

Gregor Schacht, Steffen Marx

Neufassung der Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“

F 3035

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung -BMVBS- im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2017

ISBN 978-3-7388-0030-2

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/tauforschung

Neufassung der Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“

Abschlussbericht Forschungsvorhaben SWD-10.08.18.7-14.22

Forschungsinitiative Zukunft Bau

FORSCHUNGSINITIATIVE
Zukunft BAU

Gregor Schacht, Steffen Marx

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	4
2	Internationaler Stand des Wissens	5
2.1	Sicherheitstheoretischer Hintergrund von Belastungsversuchen	5
2.2	Deutschland	6
2.3	United States of America	9
2.3.1	Hintergrund	9
2.3.2	Stahlbetonnorm ACI 318-11 [20]	9
2.3.3	Belastungsversuche nach ACI 437.2-13 [24]	10
2.4	Großbritannien	13
2.5	Weitere Staaten	14
2.6	Vergleich und Bewertung	16
2.6.1	Übersicht	16
2.6.2	Beispiel 1	17
2.6.3	Beispiel 2	18
2.6.4	Vergleich der Bewertungskriterien	19
2.7	Schlussfolgerungen und Ausblick	21
3	Erfahrungsstand bei Anwendung der Richtlinie	23
3.1	Vorbemerkungen	23
3.2	Fragebogen	24
3.3	Beteiligung und Vorgehen bei der Auswertung	26
3.4	Ergebnisse der Befragung	27
3.5	Schlussfolgerungen	34
4	Sicherheitskonzept für Belastungsversuche	36
4.1	Aktuelle Vorgehensweise	36
4.1.1	Direkte Beprobung	36
4.1.2	Übertragung auf andere Bauteile	36
4.2	Ansätze zur Bestimmung eines Übertragungsfaktors	38
4.2.1	Vorbemerkungen	38
4.2.2	Ingenieurmäßige Lösung	39
4.2.3	Semi-probabilistische Lösung	40
4.2.4	Vollprobabilistische Lösung	44
4.2.5	Wahrscheinlichkeitstheoretische Lösung	49
4.2.6	Vergleich und Bewertung	49

5	Versuche zum Querkrafttragverhalten von Balken mit geringer Bügelbewehrung aus Glattstahl.....	51
5.1	Vorbemerkungen.....	51
5.2	Versuchsplanung	51
5.3	Versuchsdurchführung	52
5.4	Messtechnik	52
5.5	Versuchsergebnisse.....	55
5.5.1	Balken BR01	55
5.5.2	Balken BR02	58
5.5.3	Balken BR03	64
5.5.4	Balken BR04	67
5.5.5	Zusammenfassung.....	71
6	Ausblick.....	71
7	Literatur	72

1 Einleitung

Seit dem Jahre 2000 sind Belastungsversuche an bestehenden Bauwerken durch die Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [1] geregelt. Mithilfe dieser Richtlinie konnte in den letzten 15 Jahren die Tragsicherheit vieler bestehender Bauwerke experimentell nachgewiesen und damit ein entscheidender Beitrag zur Erhaltung der Bausubstanz geleistet werden [2]. Die technischen Grundlagen und vielfältige erfolgreiche Anwendungsbeispiele dieser „Methode der experimentellen Tragsicherheitsbewertung“ sind in zahlreichen Veröffentlichungen dokumentiert [3 - 6]. Die umfangreichen Erfahrungen in der Durchführung und Bewertung von Belastungsversuchen zeigen jedoch auch, dass die Anforderungen und Bewertungskriterien der Richtlinie nicht in allen Fällen ausreichend spezifiziert oder für die praktische Anwendung geeignet sind. Dies betrifft zum einen die während des Versuchs zu erfassenden Verformungsmessgrößen und deren zugehörige Bewertungskriterien, deren praktische Relevanz in einigen Fällen hinterfragt werden muss. Zum anderen ist auch von teilweise lebensgefährlichen Fehlern bei der Versuchsdurchführung berichtet worden (z. B. die Verwendung nicht absturzesicherter Ballastmassen zur Lasterzeugung oder die Anwendung mechanischer Verformungsmessgeräte mit manueller Ablesung), welche u. a. auf die nicht ausreichend klar formulierten Anforderungen an die Belastungs- und Messtechnik sowie auf unzureichende Erfahrung und fehlendes Wissen beim Fachpersonal zurückzuführen sind.

Darüber hinaus gab es in jüngerer Zeit einige Bemühungen [7, 8], die Anwendung der Methode der experimentellen Tragsicherheitsbewertung auch auf solche Bauteile zu erweitern, die aufgrund ihrer geringen Duktilität bisher keinem Belastungsversuch unterzogen werden durften. In [9] wurden beispielsweise die Grundlagen für eine experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit für Stahl- und Spannbetonbauteile beschrieben, die es ermöglichen sollen, zukünftig auch solche Tragwerke sicher beurteilen zu können. Weitere Forschungsarbeiten [10] widmeten sich der Verknüpfung von experimenteller und numerischer Nachweisführung. Hierbei werden durch Systemmessungen an Bauteilen unter Gebrauchslasten numerische Modelle und Simulationen verifiziert und kalibriert und so eine numerische Bestimmung der Tragsicherheit mithilfe experimentell gewonnener Informationen ermöglicht [10]. Auch konnte durch Belastungsversuche mit dem Belastungsfahrzeug BELFA [11] die Tragsicherheit bestehender Brücken kleiner und mittlerer Spannweite in zahlreichen Fällen erfolgreich experimentell nachgewiesen werden [12]. All diese Weiterentwicklungen und auf praktischer Erfahrung basierenden Erkenntnisse führten zusammen mit der Einführung der Eurocode-Generation zum Überarbeitungsbedarf der Richtlinie [1]. Der Unterausschuss „Bewertung von Bestandsbauwerken“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton hat deshalb eine Arbeitsgruppe eingerichtet, die sich dieser Aufgabe angenommen hat.

Im Zusammenhang mit der geplanten Neufassung der Richtlinie haben die Autoren dieses Beitrags den internationalen Wissensstand zur experimentellen Beurteilung des Tragzustands von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen recherchiert und analysiert, mit dem Ziel, diesen mit dem in Deutschland bekannten Stand der Technik in Zusammenhang zu bringen und ergänzend alternative Ansätze zur experimentellen Bewertung der Tragsicherheit zu ermitteln.

2 Internationaler Stand des Wissens

2.1 Sicherheitstheoretischer Hintergrund von Belastungsversuchen

Der Begriff „Belastungsversuch“ hat sich aufgrund seiner geschichtlichen Bedeutung bis heute erhalten, doch wird dieser heute synonym für verschiedene Versuchsarten mit quasi-statischer Belastung verwendet. Unterschieden werden:

- Systemmessungen auf Gebrauchslastniveau,
- Belastung bis zur Versuchsziellast,
- Belastung bis zur Versuchsgrenzlast,
- Bruchversuche.

Die Aufgabe eines Belastungsversuchs ist i. d. R. nicht die Bestimmung der tatsächlichen Tragfähigkeit eines Bauteils, sondern der Nachweis der ausreichenden Tragsicherheit für eine definierte Einwirkung [13]. Ziel dabei ist das Zulassen einer möglichst großen Nutzlast F_k , ohne dass dabei eine Schädigung des Bauteils im Versuch eintritt. Die Größe der im Versuch einzutragenden Belastung ist die Versuchsziellast F_{Ziel} , die sich aus den nachzuweisenden Lasten (inkl. aller Sicherheiten) ergibt. Die maximal zulässige Last im Versuch ist die Versuchsgrenzlast F_{lim} , also die Belastung, bei der gerade noch kein kritischer Zustand eingetreten ist, welcher die Tragfähigkeit oder die Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt. Das Spannungsfeld ist somit dadurch charakterisiert, dass zum einen eine möglichst große Versuchsbelastung aufgebracht werden muss, um die gewünschte Nutzlast mit einer großen Sicherheit nachzuweisen, und gleichzeitig die Last nicht so groß sein darf, dass das Bauteil geschädigt wird. Die dabei in Deutschland üblichen Begriffe werden der Übersichtlichkeit wegen auch für die Erläuterungen der ausländischen Normen verwendet.

Anschaulich erläutert SPAETHE mithilfe probabilistischer Betrachtungen den Einfluss, den ein erfolgreich durchgeführter Belastungsversuch auf die Tragsicherheit des untersuchten Bauteils besitzt [14]. Dabei betrachtet er das Sicherheitsniveau, ausgedrückt durch den Sicherheitsindex β vor, während und nach einer Probelastung und schlussfolgert, dass „aus Sicht der Sicherheitstheorie eine Probelastung nützlich, sinnlos oder gar schädlich sein kann“. Entscheidend für die Beurteilung der durch einen Belastungsversuch erreichten Sicherheit ist das im Versuch erzeugte Verhältnis zwischen aufgebrachter Last und vorheriger Gebrauchslast. Wie in Bild 1 dargestellt, führt das Aufbringen der anvisierten Versuchsziellast zu einer Reduktion des Sicherheitsindex während des Versuchs, resultiert bei erfolgreichem Versuchsabschluss aber in einer anschließend höheren Sicherheit, weil durch den Versuch die Kenntnisse über das Tragverhalten der Konstruktion verbessert und die Belastung ohne Versagen aufgenommen wurde. Da die Konstruktion im Versuch einer deterministischen Beanspruchung s_p ohne ein Anzeichen eines Versagens widerstanden hat, werden aus der unbekanntem Verteilungsdichtefunktion der Widerstände alle Tragfähigkeitswerte unterhalb der ertragenen Beanspruchung herausgefiltert. Dies führt zu einer Stützung der Verteilungsdichtefunktion (Bild 1) und bedeutet eine Verringerung der Unsicherheiten des Widerstands.

Diese gewonnene zusätzliche Sicherheit kann auf der Beanspruchungsseite für die Erhöhung der zulässigen Nutzlasten ΔF_k genutzt werden. Auch zeigt SPAETHE in seinen Berechnungen, dass ein Belastungsversuch auf Gebrauchslastniveau keine großen Sicherheitszuwächse liefert und der Sicherheitsgewinn erst mit wachsendem Lastniveau zunimmt, weil nur so Schwachstellen herausgefiltert bzw. Unsicherheiten kontrolliert vorweggenommen und damit eliminiert werden [14].

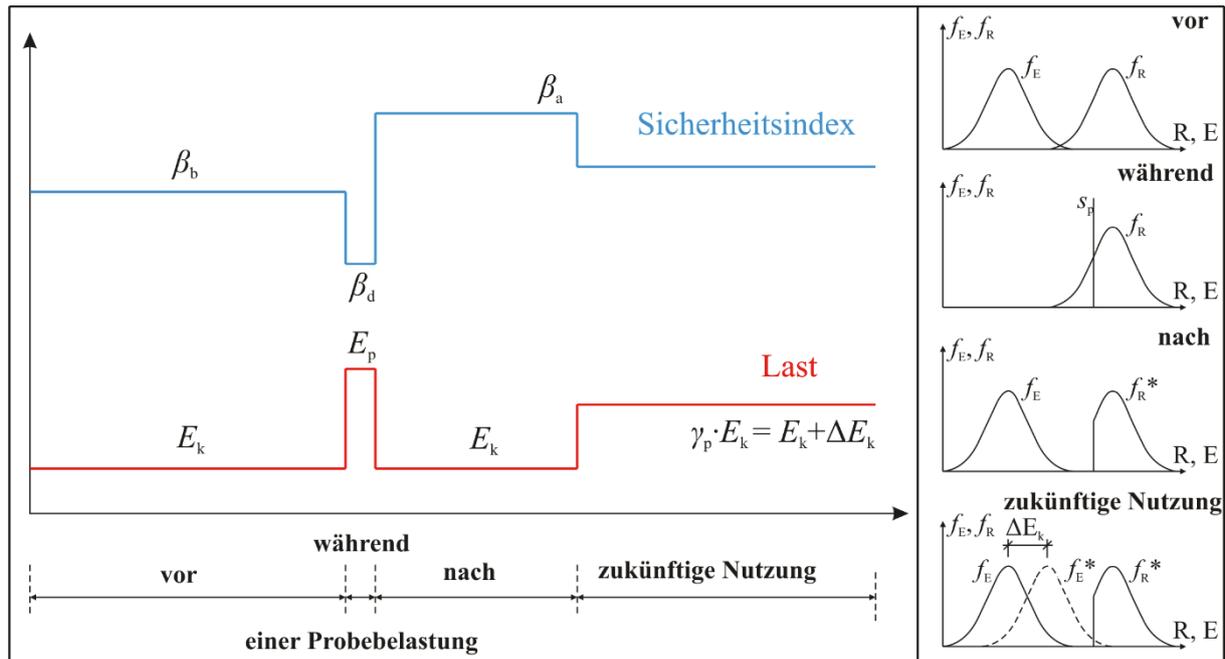


Abbildung 1: Erläuterung des Sicherheitsgewinns und der dadurch aufgespürten Tragreserven durch Belastungsversuche, nach [14]

2.2 Deutschland

Die geschichtliche Entwicklung der Regelungen von Belastungsversuchen in Deutschland ist umfangreich in [15,16] dargelegt worden, und für die aktuellen Anwendungsgrundlagen wird auf weiterführende Literatur verwiesen [7, 9, 17]. Grundsätzlich dürfen Belastungsversuche nach [1] „den Standsicherheitsnachweis bestehender Bauwerke in begründeten Fällen dann ergänzen, wenn der Standsicherheitsnachweis trotz gründlicher Bauwerksuntersuchung durch Berechnung nicht erbracht werden kann“.

Traglastversuche, bei denen Bauteile bis zum Bruch belastet werden, sind derzeit nicht Gegenstand der Richtlinie. Um eine Gefährdung durch „unangekündigtes Versagen (z. B. Schubbrüche, Durchstanzen)“ auszuschließen, waren Bauteile mit derartigen Versagensformen von der Bewertung durch Belastungsversuche bisher ausgenommen, da hierfür Bewertungskriterien zur sicheren Detektion der Versuchsgrenzlaster fehlten.

Die im Falle des erfolgreichen Nachweises der Versuchszielast F_{Ziel} gewonnene gesamte nutzbare Belastung ΔF (zusätzliche Eigenlast G_k und Verkehrslast Q_k) bestimmt sich aus dem im Versuch extern eingetragenen Lastanteil $ext F_{Ziel}$ unter Berücksichtigung der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite. Vorhandene Eigenlasten des Bauteils wirken während des Versuchs voll mit und sind dementsprechend kein Bestandteil von $ext F_{Ziel}$. Zusätzliche Eigenlasten, die im Versuch nicht wirksam sind, müssen genau wie beim rechnerischen Nachweis unter Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte bei der Ermittlung von $ext F_{Ziel}$ berücksichtigt werden. Nach [1] ergibt sich für den Grenzzustand der Tragfähigkeit der folgende Zusammenhang zwischen extern eingetragener Versuchszielast bzw. Versuchsgrenzlaster und den nachzuweisenden charakteristischen Einwirkungen:

$$ext F_{lim} \geq ext F_{Ziel} = \sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{Q,i} \cdot Q_{k,i} \geq 0,35 \cdot G_{k,1} \quad (1)$$

Die in Gl. (1) eingeführte Mindestgröße der extern eingetragenen Versuchsziellast F_{Ziel} soll sicherstellen, dass bei Bauwerken mit hohen Eigengewichtsanteilen der externe Lastanteil nicht kleiner ist als das (1,35–1,00)-fache des charakteristischen Werts der während des Versuchs wirksamen Eigenlasten [18]. Die Belastung ist nach [1] so aufzubringen, „dass sie die Einwirkungen im weiteren Nutzungszeitraum in ihrer ungünstigsten Kombination wirklichkeitsnah abbildet“.

Die im Versuch aufgebrachte Belastung muss also die rechnerisch angesetzten Lasten repräsentieren und die zugehörigen Beanspruchungen in der Konstruktion erzeugen. Die Richtlinie [1] schreibt nicht explizit vor, wie die Belastung im Versuch zu erzeugen ist, doch ist heute ausschließlich die sogenannte selbstsichernde Belastungstechnik einzusetzen. Eine Verwendung von Ballastmassen zum Nachweis einer ausreichenden Tragsicherheit ist mit einem hohen Risiko für Personal und Technik verbunden und erfüllt letztlich nicht die Anforderungen an eine zerstörungsfreie Untersuchung. Bei Anwendung des selbstsichernden Systems werden die aufgebrachten Versuchslasten hydraulisch erzeugt und unmittelbar in der Nähe des untersuchten Bauteils rückverankert, sodass der Kräftekreislauf geschlossen wird und angrenzende Bauteile nicht beansprucht werden.

Unter der Voraussetzung eines ausreichend verformungssteifen Belastungsrahmens und duktilem Bauteilverhalten ist die Versuchsdurchführung selbstsichernd. Diese Selbstsicherung entsteht dadurch, dass sich bei starker Verformung des Bauteils der Hydraulikdruck reduziert und das Gesamtsystem in einen sicheren Gleichgewichtszustand übergeht. Zusätzlich ermöglicht die hydraulische Belastung eine schnelle manuelle Entlastung der Konstruktion durch Reduktion des Hydraulikdrucks [17].

Nach [1] ist die Belastung bis zur Versuchsziellast in mindestens drei Laststufen aufzubringen, wobei nach jeder Laststufe mindestens einmal bis auf das Grundlastniveau zu entlasten ist. Die Belastung ist bei jeder Be- und Entlastung für eine „angemessene“ Zeit konstant zu halten. Über diese Minimalanforderungen hinaus ist es empfehlenswert, Be- und Entlastungszyklen auf mehreren Laststufen mit Wiederholungen auszuführen, da so beginnende Nichtlinearitäten im Last-Verformungs-Verhalten eher erkannt werden können (Bild 2). Ein abschließender Dauerstandversuch von ca. 15 bis 30 Minuten liefert zusätzliche Informationen über mögliche zeitabhängige Verformungen. Während des Belastungsversuchs sind die entsprechend der Aufgabenstellung ausgewählten Bauteilreaktionen online aufzuzeichnen und in geeigneter Form darzustellen, sodass eine Echtzeit-Bewertung durch den Versuchsingenieur möglich ist. Nur so können beginnende nichtlineare Strukturveränderungen rechtzeitig erfasst und bewertet werden. In der Richtlinie [1] werden die folgenden Verformungskriterien definiert, die das Erreichen der Versuchsgrenzlast anzeigen:

- Begrenzung der Betondehnungen auf den Bereich stabiler Mikrorissbildung,
- Begrenzung der Betonstahldehnungen auf den elastischen Bereich,
- Begrenzung der lastabhängigen Rissbreiten bzw. Rissbreitenänderungen,
- Begrenzung der nichtlinearen Durchbiegungen bei Belastung bzw. der bleibenden Durchbiegung nach Entlastung,
- Begrenzung der Verformungen im Schubbereich von Balken (Betonstauchung in den Druckstreben und Stahldehnung in der Schubbewehrung).

Die Versuchsgrenzlast gilt ebenfalls als erreicht, wenn:

- Messwerte, wie z. B. das Last-Verformungsverhalten oder Schallemissionen, auf kritische Veränderungen schließen lassen, die bei weiterer Laststeigerung zu einer Schädigung führen,
- eine Gefährdung der Standsicherheit zu erkennen ist und
- kritische Auflagerverschiebungen auftreten.

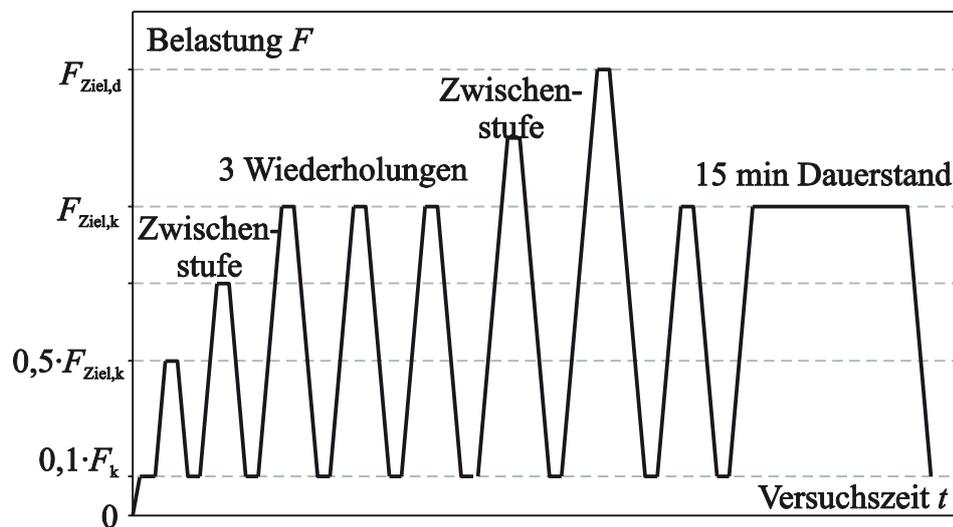


Abbildung 2: Typisches Belastungsregime für Belastungsversuche

Dehnungsbasierte Versuchsgrenzlastkriterien für die Bewertung der Beanspruchung in der Bewehrung lassen sich praktisch kaum sicher anwenden, da zum einen infolge der Rissbildung der genaue Ort der maximalen Dehnung nicht bekannt ist und zum anderen die elastische Vordehnung aus dem Eigengewicht an genau diesem Ort exakt bekannt sein müsste. Für die Bewertung der Tragsicherheit eines Bauteils unter vorwiegender Biegebeanspruchung werden deshalb i. A. Last-Durchbiegungs-Diagramme verwendet. Aus diesen lassen sich Steifigkeitsänderungen infolge Rissbildung, beginnende nichtlineare Verformungen bzw. elastische und plastische Verformungsanteile ableiten. Durch die stufenlose Laststeigerung und die kontinuierliche Erfassung der Verformungsmessgrößen kann die Bauwerksreaktion während des gesamten Be- und Entlastungsvorgangs simultan bewertet werden. Gerade auch die Entlastungen liefern einen entscheidenden Informationsgewinn und erlauben eine Beurteilung der während der jeweiligen Laststufe eingetretenen plastischen Verformungsanteile (Zunahme der Fläche in den Hystereseschleifen, bleibende Verformung) und evtl. beginnender nichtlinearer Strukturveränderungen [19].

Die Ergebnisse eines Belastungsversuchs dürfen auf andere Bauteile übertragen werden, „wenn ihre Gleichartigkeit in allen wesentlichen Einzelheiten nachgewiesen werden kann“. Um die Modell- und Systemunsicherheiten bei einer solchen Übertragung abzudecken, sind zusätzliche Sicherheiten in der Versuchsziellast zu berücksichtigen. Genauere Angaben zur Vorgehensweise bei der Übertragung der Ergebnisse sind in [1] jedoch nicht zu finden.

2.3 United States of America

2.3.1 Hintergrund

Regelungen zur Durchführung von Belastungsversuchen sind in den USA seit den Anfängen der Stahlbetonnormung Bestandteil der Vorschriften und noch heute in ACI318M-11 [20] enthalten. Die geschichtliche Entwicklung der Regelungen zu Belastungsversuchen in den USA kann [21] entnommen werden. Diese zeigt hinsichtlich Bedeutung und Zielsetzung starke Parallelen zur Entwicklung von Belastungsversuchen in Deutschland [15].

Hatten diese zu Beginn des 20. Jahrhunderts noch die Aufgabe des ultimativen Tragsicherheitsnachweises für ein Neubauteil, nahm diese Bedeutung später mit zunehmender Genauigkeit rechnerischer Methoden ab. Jedoch wurden die Regeln zu Belastungsversuchen, anders als in Deutschland, nie aus der amerikanischen Norm entfernt. Heute konzentriert sich das Bemühen der Ingenieure in den USA, wie auch in allen anderen Industrienationen, deren umfangreiche Infrastruktur langsam in die Jahre kommt, auf Umnutzung, Sanierung und Ertüchtigung des Bauwerksbestands. Hier gewinnen Belastungsversuche wieder an besonderer Bedeutung, da die ausschließlich rechnerische Bewertung der Tragsicherheit eines Bestandsbauwerks aufgrund der vielfältigen Einflussfaktoren oftmals nicht erfolgreich möglich ist.

Die Vorschriften des Kapitels 20 „Strength Evaluation of Existing Structures“ des ACI 318 haben sich seit 1971, als die Bemessung auf der Grundlage zulässiger Spannungen hin zur Bemessung nach Grenzzuständen umgestellt wurde, prinzipiell nicht mehr verändert. Damals wurde die im Versuch nachzuweisende Belastung mit 85 % der theoretischen Bemessungslast für den Grenzzustand der Tragfähigkeit festgelegt (Gl. (2)).

$$F_{\text{Ziel}} = 0,85 \cdot (1,4 \cdot G_k + 1,7 \cdot Q_k) \quad (2)$$

Mit der Einführung von ACI 318-02 [22] wurden, aufgrund der Vereinheitlichung des Sicherheitskonzepts für die verschiedenen Bauweisen, die allgemeinen Lastfaktoren für die Bemessung reduziert. Doch erfolgte zunächst keine Anpassung der Versuchsziellastgröße an dieses neue Bemessungskonzept. Diese ergab sich weiterhin nach Gl. (2). Damit stand die Ermittlung der Versuchsziellast in keinem direkten Zusammenhang mehr zum rechnerischen Tragfähigkeitsnachweis und die benötigte Versuchsbelastung betrug nun 93 - 98 % des rechnerischen Bemessungswerts der Einwirkungen [21]. Aus diesem Grund wurden die Regelungen zu Belastungsversuchen im ACI Committee 437 im Jahr 2007 überarbeitet und mit [21] auch eine alternative Vorgehensweise und Bewertung von Belastungsversuchen an bestehenden Bauwerken vorgeschlagen. Die Lastfaktoren zur Bestimmung der Versuchsziellast wurden so angepasst, dass die Versuchsziellast wieder ca. 85 % der Bemessungslast entspricht. Die überarbeiteten Regelungen des ACI 437 [24] wurden 2013 in ACI 562-13 [23] aufgenommen, sind aber noch nicht bauaufsichtlich eingeführt, sodass aktuell Belastungsversuche standardmäßig nach ACI 318-11 durchzuführen sind. Die Regelungen beider genannten Normen werden im Folgenden genauer vorgestellt.

2.3.2 Stahlbetonnorm ACI 318-11 [20]

Die Regelungen zur Planung, Durchführung und Bewertung von Belastungsversuchen in [20] sind eher traditionell orientiert. So soll die Versuchsziellast, inklusive der bereits wirksamen

Eigenlasten des Bauteils, nicht kleiner sein, als nach Gl. (3) beschrieben. Dabei sind G_k Eigen-, Q_k Verkehrs-, L_{rk} Dach-, S_k Schnee- und R_k Regenlasten.

$$F_{\text{Ziel}} \geq \max \begin{cases} 1,15 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k + 0,4 \cdot (L_{rk}; S_k; R_k) \\ 1,15 \cdot G_k + 0,9 \cdot Q_k + 1,5 \cdot (L_{rk}; S_k; R_k) \\ 1,3 \cdot G_k \end{cases} \quad (3)$$

Die Belastung soll in mindestens vier gleich großen Inkrementen aufgebracht werden. Außerdem sind Messwerte der Durchbiegung zu jeder Laststufe aufzuzeichnen. Abschließend ist die Belastung für 24 h auf der Konstruktion zu belassen und die Verformung erneut 24 h nach Entfernen der Last zu kontrollieren (Bild 3). Die Belastung wird gewöhnlich in Form von Ballastmassen aufgebracht. Der Nachweis gilt als erbracht, wenn das Tragwerk die aufgebrachte Belastung ohne Anzeichen eines Versagens (übermäßige Rissbildung, Abplatzungen oder Betonbrüche) überstanden hat und die Durchbiegung die Bedingungen der Gl. (4) oder (5) erfüllen. Dabei ist w_1 die gemessene maximale Durchbiegung im ersten Versuch, l_t die Spannweite, h die Bauteildicke und w_r die bleibende Verformung nach Entlastung.

$$w_1 \leq \frac{l_t^2}{20000 \cdot h} \quad (4)$$

$$w_r \leq \frac{w_1}{4} \quad (5)$$

Werden beide Bedingungen nicht erfüllt, kann der Versuch nach 72 h wiederholt werden. Er gilt als bestanden, wenn im zweiten Versuch die bleibende Verformung kleiner als 1/5 der maximalen Durchbiegung dieses Versuchs ist.

Verhältnis von Last zu
Maximallast [%]

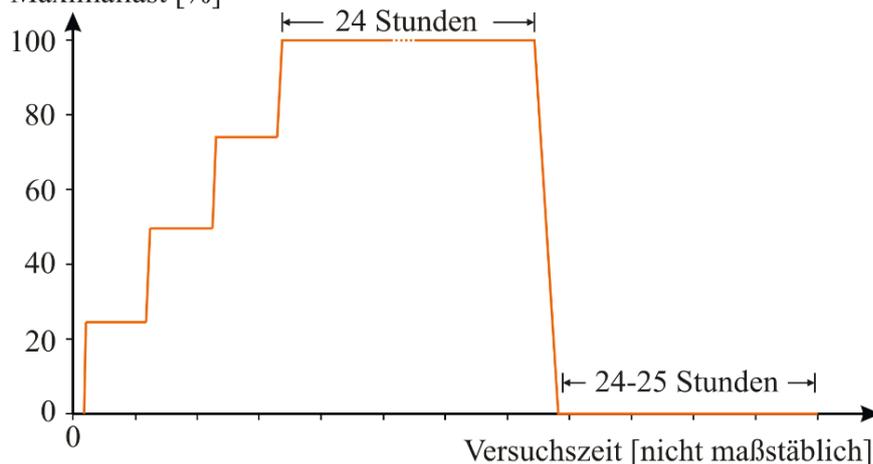


Abbildung 3: Belastungsregime für den monotonen Belastungsversuch, nach [24]

2.3.3 Belastungsversuche nach ACI 437.2-13 [24]

Die Regeln nach [24] definieren Mindestanforderungen an die Versuchsziellast, das Belastungsregime und die Akzeptanzkriterien für die experimentelle Tragsicherheitsbewertung an bestehenden Tragwerken. Es werden zwei prinzipiell

unterschiedliche Möglichkeiten zur Durchführung von Belastungsversuchen angeboten: der monotone und der zyklische Belastungsversuch. Die Regeln zu monotonen Belastungsversuchen entsprechend weitestgehend denen in ACI 318-11 [20], weshalb hier nur der zyklische Belastungsversuch vorgestellt werden soll. Die Versuchsziellast sollte, wenn alle infrage stehenden Tragwerksbereiche beprobt werden, das Versagen außerdem zugdominiert und duktil ist oder statisch bestimmte Tragwerke untersucht werden, nicht kleiner sein als nach Gl. (6). Dabei werden vorhandene Eigenlasten $G_{k,1}$ ohne zusätzliche Sicherheitsfaktoren berücksichtigt und Ausbaulasten $G_{k,2}$ mit einem Sicherheitsbeiwert von 1,1 versehen.

$$F_{\text{Ziel}} \geq \max \begin{cases} 1,2 \cdot (G_{k,1} + G_{k,2}) \\ G_{k,1} + 1,1 \cdot G_{k,2} + 1,4 \cdot Q_k + 0,4 \cdot (L_{rk}; S_k; R_k) \\ G_{k,1} + 1,1 \cdot G_{k,2} + 0,9 \cdot Q_k + 1,4 \cdot (L_{rk}; S_k; R_k) \end{cases} \quad (6)$$

Für den Fall, dass eine begrenzte Anzahl von Versuchen durchgeführt wird, die Ergebnisse aber auf viele gleichartige Bauteile übertragen werden sollen oder statisch unbestimmte Tragwerke untersucht werden, sind nach [24] leicht erhöhte Versuchsziellasten gemäß Gl. (7) nachzuweisen.

$$F_{\text{Ziel}} \geq \max \begin{cases} 1,3 \cdot (G_{k,1} + G_{k,2}) \\ G_{k,1} + 1,1 \cdot G_{k,2} + 1,6 \cdot Q_k + 0,5 \cdot (L_{rk}; S_k; R_k) \\ G_{k,1} + 1,1 \cdot G_{k,2} + 1,0 \cdot Q_k + 1,6 \cdot (L_{rk}; S_k; R_k) \end{cases} \quad (7)$$

Die Belastung wird bevorzugt hydraulisch aufgebracht, jedoch ist auch die Verwendung von Ballastmassen möglich. Im Falle der Verwendung von Ballastmassen wird eine Belastungsfolge gemäß [20] gewählt (Bild 3). Für die Verwendung hydraulischer Belastungstechnik ist ein zyklischer Belastungsversuch (cyclic load test) mit mindestens 3×2 Zyklen mit je fünf Be- und Entlastungsstufen bis zur Versuchsziellast entwickelt worden (Bild 4). Gemessen wird in der Regel die Durchbiegung, wobei die Bewertung in klassischer Weise auf Grundlage der maximalen Durchbiegung oder der bleibenden Durchbiegung nach Entlastung (residual deflection) erfolgt. Darüber hinaus wird der Tragzustand anhand der eingetretenen Rissbildung und verschiedener aus der Last-Durchbiegungs-Linie gewonnener Verhältniswerte, wie der Stetigkeit (permanency ratio) und der Abweichung von der Linearität (deviation from linearity index), beurteilt.

