanngliedern durchgeführt.

6.4.11 WOLLMANN et al. (1988)

WOLLMANN/YATES/BREEN/KREGER [6.50] führten 1988 an 8 Versuchskörpern dynamische Untersuchungen durch. Bei dem verwendeten Spannstahl handelte es sich um 7-drähtige Litzen mit einem Durchmesser von 0,5" und niedriger Relaxation. Die Spannstähle entsprachen den Spezifikationen des ASTM-A416-Standard. Als Hüllrohre wurden in 2 Trägern Kunststoffhüllrohre und in den übrigen 6 Trägern Stahlhüllrohre als Reibpartner eingebaut. Alle Träger wurden mit einer konstanten Wechsellast bis zu einem eindeutig feststellbaren Steifigkeitsabfall dynamisch belastet (Bild 143).

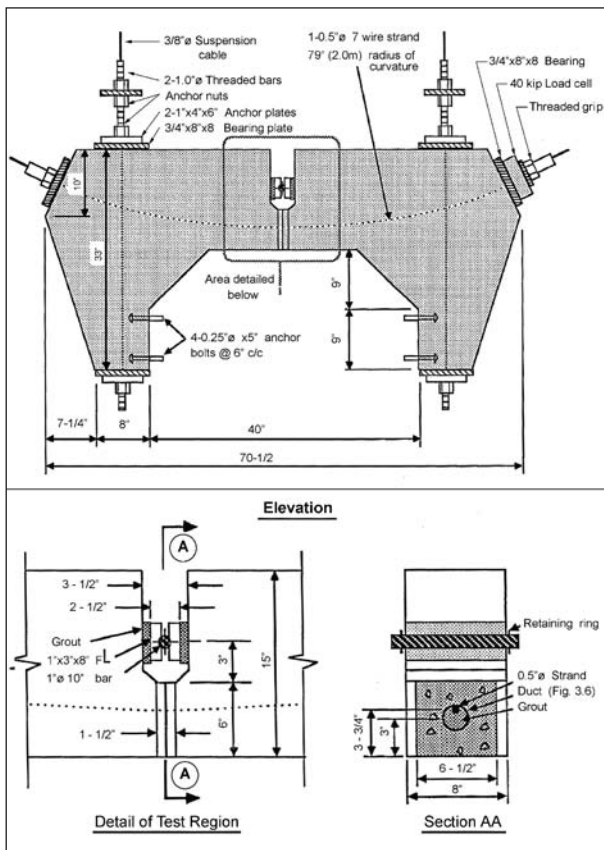


Bild 143: Versuchskörper von WOLLMANN et al. [6.50]

6.4.12 MULLER/DUX (1994)

MULLER und DUX [6.40] führten Anfang der 90er Jahre dynamische Versuche mit Spannbettbindern durch. Sie stellten 15 Balken mit gerader Spanngliedführung sowie 22 Balken mit einer umgelenkten Spanngliedführung im sofortigen Verbund her. Verwendet wurden Spannstähle mit 7,9 mm und 12,7 mm Durchmesser. Die Lage der Umlenkpunkte wurde in den Versuchen ebenfalls variiert, um einen Einfluss feststellen zu können. Die Versuche wurden mit einer Prüffrequenz von 5 Hz durchgeführt.

MULLER und DUX stellten eine deutlich geringere Ermüdungsfestigkeit bei umgelenkter Spanngliedführung fest. An den Umlenkestellen der Spannstähle im sofortigen Verbund ist es in den meisten Fäl-

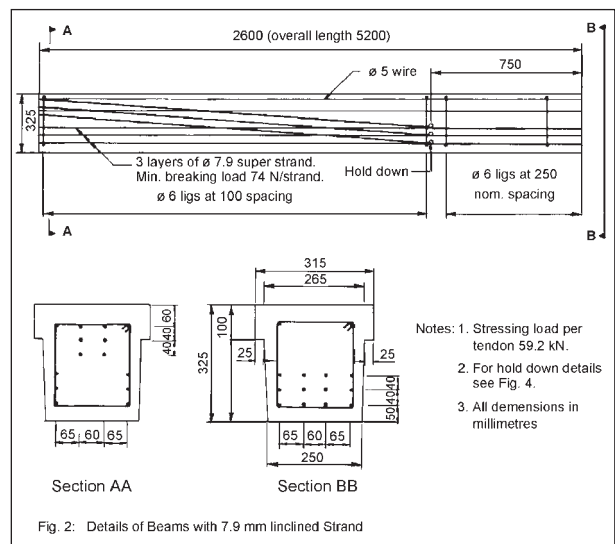


Bild 144: Versuchsträger von MULLER/DUX [6.40] mit Spannstählen Ø 7,9 mm

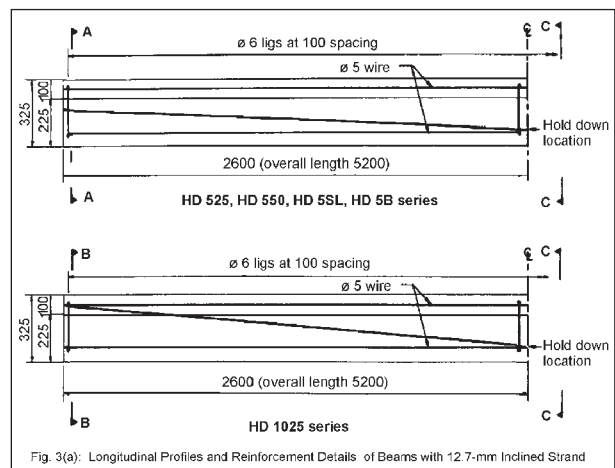


Bild 145: Versuchsträger von MULLER/DUX [6.40] mit Spannstählen Ø 12,7 mm

len zu einem Ermüdungsbruch mit Einfluss der Reibkorrosion bzw. Reibdauerbeanspruchung gekommen.

6.4.13 MAURER/HEEKE (2008)

MAURER und HEEKE [6.39] führten von 2008 bis 2010 Versuche an Spannstählen durch. Diese Spannstähle wurden im Rahmen des Abbruchs einer Autobahnbrücke entnommen, welche im Jahr 1957 errichtet wurde. Bei dem entnommenen Spannstahl handelte es sich um 7-dräftige 3/8-Lit-

zen. Es konnte bei den entnommenen Proben davon ausgegangen werden, dass die Litzen im Bauwerk zuvor keine ermüdungswirksamen Beanspruchungen erfahren haben. Die Litzen wurden gesäubert und in Versuchsträger eingebaut. Jeder der 5 Versuchsträger enthielt ein Spannglied aus gekrümmtem Stahlhüllrohr und 5 Litzen in nachträglichem Verbund. Alle Versuchsergebnisse aus den untersuchten älteren Spannstählen liegen oberhalb der Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102: 2009.

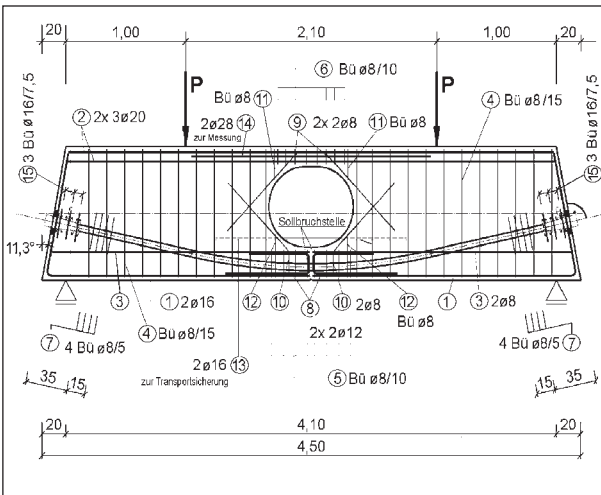


Bild 146: Versuchsträger von MAURER/HEEKE [6.39]

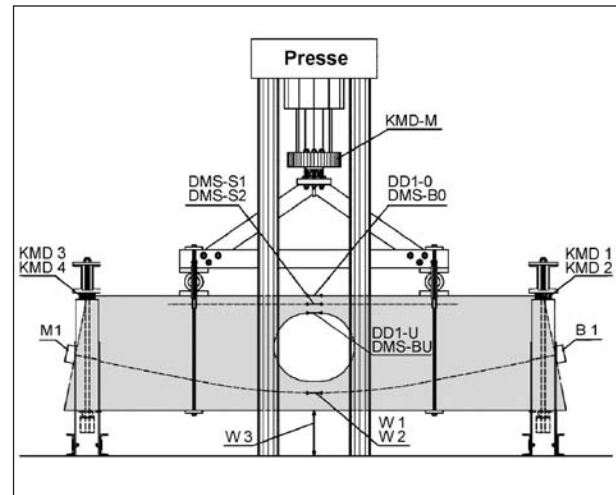


Bild 147: Versuchsstand von MAURER/HEEKE [6.39]

