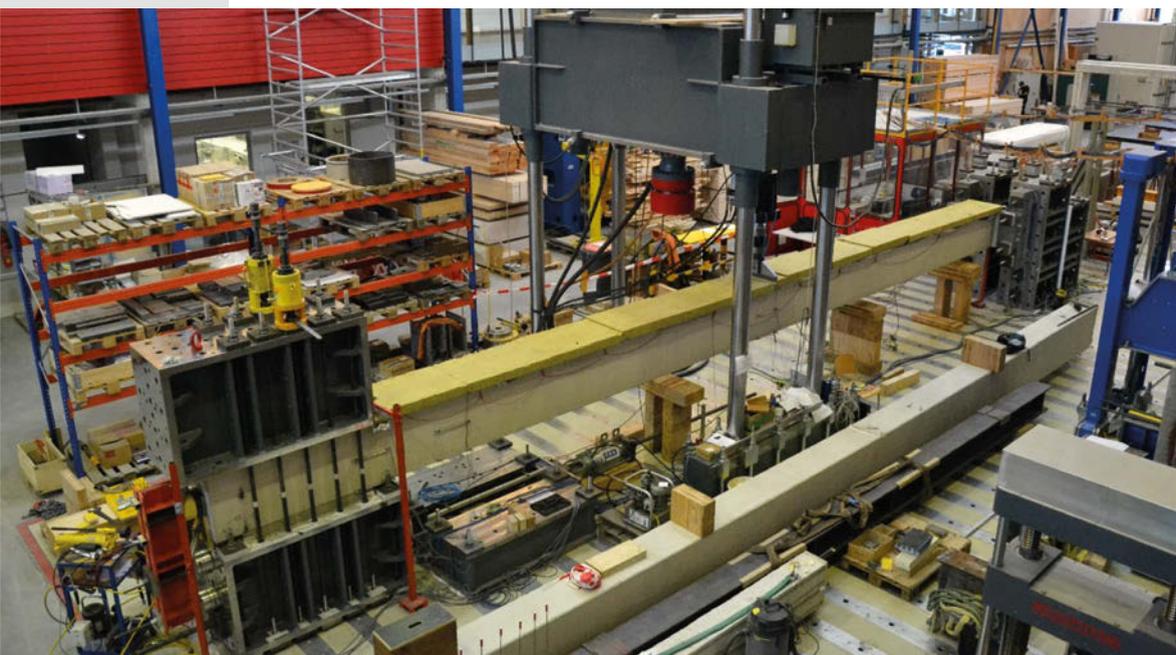


Michael Mayer

Verhalten integraler Stahlbetonbrücken unter allgemeiner Beanspruchung

SIB 10

MONOGRAPHIC SERIES TU GRAZ
SCHRIFTENREIHE DES INSTITUTS FÜR BETONBAU



Michael Mayer

**Verhalten integraler Stahlbetonbrücken
unter allgemeiner Beanspruchung**

Monographic Series TU Graz

Schriftenreihe des Instituts für Betonbau SIB

Herausgeber:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue

Monographic Series TU Graz

Schriftenreihe des Instituts für Betonbau

Volume 10

Michael Mayer

Verhalten integraler Stahlbetonbrücken unter allgemeiner Beanspruchung

Diese Schrift wurde unter dem Titel „Verhalten integraler Stahlbetonbrücken unter allgemeiner Beanspruchung“ als Dissertation an der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften der Technischen Universität Graz im Jahr 2022 vorgelegt.

Betreuung / Beurteilung:

Nguyen Viet Tue (Technische Universität Graz)

Walter Kaufmann (ETH Zürich)

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://www.dnb.de> abrufbar.

Cover	Verlag der Technischen Universität Graz
Cover Foto	Institut für Betonbau, TU Graz
Druck	DATAFORM Media Ges.m.b.H.

2022 Verlag der Technischen Universität Graz
www.tugraz-verlag.at

Print

ISBN 978-3-85125-928-5

E-Book

ISBN 978-3-85125-929-2

DOI 10.3217/978-3-85125-928-5



Dieses Werk – ausgenommen das Cover und anders gekennzeichnete Teile – ist unter einer Creative Commons Lizenz (CC BY-NC-ND) lizenziert. Nähere Informationen: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.de>

Geleitwort

Die Forschungstätigkeit am Institut für Betonbau der TU Graz ist facettenreich wie das Bauwesen selbst. Sowohl visionäre Aufgaben, wie die Entwicklung von innovativen Werkstoffen und Konstruktionen als auch die Erstellung von Bemessungsregeln auf Grundlage besserer Verständnisse zum Werkstoff- und Bauteilverhalten finden bei uns große Aufmerksamkeit. Mit dieser Schriftreihe sollen unsere wesentlichen Ergebnisse in unregelmäßigen Abständen dokumentiert und der Fachwelt präsentiert werden. Mögen unsere Ergebnisse einen Beitrag zur Weiterentwicklung der Betonbauweise leisten. Wir danken allen Förderern für die Unterstützung und wünschen interessierten Lesern großen Erkenntnisgewinn. Über Anregungen und Diskussionen zu unserer Arbeit würden wir uns sehr freuen.

Nguyen Viet Tue

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als Universitätsassistent am Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz.

An dieser Stelle gilt mein besonderer Dank Herrn Prof. Nguyen Viet Tue. Dieser hat mir die Möglichkeit gegeben, das spannende und abwechslungsreiche Feld des Betonbaus aus verschiedenen Blickwinkeln zu betrachten. Beginnend während meines Studiums, über die Zeit als Tragwerksplaner bei KHP Leipzig - NL Graz bis hin zu meinem Doktorat führten seine Neugier und seine Leidenschaft für den Betonbau immer wieder zu unterhaltsamen und lehrreichen Diskussionen. Vielen Dank dafür.

Herrn Prof. Walter Kaufmann danke ich sehr herzlich für die Übernahme der Zweitbegutachtung dieser Arbeit.

Ebenfalls hervorzuheben ist das Team des Labors für konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz. Danke an Bernhard Freytag und sein Team. Nicht zu vergessen ist auch die Mannschaft des Betonfertigteilerwerks Rauter in Niederwölz, in welchem die Versuchsbalken hergestellt wurden.

Auch meinen KollegInnen am Institut Eva Maria Dorfmann, Michael Huß, Johannes Oppeneder, Christoph Betschoga, Dirk Schlicke, Goran Vojvodic, Christina Krenn, Daniel Gheorghiu, Thomas Lagner, Yolcu Sever, Huy Hoang Kim, Duc Tung Nguyen, Tung Thanh Bui, Shuai Yuan, Johannes Glaßner und Julia Ober gebührt ein großes Dankeschön für die gemeinsame Zeit, die auch abseits des Institutsbetriebs sehr unterhaltsam war. Auch danke ich meinen Kollegen bei KHP Werner Theiler und Max Rieger.

Wichtig zu erwähnen sind auch meine Freunde abseits des universitären Alltags. Stellvertretend für sie alle danke ich hier meiner besten Freundin Laura.

Der größte Dank gilt letztlich meiner Familie. Im Speziellen meinen Eltern Erich und Roswitha, meinem Bruder Stefan und meiner Verlobten Michaela. Ohne eure stete Unterstützung wäre diese Arbeit nicht möglich gewesen. Vielen Dank!

Graz, im Juli 2022

Michael Mayer

Kurzfassung

Integrale Stahlbetonbrücken sind fugenlose Bauwerke. Aufgrund ihrer volkswirtschaftlichen Vorteile gewinnen diese Brücken zunehmend an Bedeutung. Zu diesen Vorteilen zählen u.a. reduzierte Aufwendungen hinsichtlich der Errichtung und der Instandhaltung. Den genannten Vorteilen gegenüber steht allerdings ein erhöhter Planungsaufwand. Dieser resultiert zu einem überwiegenden Teil aus zyklischen Tragwerksverformungen. Hierdurch werden zum einen der Übergangsbereich zwischen Brücke und Straße, sowie der Erddruck im Widerlagerbereich beeinflusst. Zum anderen resultieren Zwangbeanspruchungen im Tragwerk.

Vorhandene Richtlinien für die Planung integraler Stahlbetonbrücken sind aufgrund des komplexen Verhaltens ebenjener häufig äußerst konservativ. Werden wirtschaftlichere Bemessungen angestrebt, so steigen auch die Anforderungen an die Planung. Der Fokus der Arbeit liegt dementsprechend darauf, künftig einfachere und wirtschaftlichere Werkzeuge für die Planung integraler Stahlbetonbrücken bereitstellen zu können. Hierzu ist es notwendig, das Verhalten dieser Brücken unter allgemeiner Beanspruchung ganzheitlich zu erfassen. Dementsprechend werden experimentelle Untersuchungen vorgestellt, welche es ermöglichen, die Größe von Zwangbeanspruchungen während verschiedener Laststufen zu bestimmen. Zusätzlich dienen die experimentellen Untersuchungen der Vertiefung des Wissens zu Schnittgrößenumlagerungen. Die Schnittgrößenumlagerungen werden insbesondere mit Blick auf den wirtschaftlichen Umbau bestehender konventioneller Brücken in Integralbrücken beleuchtet.

Des Weiteren wird der Einfluss einer aus einer behinderten Schwerachsendehnung resultierenden Zwangnormalkraft auf die Bemessung integraler Stahlbetonbrücken diskutiert.

Auf Basis der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen und der weiteren Ausführungen werden letztlich Vorschläge für die Bemessung integraler Stahlbetonbrücken abgeleitet. Die entwickelten Bemessungsvorschläge sind angelehnt an die in Österreich gültige Richtlinie zur Bemessung und Ausführung von integralen Brücken. Hierdurch wird eine einfache Implementierung dieser Vorschläge bei einer künftigen Überarbeitung der Richtlinie gewährleistet.

Abstract

Behaviour of integral RC bridges subjected to general loading

Integral reinforced concrete (RC) bridges are jointless structures. Due to their economic advantages, these bridges are becoming increasingly popular. The advantages include reduced expenses with regard to construction and maintenance. However, the mentioned advantages are contrasted by an increased effort in design. This is mainly caused by cyclic deformations of the structure. These deformations influence the transition zone between the bridge and the road as well as the earth pressure behind the abutment wall. Furthermore, restraint forces occur.

Existing guidelines for the design of integral RC bridges are often extremely conservative due to their complex behaviour. When aiming for more efficient designs, the requirements for planning increase as well. Therefore, the focus of this work is to provide easier and more economical tools for the design of integral RC bridges. For this purpose, it is necessary to determine the behaviour of these bridges under general loading holistically. Consequently, large-scale tests are presented which allow the determination of the size of the restraint forces at different load levels. Additionally, the large-scale tests serve to enhance the knowledge of stress redistributions. The stress redistributions are examined in particular with regard to the economic conversion of existing conventional bridges into integral bridges.

Furthermore, the influence of a restraint axial force resulting from a restrained centre line strain on the design of integral RC bridges is discussed.

Based on the results of the large-scale tests and the further investigations, recommendations for the design of integral RC bridges are derived. The recommendations for the design are based on the Austrian guideline for the design and construction of integral bridges. This will ensure an easy implementation of these recommendations in a future revision of this guideline.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Ausgangslage und Motivation	1
1.2	Zielsetzung	3
1.3	Aufbau der Arbeit	4
1.4	Abgrenzung	5
2	Grundlagen zum Verhalten integraler Stahlbetonbrücken	7
2.1	Kombinierte Last- und Zwangbeanspruchung	7
2.1.1	Einfluss der Rissbildung auf Zwangbeanspruchungen	8
2.1.2	Einfluss des Kriechens auf Zwangbeanspruchungen	9
2.1.3	Einfluss plastischer Verformung auf Zwangbeanspruchungen	11
2.1.4	Untersuchungen zu kombinierter Beanspruchung aus Last- und Temperaturzwang	13
2.1.5	Zwang zufolge behinderter Schwerachsendehnung bei Rissbildung	17
2.2	Schnittgrößenverteilung und -umlagerung	20
2.2.1	Nichtlineares Last- Verformungsverhalten	21
2.2.2	Untersuchungen integraler Stahlbetonbrücken	24
2.3	Normative Berücksichtigung	26
3	Experimentelle Untersuchungen	29
3.1	Versuchsaufbau	29
3.2	Versuchsprogramm	35
3.2.1	Versuchsablauf	35
3.2.2	Versuchsbalken	36
3.2.3	Messeinrichtungen und Dokumentation	40
3.3	Versuchsdurchführung	45
3.3.1	Versuchsbalken 1 und 2	45
3.3.2	Versuchsbalken 3 und 4	47
3.3.3	Versuchsbalken 5 und 6	50
3.3.4	Versuchsbalken 7 und 8	52

3.4	Ergebnisse	55
3.4.1	Begleitkörper	55
3.4.2	Klimabedingungen	57
3.4.3	Schnittkraftentwicklung	61
3.4.4	Last- Verformungsverhalten	71
3.5	Auswertungen	75
3.5.1	Änderung des temperaturbedingten Zwangmoments	76
3.5.2	Schnittgrößenumlagerungen	85
3.5.3	Entwicklung der Dehnsteifigkeit	94
3.5.4	Einfluss der Zwangnormalkraft aus Rissbildung	97
3.6	Zusammenfassung der Ergebnisse und der Auswertungen	104
4	Zwangnormalkraft aus Rissbildung bei integralen Stahlbetonbrücken	107
4.1	Nichtlineare Untersuchungen	107
4.1.1	Untersuchungsgegenstand	108
4.1.2	Materialverhalten	110
4.1.3	Modellbildung und Lastansatz	111
4.1.4	Entwicklung von Beanspruchung und Widerstand	113
4.2	Auswirkungen auf temperaturbedingte Zwangbeanspruchungen	125
4.3	Schlussfolgerungen	128
5	Bemessungsvorschläge zur Berücksichtigung des Tragwerksverhaltens	131
5.1	Zwangbeanspruchungen	131
5.1.1	Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen im GZG	132
5.1.2	Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen im GZT	135
5.2	Schnittgrößenumlagerungen	142
6	Zusammenfassung und Ausblick	145
6.1	Zusammenfassung	145
6.2	Ausblick	148
	Literatur	151

1 Einleitung

Integralbrücken erfreuen sich aufgrund des reduzierten Errichtungs- und Instandhaltungsaufwands und damit verbundener reduzierter Lebenszykluskosten hoher Beliebtheit, vgl. Geier *et al.* (2017). Demgegenüber sind allerdings die Bemessung und die Konstruktion integraler Brücken komplexer als dies bei konventionellen Brücken mit Lagern und Fahrbahnübergangskonstruktionen der Fall ist. In der Dimensionierung integraler Brücken sind zyklische Tragwerksverformungen zu berücksichtigen. Diese resultieren zu einem überwiegenden Teil aus Temperaturänderungen und beeinflussen

- den Übergangsbereich zwischen Brücke und Straße,
- den Erddruck im Widerlagerbereich und
- entstehende Zwangbeanspruchungen.

Insbesondere bei Brücken mit Gesamtlängen von mehr als 60 m, vgl. Kaufmann (2016), gewinnen die genannten Punkte zunehmend an Bedeutung. Anzumerken ist, dass sich die genannten Tragwerksverformungen bei Integralbrücken aufgrund der geringen Steifigkeit des Erdreichs i.d.R. frei einstellen können, wodurch die zentrische Zwangnormalkraft im Überbau gering ist. Detaillierte Beschreibungen zu den Besonderheiten von Integralbrücken wurden u.a. von Kaufmann (2008), Geier *et al.* (2017) und Tue, Della Pietra und Mayer (2021) zusammengetragen.

1.1 Ausgangslage und Motivation

Die in der Planung von langen Integralbrücken (> 60 m) zusätzlich zu betrachtenden Details (Rahmeneckausbildung, Übergangskonstruktion usw.) und Beanspruchungen (veränderlicher Erddruck, Zwangbeanspruchungen) stellen häufige Problempunkte dar. Daher beschäftigten und beschäftigen sich eine Vielzahl an Forschungsprojekten mit den genannten Problempunkten, um diese in der Praxis einfacher berücksichtigen zu können.

Im Bereich der Übergangskonstruktionen wurden speziell in Österreich einige innovative Lösungen entwickelt, die der Vermeidung von Fahrbahnschäden am Brückenende dienen. Der Fokus liegt hierbei auf einem kontinuierlichen Abbau der Tragwerksverformungen am Brückenende. Beiträge wie jene von Hartl (2013), Pilch (2015), Eichwalder (2017) und Mayer, Huß *et al.* (2022) in Kombination mit der RVS 15.02.12 (2018) bieten in diesem Zusammenhang bereits erprobte Ansätze für die Planung.

Neben dem Verformungsabbau am Tragwerksende von Integralbrücken ist in deren Planung auch der veränderliche Erddruck zu berücksichtigen. Umfangreiche Untersuchungen zur Entwicklung der Größe und des Verlaufs des Erddrucks bei unterschiedlichen Widerlagerverformungen finden sich u.a in den Arbeiten von Clayton *et al.* (2006), Springman *et al.* (1996), Xu *et al.* (2003), Vogt (1984) und Franke (1983). Für die praktische Anwendung wurden von einigen dieser Untersuchungen Ansatzfunktionen abgeleitet. Dies führt dazu, dass beispielsweise in Planungsrichtlinien in Deutschland (BMVI (2019)), Österreich (RVS 15.02.12 (2018)) und der Schweiz (ASTRA 12004 (2011)) unterschiedliche Erddruckansätze zur Anwendung kommen. Vergleiche der verwendeten Erddruckansätze finden sich z.B. in Della Pietra (2018) und Tue, Della Pietra und Mayer (2021). Allen diesen Ansätzen ist gemein, dass sie verhältnismäßig einfach anzuwenden sind und dass auf eine iterative Bestimmung des Erddrucks verzichtet werden darf. Hierdurch wird die Planung deutlich vereinfacht.

Neben den Besonderheiten am Brückenende führt die monolithische Bauweise von Integralbrücken zu nennenswerten Zwangbeanspruchungen. Diese können beispielsweise aus Differenzsetzungen oder Temperaturbeanspruchungen resultieren. Da Schnittkraftberechnungen in der Planungspraxis aus Gründen der Übersichtlichkeit i.d.R. auf Basis linear elastischer Materialgesetze erfolgen, werden die Zwangbeanspruchungen meist überschätzt und bemessungsrelevant. Werden nun jedoch Integralbrücken aus Stahlbeton betrachtet, so werden diese Zwangbeanspruchungen in der Realität durch nichtlineare Effekte des Stahlbetons wie Rissbildung, Kriechen und Fließgelenksbildung deutlich reduziert oder zur Gänze abgebaut. Insbesondere bei schlanken und ressourcenschonend errichteten Tragwerken kann hierbei bereits im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von einer deutlichen Reduktion der Zwangbeanspruchungen durch Rissbildung ausgegangen werden.

Um die genannten Effekte in der Planung vereinfacht berücksichtigen zu können, bedienen sich gängige Normen und Richtlinien einer pauschalen Abminderung der Zwangbeanspruchung in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und der Tragfähigkeit (GZT). Allerdings ist diese Abminderung teilweise sehr konservativ bzw. in ihrer Anwendbarkeit reglementiert. Grund für die

konservative Vorgehensweise bei etwaigen Abminderungsfaktoren und Reglementierungen ist das komplexe Zusammenspiel der nichtlinearen Effekte im Stahlbetonbau. Trotz einer Vielzahl an Untersuchungen, u.a. Falkner (1969), Jokela (1985), Vecchio *et al.* (1990), Kordina *et al.* (1982) und Arnold (2008), fehlt die ganzheitliche Untersuchung der genannten nichtlinearen Effekte.

Mit Blick auf effizientere Bemessungsansätze besteht auch hinsichtlich der Integralisierung von Bestandsbauwerken Nachholbedarf. Aufgrund der zuvor genannten Vorteile der monolithischen Bauweise gewinnt der Umbau bestehender Tragwerke in Rahmenbauwerke zunehmend an Bedeutung. Die Integralisierung dient hierbei neben der Verbesserung der Dauerhaftigkeit und der Reduktion des Wartungsaufwands oft auch einer Erhöhung der Tragfähigkeit.

Bei der Integralisierung werden der bestehende Überbau und die Widerlager monolithisch miteinander verbunden. Details hierzu wurden beispielsweise von Della Pietra (2018) entwickelt. Häufig wird bei der Integralisierung eine Aufbetonschicht auf dem Überbau appliziert, um den monolithischen Verbund inklusive der erforderlichen Bewehrungsführung im neuen Rahmeneckbereich realisieren zu können. Hierdurch kann der Rahmeneckbereich relativ leicht dimensioniert und verstärkt werden. Die Tragfähigkeit des Feldbereichs wird hierbei jedoch nur durch eine Vergrößerung des inneren Hebelarms erhöht. Ist die dadurch erreichte Erhöhung der Tragfähigkeit des Feldbereichs nicht ausreichend, so sind oftmals aufwendige Verstärkungsmaßnahmen, wie z.B. das Kleben von kohlenstofffaserverstärkten Kunststofflamellen erforderlich, um die gewünschte Tragfähigkeit im Feldbereich zu erzielen. Das wiederum kann die Integralisierung unwirtschaftlich und somit einen Neubau erforderlich machen. Allerdings sollte ein Neubau mit Blick auf einen ressourcenschonenden Materialeinsatz nur der letzte Ausweg sein. Normative Ansätze zur Optimierung der Tragfähigkeit des Feldbereichs ohne aufwendige Verstärkungsmaßnahmen und somit zur Vermeidung eines Neubaus fehlen gänzlich.

1.2 Zielsetzung

Die vorliegende Arbeit soll das theoretische Wissen hinsichtlich des Verhaltens integraler Stahlbetonbrücken unter allgemeiner Beanspruchung (Last und Zwang) ergänzen und vertiefen. Daher sollen insbesondere durch Rissbildung, Kriechen und Fließgelenkbildung bedingte Änderungen von Zwangbeanspruchungen und Schnittgrößenumlagerungen untersucht werden. Basierend auf den gewonnenen Erkenntnissen sollen Bemessungsvorschläge für eine Überarbeitung und Optimierung der österreichischen Richtlinie für Integralbrücken (RVS

15.02.12 (2018)) abgeleitet werden. Die Bemessungsvorschläge betreffend die zu berücksichtigenden Zwangbeanspruchungen sollen sowohl den GZG als auch den GZT abdecken. Bemessungsvorschläge zur Berücksichtigung von Schnittgrößenumlagerungen sollen ausschließlich für den GZT bereitgestellt werden. Mit Hilfe der neuen Bemessungsvorschläge soll die Tragwerksplanung vereinfacht werden. Zusätzlich soll eine wirtschaftlichere und ressourcenschonendere Bemessung neuer Integralbrücken und auch zu integralisierender Bestandsbrücken ermöglicht werden.