Eine Bewertung des Tragverhaltens auf Gebrauchslastniveau wird – falls erforderlich – durch den Vergleich rechnerisch bestimmter und real gemessener Verformungen, Rissbreiten und Rissabstände geführt. Da im Vergleich zur theoretischen Vorhersage aber häufig starke Streuungen vorliegen, kann in Fällen, in denen die experimentell bestimmten Werte die normativen Grenzen überschreiten, eine individuelle Bewertung durch den Ingenieur erfolgen. Diese ausdrückliche Zulassung der möglichen Bewertung durch einen Fachingenieur bei Abweichungen von den theoretischen Normwerten ist für die Bewertung von Bestandsbauwerken sehr wertvoll, da so eine einzelfallbezogene Betrachtung ermöglicht wird und sinnvolle Handlungsmöglichkeiten eröffnet werden.

Das Stetigkeitsverhältnis (permanency ratio) beschreibt die Verformungsentwicklung in zwei aufeinanderfolgenden Zyklen auf gleichem Lastniveau, z. B. Zyklus A und B oder E und F (nach Bild 4). Dabei wird das Verhältnis der bleibenden Verformung zur maximalen Verformung für jeden Zyklus gemäß Gl. (8) separat gebildet und anschließend das Stetigkeitsverhältnis nach Gl. (9) bestimmt. Bleibt der Verhältniswert kleiner als 0,5, kann

davon ausgegangen werden, dass auf dieser Laststufe keine weiteren Strukturveränderungen auftreten und der Versuch gilt als bestanden.

$$I_{pi} = \frac{w_r^i}{w_{max}^i} ; I_{p(i+1)} = \frac{w_r^{(i+1)}}{w_{max}^{(i+1)}} \quad (7)$$

$$I_{pr} = \frac{I_{p(i+1)}}{I_{pi}} \quad (8)$$

Die Nichtlinearität des Tragverhaltens (deviation from linearity index) wird durch das Verhältnis der Anstiege der Last-Verformungs-Kurven $1 - \tan(\alpha_i)/\tan(\alpha_{ref})$ (Bild 5) beschrieben. Abweichungen von der Linearität gelten als akzeptabel, wenn sie kleiner 25 % bleiben, was einer Steifigkeitsabnahme bis auf 75 % der Referenzsteifigkeit des ersten Lastzyklus bedeutet. Das auf [25, 26] zurückgehende Verfahren ist bisher nur in wenigen In-situ-Untersuchungen angewendet worden [21]. Die bleibende Verformung w_r soll 24 h nach Entfernen der Last Gl. (5) genügen. Werden die Akzeptanzkriterien nicht eingehalten, kann ein Wiederholungsversuch durchgeführt werden, solange die maximale Verformung w_l Gl. (10) erfüllt.

$$w_l \leq \frac{l_t}{180} \quad (9)$$

Der Wiederholungsversuch gilt als bestanden, wenn die bleibende Verformung w_{rrt} , die wiederum 24 h nach Entfernen der Last gemessen wird, Gl. (11) erfüllt, wobei w_{l2} die maximale gemessene Verformung im zweiten Versuch ist.

$$w_{rrt} \leq \frac{w_{l2}}{10} \quad (10)$$

Die Gln. (10) und (11) gelten nach [24] auch für den monotonen Belastungsversuch mit Ballastmassen.

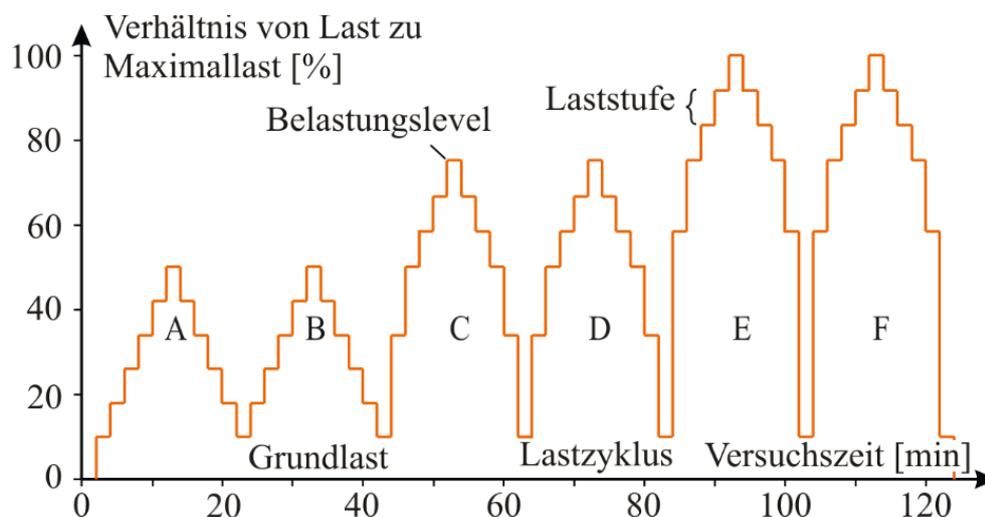


Abbildung 4: Belastungsregime für den zyklischen Belastungsversuch, nach [24]

2.4 Großbritannien

Bis zur Einführung der Eurocodes enthielt BS 8110-II [27] Regelungen zur Durchführung von experimentellen Untersuchungen an Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen. Zwar sind die Regeln prinzipiell für die Prüfung während oder kurz nach der Errichtungszeit gedacht, doch wurden sie auch für die experimentelle Bewertung von bestehenden Bauwerken angewendet [28, 29]. Auch wenn durch den Ersatz von BS 8110 keine expliziten Regeln mehr vorhanden sind, kann davon ausgegangen werden, dass die in BS 8110-II [27] gegebenen Empfehlungen auch heute noch angewendet werden. Demnach sollen Belastungsversuche bis zur Bemessungslast und Bruchversuche nur in Ausnahmefällen durchgeführt werden. Ziel ist der Nachweis einer ausreichenden Tragsicherheit durch Versuche auf Gebrauchslastniveau und leicht oberhalb desselben, bei denen die gemessenen Verformungen für eine Kalibrierung des theoretischen Rechenmodells verwendet und so der Nachweis geführt werden soll. Die Versuchsziellast sollte die Bedingungen nach Gl. (12) erfüllen.

$$G_k + Q_k \leq F_{\text{Ziel}} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \cdot G_k + 1,25 \cdot Q_k \\ 1,125 \cdot (G_k + Q_k) \end{array} \right\} \quad (11)$$

Die Versuchslasten sollten inkrementell erhöht und verringert werden. Die maximale Versuchslast sollte mindestens zweimal aufgebracht werden und mindestens eine Stunde Abstand zwischen den Versuchen liegen. Die Messwerte sollen 5 min nach Aufbringen jedes Lastinkrements abgelesen werden, damit sich die Messwerte stabilisieren können. Die Durchführung eines weiteren 24-h-Dauerstandversuchs auf Versuchsziellastniveau ist nicht vorgeschrieben, kann aber bei Bedarf in Betracht gezogen werden. Die Bewertung der gemessenen Verformungen erfolgt durch den Vergleich derselben mit den theoretisch berechneten Größen. Falls im Versuch bedeutende Durchbiegungen auftreten, muss die elastische Rückverformung nach dem zweiten Belastungsvorgang ungefähr der elastischen Rückverformung nach dem ersten Belastungsvorgang entsprechen und für Stahlbeton mindestens 75 %, für Spannbetonbauteile mindestens 85 % der Gesamtverformung betragen. Auch sollten die Durchbiegungen und Rissbreiten unter Gebrauchslasten die Anforderungen der Norm erfüllen. Bleiben die gemessenen Durchbiegungen kleiner als $l/1000$, ist eine Bewertung der Rückverformung entbehrlich.

BUNGEY [28] berichtet über durchgeführte Belastungsversuche in Großbritannien und empfiehlt höhere Versuchsziellasten, da die erreichte Sicherheit bei einer Last nach Gl. (12) zu gering ist. So schlägt das Institute of Structural Engineers [30] eine Versuchsziellast von $1,25 \cdot (G_k + Q_k)$ und LEE [31] von $1,5 \cdot (G_k + Q_k)$ vor. MENZIES [29] schlägt ebenfalls eine höhere Versuchsziellast von $1,4 \dots 1,5 \cdot (G_k + Q_k)$ vor, damit ein ausreichender Sicherheitsabstand zur Gebrauchslast nachgewiesen wird. Nach BUNGEY [28] wird i. d. R. Ballast zur Erzeugung der Versuchslasten verwendet, da hydraulische Systeme als zu teuer und die notwendigen Rückverankerungen als zu aufwändig eingeschätzt werden. Die Bewertung erfolgt anhand der inkrementell aufgezeichneten Last-Verformungs-Diagramme, aus denen verschiedene Hinweise auf ein beginnendes nichtlineares Verformungsverhalten entnommen werden können. Konkrete Parameter bzw. zugehörige Grenzwerte werden in [28] jedoch nicht angegeben.

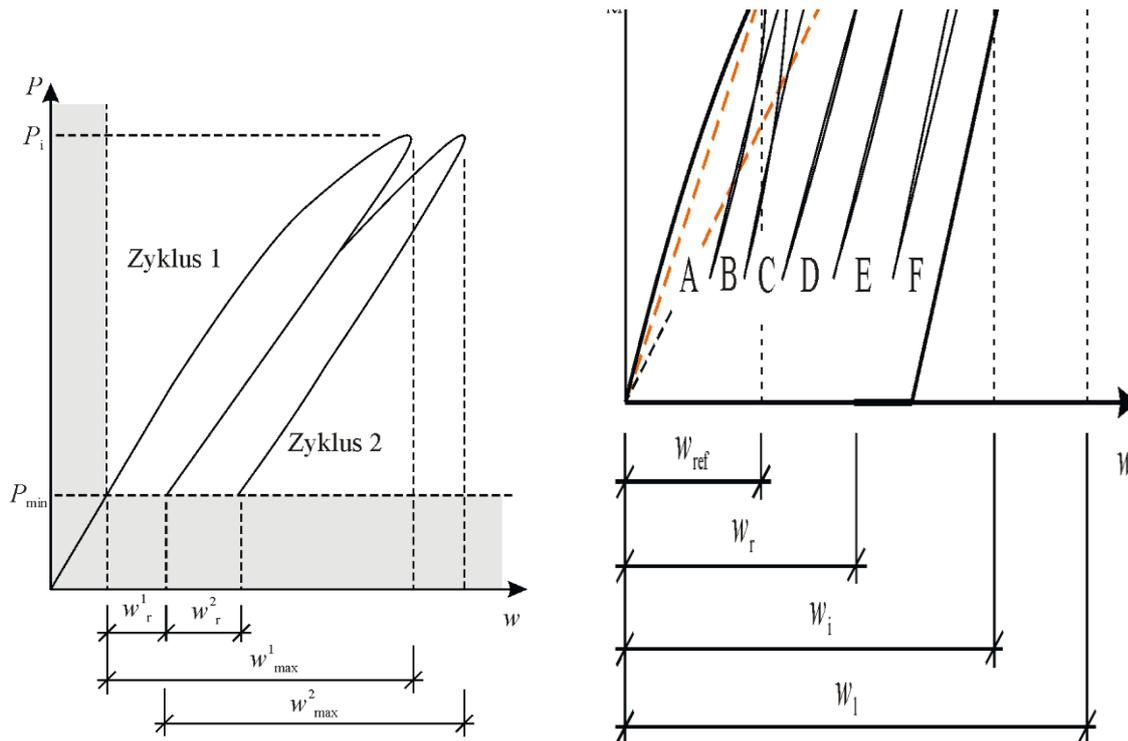


Abbildung 5: Bewertungskriterien für den zyklischen Belastungsversuch, nach [24]

2.5 Weitere Staaten

In Kanada sind Belastungsversuche an Hochbaukonstruktionen in Kapitel 20 des Canadian Standard [32] geregelt. Ausgeschlossen sind Untersuchungen von vorgespannten Tragwerken ohne Verbund und solchen mit vermuteten Korrosionsschäden. Die Versuchsziellast sollte mindestens 90 % der Bemessungslasten entsprechen, bei der Übertragung der Ergebnisse eines Versuchs auf weitere gleichartige Bauteile sind pauschal 100 % nachzuweisen. Weitere Hinweise zur Übertragung auf nicht beprobte Bauteile werden nicht gegeben. Die Belastung ist für 24 h auf dem Bauteil zu belassen, und nach weiteren 24 h ohne Last ist die elastische Rückverformung zu bewerten. Dabei soll sich bei vorgespannten Bauteilen die Durchbiegung um mindestens 80 % und bei Stahlbetonbauteilen um mindestens 60 % zurückbilden. Werden diese Bedingungen nicht erfüllt, kann das Bauteil einem Wiederholungstest unterzogen werden. Dieser sollte ca. 72 h nach dem ersten Versuch stattfinden. Die Rückbildung der Durchbiegung muss dann mindestens 75 % betragen.

Die australische Norm AS 3600 [33] enthält nur wenige Hinweise zur Durchführung von Belastungsversuchen an Stahl- und Spannbetonbauteilen. Für Versuche zur Bestimmung der Tragsicherheit bestehender Bauteile sollte die Versuchsziellast der Bemessungslast entsprechen und diese stetig gesteigert auf das Bauteil aufgebracht werden. Während der Belastung sind sowohl die Verformung (Durchbiegung) als auch die Rissbildung aufmerksam zu beobachten und bei Anzeichen einer beginnenden Schädigung ist der Versuch abzubrechen. Der Nachweis einer ausreichenden Tragsicherheit ist erbracht, wenn die Bemessungslast für 24 h aufgebracht war und das Bauteil keine Anzeichen von Schäden oder übermäßiger Rissbildung zeigt. Versuche zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit werden unter Gebrauchslasten durchgeführt und anhand der in der Norm festgelegten Kriterien der Gebrauchstauglichkeitskriterien bewertet.

In der Schweiz erlaubt die SIA 269 [34] die versuchsgestützte Ermittlung des Tragverhaltens an bestehenden Tragwerken. Danach ist nachzuweisen, dass unter bestimmten Lasten die Verformungen im elastischen Bereich bleiben und keine übermäßigen Rissbildungen, Schwingungen oder Verschiebungen eintreten. Die ermittelten Bauteilreaktionen sind anschließend mithilfe eines geeigneten Tragwerksmodells zu interpretieren. Aussagen über die Größe, die Dauer und Art der Belastung oder die zu messenden Verformungen werden nicht getroffen. In [35] ist ein Anwendungsbeispiel beschrieben, bei welchem eine hydraulische Lasterzeugung verwendet wird, die Versuchslast in wenigen Stufen auf die 1,8fache Gebrauchslast gesteigert wird und die Bewertung des Tragzustands anhand des Last-Verformungs-Verhaltens erfolgt. Wie sich die Versuchslast im Einzelnen zusammensetzt, ist in [35] nicht angegeben.

In Italien lässt die Stahlbetonnorm [36] zwar Belastungsversuche für Neubauteile zu, doch werden keine konkreten Hinweise für deren Planung, Durchführung und Bewertung gegeben [37]. Versuche sollten nur von Ingenieuren mit mindestens zehn Jahren Erfahrung durchgeführt werden. Ihnen obliegt dann die gesamte Verantwortung für die inhaltliche Gestaltung der Versuchsdurchführung und die Interpretation der Versuchsergebnisse. In [37] werden hierfür nur sehr allgemeine Hinweise gegeben. Danach sollte die Belastung für statische Versuche in kleinen Inkrementen gesteigert und für die Verformungsmessungen konstant gehalten werden. Die Versuchsziellast ergibt sich aus den Gebrauchslasten in der seltenen Kombination. Die Verformungen sollen sich proportional zur Last verhalten und keine Anzeichen für ein Versagen erkennbar sein (Rissbildung, Abplatzungen). Die bleibende Verformung soll unter Berücksichtigung anfänglicher plastischer Setzungen einen bestimmten Teil der maximalen Verformung nicht überschreiten. Bei Nichteinhaltung dieser Bedingung kann eine erneute Belastung bis zur Maximallast durchgeführt werden, wobei die Konstruktion dann im Wesentlichen elastisches Verhalten zeigen sollte. Auch sollten die maximal gemessenen Verformungen die rechnerisch bestimmten Größen nicht überschreiten [37].

Die *fédération internationale du béton* (fib) gibt in [38] prinzipielle Hinweise zur Durchführung begleitender Belastungsversuche zur Verifikation von Rechenmodellen bzw. zum Nachweis einer ausreichenden Tragsicherheit. Für Nachweise der Gebrauchstauglichkeit sollte die Versuchsziellast mindestens der Gebrauchslast entsprechen und nicht größer als $0,25 \cdot G_k + 1,25 \cdot Q_k$ sein und 24 h aufgebracht bleiben, damit sich die Verformungen stabilisieren können. Für Versuche zur Bestimmung der Tragsicherheit soll nachgewiesen werden, dass ein ausreichender Sicherheitsabstand zur Gebrauchslast existiert, wobei keine Mindestgröße angegeben wird. Die Belastung sollte in fünf bis zehn Inkrementen erhöht und jeweils die zugehörigen Verformungen abgelesen werden. Zwischenentlastungen sind nicht vorgesehen. Bei beginnenden nicht-linearen Verformungen sollte die Last konstant gehalten werden, um die Verformungsentwicklung beobachten zu können. Bei fortschreitenden Verformungen ist das Bauteil sofort zu entlasten und die Rückverformung zu registrieren.

Die Last kann durch Ballastmassen erzeugt werden, wobei Wasser vom Verfasser als geeignet benannt wird. Die Verwendung hydraulischer Belastungssysteme wird aufgrund der notwendigen Rückverankerungen als aufwändig angesehen. Die Verformungen sind mit den vorher bestimmten rechnerischen Grenzwerten zu vergleichen und die Gebrauchstauglichkeit des Bauteils sollte durch den Versuch nicht beeinträchtigt werden. Eine deutliche Zunahme der Rissentwicklung und der Verformung während des Versuchs sollte ausgeschlossen werden. Ähnlich wie in der italienischen Norm wird der Hinweis gegeben, dass für die Durchführung derartiger Versuche eine langjährige Erfahrung nötig ist.

2.6 Vergleich und Bewertung

2.6.1 Übersicht

Beim Vergleich der verschiedenen Regelungen wird deutlich, dass die Herangehensweise in den verschiedenen nationalen Normen meist traditionell geprägt ist. Hervorstechendes Merkmal dieser Herangehensweise ist die Ausrichtung der Handlungsempfehlungen auf die Anwendung von Ballastmassen zur Lastzeugung. Da sich aufgrund dieser zeitlich und örtlich eher unregelmäßigen und inkrementellen Lasteinleitung keine kontinuierliche Last-Verformungs-Linie gewinnen lässt, ist das Niveau in der Bewertung der Versuchsergebnisse hierbei eher begrenzt. Es können nur einfache Bewertungskriterien angewendet werden, wie z. B. das Verhältnis aus bleibender und maximaler Verformung, die jedoch keine wirklichen Grenzkriterien darstellen. Darüber hinaus ist die Verwendung von Ballast – wegen der latenten Einsturzgefahr – mit einem hohen Risiko von Sach- und Personenschäden verbunden. Aus den genannten Gründen wurde die beschriebene Vorgehensweise schon vor 60 Jahren als unbefriedigend angesehen [39] und ist es auch heute noch. Dies mag der Grund dafür sein, dass Belastungsversuche an Bestandsbauwerken in Ländern mit traditionellen oder sehr weichen Regelungen eher selten zur Anwendung kommen. Zumindest lässt die vollständig fehlende Publikation von Anwendungsfällen in der einschlägigen Fachliteratur darauf schließen.

Gleichzeitig sind im Ausland nur wenige Veröffentlichungen zur Weiterentwicklung der Methode der experimentellen Tragsicherheitsbewertung in den 1980er- und 1990er-Jahren in Deutschland bekannt. Die Bekanntheit der Richtlinie für Belastungsversuche [1] ist auf wenige Nachbarländer beschränkt. Die Auffassung einiger Autoren (z. B. [38]), dass Belastungsversuche unter Anwendung hydraulischer Belastungstechnik teurer und aufwändiger sind, kann von den Autoren dieses Beitrags nicht geteilt werden. Sofern eine derartige Technik verfügbar ist, ist es eher umgekehrt. Die Belastungsversuche lassen sich deutlich schneller und auch sicherer durchführen. Gerade bei der Untersuchung einer Stichprobe aus mehreren gleichartigen Bauteilen hat die hydraulische Belastungstechnik wegen der schnellen Be- und Entlastungsmöglichkeit und der geringen im Bauwerk zu bewegenden Massen deutliche wirtschaftliche Vorteile.

Darüber hinaus ergibt sich eine bessere Bewertungsqualität der Versuchsergebnisse, da sich mithilfe hydraulischer Belastungstechnik in Kombination mit einem elektrischen Messdatenerfassungssystem kontinuierlich aufgezeichnete Be- und Entlastungskurven gewinnen lassen, aus denen dann verschiedene erweiterte Bewertungskriterien wie z. B. nach der Richtlinie für Belastungsversuche [1] und ACI 437 [24] abgeleitet werden können.

Der Einsatz einer derartigen Technik ist allerdings mit einer vergleichsweise hohen Anfangsinvestition verbunden, darüber hinaus bedarf es im Umgang damit entsprechend geschulten Personals. Der Aufwand lohnt sich somit nicht, wenn Belastungsversuche in der Ingenieurpraxis nicht etabliert sind und nur in äußersten Sonderfällen angewendet werden.

Ein weiteres wichtiges Merkmal in den einzelnen Normen ist die Höhe der aufzubringenden Versuchslast für den Fall, dass die Tragfähigkeit des Bauteils experimentell nachgewiesen werden soll. Hier gibt es unterschiedliche Ansätze. In einigen Fällen ist ein Zusammenhang zwischen den bei der Berechnung angewendeten Sicherheiten und denen im Versuch nicht erkennbar. Regelungen, wie BS 8110-II [27] setzen voraus, dass der unter den vergleichsweise geringen Versuchslasten vorgefundene Tragzustand in den rechnerischen Grenzzustand der Tragfähigkeit extrapoliert werden kann. Dies ist jedoch bei

Stahlbetonbauteilen eine Annahme, die bei der bei Bestandsbauwerken üblichen Informationsbasis nur in Ausnahmefällen getroffen werden kann. Für einen Tragsicherheitsversuch (also ohne Extrapolation des vorgefundenen Tragzustands) sind die angesetzten Versuchsziellasten ansonsten zu gering [14].

Aussagen über die zugegebenermaßen schwierige Frage der Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse einer Stichprobe auf die Grundgesamtheit gleichartiger Bauteile sind in vielen Regelwerken nicht enthalten. Ausnahmen bilden hier ACI 437 [24] und der Canadian Standard [32]. Die Problematik wird aber in beiden Fällen durch die Angabe einer pauschalen Lasterhöhung wenig differenziert behandelt, womit die im konkreten Fall auftretenden Streuungen in den maßgebenden Parametern nur bedingt widergespiegelt werden.

Nachfolgend werden exemplarisch die Regeln für die Bewertung von Belastungsversuchen der deutschen Richtlinie [1] und der amerikanischen Empfehlungen des ACI 437 [24] an zwei Anwendungsbeispielen miteinander verglichen. Die Belastungsversuche sind gemäß der DAfStb-Richtlinie geplant und ausgeführt worden. Die unterschiedlichen Regeln zur Bestimmung der Versuchsziellast werden aus Gründen der Vereinfachung vernachlässigt und ausschließlich die Bewertungskriterien für die Messergebnisse betrachtet.

2.6.2 Beispiel 1

Im ersten Anwendungsbeispiel wurde eine schlanke Stahlbetondecke aus den 1930er-Jahren untersucht. Ein rechnerischer Nachweis konnte aufgrund der geringen Plattenhöhe von nur 10 cm nicht erbracht werden, weshalb die ausreichende Tragsicherheit experimentell nachgewiesen wurde. Bild 6 zeigt als Ergebnis die gemessenen Last-Durchbiegungs-Linien aus der stufenweisen Be- und Entlastung.

Die Bewertung des Versuchs nach [1] erfolgte anhand des Last-Verformungs-Verhaltens. In den Be- und Entlastungen zeigten sich keine Anzeichen für nichtlineare oder plastische Verformungen. Das maßgebende Kriterium für die formelle Bewertung wäre für diesen Fall die Größe der bleibenden Durchbiegung infolge nichtlinearer Verformungen. Die bleibende Verformung nach Entlastung beträgt 0,55 mm, und bezogen auf die maximale Durchbiegung von 5,7 mm ergibt sich damit ein Verhältnis von etwa 10 %, womit die Grenzbedingung gemäß Richtlinie erfüllt ist.

Aufgrund der Abweichungen des Belastungsregimes von den Vorgaben in ACI 437 [24] war eine Auswertung der Stetigkeit der Verformung (permanency ratio) innerhalb gleich großer Lastzyklen nicht möglich. Die Auswertung der Linearitätsforderung (deviation from linearity index) ergibt für den Fall der maximalen Verformung in der letzten Laststufe ein Verhältnis von $1 - \tan \alpha / \tan \alpha_{ref} = 0,28$, welches den vorgeschriebenen Grenzwert von 0,25 etwas überschreitet. In ACI 437 wird die Referenzsteifigkeit bei einer Belastung von 50 % der Versuchsziellast definiert. Hier wurde die Laststufe verwendet, bei der die Biegerissbildung einsetzte. Danach wäre der Versuch nicht bestanden. Die bleibende Verformung $w_r = 0,55$ mm ist kleiner 1/4 der maximalen Durchbiegung von 5,7 mm und erfüllt somit die Anforderungen gemäß Gl. (5). Die maximale Durchbiegung genügt auch Gl. (10), da die maximale Durchbiegung kleiner als 1/180 der Spannweite ist.

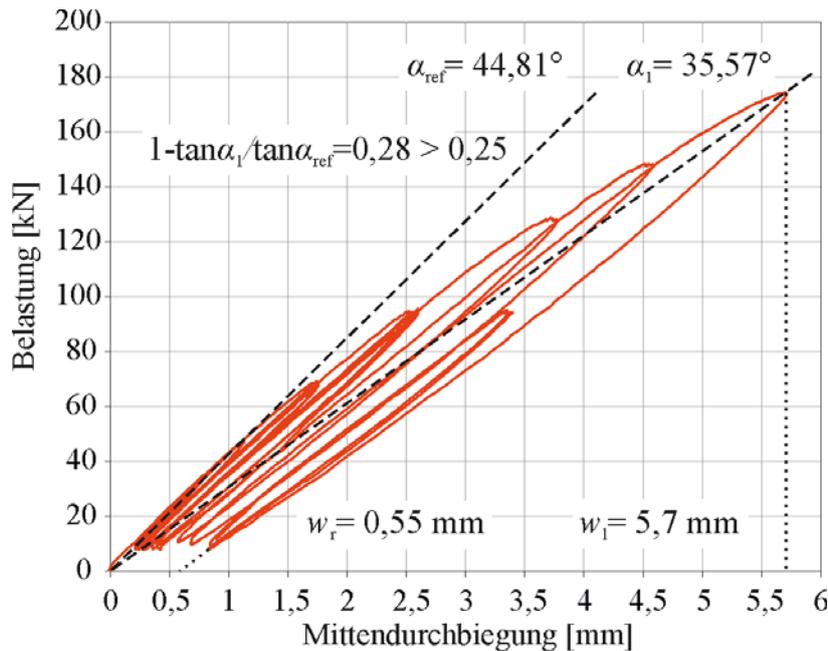


Abbildung 6: Last-Verformungs-Diagramm für Beispiel 1 und Grenzkriterien

2.6.3 Beispiel 2

Das zweite Beispiel beschreibt einen Belastungsversuch an einer DDR-Spannbetonfertigteildecke aus Leichtbeton (Druckfestigkeitsklasse nach Bohrkernprüfung C25/30), bei der nach dem Nachweis der Versuchsziellast die Belastung weiter gesteigert wurde, um die Tragfähigkeit der Platte zu ermitteln. So ergab sich die besondere Möglichkeit, die Platte über die beginnende Schädigung hinaus zu belasten und das Tragverhalten zu bewerten. Bild 7 zeigt das Last-Mittendurchbiegungs-Diagramm des In-situ-Versuchs, bei dem die Last gemäß der in Bild 2 angegebenen Belastungsfolge aufgebracht wurde.

Die Auswertung des Tragverhaltens hinsichtlich der Abweichung von der Linearität (deviation from linearity index) zeigt ab einer Belastung von ca. 76 kN eine Überschreitung des zulässigen Werts von 0,25 (Bild 7). Bei einer Belastung von ca. 102 kN sind bereits deutlich plastische Verformungen eingetreten, die zu einer Überschreitung der Akzeptanzkriterien nach ACI 437 führen. Das Kriterium, dass die bleibende Verformung kleiner als $\frac{1}{4}$ der maximalen Verformung bleiben muss, ist jedoch genauso erfüllt wie die zulässige maximale Durchbiegung von $\frac{1}{180}$ der Spannweite.

Die Bewertung des Last-Verformungs-Verhaltens gemäß deutscher Richtlinie liefert ähnliche Ergebnisse. Die starken plastischen Verformungszuwächse bei Lasten über 90 kN führen zu einer Überschreitung des relativen Verformungskriteriums, da die Zuwächse schon innerhalb einer Laststufe größer als 10 % sind. Die plastischen Dehnungen des Stahls signalisieren ebenfalls eine beginnende Schädigung. Aufgrund des eindeutigen Kurvenverlaufs ist eine weitere Bewertung der konkreten Dehnungswerte entbehrlich. Die gemessene maximale Betonstauchung beträgt 0,57 ‰. Da dieser Wert nur die Dehnungen aus der Versuchslast, nicht jedoch die aus der Eigenlast des Bauteils enthält, kann davon ausgegangen werden, dass auch der Gesamtwert der Betonstauchung den zulässigen Grenzwert von 0,6 ‰ [1] bereits überschreitet (Bild 8).

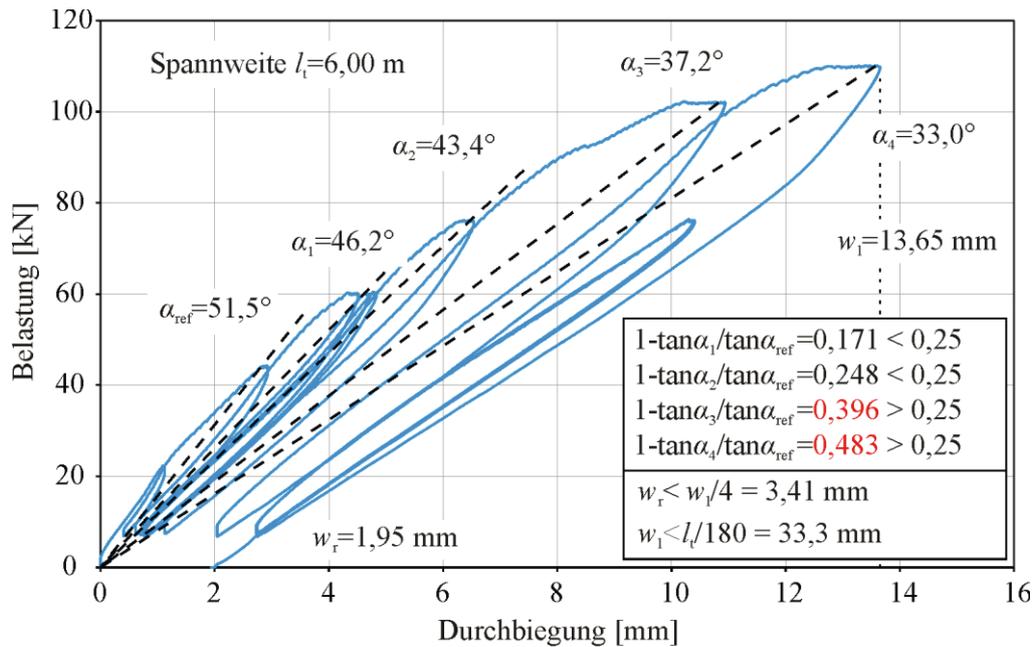


Abbildung 7: Last-Verformungs-Diagramm für Beispiel 2 und Grenzkriterien

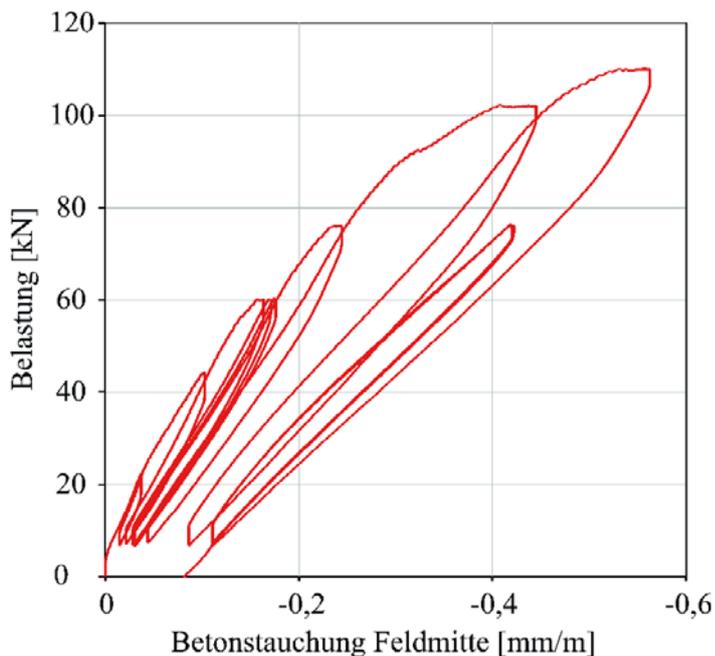


Abbildung 8: Betonstauchungsmessung in Feldmitte für Beispiel 2

2.6.4 Vergleich der Bewertungskriterien

Alle Durchbiegungskriterien haben grundsätzlich den Nachteil, dass sie sich auf eine globale Verformungsgröße beziehen. Damit kann im Regelfall eine erkannte Strukturveränderung nur schwer einem bestimmten Bauteilbereich zugeordnet werden. Auch eine Unterscheidung nach verschiedenen Versagensmechanismen ist ohne zusätzliche Informationen schwierig.