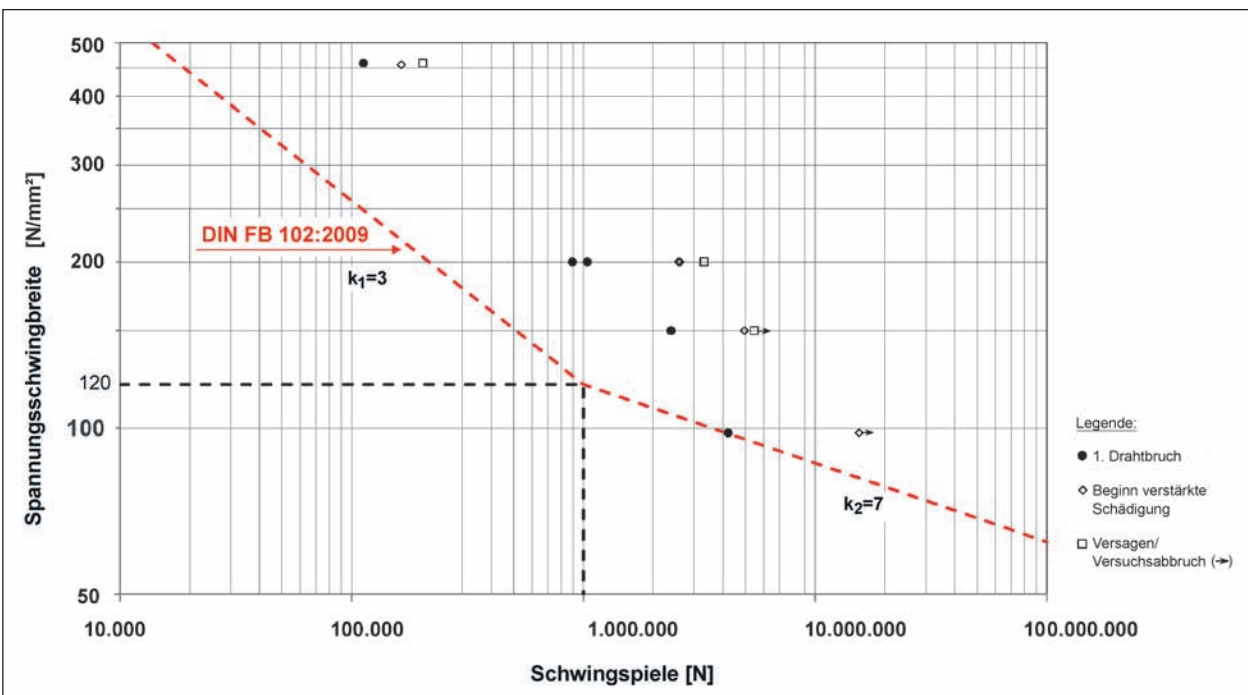


Bild 148: Versuchsergebnisse von MAURER et al. [6.39]

6.5 Vergleich mit den heutigen Bemessungswöhlerlinien

ABEL [6.20] verglich in seiner Arbeit von 1996 bereits recherchierte Versuche mit der Bemessungswöhlerlinie aus dem Model Code 90 von 1993. ABEL unterschied in seinem Diagramm zwischen Hüllrohren aus Bandstahl und Kunststoff. Diese beiden Diagramme sind in Bild 149 dargestellt und durch die gültigen Bemessungswöhlerlinien nach DIN-FB 102:2009 ergänzt.

Es zeigt sich, dass die ausgewerteten Versuchsergebnisse fast ausnahmslos über den heute gültigen Bemessungswöhlerlinien für Spannstähle in Kunststoff- und Stahlhüllrohren liegen.

2010 erfolgte an der TU Braunschweig im Rahmen eines Forschungsvorhabens von EMPELMANN/SENDER [6.28] eine weitere Zusammenstellung der bislang in der Literatur auffindbaren Forschungsergebnisse. Diese wurden von EMPELMANN/SENDER in einer Datenbank aufbereitet und mit den gültigen Wöhlerlinien der Normen DIN 1045-1, DIN-FB 102 und Eurocode 2 verglichen. In dieser Zusammenstellung wurde zum besseren Vergleich der Versuchsergebnisse nach folgenden Herstellungsarten der Großmodellversuche unterschieden:

- nachträglicher Verbund – Kunststoffhüllrohre,
- nachträglicher Verbund – Stahlhüllrohr,

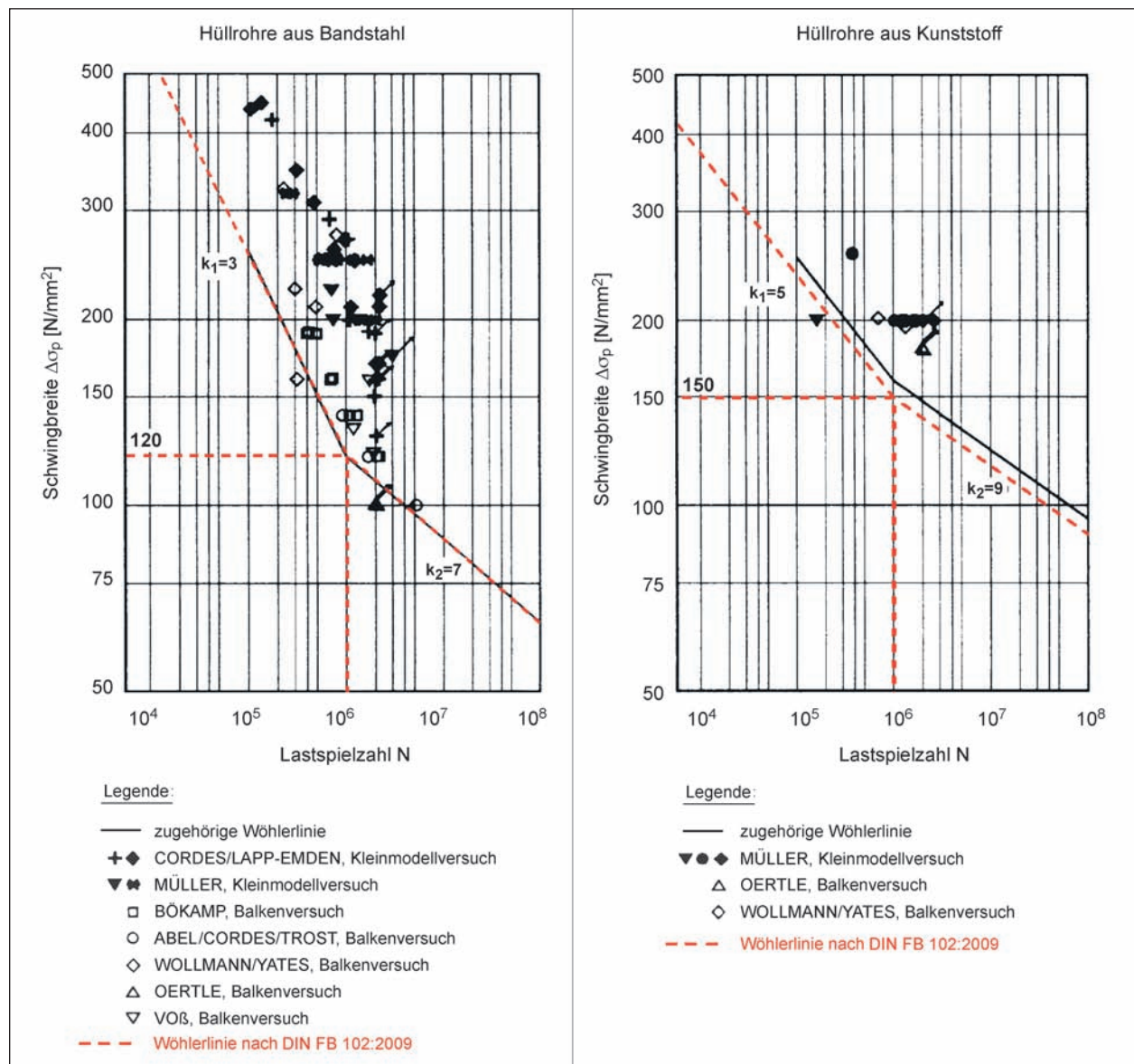


Bild 149: Vergleich [6.20] der von ABEL recherchierten Versuchsergebnisse an Kleinmodell- und Balkenversuchen mit den zugehörigen Wöhlerlinien des Model Code 90 (1993) und nach DIN-FB 102:2009

- sofortiger Verbund – gerade Spanngliedführung,
- sofortiger Verbund – umgelenkte Spannstahlführung.

Des Weiteren stellen EMPELMANN/SENDER [6.28] eine übersichtliche Tabelle auf (Bild 150), in der die Randparameter einiger recherchierter Arbeiten aufgeführt sind. Laut EMPELMANN/SENDER geben die dunkelgrau hinterlegten Felder die Untersuchungen mit eindeutigen und aussagekräftigen Ergebnissen an. Hellgrau hinterlegte Felder bezeichnen die Untersuchungen, bei denen das Dekompressionsniveau durchfahren wurde. Dadurch sind diese mit Unsicherheiten bezüglich der Schwingbreite und Lastwechsel behaftet.

In den Diagrammen (siehe Bilder 151 bis 155) sind die Ergebnisse der zuvor beschriebenen Forschungsarbeiten den Bemessungswöhlerlinien des DIN-FB 102:2009 gegenübergestellt. Analog zu den Auswertungen von ABEL zeigt sich, dass für gerade Spannglieder im sofortigen Verbund (Bild 153) und Spannstähle im nachträglichen Verbund mit Hüllrohren aus Stahl (Bild 152) bzw. Kunststoff (Bild 151) die Versuchswerte fast ausnahmslos oberhalb der gültigen Bemessungswöhlerlinien liegen. In einigen der unterhalb der Bemessungswöhlerlinien liegenden Versuchswerte (RIGON et al., HELLER) wurde während der dynamischen Belastung das Dekompressionsniveau durchfahren. Daher ist eine exakte Aussage der Schwingbreite hier nicht möglich.

Einflussgröße	Einflussparameter	Materialgüte	Nachträglicher Verbund								Sofortiger Verbund			
			Abel	Bökamp	Oertle	Eskola	Hegger	Müller	Rigon	Vos/Falkner	Vos/Kordima	Bökamp	Heller	Müller
Spannstahl	Spannstahlitzen	St 1570/1770												
		UTS 2010 / UTS 2025												
	Spannstahldrähte	St 835/1030												
		St 1470/1670												
		St 1420/1570												
Bündelspannglieder	St 1570/1770													
Gewindestahl	St 1080/1230													
Betongüte	Normalfeste Betone	C30/37												
		C35/45												
		C40/50												
		C45/55												
		C50/60												
	Hochfeste Betone	C55/67												
		C60/75												
C70/85														
Reibpartner	nachträglicher Verbund													
	Spannstahl – Stahlhüllrohr													
	Spannstahl – Kunststoffhüllrohr													
	Spannstahl – Einpressmörtel													
	Spannstahl – Spannstahl													
	sofortiger Verbund													
	Spannstahl – Beton													
Spannstahl – Betonstahlbewehrung														
Spannstahl – Umlenkkonstruktion														
Vorspannung	Spannungsniveau	0,55 fpk												
		0,60 fpk												
		0,65 fpk												
		0,75 fpk												
	Schwingbreite	≤100 MN/m ²												
		>100 - 200 MN/m ²												
		>200 - 300 MN/m ²												
		> 300 MN/m ²												
	Dekompressionsniveau der Versuche	oberhalb												
		durchfahren												
Spanngliedführung	gekrümmt													
	polygonal													
	gerade													
dynamische Beanspruchung	Belastungsfrequenz	< 1 Hz												
		1-3 Hz												
		4-5 Hz												
Belastungsgeschichte														
Umweltbedingungen	Trocken													
	Feucht													