1.3 Aufbau der Arbeit

Die Arbeit gliedert sich in sechs Kapitel. Einleitend werden in Kapitel 1 die allgemeine Ausgangslage und Motivation beschrieben sowie die Zielsetzung formuliert. Dieses Kapitel enthält auch die thematische Abgrenzung der vorliegenden Arbeit.

Kapitel 2 gibt einen komprimierten Überblick über Grundlagen zum Verhalten integraler Stahlbetonbrücken unter allgemeiner Beanspruchung. Neben vorhandenen Untersuchungen zu kombinierter Last- Zwangbeanspruchung sowie Schnittgrößenumlagerungen wird auch die bisherige normative Berücksichtigung des Verhaltens integraler Stahlbetonbrücken zusammengefasst und diskutiert.

Aufgrund der Komplexität des Verhaltens integraler Stahlbetonbrücken unter allgemeiner Beanspruchung wurden an der TU Graz experimentelle Untersuchungen mit einer vordefinierten Lastgeschichte durchgeführt. Diese werden in Kapitel 3 beschrieben. Zu Beginn werden die allgemeinen Überlegungen zu den Versuchen, der realisierte Versuchsaufbau, das Versuchsprogramm und die Versuchsdurchführung erläutert. Es folgt ein Überblick über einige wesentliche Versuchsergebnisse und die Versuchsauswertungen werden betreffend

- dem Abbau von Zwangmomenten,
- der Schnittgrößenumlagerungen,
- der Entwicklung der Dehnsteifigkeit und
- dem Einfluss einer zusätzlichen Zwangnormalkraft zufolge Rissbildung

dargestellt und diskutiert.

In Kapitel 4 wird der Einfluss einer aus Rissbildung resultierenden Zwangnormalkraft auf die Bemessung integraler Stahlbetonbrücken diskutiert. Der Fokus liegt dabei auf den Auswirkungen dieser Zwangnormalkraft auf die Entwicklung der Einwirkungen und des Querschnittswiderstands. Die dargestellten Ergebnisse basieren auf vereinfachten, nichtlinearen Berechnungen und allgemeinen Ausführungen.

Die auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse abgeleiteten Bemessungsvorschläge für eine Überarbeitung und Optimierung der österreichischen Richtlinie für Integralbrücken (RVS 15.02.12 (2018)) finden sich in Kapitel 5. Die Bemessungsvorschläge sind gegliedert in die Hauptpunkte der Zwangbeanspruchungen und der Schnittgrößenumlagerungen.

Abschließend werden in Kapitel 6 eine Zusammenfassung der Arbeit sowie ein Ausblick zu künftigem Forschungsbedarf gegeben.

1.4 Abgrenzung

Die vorliegende Arbeit befasst sich ausschließlich mit Integralbrücken aus Stahlbeton und deren Verhalten während des Nutzungszeitraums. Folglich werden Einflüsse aus frühem Zwang nicht weiter erläutert.

Der Übergangsbereich zwischen Brücke und Straße wird nicht näher behandelt. Hierzu sei u.a. auf die in Abschnitt 1.1 erwähnten Untersuchungen bzgl. der Erddruckentwicklung und der Übergangskonstruktionen verwiesen.

Ebenfalls ausgespart wird die allgemein bekannte Problematik geringer Schubbewehrungsgrade bei zu integralisierenden Bestandsobjekten.

2 Grundlagen zum Verhalten integraler Stahlbetonbrücken

Integralbrücken sind statisch unbestimmte Rahmensysteme. Die Behinderung äußerer Verformungseinwirkungen (z.B. aus Temperatur oder Auflagerverschiebungen) führt in diesen Systemen zu Zwangbeanspruchungen. Zwangbeanspruchungen dienen hierbei der Sicherstellung der Verformungskompatibilität des Systems. Demzufolge korreliert die Größe der Zwangbeanspruchungen direkt mit der Steifigkeit des betrachteten Systems. Zusätzlich beeinflusst die Steifigkeitsverteilung innerhalb des statischen Systems die Schnittgrößenverteilung.

Bei integralen Stahlbetonbrücken ist das Verhalten des Tragwerks, im Speziellen die Steifigkeitsentwicklung und -verteilung, untrennbar mit der Lastgeschichte verbunden. Bereits im GZG werden die Gesamtsteifigkeit und die Steifigkeitsverteilung durch eintretende Rissbildung und Langzeiteffekte wie Kriechen beeinflusst. Wird das Tragwerk weiter bis zum GZT belastet, so führt die Bildung plastischer Gelenke durch einsetzendes Fließen der Bewehrung, duktiles Bauteilverhalten vorausgesetzt, zu weiteren Änderungen der Tragwerkssteifigkeit. Hieraus folgt, dass eine detaillierte Beschreibung des Verhaltens integraler Stahlbetonbrücken eine ganzheitliche Betrachtung unter Berücksichtigung der Lastgeschichte erfordert. Nichtsdestotrotz können die grundlegenden verhaltensbezogenen Mechanismen der Entwicklung von Zwangbeanspruchungen und Schnittgrößenumlagerungen zum Zwecke eines besseren Verständnisses getrennt voneinander beschrieben werden.

2.1 Kombinierte Last- und Zwangbeanspruchung

Während des Nutzungszeitraums unterliegen Integralbrücken einer Kombination aus Last- und Zwangbeanspruchungen. Wie beschrieben hängt der Anteil des Zwangs an der Gesamtbeanspruchung, unabhängig von dessen Ursache, von der Steifigkeit des Gesamtsystems ab.

2.1.1 Einfluss der Rissbildung auf Zwangbeanspruchungen

Eintretende Rissbildung führt bei Stahlbetonquerschnitten zu einer deutlichen Abnahme der Querschnittsbiegesteifigkeit EI . Abbildung 2.1 zeigt ein vereinfachtes Beispiel des Verhältnisses der Biegesteifigkeit eines Stahlbetonquerschnitts mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden ρ_s im Zustand II (gerissen) zu dessen Biegesteifigkeit im Zustand I (ungerissen). Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension-Stiffening) wird in diesem Beispiel vereinfachend durch eine Modifikation des Elastizitätsmoduls des Bewehrungsstahls E_s gemäß Glg. 2.1 nach Tue, Della Pietra und Mayer (2021) berücksichtigt. In dieser Gleichung werden eine effektive Betonzugfläche $A_{c,eff}$ von $0,16 \text{ m}^2$, eine Stahldehnung ε_s von 1 ‰ und eine mittlere Betonzugfestigkeit f_{ctm} von $3,20 \text{ MPa}$ angesetzt. Anzumerken ist, dass der Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Querschnittsteifigkeit nur von geringer Bedeutung ist. Jedoch bestimmt diese das Lastniveau, ab welchem der Querschnitt von Zustand I in Zustand II übergeht.

$$E_{s,mod} = \frac{E_s}{1 - 0,40 \cdot \frac{A_{c,eff} \cdot f_{ctm}}{A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s}} \quad (2.1)$$

Aus Abbildung 2.1 geht hervor, dass die Biegesteifigkeit durch Rissbildung selbst bei einem Bewehrungsgrad von $1,20 \text{ ‰}$ um ca. 50 ‰ reduziert wird. Aufgrund der Korrelation zwischen Steifigkeit und Größe der Zwangbeanspruchung wird auch diese durch Rissbildung merkbar verringert. Allerdings ist die Änderung der Querschnittsteifigkeit allein nicht ausreichend, um Rückschlüsse auf die Reduktion der Zwangbeanspruchung ziehen zu können. Vielmehr ist die Steifigkeit des gesamten statischen Systems zu beachten.

Abbildung 2.2 verdeutlicht den Einfluss der Systemsteifigkeit auf die Größe der Zwangbeanspruchung. Hierin wird ein einfeldriger Rahmen mit einer Überbaulänge l_U von 20 m und einer Widerlagerhöhe h_{WL} von 5 m betrachtet. Die Lagerung erfolgt unter Berücksichtigung realitätsnaher Bettungssteifigkeiten (vgl. RVS 15.02.12 (2018)). Während die Steifigkeit der Widerlager unverändert bleibt, wird die Steifigkeit des Überbaus bereichsweise reduziert. Die Zwangbeanspruchung wird durch eine konstante Erwärmung des Überbaus ΔT_N simuliert. Der Einfluss der gerissenen Bereiche wird über das Verhältnis des Zwangmoments im Überbau mit gerissenen Bereichen $M_{Zw,ZstII}$ zu jenem ohne gerissene Bereiche $M_{Zw,ZstI}$ dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die prozentuale Größe der verbleibenden Zwangbeanspruchungen höher ist als die prozentuale Reduktion der Biegesteifigkeit auf Querschnittsebene.

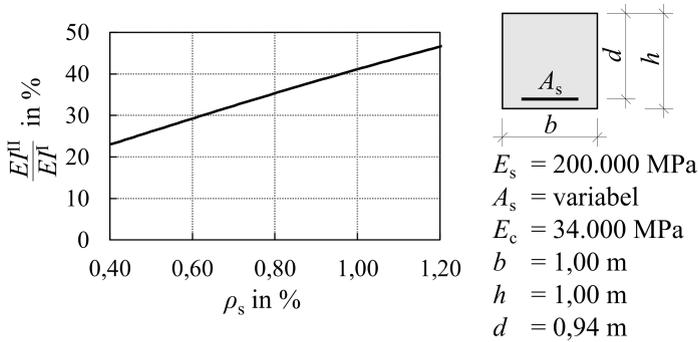


Abb. 2.1: Beispiel für das Verhältnis der Querschnittsbiegesteifigkeit von Zustand II (EI^{II}) zu Zustand I (EI^I) in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades ρ_s

Der hier dargestellte Einfluss der Rissbildung auf die Größe vorhandener Zwangbeanspruchungen wird beispielsweise auch in Holschemacher (1992), Novák (1995), Arnold (2008), Della Pietra (2018), Tue, Della Pietra und Mayer (2021) und Mayer, Tue *et al.* (2021) beleuchtet und diskutiert. Die Größe der verbleibenden Zwangbeanspruchungen bei einem gegebenen Lastniveau ist demnach insbesondere

- vom statischen System,
- vom Bewehrungsgrad,
- von der Querschnittsform,
- von der Versagensart (Beton- oder Stahlversagen) und
- vom Vorhandensein einer etwaigen Vorspannung

abhängig. Aus diesen Gründen kann eine Aussage zur Reduktion von Zwangbeanspruchungen ebenfalls nicht allein durch das Verhältnis von gerissenen zu ungerissenen Bereichen erfolgen.

2.1.2 Einfluss des Kriechens auf Zwangbeanspruchungen

Neben der Rissbildung hat auch das Kriechen einen Einfluss auf Zwangbeanspruchungen in Stahl- und Spannbetontragwerken. Kriechen beschreibt hierbei die zeit- und spannungsabhängige Tragwerksverformung bei gleichbleibendem

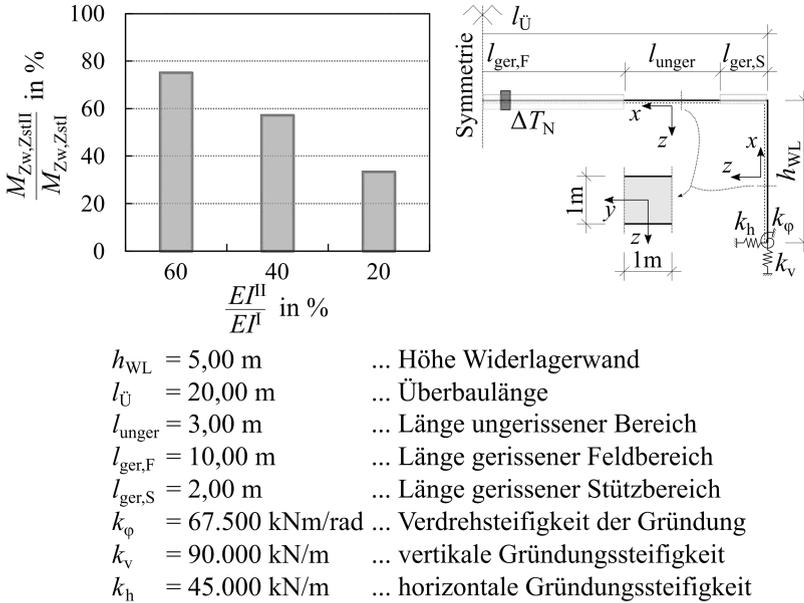


Abb. 2.2: Beispiel für den Einfluss der Systemsteifigkeit auf das Zwangbiegemoment im Überbau

Lastniveau. Demzufolge wird die Systemsteifigkeit durch Kriechen reduziert, was wiederum direkten Einfluss auf die Größe vorhandener Zwangbeanspruchungen hat, vgl. u.a. Della Pietra (2018) und Mayer, Tue *et al.* (2021).

Allerdings wird das Kriechvermögen des Betons gemäß dem aktuellen Stand der Technik mit zunehmendem Alter verringert. Wie von Tue, Della Pietra und Mayer (2021) beschrieben wird, folgt hieraus, dass das verbleibende Kriechpotential zum Abbau saisonaler Zwangbeanspruchungen infolge jahreszeitlicher Temperaturänderungen gering ist. Jedoch kommen Tue, Della Pietra und Mayer (2021) auf Basis weitergehender Untersuchungen dennoch zum Schluss, dass eine Vernachlässigung der positiven Effekte aus Kriechen auf die Reduktion von Zwangbeanspruchungen zu konservativ ist.

Einen Ansatz zur Berücksichtigung der Kriecheffekte auf die Größe vorhandener Zwangbeanspruchungen bietet die Arbeit von Della Pietra (2018). Hiernach dürfen auftretende Zwangbeanspruchungen wegen des positiven Einflusses des Kriechens generell um 20 % reduziert werden.

2.1.3 Einfluss plastischer Verformung auf Zwangbeanspruchungen

Die beschriebenen Einflüsse aus Rissbildung und Kriechen können bereits im GZG zu einer deutlichen Reduktion vorhandener Zwangbeanspruchungen führen. Im GZT kann auch eine eintretende Fließgelenkbildung zu einem weiteren Abbau verbliebener Zwangbeanspruchungen beitragen. Überschreitet die Dehnung des Bewehrungsstahls die Fließdehnung, wird die Dehnsteifigkeit der Bewehrung stark reduziert und die Druckzone wird weiter eingeschnürt. Folglich wird auch die Biegesteifigkeit des betrachteten Querschnitts durch eine deutliche Zunahme der Querschnittskrümmung weiter reduziert. Wie allerdings bereits in Abschnitt 2.1.1 erläutert wurde, bestimmt die Systemsteifigkeit die Größe der vorhandenen Zwangbeanspruchungen. Daher ist die Gesamtverformung, welche eine Integralgröße der Querschnittskrümmungen darstellt, zu beachten. Demzufolge können Zwangschnittgrößen, bei ausreichendem Verformungsvermögen des Systems, gänzlich abgebaut werden. Das wird u.a. durch die Untersuchungen von Kordina *et al.* (1982), Woidelko (1983), Jokela (1985) Arnold (2008) und Berger *et al.* (2020) bestätigt. In allen diesen Untersuchungen wurde gezeigt, dass die Zwangbeanspruchungen, ausreichendes Verformungsvermögen vorausgesetzt, keinen Einfluss auf die maximale Systemtraglast haben. Das lässt auf einen vollständigen Abbau der Zwangbeanspruchungen bei Erreichen der Systemtraglast schließen.

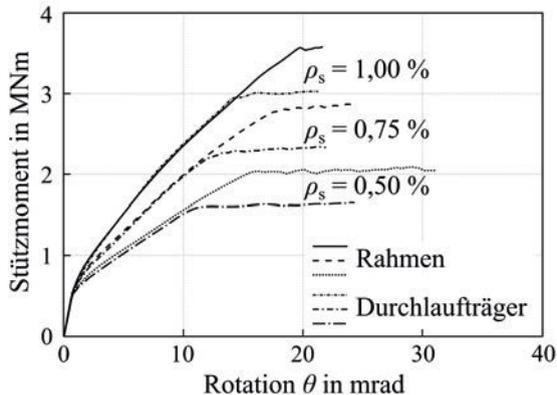


Abb. 2.3: Rotation von Rahmen im Vergleich zu Durchlaufträgern nach Schröckmayr (2019)

Basierend auf dieser Erkenntnis wurde von Della Pietra (2018) mit vereinfachten Annahmen gezeigt, dass bei Integralbrücken bis zu einer Länge von 30 m auf die Berücksichtigung von Zwangsnchnittgrößen verzichtet werden kann. Eine der Annahmen hierin ist der Ansatz der maximalen Tragwerksrotation für Durchlaufträger gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2015). Auf die Tragwerksrotation für Durchlaufträger wird zurückgegriffen, da Richtlinien oder Ansätze zur Bestimmung der maximalen Rotation für Rahmenbauwerke weitestgehend fehlen. Zusätzlich zeigen beispielsweise die Untersuchungen von Akkermann *et al.* (2002) ein sehr gutes Verformungsvermögen von Rahmenecken, wenn ein Spaltzugversagen im Rahmeneckbereich durch konstruktive Bewehrung ausgeschlossen werden kann.

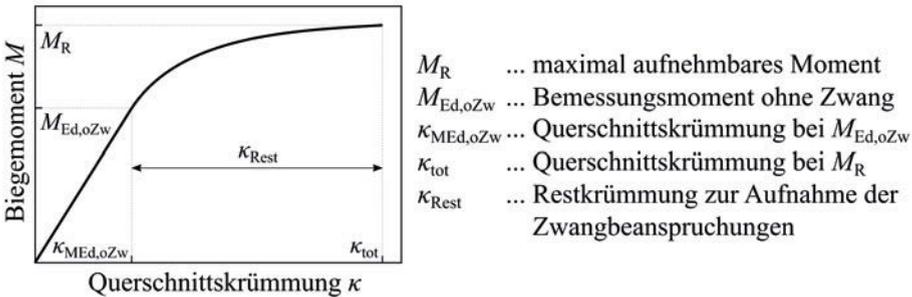


Abb. 2.4: Vereinfachte Darstellung des verbleibenden Verformungsvermögens auf Querschnittsebene

Da die Untersuchungen von Akkermann *et al.* (2002) jedoch auf das Verformungsvermögen von Rahmenecken beschränkt sind und nicht das Verformungsvermögen ganzer Rahmensysteme beleuchten, wurden in der Arbeit von Schröckmayr (2019) Untersuchungen des Verformungsvermögens von starr eingespannten Rahmensystemen im Vergleich zu Durchlaufträgern durchgeführt. In den Riegeln von Rahmen treten aufgrund des statischen Systems auch Normalkräfte auf. In der Regel handelt es sich hierbei um Druckkräfte. Diese Druckkräfte führen zwar zu einer Steigerung der Momententragfähigkeit, mindern dabei allerdings gleichzeitig das plastische Verformungsvermögen, vgl. u.a. König, Pommerening *et al.* (1999). Die Ergebnisse von Schröckmayr (2019) zeigen an dieser Stelle, dass die plastische Rotation bei Rahmensystemen im Vergleich zu Durchlaufträgern abnimmt, das Gesamttrotationsvermögen dabei aber annähernd konstant bleibt. Abbildung 2.3 stellt die Ergebnisse von Schröckmayr (2019) bei unterschiedlichen Bewehrungsgraden dar. Aufbauend darauf wird von Tue, Della Pietra und Mayer (2021) ein vereinfachtes Verfahren zur Bestimmung der zum gänzlichen

Zwangabbau in Rahmensystemen erforderlichen Restrotation abgeleitet. Zusammenfassend bleibt die Erkenntnis, dass im GZT das verbleibende Verformungsvermögen eines Systems, welches nicht durch Eigengewichts- oder Verkehrslasten aufgebraucht wurde, dem Abbau vorhandener Zwangbeanspruchungen dient. Abbildung 2.4 verdeutlicht das verbleibende Verformungsvermögen vereinfacht anhand einer Momenten-Krümmungsbeziehung eines beliebigen Stahlbetonquerschnitts. Da das Verformungsvermögen möglichst realitätsnah bestimmt werden sollte, empfiehlt es sich, dieses auf Basis von Materialmittelwerten zu berechnen.

2.1.4 Untersuchungen zu kombinierter Beanspruchung aus Last- und Temperaturzwang

Aufgrund der Komplexität des Zusammenspiels der einzelnen beschriebenen Einflüsse auf die Größe von Zwangbeanspruchungen wurde in der Vergangenheit eine Vielzahl an Untersuchungen zu kombinierten Last- und Zwangbeanspruchungen durchgeführt. Die Zwangbeanspruchungen wurden in diesen Untersuchungen häufig durch Auflagerverschiebungen (u.a. Kordina *et al.* (1982), Woidelko (1983) und Berger *et al.* (2020)) oder Temperaturbeanspruchungen eingepreßt. Da die Zwangbeanspruchungen der in Kapitel 3 beschriebenen experimentellen Untersuchungen auch mittels einer Temperaturbeanspruchung hervorgerufen wurden, liegt der Fokus nachfolgend auf ausgewählten Untersuchungen mit eingepreßten Temperaturzwängen.

Untersuchungen von Falkner (1969)

Falkner (1969) untersuchte 5,90 m lange Stahlbetonbalken mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden unter zentrischem Zwang. Die Balken waren 0,35 m hoch und 0,17 m breit. Die Zwangbeanspruchung wurde durch eine Abkühlung der Balken um ca. 60 °C eingebracht. Abbildung 2.5 zeigt eine schematische Darstellung der Versuche von Falkner (1969).

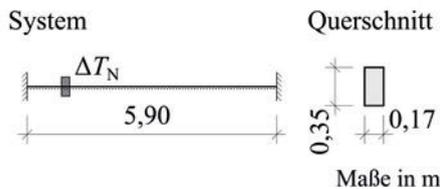


Abb. 2.5: Statisches System und Beanspruchung der Versuche von Falkner (1969)

Die durch die Abkühlung hervorgerufene Rissbildung führte zu einer deutlichen Abnahme der Dehnsteifigkeit EA . Als Folge der reduzierten Dehnsteifigkeit lag die gemessene Zwangskraft, je nach Bewehrungsgrad, bei nur ca. 8 bis 11 % der rechnerischen Zwangskraft im Zustand I.