Im Falle der zuvor beschriebenen Versuche an Spannbetonplatten (Beispiel 2) wird darüber hinaus zum wiederholten Male deutlich, dass das pauschale „Grenzdurchbiegungsverhältnis“ (bleibende Durchbiegung < 1/4 der Gesamtdurchbiegung) nicht geeignet ist, um plastische Verformungen der Bewehrung rechtzeitig zu erkennen. Es liegt hier also auf der unsicheren

Seite. In der Praxis wurde jedoch auch der gegenteilige Fall, bei dem das genannte Kriterium überschritten wird, ohne dass der Traglastbereich wirklich erreicht worden wäre, schon häufig beobachtet (z. B. Bauteile mit geringer Bewehrung und niedriger Belastung aus der vorangegangenen Nutzung).

Das Durchbiegungskriterium nach [1] ist zwar ähnlich formuliert, jedoch mit dem wesentlichen Unterschied, dass es sich auf den Zustand II (abgeschlossene Rissbildung) bezieht. Hierbei wird die Annahme zugrunde gelegt, dass eine irreversible (bleibende) Durchbiegung nach Übergang in den Zustand II ihre Ursache nur noch in beginnenden plastischen Verformungen der Bewehrung haben kann. Es gibt verschiedene Ansätze, mit deren Hilfe sich Strukturveränderungen aus plastischer Verformung von solchen aus Rissbildung unterscheiden lassen, wobei die Ergebnisse in einem nennenswerten Maß von der Gestaltung des Belastungsregimes abhängig sind. Die Richtlinie [1] gibt hierzu jedoch keine genaueren Hinweise.

Sind die gemessenen Durchbiegungswerte einer Konstruktion im Versuch insgesamt sehr klein, können vermeintlich irreversible Durchbiegungen und damit Überschreitungen im „Grenzdurchbiegungsverhältnis“ auftreten, ohne dass der Traglastzustand erreicht wäre. Ursachen hierfür können vor allem Setzungs Vorgänge in Auflagern, Reibungsvorgänge in der Verbundzone oder unvermeidbare Temperaturverformungen während der Versuchszeit sein. In solchen Fällen ist es sinnvoll, bei Unterschreiten einer bestimmten Verformungsgröße (wie z. B. $w \leq l/1000$ in [27]) die genannten „Grenzdurchbiegungsverhältnisse“ außer Kraft zu setzen und damit Fehldeutungen zu vermeiden.

Das in ACI 437 [24] formulierte Stetigkeitsverhältnis beschreibt auf indirektem Wege ebenfalls die realisierte bleibende Durchbiegung über die verschiedenen Belastungsvorgänge in Bezug zur Lastgröße. Wie die vorweg dargelegten Beispiele zeigen, scheint der zugehörige Grenzwert sehr restriktiv angelegt und greift daher schon bei geringen Strukturveränderungen. Jedoch unterscheidet auch dieses Kriterium nicht zwischen Rissbildung und plastischer Verformung. Es ist daher wichtig, dass bei der Ermittlung der Steifigkeit am Referenzpunkt (siehe Bild 5) die Rissbildung schon vollständig abgeschlossen ist. Anderenfalls wird – bei sonst gleichen Bedingungen – ein nur teilweise gerissenes Bauteil (geringe Belastung aus vorangegangener Nutzung) im Vergleich zu einem vollständig gerissenen Bauteil (höhere Beanspruchung aus vorangegangener Nutzung) ungerechtfertigt schlechter bewertet, da die zusätzlichen Rissbildungsanteile natürlich steifigkeitsmindernd wirken.

Das Kriterium der Betongrenzstauchung in [1] ist von seinem Ansatz her nicht mit den vorweg genannten Kriterien vergleichbar. Die zugehörigen Grenzwerte sind so definiert, dass ein Überschreiten der Mikrorissgrenze mit angemessener Sicherheit ausgeschlossen wird. Da hier für alle Betone im Wesentlichen der gleiche Grenzwert gilt, liegt dieser entsprechend weit auf der sicheren Seite. Der zugehörige Spannungswert ist deutlich kleiner als die Betondruckfestigkeit. Somit führt ein Überschreiten des Grenzwerts im ungünstigen Fall zu einer verstärkten Mikrorissbildung und damit zu einer Beeinträchtigung der Gefügeintegrität, signalisiert jedoch nicht das Erreichen eines Grenztragzustands. In anderen internationalen Regelwerken sind keine Grenzwerte für die Betonstauchung enthalten.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die traditionellen und auch die meisten moderneren Bewertungskriterien den Ansatz verfolgen, aus dem messtechnisch gewonnenen Last-Formänderungs-Verhalten während des Versuchs nicht lineare Formänderungen herauszufiltern, diese als Strukturveränderung zu werten und auf dieser

Grundlage den Übergang in der Traglastbereich zu identifizieren. Dabei ist es wichtig, Biegerissbildung und plastische Verformung sauber voneinander zu trennen, um Fehlinterpretationen beim Übergang in den Zustand II zu vermeiden. Hierfür sind die traditionellen, einfach formulierten Kriterien vor allem in Verbindung einer Lasterzeugung mittels Ballastmassen nicht oder nur bedingt geeignet, da der Zusammenhang zwischen Last und Durchbiegung in nur wenigen Punkten konkret erfasst wird.

Als wirksames ergänzendes Werkzeug zur Kontrolle der Rissbildung wird in [1] die Schallemissionsanalyse benannt, die allerdings in den hier analysierten internationalen Normen und Richtlinien keinerlei Erwähnung findet. Aus Sicht der Autoren scheint es zudem sinnvoll die – im engeren Sinne – nur für die Durchbiegung (globale Verformungsgröße) formulierten Kriterien ergänzend auch auf bereichsweise Verformungen (z. B. abschnittsweise Krümmungen oder Verzerrungen/Relativverformungen im Schubbereich) zu beziehen. Auf diese Weise ist nicht nur eine Identifizierung der Versuchsgrenzlaster, sondern auch eine Lokalisierung der Strukturveränderung möglich.

Es muss dann allerdings auch geprüft werden, ob sich für diese zusätzlichen Verformungsgrößen ähnliche Grenzwerte formulieren lassen, wie sie für die Durchbiegung bekannt sind. In allen hier analysierten Regelwerken wird betont, dass Belastungsversuche nur von Ingenieuren mit einer ausreichenden Erfahrung in der Bewertung des Tragverhaltens von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen durchgeführt werden dürfen. Dies ist eine zwingende Voraussetzung, da die im Bestandsbau auftretenden Situationen sehr vielfältig sein können und daher jedes Bauteil eigene, spezifische Randbedingungen besitzt, die einer jeweils individuellen Beurteilung bedürfen.

2.7 Schlussfolgerungen und Ausblick

Der Beitrag gibt einen Überblick über den internationalen Wissensstand zur experimentellen Tragsicherheitsbewertung bestehender Stahlbeton- und Spannbetonbauteile mit besonderem Blick auf die bestehenden normativen Regelungen. Dabei konnte festgestellt werden, dass die meisten Normen hier eine traditionelle Vorgehensweise beschreiben, die auf der Verwendung von Ballastmassen zur Lasterzeugung und der Anwendung einfacher Bewertungskriterien beruhen.

Ausnahmen bilden hier die deutsche Richtlinie für Belastungsversuche und die amerikanischen Regeln des ACI 437. Hier werden Regelungen beschrieben, die den Einsatz von hydraulischer Belastungstechnik sowie die sich aus kontinuierlichen Last-Verformungs-Zusammenhängen ergebenden Bewertungskriterien berücksichtigen. Obwohl im vorliegenden Beitrag nur Fälle von Bauteilen mit ausreichender Duktilität und Biegeversagen betrachtet worden sind, zeigt der Vergleich der verschiedenen Bewertungskriterien, dass keine einheitliche Signalwirkung hinsichtlich des erreichten Tragzustands gegeben ist. Dies ist bei der Variantenvielfalt an biegebeanspruchten Stahlbetonkonstruktionen eine vorhersehbare Erkenntnis.

Um der konkreten Situation im Einzelfall angemessen Rechnung zu tragen und um Reserven im Tragvermögen einer Konstruktion weitestgehend ausschöpfen zu können, sollten daher mit der weiteren Entwicklung der Regelungen in diesem Bereich die bestehenden Pauschalgrenzwerte durch allgemeingültige Grundsatzkriterien ersetzt werden und auch das Zusammenspiel mehrerer Kriterien in Kombination in Betracht gezogen werden.

Die bauaufsichtliche Grundlage für die Durchführung von Belastungsversuchen ist mit Einführung von DIN EN 1990 [40] teilweise wieder gegeben. Damit ist die Anwendung der

versuchsgestützten Bemessung in Tragwerksplanung auf normativer Grundlage möglich und akzeptiert. Es bedarf jedoch in jedem Einzelfall der Zustimmung des Bauherrn und der zuständigen Behörde. Gemäß Anlage 1.1/1 der Muster-Liste der technischen Baubestimmungen dürfen die informativen Anhänge B, C und D anderenfalls nicht angewendet werden [41]. Gemäß [40], Abschnitt 5.2, dürfen Entwurf und Berechnung in Verbindung mit Versuchen durchgeführt werden, wenn zum Beispiel keine zutreffenden Modelle zur Verfügung stehen oder Annahmen beim Entwurf überprüft werden sollen.

Derzeit wird an einer Neufassung der Richtlinie [1] gearbeitet, wobei Anpassungen insbesondere in folgenden Problembereichen diskutiert werden:

- Anpassung an die Normengeneration der Eurocodes
- Übertragung der Ergebnisse aus Versuchen an Einzelbauteilen auf die Grundgesamtheit vergleichbarer Bauteile
- Mindestanforderungen an die sachgerechte Versuchsplanung, -durchführung und -auswertung
- Schärfung, Ergänzung und Erweiterung der Versuchsgrenzlastkriterien
- Erweiterung des Anwendungsbereichs (z. B. schwach duktile Bauteile)
- Hinweise zur Durchführung hybrider Tragsicherheitsnachweise

Das Hauptziel der Neufassung der genannten Richtlinie besteht darin, für die Durchführung und Bewertung von Belastungsversuchen eine allgemein anerkannte und sichere Grundlage zu schaffen. Damit wird ein wichtiges Hilfsmittel zur Erhaltung und Weiternutzung von gut erhaltener, jedoch allein rechnerisch schwer zu beurteilender Bausubstanz zur Verfügung gestellt.

3 Erfahrungsstand bei Anwendung der Richtlinie

3.1 Vorbemerkungen

Mit der Richtlinie konnte in den letzten 13 Jahren die Tragsicherheit vieler bestehender Bauwerke experimentell nachgewiesen und damit ein entscheidender Beitrag zur Erhaltung der Bausubstanz geleistet werden. Aus diesen Versuchen existieren umfangreiche Erfahrungen in der Durchführung und Bewertung von Probelastungen, bei denen sich zeigte, dass Anforderungen und Bewertungskriterien der Richtlinie z. T. nicht ausreichend spezifiziert bzw. in der praktischen Ausführung ungeeignet sind.

Um die gesammelten Erfahrungen bei der Anwendung der Richtlinie zusammen zu tragen und den Erfahrungsstand bewerten zu können, wurde ein Fragebogen entwickelt. Dieser Fragebogen wurde in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) an alle Firmen und Institutionen verschickt, die Belastungsversuche durchführen.

Ziel war, es einen Überblick über die Erfahrungen in der Anwendung der Richtlinie zu erhalten und evtl. Schwachpunkte bzw. Defizite zu identifizieren, die im Rahmen einer Überarbeitung angefasst werden müssen.

In Abschnitt 3.2 wird der Fragebogen dargestellt. Der Fragebogen wurde so aufgebaut, dass er möglichst eindeutig ausgefüllt werden kann. Auch sollte das Ausfüllen in einer überschaubaren Zeit möglich sein.

3.2 Fragebogen

Richtlinie Belastungsversuche: Anwendungserfahrungen

Dieser Fragebogen dient dem Arbeitskreis als Hilfsmittel zur Erfassung des Erfahrungsstandes und damit zur Überarbeitung der bestehenden Richtlinie. Es sollen die hauptsächlichsten Anwendungsgebiete von Belastungsversuchen identifiziert und die praktische Anwendbarkeit der in der Richtlinie angegebenen Versuchsgrenzkriterien analysiert werden. Damit soll ermittelt werden, an welchen Stellen der meiste Überarbeitungsbedarf existiert und welche Punkte in der Richtlinie zu regeln sind.

Bauwerksart: Brücke Hochbau Industriebau Sonstige:

Objekt:

Bauteil-Baujahr: ca. Jahr der Versuche:

Bauweise Stahlbeton Spannbeton Mauerwerk
 Stahlstein Fertigteil

Tragwerkstyp: statisch bestimmt statisch unbestimmt
 einachsig gespannt zweiachsig gespannt
 Sonstiges (z.B. Räumlich, Flächentragwerk, Rahmen, Falwerk, Schale)

Wer hat die Belastungsversuche initiiert?

Querschnittsform: Platte Balken (Rechteck) Plattenbalken
 Rippendecke Sonstige:

Stützweite: ca. Bauhöhe: ca.

Nachweisziel: Systemmessung (auf Gebrauchslastniveau)
 Experimentelle Tragsicherheitsbewertung
 Versuchsziellast
 Versuchsgrenzlant
 Andere (planmäßig bis zum Versagen):

Maßgebende Versagensart gemäß Versuchsplanung

Biegung
 Querkraft (mit / ohne Schubbewehrung)
 Sonstige (Verankerung, Stabilität):

Durchgeführte Messungen:

- Globale Verformungen, welche:
- Lokale Verformungen, welche:
- Stahldehnungen, wo:
- Betondehnungen, wo:
- Schallemissionen
- Neigungssensoren
- Sonstige:

Hat der Versuch zum Erhalt des Tragwerks geführt? Ja Nein

- Abbruchkriterium:
- Erreichen der Versuchsziellast
 - Erreichen der Versuchsgrenzlast,
maßgebendes Kriterium:
 - Andere:

Abschätzung der Tragreserven oberhalb der maximalen Versuchslast:

- Ausgeschöpft
- Geringe Reserven
- Vermutlich erhebliche Reserven

Wieviele Bauteile wurden getestet (Teilversuche)?

Auf wieviele Bauteile wurden die Ergebnisse übertragen?

Weitere Kommentare

(besondere Vorkommnisse, Schwierigkeiten, Auflagen für die zukünftige Nutzung):

- Bauaufsichtliche Akzeptanz der Versuche:
- ja, ohne Auflagen
 - Mit Zustimmung im Einzelfall
 - Sonstige:

3.3 Beteiligung und Vorgehen bei der Auswertung

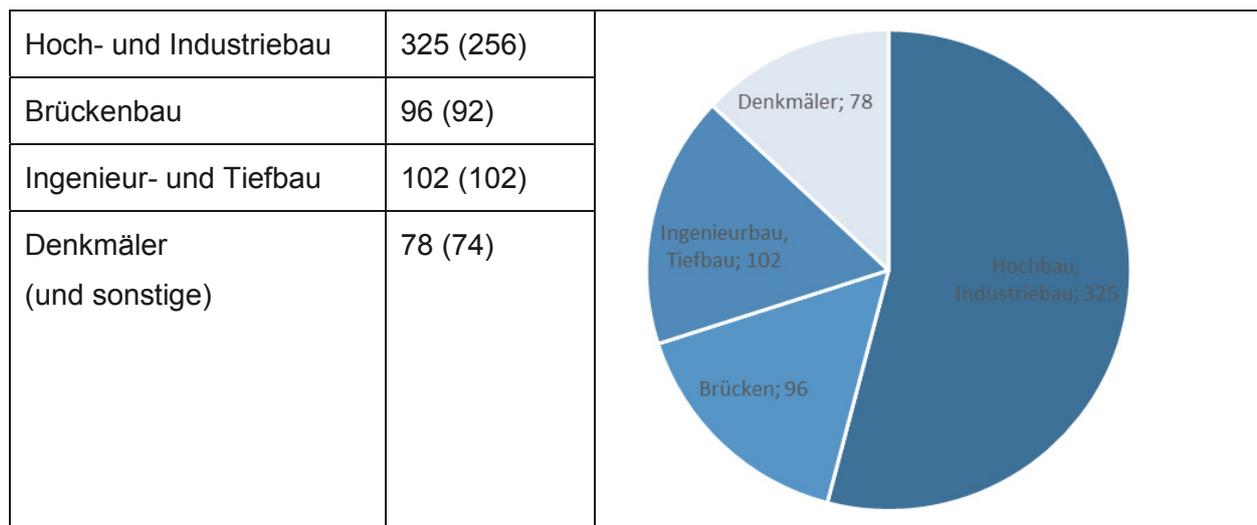
Der Fragebogen wurde unter Mitarbeit des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton an insgesamt 26 Institute bzw. privatwirtschaftliche Büros und Prüfeinrichtungen versandt. Von diesen 26 angeschriebenen Einrichtungen gab es 21 Rückmeldungen, wovon 10 Einrichtungen Fragebögen ausgefüllt haben.

Folgende Einrichtungen haben Fragebögen ausgefüllt und wurden in der Auswertung berücksichtigt:

- BORAPA Ingenieurgesellschaft mbH (Kaiserslautern),
- Gesellschaft für Baudiagnostik mbH (Darmstadt),
- Gesellschaft für Materialforschung und Prüfungsanstalt für das Bauwesen mbH (Leipzig),
- Ingenieurbüro für Bauwerkserhaltung Weimar GmbH,
- Ingenieurgesellschaft für experimentelle Mechanik mbH (Leipzig),
- Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München
- Institut für Massivbau, Ruhr-Universität Bochum
- Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden
- Institut für Massivbau, Universität Duisburg-Essen
- Materialprüfanstalt für das Bauwesen Braunschweig

Insgesamt wurden 77 Fragebögen ausgefüllt, hinzu kommt eine Zusammenfassung der Erkenntnisse der Ifem Leipzig mbH mit insgesamt 524 durchgeführten Belastungsversuchen im Hoch-, Industrie- und Brückenbau. Für die Detailauswertungen konnten nur die 77 Fragebögen verwendet werden, da entsprechend detaillierte Antworten in der Zusammenfassung des ifem nicht berücksichtigt werden konnten.

Die durchgeführten Versuche lassen sich nach folgenden Bauwerksarten unterscheiden und sortieren:



3.4 Ergebnisse der Befragung

Die Auswertung der Fragebögen ergab, dass die Bauwerke, die durch Belastungsversuche bewertet wurden im Allgemeinen aus dem 20. Jahrhundert stammen. Eine gewisse Häufung der experimentell nachgewiesenen Tragwerke findet sich in den Jahren 1910 bis 1950. Dies verwundert nicht, da in dieser Zeit eine große Anzahl von Wohn- und Industriegebäuden in Massivbauweise errichtet wurden und die Bemessungs- und Konstruktionsregeln zu dieser Zeit noch nicht so ausgereift und abgesichert waren. Dies führt heute in der rechnerischen Bewertung zu Schwierigkeiten, so dass eine experimentelle Tragsicherheitsbewertung oft ein wichtiges Instrument für die weitere Nutzung der Bauwerke darstellt.

Abbildung 9 zeigt die gesamte Auswertung der Anzahl der ausgeführten Belastungsversuche über die Jahreszeiträume verteilt. Auffällig ist die relativ hohe Anzahl von recht jungen Bauwerken, für die ein experimenteller Nachweis der Tragsicherheit erforderlich wurde. Dies ist vor allem auf Planungs- bzw. Ausführungsfehler zurückzuführen, die bereits kurz nach der Fertigstellung aufgefallen sind.

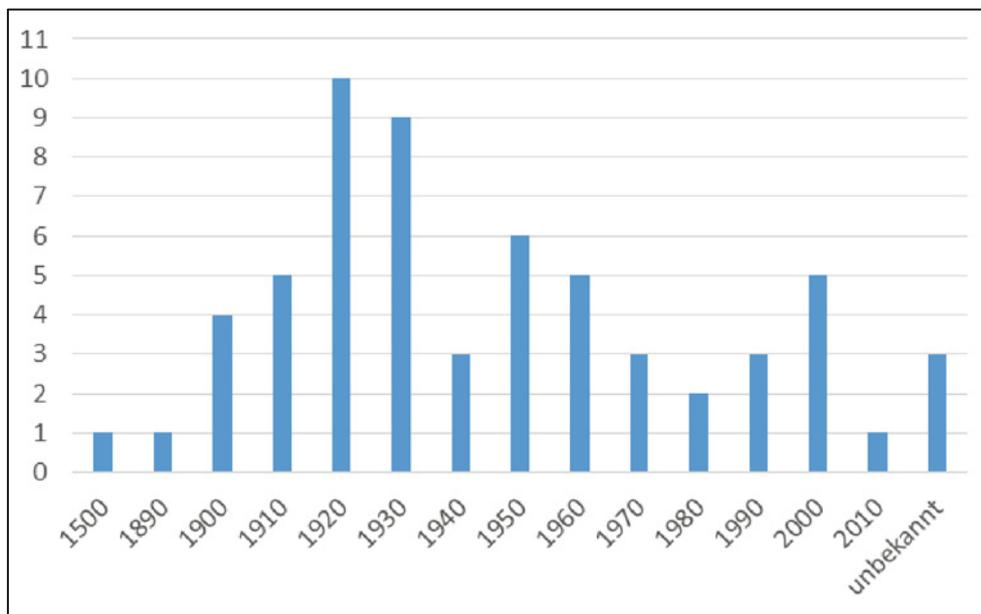


Abbildung 9: Anzahl der durchgeführten Belastungsversuche in Abhängigkeit des Baujahres

Die meisten Belastungsversuche werden an historischen Hoch- und Industriebauten durchgeführt. Dabei sind vor allem Massivbaukonstruktionen von Relevanz, Stahl- oder Holztragwerke sind eher selten Ziel experimenteller Tragsicherheitsnachweise. Wie in Abbildung 10 dargestellt, bilden Stahlbetonkonstruktionen mit 39% und Stahlsteindecken mit 32% den Schwerpunkt der untersuchten Konstruktionen. Auch die übrigen Bauweisen sind typische Massivbauweisen: Spannbeton (10%), Mauerwerk (9%) und Fertigteile (9%).

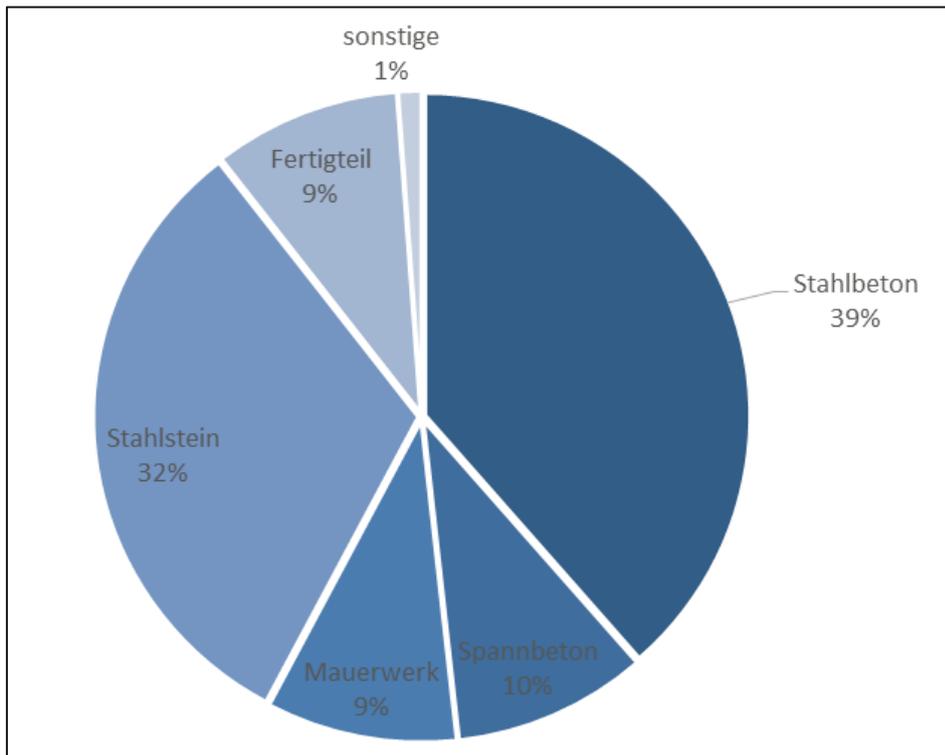


Abbildung 10: Verteilung der Belastungsversuche nach Bauweisen

Abbildung 11 zeigt die Ergebnisse der Frage, wer die Durchführung eines experimentellen Nachweises als Ergänzung der rechnerischen Untersuchung angeregt hat. Dabei zeigt sich deutlich, dass in den meisten Fällen der Tragwerksplaner selbst vorgeschlagen hat, die rechnerische Nachweisführung durch Versuche abzusichern bzw. der Prüfer den experimentellen Nachweis forderte. Zum Teil wurden die Versuche aber auch von den Bauherren oder Bauaufsicht gefordert bzw. verlangt.

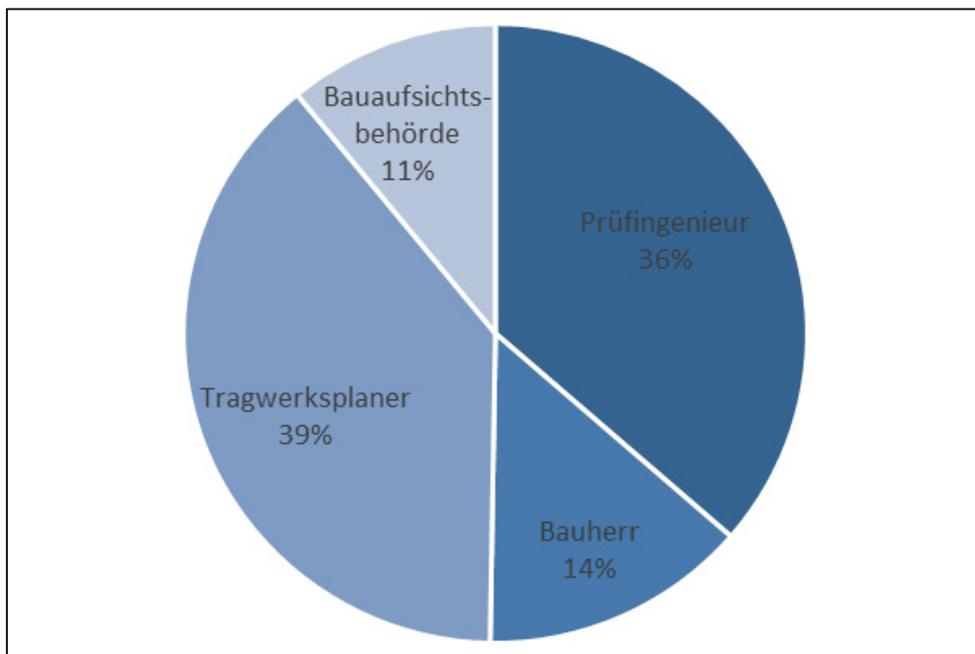


Abbildung 11: Darstellung der Initiatoren von Belastungsversuchen

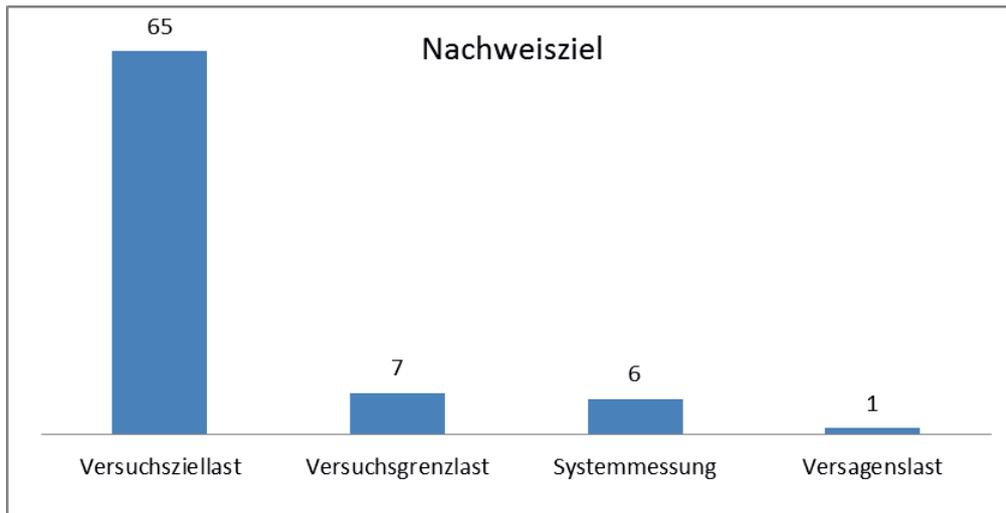


Abbildung 12: Auswertung hinsichtlich des Nachweisziels

Die meisten Belastungsversuche haben das Ziel nachzuweisen, dass das untersuchte Bauteil für die zukünftig abzutragende Belastung ausreichend tragsicher ist. Dies zeigte sich auch in der Auswertung der Fragebögen. 65 der 79 ausgewerteten Versuche hatten das Ziel nachzuweisen, dass die Versuchszuellast ausreichend sicher aufgebracht werden konnte. Nur 7 Versuche wurden aufgrund des Erreichens der Versuchsgrenzlast vorzeitig beendet und 6 waren reine Systemmessungen zur Kalibrierung des Rechenmodells. Nur in einem Fall hatte der Versuch das Ziel die Tragfähigkeit experimentell zu bestimmen (siehe Abbildung 12).

Die Erfahrungen des ifem zeigen, dass die Erfolgsquote, dass eine weitere Nutzung des Tragwerks möglich ist, bei mehr als 80% liegt. In allen anderen Fällen werden häufig gleich Sanierungslösungen mit untersucht oder es wird als nicht sinnvoll erachtet einen Versuch durchzuführen, weil bereits aufgrund des äußeren Erscheinungsbildes ein Versagen befürchtet werden muss. Auch zählen hierzu Versuche in den frühzeitig die Versuchsgrenzlast erreicht wird und basierend auf dieser Überlegungen für die weitere Nutzung (z.B. durch Verstärkungen, Nutzungsänderungen, usw.) angestellt werden. Aber auch in solchen Fällen sind die Versuche sinnvoll und hilfreich, weil sie allen Beteiligten verlässliche Ergebnisse liefern und helfen unnötige Kosten zu reduzieren.

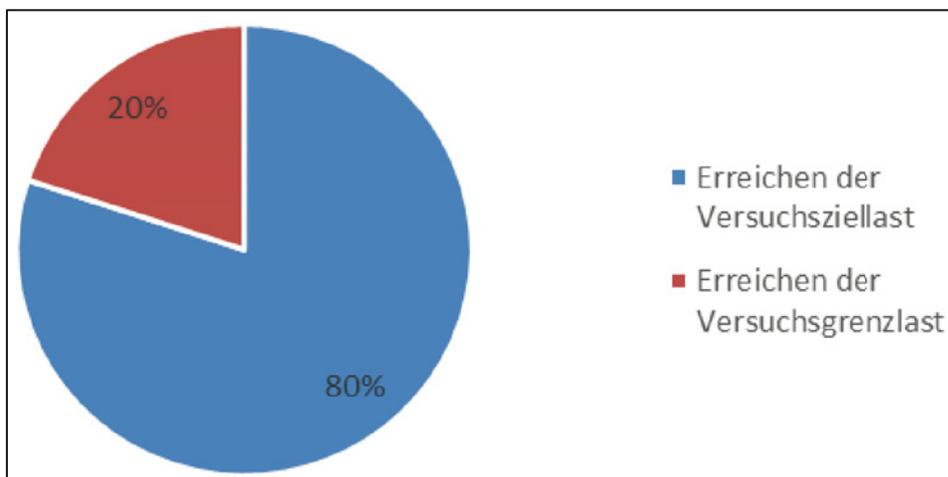


Abbildung 13: Abbruchkriterien bei Versuchen an Stahlbetonkonstruktionen

Die Abbildungen 20 und 21 bestätigen die Erfahrungen des ifem für Stahlbetonbauteile. Bei Stahlsteindecken ist das Erreichen der Versuchsgrenzlaster wesentlich häufiger eingetreten und zeigt, dass diese Konstruktionsform keine so großen Reserven besitzt, wie Stahlbetonkonstruktionen.