Bild 150: Auswertung von EMPELMANN/SENDER [6.28] hinsichtlich verwendeter Parameter

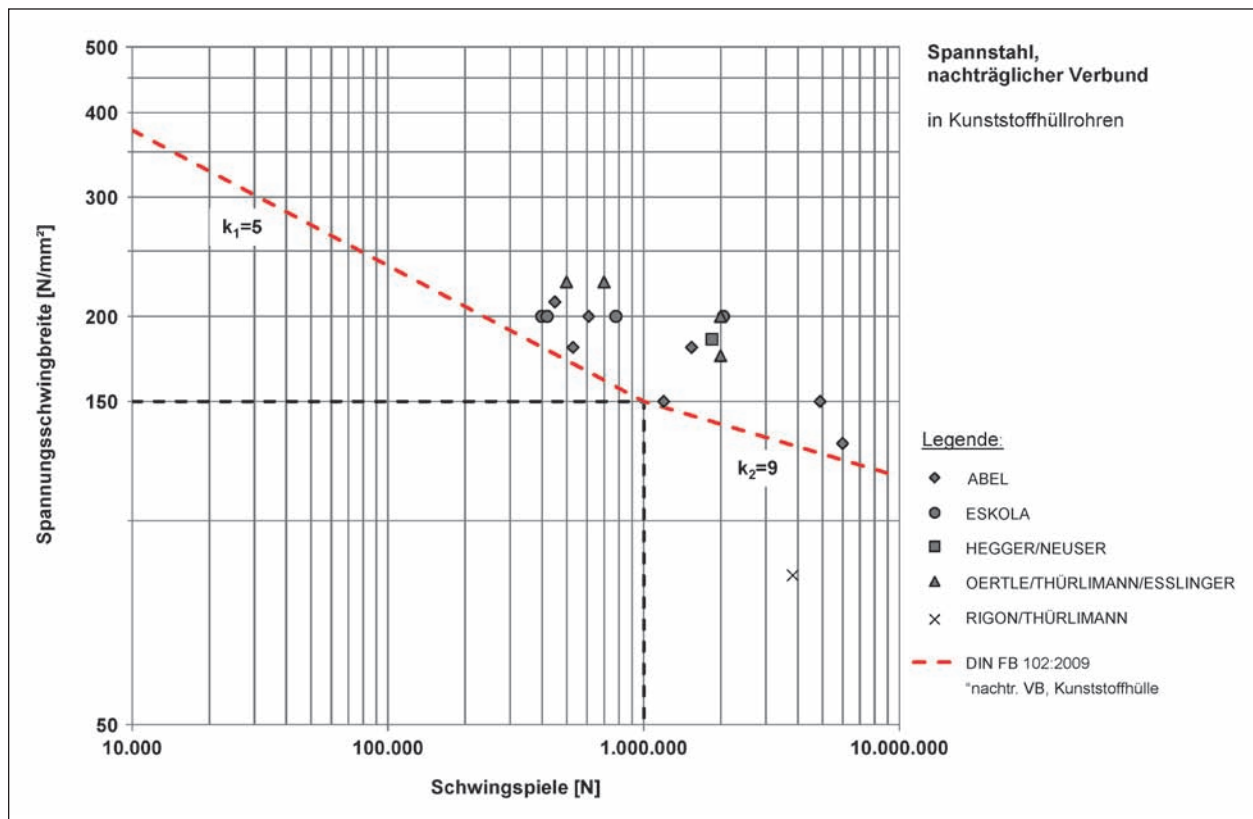


Bild 151: Vergleich recherchierter Versuchsergebnisse (nachträglicher Verbund – gekrümmte Kunststoffhüllrohre) im Kontext zur Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

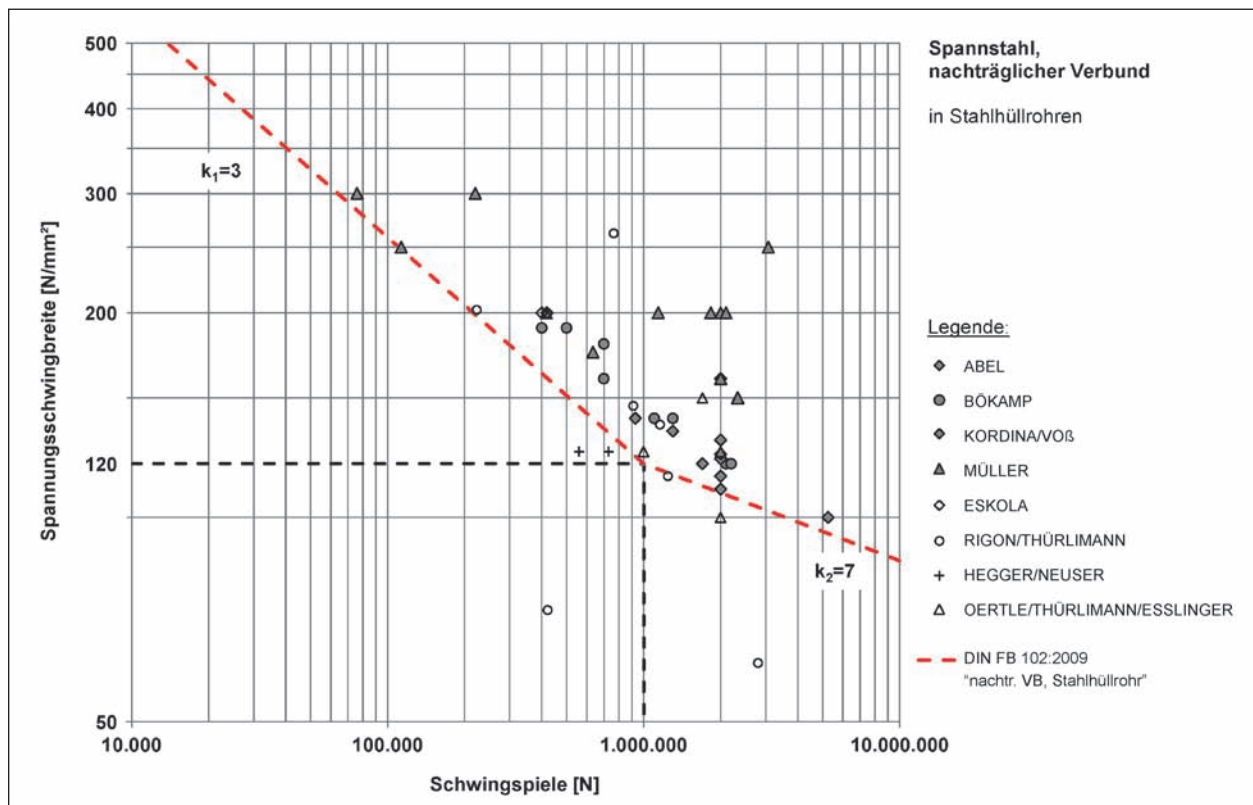


Bild 152: Vergleich recherchierte Versuchsergebnisse (nachträglicher Verbund – gekrümmte Stahlhüllrohre) im Kontext zur Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

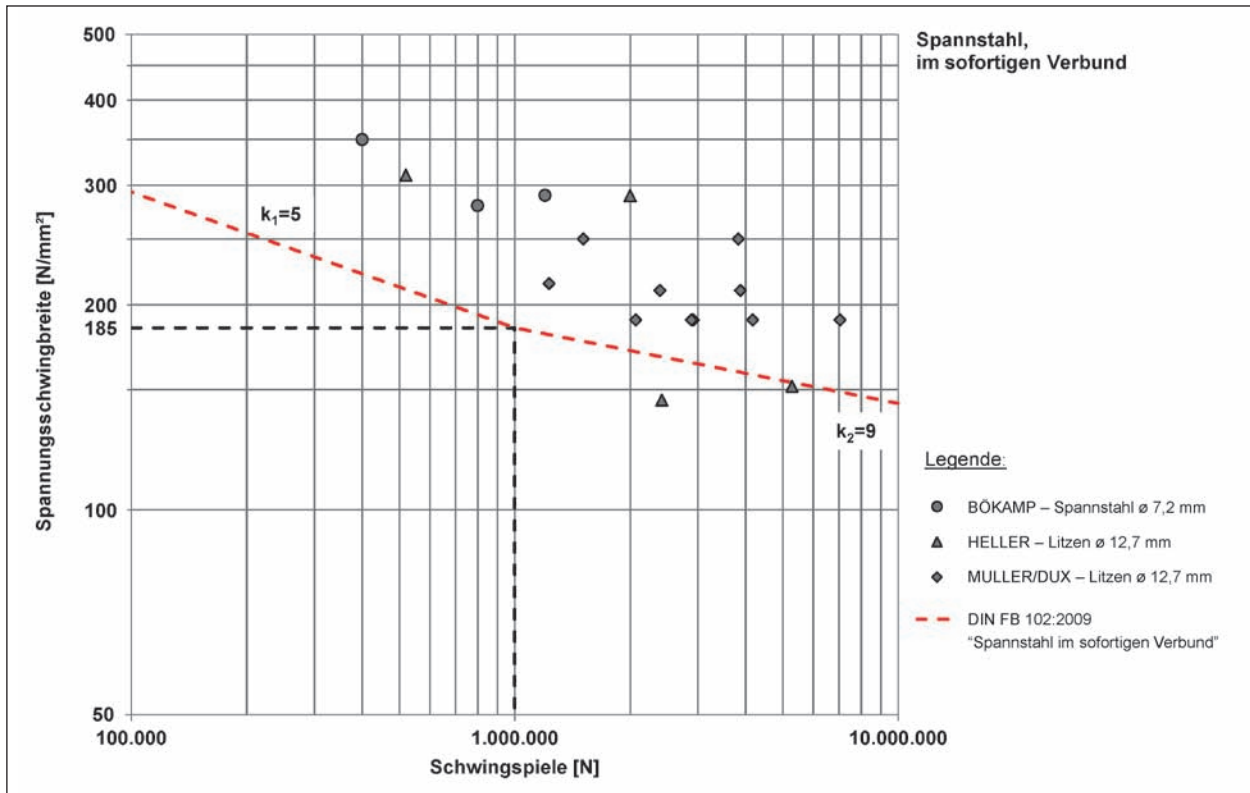


Bild 153: Vergleich recherchierte Versuchsergebnisse (sofortiger Verbund – gerade Spanngliedführung) im Kontext zur Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