Untersuchungen von Jokela (1985)

Von Jokela (1985) wurden die in Abbildung 2.6 dargestellten Systeme mit den ebenfalls angeführten Beanspruchungen untersucht. Die Zwangbeanspruchungen in den Systemen wurden durch Temperaturgradienten mit Temperaturdifferenzen ΔT von bis zu 80 °C hervorgerufen. Die Einzellasten F wurden kontinuierlich gesteigert.

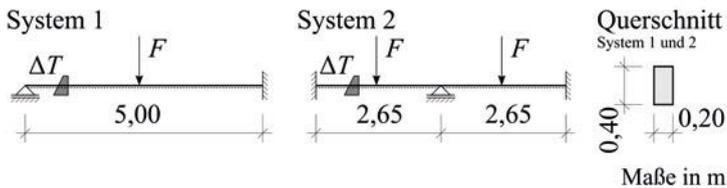


Abb. 2.6: Statische Systeme und Beanspruchungen der Versuche von Jokela (1985)

Die Auswertungen von Jokela (1985) zeigen, dass die Bauteilsteifigkeit durch Rissbildung auf bis zu 23 % reduziert wurde. Analog hierzu wurde auch das Zwangmoment an den Einspannpunkten verringert. Bei Erreichen der Traglast war das Zwangmoment durch das ausreichend vorhandene Verformungsvermögen der Balken bereits vollständig abgebaut.

Untersuchungen von Vecchio et al. (1990)

Die von Vecchio *et al.* (1990) durchgeführten Untersuchungen beschäftigten sich mit den Abbildung 2.7 dargestellten Rahmensystemen. Insgesamt wurden drei verschiedene Systeme mit einem Gesamtumfang von 61 Versuchen geprüft. In allen Systemen wurde der Versuchsrahmen mit Wasser gefüllt und das Wasser auf eine Temperatur T_1 aufgeheizt. Die Außentemperatur T_0 lag konstant bei 15 °C. Das erste System war so konzipiert, dass sich die Verformungen durch das Aufheizen des Wassers frei einstellen konnten. Beim zweiten System wurde am oberen Ende der Rahmenwände eine Vorspannung aufgebracht. Der Zwangkraftanstieg durch das Aufheizen des Wassers wurde über den Kraftzuwachs in den Spannstäben bestimmt. Im dritten System wurde das Wasser im ungezwängten System aufgeheizt. Nach Erreichen eines stationären Temperaturfelds

der Rahmenstruktur wurde eine äußere Last aufgebracht. Diese Last wurde solange gesteigert, bis ein Systemversagen eintrat.

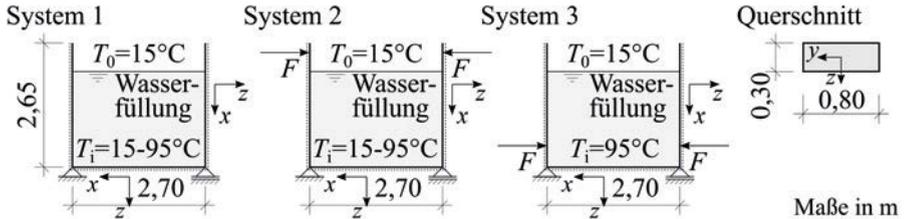


Abb. 2.7: Statische Systeme und Beanspruchungen der Versuche von Vecchio *et al.* (1990)

Die Auswertungen zeigen, dass die eingebrachten Zwangspannungen bei hohen Bauteiltemperaturen zufolge Relaxation deutlich reduziert wurden. Zusätzlich wurde in Vecchio *et al.* (1990) festgehalten, dass die Zwangbeanspruchungen, die aus Temperaturunterschieden von weniger als 100 °C resultierten, keinen Einfluss auf die Duktilität und die Traglast der untersuchten Rahmensysteme hatten.

Untersuchungen von Kühlen (1994)

Kühlen (1994) befasste sich mit Versuchen an beidseitig eingespannten Stahlbetonbalken, welche an der Unterseite erwärmt wurden. Das Aufheizen der Unterseite erfolgte mit variierenden Heizraten. Wie in Abbildung 2.8 dargestellt wird, hatten die Versuchsbalken eine Länge zwischen den Einspannpunkten von 1,80 m. Die Breite der Balken war 0,50 m. Die Dicke wurde mit 0,20 und 0,30 m variiert. Der Fokus der Untersuchungen lag auf den Einflüssen von zeit- sowie temperaturabhängigem Kriechen, Eigenspannungen und eintretender Rissbildung auf die Entwicklung und Größe auftretender Zwangbeanspruchungen.

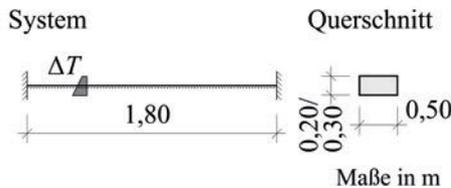


Abb. 2.8: Statisches System und Beanspruchung der Versuche von Kühlen (1994)

Neben der allgemeinen Versuchsauswertung erfolgte auch eine Verifizierung der Versuchsergebnisse anhand eines Lamellenmodells. Die Erfassung des zeit- und temperaturabhängigen Kriechens erfolgte in diesem Modell gemäß den Erkenntnissen von Shkoukani (1990). Mit Hilfe der Versuche und den ergänzenden Nachrechnungen gelangte Kühlen (1994) zu dem Schluss, dass die Zwangsschnittgrößen im Zustand I durch zeit- und temperaturabhängige Relaxation abgebaut wurden. Die Größe des Abbaus stand demnach in einem Zusammenhang mit der Heizgeschwindigkeit und der Höhe der Temperatur. Darüber hinaus konnte gezeigt werden, dass die Risschnittgrößen maßgeblich von aus dem Aufheizvorgang hervorgerufenen Eigenspannungen beeinflusst wurden. Im vorliegenden Fall führten die Eigenspannungen zu Druckspannungen in den Randfasern der Balken, was zu einer scheinbaren Erhöhung der Zugfestigkeit führte.

Untersuchungen von Arnold (2008)

Die Arbeit von Arnold (2008) umfasst umfangreiche Parameterstudien betreffend die Entwicklung von Zwangsschnittgrößen bei kombinierter Beanspruchung aus Last und Zwang. In den Parameterstudien werden

- das statische System,
- der Bewehrungsgrad,
- die Querschnittsform,
- die Vorspannung,
- die Betondruckfestigkeit und
- die Betonzugfestigkeit variiert.

Aus den Ergebnissen der Parameterstudien leitete Arnold (2008) einen direkten Zusammenhang zwischen Steifigkeitsabbau und Querschnittsform bzw. Bewehrungsgrad ab. Zusätzlich wird darauf hingewiesen, dass der Einsatz hochfester Betone zu einer Minderung der Querschnittsduktilität und demzufolge auch zu einer geringeren Steifigkeitsreduktion führt. Als wesentlich kann hervorgehoben werden, dass die Betonzugfestigkeit nach erfolgter Erstrissbildung gemäß Arnold (2008) keinen nennenswerten Einfluss auf das Krümmungsvermögen eines Querschnitts hat. Voraussetzung hierfür ist allerdings das Vorhandensein der Mindestbewehrung.

Untersuchungen von Jäger (2021)

In den Untersuchungen von Jäger (2021) wird eine ausführliche Parameterstudie zum Abbau von Zwangbeanspruchungen bei einfeldrigen Integralbrücken

durchgeführt. Die Berechnungen erfolgen auf Basis der nichtlinearen Finite-Elemente-Methode (FEM). Im Vergleich zu den Untersuchungen von Arnold (2008) finden auch die Gründungssteifigkeiten Eingang in die Untersuchungen. Die Ergebnisse zeigen bereits im Gebrauchszustand eine deutliche Abnahme der zu Beginn vorhandenen Zwangbeanspruchungen durch Rissbildung und Kriechen.

Aufbauend auf den Untersuchungen von Jäger (2021) widmet sich ein Abschnitt der Untersuchungen von Mayer, Tue *et al.* (2021) einer detaillierteren Auswertung der Ergebnisse und dem Einfluss der Gründungssteifigkeiten auf die Reduktion der Zwangbeanspruchungen. Diese Auswertungen zeigen, dass die Größe der Zwangbeanspruchungen bei Integralbrücken neben Rissbildung, Kriechen und Fließgelenkbildung maßgeblich von den vorhandenen Gründungssteifigkeiten abhängt. Daher sind diese bei entsprechenden Untersuchungen von Integralbrücken unbedingt zu beachten.

Die weiteren Auswertungen zeigen, dass die temperaturbedingten Zwangmomente und Zwangnormalkräfte nicht in gleichem Maße abgebaut werden. Grund hierfür sind Unterschiede in der Entwicklung der Biegesteifigkeit EI und der Dehnsteifigkeit EA . Bei einer Betrachtung der für Integralbrücken relevanten Bewehrungskonfigurationen zeigt sich bereits im ungünstigsten Fall ein Abbau der Zwangmomente im Gebrauchszustand auf ca. 30 % des Anfangswerts. Im Bruchzustand ist das Zwangmoment aus Temperaturbeanspruchung in allen Berechnungen vollständig abgebaut.

2.1.5 Zwang zufolge behinderter Schwerachsendehnung bei Rissbildung

Nicht berücksichtigt oder nicht erwähnt wurde in den in Abschnitt 2.1.4 genannten Untersuchungen, ausgenommen Mayer, Tue *et al.* (2021) und Jäger (2021), der Effekt einer zusätzlichen Zwangnormalkraft zufolge behinderter Schwerachsendehnung bei Rissbildung.

Eintretende Rissbildung in Biegebalken aus Stahlbeton führt, aufgrund des Risswachstums über die Schwerachse des Balkens im Zustand I, zu einer Verlängerung der Schwerachse. Wird nun ein horizontal unverschieblich gelagertes System betrachtet, so kann sich die entstehende Verlängerung der Schwerachse nicht vollständig einstellen. Der behinderte Dehnungsanteil der Schwerachse ε_{beh} führt dann zu einer zusätzlichen Drucknormalkraft $N_{Zw,BS}$ im System. Wie aus Glg. 2.2 hervorgeht, hängt die Größe von $N_{Zw,BS}$ von der mittleren

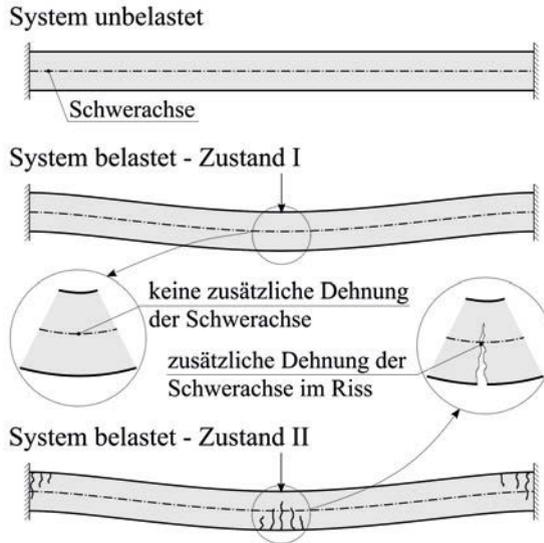


Abb. 2.9: Vereinfachte Darstellung der Schwerachsenehnung bei Rissbildung

Dehnsteifigkeit des Bauteils EA_{mittel} ab. Dieser Effekt wird in Abbildung 2.9 vereinfacht dargestellt.

$$N_{Zw,BS} = \varepsilon_{\text{beh}} \cdot EA_{\text{mittel}} \quad (2.2)$$

Der Einfluss der entstehenden Drucknormalkraft auf die Bemessung von Stahlbetonbauteilen wird von Pfeiffer (2004) detailliert beleuchtet. Der Fokus seiner Untersuchungen liegt auf Anwendungen im Hochbau, wie z.B. zwischen Kernen eingespannten Hochbaudecken. So wird in seiner Arbeit u.a. der günstige Einfluss der behinderten Schwerachsenehnung auf den Abbau von durch Schwinden hervorgerufenen Zwangnormalkräften beschrieben.

Während die Größe des behinderten Anteils der Schwerachsenehnung vom horizontalen Behinderungsgrad abhängt, wird die Gesamtehnung der Schwerachse durch den vorhandenen Bewehrungsgrad, die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, den E-Modul des Betons und die Querschnittsgeometrie bestimmt.

In Abbildung 2.10 wird die Schwerachsenehnung eines Querschnitts im Gebrauchszustand bei verschiedenen Bewehrungsgraden ρ_s veranschaulicht. Um

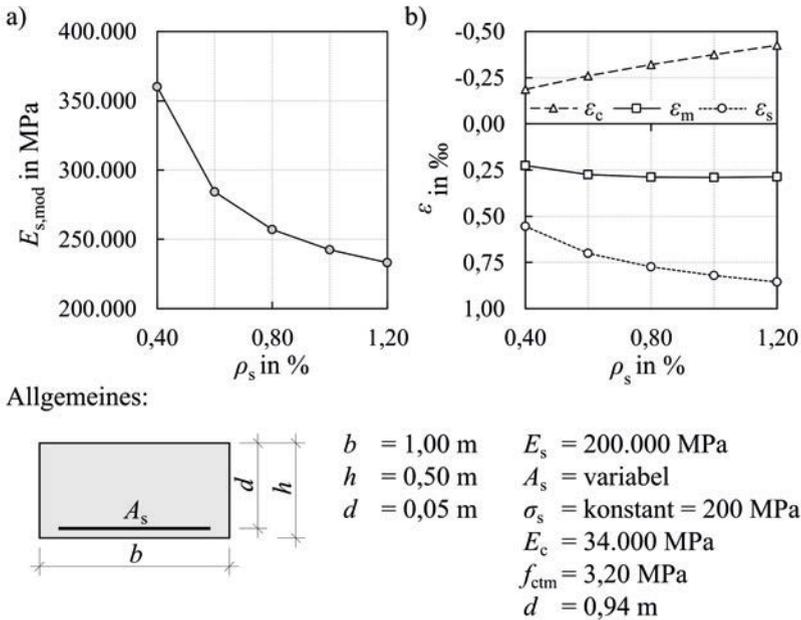


Abb. 2.10: Beispiel zur Entwicklung der Schwerachsenehnung eines gerissenen Querschnitts mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden ρ_s im Gebrauchszustand
 a) Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und
 b) Entwicklung der Dehnungen des Betons ϵ_c , der Schwerachse ϵ_m und der Bewehrung ϵ_s

eine realistische Näherung für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu erhalten, wird die Bewehrungsspannung σ_s bei allen Bewehrungsgraden mit ca. 200 MPa konstant gehalten. Diese Spannung entspricht in etwa jener Spannung, welche erforderlich ist, um die Rissbreite w_k auf 0,30 mm zu begrenzen. An dieser Stelle wird vereinfacht angenommen, dass der Durchmesser \varnothing der Bewehrungsstäbe unabhängig vom Bewehrungsgrad ρ_s konstant gehalten wird. Mitberücksichtigt wird die Mitwirkung des Betons zwischen Rissen durch eine Modifikation des E-Moduls des Bewehrungsstahls E_s zu $E_{s,mod}$ unter Anwendung von Glg. 2.1. Wie in Abbildung 2.10 a) gezeigt wird, nimmt der Einfluss der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen mit zunehmendem Bewehrungsgrad ρ_s ab. Abbildung 2.10 b) zeigt die unter diesen Annahmen resultierenden Dehnungen am Betonrand ϵ_c , die Dehnungen der Bewehrung ϵ_s und die Dehnungen der Schwerachse ϵ_m . Die Gesamtdehnung der Schwerachse

beträgt für den dargestellten Fall bis zu 0,29 %. Unter der Annahme, dass 50 % dieser Dehnung behindert werden und die Dehnsteifigkeit des Querschnitts durch Rissbildung um ca. 70 % reduziert wird, würde im beschriebenen Beispiel bereits im GZG eine zusätzliche Zwangnormalkraft von ca. 780 kN resultieren.

Wie in der Arbeit von Glanzer-Unterscheider (2021) gezeigt wird, entsteht diese zusätzliche Zwangnormalkraft auch bei Integralbrücken. Der horizontale Behinderungsgrad ist bei Integralbrücken jedoch verhältnismäßig klein, wodurch auch die entstehende Zwangnormalkraft nur in vermindertem Maße auftritt. Dennoch beeinflusst die Zwangnormalkraft aus behinderter Schwerachsendehnung das Verhalten einer Integralbrücke, vgl. Abschnitt 2.2.2 und Kapitel 4. Die Größen von ε_{beh} und EA_{mittel} (vgl. Glg. 2.2) sind bei Integralbrücken Funktionen

- der Gründungssteifigkeiten k_v , k_h und k_φ des Systems,
- der Betongüte,
- der Bewehrungsgrade des Überbaus im Stützbereich $\rho_{\text{Ü,S}}$ und im Feldbereich $\rho_{\text{Ü,F}}$,
- der Bewehrungsgrade der Widerlagerwand auf der Erdseite $\rho_{\text{WL,E}}$ und auf der Luftseite $\rho_{\text{WL,L}}$,
- der Querschnittsgeometrie des Überbaus,
- der Querschnittsgeometrie der Widerlagerwand,
- der Überbaulänge $l_{\text{Ü}}$ und
- der Höhe der Widerlagerwand h_{WL} .

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die aus einer behinderten Schwerachsendehnung resultierende Zwangnormalkraft mit zunehmender Rissbildung tendenziell erhöht wird. Demgegenüber werden Zwangmomente zufolge Auflagerverschiebungen und/oder Temperaturänderungen durch die aus einer Rissbildung resultierenden Steifigkeitsreduktionen abgebaut. Folglich könnte eine allgemein gültige Aussage zum Abbau von Zwangbeanspruchungen problematisch sein.

2.2 Schnittgrößenverteilung und -umlagerung

Neben der Größe etwaiger Zwangbeanspruchungen beeinflussen Änderungen der Verteilung und des Betrags der Systemsteifigkeiten die Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Rahmensystemen.

2.2.1 Nichtlineares Last- Verformungsverhalten

Im Vergleich zu statisch bestimmten Systemen kann die Schnittkraftermittlung in statisch unbestimmten Systemen nicht mehr ausschließlich anhand des Kräftegleichgewichts erfolgen. Ergänzend muss die Verformungskompatibilität im System beachtet werden. Somit ist die Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Stahlbetontragwerken eine Funktion des nichtlinearen Tragverhaltens des Systems.

Auf das nichtlineare Tragverhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen wird in König, Pommerening *et al.* (1999) ausführlich eingegangen. Hierin wird das nichtlineare Verhalten von Stahlbetonstrukturen auf Material-, Querschnitts- und Tragwerksebene diskutiert.

Ausgehend von diesem nichtlinearen Last- und Verformungsverhalten wird die Schnittgrößenumlagerung eines Zweifeldträgers in Zilch *et al.* (2010) anschaulich dargestellt. Angelehnt hieran zeigt Abbildung 2.11 den Einfluss der Riss- und Fließgelenksbildung auf die Schnittgrößenumlagerung bei einem Zweifeldträger. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die Umlagerung in diesem Zusammenhang keine Abnahme des ursprünglich vorhandenen Moments nach Elastizitätstheorie M_{el} beschreibt. Beschrieben wird vielmehr die Differenz zwischen dem theoretischen Wert des Moments M_{el} und dem tatsächlich im Bauteil vorhandenen Wert M_{vorh} , vgl. u.a. Zilch *et al.* (2010) und König, Tue *et al.* (2008).

Die Darstellung des Umlagerungsverhaltens in Abbildung 2.11 erfolgt für vier markante Laststufen. In der ersten Laststufe ist der gesamte Stahlbetonbalken ungerissen und die Schnittgrößenverteilung entspricht jener im elastischen Zustand.

Bei weiterer Laststeigerung überschreitet das Stützmoment das Rissmoment. Die folglich einsetzende Rissbildung führt zu einer Reduktion der Biegesteifigkeit EI im Stützbereich, was zu einer Momentenumlagerung vom gerissenen Stütz- in die ungerissenen Feldbereiche führt.

Wird die Belastung weiter gesteigert, so beginnen die Feldbereiche zu reißen und die Biegesteifigkeit ebenjener Bereiche wird reduziert. Durch die Rissbildung innerhalb der Feldbereiche findet eine Momentenumlagerung von den weicheren Feldbereichen zu dem nun verhältnismäßig wieder steiferen Stützbereich statt. In der letzten Laststufe erreicht die Bewehrung im Stützbereich die Fließgrenze und die Biegesteifigkeit wird lokal weiter reduziert. Das Stützmoment kann in dieser Phase durch die mit der Einschnürung der Druckzone einhergehende

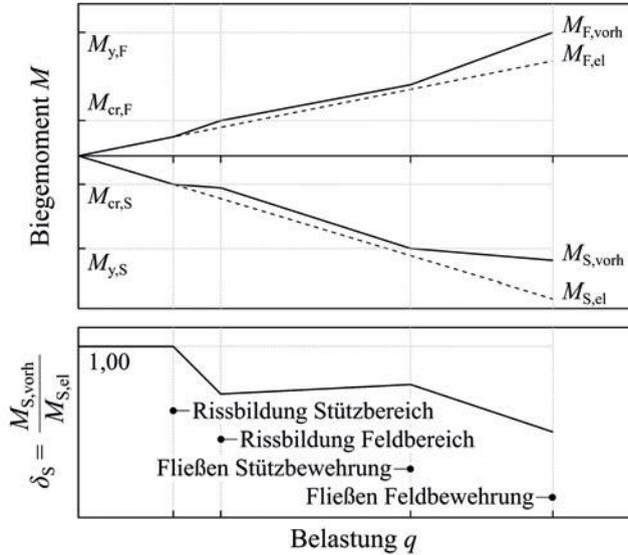


Abb. 2.12: Beispiel der Momentenentwicklung und des Umlagerungsfaktors δ eines Zweifeldträgers nach Zilch *et al.* (2010)

(2008). Der Umlagerungsfaktor δ stellt das Verhältnis des tatsächlich im Bauteil vorhandenen Moments M_{vorh} zum theoretischen Moment einer linear elastischen Berechnung M_{el} dar.

$$\delta = \frac{M_{vorh}}{M_{el}} \quad (2.3)$$

Der Umlagerungsfaktor δ bezieht sich ausschließlich auf einen Schnitt des betrachteten Systems. Üblicherweise wird jener Schnitt betrachtet, von welchem ausgehend eine Umlagerung erwartet wird. Eine Umlagerung weg vom betrachteten Schnitt ist charakterisiert durch Werte von $\delta < 1,00$. In Abbildung 2.12 werden die Momentenentwicklung sowie der Umlagerungsfaktor des zuvor dargestellten Beispiels eines Zweifeldträgers angelehnt an Zilch *et al.* (2010) veranschaulicht. Sowohl in der Momentenentwicklung als auch im Umlagerungsfaktor sind die charakteristischen Zeitpunkte der Steifigkeitsänderungen zufolge Rissbildung und Fließgelenkbildung gut zu erkennen. Umlagerungen, die ab dem Fließbeginn der Bewehrung stattfinden, werden häufig als plastische Umlagerungen bezeichnet.