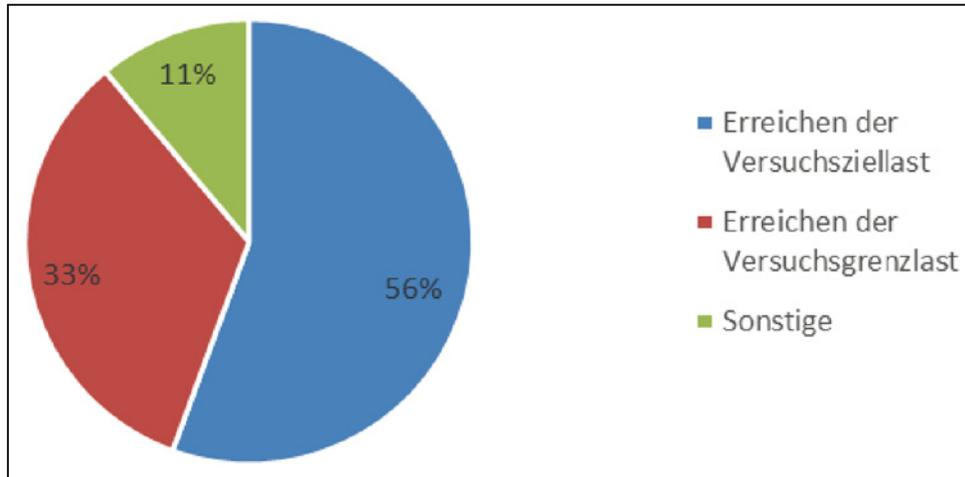


Abbildung 14: Abbruchkriterien bei Versuchen an Stahlsteinkonstruktionen

In Abbildung 15 ist zu erkennen, dass Belastungsversuche in den meisten Fällen durchgeführt werden, um eine ausreichende Biegetragfähigkeit des Bauteils nachzuweisen. Wie Abbildung 16 bestätigt, ist dies die maßgebende Versagensart für Stahlbetonbauteile in den experimentellen Untersuchungen. Ebenfalls einen großen Anteil der rechnerisch nicht nachweisbaren Stahlbetonbauteile machen Bauteile ohne und mit Querkraftbewehrung aus. Damit kann geschlossen werden, dass ca. 80% der durchgeführten Belastungsversuche an Bauteilen mit einem zu erwartenden duktilen Tragverhalten bzw. mit Vorankündigung durchgeführt wurden. Nur ca. 20% der Versuche wurden an theoretisch spröde versagenden Bauteilen (Verankerungsversagen, Defizit in der Querkrafttragfähigkeit ohne Schubbewehrung) durchgeführt.

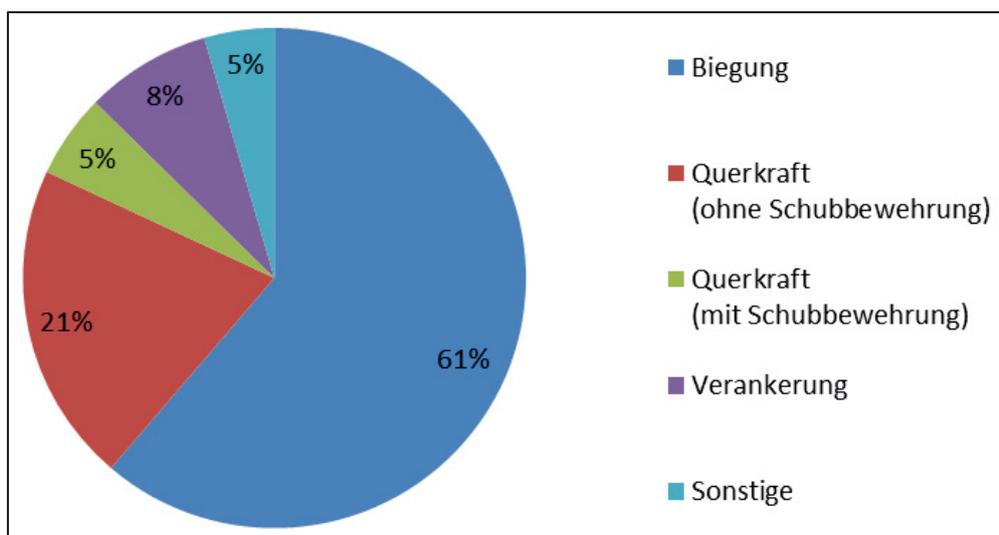


Abbildung 15: in den Belastungsversuchen maßgebende Versagensarten

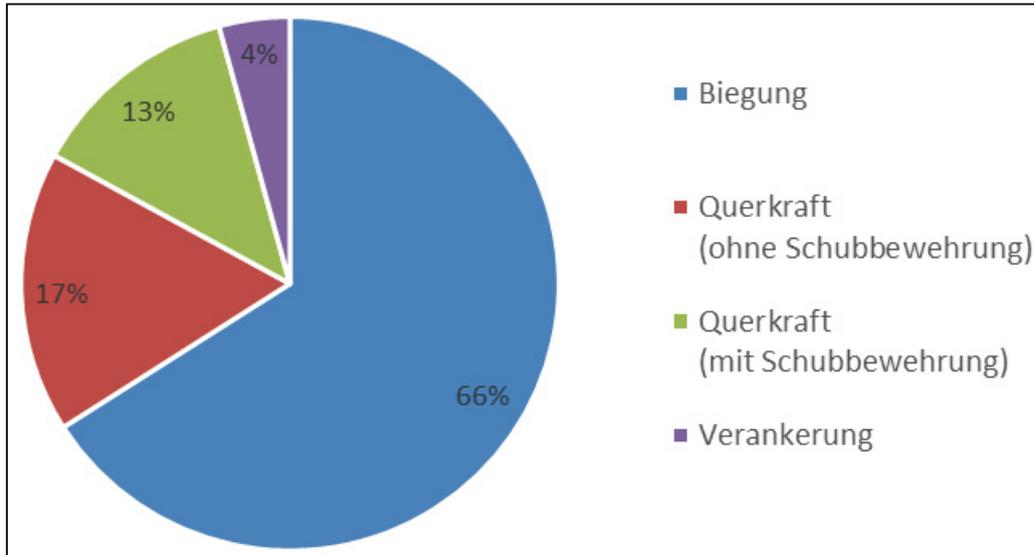


Abbildung 16: Versagensarten bei Stahlbetonbauteilen

Interessant ist der Vergleich der Nachweisziele von Stahlbetonbauteilen zu Stahlsteindecken. Aufgrund der dort fehlenden Querkraftbewehrung ist diese Versagensart in der Regel die maßgebende für den Nachweis der Tragfähigkeit. Dadurch verschieben sich hier die Anteile der maßgebenden Versagensarten von hälftig auf spröde Querkraft- und duktile Biegeversagen (siehe Abbildung 17).

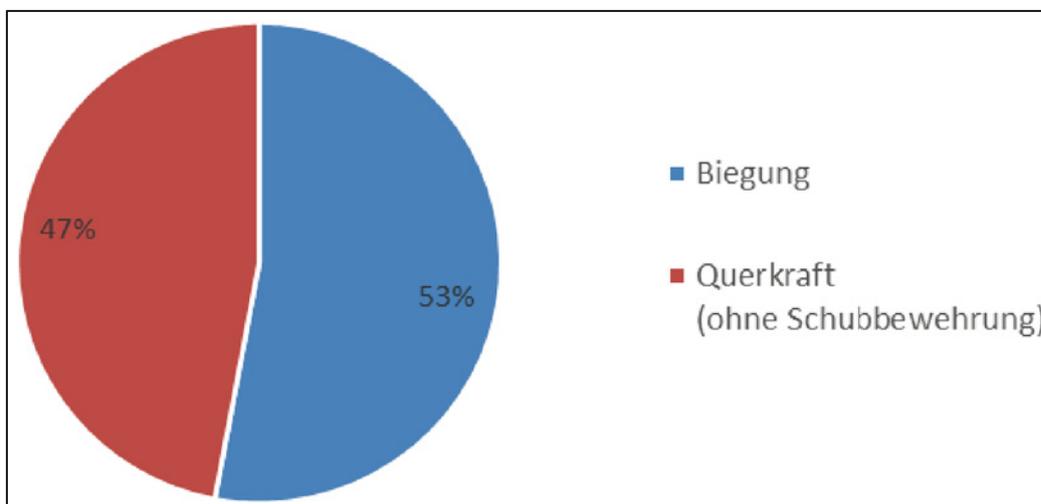


Abbildung 17: Versagensarten bei Stahlsteindecken

In Abbildung 18 ist zusammengestellt, welche Tragwerksverformungen in experimentellen Untersuchungen erfasst werden, bei denen das maßgebende Versagen infolge Biegung erwartet wurde. Abbildung 19 wertet die gleiche Frage nach den erfassten Bauteilreaktionen für Untersuchungen an querkraftgefährdeten Bauteilen aus. Deutlich wird, dass die Erfassung von globalen Verformungen, also Durchbiegungen, in jedem Versuch durchgeführt wird. Lokale Dehnungsmessungen am Beton bzw. am Stahl werden ebenfalls relativ häufig für beide Bewertungsfälle eingesetzt. Für Untersuchungen an Bauteilen bei denen das Querkraftversagen maßgebend ist, werden zusätzlich Neigungssensoren bzw. die

Schallemissionanalyse angewendet, um die Information über eine beginnende Schädigung möglichst früh zu erfassen.

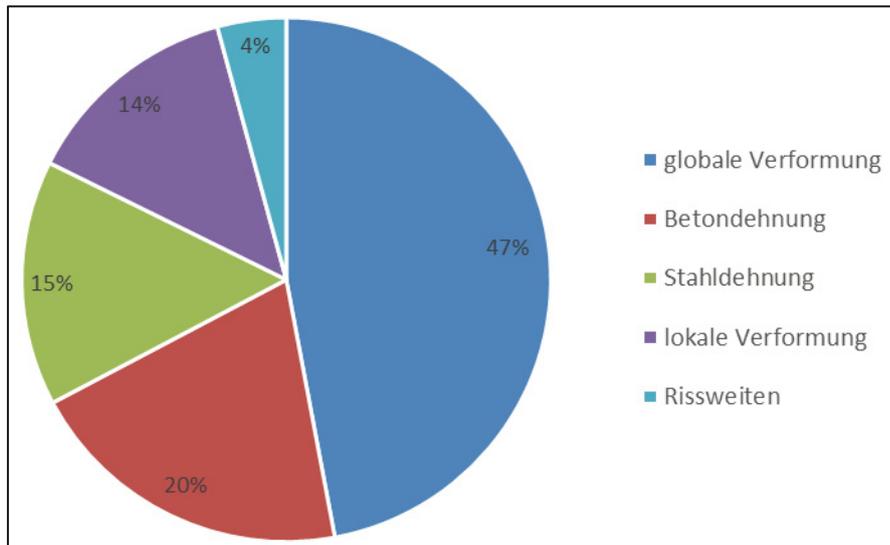


Abbildung 18: Verformungsmessungen bei maßgebendem Biegeversagen

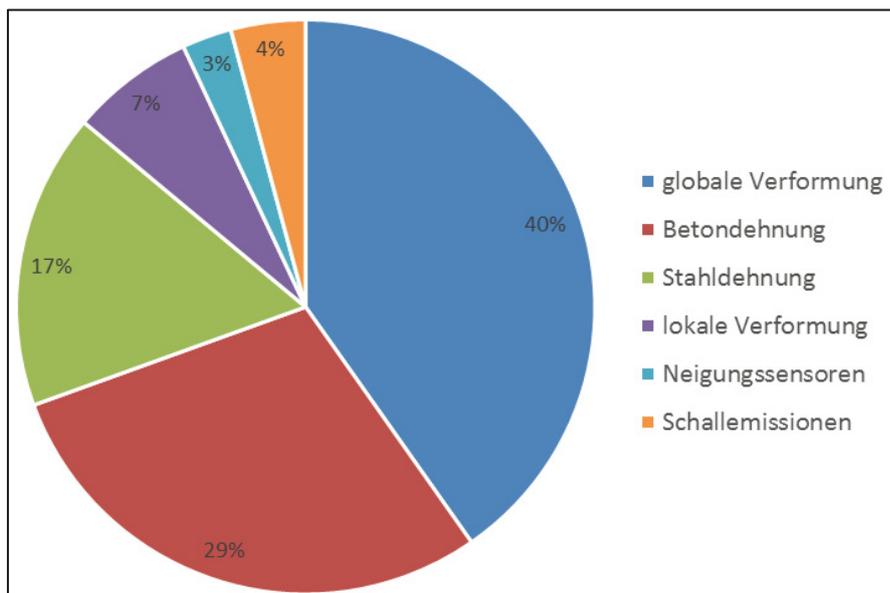


Abbildung 19: erfasste Messwerte bei maßgebendem Querkraftversagen

In Tabelle 1 sind die Ergebnisse der Beurteilung der untersuchten Tragwerke hinsichtlich möglicher vorhandene Tragreserven oberhalb der nachgewiesenen Versuchsziellast dargestellt. Die Einschätzung, ob ein Tragwerk noch Reserven besitzt, ist vor allem von der Erfahrung des Versuchingenieurs abhängig und wird anhand der unter der Belastung erfassten Verformungen beurteilt.

Die Auswertung zeigt, dass Stahlbetonbauteile i.A. erhebliche Reserve besitzen. Gerade bei Bauteilen mit einem planmäßig duktilen Tragverhalten ist die Beurteilung des im Versuch erreichten Beanspruchungsniveaus im Verhältnis zum kritischen Tragzustand (Versuchsgrenzlast) zuverlässig möglich. Bei Bauteilen mit einem spröde verlaufenden

Versagen ist die Abschätzung der Größe der Reserven eher schwierig, da kein ausgeprägtes nicht-lineares Tragverhalten vor dem Bruch garantiert ist. Dies ist auch in der Auswertung deutlich erkennbar.

Tabelle 1: Vermutete Tragreserven in Abhängigkeit der Versagensart, Querschnittsform und Bauweise

Tragreserven	ausgeschöpft	Gering	Vermutlich erheblich
Biegung	10	29	27
Querkraft	2	16	9
Platten	2	8	12
Plattenbalken	0	5	9
Rippendecken	5	12	2
Stahlbeton	6	20	21
Spannbeton	1	3	2
Stahlstein	1	6	1

Ein Hauptaugenmerk der Fragebögen lag auf der Frage, an wie vielen der zu bewertenden Bauteile ein Belastungsversuch durchgeführt wird und ob es in der Praxis feste Faustwerte dafür gibt, wie viele Versuche mindestens durchzuführen sind.

In Fällen einer großen Grundgesamtheit an vergleichbaren (gleichartigen) Bauteilen wird die erforderliche Stichprobe an durchzuführenden Versuchen in der Regel zwischen 5-10 % der Grundgesamtheit festgelegt. Bei sehr großen Stückzahlen (z.B. Fertigteilen) kann die Stichprobe auch noch geringer festgelegt werden. Problematischer ist die Festlegung der erforderlichen Stichprobe bei einer nur geringen Anzahl zu bewertender Bauteile (siehe Abschnitt 4).

Weiterhin gilt die Herangehensweise als üblich, dass die Auswahl der zu untersuchenden Bauteile möglichst die mit dem schlechtesten Zustand und den schlechtesten Randbedingungen umfassen sollte. Dies erfordert i. A. eine umfangreiche Bestandsaufnahme aller zu untersuchenden Bauteile, da eine rein äußerliche Bewertung des Zustandes nur eine bedingte Aussage bezüglich der Tragfähigkeit zulässt. So ist z.B. für die Bewertung der Biegetragfähigkeit die tatsächlich vorhandene statische Nutzhöhe ausschlaggebender als der äußerliche Zustand des Tragwerks.

Erwartungsgemäß zeigte sich das Fehlen von entsprechenden Regelungen auch in den ausgefüllten Fragebögen mit einer breiten Palette an Kombinationen von Anzahl der durchgeführten Versuche und der Anzahl der Bauteile auf die dieses Ergebnis übertragen wurde. In Tabelle 2 werden die Anzahl der geprüften Bauteile n der Anzahl der Grundgesamtheit gegenübergestellt und dabei die Anzahl m der n/N -Kombinationen, wie sie in den Fragebögen angegeben wurden dargestellt.

Die Auswertung zeigt, dass die Anzahl der durchgeführten Versuche i.A. 1 bis drei Bauteile umfasst und die Anzahl mit zunehmender Anzahl der zu bewertenden Bauteile zunimmt. Allerdings zeigt sich auch, dass in Einzelfällen nur eine sehr geringe Stichprobenauswahl experimentell überprüft wurde und die Ergebnisse anschließend auf sehr viele ungeprüfte Bauteile übertragen wurden. Die Auswertung bestätigt das Fehlen von einheitlichen Regeln bzw. Vorschriften und demonstriert die Unsicherheiten in der korrekten Vorgehensweise. Es scheint als ob die Bestimmung der erforderlichen Anzahl der Versuche eher willkürlich und ausschließlich vom Einzelfall abhängig ist.

Tabelle 2: Darstellung der angegebenen Kombinationen von durchgeführten Versuchen n und der Grundgesamtheit der zu bewertenden Bauteile N

Anzahl der Bauteile auf die die Ergebnisse übertragen wurden	Alle BT	4	2	3	1		1		
	>100	1	4	3		1	1	3	1
	50-99	2	2			2		1	
	30-49	1		1	1			1	
	16-29		1		1				
	9-15	3	1						
	4-8	5		1				1	
	4	1		1					
	3		1	2					
	2								
	1	7							
		1	2	3	4	5	6	7-13	30
		Anzahl der geprüften Bauteile							

3.5 Schlussfolgerungen

Die Auswertung der Fragebögen hat gezeigt, dass in Deutschland sehr große Erfahrungen zur Durchführung und Bewertung von Belastungsversuchen zum Nachweis einer ausreichenden Tragsicherheit existieren. Die große Anzahl durchgeführter Versuche ist zudem ein Nachweis für die große Akzeptanz der Methodik als Ergänzung zu rechnerischen Untersuchungen für bestehende Bauwerke. Und die Erfahrungen beweisen auch die Erfolgsaussichten, die die Durchführung von Belastungsversuchen für den Erhalt der bestehenden Bausubstanz hat.

Die Auswertung zeigt, dass die Anwendung von Belastungsversuchen gemäß Richtlinie vorwiegend auf den Hochbau beschränkt ist und dabei vor allem Stahlbeton- und

Stahlsteindecken den Schwerpunkt bilden. Die Durchführung eines Belastungsversuches wird in der Regel durch den Tragwerksplaner bzw. den angeschlossenen Prüflingenieur initiiert, wenn der rechnerische Standsicherheitsnachweis nicht erbracht werden kann. Defizite der rechnerischen Widerstände existieren bei Stahlbetonbauteilen vorwiegend bei Biegung (ca. 70%) und Querkraft (ca. 30%), bei Stahlsteindecken beträgt das Verhältnis des Defizits Biegung/Querkraft ca. 50% / 50%. Die meisten Belastungsversuche haben das Ziel des Nachweises der Versuchsziellast und in über 80% der Versuche wird diese im Versuch auch sicher nachgewiesen.

Planmäßige Versuche bis zur Versuchsgrenzlast spielen eher keine Rolle in der praktischen Anwendung. Allerdings werden ca. 15% der durch das vorzeitige Erreichen der Versuchsgrenzlast beendet, so dass eine weitere Nutzung eine Verstärkung oder Nutzlasteinschränkung erfordert. Auch in diesen Fällen zeigt sich die hervorragende Eignung der Methodik für die Bewertung bestehender Bausubstanz, für die eine rechnerische Bewertung nur unsicher möglich ist.

Auch bei den vermuteten Reserven oberhalb der nachgewiesenen Versuchsziellast zeigen Stahlbetonbauteile größeres Potential. Die Tragfähigkeit von Stahlsteindecken ist in der Regel wesentlich stärker ausgeschöpft.

Die Auswertung hat gezeigt, dass die Richtlinie von den angefragten Instituten und Ingenieurbüros richtig angewendet wird. Allerdings hat sich gezeigt, dass an einigen Stellen konkretere Formulierungen oder Hilfestellungen wünschenswert wären. Dies betrifft zum Beispiel Vorgaben zu der erforderlichen Anzahl von Versuchen oder der damit verbundenen Höhe der Versuchsziellast. Dies ist bisher vollkommen unregelt und wird in jedem Einzelfall anders gehandhabt.

4 Sicherheitskonzept für Belastungsversuche

4.1 Aktuelle Vorgehensweise

4.1.1 Direkte Beprobung

Im Gegensatz zum rechnerischen Nachweis werden bei einem Belastungsversuch die Beanspruchung und die Beanspruchbarkeit des getesteten Bauteils direkt miteinander verglichen [1]. Dabei liegt das Bauteil mit seiner Geometrie und seinen Materialeigenschaften deterministisch vor. Damit kann im Konzept der Teilsicherheiten von Einwirkungs- und Widerstandsseite dieser Umstand explizit auf die zu berücksichtigenden Unsicherheiten übertragen werden. Aus den beim rechnerischen Nachweis anzusetzenden Sicherheiten entfallen beim experimentellen Nachweis nach [43] somit die folgenden Unsicherheiten:

- zufällige Streuungen und systematische Abweichungen der Materialeigenschaften,
- zufällige Streuungen und systematische Abweichungen der geometrischen Größen,
- systematische Fehler durch vereinfachende Rechenannahmen in der Theorie.

Durch einen Belastungsversuch werden alle Unsicherheiten in der Beurteilung des Bauteiles auf der Widerstandsseite direkt ausgeschlossen und es müssen in der Bewertung der Tragsicherheit nur Unsicherheiten der Einwirkungsseite (Unsicherheiten der repräsentativen Werte der Einwirkungen, Modellunsicherheiten der Einwirkungen und Auswirkungen der Einwirkungen) berücksichtigt werden.

Der durch den erfolgreichen Nachweis der Versuchszielast F_{Ziel} gewonnene nutzbare Lastzuwachs ΔQ bestimmt sich aus dem extern eingetragenen Lastanteil $ext F_{Ziel}$ unter Berücksichtigung der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungsseite:

- $\gamma_{G,1} = 1,00$ Teilsicherheitsbeiwert für im Versuch vorhandene ständige Lasten
- $\gamma_{G,2} = 1,35$ Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten (spätere Ausbaulasten)
- $\gamma_Q = 1,50$ Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Lasten

Nach [1] ergibt sich für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, obwohl dieser im Experiment noch nicht erreicht wurde, der folgende Zusammenhang zwischen extern eingetragener Versuchsziel- bzw. Versuchsgrenzlast und den nachzuweisenden Einwirkungen:

$$ext F_{lim} \geq ext F_{Ziel} = \sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>l} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{Q,i} \cdot Q_{k,i} \geq 0,35 \cdot G_{k,1}.$$

4.1.2 Übertragung auf andere Bauteile

Die direkte Beprobung erfolgt in der Regel nur an einer ausgewählten Stichprobe. Die Ergebnisse werden dann auf die Grundgesamtheit aller vergleichbaren Bauteile, unter Ansatz weiterer Sicherheitsbeiwerte übertragen (Übertragungsfaktoren). Diese zusätzlichen Sicherheitsbeiwerte sind nirgendwo geregelt, es gibt auch kaum Empfehlungen in der Fachliteratur, weshalb jedes Versuchsinstitut dies nach eigenem Ermessen handhabt. Diese Übertragungsfaktoren könnten z. B. wie folgt aussehen:

- γ_{geo} , γ_m für die Geometrie und Festigkeit des Materials in Bereichen, die nicht direkt probebelastet werden (Streuungen in geometrischen und Materialeigenschaften)
- γ_{sys} , γ_{Mod} für Streuungen in Systemeigenschaften und für Modellunsicherheiten

Bei jedem Belastungsversuch bewegt man sich in dem Spannungsfeld

- a) bei der Festlegung der Versuchslasten ausreichend Sicherheiten für die zukünftig wirkenden ständigen und veränderlichen Lasten zu berücksichtigen
- b) die Versuchslasten nicht exorbitant hoch anzusetzen, so dass ein erfolgreicher experimenteller Nachweis überhaupt noch möglich ist

Hierfür gibt es keine Hilfsmittel, die ein vergleichbares Sicherheitsniveau zumindest grob garantieren. Es wird daher eine Handlungsgrundlage benötigt, die zum einen zunächst erstmal die Vorgehensweise vereinheitlicht, außerdem die etwas zielgenauere Erfassung der konkreten Unsicherheiten im Einzelfall ermöglicht und darüber hinaus auch noch einfach praktisch handhabbar ist. Zur Festlegung, was als gleichartig gilt, sollten zumindest Empfehlungen formuliert werden (Grenzen der zulässigen Abweichungen).

Anforderungen an die zu bestimmenden Übertragungsfaktoren:

- einfache Lösung in tabellarischer Form, einfache Anwendung
- Berücksichtigung des Verhältnisses von Umfang Stichprobe zu Grundgesamtheit
- Berücksichtigung der Wahl besonders schlechter Stichproben
- Berücksichtigung von genauer Bestandsaufnahme, Bestandsanalyse
- Berücksichtigung von Vorinformationen aus rechnerischer Untersuchung
- Tragwiderstand ist eine Kombination aus vielen Eigenschaften
- Erfahrungen des Ingenieurs
- Berücksichtigung der maßgebenden Versagensart
- festgestellten Tragverhalten (z.B. ungerissen, elastische Verformung)

4.2 Ansätze zur Bestimmung eines Übertragungsfaktors

4.2.1 Vorbemerkungen

Das Problem der Übertragung von Ergebnissen einer kleinen geprüften Anzahl behandelt die Stichprobentheorie. Je geringer die Stichprobe, desto schlechter die Schätzung bzw. Genauigkeit der Vorhersage der Eigenschaften der Grundgesamtheit. Bei Belastungsversuchen bis zur Versuchsziellast kommt allerdings noch eine Schwierigkeit dazu, denn es wird keine direkte Eigenschaft ermittelt, sondern ausschließlich festgestellt, dass eine gewisse Beanspruchung sicher aufgebracht werden kann, die unterhalb der Grenzbeanspruchbarkeit (der Eigenschaft) liegt. Damit liegen nach den Versuchen Stichprobenergebnisse vor die eine Ungleichung bedienen. Zudem ist die geprüfte Eigenschaft, dass das Bauteil unter der aufgetragenen Versuchsziellast tragsicher ist, keine einzelne Eigenschaft, sondern eine spezifische Kombination von einzelnen Bauteileigenschaften.

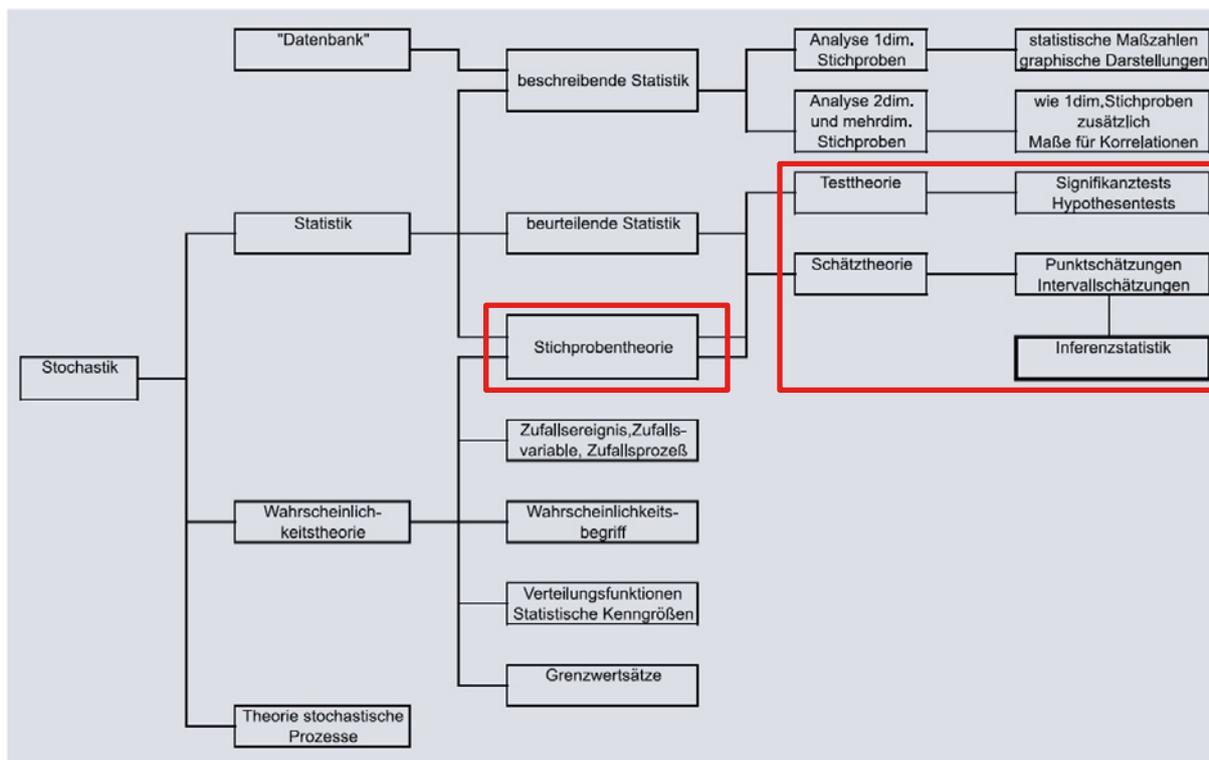


Abbildung 20: Überblick über die Teilgebiete der Stochastik [44]

Für die Lösung dieses sicherheitstheoretischen Problems zur Beurteilung des Ergebnisses der erfolgreichen Probelastung einer geringen Anzahl von Bauteilen zur Übertragung auf weitere Bauteile, existieren unterschiedliche Konzepte und Ansätze. Diese werden in den nächsten Abschnitten kurz vorgestellt.

4.2.2 Ingenieurmäßige Lösung

Wie [44] zeigte, ist die Übertragung eines Einzelergebnisses auf andere Bauteile immer mit einer Vergrößerung der Unsicherheit verbunden. Diese vergrößerte Unsicherheit wird deshalb in einer zusätzlich zu berücksichtigenden Sicherheit bei der Bestimmung der Versuchsziellast erfasst. Nach [45] müssen für eine Übertragung der Ergebnisse der Tragsicherheit folgende Bedingungen eingehalten bzw. durch Korrekturfaktoren in der Rechnung berücksichtigt werden:

- Gleichheit der Geometrie (Stützweiten, Querschnitte, etc.),
- gleiche Tragwirkung (stat. System, Verbundverhalten, Mitwirkung benachbarter Bauteile),
- gleiche mechanische Eigenschaften der Baustoffe (Druck- u. Zugfestigkeit, E-Modul),
- gleicher Rissbildungs- und Korrosionszustand.

Sind die Gleichheit der Geometrie und Tragwirkung durch die Bestandsaufnahme gesichert, sollte die Auswahl des zu untersuchenden Bauteils aus der Gesamtheit der zu bewertenden Konstruktionen so erfolgen, dass das geprüfte Bauteil die untere Grenze der erwarteten Tragwiderstände darstellt, also das Bauteil mit den schlechtesten Eigenschaften und dem schlechtesten Zustand gewählt wird. Eventuelle Abweichungen der Geometrie oder des statischen Systems können nach [43] durch einen statischen Korrekturfaktor angepasst werden. Ist es für das zu betrachtende Bauwerk möglich, die systematischen Abweichungen auszuschließen, weil z. B. sicher feststeht, dass alle verwendeten Bewehrungsstähle aus dem gleichen Herstellerwerk und gleichen Herstellungszeiträumen stammen, brauchen nach [43] nur noch die zufälligen Streuungen der mechanischen Eigenschaften berücksichtigt werden.

Aus den Forschungsarbeiten von [43] und [47] gibt Opitz für verschiedene Stahlsorten und in Abhängigkeit von der Anzahl der Stichproben die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte für die Berücksichtigung der zufälligen Streuung an. Diese Lösung zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten ist zwar statistisch begründet, hat aber keinen Bezug zur probabilistischen Lösung, weshalb sie hier als „ingenieurmäßig“ bezeichnet wird. Für Beton werden in [43] ebenfalls Hinweise gegeben. Für die Beurteilung der Übertragbarkeit der Materialeigenschaften ist nach [43] nicht die absolute Größe der Eigenschaften zu bestimmen ist, sondern es reicht aus, die Streuung der Eigenschaften zu bestimmen. Diese vergleichende Prüfung kann z. B. durch Ultraschallmessungen oder Rückprall- und Kugelschlagversuche erfolgen. Damit kann bei maßgebendem Betonversagen ein zu berücksichtigender Teilsicherheitsbeiwert für die Übertragung bestimmt werden, der maximal 1,12 werden kann. In [2] wird ein Übertragungsfaktor auf Grundlage der Ähnlichkeitsmechanik vorgeschlagen.

„Schmidt und Opitz behandeln den Sicherheitsnachweis mit den Mitteln der Methode der Grenzzustände mit Teilsicherheitsbeiwerten, wie sie in den EC Eingang gefunden haben. Das hat den Vorteil der Praxisbezogenheit und der direkten Verbindung mit den praktischen Berechnungsverfahren. Allerdings bleiben hierbei viele Fragen unbeantwortet und müssen durch ingenieurmäßige Festlegungen ersetzt werden“ [45].