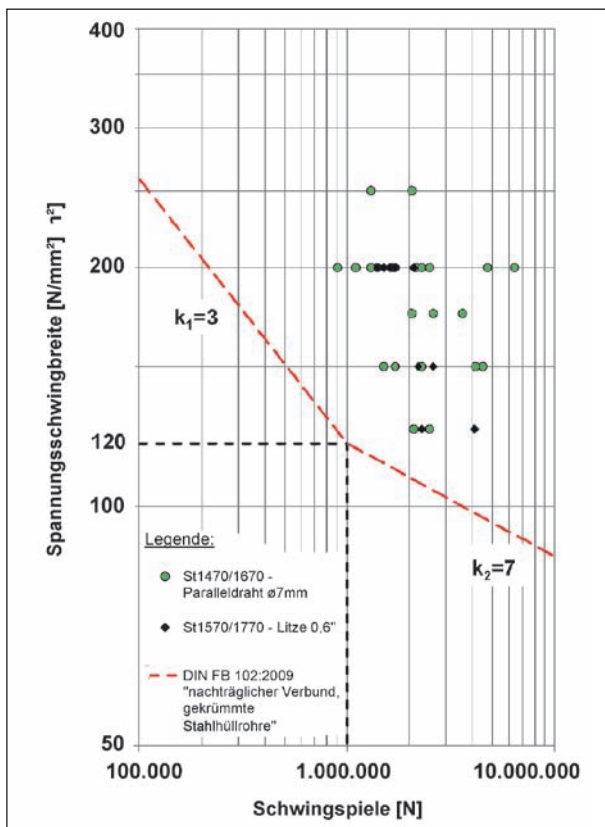


Bild 154: Versuchsergebnisse von OERTLE et al. [6.44] aus Kleinkörperversuchen (nachträglicher Verbund – gekrümmte Stahlhüllrohre) im Kontext zur Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

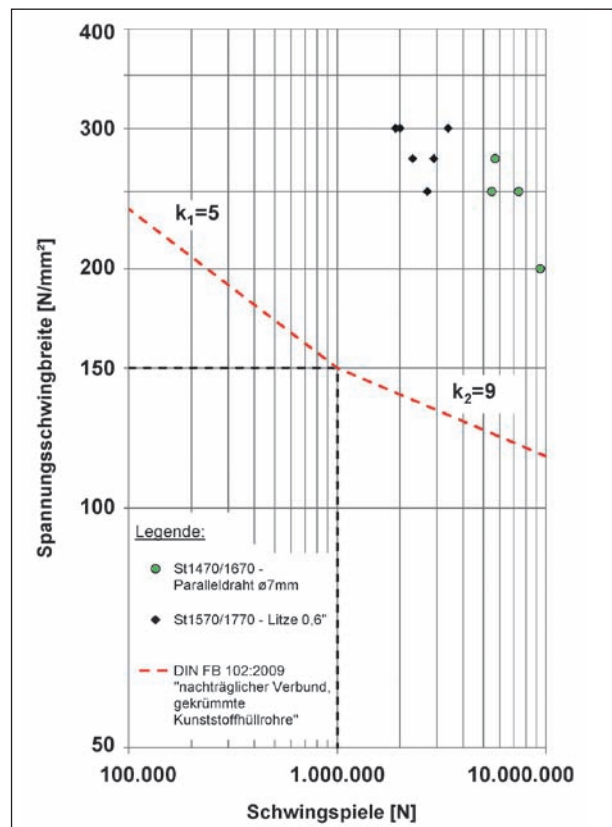


Bild 155: Versuchsergebnisse von OERTLE et al. [6.44] aus Kleinkörperversuchen (nachträglicher Verbund – gekrümmte Kunststoffhüllrohre) im Kontext zur Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

Ebenso die Versuchsergebnisse der Kleinmodellversuche von OERTLE et al. [6.44] zeigen, dass diese für gekrümmte Stahlhüllrohre (Bild 154) sowie gekrümmte Kunststoffhüllrohre (Bild 155) oberhalb der Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009 liegen.

6.6 Zusammenfassung

Der Vergleich der recherchierten Versuchsergebnisse mit den aktuell gültigen Wöhlerlinien für die Bemessung nach DIN-FB 102:2009 zeigt, dass die Versuchswerte bis auf wenige Einzelfälle oberhalb der heutigen normgemäßen Wöhlerlinie liegen. Dabei ist festzustellen, dass die Schwingbreiten bei den Versuchen überwiegend oberhalb des Knickpunktes der Wöhlerlinie liegen. Versuche mit Schwingbreiten unterhalb des Knickpunktes im Bereich der Dauerfestigkeit sind aufgrund der sehr hohen Lastwechselzahlen und der damit einhergehenden langen Versuchsdauer sehr selten. Aufgrund der Recherche können die aktuellen Wöhlerlinien nach DIN-FB 102:2009 auch zum Nachweis von älteren Beton- und Spannstählen herangezogen werden. Eine weitere experimentelle Absicherung des flachen Astes der Wöhlerlinie unterhalb des Knickpunktes im Dauerfestigkeitsbereich wäre allerdings wünschenswert.

Für die Betonstähle zeigte sich, dass die heutigen Bemessungswöhlerlinien auch für den Nachweis älterer Stabstähle gegen Ermüdung herangezogen werden können.

Ebenso lassen sich Betonstahlmatten mit der gültigen Bemessungswöhlerlinie der DIN 1045-1:2008 nachweisen, wenn auch diese im Brückenbau aufgrund der kleinen Stabquerschnittsflächen a_s und der hohen Ermüdungsanfälligkeit durch vorhandene Schweißpunkte in der Regel nicht eingesetzt werden.

Ältere Spannstähle im sofortigen Verbund oder in Stahlhüllrohren im nachträglichen Verbund werden durch die heutigen Bemessungswöhlerlinien nach DIN-FB 102:2009 gut erfasst, sodass diese auch für eine Nachrechnung verwendet werden dürfen.

7 Resümee

Seit Beginn des Spannbetonbrückenbaus in Deutschland sind die Bemessungsvorschriften

ständig weiterentwickelt und an neuere Erkenntnisse angepasst worden. Die Lastannahmen wurden dem gestiegenen Verkehrsaufkommen angepasst. Bedingt durch die Altersstruktur des Brückenbestands ergibt sich eine hohe Anzahl an Bauwerken, die nicht gemäß den heute geltenden Vorschriften geplant und gebaut wurden. Diese Bauwerke liegen jedoch zum Teil im Zuge bedeutender Verkehrswege und können nicht ohne erheblichen finanziellen Aufwand und massive Eingriffe in den fließenden Verkehr ertüchtigt oder ersetzt werden. Aus diesem Grund ist die Erarbeitung eines Sicherheitskonzeptes für bestehende Bauwerke sowie genauerer und erweiterter Nachweisverfahren im Moment Gegenstand mehrerer Forschungsprojekte.

Das vorliegende FE-Vorhaben ist als Fortführung zu dem bereits abgeschlossenen Forschungsprojekt „Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken“ [1.1] zu sehen. Im Laufe der Bearbeitung des ersten Forschungsprojekts ergaben sich zusätzliche und weitergehende Fragestellungen, deren genauere Betrachtung hilfreich bei der Beurteilung bestehender Bauwerke ist. Im Rahmen des vorliegenden FE-Vorhabens sollten die Themenfelder Sicherheitskonzept für bestehende Bauwerke, Ansatz historischer Materialfestigkeiten bei der Nachrechnung einschließlich von Kennwerten der Ermüdungsfestigkeit, Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bei zu geringer Querkraftbewehrung sowie der Einfluss von gegebenenfalls nicht vorhandener Mindestbewehrung auf das Sicherheitsniveau eingehender untersucht werden.

Zunächst wurde das den aktuellen Normenwerken zugrunde liegende semi-probabilistische Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten erläutert. Hierdurch sollten die Zusammenhänge zwischen Zuverlässigkeitsindex β , operativer Versagenswahrscheinlichkeit p_f , Bezugszeiträumen, charakteristischen Werten der Einwirkungen und Widerstände sowie den Teilsicherheitsbeiwerten verdeutlicht werden. Auf der Grundlage dieser theoretischen Ausführungen konnten anschließend verschiedene Überlegungen zu angepassten Sicherheitskonzepten für bestehende Bauwerke dargestellt und verglichen werden. Grundsätzlich konnten zwei verschiedene Herangehensweisen zur Herleitung angepasster Teilsicherheitsbeiwerte identifiziert werden. Zum einen besteht die Möglichkeit, Unsicherheiten durch Materialprüfungen und Messungen am Bauwerk zu reduzieren. Dieser Ansatz ist zurzeit schon bei der Erstellung der geplanten Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Be-

stand berücksichtigt. Zum anderen können ökonomische Überlegungen in Verbindung mit der Tatsache, dass bestehende Bauwerke i. d. R. nur noch eine geringe verbleibende Nutzungsdauer haben, durchgeführt werden. Die geringere verbleibende Nutzungsdauer kann bei diesem Ansatz mit einem vorher festgelegten Wert direkt mathematisch berücksichtigt werden. Beide Ansätze können im Vergleich mit den Festlegungen der für Neubauten gültigen Regelwerke zu abgeminderten Teilsicherheitsbeiwerten für die Nachweisführung bei bestehenden Bauwerken führen.