2.2.2 Untersuchungen integraler Stahlbetonbrücken

Die vorangegangenen Ausführungen zeigen, dass das Umlagerungsverhalten von einfachen statischen Systemen aus Stahlbeton, wie dem beschriebenen Zweifeldträger, in der Vergangenheit in einer Vielzahl an Arbeiten detailliert untersucht und beschrieben wurde. Demgegenüber sind Untersuchungen zum Umlagerungsverhalten von integralen Stahlbetonbrücken deutlich seltener. Aufgrund dieser fehlenden Datenbasis wurde das Umlagerungsverhalten von integralen Stahlbetonbrücken in den Arbeiten von Schröckmayr (2019) und Glanzer-Unterscheider (2021) mit Hilfe numerischer Berechnungen gezielt untersucht. In beiden Arbeiten wird die Bewehrungsführung der Rahmenecken nach den Erkenntnissen von Akkermann *et al.* (2002) so berücksichtigt, dass ein Spaltzugversagen innerhalb der Rahmenecken ausgeschlossen werden kann.

Die Arbeit von Schröckmayr (2019) vergleicht das Verformungsvermögen und das Umlagerungsverhalten von Rahmensystemen und Durchlaufträgern. Vereinfacht sind dabei die Bewehrungsgrade in Feld- und Stützbereich ident. Zusätzlich entspricht die Lagerung der Rahmen einer starren Einspannung. Darauf aufbauend wird das tatsächliche Verhalten von integralen Stahlbetonbrücken von Glanzer-Unterscheider (2021) besser angenähert. In dieser Arbeit werden die Gründungssteifigkeiten mitberücksichtigt und variiert. Ebenfalls werden wechselnde Bewehrungsgrade im Feld- und Stützbereich untersucht. Beide Arbeiten zeigen, dass Rahmensysteme im Allgemeinen ein sehr gutes Verformungsvermögen aufweisen. Das wirkt sich günstig auf den Abbau vorhandener Zwangsmomente aus. Allerdings ist das Umlagerungsverhalten von Rahmen deutlich komplexer als jenes von Durchlaufträgern. Einerseits hängt das Umlagerungsvermögen von Rahmensystemen von den Lagerbedingungen und den Nachgiebigkeiten der Widerlagerwände (Rahmenstiele) ab. Andererseits zeigen beide Untersuchungen, dass das Tragverhalten integraler Stahlbetonbrücken durch den Effekt der in Abschnitt 2.1.5 beschriebenen Zwangnormalkraft zufolge behinderter Schwerachsendehnung $N_{Zw,bS}$ beeinflusst wird. Die Ergebnisse von Glanzer-Unterscheider (2021) bei Systemen mit üblichen Gründungssteifigkeiten zeigen, dass die Zunahme der Normalkraft $N_{Zw,bS}$ bei Fließbeginn zwischen ca. 10 % und 25 % der Normalkraft zufolge einer linear elastischen Berechnung betragen kann. An dieser Stelle wurden Systeme mit gleichen Stütz- und Feldbewehrungsgraden betrachtet, da das Verhältnis zwischen Stütz- und Feldmomenten bei Rahmensystemen kleiner ist als bei Durchlaufträgern, vgl. Schröckmayr (2019). Des Weiteren findet in Rahmensystemen bei eintretender Rissbildung eine betragsmäßige Angleichung der Stütz- und Feldmomente statt.

Unabhängig von der Größe von $N_{Zw,bS}$ stellt Abbildung 2.13 ein vereinfachtes Beispiel zum Einfluss von $N_{Zw,bS}$ auf die Schnittgrößenverteilung in Integralbrücken dar. Gezeigt wird ein symmetrisches Rahmensystem unter Berücksichtigung der Gründungssteifigkeiten. Dieses Rahmensystem wird einerseits durch eine konstante Streckenlast q und andererseits durch $N_{Zw,bS}$ beansprucht.

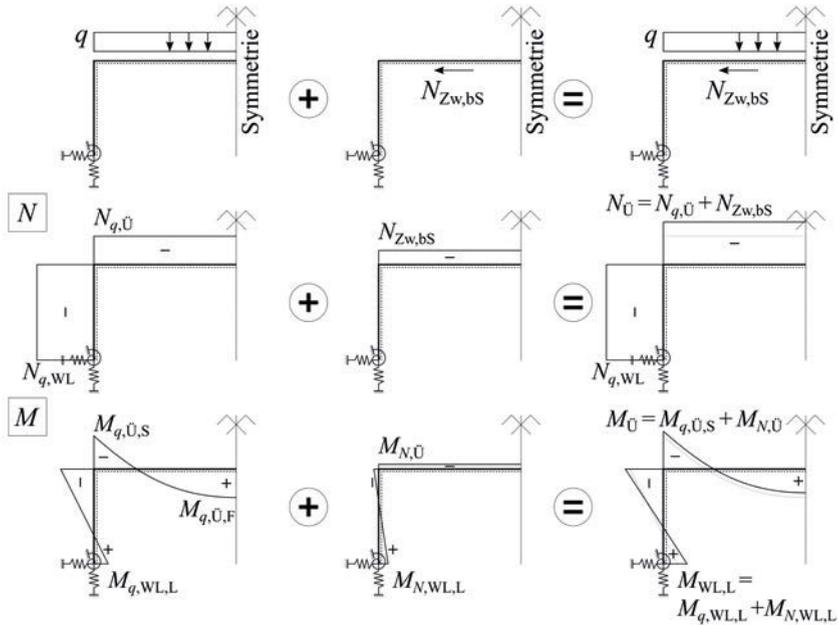


Abb. 2.13: Einfluss einer Zwangnormalkraft aus behinderter Schwerachsendehnung $N_{Zw,bS}$ auf die Schnittgrößenverteilung einer Integralbrücke

Wie in Abbildung 2.13 zu erkennen ist, wird die Normalkraft im Überbau betragsmäßig um den Wert von $N_{Zw,bS}$ erhöht. Des Weiteren führt $N_{Zw,bS}$ zu einer Biegebeanspruchung des Überbaus und der Widerlagerwand. Die Größe der resultierenden Biegebeanspruchung ist abhängig von den Gründungssteifigkeiten k_v , k_h und k_φ des Systems, der Biegesteifigkeit der Widerlagerwand EI_{WL} und der Höhe der Widerlagerwand h_{WL} . Da $N_{Zw,bS}$ eine Drucknormalkraft ist, wird das negative Rahmeneckmoment zufolge q betragsmäßig vergrößert und das Feldmoment wird reduziert. Soll nun der Umlagerungsfaktor δ einer Integralbrücke bestimmt werden, so ist der Einfluss von $N_{Zw,bS}$ zu beachten. Wird dieser Anteil vernachlässigt, können die berechneten Werte nicht direkt mit jenen einfacher Systeme verglichen werden. Grund hierfür ist, dass der Biegeanteil

zufolge $N_{Zw,BS}$ im Biegemoment einer linear elastischen Berechnung M_{el} nicht enthalten ist. Somit würde sich bei einer Vernachlässigung von $N_{Zw,BS}$ in der linear elastischen Berechnung i.d.R. ein Umlagerungsfaktor ergeben, welcher auf eine Momentenumlagerung von Feld- zu Stützbereich schließen lässt. Tatsächlich wird das Rahmeneckmoment durch $N_{Zw,BS}$ zwar erhöht, allerdings entspricht dies nicht dem Effekt der im vorigen Abschnitt beschriebenen Umlagerung. Nicht dargestellt wird in Abbildung 2.13 der Einfluss von $N_{Zw,BS}$ auf die Querkraft Q . Während die Querkraft im Überbau von $N_{Zw,BS}$ unbeeinflusst bleibt, wird die Querkraft in der Widerlagerwand betragsmäßig um die Größe von $N_{Zw,BS}$ erhöht. Die Ausführungen zeigen, dass $N_{Zw,BS}$ das Tragverhalten integraler Stahlbetonbrücken beeinflusst. Diese Drucknormalkraft erhöht zwar einerseits den Querschnittswiderstand, andererseits werden jedoch die Biegebeanspruchung im Stützbereich erhöht und das Verformungsvermögen des Überbaus reduziert. Die Bedeutung von $N_{Zw,BS}$ für die Bemessung wird in Kapitel 4 diskutiert.

2.3 Normative Berücksichtigung

Da das beschriebene komplexe Verhalten integraler Stahlbetonbrücken im Rahmen der Bemessung nur schwer ganzheitlich erfasst werden kann, erfolgt die normative Berücksichtigung häufig anhand vereinfachter Ansätze. Diese Ansätze basieren i.d.R. auf den in der Praxis gängigen Berechnungsverfahren.

Aufgrund des erforderlichen Aufwands wird oftmals auf eine analytische Ermittlung der Zwangsschnittgrößen verzichtet. Alternativ werden einerseits konstruktive Vorgaben zur Reduktion vorhandener Zwangbeanspruchungen vorgegeben. Andererseits werden oftmals pauschale Abminderungen der Zwangbeanspruchungen getrennt nach dem jeweiligen Grenzzustand, Gebrauchstauglichkeit (GZG) oder Tragfähigkeit (GZT) definiert. Die Anwendung dieser Abminderungsfaktoren unterliegt, je nach Norm bzw. Richtlinie, vorgegebenen Beschränkungen. Tabelle 2.1 gibt eine Übersicht zur Größe der in den jeweiligen Grenzzuständen zu berücksichtigenden Zwangbeanspruchungen für gängige Normen bzw. Richtlinien aus der Schweiz, Deutschland und Österreich. Diese Abminderungen dürfen bei Zwangsschnittgrößen, welche mittels linear elastischer Berechnungen bestimmt werden, zum Ansatz gebracht werden.

Tabelle 2.1 zeigt, dass zufolge ASTRA 12004 (2011) keine Abminderung der Zwangbeanspruchungen vorgesehen ist.

Tab. 2.1: Auszüge zur Berücksichtigung von Zwangsschnittgrößen in der Bemessung

	Beschränkungen	Bemessung	
		GZG	GZT
ASTRA 12004 (2011)	keine	100 %	100 %
BMVI (2019)	keine	k.A.	k.A.
DIN EN 1992-2 (2010)			
inkl.	keine	100 %	60 %
DIN EN 1992-2/NA (2013)			
ÖNORM EN 1992-2 (2012)	keine	100 %	60 %
inkl.	bzw.		
ÖNORM B 1992-2 (2014)	mit vereinfachtem Temperaturansatz	100 %	100 %
	$L \leq 30 \text{ m}$	40 %	0 %
	$0,30 \% \leq \rho_s \leq 0,80 \%$		
RVS 15.02.12 (2018)	$30 \text{ m} < L \leq 120 \text{ m}$	60 %	40 %
	in allen anderen Fällen	100 %	60 %

Dahingegen dürfen diese gemäß dem in Deutschland gültigen Eurocode zumindest im GZT auf 60 % reduziert werden. In BMVI (2019) werden zwar Angaben zur konstruktiven Durchbildung und Bemessung von Integralbrücken gegeben, jedoch wird auf Hinweise zur Größe der zu berücksichtigenden Zwangbeanspruchungen verzichtet.

In Österreich erfolgt die Bemessung integraler Stahlbetonbrücken im Normalfall gemäß RVS 15.02.12 (2018). Im Rahmen der Erstellung dieser Richtlinie wurden die zu diesem Zeitpunkt aktuellsten Forschungsergebnisse, u.a. Tue, Della Pietra, Oberwalder, Kolleger *et al.* (2014), Tue, Della Pietra, Oberwalder, Marte *et al.* (2016) und Della Pietra (2018), sowie der Stand der Technik mitberücksichtigt und praxistauglich erfasst. Hiernach dürfen Zwangbeanspruchungen nicht ausschließlich im GZT sondern auch im GZG abgemindert werden. Des Weiteren sind die Abminderungsfaktoren deutlich günstiger, als jene in vergleichbaren Normen/Richtlinien. Allerdings sind diese abhängig vom vorhandenen Längsbewehrungsgrad ρ_s und der Brückenlänge L . Insbesondere die Obergrenze der Brückenlänge L von 120 m kann die Bemessung und die konstruktive Durchbildung langer Integralbrücken erheblich erschweren.

Werden die Zwangsschnittgrößen abgemindert oder gänzlich vernachlässigt, so sollte gemäß RVS 15.02.12 (2018) auf eine Umlagerung der Biegemomente im GZT verzichtet werden. Demgegenüber bieten die DIN EN 1992-2 (2010) inkl. der DIN EN 1992-2/NA (2013) und die ÖNORM EN 1992-2 (2012) inkl. der ÖNORM B 1992-2 (2014), unabhängig von der Abminderung vorhandener Zwangbeanspruchungen verschiedene Möglichkeiten zur Schnittkraftermittlung im GZT und somit auch zur Schnittgrößenumlagerung. Unterschieden wird hierbei in

- die linear elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung,
- Berechnungen auf Grundlage der Plastizitätstheorie und
- nichtlineare Berechnungsverfahren.

Nichtlineare Berechnungsverfahren sollten gemäß ÖNORM B 1992-2 (2014) nur in Sonderfällen zur Anwendung kommen und setzen ein hohes Maß an vertieften Kenntnissen voraus.

Demgegenüber ist die Anwendung der linear elastischen Berechnung mit begrenzter Umlagerung im GZT relativ anwenderfreundlich, unterliegt allerdings einigen Einschränkungen. Grundsätzlich ist dieses Verfahren für Momentenumlagerungen in Durchlaufträgern und hier im Speziellen von Stütz- zu Feldbereich vorgesehen. Explizite Vorgaben zu Umlagerungen von Feld- zu Stützbereichen fehlen. Des Weiteren werden Umlagerungen bei verschieblichen Rahmen gemäß DIN EN 1992-2 (2010) inkl. DIN EN 1992-2/NA (2013) und ÖNORM EN 1992-2 (2012) inkl. ÖNORM B 1992-2 (2014) ausgeschlossen. Somit darf dieses Verfahren bei integralen Stahlbetonbrücken nicht angewendet werden.

Wie bei den nichtlinearen Verfahren ist die Anwendung von Berechnungen auf Grundlage der Plastizitätstheorie in Österreich gemäß ÖNORM B 1992-2 (2014) auf Sonderfälle, wie z.B. Nachrechnungen nach Abstimmung mit dem Bauherrn, beschränkt. In Deutschland findet sich eine solche Einschränkung zwar nicht, jedoch ist die Anwendung dieses Verfahrens bei Rahmen und im Speziellen im Rahmeneckbereich wenig praxistauglich.

Somit sind Schnittgrößenumlagerungen bei integralen Stahlbetonbrücken nach gängigen Normen und Richtlinien nicht vorgesehen.

Die Ausführungen zeigen, dass sowohl in der normativen Erfassung von Zwangbeanspruchungen als auch bei der Erfassung von Schnittgrößenumlagerungen in integralen Stahlbetonbrücken Optimierungsbedarf besteht. Da die RVS 15.02.12 (2018) den aktuellen Stand der Technik und des Wissens in Österreich widerspiegelt und weiterentwickelt werden soll, wurden die in Kapitel 5 beschriebenen Bemessungsvorschläge in Anlehnung an diese Richtlinie abgeleitet.

3 Experimentelle Untersuchungen

Die Erläuterungen in Kapitel 2 zeigen die Komplexität des Verhaltens integraler Stahlbetonbrücken. Um dieses komplexe Verhalten besser beschreiben zu können, wurden experimentelle Untersuchungen an acht Stahlbetonbalken (Versuchsbalken) durchgeführt. Diese sollten einen Abschnitt eines unendlich langen, mehrfeldrigen Überbaus einer integralen Stahlbetonbrücke darstellen. Die experimentellen Untersuchungen erfassten die Interaktion zwischen einer äußeren Einzellast und Temperaturzwängen. Des Weiteren erfolgte eine Berücksichtigung der Einflüsse des Kriechens durch eine gezielte Steuerung der Lastgeschichte.

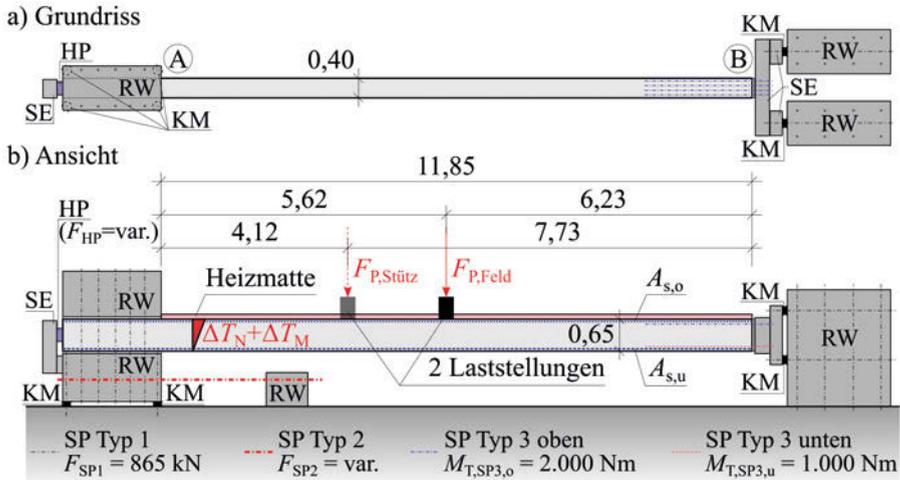
Die Ergebnisse und Auswertungen der experimentellen Untersuchungen bilden die Grundlage für die in Kapitel 5 beschriebenen Bemessungsvorschläge.

3.1 Versuchsaufbau

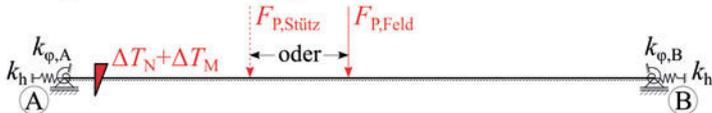
Die Grundidee der experimentellen Untersuchungen war es, die Einflüsse aus Rissbildung, Kriechen und Fließgelenksbildung auf die Größe von Zwangbeanspruchungen und Schnittgrößenumlagerungen ganzheitlich zu erfassen. Dabei stand auch der Einfluss der Änderung der Zwangnormalkraft infolge der Rissbildung im Fokus. Zu diesem Zweck wurde der in Abbildung 3.1 gezeigte Versuchsaufbau entwickelt. Die Darstellung umfasst einen Grundriss, eine Ansicht und das entsprechende statische System inklusive einer Beschriftung der wesentlichen Komponenten.

Abbildung 3.1 zeigt, dass der zu prüfende Versuchsbalken aus Stahlbeton in zwei Auflagerkonstruktionen eingespannt wurde. Die Auflagerkonstruktionen waren nicht ident. Dadurch war es möglich, vertikale und horizontale Auflagerreaktionen zu messen.

3 Experimentelle Untersuchungen



c) Statisches System inkl. Belastung



HP	... Hydraulikpresse	$F_{P,Stütz}$... Einzellast bei Laststellung für Umlagerungen von Auflager A zu Feldbereich und Auflager B
KM	... Kraftmessdose	$F_{P,Feld}$... Einzellast bei Laststellung für Umlagerungen für Feldbereich zu Auflager A und B
RW	... Reaktionswandlelement	ΔT_N	... konstanter Temperaturanteil
SE	... Stahlelement	ΔT_M	... linearer Temperaturanteil
SP	... Spannstab	$k_{\varphi,A/B}$... Verdrehsteifigkeit der Auflager A und B
$A_{s,o}$... Längsbewehrung oben	k_h	... horizontale Steifigkeit der Auflager
$A_{s,u}$... Längsbewehrung unten		
F_{SP1}	... Kraft in SP Typ 1		
F_{SP2}	... Kraft in SP Typ 2		
F_{HP}	... Kraft in HP		
$M_{T,SP3,o}$... Drehmoment in SP Typ 3 oben		
$M_{T,SP3,u}$... Drehmoment in SP Typ 3 unten		

Abb. 3.1: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus im a) Grundriss, einer b) Ansicht und c) das zugehörige statische System (Maße in m)

Bei Auflager A (vgl. Abbildung 3.1) wurde der Versuchsbalken zwischen zwei Reaktionswandelementen eingespannt. Die Reaktionswandelemente wurden durch zehn vertikale Spannstangen (SP Typ 1) zusammengespannt. Das untere Reaktionswandelement wurde mittels vier vertikaler Spannstangen (SP Typ 1) in einem starren Spannboden verankert.

Im Vergleich dazu erfolgte die Verbindung des Versuchsbalkens bei Auflager B durch acht, mittels Drehmoment vorgespannte horizontale Spannstangen (SP Typ 3). Die Vorspannung der oberen vier Spannstangen war dabei höher als die der unteren vier. Somit wurde in der Anschlussfuge bei Auflager B eine trapezförmige Druckspannungsverteilung erzeugt. Durch diese Maßnahme wurde der spätere Zugbereich höher vorgespannt und ein etwaiges Klaffen der Fuge während des Versuchs verzögert. Die Spannstangen (SP Typ 3) wurden vorab in die Versuchsbalken einbetoniert (vgl. Abschnitt 3.2.2).

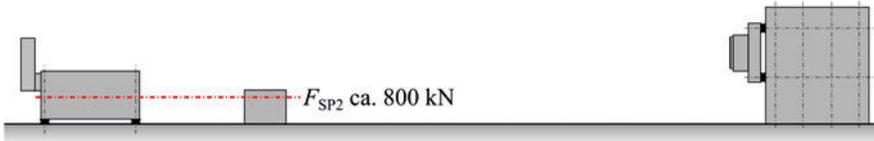
Der Toleranzausgleich zwischen dem Versuchsbalken und den Auflagerkonstruktionen erfolgte bei beiden Auflagern mittels Mörtelfugen.

Wie die Darstellung des statischen Systems zeigt, vgl. Abbildung 3.1 c), hatten beide Auflagerkonstruktionen eine horizontale Steifigkeit k_h und eine Verdrehsteifigkeit $k_{\varphi, A/B}$. Die in den Versuchen beobachteten Verdrehsteifigkeiten haben die realen Verdrehsteifigkeiten des Überbaus einer Integralbrücke sehr gut wiedergegeben. Im Gegensatz dazu war die in den Versuchen erreichte Horizontalsteifigkeit höher als jene bei Integralbrücken. Die vorhandene Horizontalsteifigkeit lag, je nach Versuch, bei ca. 60 % eines in Horizontalrichtung vollständig gezwängten Systems. Die erhöhte Horizontalsteifigkeit wurde allerdings mit Blick auf einen praktikablen und reproduzierbaren Versuchsaufbau akzeptiert.