4.2.3 Semi-probabilistische Lösung

Diese Vorgehensweise basiert auf der Möglichkeit der Aufspaltung der Teilsicherheitsbeiwerte in mehrere Faktoren, um die verschiedenen Einflussfaktoren quantifizieren zu können. Gemäß EC2 und DBV Heft 24 [48] kann der für die Übertragung relevante Teilsicherheitsbeiwert der Widerstandsseite wie folgt zerlegt werden:

$$\gamma_M = \gamma_{Mod} \cdot \gamma_{Geom} \cdot \gamma_m \cdot \gamma_\eta$$

γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für den Werkstoff (Beton, Betonstahl)
γ_{Mod}	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Modellunsicherheit „Festigkeit“
γ_{Geom}	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung geometrischer Unsicherheiten
γ_m	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung des Variationskoeffizienten und statistischer Unsicherheiten ($m=s$ für Betonstahl, $m=c$ für Beton)
γ_η	Umrechnungsbeiwert (Normprobekörper und Bauwerksbeton)

Die Teilsicherheitselemente für Beton und Betonstahl sind in Tab. 1 zusammengefasst.

Tabelle 3: Teilsicherheiten nach DIN EN 1992-1-1, DBV Heft 24 [48]

		Beton	Betonstahl
γ_M	TSB Werkstoff gesamt	$\gamma_C = 1,50$	$\gamma_S = 1,15$
γ_{Mod}	Modellunsicherheit	$\gamma_{Mod} = 1,05$	$\gamma_{Mod} = 1,025$
γ_{Geom}	Geometrieabweichungen	$\gamma_{Geom} = 1,05$	$\gamma_{Geom} = 1,05$
γ_m	Streuung Eigenschaften	$\gamma_m = 1,30$	$\gamma_m = 1,07$
γ_η	Umrechnungsbeiwert	$\gamma_\eta = 1,05$	$\gamma_\eta = 1,00$

Gemäß dem oben dargestellten Ansatz zur Zusammensetzung des Teilsicherheitsbeiwertes der Widerstandsseite, existieren folgende Möglichkeiten zur Bestimmung von Abminderungen:

- Reduktion des Zuverlässigkeitsindex β ,
- Berücksichtigung angepasster Modellunsicherheiten,
- Berücksichtigung angepasster Variationskoeffizienten,
- Berücksichtigung des Umrechnungsbeiwertes.

Die Absenkung des Zuverlässigkeitsindex β (operativer Wert ohne Zusammenhang zu wirklichen Versagensraten) ist in Deutschland nur im Rahmen einer Zustimmung im Einzelfall auf Basis von DIN EN 1990 [41] möglich, wird hier aber zunächst nicht weiter verfolgt. Im Rahmen einer genaueren Bestandsuntersuchung ist es aber möglich Teilsicherheitsbeiwerte zu reduzieren. Da Modellunsicherheiten nur schwierig auszuschließen sind, ist vor allem die Berücksichtigung angepasster Variationskoeffizienten zielführend. Die Zerlegung wird quasi auf die Ebene der Variationskoeffizienten verlagert.

Für logarithmisch normalverteilte Werkstoffkennwerte ergibt sich der Zusammenhang zwischen Teilsicherheitsbeiwert und Variationskoeffizient wie folgt:

$$\gamma_M = \exp\{[\alpha_R \cdot \beta + \Phi^{-1}(q_m)] \cdot V_M\}$$

	Beton	Betonstahl	
γ_M	1,5	1,15	Teilsicherheitsbeiwert Materialwiderstand
α_R	+0,8		Wichtungsfaktor
β	3,8		Zielwert der Zuverlässigkeit
q_m	0,05		5%-Quantilwert der Standardnormalverteilung
Φ	-		Standardnormalverteilung
$\Phi^{-1}(q_m)$	-1,645		Ergebnis
V_M	0,291	0,10	Variationskoeffizienten der Materialfestigkeiten einschl. Unsicherheitsfaktoren und Umrechnungsbeiwert

$$\gamma_M = \exp\{[0,8 \cdot 3,8 - 1,645] \cdot V_M\} = \exp\{1,395 \cdot V_M\}$$

Der Variationskoeffizient V_M kann gemäß folgendem Zusammenhang bestimmt werden:

$$V_M = \sqrt{V_{\text{Mod}}^2 + V_{\text{Geom}}^2 + V_m^2 + V_\eta^2}$$

Tabelle 4: Variationskoeffizienten für Eurocode 2 [48]

Variationskoeffizient		Beton	Betonstahl
V_M	Resultierender „Widerstand“	0,26	0,069
V_{Mod}	Modellunsicherheit	0,05	0,025
V_{Geom}	Geometrie	0,05	0,05
V_m	Materialfestigkeit	0,15	0,04
V_η	Umrechnungsbeiwert	0,20	0

Der Variationskoeffizient der Materialfestigkeit kann durch Materialuntersuchungen bestimmt werden und der resultierende Variationskoeffizienten ergibt sich zu:

$V_C = \sqrt{0,05^2 + 0,05^2 + 0,20^2 + V_C^2}$	$V_C \geq 0,15$
$V_S = \sqrt{0,025^2 + 0,05^2 + V_S^2}$	$V_S \geq 0,06$

Die statistische Bewertung der Versuche erfolgt nach DIN EN 1990, Grundlagen der Tragwerksplanung, Anhang D: Versuchsgestützte Bemessung. Grundlage bildet das Bayes'sche Verfahren für unsichere Verteilungen mit unbekanntem Variationskoeffizienten. Aus der Abnahme der k_n -Werte mit zunehmender Probenanzahl wird ersichtlich, dass eine größere experimentelle Grundgesamtheit im Regelfall günstigere Werte liefert.

Bei Normalverteilung:

$$X_d = \eta_d \cdot \frac{X_{k(n)}}{\gamma_m} = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \cdot m_x \cdot \{1 - k_n \cdot V_x\}$$

Bei lognormaler Verteilung:

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \cdot \exp\{m_y - k_n \cdot V_x\}$$

Der Wert für k_n ist in Tabelle D1 angegeben. Für die Auswertung einer Beprobung im Rahmen der Bestandsaufnahme ist die Zeile „ V_x unbekannt“ zu verwenden [49].

Tabelle D.1 — Werte k_n für charakteristische Werte (5%-Fraktile)

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x bekannt	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_x unbekannt	–	–	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

ANMERKUNG 1 Diese Tabelle beruht auf der Normalverteilung.

Direkte Bestimmung des Bemessungswertes für Tragfähigkeitsnachweise:

Bei Normalverteilung:

$$X_d = \eta_d \cdot X_{od} = \eta_d \cdot m_x \cdot \{1 - k_{d,n} \cdot V_x\}$$

Bei lognormaler Verteilung:

$$X_d = \eta_d \cdot \exp\{m_y - k_{d,n} \cdot V_x\}$$

Der Wert für $k_{d,n}$ ist in Tabelle D1 angegeben.

Tabelle D.2 — Werte $k_{d,n}$ für den Bemessungswert für Tragfähigkeitsnachweise

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x bekannt	4,36	3,77	3,56	3,44	3,37	3,33	3,27	3,23	3,16	3,13	3,04
V_x unbekannt	–	–	–	11,4	7,85	6,36	5,07	4,51	3,64	3,44	3,04

ANMERKUNG 1 Diese Tabelle beruht auf der Annahme, dass der Bemessungswert dem Produkt $\alpha_2 \beta = 0,8 \times 3,8 = 3,04$ (siehe Anhang C) entspricht und X normalverteilt ist. Die Unterschreitungswahrscheinlichkeit ist etwa 0,1 %.

Der Wert $\eta_d = 1,0$, da bei Belastungsversuchen die Prüfung des Tragwiderstandes direkt am Objekt durchgeführt wird und somit alle Unsicherheiten entfallen. Die im Versuch nachgewiesene Teilsicherheit zwischen Bemessungswert und charakteristischem 5%-Fraktile-Wert des Widerstandes lässt sich wie folgt ermitteln:

Lognormale Verteilung:

$$X_d = \frac{1}{\gamma_m} \cdot \exp\{m_y - k_n \cdot V_x\} = \exp\{m_y - k_{d,n} \cdot V_x\}$$

$$\gamma_m = \frac{\exp\{m_y - k_n \cdot V_x\}}{\exp\{m_y - k_{d,n} \cdot V_x\}} = \frac{\exp\{m_y\} \cdot \exp\{-k_n \cdot V_x\}}{\exp\{m_y\} \cdot \exp\{-k_{d,n} \cdot V_x\}} = \exp\{-k_n \cdot V_x\} \cdot \exp\{+k_{d,n} \cdot V_x\} =$$

$$\gamma_m = \exp\{(k_{d,n} - k_n) \cdot V_x\}$$

Normalverteilung:

$$X_d = \frac{1}{\gamma_m} \cdot m_x \cdot \{1 - k_n \cdot V_x\} = 1 \cdot m_x \cdot \{1 - k_{d,n} \cdot V_x\}$$

$$\gamma_m = \frac{m_x \cdot \{1 - k_n \cdot V_x\}}{m_x \cdot \{1 - k_{d,n} \cdot V_x\}} = \frac{1 - k_n \cdot V_x}{1 - k_{d,n} \cdot V_x}$$

Damit kann der Teilsicherheitsbeiwert der Tragfähigkeit der geprüften Decken bestimmt werden.

$$\gamma_M = \gamma_{Mod} \cdot \gamma_{Geom} \cdot \gamma_m \cdot \gamma_\eta$$

Der Übertragungsfaktor zur Übertragung der Ergebnisse einer geringen Anzahl repräsentativer geprüfter Decken (Stichprobe) auf die Grundgesamtheit kann dann aus dem Teilsicherheitsbeiwert der Tragfähigkeit der geprüften Decken dividiert durch den Teilsicherheitsbeiwert der geprüften Stahlproben bestimmt werden. Dies beinhaltet die Übertragung der bekannten Ergebnisse auf die Grundgesamtheit der übrigen Decken, deren Tragverhalten entsprechend der Streuung der Materialergebnisse angenommen wird.

4.2.4 Vollprobabilistische Lösung

Der probabilistische Ansatz dient der Quantifizierung des Tragsicherheitszuwachses respektive der Tragreserven durch experimentelle Nachweise und ist unter anderem auf die Forschungen von Gerhard Spaethe (siehe [24] und [45]) zurückzuführen. Dieser Abschnitt konzentriert sich vorrangig auf dessen Ausführungen. Die Grundlage für das probabilistische Bewertungsverfahren ist die Annahme, dass mit einer Probelastung die Informationen über das Tragverhalten dahingehend verbessert werden, dass die Unsicherheiten in der Tragfähigkeit reduziert werden können und damit eine Erhöhung des Sicherheitsindex β erreicht wird. Die Bestandsaufnahme und vorhandene Bemessungsunterlagen bieten bei Bestandsbauwerken den „Vorteil“, dass die Informationen daraus als Vorinformationen mithilfe des Satzes von Bayes in die Beurteilung der Sicherheit einbezogen werden können. Daher beruht das Verfahren nach Spaethe im Wesentlichen auf der Theorie des Bayes'schen Updating.

Die Durchführung eines Belastungsversuchs führt im Ansatz von Spaethe zur Reduzierung der Streuungen des Widerstands, womit die in der ursprünglichen Bemessung angenommenen Ungewissheiten reduziert werden können und der theoretische Widerstand anschließend vergrößert werden kann. Demnach dient die Probelastung dazu, Tragreserven aufzudecken. Dabei kommt unter anderem die Frage nach dem Tragsicherheitszuwachs und dem dafür erforderlichen Lastniveau auf. Zur Beantwortung dieser Frage, wird nach [45] ein theoretisches Modell eingeführt, das zwischen der Tragsicherheit vor (Index b - before), während (Index d - during) und nach (Index a - after) einer Probelastung unterscheidet. Die Berechnung des Zuverlässigkeitsindex und der Versagenswahrscheinlichkeit zu den verschiedenen Zeitpunkten zeigt, dass in Abhängigkeit vom Zeitpunkt erhebliche Differenzen bestehen, welche mithilfe der Versagenswahrscheinlichkeit und dem Sicherheitsindex quantifiziert werden können. Eine weitere Möglichkeit zur Quantifizierung der Sicherheit ist die Berechnung eines Lastfaktors, um den die ursprünglichen Einwirkungen erhöht werden können. Die Ermittlung des Lastfaktors erfolgt mithilfe der Bemessungslasten und des durch den Versuch ermittelten 5%-Quantils des Widerstands.

Die Verteilung des Widerstands und der Einwirkungen bzw. das Widerstandsmodell wird für das Verfahren von Spaethe als bekannt vorausgesetzt. Ausgangslage für das theoretische Modell des Verfahrens ist eine auf das Tragwerk einwirkende „Grundbelastung“ s_k , unter deren Einwirkung die Tragsicherheit vor der Probelastung durch den Sicherheitsindex β_b beschrieben wird. Zusätzlich zu der „Grundbelastung“ wird während der Probelastung eine deterministische Probelast s_p in das System eingeleitet. Diese Probelast liegt deutlich über dem Lastniveau der vorhandenen Einwirkungen, wobei der Grundsatz gilt, dass der Sicherheitszuwachs umso höher ist, je höher das Lastniveau der Probelast ist. Hierbei wird allerdings vorausgesetzt, dass die Probelast zu keinem Zeitpunkt schädigende Auswirkungen auf das Tragwerk hat, was mithilfe der Belastungsvorrichtung steuerbar ist und kontinuierlich überprüft werden muss. Während der Probelastung sinkt der Sicherheitsindex auf den Wert β_d . Dies liegt daran, dass der Sicherheitsindex von der Versagenswahrscheinlichkeit abhängt. Die Versagenswahrscheinlichkeit gibt die Wahrscheinlichkeit wieder, dass die Grenzzustandsgleichung negativ wird, weshalb sie – bedingt durch ein betragsmäßig kleineres Ergebnis der Grenzzustandsgleichung – ansteigt

Da die Versagenswahrscheinlichkeit nach dem Belastungsversuch durch die hinzugewonnenen Informationen reduziert werden kann, steigt der Sicherheitsindex des Tragwerks auf β_a an, weswegen die auf das System aufgebrachte Nutzungslast um den Lastfaktor s_p erhöht werden darf. Mit der neuen Versagenswahrscheinlichkeit P_{fa} , tritt ein Systemversagen höchstens dann auf, wenn die Nutzungslast auch das Probelastniveau überschritten hat. In Abbildung 21 ist der theoretische Zusammenhang zwischen Belastung und Sicherheitsindex zu allen Zeitpunkten dargestellt und lässt den Schluss zu, dass eine Probelastung erfolgreich durchgeführt wurde, wenn gilt: $\beta_b > \beta_d; \beta_a > \beta_b; \beta_a \gg \beta_d$.

Mithilfe der grafischen Darstellung der Verteilungsdichte der Einwirkungen und des Widerstands zu den verschiedenen Zeitpunkten, lässt sich der Ansatz von Spaethe gut veranschaulichen. Wie in Abbildung 21 zu erkennen ist, überschneiden sich die Verteilungsdichten vor der Probelastung am 95 %-Quantil der Einwirkungen und am 5 %-Quantil des Widerstands. Die Lage und Konstruktion der Verteilungsdichten unterscheidet sich vor der Probelastung noch nicht von der des semi-probabilistischen Sicherheitskonzepts.

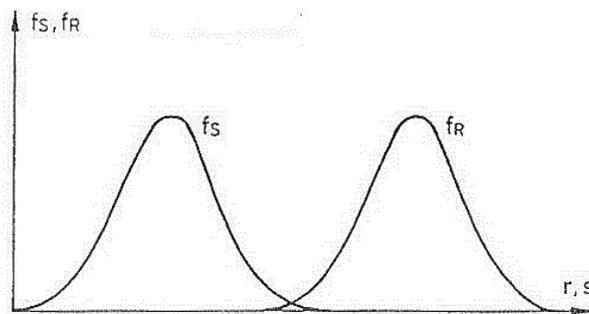


Abbildung 21: Verteilungsdichte der Belastung s und des Widerstandes r vor der Probelastung [10]

Das Probelastniveau sollte so gewählt werden, dass keine Schäden am Bauwerk entstehen und eine möglichst hohe Verbesserung der Tragsicherheit des Bauteils erreicht wird. Wie schon erwähnt steigt die Tragsicherheit mit der Höhe der Probelast an. Da das Lastniveau des Widerstands üblicherweise über dem der Einwirkungen liegt, muss die deterministische Last mindestens das Lastniveau des 5 %-Quantils erreichen, um eine Verbesserung zu bewirken. Die Effizienz der Probelastung wird also gesteigert, desto höher die Differenz zwischen Probelast und Bemessungswert des Widerstands (des 5 %-Quantils) ist, wobei jedoch mit höheren Probelasten auch das Versagensrisiko ansteigt. Generell sollte eine Probelast daher folgendermaßen beschränkt sein:

$$r_d < s_p < R$$

Die Zusammenhänge zwischen Probelastniveau und Verbesserung der Tragsicherheit sind anhand der grafischen Darstellung der Verteilungsdichte des Widerstands zu erkennen, denn je größer die Probelast s_p ist, desto mehr Widerstandswerte r können ausgeschlossen werden bzw. desto stärker können die Streuungen und damit die Ungewissheiten reduziert werden (siehe Abbildung 22). Das Ausschließen der Widerstandswerte bis zum Probelastniveau bedeutet nach [45], dass die Wahrscheinlichkeit $P(R \leq s_p) = 0$ gilt, weshalb die Verteilungsdichte des Widerstands für jeden Wert $r < s_p$ bis zur Stelle $r = s_p$ gestutzt werden kann, da das System offensichtlich einen betragsmäßig höheren Widerstand als s_p aufweist, wenn es unter Probelast nicht versagt. Nach dem Belastungsversuch ergibt sich

die gestutzte Verteilungsdichte, welche mit f_R^* gekennzeichnet wird und in Abbildung 23 zusammen mit der Verteilungsdichte der Einwirkungen dargestellt ist.

Die bei s_p gestutzte Verteilungsdichte und –Funktion ist für Widerstandswerte $r > s_p$ folgendermaßen definiert:

$$f_R^*(r) = \frac{f_R(r)}{1 - F_R(s_p)} \quad (4.1)$$

$$F_R^*(r) = \frac{F_R(r) - F_R(s_p)}{1 - F_R(s_p)} \quad (4.2)$$

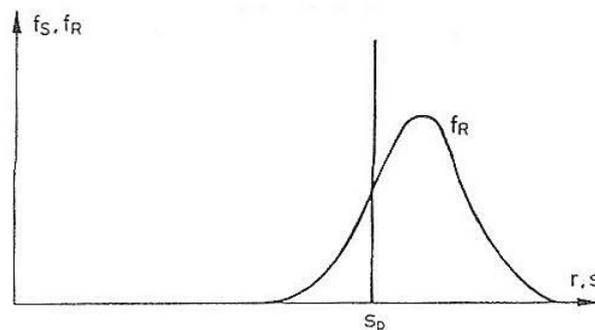


Abbildung 22: Verteilungsdichte des Widerstandes f_R mit deterministischer Probelast s_p während der Probelastung [10]

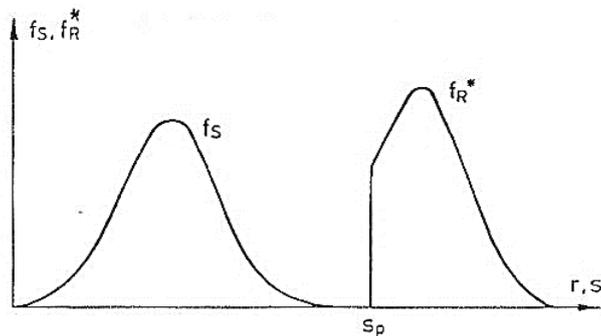


Abbildung 23: Verteilungsdichte der Einwirkungen f_S und gestutzte Verteilungsdichte f_R^* nach der Probelastung [24]

Das theoretische Modell der gestutzten Verteilung bildet die Grundlage für die Berechnung der Verteilung geprüfter Bauteile. Wird an einem Bauteil eine Probelastung durchgeführt, tritt üblicherweise kein Versagen ein. Ausgehend von dieser Tatsache, können die Bauteile einer Grundgesamtheit in geprüft und nicht geprüft unterteilt werden. Der Belastungsversuch hat jedoch auch für die ungeprüften Bauteile einen Nutzen, denn mithilfe stochastischer Modelle kann von der Stichprobe auf die Grundgesamtheit geschlossen werden. Da diese Bauteile allerdings nicht einer direkten Prüfung unterzogen werden, ist der Sicherheitsgewinn geringer als für die geprüften Bauteile. Somit existieren nach [24] drei für die Quantifizierung der Sicherheit wesentliche Verteilungen, welche die Tragfähigkeit charakterisieren. Zum einen die Verteilung bevor ein Versuch durchgeführt wurde, weiterhin die Verteilung eines geprüften und der Prüfung standgehaltenen Bauteils und die Verteilung ungeprüfter Bauteile einer teilweise geprüften Grundgesamtheit, folglich jene Verteilung, welche von geprüften auf ungeprüfte Bauteile schließen lässt. Zur Quantifizierung der Sicherheit ist die Angabe von Quantilen eine sinnvolle Möglichkeit, weshalb für die jeweiligen Verteilungen die Angabe der

Verteilungsfunktion ausreichend ist. Die Verteilungsfunktion ist die bis zum Wert x integrierte Fläche der Verteilungsdichte. In diesem Fall stellt die Verteilungsfunktion also die Wahrscheinlichkeit dafür dar, dass die Tragfähigkeit R kleiner oder gleich dem Widerstandswert r ist:

$$F_R(r) = P(R \leq r)$$

In der Tragfähigkeit R vermutete Ungewissheiten (z.B. resultierend aus Unklarheiten zum statischen System oder Ausführungsfehlern im Bauprozess) werden generell als stetige Zufallsvariable θ mit der Dichtefunktion $f_\theta(\vartheta)$ aufgefasst. Die Verteilungsdichte des unbekanntem Parameters ist die a-priori-Verteilung und drückt die Vorinformationen zum Tragverhalten vor der Probelastung aus. Im Ansatz von Spaethe werden die Ungewissheiten vereinfachend durch den zufälligen Mittelwert $\vartheta = \mu$ dargestellt. Bezogen auf diesen speziellen Fall ergibt sich die a-priori-Verteilung für einen normalverteilten Zufallsparameter zu:

$$f'_\mu(\mu) = \frac{1}{\sigma_\mu} \varphi\left(\frac{\mu - m_\mu}{\sigma_\mu}\right) \quad (4.3)$$

Dabei ist:

- μ Mittelwert der Tragfähigkeit R
- m_μ Mittelwert von μ
- σ_μ Standardabweichung von μ

Zur Berücksichtigung dieser Ungewissheiten in der Tragfähigkeit, fließt die a-priori-Verteilung in die Verteilung des Widerstands zu jedem Zeitpunkt ein. Damit definiert sich die Verteilungsfunktion des Widerstands vor der Probelastung zu:

$$F_R(r) = P(R \leq r) = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(r | \mu) f'_\mu(\mu) d\mu \quad (4.4)$$

Nach Durchführung eines Belastungsversuchs stellen das jeweilige Ergebnis und die Anzahl der geprüften Bauteile neue Informationen dar und müssen daher in den Verteilungen des Widerstands (geprüft und ungeprüft) mit berücksichtigt werden. Die Stichprobenanzahl und deren Ergebnis gehen innerhalb der Likelihoodfunktion mit in die jeweilige Verteilungsfunktion ein. Die Likelihoodfunktion ergibt nach dem Satz von Bayes mit der a-priori-Verteilungsdichte die a-posteriori-Verteilung und ist daher wesentlicher Bestandteil der Verteilung nach Durchführung eines Versuchs. Unter der Voraussetzung dass bei keinem der geprüften Bauteile durch die Probelast bedingtes Versagen auftritt – also $R_n > s_{pn}$ gilt – und die Versuche stochastisch unabhängig sind, ergibt sich die Likelihoodfunktion zu:

$$\begin{aligned} L(z | \vartheta) &= P(R_1 > s_{p1} | \vartheta) \cdot \dots \cdot P(R_n > s_{pn} | \vartheta) \\ &= (1 - F_R(s_{p1} | \vartheta)) \cdot \dots \cdot (1 - F_R(s_{pn} | \vartheta)) \\ &= \prod_{i=1}^n (1 - F_R(s_{pi} | \vartheta)) = \prod_{i=1}^n P_i \end{aligned} \quad (4.5)$$

Dabei ist:

- z Stichprobenergebnis
- ϑ Unbekannter Parameter

Mit diesen Ausdrücken kann der Satz von Bayes gebildet werden, um die Vorinformationen und die experimentell hinzugewonnenen Informationen in der Verteilung der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Die a-posteriori-Verteilung des unbekannten Parameters nach [24] zu:

$$f_{\mu}''(\mu) = \frac{(\prod_{i=1}^n P_i) \cdot f_{\mu}'(\mu)}{\int_{-\infty}^{\infty} (\prod_{i=1}^n P_i) \cdot f_{\mu}'(\mu) d\mu} = \frac{1}{c} \left(\prod_{i=1}^n P_i \right) \cdot f_{\mu}'(\mu) \quad (4.6)$$

Der Nenner der a-posteriori-Verteilung wird vereinfachend auch mit c zusammengefasst, wodurch sich der Ausdruck abkürzen lässt.

Wenn die stochastische Unabhängigkeit der Versuche gewährleistet ist und eine Normalverteilung vorliegt, definiert sich die bedingte Verteilungsfunktion des Widerstands folgendermaßen:

$$F_R(r | \mu) = 1 - \left(\frac{\mu - r}{\sigma_R} \right) \quad (4.7)$$

Dabei ist:

σ_R Standardabweichung der Tragfähigkeit R

Mit der gestutzten Verteilungsfunktion und der a-posteriori-Verteilung kann die Verteilungsfunktion für geprüfte (Index „g“) und ungeprüfte (Index „ug“) Bauteile berechnet werden:

$$F_{R,g}''(r) = \frac{1}{c} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{F_R(r | \mu) - F_R(s_{pi} | \mu)}{1 - F_R(s_{pi} | \mu)} \left(\prod_{i=1}^n P_i \right) \cdot f_{\mu}'(\mu) d\mu \quad (4.8)$$

$$F_{R,ug}''(r) = \frac{1}{c} \int_{-\infty}^{\infty} F_R(r | \mu) \left(\prod_{i=1}^n P_i \right) \cdot f_{\mu}'(\mu) d\mu \quad (4.9)$$

Die Tragsicherheit für geprüfte und ungeprüfte Bauteile kann anhand der Versuchsergebnisse der Probelastung auch mithilfe der Versagenswahrscheinlichkeit und des Sicherheitsindex quantifiziert werden. Für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit wird die Bekanntheit der größten Beanspruchung F_s während der Nutzungsdauer vorausgesetzt. Dazu stützt sich [45] auf die Ergebnisse der Untersuchungen der CIB Commission W 81 „Action on structures“ und genauere Angaben hierzu unterbleiben. Es wird jedoch empfohlen, die Gesamtlast mit einer Gumbelverteilung anzunehmen.

Der Sicherheitsindex ergibt sich wie beschrieben, wogegen sich die Versagenswahrscheinlichkeit für geprüfte und ungeprüfte Bauteile wie folgt unterscheidet:

$$P_f = \frac{1}{c} \int_{s_{pk}}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} (1 - F_s(r)) \frac{f_R(r | \mu)}{1 - F_R(s_{pk} | \mu)} \left(\prod_{i=1}^n P_i \right) \cdot f_{\mu}'(\mu) d\mu dr$$

$$P_f = \frac{1}{c} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} (1 - F_s(r)) f_R(r | \mu) \left(\prod_{i=1}^n P_i \right) \cdot f_{\mu}'(\mu) d\mu dr$$

4.2.5 Wahrscheinlichkeitstheoretische Lösung

Ausgangspunkt ist die Wahrscheinlichkeitstheorie und die Annahme, dass der Widerstand der zu prüfenden Bauteile normal (oder lognormal) verteilt ist und die Streuung aus Material- und Geometrieuntersuchungen im Rahmen einer Bestandaufnahme bekannt ist. Unter Verwendung einer Ausgangshypothese, dass der Widerstand des geprüften Bauteils einer gewissen Größe des Widerstandes beträgt, kann wahrscheinlichkeitstheoretisch eine Aussage über die erforderliche Anzahl der zu prüfenden Bauteile in Abhängigkeit der Höhe nach dabei nachzuweisenden Versuchsziellast getroffen werden. Diese Lösung befindet sich zurzeit noch in Bearbeitung und es werden zusätzliche stochastische Untersuchungen zur Verifikation der theoretischen Überlegungen durchgeführt.

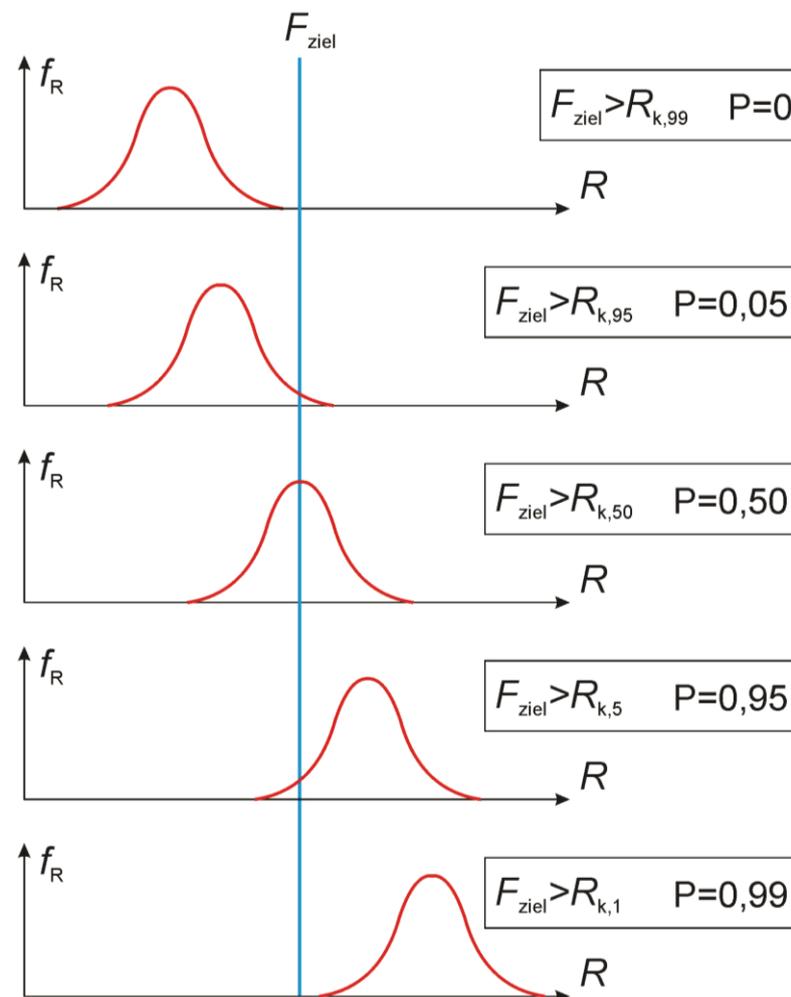


Abbildung 24: Darstellung der Wahrscheinlichkeit des Zusammenhangs von aufgebrachtter Versuchsziellast und der Lage der Verteilungsdichtefunktion des Widerstandes

4.2.6 Vergleich und Bewertung

Es ist stets eine endliche Grundgesamtheit von gleichartigen Bauteilen vorhanden. Aus dieser Grundgesamtheit soll eine stichprobenartige Prüfung von n Bauteilen erfolgen. Die Stichprobe ist aufgrund verschiedenster Randbedingungen sehr klein. Ausgehend von den Ergebnissen an der Stichprobe soll auf die Grundgesamtheit geschlossen, also geschätzt bzw. durch Testen eine Hypothese bestätigt oder abgelehnt werden. Dies erfolgt durch die Vorgabe und Berücksichtigung eines Konfidenzniveaus (Vertrauensintervall) bzw. einer Irrtumswahrscheinlichkeit.

Die Gleichartigkeit der Konstruktionen, die bei einem Belastungsversuch als Grundgesamtheit gelten und auf die die Ergebnisse angewendet werden sollen, muss nachgewiesen sein.

Wenn diese Bedingung erfüllt ist, dann wie oben beschrieben der Abgleich über die Parameter, die das theoretische Modell des Tragwiderstandes bestimmen. Bei Biegung z.B. Querschnittshöhe, Bewehrung, Festigkeiten, Spannweiten. Bei Querkraft: Festigkeit, Spannweite, Bügelbewehrung.

Die vorgestellten Ansätze zur Bestimmung eines Übertragungsfaktors bzw. zur Beurteilung der erreichten (notwendigen) Sicherheit bei der Durchführung von Belastungsversuchen unterscheiden sich in den getroffenen Annahmen, den benötigten Vorinformationen über die betroffenen Bauteile und den rechnerischen Aufwand. Auch gibt es nicht für alle Methoden ein vergleichbares Ergebnis, wie z.B. die Versagenswahrscheinlichkeit.

Für kleine Stichprobenumfänge eignen sich nur die nicht-statistischen Verfahren: ingenieurmäßige Bestimmung und die Lösung nach Wahrscheinlichkeitstheorie. Für die statistischen Verfahren sind mindestens 3 Versuche nötig. Die Lösung nach Wahrscheinlichkeitstheorie entspricht nicht dem üblichen Vorgehen in der Sicherheitstheorie, der errechnete Wert der Wahrscheinlichkeit ist nicht vergleichbar mit P_f .