Um ältere Bauwerke auf der Grundlage heutiger Nachweiskonzepte nachrechnen zu können, werden charakteristische Werte der Materialeigenschaften benötigt. Es konnte gezeigt werden, dass die Kennwerte der Betonstähle aus der Zeit vor 1972 zwar theoretisch als nicht zu unterschreitende Mindestwerte definiert waren, praktisch jedoch auch bereits in diesem Zeitraum als 5%-Quantile zu verstehen sind. Diese Aussage ist auch auf die vor 1972 zugelassenen Spannstähle übertragbar. Für den Beton aus dem Zeitraum vor 1972 konnte exemplarisch für die Festigkeitsklassen B 300 und B 450 gezeigt werden, dass die bei der Druckfestigkeitsprüfung einzuhaltende Bedingung, dass kein Einzelwert um mehr als 15 % vom geforderten Mittelwert abweicht, zur Festlegung einer unteren Abschätzung der charakteristischen Betondruckfestigkeit nach heutiger Definition herangezogen werden kann. Über die Angaben in den ursprünglichen statischen Berechnungen oder auf Plänen können die damals verwendeten Baustoffe identifiziert werden. Anschließend können alle bei der Nachrechnung benötigten charakteristischen Materialkennwerte auf der Grundlage der hier beschriebenen Zusammenhänge bestimmt oder aus Tabellen und alten Zulassungen entnommen werden. Falls aus Materialuntersuchungen etc. jedoch genauere Informationen über die tatsächlichen Eigenschaften der Materialien im Bauwerk vorliegen, sind diese bei der Nachrechnung zu verwenden.

Die zurzeit noch nicht einheitliche Berücksichtigung der Momenten-Querkraft-Interaktion bei der Ermittlung der aufnehmbaren Querkraft wurde durch Vergleichsrechnungen nach DIN-Fachbericht 102 und *fib* Model Code 2010 aufgezeigt. An einem beispielhaften, mit horizontalen Spanngliedern im nachträglichen Verbund vorgespannten Plattenbalkenquerschnitt wurden für verschiedene Querkraftlaststufen und Momenten-Querkraft-Verhältnisse jeweils die rechnerisch erforderliche Bügelbeweh-

rung und der rechnerische Betontraganteil bestimmt. Um den Einfluss unterschiedlicher Sicherheitsüberlegungen zu eliminieren und eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten, erfolgten die Untersuchungen auf der Grundlage charakteristischer Materialkennwerte. Vor allem in den auflagnahen Bereichen vorgespannter Träger kam es zu stark voneinander abweichenden Ergebnissen. Es zeigte sich zum einen, dass die Annahme eines reinen Fachwerkmodells ohne additiven Betontraganteil im DIN-FB dazu führt, dass auch in den auflagnahen, überdrückten Bereichen ohne Biegerissbildung rechnerisch Querkraftbewehrung erforderlich wird. Gemäß dem Ansatz nach Model Code 2010, Level III muss in diesen Bereichen keine statische Bügelbewehrung angeordnet werden. Zum anderen wurde deutlich, dass der DIN-FB das Verhältnis zwischen einwirkender Querkraft und einwirkendem Moment nur geringfügig und indirekt über die Änderung des inneren Hebelarms z berücksichtigt. Durch dieses Vorgehen können allem Anschein nach nicht alle Auswirkungen des M/V -Verhältnis auf die Querkrafttragfähigkeit abgebildet werden.

Die Nachrechnung vorgespannter Brückenbauwerke auf der Grundlage des DIN-Fachberichts 102 führt häufig zu Defiziten bei der Querkraftbewehrung. Daher wurden bereits in einem früheren FE-Vorhaben der BAST Vorschläge zum Ansatz des bei der Querkraftbemessung verwendeten inneren Hebelarms z für Spannbetonbauteile gemacht. Zudem wurde gezeigt, dass ein zusätzlicher Betontraganteil bei Querkraftabtragung über einen „Druckbogen“ aktiviert werden kann.

Durch Versuchsnachrechnungen auf der Grundlage der Dehnungsebenen und nichtlineare Simulationsrechnungen mit dem Programmsystem ABAQUS an Spannbetonversuchsträgen wird der Einfluss des Druckbogens auf die Größe der erforderlichen Querkraftbewehrung aufgezeigt. Durch die Überlagerung von Fachwerk und Druckbogen findet eine Interaktion von Biege- und Querkraftbeanspruchung statt. Mit Hilfe der Simulationsrechnungen erfolgt die Berücksichtigung der Interaktion zwischen Querkraft und Biegung automatisch, d. h., die entlastende Wirkung aus Spanngliedneigung und Druckbogen ist in den Berechnungsergebnissen enthalten. Simulationsberechnungen wurden zunächst durch Nachrechnung repräsentativer Versuche kalibriert. Dazu wurden hier u. a. auch Versuche an unbewehrten und bewehrten Betonscheiben herangezogen. Die Simulation erfolgte mit

Volumenelementen für den Beton und Stabelementen für die Bewehrung. Somit können rechnerische Stahlspannungen mit Messwerten aus den Versuchen verglichen werden. Die kalibrierten nichtlinearen Simulationsberechnungen konnten auf die Simulation der Spannbetonträger übertragen werden. Die integralen Größen der Versuchsergebnisse der Spannbetonträger, wie die Last-Verformungs-Kurven, konnten so sehr gut abgebildet werden. Die gemessenen Bügelspannungen und die beobachteten Risse aus den Versuchen konnten durch die Darstellung der berechneten Bügelspannungen und die Darstellung der Hauptdruckspannungen gemeinsam mit den beobachteten Rissen ebenfalls sehr gut nachvollzogen werden. Die großen Hauptzugspannungen an den Umlenkstellen des Druckbogens gaben den Hinweis, dass die Hauptzugspannungen zur Umlenkung des Druckbogens erforderlich sind. Damit wird ein zusätzliches Nachweiskriterium für die Begrenzung der Hauptzugspannungen im Beton benötigt.

Gemäß dem Druckbogenmodell wird in den überdrückten Auflagerbereichen die Querkraft allein durch die Vertikalkraftkomponente des Druck- und Zuggurtes abgetragen. Lediglich im Bereich der hohen Momente, wo sich der Träger auf der Grundlage der Dehnungsebenen im ZSt II befindet, steigen die gemessenen Bügelspannungen stark an, was darauf deutet, dass das Fachwerk-Modell hier dominiert.

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass das jetzige Querkraftbemessungsmodell des DIN-Fachberichts für vorgespannte Träger „Fachwerk mit Rissreibung“ besonders in den überdrückten Bereichen der Dehnungsebenen die Querkrafttragfähigkeit nicht zutreffend beschreiben kann. Erst durch die zusätzliche Berücksichtigung des Druckbogens mit der Vertikalkomponente der geneigten Biegedruckkraft kann das Tragverhalten unter Querkraftbeanspruchung vollständig beschrieben werden.

Aus den Untersuchungen geht ebenfalls deutlich hervor: je kleiner die Laststufe, desto ausgeprägter die Wirkung des Druckbogens. Der Verlauf und damit der Traganteil des Druckbogens sind ganz offensichtlich abhängig von der Höhe der Beanspruchung. Bei niedrigen Beanspruchungen dominiert der Tragmechanismus des Druckbogens. Demzufolge geht der Einfluss des Druckbogens mit zunehmender Belastung weiter zurück. Da aus Nachrechnungen von Spannbetonbrücken unter der

normgemäßen Beanspruchung im GZT ($\gamma_G = 1,35$; $\gamma_{Q\bar{}} = 1,50$) sich ein ausgeprägter Druckbogen einstellt, ist der Einfluss des Druckbogens auf die erforderliche Querkraftbewehrung wesentlich. Mit einem zusätzlichen Nachweiskriterium für die Begrenzung der Hauptzugspannungen im Beton kann der Druckbogen bei der Nachrechnung von älteren Spannbetonbrücken in Ansatz gebracht werden.

Da die durchgeführten Untersuchungen sich lediglich auf den Einfeldträger beziehen, ist die Übertragung der Ergebnisse auf das Tragverhalten eines Durchlaufträgers, insbesondere über der Innenstütze, nur bedingt möglich. Ob diese Erkenntnisse sich auch am Durchlaufträger tatsächlich bestätigen lassen, könnte mit weiteren Simulationsrechnungen von Spannbetonversuchsträgern als Durchlaufträger gezeigt werden. Leider sind keine Versuche an vorgespannten Durchlaufträgern verfügbar. Daher besteht Forschungsbedarf an Versuchen mit Spannbetonzweifeldträgern, mit denen die Verhältnisse einer realen Brücke möglichst realitätsnah abgebildet werden können.

Die Untersuchungen zur Mindestquerkraftbewehrung ergaben, dass Spannbetonbrücken, welche nach 1966 erbaut wurden und nach damaligem Stand der Technik bzw. nach den damals gültigen Regelwerken bemessen wurden, über eine Mindestquerkraftbewehrung verfügen, die mindestens den heutigen Festlegungen entspricht. Es ist der Mindestwert für Schubrissbildung im Steg vorgespannter Träger ($\rho = 1,6$) abgedeckt. Bei Spannbetonbrücken, welche zwischen 1955 und 1966 erbaut wurden und nach den Empfehlungen von LEONHARDT bemessen wurden, gilt teilweise dieselbe Feststellung. Die nach DIN-FB 102:2009-03 erforderliche Mindestquerkraftbewehrung bei einer Biegeschubrissbildung ($\rho = 1,0$) war in den zur Verfügung stehenden Beispielbrücken durchgehend eingehalten.

Des Weiteren wurden die Auswirkungen von fehlender Mindestbewehrung auf den Abbau von Zwangsschnittgrößen und das Ankündigungsverhalten bei einem fortschreitenden Spanngliedausfall untersucht. Die Betrachtungen erfolgten mittels nichtlinearer Simulationsrechnungen am Gesamtsystem der Lützelbachtalbrücke. Für eine realitätsnahe Erfassung der Tragwerkssteifigkeiten wurde das nichtlineare Werkstoffverhalten des Spannbetons berücksichtigt. Um die Einflüsse aus fehlender Mindestbewehrung auf den Abbau der Zwangsschnittgrößen aufzuzeigen, wurden Vergleichsrech-

nungen mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden durchgeführt. Es konnte gezeigt werden, dass sich die Zwangsschnittgrößen gleichermaßen stark abbauen. Damit wurde das in die Nachrechnungsrichtlinie aufgenommene Abminderungskriterium für Zwangsschnittgrößen nach ARNOLD als eine sichere Abschätzung für ältere Spannbetonbrücken ohne eine ausreichende Mindestbewehrung verifiziert. In einer weiteren Betrachtung konnte durch die wirklichkeitsnahe Simulation des Tragverhaltens, trotz nicht gegebenen Ankündigungsverhaltens, ein duktiler Tragwerksversagen nachgewiesen werden. Dabei wurde ein konzentrierter Spanngliedausfall bis zur ersten Ankündigung durch Rissbildung in einem Querschnitt zugrunde gelegt, in den übrigen Querschnitten wurden die Spannglieder als intakt vorausgesetzt. Für diesen Fall stellte das vorhandene Umlagerungsvermögen des Bauwerks eine ausreichende Tragreserve dar.