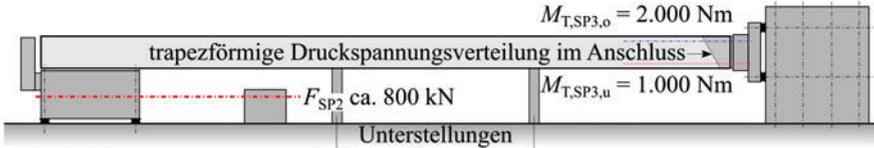
Die hohe Horizontalsteifigkeit führte in den Versuchen auch zu einer deutlich ansteigenden Zwangnormalkraft zufolge behinderter Schwerachsendehnung, vgl. Abschnitt 2.1.5. Um dieser steigenden Zwangnormalkraft entgegenzuwirken und ein Rutschen des Versuchsbalkens im Bereich von Auflager A zu verhindern, wurde dieses während der Versuchsdurchführung verstärkt. Die Verstärkung erfolgte zum einen durch eine Erhöhung der Vorspannkraft F_{SP2} in der vorhandenen horizontalen Spannstange (SP Typ 2). Zum anderen wurde während der Versuche, bei Erreichen eines erhöhten Lastniveaus, eine Hydraulikpresse hinter dem Versuchsbalken bei Auflager A aktiviert. Hierdurch konnte die kritische Fuge zwischen Versuchsbalken und Reaktionswandelement überbrückt werden.

Als Ergänzung zu Abbildung 3.1 werden der Montageprozess sowie die Verstärkungsmaßnahmen während der Versuchsdurchführung in Abbildung 3.2 schrittweise dargestellt.

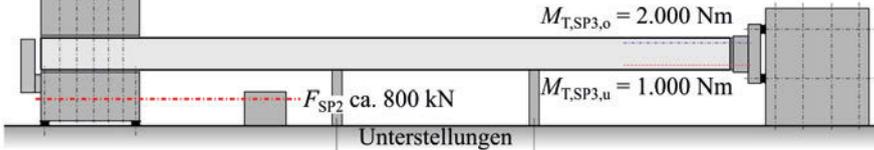
Schritt 1: Vorbereitung Auflager A und B



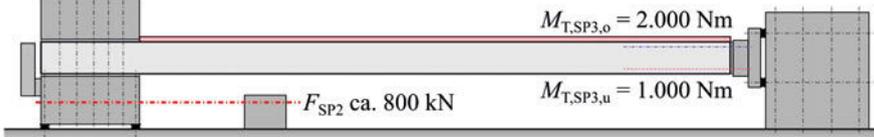
Schritt 2: Träger einheben und Verbindung mit Auflager B



Schritt 3: Zusammenspannen Auflager A



Schritt 4: Unterstellungen entfernen und Heizmatte aufbringen



Schritt 5: Start Versuchsdurchführung

Schritt 6: Erhöhung F_{SP2} und Aktivierung HP während Versuchsdurchführung

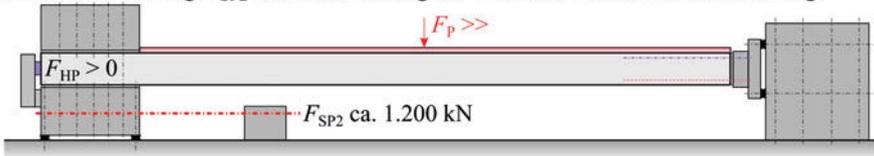


Abb. 3.2: Ablauf der Montage und der Verstärkung des Versuchsaufbaus in der Ansicht

Unabhängig vom Montageprozess wurde die Spannweite l des Versuchsbalkens zwischen den Einspannpunkten mit 11,85 m festgelegt. Die Höhe h der Versuchsbalken betrug 0,65 m. Hieraus ergibt sich eine Schlankheit λ (l/h) von ca. 18. Diese Schlankheit ist sehr ähnlich zur Schlankheit üblicher Überbauten von integralen Straßenbrücken. Die Breite b der Versuchsbalken war abhängig von

den geometrischen Vorgaben der Reaktionswandelemente und betrug 0,40 m. Der Bewehrungsgrad der Versuchsbalken wurde je nach Versuchskonfiguration variiert, vgl. Abschnitt 3.2.2.

Die Zwangbeanspruchungen im Versuchsbalken wurden durch eine Erhöhung der Versuchsbalkentemperatur erzeugt. Zu diesem Zweck wurden Heizmatten an der Oberseite der Versuchsbalken aufgelegt. Im Sinne einer besseren Wärmeleitung wurden oberhalb der Heizmatten zusätzliche Dämmplatten angeordnet. Hierdurch war es möglich, ein Temperaturfeld innerhalb der Versuchsbalken und entlang deren Spannweite l zu generieren. Das Temperaturfeld kann in einen konstanten, einen linearen und einen nichtlinearen Anteil zerlegt werden, vgl. ÖNORM EN 1991-1-5 (2012). Der konstante Anteil führt zu einer Zwangnormalkraft im Bauteil. Im vorliegenden Fall war diese Zwangnormalkraft eine Druckkraft. Der lineare Anteil erzeugt wiederum ein Zwangmoment. Bei den betrachteten Versuchen war dieses Zwangmoment definitionsgemäß positiv, wodurch die Druckbeanspruchung an der Oberseite der Versuchsbalken höher war als an der Unterseite. Der nichtlineare Anteil ruft Eigenspannungen im Bauteil hervor. Durch die dargestellte einseitige Erwärmung der Versuchsbalken führten die Eigenspannungen zu zusätzlichen Druckspannungen an der Ober- und der Unterseite der Versuchsbalken. Wie u.a. von Kühlen (1994) beschrieben wird, wurde hierdurch das Rissmoment der Versuchsbalken entsprechend erhöht.

Zusätzlich zu den Zwangbeanspruchungen wurde eine äußere Einzellast an der Oberseite der Versuchsbalken aufgebracht. Die Position der Einzellast entlang der Versuchsbalken wurde in Abhängigkeit der Versuchskonfiguration variiert. Durch die Variation der Laststellung in Kombination mit der Variation der Bewehrungsgrade (vgl. Abschnitt 3.2.2) war es möglich, Schnittgrößenumlagerungen von Auflager A hin zum Feldbereich und zu Auflager B, bzw. vom Feldbereich zu den beiden Auflagern zu untersuchen. Die in Abbildung 3.1 dargestellte Einzellast $F_{P,Stütz}$ zeigt die Laststellung für die erste Umlagerungsvariante. Demgegenüber gibt die Position von $F_{P,Feld}$ die Laststellung für eine Untersuchung der Schnittgrößenumlagerungen vom Feldbereich zu den Auflagerbereichen wieder.

Ergänzend zu den theoretischen Erläuterungen zeigt Abbildung 3.3 eine Aufnahme des realisierten Versuchsaufbaus. Detailliertere Aufnahmen der Auflager A und B finden sich in Abbildung 3.4 a) und b).



Abb. 3.3: Realisierter Versuchsaufbau

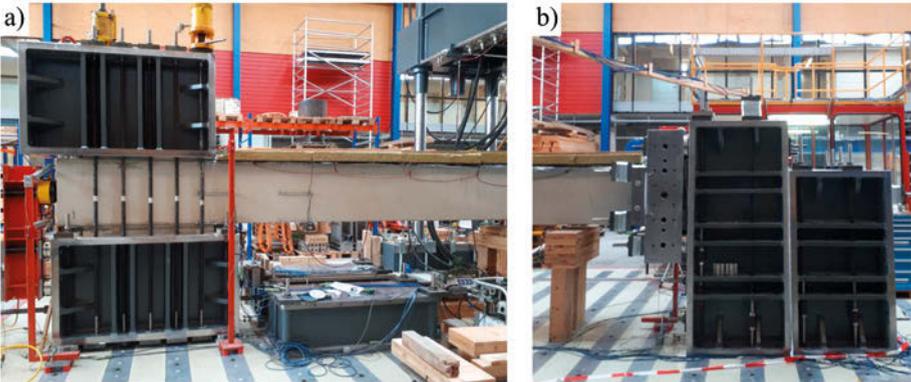


Abb. 3.4: Detailliertere Aufnahmen der Auflager a) A und b) B

3.2 Versuchsprogramm

Das durchgeführte Versuchsprogramm umfasste acht Versuchsbalken. Um Streuungen aus dem Versuchsaufbau und den Materialeigenschaften abdecken zu können, wurden jeweils zwei der acht Versuchsbalken gleich bewehrt. Somit gab es vier verschiedene Konfigurationen der Versuchsbalken. Von diesen vier Konfigurationen wurden zwei derart konzipiert, dass Schnittgrößenumlagerungen ausgehend von Auflager A untersucht werden konnten. Die anderen beiden Konfigurationen wurden so bewehrt, dass die Schnittgrößenumlagerung ausgehend vom Feldbereich erfolgen sollte.

3.2.1 Versuchsablauf

Der Versuchsablauf wurde so geplant, dass ein Versuch jeweils eine Woche dauerte. In Abbildung 3.5 findet sich eine schematische Darstellung des Versuchsablaufs.

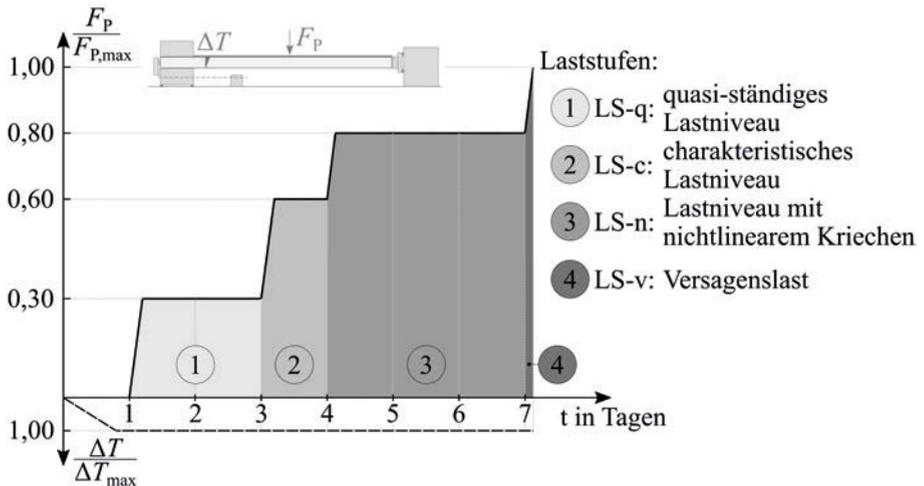


Abb. 3.5: Allgemeiner Versuchsablauf

Zu Versuchsbeginn wurde die Temperatur der Versuchsbalken mit Hilfe der Heizmatten erhöht. Es wurde erwartet, dass sich nach ca. einem Tag ein stationäres Temperaturfeld einstellen würde. Am Ende dieses Zeitraums sollte die

Temperaturdifferenz ΔT_{\max} im oberen Bereich der Versuchsbalken, verglichen mit der Ausgangstemperatur T_0 , ca. 20 °C betragen.

Anschließend an das Aufheizen des Versuchsbalkens wurde die Einzellast F_P weggesteuert auf ein quasi-ständiges Lastniveau (angelehnt an ÖNORM EN 1990 (2013) und ÖNORM B 1990-2 (2010)) erhöht. Die weggesteuerte Erstbelastung wurde vorgesehen, um ein unkontrolliertes Nachjustieren der Presse bei eintretender Erstrissbildung zu verhindern. Nach Erreichen des Lastniveaus wurde F_P wieder reduziert und die Laststeigerung kraftgesteuert wiederholt. Die Steuerung der eingesetzten Presse musste letztlich kraftgesteuert erfolgen, um ein Kriechen der Versuchsbalken während der Haltephasen der Last zu garantieren. Im Anschluss an die kraftgesteuerte Wiederbelastung wurde das quasi-ständige Lastniveau (Laststufe 1 in Abbildung 3.5) ca. zwei Tage lang konstant gehalten.

Die zweite Lasterhöhung begann im Anschluss an die erste Kriechphase. Hierbei wurde F_P kraftgesteuert bis zum Erreichen eines charakteristischen Lastniveaus (angelehnt an ÖNORM EN 1990 (2013) und ÖNORM B 1990-2 (2010)) gesteigert. Dieses Lastniveau wurde dann für ca. einen Tag konstant gehalten.

Nach der zweiten Kriechphase wurde F_P erneut erhöht. Diese dritte Laststufe wurde derart festgelegt, dass zumindest in einem Bereich des jeweiligen Versuchsbalkens nichtlineares Kriechen garantiert werden konnte. Die folgende Haltephase der Last dauerte ca. drei Tage.

Am letzten Versuchstag erfolgte die letzte Laststeigerung. Hierbei wurde F_P so lange gesteigert, bis entweder der Versuchsbalken versagte oder Auflager A rutschte.

Auf etwaige Abweichungen zum allgemeinen Versuchsprozedere bei den einzelnen Versuchsbalken wird in Abschnitt 3.3 eingegangen.

3.2.2 Versuchsbalken

Abbildung 3.6 zeigt eine generelle Übersicht der Versuchsbalken (VB) mit deren Abmessungen. Die Versuchsbalken hatten eine Gesamtlänge, exklusive der überstehenden Spannstäbe, von 13,35 m. Die Höhe betrug 0,65 m und die Breite 0,40 m.

Auf der Seite des Anschlusses der Versuchsbalken an Auflager B ragten die Spannstäbe (Abbildung 3.6 Position 3) über das Ende der Versuchsbalken

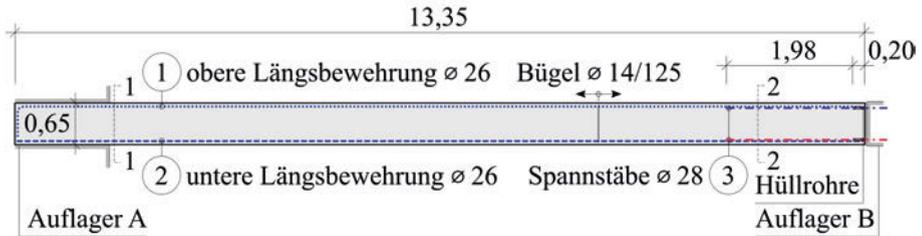


Abb. 3.6: Dimensionen und Bewehrungskonfiguration der Versuchsbalken (Maße in m und mm)

hinaus. Dieser Überstand war erforderlich, um die Versuchsbalken mit Auflager B zu verbinden. Wie in Abschnitt 3.1 dargestellt wird, erfolgte diese Verbindung mittels einer Drehmomentenvorspannung. Zur Vermeidung von aus der Einleitung der Vorspannkraft resultierenden Schäden an den Versuchsbalken, wurden die ersten 0,20 m der Spannstäbe innerhalb der Versuchsbalken ohne Verbund ausgeführt. Hierzu wurden Hüllrohre aus Kunststoff angeordnet, vgl. Abbildung 3.6. Abbildung 3.7 zeigt diese Hüllrohre vor der Betonage eines Versuchsbalkens, sowie den Überstand der Spannstäbe nach der Abschaltung.



Abb. 3.7: Hüllrohre im Bereich der Spannkrafteinleitung bei Auflager B

Des Weiteren wurde die Abschaltung der Versuchsbalken im Anschlussbereich zu Auflager B während der Herstellung der Versuchsbalken optimiert. In Abbildung 3.8 wird die Optimierung des Balkenendes dargestellt. Bei den ersten beiden Versuchsbalken wurde eine ebene Abschaltung ausgeführt. Bei den restlichen sechs Balken wurde die in Abbildung 3.8 b) dargestellte Ausnehmung vorgesehen. Die Ausnehmung wurde geplant, um eine konvexe Ausbildung des Endes der Versuchsbalken aus Herstellungsungenauigkeiten und Schwindeffekten zu vermeiden. Hierdurch sollten größere Einbautoleranzen bzw. eine im

3 Experimentelle Untersuchungen

Extremfall mögliche Gelenkbildung im Einspannbereich verhindert werden. Unabhängig von der ausgeführten Variante erfolgte der Toleranzausgleich zu Auflager B mit Hilfe einer vertikalen Mörtelfuge, vgl. Abschnitt 3.1.

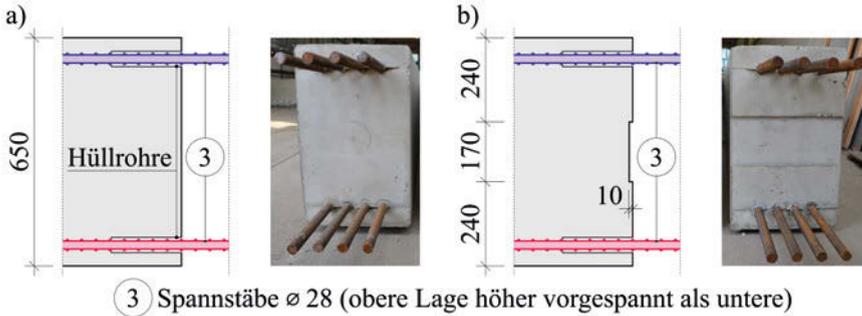


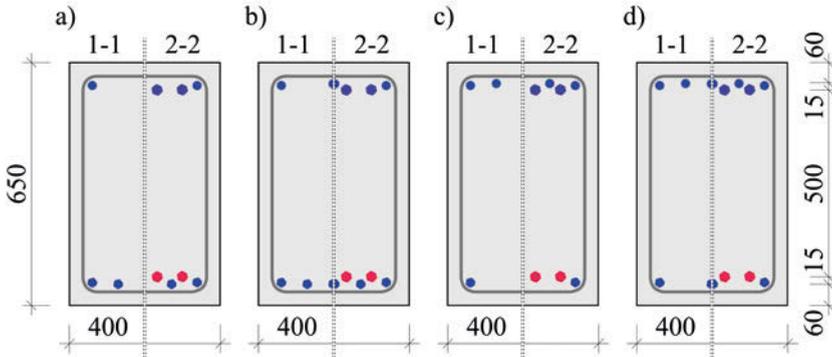
Abb. 3.8: Ausbildung des Endes der Versuchsbalken im Bereich von Auflager B bei den Versuchsbalken a) 1 und 2, bzw. b) 3, 4, 5, 6, 7 und 8 (Maße in mm)

Neben den Spannstäben war auch die in Abbildung 3.6 dargestellte Bügelbewehrung bei allen Versuchsbalken ident. Die Bügelbewehrung wurde zur Vermeidung eines Querkraftversagens vorgesehen. Gegenüber den Spannstäben und der Bügelbewehrung wurden bei den einzelnen Versuchsbalkenpaaren sowohl der obere als auch der untere Längsbewehrungsgrad ($\rho_{s,o}$ und $\rho_{s,u}$) variiert. Abbildung 3.9 zeigt die Querschnitte der einzelnen Versuchsbalken inklusive deren Längsbewehrung. Dargestellt wird jeweils eine Querschnittshälfte der Schnitte 1-1 und 2-2 aus Abbildung 3.6. Die entsprechenden Längsbewehrungsgrade werden in Tabelle 3.1 angeführt. Wie in Abbildung 3.9 und Tabelle 3.1 zu erkennen ist, wurde der Durchmesser der Längsbewehrung bei allen Versuchsbalken konstant gehalten. Durch diese Maßnahme sollten Einflüsse aus unterschiedlichem Verbundverhalten ausgeschlossen werden. Ebenfalls zu erkennen ist, dass jede Versuchskonfiguration zweimal getestet wurde. Somit ergaben sich aus den acht Versuchsbalken vier verschiedene Versuchsbalkenpaare.

Die Anordnung der Längsbewehrung in den Versuchsbalken 1 bis 4 erfolgte derart, dass Momentenumlagerungen ausgehend von Auflager A untersucht werden konnten. Die Versuchsbalken 1 und 2 wiesen dabei einen geringeren Längsbewehrungsgrad auf als die Versuchsbalken 3 und 4.

Demgegenüber wurden die Versuchsbalken 5 bis 8 so bewehrt, dass eine vom Feldbereich ausgehende Momentenumlagerung beobachtet werden konnte. Analog zu den Versuchsbalken 1 bis 4 wiesen die ersten beiden Versuchsbalken dieser Bewehrungskonfiguration 5 und 6 einen geringeren Längsbewehrungsgrad auf

als die Versuchsbalken 7 und 8. Anzumerken ist, dass die Position der Einzellast in den Versuchen abhängig von der Richtung der Momentenumlagerung war, vgl. Abschnitt 3.1.



Betondeckung umlaufend 30 mm

- obere Längsbewehrung $\varnothing 26$ • untere Längsbewehrung $\varnothing 26$ — Bügel $\varnothing 14$
- obere Spannstäbe $\varnothing 28$ • untere Spannstäbe $\varnothing 28$

Abb. 3.9: Regelquerschnitte (1-1) und Querschnitte im Bereich des Auflagers B (2-2) der Versuchsbalken a) 1 und 2, b) 3 und 4, c) 5 und 6, sowie d) 7 und 8 (Maße in mm)

Tab. 3.1: Bewehrungskonfigurationen

	Versuchsbalken			
	1 und 2	3 und 4	5 und 6	7 und 8
Position 1: obere Längsbewehrung				
- Anzahl und Durchmesser	2 $\varnothing 26$	3 $\varnothing 26$	4 $\varnothing 26$	5 $\varnothing 26$
- Bewehrungsgrad $\rho_{s,o}$ in %	0,450	0,675	0,900	1,125
Position 2: untere Längsbewehrung				
- Anzahl und Durchmesser	4 $\varnothing 26$	5 $\varnothing 26$	2 $\varnothing 26$	3 $\varnothing 26$
- Bewehrungsgrad $\rho_{s,u}$ in %	0,900	1,125	0,450	0,675

Die Herstellung der Versuchsbalken erfolgte in einem Fertigteilwerk. Hierdurch sollte eine gleichmäßig hohe Herstellungsqualität der Versuchsbalken gewährleistet werden. Die Betongüte der Versuchsbalken wurde mit C 30/37 gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) festgelegt. Die Stahlgüte der Bügel- und der Längsbewehrung war entsprechend ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) B550B. Um die wichtigsten Materialparameter des Betons und der Bewehrung mit den Vorgaben nach ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) abzugleichen, wurden ergänzende Begleitkörper vorbereitet. Eine Übersicht zu den Begleitkörpern und den daraus abgeleiteten Materialparametern findet sich in Tabelle 3.2. Die Ergebnisse der Untersuchungen der Begleitkörper werden in Abschnitt 3.4.1 dargestellt und diskutiert.