Vorteil der Wahrscheinlichkeitstheoretischen Lösung ist die Möglichkeit die Höhe der Versuchsziellast und die Anzahl der nötigen Versuche miteinander zu verknüpfen. Allerdings kann es leicht passieren, dass auch hier sehr große Übertragungsfaktoren herauskommen, weil wir vom 95%-Quantil auf das 5%-Quantil zurückrechnen.

Die ingenieurmäßige Lösung erlaubt eine „nicht-statistische“ Definition eines maximalen Übertragungsfaktors von 1,5 (bei Betonversagen) und 1,15 (bei Stahlversagen), womit sich die gleichen „Sicherheiten“ wie beim rechnerischen Nachweis ergeben. So eine Begrenzung maximaler Übertragungsfaktoren ist bei den anderen Verfahren nicht möglich.

Tabelle 5: Übersicht über die Verfahren

Verfahren	Voraussetzung	Annahmen	Bemerkungen
Ingenieurmäßig	Streuung der Materialeigenschaften	Prüfung des schlechtesten Bauteils	Einfach, Verständlich, nachvollziehbar, nicht allgemeingültig
Semi-probabilistisch	Variationskoeffizient, Verteilungsfunktion Widerstandsmodell	Bayes (EC0)	Statistik und das Verfahren nach Bayes funktionieren erst ab 3 Versuchen
Probabilistisch	Statistische Parameter des Widerstandsmodells sind bekannt	P_f oder β (reduziert)	Nur numerisch lösbar, zur Kalibrierung anderer Ansätze
Wahrscheinlichkeitsrechnung	Streuung des Widerstands	Ausgangshypothese	akzeptierte Wahrscheinlichkeit, Verknüpfung von m und n sowie der stochastischen Verteilung

5 Versuche zum Querkrafttragverhalten von Balken mit geringer Bügelbewehrung aus Glattstahl

5.1 Vorbemerkungen

Im Rahmen des Vorhabens wurden Schubuntersuchungen an Stahlbetonbalken mit unterschiedlichen Schubslankheiten durchgeführt, um die gefundenen möglichen Indikatoren und Kriterien zur Definition der Versuchsgrenzlast für Balken mit geringer Bügelbewehrung für die Überarbeitung der Richtlinie abzusichern. Die Versuche entsprechen prinzipiell den bereits im Projekt „Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen II“ durchgeführten und lassen damit prinzipielle Vergleich zu. Die Versuche an Balken mit geringen Bügelbewehrungsmengen und mit Bügelbewehrung aus Glattstahl sollen nachweisen, dass selbst bei deutlichen Defiziten an Schubbewehrung eine ausreichende Duktilität und damit Versagensvorankündigung vorhanden ist.

5.2 Versuchsplanung

Die Versuchskörper wurden so geplant, dass theoretisch ein Schubversagen eintreten soll und zusätzlich die vorhandene Bügelbewehrung $\varnothing 5-20$ unterhalb der Mindestbügelbewehrung liegt.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_w \cdot \sin \alpha} = \frac{2 \cdot \pi / 4 (0,5\text{cm})^2}{20\text{cm} \cdot 20\text{cm} \cdot 1} = 0,98\text{‰}$$

$$\min \rho_w = 0,16 \cdot \frac{f_{ck}^{1/3}}{f_{yk}} = 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,16 \cdot \frac{0,29 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} = 0,93\text{‰}$$

Zusätzlich wurden die Bügel aus Glattstahl mit einer Streckgrenze von 500 N/mm² ausgeführt, um so die Tragfähigkeit der Bügelbewehrung zusätzlich zu reduzieren. Es werden vier Schubslankheiten untersucht, um die Allgemeingültigkeit der Aussagen abzusichern. Tabelle 6 gibt einen Überblick über die geplanten Versuche.

Tabelle 6: Übersicht über die Versuchskörper

Nr.	Bez.	a [cm]	a/d	L* / B / H [cm]	μ [%]	Bew.	Bügel [cm ² /m]	P _{Rk,fl} [kN]	P _{Rk,sh} [kN]	fl/sh
1	BR01	80	3,0	240 / 20 / 30	1,49	4 \varnothing 16	1,96	263,2	c: 128,9 sw: 105,0	2,04
2	BR02	95	3,5	270 / 20 / 30	1,49	4 \varnothing 16	1,96	221,6	c: 121,7 sw: 105,0	1,82
3	BR03	110	4,0	300 / 20 / 30	1,49	4 \varnothing 16	1,96	191,4	c: 115,9 sw: 105,0	1,65
4	BR04	140	5,0	360 / 20 / 30	1,49	4 \varnothing 16	1,96	150,4	c: 107,0 sw: 105,0	1,41

* L=|l|, Gesamtlänge der Balken

5.3 Versuchsdurchführung

Die Balken werden als Einfeldträger gelagert und mittig durch zwei Einzellasten beansprucht. Die Belastung erfolgt hydraulisch in Balkenmitte und wird durch eine Lasttraverse in zwei Einzellasten mit 50 cm Abstand aufgeteilt.

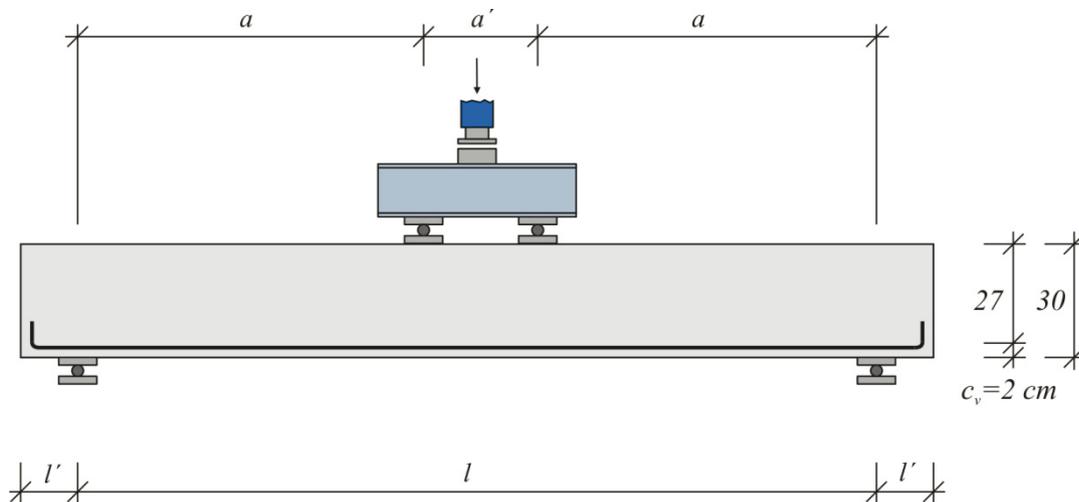


Abbildung 25: Versuchsaufbau

Der Versuch wurde in drei Phasen durchgeführt. In der ersten Phase wurde die Last sukzessiv bis zur Versuchsziellast erhöht. Diese wurde knapp unterhalb der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit des Balkens gewählt. In der zweiten Phase wurden dann auf Gebrauchslastniveau Be- und Entlastungszyklen durchlaufen (1/1,4· Maximallast aus Phase 1). Um Tragreserven jenseits der rechnerischen Belastbarkeit sichtbar zu machen und den Versagensmechanismus zu untersuchen, wurde der Balken danach bis zum Versagen belastet. Maximale Pressenkraft und Biegetragfähigkeit sind neben der Querkrafttragfähigkeit in Tabelle 1 angegeben. Es sei darauf hingewiesen, dass die Querkrafttragfähigkeit für diesen Fall der Tragfähigkeit des nicht querkraftbewehrten Balkens entspricht [3].

5.4 Messtechnik

Zur Analyse des Schubversuchs wurde unter anderem die Durchbiegung an 5 Stellen mittels induktiven Wegaufnehmern gemessen. Um redundant zu messen, wurden außerdem 4 Neigungssensoren am Balken angebracht. Im Unterschied zur Durchbiegungsmessung kann so die Neigung über dem Auflager als Messbasis dienen – es ist also keine unabhängige Messbasis nötig. Zur Detektion der Schubrisse wurde in den Schubbereichen an jeweils 4 bzw. 5 Stellen die Vertikalverformung gemessen. Um den Kraftfluss und mögliche Änderungen im Tragmechanismus zu überprüfen, wurden zusätzlich die Betonstauchungen an drei Orten auf der Balkenoberseite gemessen. In den Untersuchungen der Schubalken werden die in Tabelle 2 zusammengestellten Messtechniken und -verfahren eingesetzt.

Tabelle 7: Übersicht über die verwendete Messtechnik

Bez.	Messgröße	Messtechnik
BS1 – BS3	Betonstauchung	Dehnungsmesstreifen
RB1	Rissbreite	Induktiver Wegaufnehmer
DB1 – DB5	Durchbiegung	Induktiver Wegaufnehmer
NS1 – NS4	Krümmung	Neigungssensoren
SE1 – SE8	Schallemission	Schallemissionssensoren
V1 – V10	Vertikalverformung	Induktiver Wegaufnehmer
PH1, PH2	Rissbildung	Fotogrammetrie



Abbildung 26: Anwendung der Fotogrammetrie zur Überwachung der Rissentwicklung

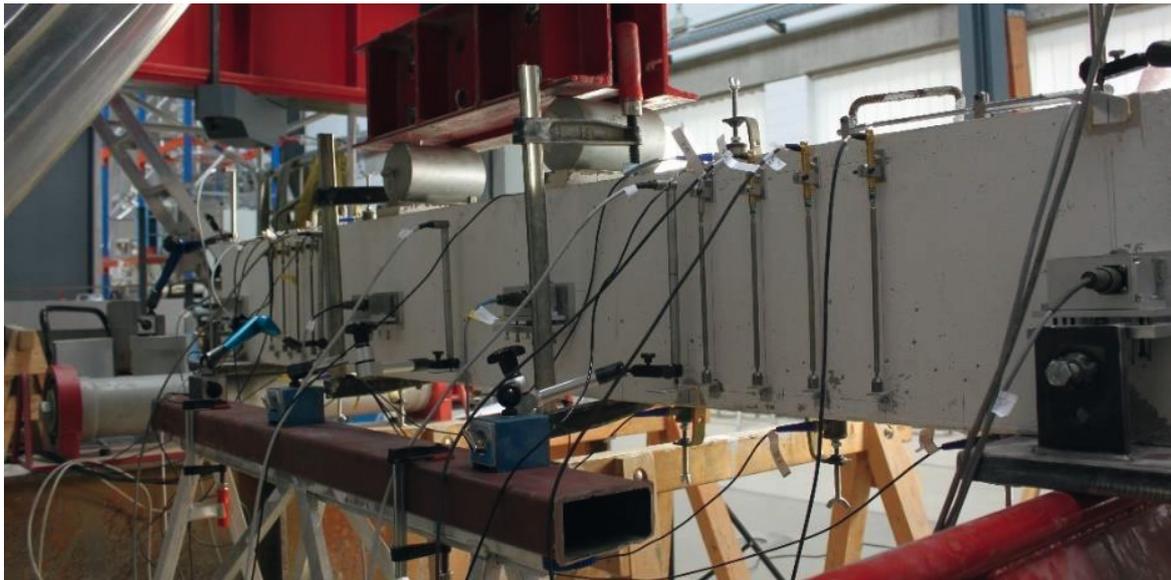
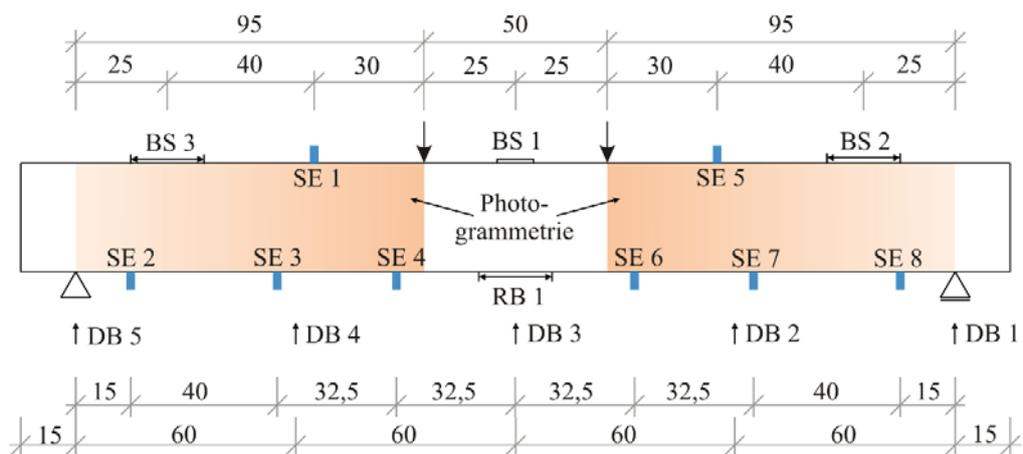


Abbildung 27: Installierte Messtechnik auf der Balkenrückseite

Messtechnik Balkenvorderseite



Messtechnik Balkenrückseite

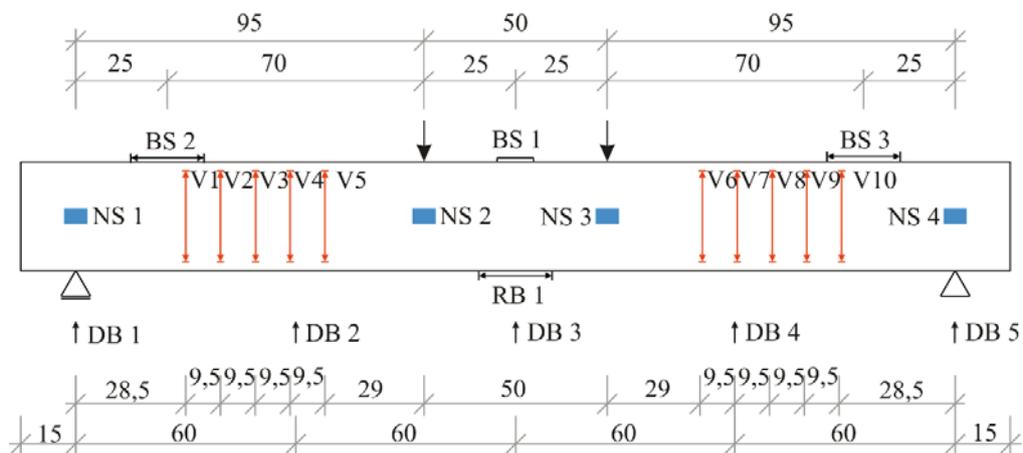


Abbildung 28: Anordnung der Messtechnik, beispielhaft für Balken BR02

5.5 Versuchsergebnisse

5.5.1 Balken BR01

Der Beginn der Biegerissentwicklung wurde zu 21,8kN abgeschätzt. Sowohl Krümmung als auch das Last-Durchbiegungsdiagramm zeigen einen Knick für alle Sensoren nach anfänglich linear-elastischem Verhalten. Der Knick liegt jedoch in Feldmitte bei 33 kN und in den Schubfeldern bei ca. 40 kN. Es folgt der Biegerissfortschritt, besonders ausgeprägt im mittleren Bereich des Balkens (siehe Abbildung 29). Sichtbar ist dies durch den starken Zuwachs plastischer Verformung und Verflachen der Entlastungskurve. Im Vergleich der Schubfelder zeigen Krümmung und Betonstauchung, dass über die rechte Trägerseite mehr Last abgetragen wird. Da sich die Steigung der Entlastungskurve und die Durchbiegung jedoch in beiden Feldern betragsmäßig gleich verändert hat dies wenig Einfluss auf den Rissfortschritt. Die Biegerissentwicklung klingt bis 70kN in allen Bereichen ab, bis zum Ende von Phase 1 zeigen alle Krümmungs- und Durchbiegungssensoren ein stabiles Verhalten bei geringer Verformungszunahme.

Neben der Biegerissentwicklung ist auch die Schrägrissentwicklung zu untersuchen. Die zu 128,9 kN errechnete Grenze der Tragfähigkeit ohne Berücksichtigung der Bügelbewehrung gibt bereits einen Hinweis. Die Vertikalverformung bleibt tatsächlich in Phase 1 klein (Maximallast 105 kN). Eine wahrnehmbare Entwicklung setzt bei ca. 60kN ein, wobei die innersten Sensoren die stärkste Vertikalverformung wahrnehmen. Bis 90 kN entwickeln sich die Mitten der Schubfelder negativ mit abnehmender Geschwindigkeit, sichtbar in Abbildung 30. Bei steigender Belastung gleichen sich diese Bereiche dann wieder den anderen Sensoren an.

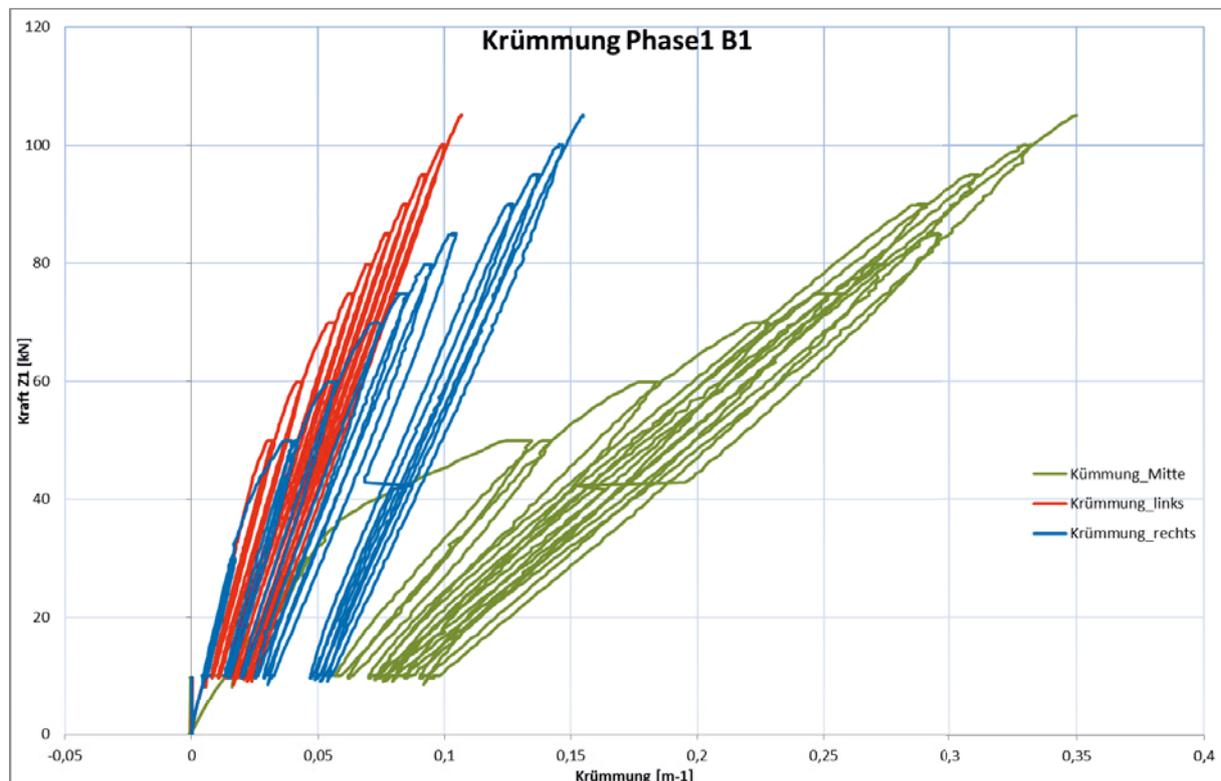


Abbildung 29: Krümmung Balken BR01 in Phase 1

Da kein Rissbildungsprozess mit dieser wechselnden Verformungsrichtung in Verbindung gebracht werden kann wird als Grund die Veränderung der inneren Kräfte angenommen: Im

Querkrafttragmodell wird die Neigung der Druckstrebe lastabhängig definiert, woraus eine horizontale Verschiebung von Zug- und Druckstrebe bei steigender Last resultiert.

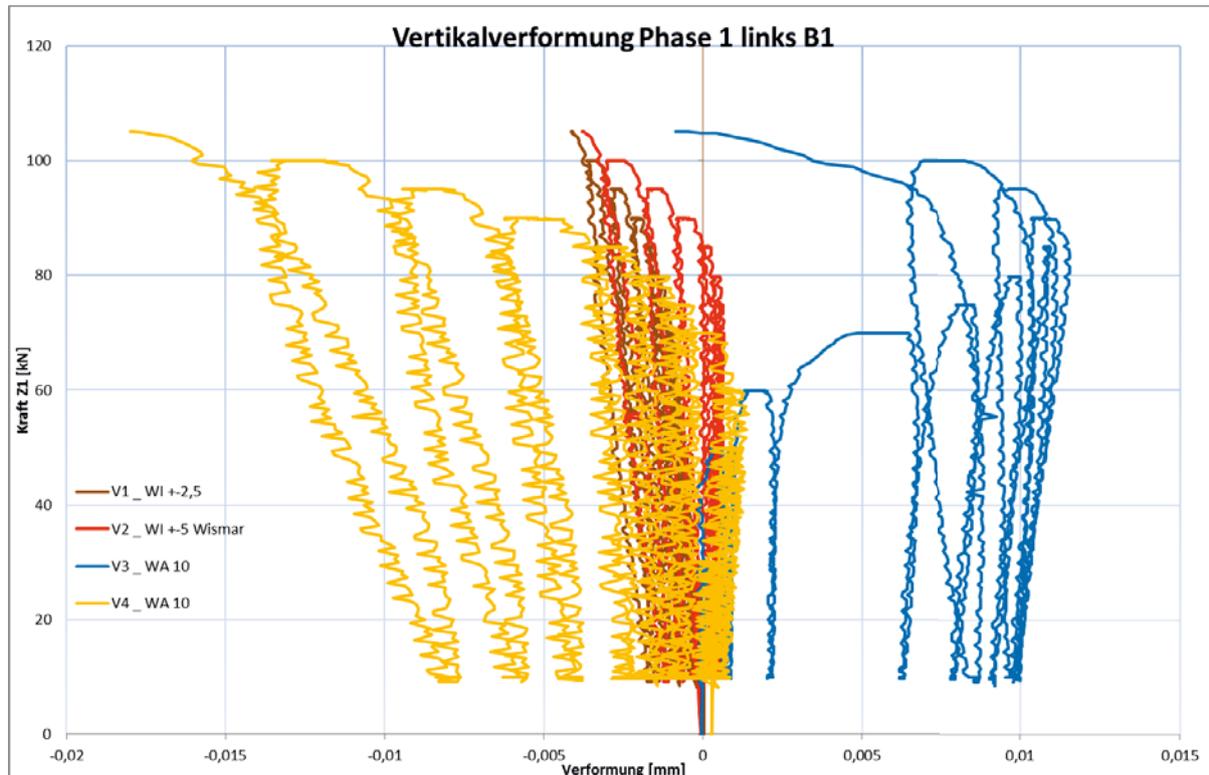


Abbildung 30: Vertikalverformung Balken BR01 in Phase 1

Insgesamt ist in Phase 1 die Biegerissbildung der dominante Prozess. Aufgrund der geringen Lasten stellen sich jedoch nur Haarrisse ein, die bei Betrachtern des Trägers schwer erkennbar sind. Aus der Krümmung geht der Zeitpunkt der abgeschlossenen Biegerissbildung hervor. Anschließend folgt die Schrägrissbildung, die jedoch bis zum Ende von Phase 1 ebenso zu gering ist, um ein Grenzkriterium zu erfüllen bzw. ein beginnendes Versagen festzustellen.

Phase 3 wird von der zunehmenden Schrägrissbildung geprägt. Wie auch schon in Phase 1 weist die linke Trägerhälfte eine frühere Rissentwicklung auf. Als Anhaltswert für ein beginnendes Schubversagen wird ein Grenzwert von 0,05 mm definiert. Tatsächlich nimmt die Vertikalverformung in beiden Schubfeldern ab diesem Wert viel rascher zu als zuvor. Die korrespondierende Last ist links 135 kN und rechts 160 kN. Links kann aus dem Vergleich der Sensoren gefolgert werden, dass der maßgebende Riss im äußeren Schubbereich liegt, wohingegen rechts zuerst die inneren Sensoren große plastische Verformungen (Schrägrissbildung) feststellen. Außerdem kann rechts eine viel progressivere Entwicklung wahrgenommen werden, vor allem die äußeren Sensoren stellen große plastische Verformungen fest. Ein Vergleich mit aufgenommenen Bildern verdeutlicht den Hintergrund der eher kontinuierlichen Schrägrissentwicklung links und schlagartigen Entwicklung rechts: Die Rissneigung gegen die Horizontale ist links über nahezu den gesamten Riss ca. 45° . Rechts dagegen ist der maßgebende Riss in der oberen Trägerhälfte deutlich flacher (Abbildung 31 seitenverkehrt).



Abbildung 31: Rissbild Balken BR01 im Versagenzustand

Die sich zu Beginn der verstärkten Schrägrissentwicklung drehenden Entlastungskurven weisen auf Steifigkeitsverlust hin, gedeutet als zusätzlich zum Hauptriss diffuse Rissbildung. Zur Beurteilung des Zerstörungsfortschritts ist vor allem der kritische Riss von Bedeutung, die Entwicklung kann an der plastischen Verformung gemessen werden. Es zeigt sich links ab 185 kN eine steigende Geschwindigkeit, rechts dagegen kann bei 195 kN ein großer schlagartiger Verformungszuwachs wahrgenommen werden, auf den eine stabile Verformungsentwicklung folgt. Ab 200 kN aufzeichnete leider nahezu kein Verformungssensor mehr auf.

Im Gegensatz zur Vertikalverformung bleibt die Biegerissentwicklung unauffällig, Last-Verformungsdiagramm und Krümmung zeigen weder instabilen Prozesse (überproportionale Änderungen) noch nennenswerte Steifigkeitsabnahmen. Erst kurz vor Maximallast werden überproportionale Krümmungs- und Verformungszuwächse in Trägermitte festgestellt.

Um das Tragverhalten des Balkens interpretieren zu können, liefert auch die Betonstauchung wertvolle Hinweise (siehe Abbildung 32). Sie zeigt links ab 135 kN und rechts ab 155 kN eine abnehmende Dehnung in der Druckzone an. Auf der linken Seite bremst sich diese Tendenz wieder ab und von 160 kN steigt die Stauchung mit der Belastung wieder. Rechts dagegen kehrt sich die Stauchung ab 195 kN in Zug um. Es folgt bis zur Maximallast ein stabiles Tragverhalten.

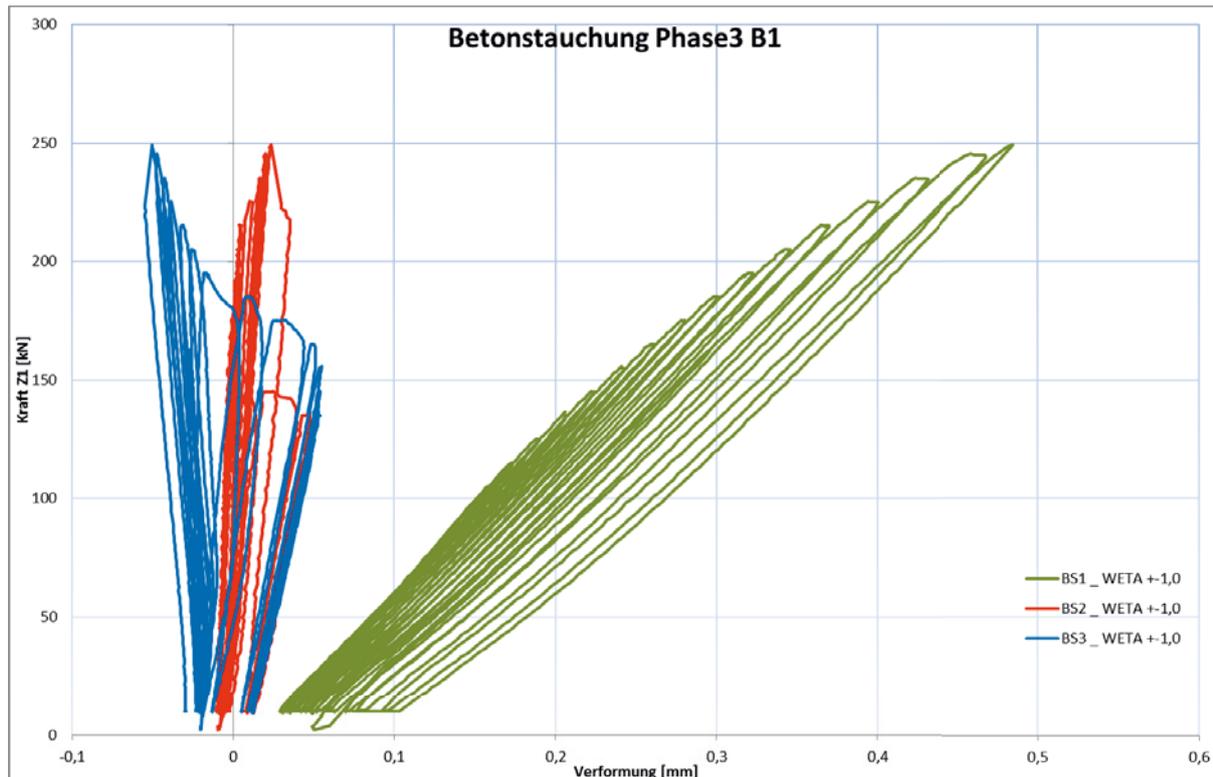


Abbildung 32: Betonstauchung in der Druckzone von Balken BR01 für Phase 3

Durch die Kombination der verschiedenen Messmethoden kann auch das Tragverhalten in Phase 3 verstanden werden. Unwesentlich über der berechneten Bruchlast für den nicht querkraftbewehrten Balken beginnt ein starker Anstieg der Schrägrissaktivität. Auf der linken Seite vergrößert sich der kritische Riss kontinuierlich bis er bei 250 kN zum Versagen führt. Die rechte Seite dagegen reagiert zuerst spröde: Der Hauptschrägriss entsteht und entwickelt sich sehr schnell und bei höherer Last. Eine große Verformung bei 195 kN ermöglicht dann jedoch den Übergang in eine andere Gleichgewichtslage; Wie durch die Betonstauchung angezeigt, wandelt sich die Druckzone nahe dem rechten Auflager in eine Zugzone um, ein Sprengwerk entsteht. Dieses ermöglicht eine weitere Lasterhöhung und führt fast zum Biegeversagen, wie die plastischen Verformungen in Trägermitte zeigen. Trotz dem sehr geringen Querbewehrungsgrad ist also die Tragfähigkeit nur unwesentlich geringer als für den auf Biegung bemessenen Balken.

5.5.2 Balken BR02

Aus dem Verlauf der Mittendurchbiegung geht das Rissmomentes nicht hervor. Es ist lediglich zu erkennen, dass die Verformung bei geringer Last überproportional zunimmt. Die Verformungsverläufe der Schubbereiche besitzen einen sichtbaren Knick bei etwas höherer Last (ca. 35kN), was durch die Einhüllenden der Durchbiegungen in Abbildung 33 dargestellt werden kann. Im Auflagerbereich kann kein Knick im Durchbiegungsverlauf festgestellt werden, der Beton verhält sich über den gesamten Versuch nahezu linear elastisch.

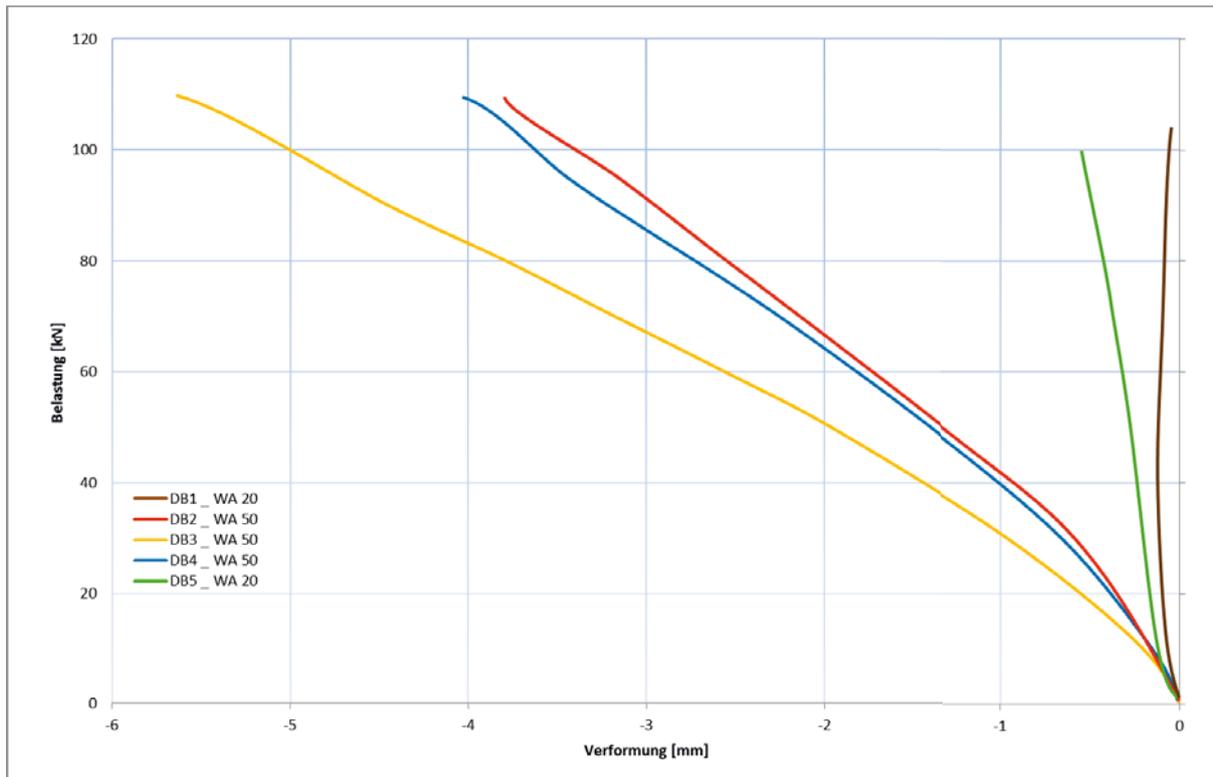


Abbildung 33: Einhüllende der Last-Durchbiegungs-Kurven für Balken BR02 in Phase 1

Die Detektion des Beginns der Rissbildung gelingt einfacher mit der Krümmung. Diese zeigt für die Feldmitte einen stark ausgeprägten Knick bei 25kN (Abbildung 34). Die Schubbereiche folgen bei circa 37kN mit der Biegerissbildung. Sowohl die Durchbiegung als auch die Krümmung beschreiben die Rissbildung des Betons. Es kann deutlich nachvollzogen werden, wie ab einem bestimmten Punkt die Biegerissbildung beginnt und rasch fortschreitet, bis sie langsam ausklingt. Der Fortschritt ist von Feldmitte zu den Auflagern gerichtet bis die Erstrissbildung abgeschlossen ist und sich Biegerisse nur noch vergrößern.