Im Vergleich der recherchierten Ergebnisse aus dynamischen Versuchen mit den gültigen Wöhlerlinien nach DIN-FB 102:2009 zeigte sich, dass für Betonstähle die heutigen Bemessungswöhlerlinien auch für ältere Stabstähle herangezogen werden können. Ebenso lassen sich Betonstahlmatten mit der gültigen Bemessungswöhlerlinie der DIN 1045-1:2008 zuverlässig gegen Ermüdung nachweisen. Bei den Ergebnissen des Spannstahls zeigt sich, dass die Versuchswerte bis auf wenige Einzelfälle oberhalb der heutigen normgemäßen Wöhlerlinie liegen. Im Gesamten dominiert hier allerdings die Anzahl der Versuche, die mit ihrer Schwingbreite oberhalb des Knickpunktes der Wöhlerlinie anzutreffen sind. Versuche mit Schwingbreiten unterhalb des Knickpunktes im Bereich der Dauerfestigkeit sind aufgrund der sehr hohen Lastwechselzahlen und der damit einhergehenden langen Versuchsdauer sehr selten. Aufgrund der Recherche können die aktuellen Wöhlerlinien nach DIN-FB 102:2009 auch zum Nachweis von älteren Beton- und Spannstählen herangezogen werden. Für eine weitere experimentelle Absicherung des flachen Astes der Wöhlerlinie unterhalb des Knickpunktes im Dauerfestigkeitsbereich wird allerdings weiterer Forschungsbedarf gesehen.

Durch das vorliegende FE-Vorhaben wurden einige neue Erkenntnisse gewonnen, die für die Beurteilung bestehender älterer Spannbetonbrücken hilfreich sind und die teilweise ihren Niederschlag im 1. Entwurf zur Nachrechnungsrichtlinie gefunden haben.

Bei einigen Fragestellungen wird allerdings noch weiterer Forschungsbedarf gesehen. Dies betrifft insbesondere die Querkrafttragfähigkeit unter Berücksichtigung des Traganteils aus der Vertikalkomponente des Druckbogens infolge der Vorspannwirkung. Dieser Traganteil birgt ein erhebliches Potenzial in sich, um noch eine ausreichende Tragsicherheit nachweisen zu können für Bauwerke, die im Vergleich zum DIN-Fachbericht 102 deutlich zu wenig Querkraftbewehrung enthalten. Die bisherigen theoretischen Simulationsberechnungen mit nichtlinearen Finiten Elementen sowie die verfügbaren gut dokumentierten Versuchsergebnisse beschränken sich auf Einfeldträger. Es fehlen Versuche an Zweifeldträgern mit entsprechenden Messungen der Bügelspannungen. Erste Anwendungen des Modells auf bestehende ältere Brücken ergaben erhebliche Steigerungen der Querkrafttragfähigkeit bei Berücksichtigung des Druckbogens. Allerdings muss dieses Modell für die Verhältnisse an den Innenstützen von Durchlaufträgern noch experimentell und theoretisch abgesichert werden.

Langfristig ist die Erarbeitung eines angepassten Sicherheitskonzepts für die Bewertung des deutschen Brückenbestands anzustreben. Die durchgeführte internationale Literaturrecherche zu Sicherheitskonzepten sollte zu diesem Zweck erweitert werden. Geeignet erscheinende Konzepte können dann in einem ersten Schritt beispielhaft für verschiedene Bauwerke angewendet und die Auswirkungen untersucht werden.

Im Rahmen solcher Untersuchungen ist weiterhin zu überprüfen, ob das über viele Jahre empirisch entwickelte und im Konsens der Gesellschaft sehr hoch ausgelegte Sicherheitsniveau für neue Bauwerke für bestehende Bauwerke abweichend bestimmt werden kann. Hierbei sollten z. B. rationale Optimierungsbetrachtungen bzw. die Berücksichtigung des Nutzens von eventuellen Verstärkungsmaßnahmen (z. B. auf Grundlage des Lebensqualitätsindex) eingebunden werden. Falls sich bei üblichen Verhältnissen merkliche Unterschiede zum Konzept bei Neubauten ergeben, könnten diese dann in entsprechenden Regelungen berücksichtigt werden.

Die Entnahme von Materialproben zur Bestimmung der Druckfestigkeit des Betons stellt einen Eingriff in die Substanz des Bauwerks dar. Daher sollte die Anzahl auf das Notwendigste beschränkt werden. Mit einer begrenzten Anzahl an Proben lässt sich der Mittelwert relativ gut abschätzen. Für die Er-

mittlung der Quantilwerte müssen dann die Streuungen (Standardabweichung) bekannt sein. In diesem Zusammenhang wird ein Forschungsbedarf gesehen, um Erkenntnisse über die innerhalb eines Bauwerks zu erwartenden Streuungen zu gewinnen, um mit möglichst wenigen Proben die charakteristischen Werte bestimmen zu können. Hierbei kann neben tatsächlichen Untersuchungen an bestehenden Bauwerken vor allem die Auswertung noch vorliegender historischer Daten aus der Materialprüfung von Nutzen sein.

8 Literatur

- [1.1] MAURER, R.; ZILCH, K.; DUNKELBERG, D.; KOLODZIEJCZYK, A.: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken. Abschlussbericht zum FE SV.0006/2009, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Juli 2010
- [1.2] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Ausgabe März 2009
- [1.3] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. Ausgabe März 2009
- [1.4] Model Code 2010: First complete draft, Volume 1 & 2. International Federation for Structural Concrete (*fib*), Lausanne, 2010
- [2.1] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Ausgabe März 2001
- [2.2] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung, EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Ausgabe Dezember 2010
- [2.3] ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045 1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). 2., neu bearbeitete und erweiterte Auflage, Berlin, Springer Verlag, 2010
- [2.4] RACKWITZ, R.: Zuverlässigkeit von Tragwerken. In: ZILCH, K. et al. (Hrsg.): Handbuch für Bauingenieure. Berlin, Springer Verlag, 2001, S. 1-217 bis 1-254
- [2.5] VISMANN, U.: Zuverlässigkeitstheoretische Verifikation von Bemessungskriterien im Stahlbetonbau. Dissertation, Technische Universität München, 1995
- [2.6] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. Ausgabe März 2009
- [2.7] DIN EN 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetongtragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung, EN 1992-2:2005 Ausgabe Februar 2007
- [2.8] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. 15. Fassung, in Bearbeitung, Stand 23.02.2011
- [2.9] The Institution of Structural Engineers: Appraisal of Existing Structures (Third edition). IStructE, London, Oktober 2010
- [2.10] BS 8110: Structural use of concrete. British Standards Institution (BSI), London 1985 Ausgabe 1997
- [2.11] MATTHEWS, S. L.: Partial safety coefficients used in recent UK codes of practice for the design of concrete structures and the assessment of existing structures. Tischvorlage zur fib SAG 7 Sitzung in Gent, Belgien, 04./05. November 2010, unveröffentlicht
- [2.12] ACI 318M-05: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, Ausgabe Juni 2005
- [2.13] American Association of State Highway and Transportation Officials: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Customary U.S. Units, 4th Edition, Ausgabe 2007
- [2.14] VROUWENVELDER, A. C.; STEENBERGEN, R. D.: Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic loads on bridges. HERON, Jahrgang 55, Heft 2, 2010, S. 123-139
- [2.15] VROUWENVELDER, A. C.; SCHOLTEN, N.: Assessment Criteria for Existing Structures. Structural Engineering International, Heft 1, 2010, S. 62-65
- [3.1] DIN 1045: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton. Ausgabe März 1943

- [3.2] DIN 488-1: Betonstahl – Begriffe, Eigenschaften, Werkkennzeichen. Ausgabe April 1972
- [3.3] DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung. Entwurf, Ausgabe März 1968
- [3.4] DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung. Ausgabe Januar 1972
- [3.5] REHM, G.; REHM, H.: Statistische Methoden bei der Qualitätskontrolle von Bewehrungsstählen – Teil 1. Betonstein-Zeitung, Heft 6, 1968, S. 309-318
- [3.6] REHM, G.; REHM, H.: Statistische Methoden bei der Qualitätskontrolle von Bewehrungsstählen – Teil 2. Betonstein-Zeitung, Heft 7, 1968, S. 383-387
- [3.8] REHM, G.; REHM, H.: Zur Frage der Prüfergebnisse bei der Qualitätskontrolle von Bewehrungsstählen. Betonstein-Zeitung, Heft 3, 1969, S. 161-167
- [3.8] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. 15. Fassung, in Bearbeitung, Stand 23.02.2011
- [3.9] Spannstähle für Spannbeton nach DIN 4227: Vorläufige Richtlinien für die Prüfung bei Zulassung, Herstellung und Überwachung. Ausgabe Dezember 1965
- [3.10] DIN EN 206-1: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutsche Fassung EN 206-1:2000, Ausgabe Juli 2001
- [3.11] DIN EN 12390-2: Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen. Deutsche Fassung EN 12390-2:2009, Ausgabe August 2009
- [3.12] DIN 4227: Spannbeton – Richtlinien für die Ausführung und Bemessung. Ausgabe Oktober 1953
- [3.13] SCHNELL, J.; LOCH, M.; ZHANG, N.: Umrechnung der Druckfestigkeit von zwischen 1943 und 1972 hergestellten Betonen auf charakteristische Werte. Bauingenieur, Jahrgang 85, Heft Dezember 2010, S. 513-518
- [3.14] RÜSCH, H.; RACKWITZ, R.; SELL, R.: Statistische Analyse der Betonfestigkeit. DAFStb, Heft 206, Berlin, 1969
- [4.1] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, Ausgabe März 2009
- [4.2] MAURER, R.; ZILCH, K. et al.: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung, Bericht zum BAST-FE 29.0244/2009, Juli 2010
- [4.3] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. 15. Fassung, in Bearbeitung, Stand 23.02.2011
- [4.4] Model Code 2010: First complete draft, Volume 1 & 2. International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, 2010
- [4.5] COLLINS, M. P.; MITCHELL, D. et al.: A general shear design method. ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 1, Januar 1996, S. 36-45
- [4.6] COLLINS, M. P.; RAHAL, K. N.: Background to the general method of shear design in the 1994 CSA-A23.3 standard. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 26, No. 6, Dezember 1999, S. 827-839
- [4.7] BENTZ, E. C.; COLLINS, M. P.: Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 33, No. 5, Mai 2006, S. 521-534
- [4.8] LEONHARDT, F. et al.: Schubversuche an Spannbetonträgern. DAFStb, Heft 227, Berlin, 1973
- [4.9] inca 2: Interactive Nonlinear Cross-Section Analysis Biaxial. Version 2.80 vom Mai 2009, <http://www.u-pfeiffer.de/>
- [4.10] MAURER, R.; ZILCH, K. et al.: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken. Abschlussbericht zum FE SV.0006/2009, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Juli 2010
- [4.11] KUPFER, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsi-