Die Spannstäbe waren aus Stahl der Güte SAS 670. Da die Spannstäbe jeweils nur innerhalb ihres linear-elastischen Bereichs beansprucht werden sollten, wurden keine ergänzenden Begleitkörperuntersuchungen durchgeführt.

Tab. 3.2: Übersicht der Begleitkörper

Material	Form	Anzahl	Abmessungen	abgeleitete Materialparameter
Beton	Würfel	3 je VB	$a = 150 \text{ mm}$	$f_{\text{cm,cube}}$
Beton	Zylinder	3 je VB	$\varnothing / h = 150 / 300 \text{ mm}$	$E_{\text{cm}}, f_{\text{ctm}}$
Stahl	Stab	3	$\varnothing / l = 26 / 1500 \text{ mm}$	$E_{\text{sm}}, f_{\text{ym}}, f_{\text{tm}}$

3.2.3 Messeinrichtungen und Dokumentation

Im Rahmen der Versuchsdurchführung wurden umfangreiche Messungen durchgeführt. Diese umfassten sowohl kontinuierliche als auch zeitdiskrete Messungen. Die zeitdiskreten Messungen beinhalteten die Aufnahme des Rissbilds und ausgewählter Rissbreiten im Anschluss an das Erreichen eines neuen Lastniveaus und am Ende der jeweiligen Kriechstufe. Diese Rissbilder finden sich in der Arbeit von Spornberger (2020) und werden im Weiteren nicht angeführt. Allgemein werden an dieser Stelle nur jene Messgeber dargestellt, welche für die Nachvollziehbarkeit und die Auswertung der in den nachfolgenden Abschnitten beschriebenen Ergebnisse essentiell sind.

Die wesentlichen Messsensoren und ihre Positionen werden in Abbildung 3.10 dargestellt. Die zu den Variablen aus Abbildung 3.10 zugehörigen Zahlenwerte finden sich in Tabelle 3.3. Abbildung 3.11 zeigt ergänzend die genaue Position der Temperatursensoren innerhalb des Messquerschnitts, sowie die für die

Montage der Messsensoren gefertigte Hilfskonstruktion. In Tabelle 3.4 werden die maßgebenden Sensoren sowie deren Messgrößen zusammengefasst.

Alle in Tabelle 3.4 dargestellten Messungen waren kontinuierliche Messungen. Die Messungen wurden während jeder Laststeigerung im Sekundentakt aufgezeichnet. In den Kriechphasen erfolgte die Aufzeichnung der Messdaten im Minutentakt. Lediglich die Aufzeichnungen der Messungen der Temperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit im Labor erfolgten im Dreißigminutentakt.

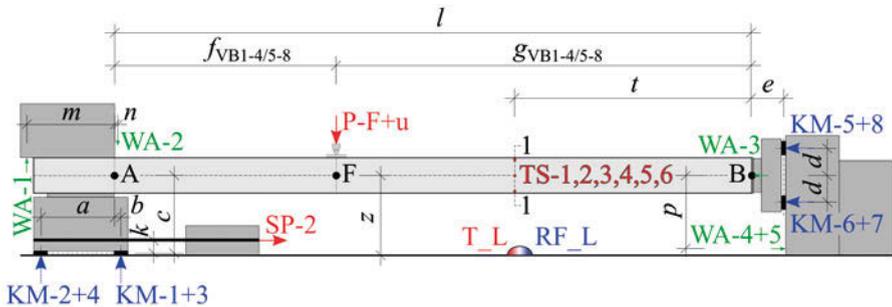


Abb. 3.10: Schematische Darstellung der Anordnung der für die Auswertungen erforderlichen Messsensoren

Tab. 3.3: Werte der Abstandsvariablen aus Abbildung 3.10 in mm

a	b	c	d
1375	125	1455	500
e	f_{VB1-4}	f_{VB5-8}	g_{VB1-4}
593	4120	5620	7730
g_{VB5-8}	k	l	m
6230	293	11850	1580
n	t	p	z
20	4420	1450	1500

Durch die Kombination der Messungen der Kraftmessdosen (KM- i), der Spannpresse (SP-2) und der Hydraulikpresse (P-F) war es möglich, die Schnittkraftverläufe entlang des jeweiligen Versuchsbalkens zu bestimmen. Die wesentlichsten Punkte der Schnittkraftermittlungen für die späteren Auswertungen sind die in Abbildung 3.10 gekennzeichneten Punkte A, B und F. Diese stellen die Querschnitte der Einspannpunkte an den Auflagern und den Feldquerschnitt direkt unterhalb der Hydraulikpresse dar.

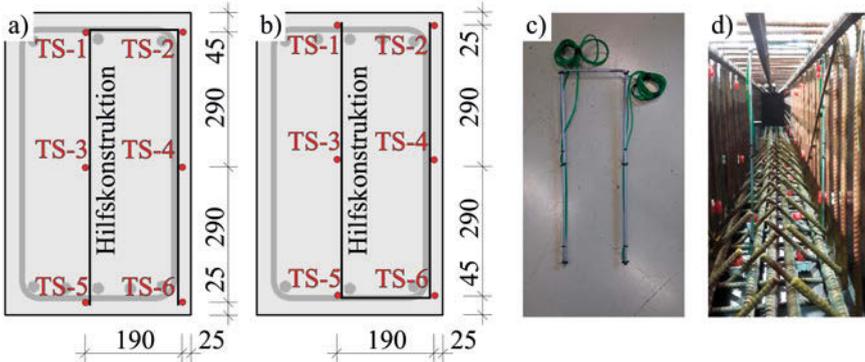


Abb. 3.11: Anordnung der Temperatursensoren in Schnitt 1-1 aus Abbildung 3.10 für die Versuchsbalcken a) 2 bis 4 und b) 5 bis 8, sowie Aufnahmen der Hilfskonstruktion c) vor und d) nach der Montage (Maße in mm)

Die Hydraulikpresse (P-u) ermöglichte darüber hinaus die Bestimmung der Verformung der Versuchsbalcken direkt unterhalb der Einzellast. Hierdurch war es möglich, das Last-Verformungsverhalten der Versuchsbalcken während der Versuchsdurchführung zu untersuchen. Weitere Verformungsmessungen wurden an den Auflagern A und B durchgeführt. Diese Messungen erfolgten mit Hilfe von Wegaufnehmern (WA-*j*). Die Messungen der Auflagerverformungen waren erforderlich, um die Verdrehsteifigkeiten $k_{\varphi,A/B}$ und die horizontale Steifigkeit k_h der Auflagerkonstruktionen zu bestimmen. Diese Steifigkeiten waren die Grundlage zur Berechnung der in Abschnitt 3.5.2 dargestellten Schnittgrößenumlagerungen.

Die Bestimmung des Temperaturfelds entlang der Versuchsbalcken erfolgte vereinfacht mittels sechs über die Höhe und die Breite eines Querschnitts verteilten Temperatursensoren (TS-*k*). Lediglich bei Versuchsbalcken 1 wurden 10 Temperatursensoren eingebaut. Dies diente der Kalibrierung und Verifikation der Temperatursensoren für die weiteren Versuche. Die Anordnung der Temperatursensoren bei Versuchsbalcken 1 wird nicht dargestellt, da dieser ohne zusätzliche Temperaturbeanspruchung geprüft wurde, vgl. Abschnitt 3.3.1. Um einen gleichmäßigen Einbau der Temperatursensoren in den Versuchsbalcken vor der Betonage zu gewährleisten, wurde die in Abbildung 3.11 c) und d) dargestellte Hilfskonstruktion verwendet. Die Anordnung der Temperatursensoren variierte zwischen den Versuchsbalcken 2 bis 4 bzw. 5 bis 8. Grund hierfür war, dass die Versuchsbalcken 5 bis 8, verglichen mit den Versuchsbalcken 2 bis 4, um

Tab. 3.4: Zusammenfassung der Sensoren aus Abbildung 3.10

Sensor- bezeichnung	Sensor/ Gerät	Messgröße	Variable	Einheit
KM- i ($i = 1$ bis 8)	Kraftmess- dose	Kraft	$F_{\text{KM},i}$	kN
SP-2	Spannpresse	Kraft	$F_{\text{SP}2}$	kN
P-F	Hydraulik- presse	Kraft	F_{P}	kN
P-u	Hydraulik- presse	Weg	u_{P}	mm
WA- j ($j = 1$ bis 5)	Weg- aufnehmer	Weg	$u_{\text{WA},j}$	mm
TS- k ($k = 1$ bis 6)	Temperatur- sensor	Temperatur	$T_{\text{TS},k}$	°C
T_L	Temperatur- sensor im Labor	Temperatur	T_{Lab}	°C
RF_L	Hygrometer im Labor	relative Luft- feuchtigkeit	rF_{Lab}	%

180 ° gedreht betoniert wurden. Hierdurch ergaben sich Vorteile hinsichtlich des Betonier- und des Verdichtungsvorgangs. Unabhängig von der Anordnung der Temperatursensoren dienen deren Messergebnisse u.a. den Interpretationen der Entwicklung der Zwangsschnittgrößen während des Aufheizens. Des Weiteren konnten die aus dem Temperaturfeld resultierenden konstanten und linearen Temperaturanteile sowie die Eigenspannungsanteile bestimmt werden, vgl. Glaßner (2021).

Ebenfalls überwacht wurde das Laborklima. Gemessen wurden die Temperatur (T_L) sowie die relative Luftfeuchtigkeit (RH_L). Diese Messungen dienen insbesondere der ergänzenden Interpretation etwaiger Schnittgrößenänderungen während der Kriechphasen.

Weitere nicht dargestellte kontinuierliche Messungen umfassten über die Querschnittshöhe verteilte Dehnungsmessungen an drei Querschnitten der Versuchs-

balken. Die Ergebnisse dieser Messungen finden sich in Spornberger (2020). Zusätzlich wurden entlang der Versuchsbalken und in den Auflagerbereichen weitere Verformungsmessungen durchgeführt. Diese sind allerdings unbedeutend in Bezug auf die späteren Auswertungen. Daher wird auf eine Darstellung ebenjener Ergebnisse verzichtet.

3.3 Versuchsdurchführung

Im Zuge der Versuchsdurchführung kam es vereinzelt zu Abweichungen des in den Abschnitten 3.1 und 3.2 beschriebenen Prozederes.

3.3.1 Versuchsbalken 1 und 2

Bei den Versuchsbalken 1 und 2 wurde die äußere Einzellast derart angeordnet, dass Schnittgrößenumlagerungen ausgehend von Auflager A untersucht werden konnten. Dies entsprach der Lastposition von $F_{P,Stütz}$ gemäß Abbildung 3.1.

Tab. 3.5: Details zu den Laststufen (vgl. Abbildung 3.5) der Versuchsbalken 1 und 2

Laststufe	Kürzel	VB	Einzellast $F_{P,Stütz}$ in kN	Belastungsbeginn t_{start} in h	Belastungsende t_{end} in h	Dauer Kriechphase Δt_{krie} in h
1	LS-q	1	124,5	0,52	1,58	73,83
		2	124,5	26,29	26,92	45,66
2	LS-c	1	249,0	75,41	75,55	47,61
		2	249,0	72,58	72,72	21,29
3	LS-n	1	332,0	123,16	123,25	120,02
		2	332,0	94,01	94,11	73,73
4	LS-v	1	max. 623,0	243,27	245,89	-
		2	max. 658,0	167,84	168,96	-

Tabelle 3.5 gibt eine Übersicht zur Lastgeschichte der Versuchsbalken 1 und 2. Die Entwicklung der Pressenkraft $F_{P,Stütz}$ während der ersten beiden Versuche findet sich in Abbildung 3.12. Die Vorspannkraft F_{SP2} der horizontalen Spannstanze (SP Typ 2 aus Abbildung 3.1) war bei den ersten beiden Versuchen noch nicht variabel. Diese lag somit während der Versuchsdurchführung konstant bei ca. 800 kN. Aufgrund der fehlenden Möglichkeit zur Erhöhung von F_{SP2} während der Versuche wurde bei den Versuchsbalken 1 und 2 auf die Anordnung der hydraulische Presse (HP aus Abbildung 3.1) verzichtet.

Versuchsbalken 1 wurde ohne Temperaturzwang geprüft. Hierdurch sollten Überlagerungen von Temperaturzwängen und der in Abschnitt 2.1.5 beschriebenen Zwangnormalkraft aus behinderter Schwerachsendehnung vermieden werden. Nichtsdestotrotz wurde Versuchsbalken 1 im Vorfeld, ohne äußere Behinderung,

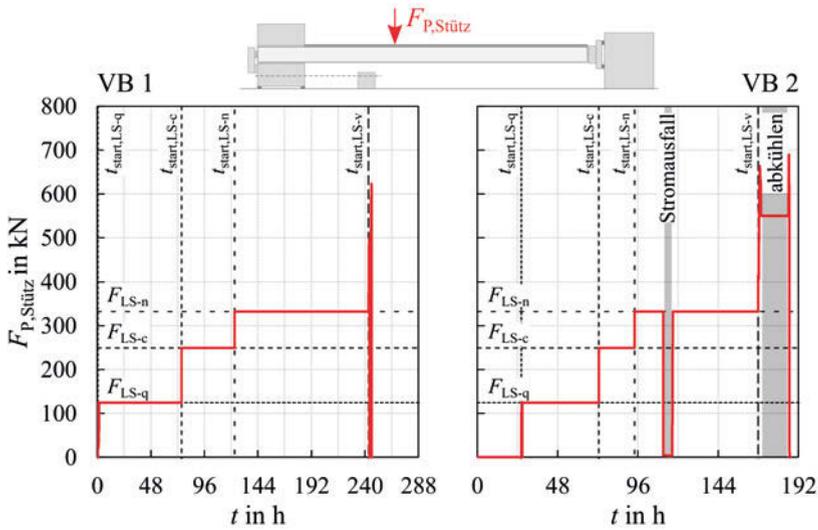


Abb. 3.12: Lastgeschichte der Versuchsbalken 1 und 2

aufgeheizt, um die Funktionsfähigkeit der eingesetzten Temperatursensoren für die weiteren Versuche sicherzustellen und etwaige Störungen zu beheben. Im Anschluss an das Testheizen, vor Einbau in den Versuchsstand, wurde Versuchsbalken 1 wieder auf die Umgebungstemperatur abgekühlt.

Die Dauer der Kriechphasen bei Versuchsbalken 1 entsprach ebenfalls nicht dem in Abschnitt 3.2.1 beschriebenen allgemeinen Versuchsablauf. Bei Versuchsbalken 1 wurde die Dauer der Kriechphasen und somit die Gesamtdauer des Versuchs erhöht, vgl. Tabelle 3.5 und Abbildung 3.12.

Das Zusammenspannen der Reaktionswandelemente bei Auflager A erfolgte zu Beginn des ersten Versuchs mit nur sechs anstatt der später verwendeten zehn Spannstangen. Aufgrund des somit reduzierten Reibwiderstands im Bereich zwischen Versuchsbalken und Reaktionswandelement kam es während der letzten Laststeigerung zu einem frühzeitigen Durchrutschen des Trägers im Bereich der Fuge. Nach der Anordnung zweier weiterer Spannstangen konnte die Versuchslast auf ein Maximum von 623 kN gesteigert werden. Bei dieser Last kam es erneut zu einem Rutschen im Bereich des Auflagers A.

Im Versuchsaufbau von Versuchsbalken 2 waren bei Versuchsbeginn, abweichend zu Abschnitt 3.1, nur acht Spannstangen zur Verbindung der Reaktionswandelemente von Auflager A vorhanden. Die fehlenden beiden Spannstangen wurden

vor der zweiten Laststeigerung ergänzt. Der Versuchsablauf bei Versuchsbalken 2 entsprach jenem aus Abschnitt 3.2.1. Während der dritten Kriechstufe kam es zu einem temporären Stromausfall und hierdurch zu einer Entlastung des Versuchsbalkens und dem Ausfall der Messtechnik, vgl. Abbildung 3.12. Nach dem Ende des Stromausfalls wurden $F_{P,Stütz}$ und die Temperatur des Versuchsbalkens wieder erhöht und konstant gehalten. Die Einzellast $F_{P,Stütz}$ konnte in der letzten Laststufe auf 658 kN gesteigert werden, bevor ein Rutschen im Bereich von Auflager A eintrat. Anschließend an das erste Rutschen wurde $F_{P,Stütz}$ reduziert und die Heizmatten abgeschaltet. Durch die Abkühlung des Versuchsbalkens wurde die Zwangnormalkraft im System reduziert. Daher konnte bei einer erneuten Wiederbelastung ein höheres Lastniveau erzielt werden, bevor ein erneutes Rutschen im Bereich von Auflager A auftrat.

3.3.2 Versuchsbalken 3 und 4

Analog zu den ersten beiden Versuchsbalken entsprach die Position der Einzellast bei den Versuchsbalken 3 und 4 jener von $F_{P,Stütz}$ gemäß Abbildung 3.1. Folglich sollten wiederum Schnittgrößenumlagerung ausgehend von Auflager A, allerdings bei höherem Längsbewehrungsgrad, untersucht werden.

Tab. 3.6: Details zu den Laststufen (vgl. Abbildung 3.5) der Versuchsbalken 3 und 4

Laststufe	Kürzel	VB	Einzellast $F_{P,Stütz}$ in kN	Belastungsbeginn t_{start} in h	Belastungsende t_{end} in h	Dauer Kriechphase Δt_{krie} in h
1	LS-q	3	159,0	22,59	23,06	47,38
		4	159,0	21,30	21,72	47,33
2	LS-c	3	318,0	70,44	70,70	23,62
		4	318,0	69,05	69,23	23,80
3	LS-n	3	424,0	94,32	94,97	72,34
		4	424,0	93,03	93,15	74,75
4	LS-v	3	max. 744,0	167,31	168,05	-
		4	max. 756,0	167,90	168,72	-

Eine detaillierte Übersicht zur Lastgeschichte der Versuchsbalken 3 und 4 findet sich in Tabelle 3.6. In Abbildung 3.13 wird die Entwicklung von $F_{P,Stütz}$ über die Zeit dargestellt. Ergänzend zeigt Abbildung 3.14 die Veränderung der Vorspannkraft der horizontalen Spannstange (SP Typ 2 aus Abbildung 3.1) ΔF_{SP2}

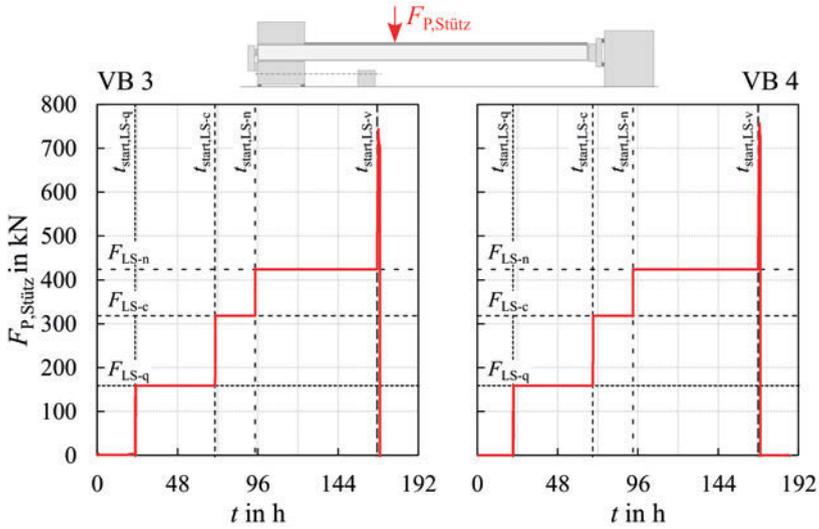


Abb. 3.13: Lastgeschichte der Versuchsbecken 3 und 4

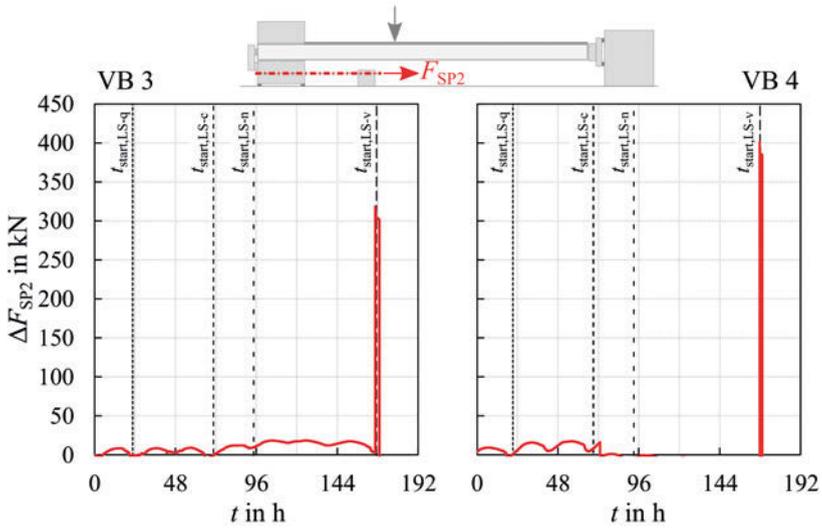


Abb. 3.14: Änderungen der Vorspannkraft F_{SP2} während der Versuchsdurchführung der Versuchsbecken 3 und 4

während der Versuche. Dargestellt werden hierbei ausschließlich die Veränderungen von F_{SP2} nach dem Versuchsstart. Die Größe von F_{SP2} vor der Montage der Versuchsbalken lag bei ca. 800 kN, vgl. Abbildung 3.2. Die Schwankungen von F_{SP2} während der ersten ca. 164 h sind auf Temperaturänderungen im Labor zurückzuführen. Wie außerdem gezeigt wird, wurde F_{SP2} sowohl bei Versuchsbalken 3 als auch bei Versuchsbalken 4 unmittelbar vor der letzten Steigerung von $F_{P,Stütz}$ bis zur Versagenslast erhöht. Gleichzeitig wurde auch die hydraulische Presse (HP aus Abbildung 3.1) aktiviert. Die Entwicklung der Kraft in der hydraulischen Presse F_{HP} wird hiernach nicht angeführt, da diese keine Auswirkungen auf die Steifigkeiten der Auflagerkonstruktionen oder die Schnittgrößen hatte.