Die aufgebrachte Belastung ruft sowohl elastische als auch bleibende Verformungen (Risse) hervor. Abgesehen von den Auflagerbereichen können bleibende Verformungen bereits nach dem ersten Lastwechsel bei 30kN festgestellt werden. Die Rate, mit der diese bleibenden Verformungen wachsen, kann über die Neigung der Entlastungskurven und den Abszissenabschnitt zwischen zwei Entlastungen beurteilt werden. Besser als das Last-Durchbiegungsdiagramm zeigt die Krümmung die fortschreitende Rissbildung. In Feldmitte ist eine starke Rissbildung direkt nach Erstrissbildung erkennbar. Die Rissbildung verlangsamt sich jedoch ab ca. 50kN und stagniert ab 80kN, was die parallelen und eng beieinanderliegenden Entlastungskurven deutlich machen. In den Schubbereichen hat die Biegerissentwicklung erst später als in Feldmitte sein Maximum, nämlich zwischen 60 und 90kN. Über 90kN scheint auch hier Stagnation zu herrschen. Verglichen mit dem linken Schubfeld verformt sich das rechte zwischen 60 und 90 kN stärker.

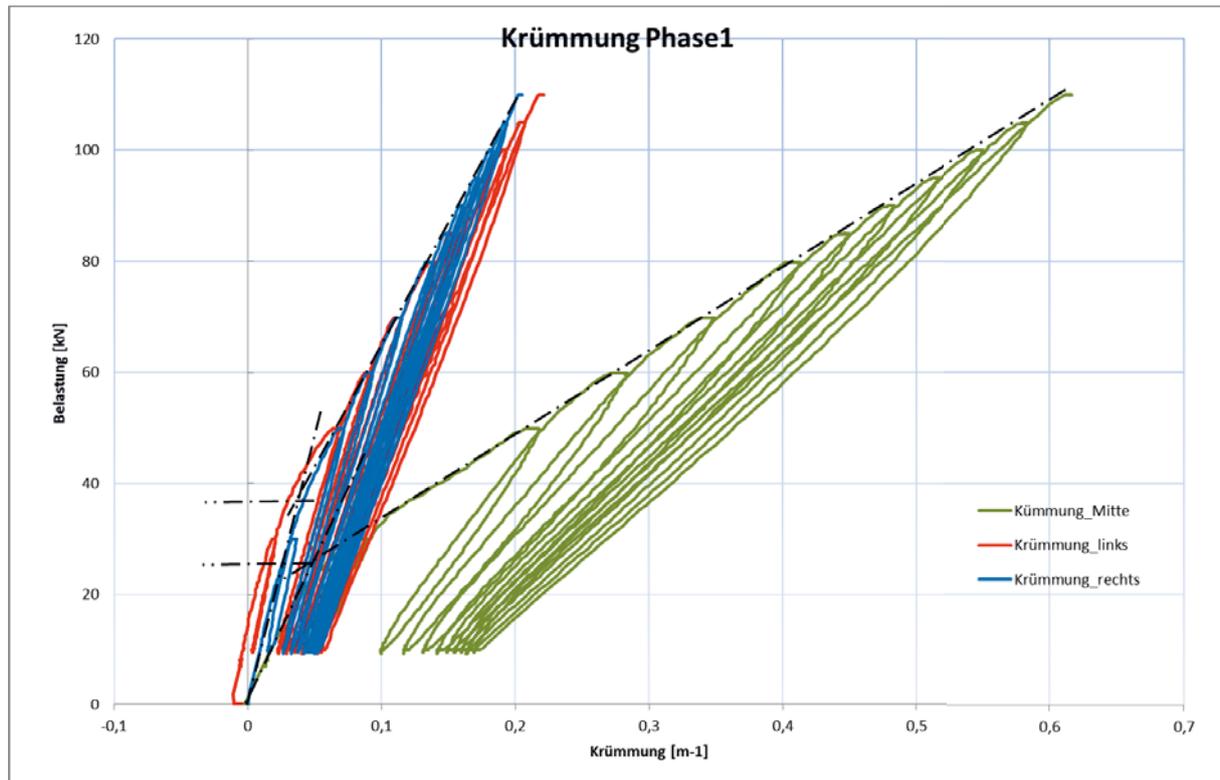


Abbildung 34: Krümmungsverläufe von Balken BR02 für Phase 1

Neben der Biegerissentwicklung muss auch die Schrägrissentwicklung untersucht werden. Hierzu dient die Vertikalverformung. Die erste Auffälligkeit ist bei Betrachtung der Diagramme in Phase 1, dass die Vertikalverformung in der linken Balkenhälfte eine Größenordnung über den Verformungen in der rechten Hälfte liegt. Der Verlauf rechts ist außerdem bemerkenswert, da sich positive und negative Verformungen abwechseln. Jedoch startet auch auf der linken Seite eine erkennbare Entwicklung der Schrägrissbildung erst ab circa 70 kN. Es dominieren die Sensoren V3 und V4, die Sensoren 1, 2 und 5 bleiben weit zurück. Ab 90 kN kann eine stärkere Zunahme der bleibenden Vertikalverformungen wahrgenommen werden. Insbesondere die Neigungsentwicklung der Entlastungskurven weist auf die Schrägrissbildung hin (Abbildung 35).

Zuletzt stellt die Betonstauchung eine gute Ergänzung zu den vorangegangenen Betrachtungen dar. Der Verlauf ähnelt dem Krümmungsverlauf. Besonders gut ist sichtbar, dass das linke Schubfeld ab ca. 50 kN eine größere Verformungszunahme erfährt.

In Phase 1 kann die zu Beginn vorherrschende Biegerissentwicklung gut mit Durchbiegung und Krümmung nachvollzogen werden. Von der Mitte aus konzentriert sich der Rissfortschritt stärker auf das rechte Schubfeld. Den Beleg liefert die Betonstauchung, da ein größerer Teil der Last nun über die linke Seite abgetragen wird und damit links eine stärkere Stauchung verursacht. Nachdem die Biegerissbildung ausgeklungen ist (ca. 90 kN) ist die Schrägrissbildung dominierend. Diese tritt hier fast ausschließlich in der linken Balkenhälfte zwischen 1,6d und 2,3d vom Auflager gemessen auf und ist lediglich mit der Vertikalverformung zu beurteilen.

Überproportionale Zuwächse können am Ende von Phase 1 nur bei der Vertikalverformung festgestellt werden. Folglich eignet sich einzig diese als Grenzkriterium. Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit liegt etwas über den getesteten 110 kN in Phase 1, ein Balkenversagen deutet sich jedoch noch nicht an.

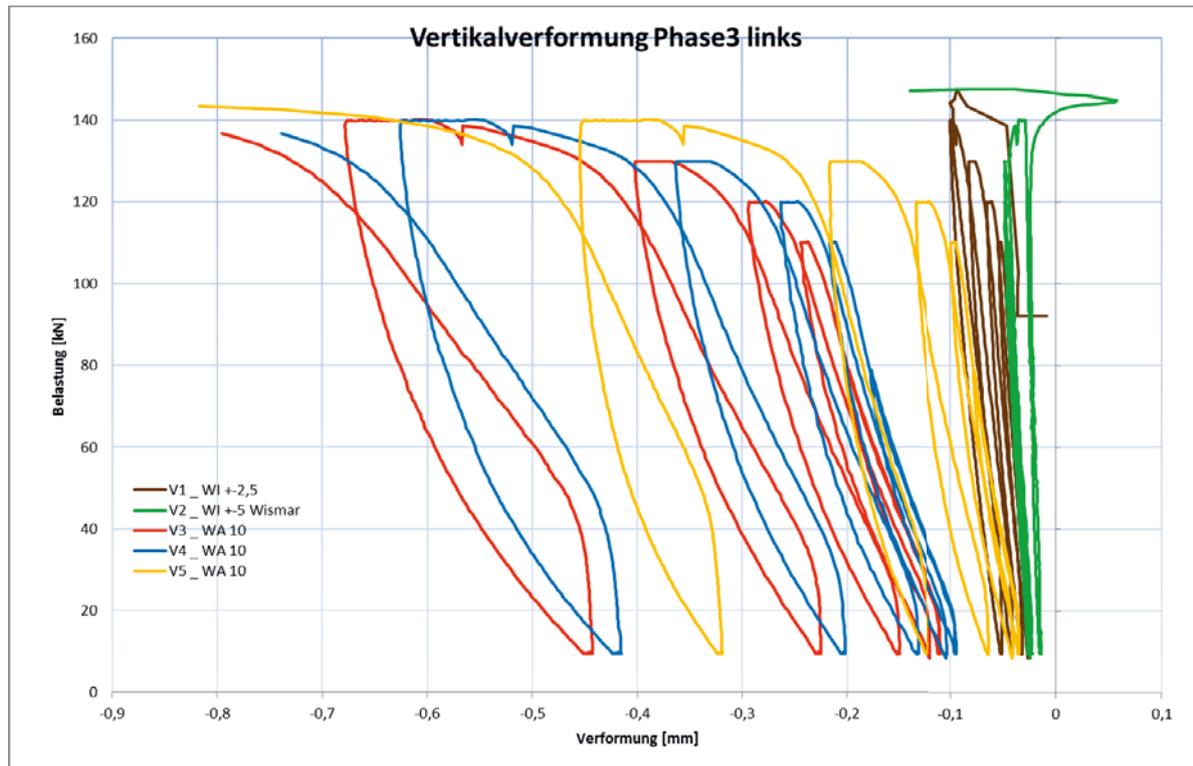


Abbildung 35: Vertikalverformungen im linken Schubfeld von BR02 in Phase 3

In Phase 3 entwickelt sich in der Durchbiegungskurve ein überproportionaler Anstieg ab ungefähr 120kN in der Mitte und dem linkem Schubbereich. Der rechte Schubbereich folgt schlagartig bei 140kN. Beim Vergleich mit der Krümmungen fällt auf, dass eine Steifigkeitsabnahme nur in den Schubbereichen erkannt werden kann. Hierbei entwickelt sich die linke Seite kontinuierlicher, die rechte Seite erreicht den gleichen Endwert nur durch einen Sprung.

Bei der Vertikalverformung links sind weiterhin V3 und V4 dominierend, jedoch detektiert Sensor V5 eine starke Verformungszunahme ab 110kN. Diese 3 Sensoren erzeugen überproportional zunehmend bleibende Verformungen und erreichen bei 120kN ein deutliches plastisches Plateau. Dagegen bleiben die Verformungen im Auflagerbereich elastisch und klein. Insgesamt ist ein Fortschreiten der Schrägrissbildung aus Schubfeldmitte Richtung Feldmitte erkennbar.

Auf der rechten Seite bleiben auch in Phase 3 alle Verformungen bis fast zur Maximallast klein. Lediglich V7 beginnt bei 120kN mit stärkerer Verformungszunahme. Das generelle Verhalten im rechten Feld ist jedoch ein abruptes Anwachsen der Verformung bei 140kN. Betragsmäßig sind diese neuen Vertikalverformungen außen am stärksten und nehmen Richtung Feldmitte ab. Dies kann mit einem großen Schrägriss interpretiert werden, der am äußeren Ende des rechten Schubfeldes entsteht und schlagartig das rechte Schubfeld durchquert.

Der Verlauf der Betonstauchung soll dafür genutzt werden, um das theoretische Tragverhalten zu überprüfen. In den Schubfeldern beginnt ab 120kN eine Tendenz zur Verformungsabnahme bei steigender Last, dargestellt in Abbildung 36. Dies beweist eine beginnende Änderung in der Lastabtragung. Es bildet sich rechts das weiche Sprengwerk, das in den Schubbereichen Zugstreben aufweist. Die nötige Zugstrebe wird durch den Schrägriss bei 140 kN geschaffen. Eine Belastungszunahme ist in diesem

Gleichgewichtszustand immer noch möglich, der Balken versagt dagegen bei 147 kN auf der linken Seite. Das Versagen kann als duktil angesehen werden durch deutliche Aktivierung der Bügelbewehrung und möglicher Wiederbelastung nach starker Verformungszunahme.

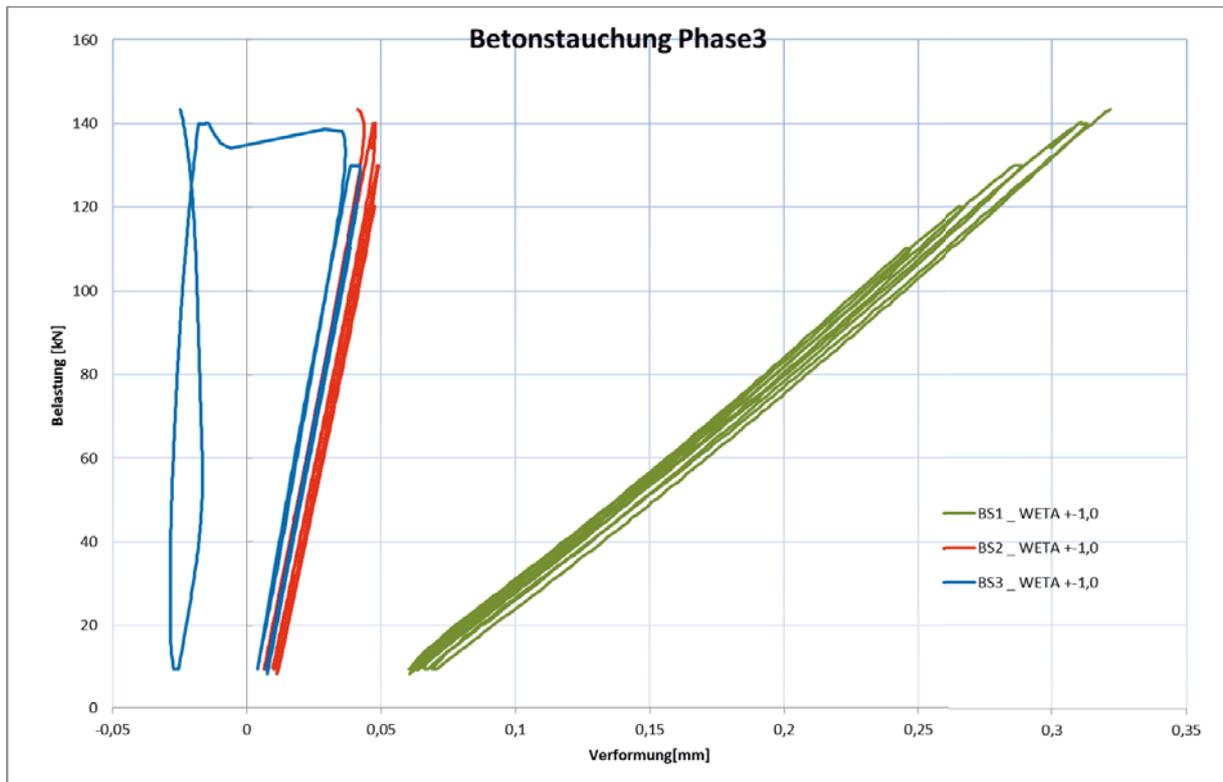


Abbildung 36: Betonstauchungen in der Druckzone von Balken BR02 für Phase 3

Insgesamt kann in Phase 3 das Last-Durchbiegungsdiagramm bzw. die Krümmung neben der Vertikalverformung zur Interpretation genutzt werden. Das duktile Versagen des Balkens wird ebenso detektiert wie die rissaktiven Bereiche. Da das Versagen jedoch kein Biegeversagen ist, sollte für das Grenzkriterium vor allem mit der Vertikalverformung argumentiert werden. Zusätzlich gibt die Betonstauchung einen wichtigen Hinweis zur Schrägrissentwicklung und letztlich zur kritischen Last.

5.5.3 Balken BR03

Bei Belastungszunahme sollte für Balken 3 bei 15,8 kN der erste Biegeriss festgestellt werden. Tatsächlich ist im Krümmungsverlauf bei 20 kN in Trägermitte ein Steifigkeitsverlust zu bemerken. In den Schubfeldern ist ein Knick erst bei ca. 30 kN sichtbar, da die Biegerissbildung von der hochbelasteten Mitte zu den Auflagern wandert. In der Folge sinkt die Steifigkeit des Balkens vor allem im mittleren Teil, wie in Abbildung 39 zu sehen ist. Die Geschwindigkeit, mit der die plastische Verformung zunimmt sinkt jedoch auf ein gewisses Niveau ab und die Steifigkeit stabilisiert sich, sodass ab 70 kN in Trägermitte und ab 90 kN im Schubbereich keine Biegerissaktivität mehr festzustellen ist.

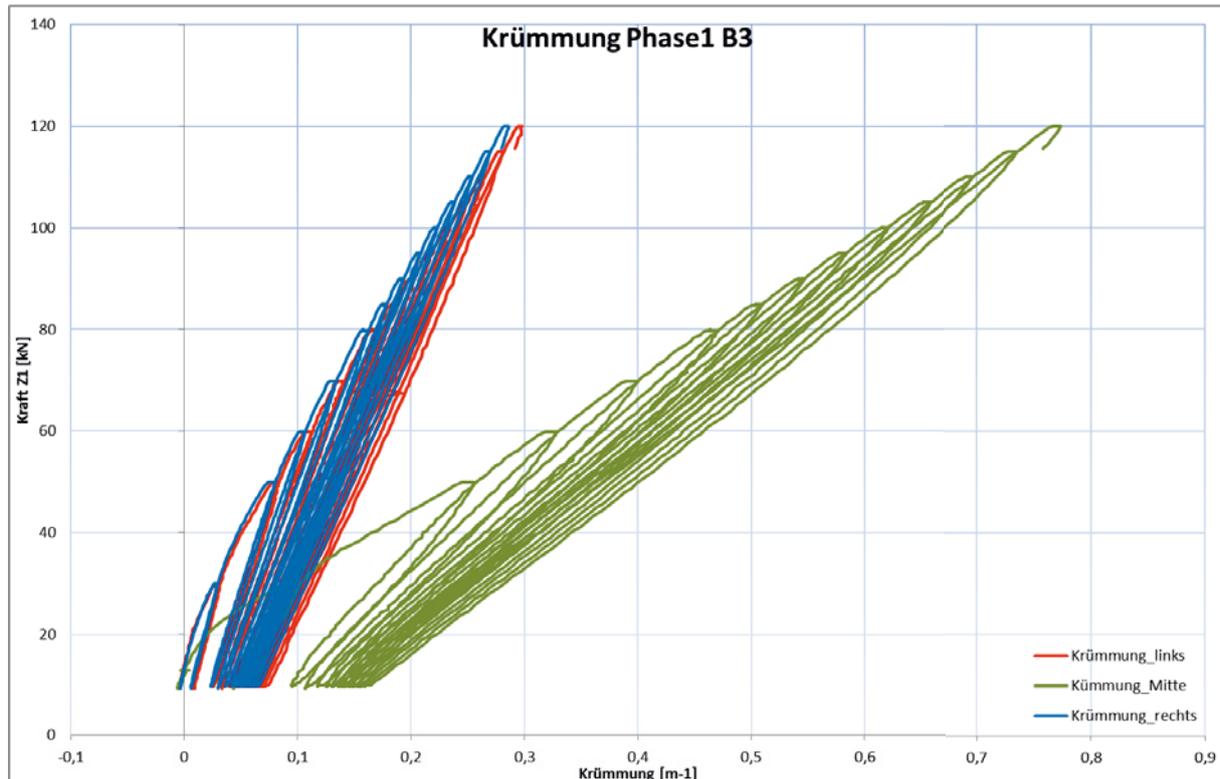


Abbildung 39: Krümmungsverlauf für Balken BR03 in Phase 1

Man kann außerdem aus der kombinierten Betrachtung von Krümmung und Betonstauchung entnehmen, dass im linken Schubfeld eine stärkere Rissbildung auftritt wodurch der Balken mehr als die Hälfte der Last über die rechte Seite abträgt.

Die Vertikalverformung soll klären wann die Schrägrissbildung in Phase 1 auftritt und wie stark sie ausgeprägt ist. Die linke Balkenhälfte zeigt dominante Sensoren in Schubfeldmitte. Die Vertikalverformung im Auflagerbereich setzt erst später ein, Richtung Mitte verringert der Balken sogar seine Höhe. Eine Last, ab der die Verformung kollektiv wächst, ist nicht festzustellen. Die Sensoren scheinen tatsächlich sehr verschiedene Verhaltensweisen aufzuzeichnen – Ein kritischer, das Schubfeld querender, Riss ist daher nicht festzustellen. Insgesamt ist die Schrägrissbildung in der linken Balkenhälfte stärker als rechts – die vorher als Richtwert genannten 0,05mm werden bereits bei 110 kN erreicht. Auch die Steifigkeitsentwicklung vertikal ist stark sensorabhängig, V4 verformt sich ab 70 kN leichter, die anderen Sensoren erst oberhalb 90 kN.

Die rechte Balkenhälfte weist bis auf Sensor V8 eine gleichmäßiger verteilte Schrägrissbildung auf. Sowohl die Steifigkeitsentwicklung (ab 100 kN) als auch die Entwicklung der plastischen Verformung ähneln sich stark, wobei die Ränder des

Schubbereichs insgesamt langsamer reagieren. Eine überproportionale Zunahme der plastischen Verformung kann zum Ende von Phase 1 erahnt werden (110 kN), trotzdem bleiben alle Sensoren unter den vorgeschlagenen 0,05 mm.

In Phase 3 zeigen die Durchbiegung und Krümmung stabile Verläufe bis ungefähr 160 kN. Es folgt eine erneute Biegerissaktivität, angezeigt durch die Neigungsentwicklung der Krümmungsverläufe. Das Abflachen der Durchbiegungskurven ab 160 kN liefert einen deutlichen Hinweis auf die Wirkung der Biegebewehrung. Eine Einhüllende würde die Ähnlichkeit zu einer Spannungs-Dehnungskurve für Stahl noch verstärken. Ein Plateau fehlt dagegen, da der Balken kurz vor seiner Biegetragfähigkeit in der linken Trägerhälfte auf Schub versagt.

Eine Ankündigung des Schubversagens ist in der Vertikalverformung zu suchen. Im Vergleich zu Phase 1 zeigen alle Sensoren einer Balkenhälfte ähnliche Verläufe, die Verformung wird also von einem Hauptschrägriss bestimmt. Bis 150 kN sind die Verformungen links und rechts von ungefähr gleicher Größe. Die linke Balkenhälfte verformt sich jedoch insgesamt kontinuierlicher, wohingegen sich rechts nach geringen Verformungszunahmen eher schlagartig verhält. Eine Versagensankündigung ist somit vor allem links gegeben, da die plastischen Verformungen überproportional bei jeder Wiederbelastung steigen. Oberhalb 150 kN verformt sich die rechte Seite sehr stark, sodass sie bei 170 kN bereits Vertikalverformungen vom doppelten Betrag der linken Balkenseite aufweist (Abbildung 40).

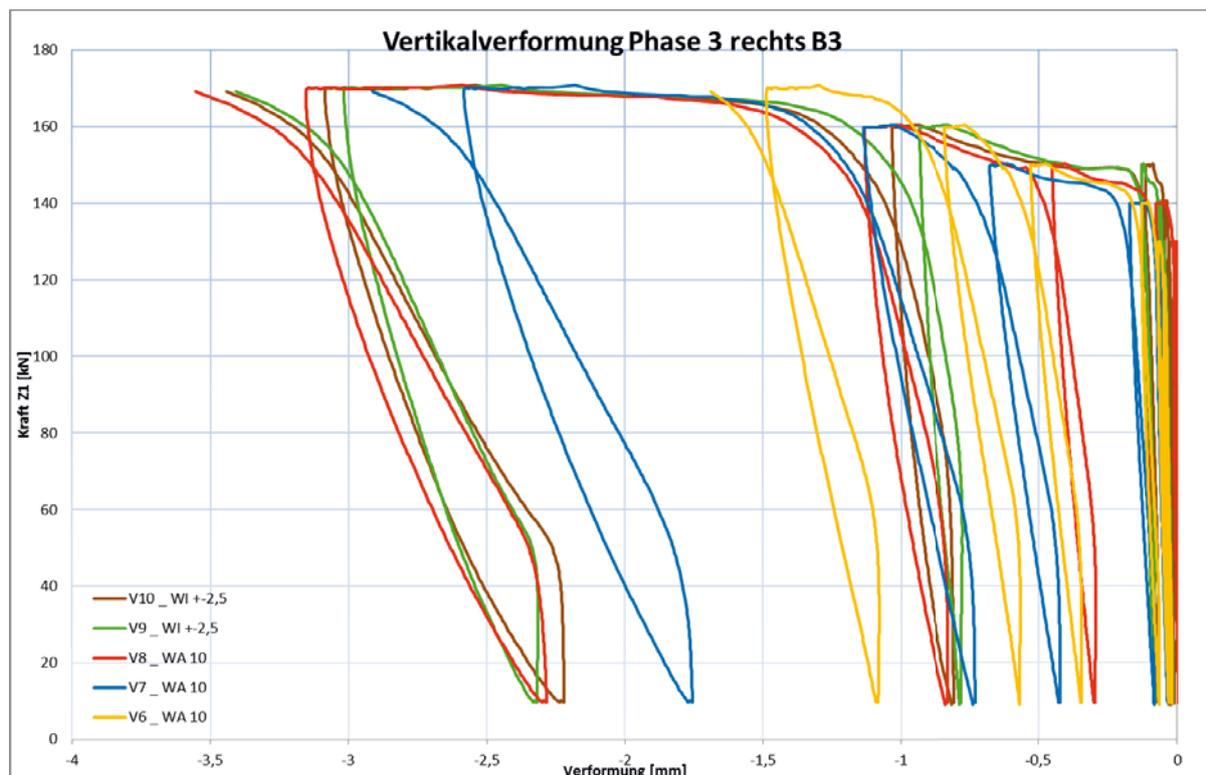


Abbildung 40: Vertikalverformung rechtes Schubfeld von Balken BR03 in Phase 3

Die Rissentwicklung geht auf beiden Seiten von den Mitten der Schubfelder aus und ist Richtung Auflager gerichtet, die äußeren Sensoren detektieren also erst später große Verformungen. Besonders die rechte Seite zeigt später eine dominante Verformung im äußeren Schubfeld. Der Einfluss der Bügel wird ab 150 kN bzw. ungefähr 0,5 mm deutlich, da die Zunahme der plastischen Verformung nicht mehr schlagartig erfolgt, sondern

verzögert bzw. gebremst, besonders gut sichtbar durch den doppelt geschwungenen Verlauf der Vertikalverformung in Abbildung 40.

Der Grund dafür, dass der Balken trotz der großen Verformungen rechts in der linken Hälfte versagt, liefert die Betonstauchung. Diese zeigt ab 150 kN einen Rückgang der Dehnung in den Schubfeldern. Rechts werden sogar Zugdehnungen detektiert, ein Sprengwerk entsteht. Der Verlauf von BS3 zeigt, dass der Prozess beim Versagen links noch nicht abgeschlossen ist, trotzdem bringt die alternative Lastableitung zusätzliche Duktilität (Abbildung 40).

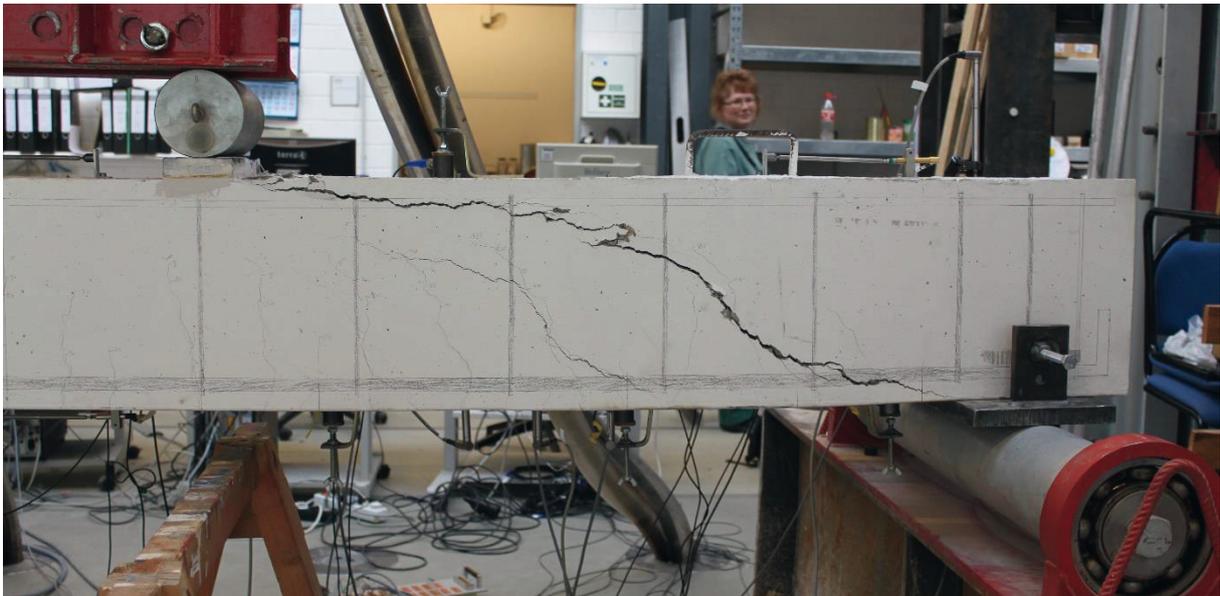


Abbildung 41: Rissbild beim Versagen des rechten Schubfelds von Balken BR03



Abbildung 42: Rissbild beim Versagen des linken Schubfelds von Balken BR03

Beim Vergleich der kritischen Schrägrisse der beiden Balkenseiten (Abbildung 41 und Abbildung 42, seitenverkehrt) fällt auf, dass der Schrägriss rechts deutlich näher am Auflager

liegt. Diese Tatsache ist von Bedeutung, da die Wirkungslinie zwischen Last und Auflager nicht von einem Schrägriss gekreuzt wird. Außerdem deutet die überproportionale Zunahme der Betonstauchung in Trägermitte ab 160 kN darauf hin, dass ein Biegeversagen beginnt (Abbildung 43).