- gen Beanspruchung, Heft 229 des DAfStb, Ernst & Sohn, Berlin 1973
- [4.12] PURAINER, R.; KEUSER, M.: Versuche an Stahlbetonscheiben und -platten unter Zugbeanspruchung, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau 06/3, 2006
- [5.1] ARNOLD, A.: Zum Einfluss der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur bei Tragwerken aus Konstruktionsbeton mit und ohne Vorspannung, Technische Universität Dortmund, Schriftenreihe Betonbau
- [5.2] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, Ausgabe März 2009
- [5.3] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. 15. Fassung, in Bearbeitung, Stand 23.02.2011
- [5.4] MAURER, R.; ARNOLD, A.: Bemessung von Tragwerken aus Stahlbeton und Spannbeton für eine kombinierte Beanspruchung aus Last und Biegezwang, Bauingenieur, Band 84, Oktober 2009
- [5.5] Untersuchung zur betontechnologischen Bauwerksbeurteilung, IGS Ingenieurgesellschaft, Herborn, 21.05.2009
- [5.6] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen, Ausgabe Juni 1952
- [5.7] Erläuterungen zu DIN 1045-1, DAfStb, Heft 525, Beuth Verlag, 2010
- [5.8] Der Bundesminister für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden. Ausgabe Februar 2010
- [5.9] DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau – Bauwerke aus Stahlbeton. Ausgabe März 1943
- [5.10] DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau – Bauwerke aus Stahlbeton. Ausgabe Juli 1952
- [5.12] DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung, Entwurf. Ausgabe August 1968
- [5.12] DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung. Ausgabe Januar 1972
- [5.13] DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung. Ausgabe Juli 1988
- [5.14] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Ausgabe Juli 2001
- [5.15] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Ausgabe August 2008
- [5.16] DIN 4227: Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung. Ausgabe Oktober 1953
- [5.17] Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton. Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr und von der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn, Ausgabe Februar 1966
- [5.18] Richtlinien für Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen. Herausgegeben vom Bayerischen Staatsministerium des Innern. Ausgabe Juni 1973
- [5.19] DIN 4227, Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Ausgabe Dezember 1979
- [5.20] DIN 4227-1: Spannbeton – Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Änderung A1, Ausgabe Dezember 1995
- [5.21] DIN EN 206-1: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Ausgabe Juli 2001
- [5.22] MAURER, R.; ZILCH, K. et al.: Sicherheit von Spannbetonbrücken. Bericht zum BMVBS-Forschungsvorhaben FE 15.0408/2004/HR, Fassung Juli 2006
- [5.24] LEONHARDT, F.: Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbeton-Tragwerken – Begründung durch Versuchsergebnisse mit Hilfe einer erweiterten Fachwerkanalogie. Der Bauingenieur, Jahrgang 40, Heft 1, Januar 1965, S. 1-15
- [5.24] LEONHARDT, F.: Spannbeton für die Praxis. Ernst & Sohn, Berlin, 1955

- [5.25] SCHNELL, J.; LOCH, M.; ZHANG, N.: Umrechnung der Druckfestigkeit von zwischen 1943 und 1972 hergestellten Betonen auf charakteristische Werte. Bauingenieur, Jahrgang 85, Heft Dezember 2010, S. 513-518
- [5.26] MAURER, R.; ZILCH, K. et al.: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken. Abschlussbericht zum FE SV.0006/2009, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Juli 2010
- [6.1] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, Ausgabe März 2009
- [6.2] HAIBACH, E.: Betriebsfestigkeit Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung 3., korrigierte und ergänzte Auflage Springer Verlag
- [6.3] Heft 525: Erläuterungen zur DIN 1045-1, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1. Auflage 2003, Beuth Verlag
- [6.4] Heft 525: Erläuterungen zur DIN 1045-1, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2. Auflage 2010, Beuth Verlag
- [6.5] WEDLER, B.: Vorläufige Richtlinie für quergerippte Betonformstähle (Betonrippenstahl), Fassung 1960, ergänzend auf dem Stand der Zulassungen im Jahre 1963, Ergänzungen und Erläuterungen zur 7. Auflage der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin
- [6.6] BLOCK, K.; DREIER, F.: Die Ermüdungsfestigkeit zuverlässig und kostengünstig ermitteln – Das Interaktive Verfahren, Materialprüfung 40, 1998
- [6.7] BLOCK, K.; DREIER, F.: Das Ermüdungsverfahren von Dübelverbindungen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 541, Beuth Verlag, Berlin 2003
- [6.8] BINDSEIL, P.; SCHMITT, M. O. A.: Betonstähle – vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart, Verlag Bauwesen
- [6.9] MAURER, R.; DREIER, F.; MACHOCZEK, D.; HEEKE, G.: Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von einbetoniertem Betonstahl mit dem Interaktiven Verfahren. ISBN 978-3-8167-8232-2, Fraunhofer IRB Verlag, T3227
- [6.10] MOSS, D. S.: Axial fatigue of high-yield reinforcing bars in air Transport and Road. Research Laboratory Supplementary Report 622, 1980
- [6.11] REHM, G.: Beitrag zum Thema Dauerschwingfestigkeit von Betonstahl BSt 500 nach DIN 488 und 1045 – Eine Bewertung von Versuchsergebnissen und Einflussgrößen. Prüfstelle für Betonstahl, München
- [6.12] REHM, G.; KRUSE, H.: Baustahlgewebe. Berichte aus Forschung und Technik, Dauerschwingversuche im Zug-Schwellbereich mit Baustahlgewebe, aus: KARI-Stahl Untersuchungsbericht, Nr. 692620 vom 25.09. 1969, Heft 6, Verlag der Bau-Stahlgewebe GmbH
- [6.13] RUßWURM, D.; MARTIN, H.: Versuche an Stäben und geschweißten Matten aus Stäben mit neuartiger Profilierung. Januar 1968, Heft 1, Verlag der Bau-Stahlgewebe GmbH, Düsseldorf-Oberkassel
- [6.14] THÜRLIMANN, B.; CANTELI, A. F.; ESSLINGER, V.: Bericht – Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungs- und Spannstählen. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Nr. 8002 1, Birkhäuser Verlag Basel (ISBN-3-7643-1613-6)
- [6.15] TILLY, G. P.; MOSS, D. S.: Long endurance fatigue of steel reinforcement IABSE Reports, Vol. 37, 1982
- [6.16] TILLY, G. P.: Fatigue testing and performance of steel reinforcement bars. Materials and Structures, 1984, Volume 17, Number 1, Page 43-49
- [6.17] VOGEL, T.; FEHLMANN, P.: Versuche zur Ermüdungsfestigkeit alter Betonstähle. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 7, Ernst & Sohn Verlag
- [6.18] WASCHEIDT, H.: Dauerschwingfestigkeit von Betonstählen im einbetonierten Zustand DAFStb, Heft 200, 1968 Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- [6.19] ABEL, M.; CORDES, H.; HEGGER, J.: Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen. Schlussbericht, DFG Az.: Co 191/2-1, August 1996, RWTH Aachen

- [6.20] ABEL, M.: Zur Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, Dissertation, 1996, Eigenverlag, Heft 4
- [6.21] ABELES, P. W.; BROWN, E. I.; HU, C. H.: Fatigue Resistance of Under-Reinforced Prestressed Beams Subjected to Different Stress Ranges – Miners Hypothesis. ACI-Publication, SP41-11, 1974, S. 237-277
- [6.22] ABELES, P. W.; BROWN, E. I.; HU, C. H.: Behavior of Under-Reinforced Prestressed Concrete Beams Subjected to Different Stress Ranges. ACI-Publication, SP41-12, Vol. 41 1974, S. 279-300
- [6.23] BIRKENMAIER, M.; JACOBSEN, W.: Das Verhalten von Spannbetonquerschnitten zwischen Risslast und Bruchlast, Schweizer Bauzeitung, Heft 15, S. 218-227, 1959
- [6.24] BÖKAMP, H.: Ein Beitrag zur Spannstahlermüdung unter Reibdauerbeanspruchung bei teilweiser Vorspannung, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Dissertation, 1991
- [6.25] CORDES, H.; LAPP-EMDEN, M.: Untersuchungen zur Dauerfestigkeit von Spanngliedern für die besonderen Bedingungen der teilweisen Vorspannungen, Institut für Massivbau, RWTH Aachen, Bericht Nr. 18/88, Juni 1984
- [6.26] CULLIMORE, M. S. G.: The Fatigue Strength of High Tensile Steel Wire Cable Subjected to Stress Fluctuations of Small Amplitude, International Association of Bridge and Structural Engineers. In: Publications, Seite 49-56, 1972
- [6.27] EDWARDS, A. D.; PICARD, A.: Fatigue Characteristics of Prestressing Strand. Proceedings, Institution of Civil Engineers, 53 (Part 2), Seite 325-336, 1972
- [6.28] EMPELMANN, M.; SENDER, Chr.: Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand. ISBN 978-3-8167-8424-1. Fraunhofer IRB Verlag, T3245
- [6.29] ESKOLA, L.: Zur Ermüdung teilweise vorgespannter Betontragwerke, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1996
- [6.30] FISHER, J. W.; VIEST, I. M.: Fatigue Tests of Bridge Materials of the AASHO Road Test, Highway Research Board, Special Report No. 66, Seiten 132-147, 1961
- [6.31] FRANK, K. H.; HSU, C. K.: Fatigue and Static Tests of Three Samples of 0.60 Inch Diameter Seven Wire Prestressing Strand. Phil, M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas at Austin, Technical Report, December, 1981
- [6.32] HEGGER, J.; NEUSER, J.: Untersuchungen zur Reibermüdung von großen Spanngliedern bei teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen, Schlussbericht, Institutsbericht Nr. 49/98, Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 1998
- [6.33] HILMES, J. B.: Statistical Analysis of the Fatigue Characteristics of Underreinforced Prestressed Concrete Flexural Members, PhD thesis. Civil Engineering, Iowa State. University of Science and Technology, 1965
- [6.34] HELLER, B. E.: Fatigue of pretensioned concrete beams, University of Texas at Austin, 2003
- [6.35] KOCH, R.: Dauerschwingversuch an einem teilweise vorgespannten Spannbetonträger, Otto-Graf-Institut, Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Schriftenreihe Heft 80, Stuttgart, 1988
- [6.36] RIGON, C.; THÜRLIMANN, B.: Fatigue Tests on Post-Tensioned Concrete Beams, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 8101-1, 1985
- [6.37] LANE, R. E.; EKBERG, C. E.: Repeated Load Tests on 7-Wire Prestressing Strands, Prestressed Concrete Bridge Members, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Progress Report 21, 1959
- [6.38] MAGNEL, G.: Theorie und Praxis des Spannbetons, 3. Auflage, Bauverlag GmbH, 1956
- [6.39] MAURER, R.; HEEKE, G.: Ermüdungsfestigkeit von Spannstählen aus einer älteren Spannbetonbrücke, Abschlussbericht, Forschungsvorhaben, 2010