Der Versuchsaufbau von Versuchsbalken 3 war ident zum allgemeinen, in Abschnitt 3.1 beschriebenen, Versuchsaufbau. Allerdings kam es im Anschlussbereich von Auflager B zu Schalungenauigkeiten in der Herstellung des Versuchsbalkens 3. Die hieraus resultierende schiefe Schalkante wurde durch die Anordnung von Futterblechen aus Stahl ausgeglichen, vgl. Abbildung 3.15. Dies beeinflusste die Einspannwirkung bei Auflager B. Nähere Informationen hierzu finden sich in Abschnitt 3.4.3.

Der Versuchsablauf von Versuchsbalken 3 entsprach dem allgemeinen Versuchsablauf gemäß Abschnitt 3.2.1. Die Einzellast $F_{P,Stütz}$ konnte in der letzten Laststufe auf 744 kN gesteigert werden, bevor ein Rutschen im Bereich von Auflager A eintrat.

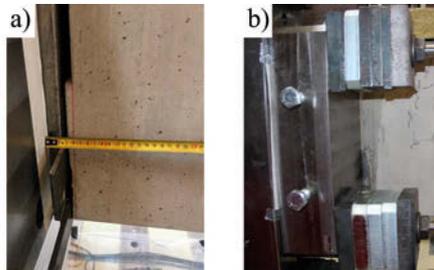


Abb. 3.15: Toleranzausgleich mittels Futterblechen im Bereich der Mörtelfuge bei Auflager B bei Versuchsbalken 3 a) vor und b) nach der Vermörtelung

Der ursprüngliche Versuchsaufbau von Versuchsbalken 4 war analog zu jenem aus Abschnitt 3.1. Allerdings kam es während des Zusammenspannens der Reaktionswandelemente zu einem Materialversagen in der Verankerung einer Spannstange. Die hierdurch ausgefallene Spannstange wurde im Rahmen der Versuchsdurchführung von Versuchsbalken 4 nicht ersetzt. Somit erfolgte die

Verbindung der Reaktionswandelemente bei Auflager A mit nur neun anstatt der vorgesehenen zehn vertikalen Spannstrangen.

Wie Abbildung 3.13 zu entnehmen ist, entsprach der Versuchsablauf von Versuchsbalken 4 jenem aus Abschnitt 3.2.1. In der letzten Laststufe konnte $F_{P,Stütz}$ auf 756 kN gesteigert werden. Dann fand wiederum ein Rutschen im Bereich von Auflager A statt.

3.3.3 Versuchsbalken 5 und 6

Im Rahmen der Prüfungen der Versuchsbalken 5 und 6 erfolgte die Anordnung der Einzellast derart, dass Schnittgrößenumlagerungen ausgehend vom Feldbereich untersucht werden konnten. Dies entsprach der Lastposition von $F_{P,Feld}$ gemäß Abbildung 3.1.

Tab. 3.7: Details zu den Laststufen (vgl. Abbildung 3.5) der Versuchsbalken 5 und 6

Last- stufe	Kürzel	VB	Einzellast	Belastungs-	Belastungs-	Dauer Kriech-
			$F_{P,Feld}$ in kN	beginn t_{start} in h	ende t_{end} in h	phase Δt_{krie} in h
1	LS-q	5	163,0	21,31	22,08	46,92
		6	163,0	20,65	21,15	47,53
2	LS-c	5	327,0	69,00	69,51	23,61
		6	327,0	68,68	68,86	23,86
3	LS-n	5	436,0	93,12	93,24	71,72
		6	436,0	92,72	92,84	71,45
4	LS-v	5	max. 585,0	164,96	165,50	-
		6	max. 564,0	164,29	165,00	-

In Tabelle 3.7 findet sich eine detaillierte Zusammenstellung der entsprechenden Laststufen und der Dauer der Kriechphasen bei den Versuchsbalken 5 und 6. Abbildung 3.16 zeigt die Entwicklung von $F_{P,Feld}$ über die Zeit. Die Änderungen der Vorspannkraft der horizontalen Spannstrange (SP Typ 2 aus Abbildung 3.1) ΔF_{SP2} während der Versuche werden in Abbildung 3.17 dargestellt. Hierin ist zu erkennen, dass die horizontale Spannstrange im Montageprozess nicht vorgespannt wurde. Daher wurde die Vorspannkraft F_{SP2} während der zweiten Lasterhöhung auf 800 kN gesteigert. Bevor die dritte Lasterhöhung erfolgte, wurde die Vorspannkraft bei beiden Versuchsbalken um ca. 400 kN erhöht. Im Vorfeld der letzten Laststeigerung wurde die Vorspannkraft bei beiden Balken

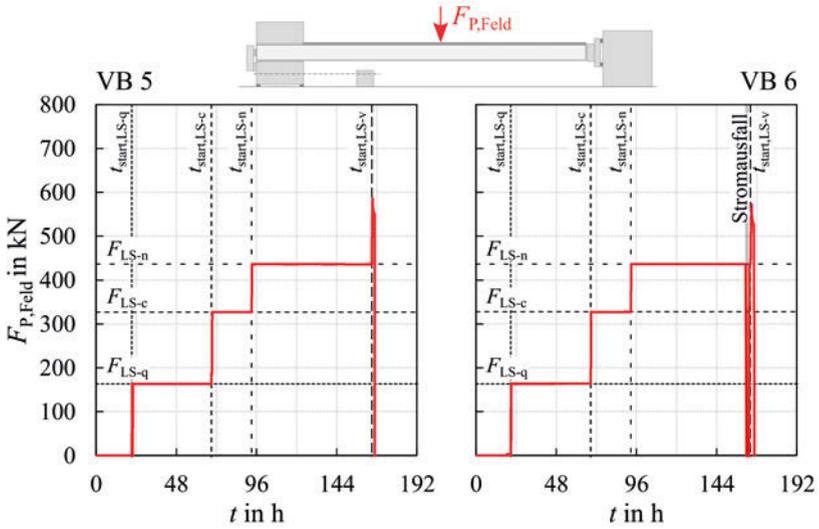


Abb. 3.16: Lastgeschichte der Versuchsbalken 5 und 6

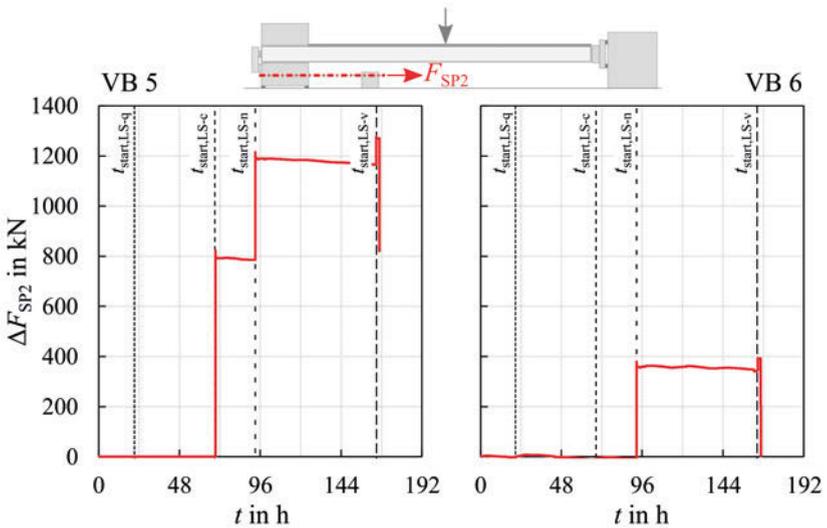


Abb. 3.17: Änderungen der Vorspannkraft F_{SP2} während der Versuchsdurchführung der Versuchsbalken 5 und 6

erneut erhöht. Sowohl bei Versuchsbalken 5 als auch bei Versuchsbalken 6 wurde die hydraulische Presse (HP aus Abbildung 3.1) vor der dritten Laststeigerung aktiviert. Auf eine Darstellung der entsprechenden Kraft F_{HP} wird verzichtet, vgl. Abschnitt 3.3.2.

Neben der fehlenden Vorspannkraft in der horizontalen Spannstange gab es bei Versuchsbalken 5 keine weiteren Abweichungen zum allgemeinen Versuchsaufbau nach Abschnitt 3.1.

Der Versuchsablauf bei Versuchsbalken 5 war analog zu dem in Abschnitt 3.2.1 beschriebenen Ablauf. Die Einzellast $F_{P, Feld}$ konnte auf 585 kN gesteigert werden. Maßgebend für das Versuchsende war erneut ein Rutschen im Bereich von Auflager A.

Im Versuchsaufbau von Versuchsbalken 6 gab es keine Abweichungen zu den allgemeinen Beschreibungen in Abschnitt 3.1.

Ebenso entsprach der Versuchsablauf jenem aus Abschnitt 3.2.1. Allerdings kam es vor der letzten Laststeigerung zu einem Stromausfall. Im Anschluss an den Stromausfall wurden das vorhergehende Lastniveau, sowie die Temperatur im Versuchsbalken wieder hergestellt. Unabhängig vom Stromausfall konnte $F_{P, Feld}$ auf 564 kN gesteigert werden. Das Versuchsende wurde durch ein Rutschen im Bereich von Auflager A bestimmt.

3.3.4 Versuchsbalken 7 und 8

Die Untersuchungen der Versuchsbalken 7 und 8 waren so konzipiert, dass vom Feldbereich ausgehende Schnittgrößenumlagerungen untersucht werden konnten. Demzufolge entsprach die Position der Einzellast jener von $F_{P, Feld}$ gemäß Abbildung 3.1. Im Vergleich zu den Versuchsbalken 5 und 6 waren 7 und 8 höher bewehrt, vgl. Abschnitt 3.2.2.

Tabelle 3.8 zeigt eine detaillierte Übersicht zu den Laststufen und der Länge der jeweiligen Kriechphasen. In Abbildung 3.18 wird die Größe von $F_{P, Feld}$ der Versuchsbalken 7 und 8 während der Versuchsdauer dargestellt. Abbildung 3.19 dient der Darstellung der Änderung der Vorspannkraft der horizontalen Spannstange (SP Typ 2 aus Abbildung 3.1) ΔF_{SP2} im Versuchszeitraum. Die Schwankungen der Vorspannkraft resultierten aus Temperaturänderungen innerhalb des Labors. Bei beiden Versuchen wurde die Vorspannkraft vor der entsprechenden Laststeigerung um ca. 400 kN erhöht. Gleichzeitig wurde die hydraulische Presse (HP aus Abbildung 3.1) aktiviert. Vor der letzten Laststeigerung erfolgte ein weiteres Nachspannen der horizontalen Spannstange.

Tab. 3.8: Details zu den Laststufen (vgl. Abbildung 3.5) der Versuchsbalken 7 und 8

Last- stufe	Kürzel	VB	Einzellast $F_{P, Feld}$ in kN	Belastungs- beginn t_{start} in h	Belastungs- ende t_{end} in h	Dauer Kriech- phase Δt_{krie} in h
1	LS-q	7	201,0	21,14	22,21	46,86
		8	201,0	21,47	21,95	0,00
2	LS-c	7	402,0	69,07	69,42	23,69
		8	402,0	21,95	22,17	0,23
3	LS-n	7	536,0	93,11	93,90	71,32
		8	536,0	22,40	22,55	144,48
4	LS-v	7	max. 689,0	165,22	165,91	-
		8	max. 680,0	167,03	167,58	-

Der Versuchsaufbau bei Versuchsbalken 7 war analog zum allgemeinen Versuchsaufbau aus Abschnitt 3.1.

Ebenso gab es bei Versuchsbalken 7 keine Abweichungen zum generellen Versuchsablauf gemäß Abschnitt 3.2.1. In der letzten Laststufe, vor dem Rutschen im Bereich von Auflager A, konnte $F_{P, Feld}$ auf 689 kN erhöht werden.

Wie bei Versuchsbalken 7 entsprach der Versuchsaufbau von Versuchsbalken 8 jenem aus Abschnitt 3.1.

Abweichend zum in Abschnitt 3.2.1 beschriebenen Versuchsablauf wurde $F_{P, Feld}$ direkt nach dem Aufheizen von Versuchsbalken 8 bis zum Erreichen der dritten Laststufe gesteigert. Die Laststeigerung wurde allerdings bei den vorhergehenden Lastniveaus kurzzeitig unterbrochen. Einerseits wurden in diesen Zeitfenstern die jeweiligen Rissbilder und die Rissbreiten aufgenommen. Andererseits musste die Vorspannkraft der horizontalen Spannstange erhöht werden. Des Weiteren erfolgte bei Erreichen des Lastniveaus der ersten Laststufe ein Wechsel von Weg- auf Kraftsteuerung. Die bei Versuchsende erreichte Maximallast lag bei Versuchsbalken 8 bei 680 kN. Danach kam es erneut zu einem Rutschen im Bereich von Auflager A.

3 Experimentelle Untersuchungen

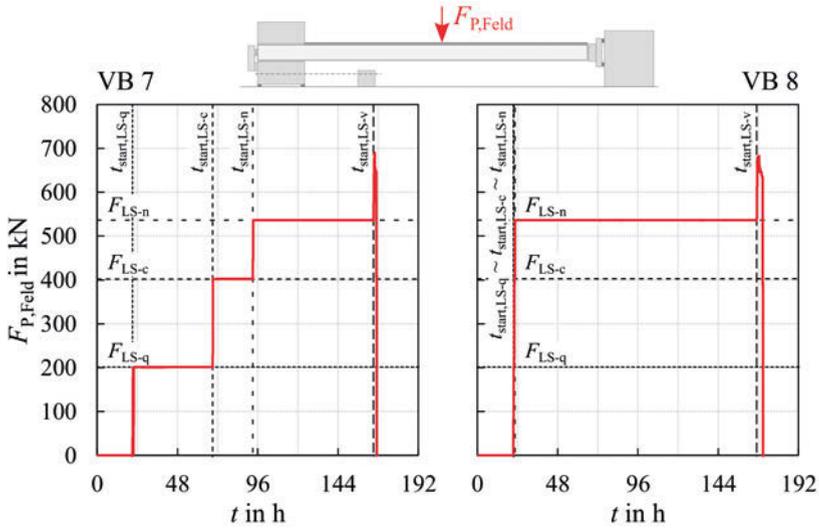


Abb. 3.18: Lastgeschichte der Versuchsbecken 7 und 8

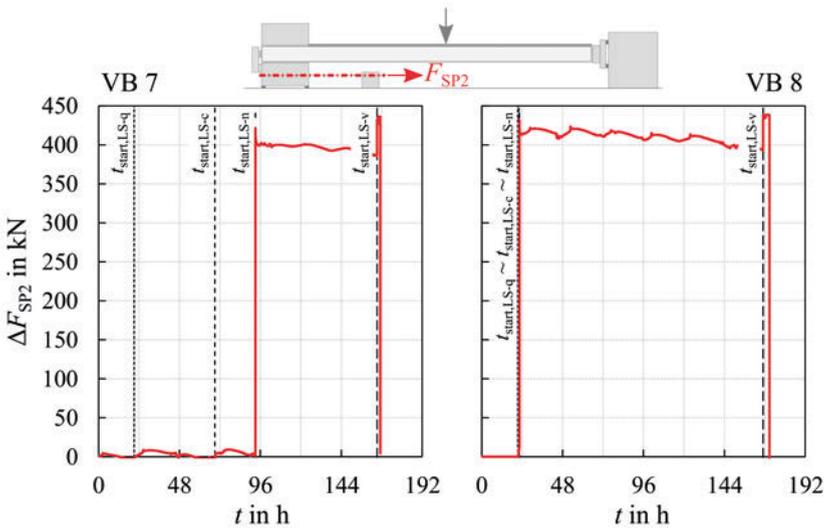


Abb. 3.19: Änderungen der Vorspannkraft F_{SP2} während der Versuchsdurchführung der Versuchsbecken 7 und 8

3.4 Ergebnisse

Die nachfolgend dargestellten Ergebnisse zeigen die direkt, ohne zusätzlich benötigte Auswertemethoden, gewonnenen Erkenntnisse aus den Versuchen.

3.4.1 Begleitkörper

Wie in Abschnitt 3.2.2 beschrieben wird, wurden im Zuge der Versuchsdurchführungen ergänzende Untersuchungen an Begleitkörpern (vgl. Tabelle 3.2) durchgeführt. Diese dienten der Bestimmung der wesentlichen Materialeigenschaften des verwendeten Betons und des verwendeten Bewehrungsstahls.

Die Begleitkörper des Bewehrungsstahls (Längsbewehrung \varnothing 26 mm) wurden im Vorfeld der Versuchsdurchführung von Versuchsbalken 1 geprüft.

Die Bestimmung der Materialeigenschaften des Bewehrungsstahls (B550B) erfolgte durch Zugversuche. Abbildung 3.20 zeigt die Spannungs-Dehnungsbeziehung des Bewehrungsstahls auf Mittelwertbasis. Der mittlere E-Modul E_{sm} sowie die mittlere Zugfestigkeit f_{tm} entsprachen demnach den gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) zu erwartenden Werten. Dahingegen entsprach die erreichte mittlere Streckgrenze f_{ym} mit einem Wert von 549,48 MPa eher dem charakteristischen Wert eines B550B nach ÖNORM EN 1992-1-1 (2015), wobei die Streuung sehr gering war.

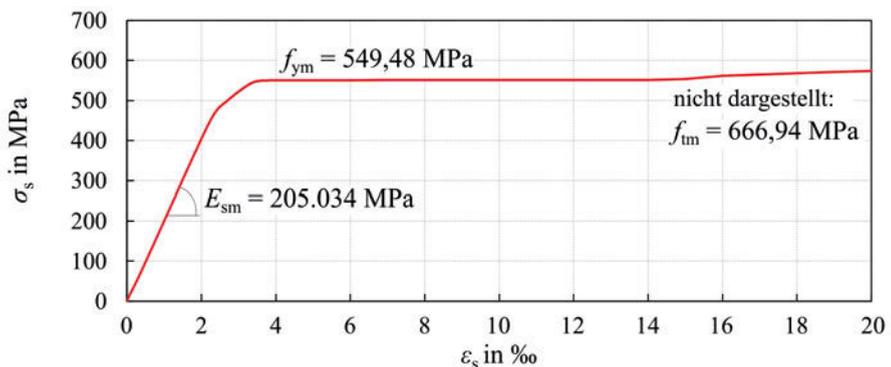


Abb. 3.20: Spannungs-Dehnungsbeziehung der drei geprüften Bewehrungsstäbe mit \varnothing 26 mm auf Mittelwertbasis

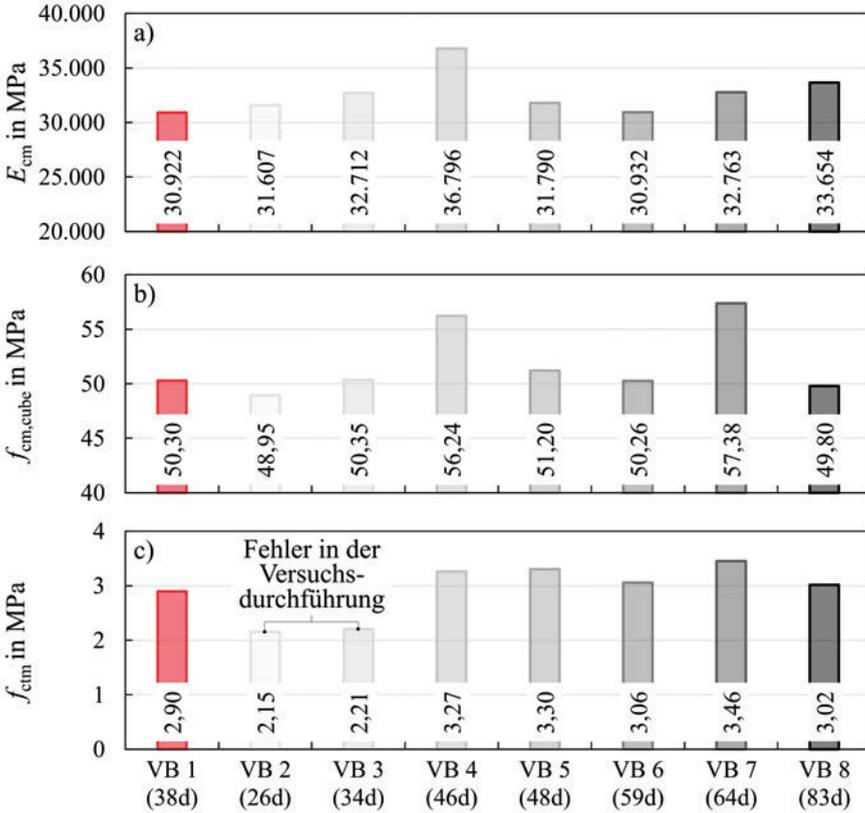


Abb. 3.21: Mittelwerte von a) E_{cm} , b) $f_{cm,cube}$ und c) f_{ctm} inklusive dem Prüfalter der Betonproben in Tagen, getrennt nach den zugehörigen Versuchsbalken

Die Begleitkörper des Betons wurden jeweils am Tag des Heizbeginns des zugehörigen Versuchsbalkens, bzw. dem Versuchsbeginn bei Versuchsbalken 1, geprüft. Das Betonalter der jeweiligen Versuchsbalken war herstellungsbedingt nicht ident. Daher variierte das Probenalter der Begleitkörper ebenso wie jenes der Versuchsbalken selbst.

In Abbildung 3.21 werden die Mittelwerte der für die Versuche wesentlichsten Materialeigenschaften des Betons zusammengefasst. Ebenso eingetragen ist das Betonalter der Proben bzw. der Versuchsbalken bei Versuchsbeginn.