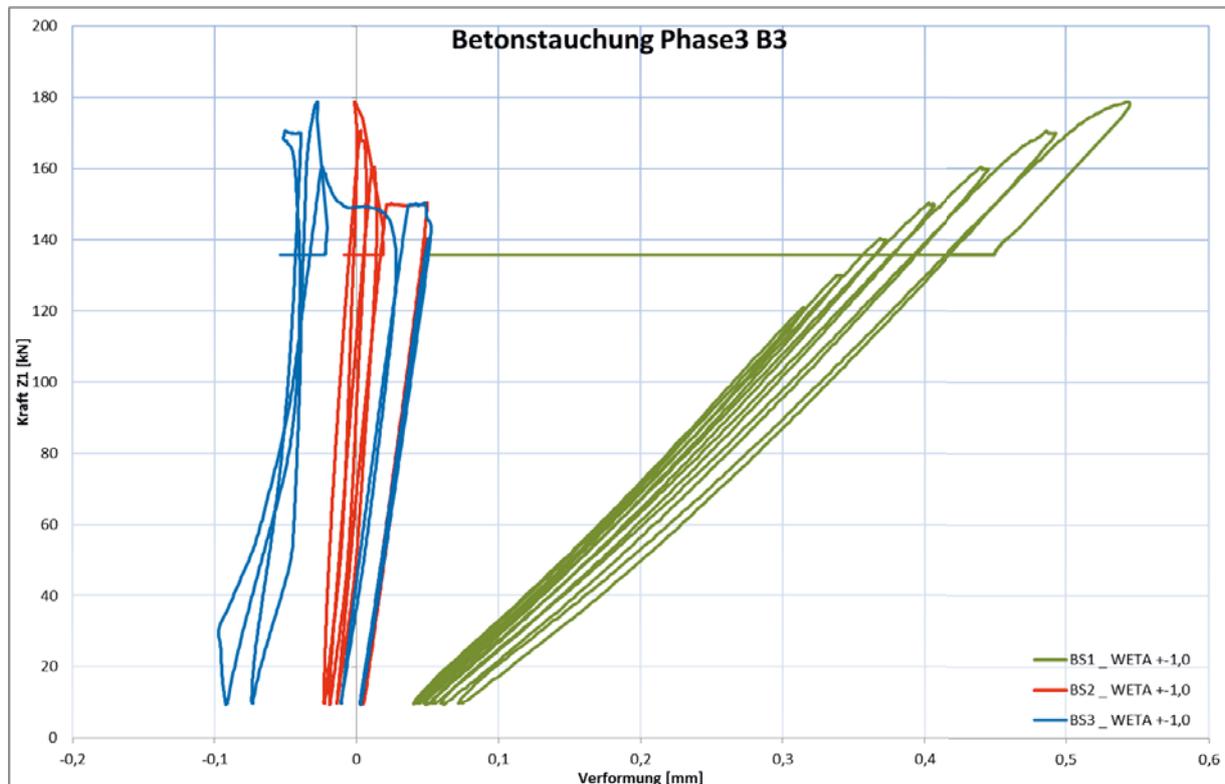


Abbildung 43: Betonstauchung in der Druckzone von Balken 3 in Phase 3

Balken 3 zeigt in weiten Teilen des Versuchs ein ähnliches Verhalten wie Balken 2. Die Tragfähigkeit oberhalb von 150 kN ist der Bügelbewehrung und dem Entstehungsort des Hauptschräggrisses rechts zu verdanken. Eine Versagensankündigung konnte durch die starke Verformbarkeit festgestellt werden, sodass trotz Schubversagen eine große Duktilität vorhanden war.

5.5.4 Balken BR04

Bei Balken 4 gelingt die Detektion des ersten Biegerisses nur schwer mit dem Last-Durchbiegungsdiagramm. Die Krümmung zeigt dagegen den erwarteten Knick bei ungefähr 15 kN in Trägermitte und 20 kN in den Schubfeldern. Nach anfänglicher starker Rissbildung, angezeigt durch die Rotation der Entlastungskurve, klingt die Biegerissbildung in Trägermitte bis 60 kN langsam aus. Gleich, jedoch zeitversetzt verhalten sich die Schubbereiche: Hier sind Biegerissentwicklungen bis 80 kN detektierbar (Abbildung 44). Die Rissbildung auf der rechten Balkenseite fällt stärker aus, diese versucht sich der Last zu entziehen. Ein Indiz zeigt die Betonstauchung: Sie ist links größer wegen der durch die Rissbildung unsymmetrische Lastabtragung. Ansonsten ähnelt die Betonstauchung in Phase 1 sehr stark dem Krümmungsverlauf, die Last wird also über Balkenbiegung in die Auflager geleitet.

Eine beginnende Schrägrissentwicklung auf der linken Balkenseite kann ab 70 kN unterstellt werden, da die Entlastungskurven sich zu drehen beginnen. Plastische Verformungen bleiben gering, sodass erst ab ungefähr 110 kN leicht überproportionale Zunahmen beim

führenden Sensor V5 festzustellen sind. Bei dieser Last erreicht der Sensor außerdem die Verformung 0,05 mm. Insgesamt verformt sich links der innere Schubbereich vertikal am stärksten, es ist eine zum Auflager abnehmende Tendenz erkennbar. Bei Lasterhöhung zeigt sich jedoch ein Aufholen der äußeren Sensoren ab 90 kN. Das verschiedene Verformungsverhalten an den Messstellen lässt darauf schließen, dass sich noch kein Haupttriss ausgebildet hat. Auf der rechten Balkenseite kann am Ende von Phase 1 ein ähnlicher Fortschritt festgestellt werden. Hier beginnt das dominierende mittlere Schubfeld langsam mit überproportionaler plastischer Verformung, der Grenzwert 0,05 mm wird bei 105 kN erstmals überschritten. Das Verhalten des innersten Sensors V6, bei geringen Lasten Kompression anzuzeigen, wird hier nicht diskutiert. Zum einen, da sich sein Verhalten bei höheren Lasten wieder den anderen Sensoren annähert. Außerdem wird Vertikalzug als kritisch für das Schubfeld angenommen (Abbildung 45).

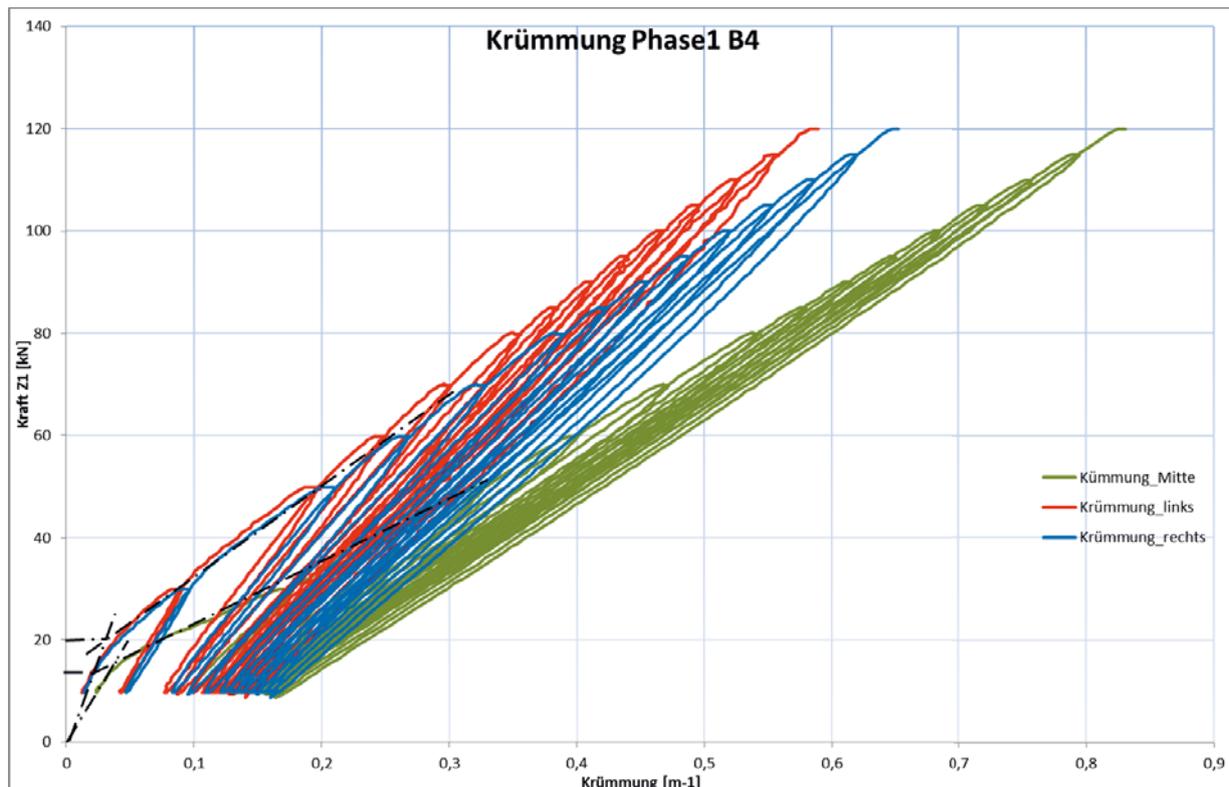


Abbildung 44: Krümmungsverläufe für Balken BR04 in Phase 1

Balken 4 versagt in Phase 3 auf Biegedruck in Balkenmitte. Eine Ankündigung des Versagens kann im Durchbiegungsverlauf erfasst werden. Während die Biegesteifigkeit des Balkens offenbar nicht weiter abnimmt, ist ein Abflachen der Kurve für Balkenmitte bei 140 kN zu erkennen. Außerdem sind die plastischen Verformungen ab 130 kN sehr groß im Vergleich zu Phase 1. Die Krümmung weist für die Balkenmitte eine schlagartige Zunahme bei 140 kN auf. Die Krümmungsentwicklungen der Schubfelder wirken dagegen stabil.

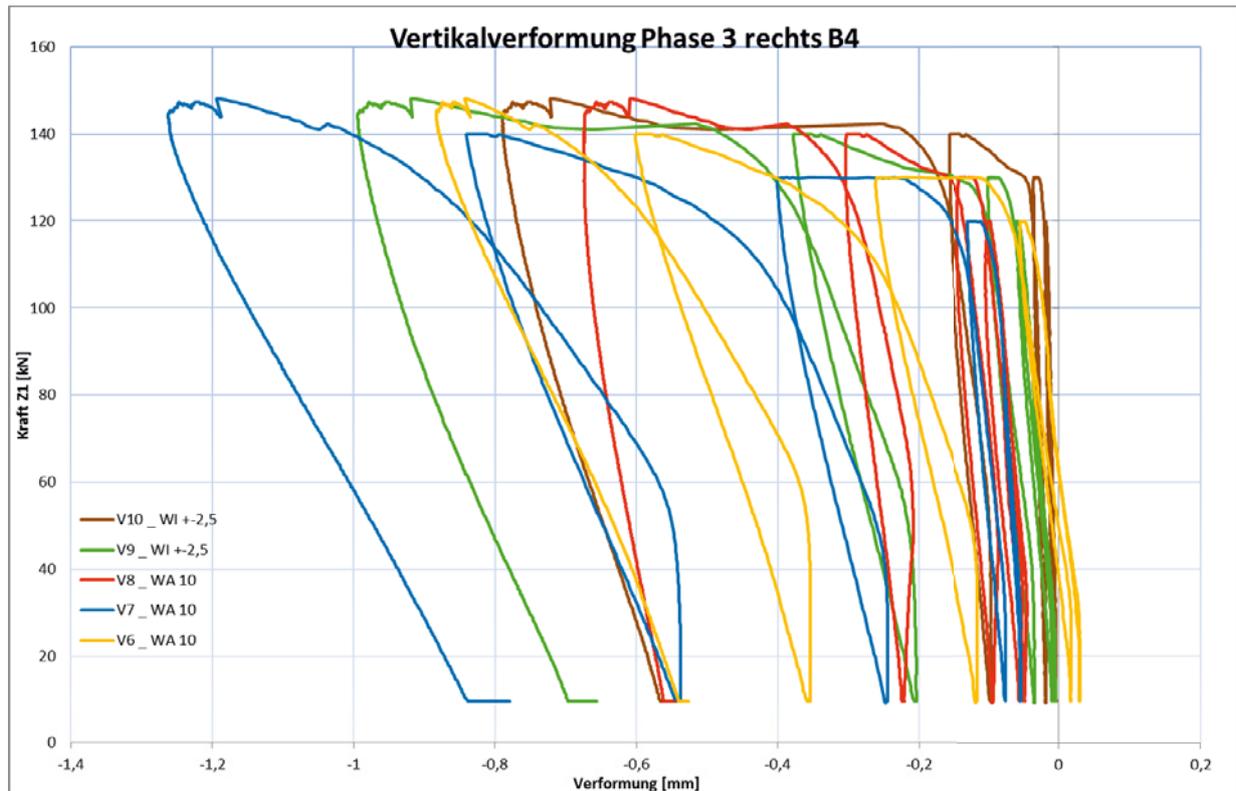


Abbildung 45: Vertikalverformungen im rechten Schubfeld von Balken BR04 in Phase 3

Bei Überprüfen der Betonstauchung zeigt sich in Trägermitte ein affiner Verlauf zur Krümmung. Die Schubfelder dagegen zeigen ab 140 kN eine rückläufige Dehnung. Dies weist auf eine fortgeschrittene Schrägrissbildung hin. Tatsächlich lassen die sehr ähnlichen Kurven für die linke Balkenseite die erfolgte Ausbildung eines Hauptschrägrisses erwarten. Nach einer deutlichen Verformungszunahme oberhalb von 120 kN weisen alle Sensoren deutlich überproportionale plastische Verformungen auf. Trotzdem erreicht nur der innerste Sensor einen großen Absolutwert, die übrigen Sensoren messen unter 0,3 mm bei 140 kN. Die rechte Balkenseite dagegen entwickelt sich oberhalb von 120 kN anders. Die erste große Verformungszunahme (130 kN) d.h. Schrägrissvergrößerung kann die Bügel noch nicht aktivieren. Stattdessen wird Schlupf für die führenden Sensoren detektiert, sichtbar als Horizontale in der Vertikalverformung. Bei Wiederbelastung ist die Mitwirkung der Bügel durch die Gegendrehung der Kurve sichtbar. Der Vergleich der Sensoren zeigt, dass nicht nur ein maßgebender Schrägriss abgebildet sein kann. Verformungsbetrag und Verlauf deuten auf einen Hauptriss nahe dem Auflager und einen im inneren Bereich des Schubfeldes, sodass Vertikaldehnung V3 in der Mitte des Schubfeldes nur eine geringe Verformung erfährt (Abbildung 45).

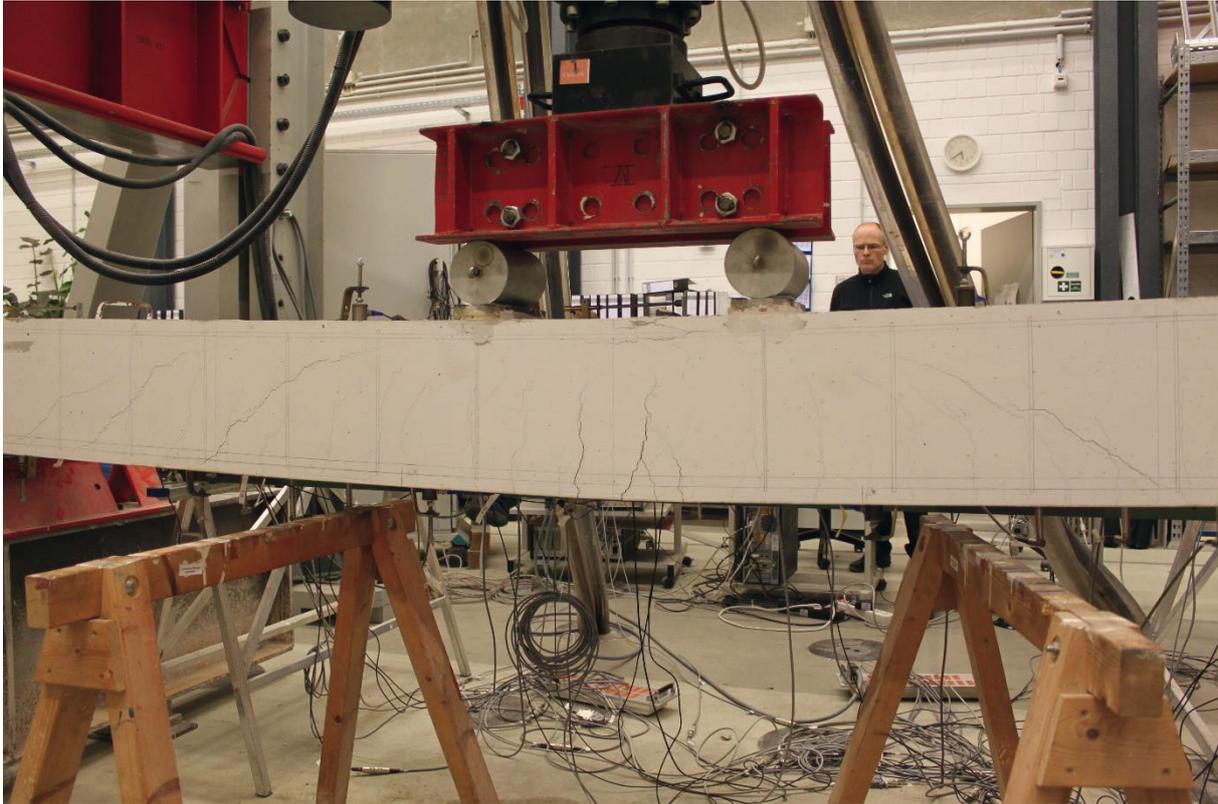


Abbildung 46: Rissbild beim Versagen von Balken BR04

Insgesamt kann der Versagensfortschritt des Balkens in Phase 3 anhand der verschiedenen Messmethoden gut nachvollzogen werden. Trotz überproportional wachsender Schrägrisse verhält sich der Schubbereich duktil genug, damit der Balken auf Biegung versagen kann. Die Entwicklung der Betonstauchung und optischen Rissentwicklung zeigen jedoch, dass ein Schubversagen kurz bevorstand (Abbildung 46 und Abbildung 47). Der Biegedruckbruch kündigt sich deutlich sowohl im Durchbiegungsverlauf als auch bei der Krümmung und Betonstauchung an (Abbildung 48). Ein Grenzkriterium für das beginnende Versagen kann ein Durchbiegungsgrenzwert sein, aber auch Detektion von nichtlinearem Verhalten bei einer der drei Messmethoden.

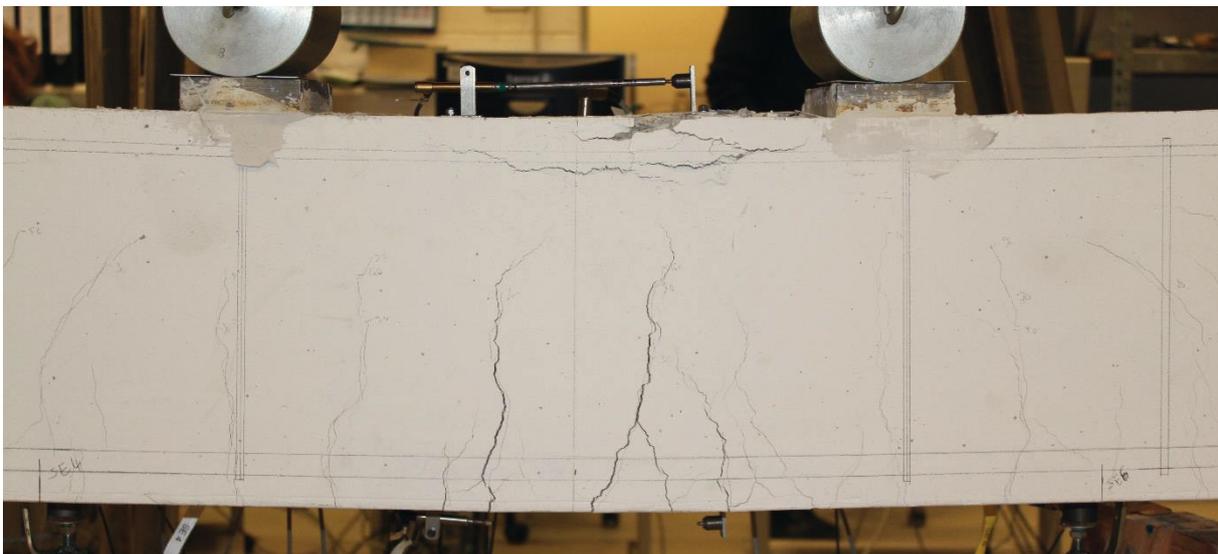


Abbildung 47: Rissbild in Feldmitte beim sekundären Biegedruckversagen von Balken BR04

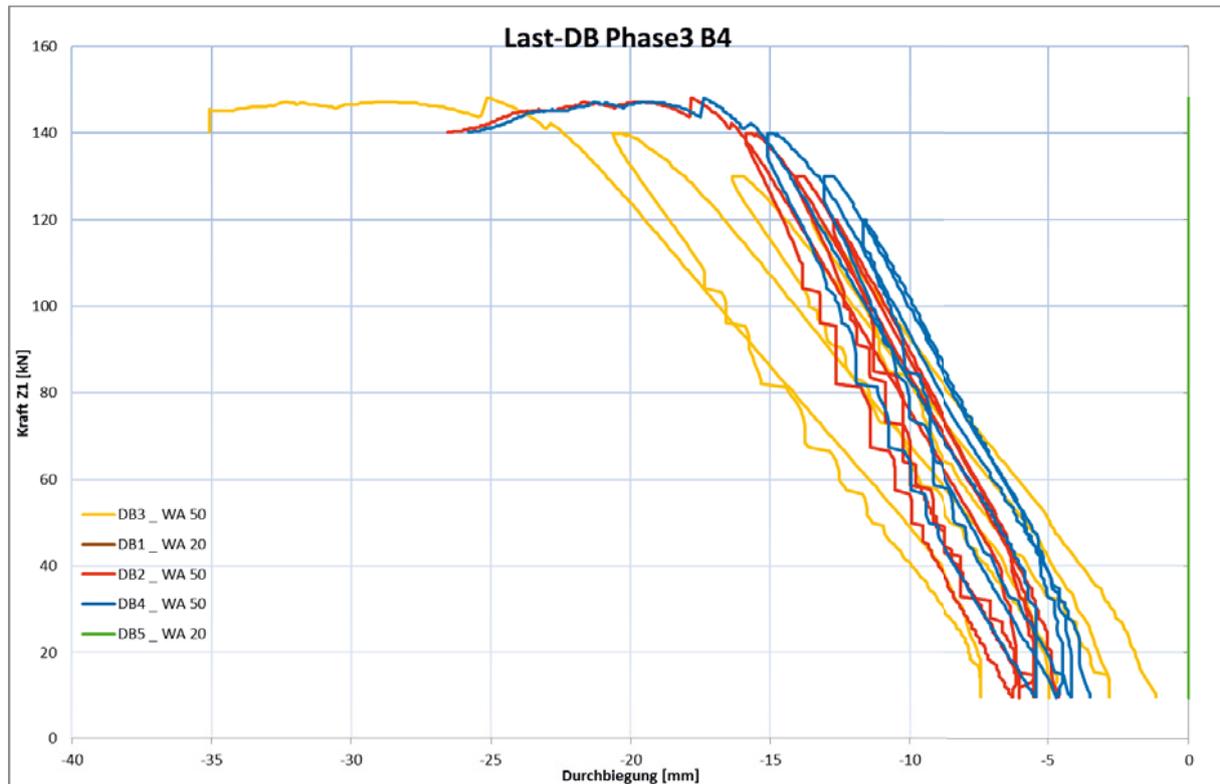


Abbildung 48: Last-Durchbiegungs-Verhalten bis zum Bruch von Balken BR04

5.5.5 Zusammenfassung

Die Testreihe von Balken mit geringer Bügelbewehrung zeigt deutlich, dass die Schubschlankheit einen wichtigen Einflussfaktor für das Schubversagen darstellt. Im Fokus der Untersuchung stand sowohl die Erkundung des Trag- und Versagensverhaltens als auch die Ankündigung des Versagens. Es zeigte sich, dass selbst ein minimal schubbewehrter Balken Tragreserven jenseits der Norm-Tragfähigkeit aufweist. Die Größe der Reserve schwankt unter den Versuchen, großen Einfluss hat der Ort des kritischen Schrägrisses und die Fähigkeit des Balkens die inneren Kräfte umzulagern. Ein unterer Grenzwert für die Tragreserve kann jedoch gefunden werden, am Ende dessen die Versagensankündigung stattfindet. Insgesamt konnte für jede Schubschlankheit deutliche Duktilität im schubgefährdeten Bereich festgestellt werden, schlagartiges Versagen ohne vorangegangene starke Verformung trat nicht auf.

In den Versuchen konnten die Kriterien zur Detektion der Versuchsgrenzlast auch für gering schubbewehrten Bauteilen überprüft werden.

6 Ausblick

Die durchgeführten Untersuchungen und Analysen bilden eine wichtige Grundlage für die Überarbeitung der Richtlinie für Belastungsversuche des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton und fließen direkt darin ein. Das Sicherheitskonzept ist Gegenstand weiterer wissenschaftlicher Untersuchungen. Hier gibt es weiteren Forschungsbedarf, um experimentelle Untersuchungen richtig in das Sicherheitskonzept einordnen zu können.

7 Literatur

- [1] Dt. Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth-Verlag, 2000.
- [2] OPITZ, H.; QUADE, J.: 10 Jahre Richtlinie des DAfStb „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ – Erfahrungen und Ausblick. 6. Symp. Exp. Untersuchung von Baukonstruktionen, TU Dresden, Schriftenreihe Konstr. Ingenieurbau(kid), Heft 24, 2011, S. 81–94.
- [3] GUTERMANN, M.; GUTTENBERG, U.: Groß, Größer, Großmarkt. Wie man den experimentellen Tragsicherheitsnachweis für 40.000 m² Geschossdecke führen kann. 6. Symp. Exp. Untersuchung von Baukonstruktionen, TU Dresden, Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau (kid), Heft 24, 2011, S. 95–106.
- [4] FIEDLER, L.; KAPPAHN, G.; HAHN, G.; STEFFENS, K.: Belastungsversuche als Voraussetzung für die Umnutzung von Industriegebäuden. Bautechnik 88 (2011), H. 11, S. 811-813.
- [5] BOLLE, G.; SCHACHT, G.; BURKHARDT, R.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung an Spannbetonhohlplatten eines Parkdecks. 3. Kolloquium „Erhaltung von Bauwerken“, TA Esslingen, Ostfildern, 2013, S. 493–502.
- [6] OPITZ, H.; HAMPEL, T.; MICHLER, H.; POPP, T.; SCHEERER, S.: Experimentelle Überprüfung der Tragsicherheit von Stahlbetonrippendecken. Bautechnik 88 (2011), H. 1, S. 42–46.
- [7] MARX, S.; MAAS, H.-G.; SCHACHT, G.; KOSCHITZKI, R.; BOLLE, G.: Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen. Abschlussbericht Zukunft Bau, IRB Verlag Fraunhofer, 2011.
- [8] MARX, S.; SCHACHT, G.; MAAS, H.-G.; LIEBOLD, F.; BOLLE, G.: Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen II. Abschlussbericht Zukunft Bau, IRB Verlag Fraunhofer, 2013.
- [9] SCHACHT, G.: Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen. Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Dissertation, 2014.
- [10] CZENTNER, G.; FIEDLER, L.; KAPPAHN, G.; STEFFENS, K.: Deutsches Archäologisches Institut DAI in Rom – Hybrider Tragsicherheitsnachweis für Bibliothekslasten und Erdbeben. Bautechnik 87 (2010), H. 3, S. 127–132.
- [11] GUTERMANN, M.: 10 Jahre Belastungsfahrzeug BELFA. Bautechnik 88 (2011), H. 3, S. 199–204.
- [12] BRETSCHNEIDER, N.; FIEDLER, L.; KAPPAHN, G.; SLOWIK, V.: Technische Möglichkeiten der Probelastung von Massivbrücken. Bautechnik 89 (2012), H. 2, S. 102–110.
- [13] STEFFENS, K.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken – Grundlagen und Anwendungsbeispiele. Berlin: Ernst & Sohn, 2002.

- [14] SPAETHE, G.: Die Beeinflussung der Sicherheit eines Tragwerks durch Probelastung. *Bauingenieur* 69 (1994), H. 12, S. 459–468.
- [15] BOLLE, G.; SCHACHT, G.; MARX, S.: Geschichtliche Entwicklung und aktuelle Praxis der Probelastung – Teil 1: Geschichtliche Entwicklung im 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts. *Bautechnik* 87 (2010), H. 11, S. 700–707.
- [16] BOLLE, G.; SCHACHT, G.; MARX, S.: Geschichtliche Entwicklung und aktuelle Praxis der Probelastung – Teil 2: Entwicklung von Normen und heutige Anwendung. *Bautechnik* 87 (2010), H. 12, S. 784–789.
- [17] MARX, S.; SCHACHT, G.; BOLLE, G.: Kapitel 7 – Bewertung der Tragfähigkeit auf Grundlage von Belastungsversuchen. In: Fingerloos, F.; Schnell, J.; Marx, S. (Hrsg.): *Tragwerksplanung im Bestand*, Betonkalender 2015.
- [18] MANLEITNER, S.; OPITZ, H.; STEFFEN, K.: Belastungsversuche an Betonbauwerken. Eine neue Richtlinie des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 96 (2001), H. 7, S. 488–494.
- [19] BOLLE, G.: Zur Bewertung des Belastungsgrades biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile anhand von Last-Verformungs-Informationen. *Bauhaus Universität Weimar, Dissertation*, 1999.
- [20] *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11)*. ACI Standard and Commentary, American Concrete Institute Committee 318, 2011.
- [21] *Load Tests of Concrete Structures: Methods, Magnitude, Protocols and Acceptance Criteria (ACI 437.1R-07)*. American Concrete Institute Committee 437, 2007.
- [22] *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-02)*. ACI Standard and Commentary, ACI Committee 318, 2002.
- [23] *Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Buildings (ACI 562-13)*. ACI Standard and Commentary, ACI Committee 562, 2013.
- [24] *Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures (ACI 437-13)*. ACI Standard and Commentary, ACI Committee 437, 2013.
- [25] METTEMAYER, M; SERRA, P; WUERTHELE, M.; SCHUSTER, G.; NANNI, A.: Shear Load Testing of CFRP Strengthened Double-Tee Beams in Precast Parking Garage. In: SP-188 ACI, FRPRCS4, Baltimore, 1999, S. 1063–1072.
- [26] CASADEI, P.; PARRETTI, R.; NANNI, A; HEINZE, T.: In Situ Load Testing of Parking Garage Reinforced Concrete Slabs: Comparison between 24 h and Cyclic Load Testing. In: *Practice Periodical on Structural Design and Construction* 20 (2005), S. 40–48.
- [27] *British Standard: Structural Use of Concrete, Part 2 – Code of Practice for special circumstances*. British Standard Institution, 1989.
- [28] BUNGEY, J. H.; MILLARD, S. G.: *Testing of Concrete in Structures*. 3rd Ed., Blackie Academie, 2006.

- [29] MENZIES, J. B.: Loading testing of concrete building structures. *Structural Engineer* 56 (1978), H. 12, S. 347–353.
- [30] Report of working party on high alumina cement. *Structural Engineer* 54 (1976), H. 9, S. 352–361.
- [31] LEE, C. R.: Load testing of concrete structures, with particular reference to CP110 and experience in the HAC Investigations. *Build. Research, Dok. B507*, 1977.
- [32] Design of concrete Structures (A23.3-04). Canadian Standards Association, 2004.
- [33] Concrete Structures. Australian Standard: AS 3600, Standards Australia. 2009.
- [34] Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken (SIA 269). Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, 2011.
- [35] EGGER, G.: Statische Belastungsversuche an Gebäudedecken. *Schweizer Ingenieur und Architekt* 116 (1998), Nr. 36, S. 644–647.
- [36] Norme tecniche per le costruzioni. Decreto del Ministerio dei trasporti e delle Infrastrutture, *Gazzetta Ufficiale*, 2005.
- [37] CASADEI, P.; DELUCA, A.; SERAFINI, R.; AGNELONI, E.: Assessment of Concrete Structures through In-Situ Load Testing: An Italian Prospective. The Second FIB International Congress, Naples, Italy, June 5–8 2006.
- [38] Management, maintenance and strengthening of concrete structures. *Schriftenreihe der fédération internationale du béton (fib) bulletin 17*, Lausanne, 2002.
- [39] RÖBERT, S.: Kritische Einschätzung der Probelastungen an Stahlbetonbiegeträgern nach DIN 1045 § 7 unter besonderer Berücksichtigung der Verformungsberechnung. TU Dresden, Dissertation, 1957.
- [40] SCHWESINGER, P.; BOLLE, G.: EXTRA – a new experiment supported condition assessment method for concrete bridges. *Proceedings of SPIE's 5th International Symposium on Nondestructive Evaluation and Health Monitoring of Aging Infrastructure*, Newport Beach, California, USA, 5–7 March 2000.
- [41] Eurocode DIN EN 1990:2010-12: Grundlagen der Tragwerksplanung. Inkl. Nationaler Anhang.
- [42] FINGERLOOS, F.; MARX, S.; SCHNELL, J.: Tragwerksplanung im Bestand – Bewertung bestehender Tragwerke. In: *Beton-Kalender 2015*, Berlin: Ernst, Wilhelm & Sohn, 2014 1, S. 25–114.
- [43] OPITZ, H.: Experimenteller Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit bestehender Bauwerke und Bauwerksteile aus Stahlbeton und Spannbeton TU Dresden, Habilitation, Technische Universität Dresden, 1992
- [44] FISCHER, L.: Sicherheitskonzept für neue Normen – ENV und DIN-neu. Grundlagen und Hintergrundinformationen Teil 1: Normung im konstruktiven Ingenieurbau. *Bautechnik*, 1998

[45] SPAETHE, G.: Der Sicherheitsnachweis bei experimenteller Tragfähigkeitsprüfung von Bauelementen in bestehenden Bauwerken Bauingenieur, 1997, 72, 85-92

[46] Opitz, H.: Theoretische Grundlagen der Experimentellen Tragsicherheitsbewertung
Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der
Substanzerhaltung oder Umnutzung, Abschlussbericht, 1995, S.17-35

[47] Vogel, T.: Bewertung von Prüfergebnissen von Stahlbeton- und Spannbetonelementen zur Festlegung der zulässigen Beanspruchung. Dissertation, Technische Universität Dresden, 1985

[48] Begründung eines reduzierten Zuverlässigkeitsindex und modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetontragwerke im Bestand. Schriftenreihe des DBV Heft 24.

[49] Weber, M.; Schnell, J.; Schwabach, E.: Bestimmung der charakteristischen Betondruckfestigkeit im Bestand bei kleinem Stichprobenumfang. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 4, S. 188-199.