- [6.40] MULLER, J. F.; DUX, P. F.: Fatigue of Prestressed Concrete Beams with Inclined Strands, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, Issue 4, 1994
- [6.41] MÜLLER, F.; ZELLER, W.: Zulassungsprüfungen an Spanndrahtlitzen Ø 12,4 mm, St 160/180 und Ø 15,2 mm, St 160/180, hier: Dauerschwingversuche Prüfungsbericht, Institut für Beton und Stahlbeton, Universität Karlsruhe, 1975
- [6.42] MÜLLER, H. H.: Abschlussbericht: Prüfverfahren für die Dauerfestigkeit von Spannstählen, Institut für Bauingenieurwesen III, TU München, Nr. 111, Mai 1985
- [6.43] OVERMAN, T. R.; BREEN, J. E.; FRANK, K. H.: Fatigue Behavior of Pretensioned Concrete Girders, University of Texas, 1984, Research Report 300-2F, 354 pp.
- [6.44] OERTLE, J.; THÜRLIMANN, B.; ESSLINGER, V.: Versuche zur Reibermüdung einbetonierter Spannkabel, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht-Nr. 8101-2, 1987
- [6.45] PAULSON, C.; FRANK, K. H.; BREEN, J. E.: A fatigue study of prestressing strand, Research Report 300-1. Center for Transportation, Research Bureau of engineering Research, University of Texas at Austin, April 1983
- [6.46] SLUTTER, R. G.; EKBERG, C. E.: Static and Fatigue Tests on Prestressed Concrete Railway Slabs. American Railway Engineering Association, Proceedings, pages 1-50, 1959
- [6.47] TIDE, R. H. R.; van HORN, D.A.: A Statistical Study of the Static and Fatigue Properties of High Strength Prestressing Strand. Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Report 309.2, 1966
- [6.48] VOß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonträgern im Zustand II – Unterschiedliches Verbundverhalten bei Schwellbeanspruchung, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 111, 1993
- [6.49] WARNER, R. F.: Probable Fatigue Life of Prestressed Concrete Flexural Members, Lehigh University, PhD thesis, 1961
- [6.50] WOLLMANN, G. P.; YATES, D. L.; BREEN J. E.; KREGER, M. E.: Fretting Fatigue in Post-Tensioned Concrete, Research Report 465-2F, Center for Transportation Research, Bureau of engineering Research, University of Texas at Austin, Nov. 1988

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2001

- B 28: Erfassung und Bewertung von reaktionsharzgebundenen Dünnebelägen auf Stahl
Eilers € 11,00
- B 29: Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe und des Chloridgehaltes von Beton
Gatz, Quaas € 12,00
- B 30: Materialkonzepte, Herstellungs- und Prüfverfahren für elutionsarme Spritzbetone
Heimbecher € 11,00
- B 31: Verträglichkeit von reaktionsharzgebundenen Dünnebelägen mit Abdichtungssystemen nach den ZTV-BEL-ST
Eilers, Stoll € 10,50
- B 32: Das Programm ISOCORRAG: Ermittlung von Korrosivitätskategorien aus Massenverlusten
Schröder € 11,50
- B 33: Bewehrung von Belägen auf Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten
Eilers, Sczyslo € 17,00
- B 34: Neue reaktionsharzgebundene Dünnebeläge als Fahrbahnbeläge auf einem D-Brücken-Gerät
Eilers, Ritter € 13,00

2002

- B 35: Bewehrung von Brückenbelägen auf Betonbauwerken
Wruck € 11,50
- B 36: Fahrbahnübergänge aus Asphalt
Wruck € 11,00
- B 37: Messung der Hydrophobierungsqualität
Hörner, von Witzhausen, Gatz € 11,00
- B 38: Materialtechnische Untersuchungen beim Abbruch der Talbrücke Haiger
Krause, Wiggerhauser, Krieger € 17,00
- B 39: Bewegungen von Randfugen auf Brücken
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

2003

- B 40: Schutzmaßnahmen gegen Graffiti von Wespennest
€ 11,50
- B 41: Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahrbahnplatten beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht
Eilers, Kühler, Quaas € 12,50
- B 42: Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau
Städig, Krocker € 12,00
- B 43: Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2
Haardt € 13,50
- B 44: Untersuchungen an Fahrbahnübergängen zur Lärminderung
Hemmer-Halswick, Ullrich € 12,50

2004

- B 45: Erfahrungssammlungen:
Stahlbrücken – Schäden – wetterfeste Stähle Seile
Teil 1: Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken

Teil 2: Dokumentation und Erfahrungssammlung mit Brücken aus wetterfesten Stählen

Teil 3: Erfahrungssammlung über die Dauerhaftigkeit von Brückenseilen und -kabeln

Hemmer-Halswick € 13,00

B 46: Einsatzbereiche endgültiger Spritzbetonkonstruktionen im Tunnelbau

Heimbecher, Decker, Faust € 12,50

2005

B 47: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken
Steinauer, Scharnigg € 13,50

2006

- B 48: Scannende Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung von Brückenbauwerken
Holst, Streicher, Gardei, Kohl, Wöstmann, Wiggerhauser € 15,00
- B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haftung von Epoxidharz
Raupach, Rößler € 13,50
- B 50: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3
Holst € 13,50
- B 51: Hydrophobierungsqualität von flüssigen und pastösen Hydrophobierungsmitteln
Panzer, Hörner, Kropf € 12,50
- B 52: Brückenseile mit Galfan-Überzug – Untersuchung der Haftfestigkeit von Grundbeschichtungen
Friedrich, Staack € 14,50
- B 53: Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen
Tauscher € 14,50
- B 54: Nachweis des Erfolges von Injektionsmaßnahmen zur Mängelbeseitigung bei Minderdicken von Tunnelinnenschalen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Rath, Berthold, Lähler € 12,50

2007

- B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50
- B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositionsklasse XF2
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes € 19,50
- B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der Durchführung und Auswertung
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Steinauer, Mayer, Kündig € 26,50
- B 58: Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel
Sistenich € 14,50

2008

- B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme
Schröder € 12,50
- B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teilerneuerung - Bewehrung
Schröder € 13,50

- B 61: **Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutzplankenpfosten**
Schröder, Staeck € 13,00
- B 62: **Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff**
Eilers € 12,00
- B 63: **Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint € 17,50
- B 64: **Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an einer Brückenkappe der Expositionsklasse XF4**
Brameshuber, Spörel, Warkus € 12,50

2009

- B 65: **Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1 Hagen/Schwerte**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Frieße, Taffe, Wöstmann, Zoega € 14,50
- B 66: **Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln**
Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann, Baltzer, Riepe, Kündig € 14,00
- B 67: **Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln**
Blosfeld € 17,50
- B 68: **Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. -
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler € 29,50
- B 69: **Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln**
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50
- B 70: **Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen**
Tauscher € 14,50

2010

- B 71: **Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau**
Kuhlmann, Euler € 22,50
- B 72: **Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen**
Weschpfennig, Kropf, von Witzzenhausen € 13,50
- B 73: **Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König € 21,00
- B 74: **Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk**
Müller € 14,00
- B 75: **Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand**
Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 13,50

2011

- B 76: **Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems**
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00
- B 77: **Anpassung von DIN-Fachberichten "Brücken" an Eurocodes**
Teil 1: DIN-FB 101 "Einwirkung auf Brücken" →
Teil 2: DIN-FB 102 "Betonbrücken" →
Teil 3: DIN-FB 103 "Stahlbrücken" →

Teil 4: DIN-FB 104 "Verbundbrücken"

- Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. -
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, -
Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier,
Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann € 29,50
- B 78: **Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Kuhlmann, Günther, Krauss € 18,50
- B 79: **Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbe- tonbalken mit girlandenförmiger Spann- gliedführung**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik (in Vorbereitung)
- B 80: **Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln**
Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00
- B 81: **Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse**
Müller, Vogel, Neumann € 14,50
- B 82: **Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand**
Freundt, Böning € 16,00
- B 83: **Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken**
Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00
- B 84: **Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)**
Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00
- B 85: **Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung**
Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50
- B 86: **Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton**
Nguyen, Freitag € 13,50

2012

- B 87: **Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie**
Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig, Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00
- B 88: **Anpralllasten an Schutzzeirrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte "Stahlbrücken" und "Verbundbrücken" an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen**
Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50
- B 89: **Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke**
Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch, -
Dunkelberg, Fitik € 19,50

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10
D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.