Der mittlere Elastizitätsmodul E_{cm} wurde anhand der hergestellten Prüfzylinder bestimmt. Dahingegen wurde die mittlere Druckfestigkeit $f_{ck,cube}$ durch

Druckversuche an den Probewürfeln ermittelt. Die Bestimmung der mittleren Betonzugfestigkeit f_{ctm} erfolgte wiederum an den Prüfzylindern, mit deren Hilfe bereits E_{cm} bestimmt wurde. Daher wurden die Prüfzylinder bei der Ermittlung von E_{cm} nicht zu Bruch gefahren. So war es möglich, an diesen Betonzylindern ergänzende Spaltzugversuche durchzuführen. Durch eine Umrechnung der Ergebnisse der Spaltzugversuche konnte f_{ctm} ermittelt werden. Im Zuge der Spaltzugversuche bei den zu den Versuchsbalken 2 und 3 zugehörigen Zylindern kam es zu Fehlern im Versuchsaufbau. Demzufolge sind auch die für die Versuchsbalken 2 und 3 ausgewiesenen Zugfestigkeiten in Abbildung 3.21 inkorrekt. Daher wurden die mittleren Zugfestigkeiten ergänzend rückgerechnet. Hierzu wurde in einem ersten Schritt die charakteristische 28-Tage-Druckfestigkeit der Prüfkörper unter Anwendung der Vorgaben in Fédération internationale du béton (2013) ermittelt. Die 28-Tage-Druckfestigkeit wurde verwendet, da die Zunahme der Zugfestigkeit nach 28 Tagen weniger ausgeprägt ist als jene der Druckfestigkeit. Auf Basis dieser Druckfestigkeit wurde die mittlere Zugfestigkeit nach ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) errechnet. Tabelle 3.9 zeigt die Ergebnisse dieser Rückrechnungen. Ein Vergleich der Ergebnisse aus Tabelle 3.9 und Abbildung 3.21 zeigt bei den Versuchsbalken 1, 4, 5, 6, 7 und 8 eine sehr gute Übereinstimmung. Somit ist davon auszugehen, dass die rückgerechneten Werte für die Versuchsbalken 2 und 3 deren tatsächliche Zugfestigkeit besser abbilden als die Ergebnisse der Spaltzugversuche.

Tab. 3.9: Rückgerechnete Werte der mittleren Betonzugfestigkeiten

	VB 1	VB 2	VB 3	VB 4	VB 5	VB 6	VB 7	VB 8
$f_{ctm,r}$ in MPa	2,97	3,16	3,18	3,46	3,16	3,06	3,45	2,98

3.4.2 Klimabedingungen

In Abbildung 3.22 werden die Klimabedingungen innerhalb des Labors während der Versuchsdurchführungen dargestellt. Zusätzlich gekennzeichnet sind die Zeitpunkte, an denen die Einzellast erhöht wurde. Bei allen Versuchsbalken zeigt sich eine deutliche Ausprägung der Temperaturänderungen zwischen Tag und Nacht. Insbesondere bei den Versuchsbalken 2 und 3 sind schlagartige Abfälle in der Labortemperatur zu erkennen. Diese wurden durch das Öffnen der Labortore und dem damit verbundenen Luftstrom hervorgerufen.

3 Experimentelle Untersuchungen

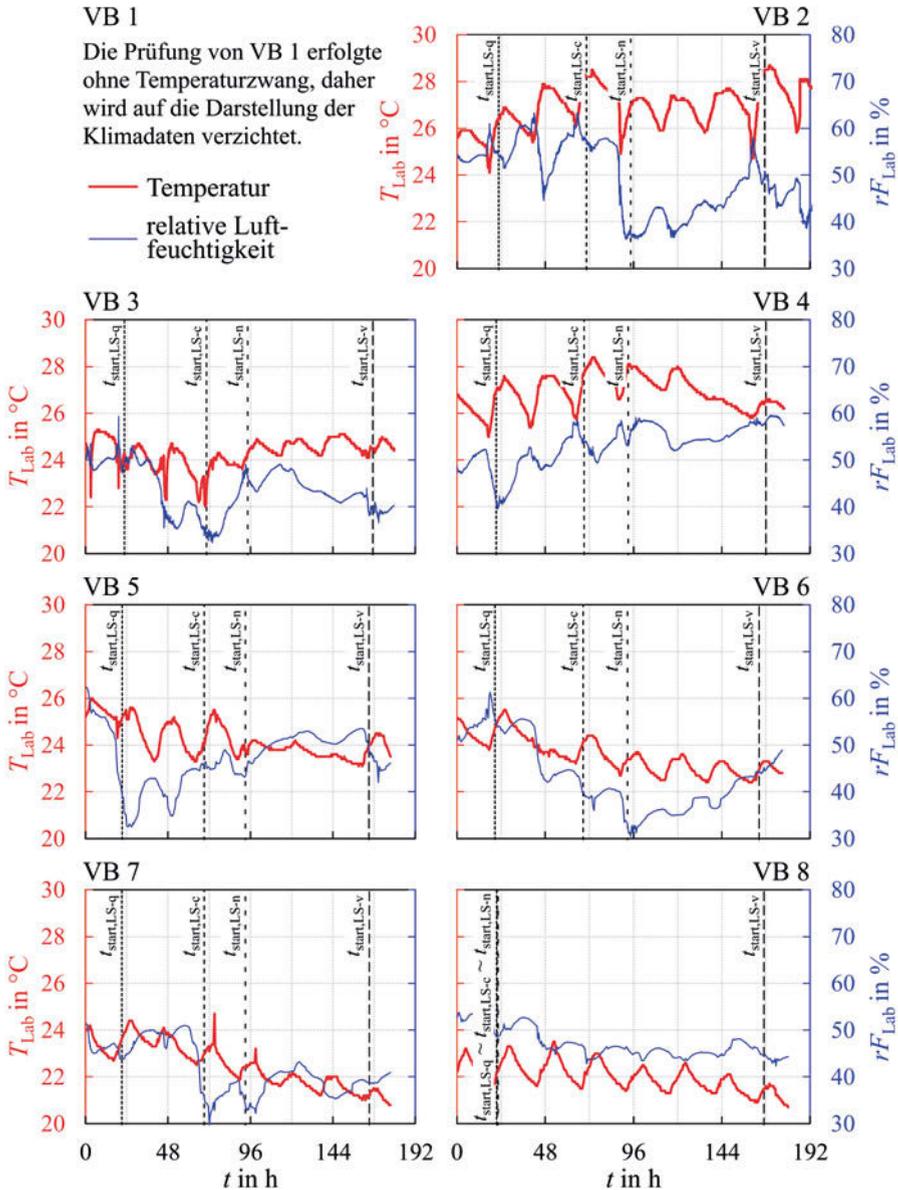


Abb. 3.22: Klimabedingungen im Labor während der Versuchsdurchführungen

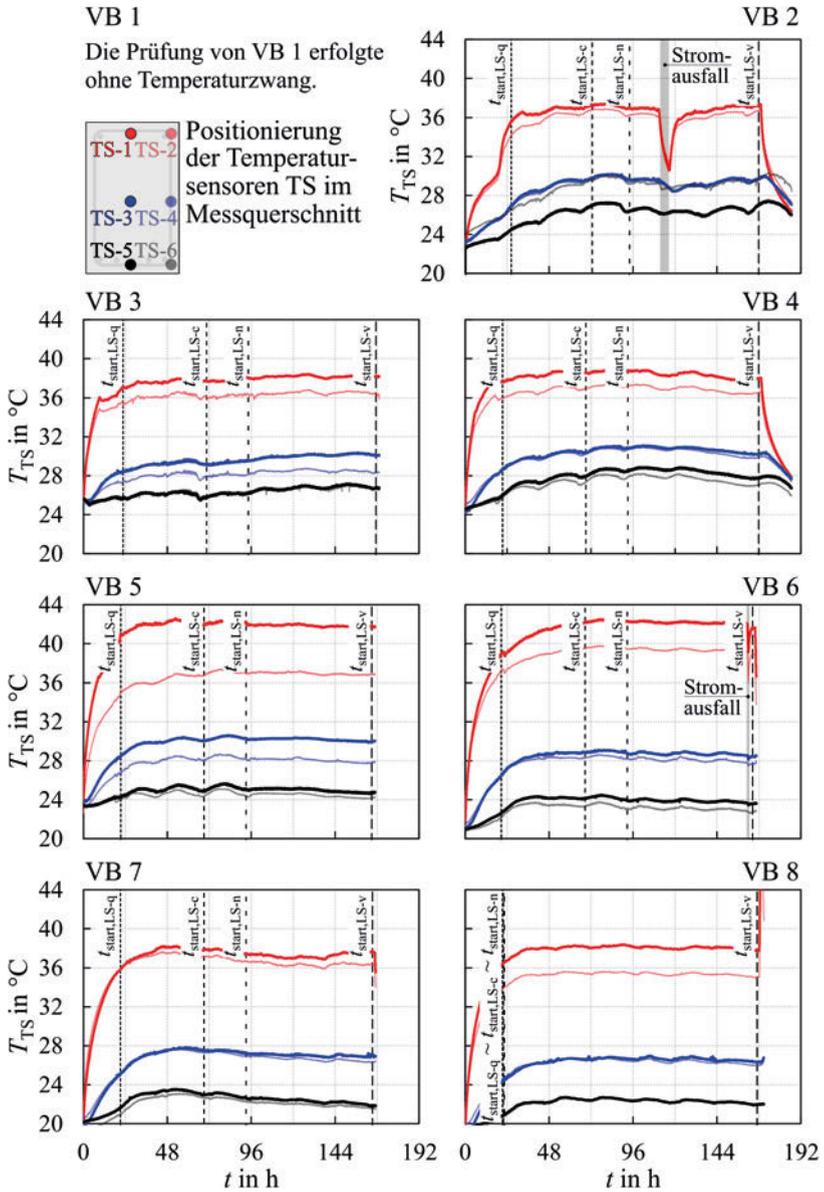


Abb. 3.23: Temperaturentwicklung im Inneren der Versuchsbalken

Die Entwicklung der Temperatur im Inneren der Versuchsbalken findet sich in Abbildung 3.23. Ebenso dargestellt wird die Position der einzelnen Temperatursensoren (TS) innerhalb des Messquerschnitts (vgl. Abbildung 3.10). Die genaue Position der Sensoren für die Versuchsbalken 2 bis 4 und 5 bis 8 kann Abbildung 3.11 in Abschnitt 3.2.3 entnommen werden.

Die Temperaturentwicklung in den oberen Temperatursensoren bei Versuchsbalken 2 zeigt nach ca. 20 h eine sprunghafte Zunahme. Auslöser hierfür war eine Erhöhung der Heizleistung. Hierdurch sollte die zu diesem Zeitpunkt zu geringe Temperaturdifferenz erhöht werden. Die Temperaturdifferenz zwischen Heizbeginn und erster Laststeigerung im Temperatursensor TS-1 lag bei ca. 11 °C. Des Weiteren ist zu erkennen, dass das Temperaturfeld beim Start der ersten Laststufe noch nicht stationär war. Allgemein wurde die Heizleistung bei allen Versuchsbalken nach Erreichen eines annähernd stationären Temperaturfelds so nachgeregelt, dass das Temperaturfeld möglichst konstant blieb. Die aufgezeichneten Verläufe der Heizleistung aller Versuchsbalken werden in Spornberger (2020) dargestellt. Abweichend von den Versuchsbalken 3 bis 8 zeigte sich bei Versuchsbalken 2 im randnahen Temperatursensor TS-6 eine höhere Temperatur als bei dem auf gleicher Höhe, allerdings in Querschnittsmitte positionierten Temperatursensor TS-5. Vermutet wird, dass dies auf die erhöhte Labortemperatur während der Prüfung von Versuchsbalken 2 zurückzuführen ist. In der dritten Kriechphase ist der aufgrund des aufgetretenen Stromausfalls resultierende Temperaturabfall im oberen Bereich des Versuchsbalkens zu erkennen. Nach Behebung des Stromausfalls wurde der Versuchsbalken wieder aufgeheizt. Im Anschluss an das Erreichen der Maximallast wurden die Heizmatten deaktiviert und der Versuchsbalken hierdurch abgekühlt.

Aufgrund der Erkenntnisse von Versuchsbalken 2 erfolgte das Aufheizen von Versuchsbalken 3 mit einer höheren Heizleistung. Die resultierende Temperaturdifferenz zwischen Heizbeginn und Beginn der ersten Laststufe bei Temperatursensor TS-1 betrug ca. 12 °C. Analog zu Versuchsbalken 2 war das Temperaturfeld bei Versuchsbalken 3 zum Zeitpunkt der ersten Laststeigerung nicht stationär. Unabhängig hiervon zeigen die Temperaturverläufe von Versuchsbalken 3, dass die randnah gemessenen Temperaturen geringer waren als jene in Querschnittsmitte.

Bei Versuchsbalken 4 wurde in Temperatursensor TS-1 eine Zunahme der Temperatur zwischen Aktivierung der Heizmatten und Start der ersten Laststeigerung von ca. 14 °C festgestellt. Die Maximaltemperatur entsprach dabei näherungsweise jener von Versuchsbalken 3. Bei Versuchsbalken 4 wurde ergänzend der Abkühlprozess nach Deaktivierung der Heizmatten mitgemessen.

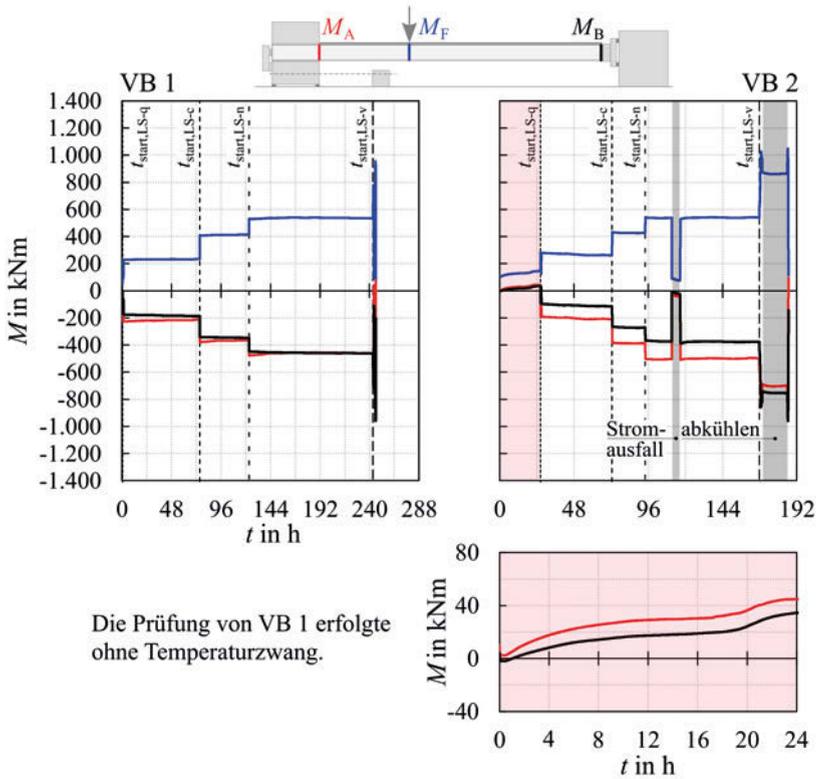
Die Temperaturentwicklungen in den Versuchsbalken 5 bis 8 zeigen ein ähnliches Verhalten. Die Temperaturdifferenz zwischen Beginn des Aufheizens und erster Erhöhung der Einzellast lag dabei in Temperatursensor TS-1 jeweils bei ca. 16 °C. Unterschiede ergaben sich in der Temperaturdifferenz zwischen den randnahen Bereichen und den Kernbereichen der Versuchsbalken. Wie bei den vorangegangenen Versuchsbalken war das Temperaturfeld bei den Versuchsbalken 5 bis 8 zum Zeitpunkt der ersten Laststeigerung nicht stationär.

Eine näherungsweise Aufteilung der Temperaturfelder in ihre konstanten und linearen Anteile ist in Glaßner (2021) zu finden. Diese Aufteilung wurde ausschließlich für vordefinierte Zeitpunkte durchgeführt.

3.4.3 Schnittkraftentwicklung

Die Abbildungen 3.24 bis 3.31 zeigen die Schnittkraftentwicklungen der einzelnen Versuchsbalken aufgetragen über die Versuchsdauer. Hierbei werden die Versuchsbalken paarweise zusammengefasst und gegenübergestellt. Bei allen Versuchsbalken waren die Einspannmomente M_A und M_B bei den Auflagern A und B zu Versuchsbeginn sehr klein. Aus dem Eigengewicht der Versuchsbalken wären bei Versuchsbeginn ausgeprägtere Einspannmomente zu erwarten gewesen. Die dennoch vergleichsweise geringen Einspannmomente waren ein Resultat des Montageprozesses. Während der Montage der Versuchsbalken konnte keine dauerhafte Unterstellung gewährleistet werden. Daher wirkte das Eigengewicht der Versuchsbalken vor der beidseitigen Einspannung in den Auflagern A und B zum Teil an einem Einfeldträgersystem.

Abbildung 3.24 beinhaltet die Gegenüberstellung der Entwicklung der Biegemomente von den Versuchsbalken 1 und 2. Die Positionen der in den Diagrammen dargestellten Biegemomente sind in der Systemskizze oberhalb der Diagramme ersichtlich. Das Feldmoment M_F im Querschnitt direkt unterhalb der Einzellast wird demnach in blau dargestellt. Das Biegemoment M_A im Einspannbereich bei Auflager A ist rot und das Einspannmoment M_B bei Auflager B ist schwarz. Während die Bewehrungskonfiguration beider Versuchsbalken gleich war, gab es Abweichungen im Versuchsprozedere, vgl. Abschnitt 3.2.2 und 3.3.1. Entsprechend den vorhergehenden Erläuterungen wurde Versuchsbalken 1 ohne zusätzliche Temperaturbeanspruchung getestet. Demzufolge wurde die Einzellast bei Versuchsbalken 1 ohne vorheriges Aufheizen des Versuchsbalkens erhöht. Mit der Steigerung der Einzellast einher ging die Erhöhung der Biegebeanspruchung des Versuchsbalkens. Änderungen der Biegemomente während der Kriechphasen bei Versuchsbalken 1 weisen auf Umlagerungen der Biegemomente hin.



Die Prüfung von VB 1 erfolgte ohne Temperaturzwang.

Abb. 3.24: Entwicklung der Biegemomente bei VB 1 und 2 über die Zeit

Im Vergleich zu Versuchsbalken 1 wurde Versuchsbalken 2 mit einer zusätzlichen Temperaturbeanspruchung geprüft. Der Zeitraum des Aufheizens wird im Diagramm der Entwicklung der Biegemomente rot hervorgehoben. Zusätzlich wird ein vergrößertes Detail des Aufheizzeitraums dargestellt. Hierin zu erkennen sind die bei Versuchsbalken 2 aus dem Aufheizen resultierenden Zwangmomente. Wie einleitend beschrieben wurde, sind die Einspannmomente M_A und M_B zu Versuchsbeginn wenig ausgeprägt. Die durch das Aufheizen resultierenden Zwangmomente sind vorzeichenmäßig positiv. Somit werden vorhandene Einspannmomente betragsmäßig reduziert. Dementsprechend werden Feldmomente erhöht. Nach ca. 19 h ist ein Knick in der Zunahme der sich aufbauenden Zwangmomente zu erkennen. Der Knick ist ein Resultat der Steigerung der Heizrate zu diesem Zeitpunkt, vgl. Abschnitt 3.4.2. Am Ende des vordefinierten Aufheizzeitraums ist ein Unterschied in den Zwangmomenten bei den beiden Auflagern

zu erkennen. Der Unterschied ist größer als die Differenz der Einspannmomente vor Versuchsbeginn. Grund für die Differenzen der Zwangmomente zwischen Auflager A und B sind die unterschiedlichen Verdrehsteifigkeiten der Auflagerkonstruktionen. Hieraus folgt, dass der Verlauf des Zwangmoments entlang des Versuchs balkens nicht konstant, sondern linear war. Ein linearer Momentenverlauf bedingt wiederum eine zusätzliche Zwangquerkraft. Die Größe dieser Zwangquerkraft ist aufgrund der Spannweite der Versuchs balken allerdings verhältnismäßig gering. Im Mittel führte das Aufheizen von Versuchs balken 2 vor der ersten Steigerung der Einzellast zu einem Zwangmoment von ca. 41 kNm. Die Änderungen der Biegebeanspruchungen während der Kriechphasen setzten sich aus mehreren Anteilen zusammen. Einerseits waren dies Biegemomentenumlagerungen. Andererseits wurden die Zwangmomente durch das Kriechen reduziert, vgl. Abschnitt 3.5.1, bzw. durch Änderungen des Temperaturfelds während der Versuche, vgl. Abschnitt 3.4.2, beeinflusst.

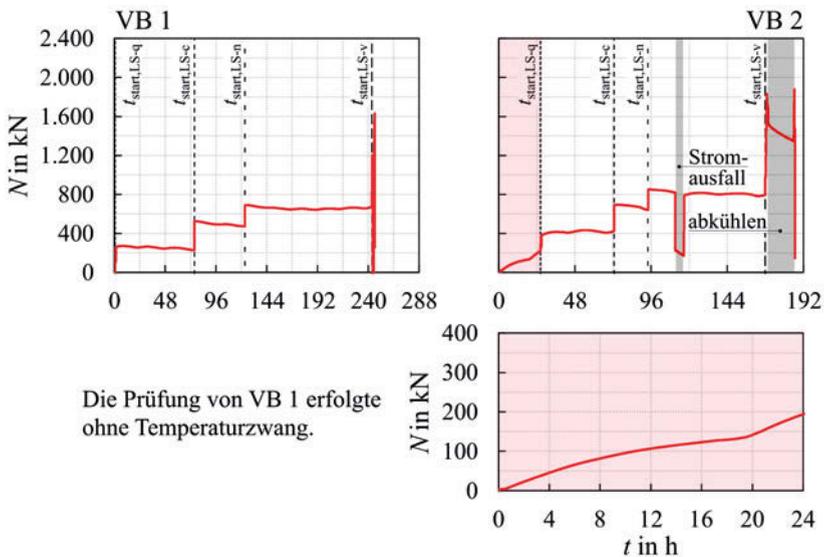


Abb. 3.25: Entwicklung der Normalkraft bei VB 1 und 2 über die Zeit

Die Entwicklung der Normalkräfte bei den Versuchs balken 1 und 2 wird in Abbildung 3.25 über die Zeit dargestellt. Druckkräfte sind in dieser Darstellung wertmäßig positiv.

Bei Versuchs balken 1 ist eine deutliche Zunahme der Drucknormalkraft während der einzelnen Laststeigerungen zu erkennen. Die Erhöhung der Normalkraft

resultiert aus dem in Abschnitt 2.1.5 beschriebenen Effekt einer systembedingten Behinderung der Schwerachsendehnung bei eintretender Rissbildung, bzw. weiterer Rissöffnung. In den Kriechphasen wird diese Zwangnormalkraft teilweise reduziert. Bei Versuchsende erreichte die systembedingte Zwangnormalkraft eine Größe von ca. 1.630 kN. Die Größe der Einzellast lag zu diesem Zeitpunkt bei ca. 623 kN (vgl. Tabelle 3.5). Zu beachten ist, dass diese Drucknormalkraft zwar einerseits die Duktilität des Systems reduziert, andererseits allerdings die Biegetragfähigkeit erhöht.

Analog zur Entwicklung des Biegemoments wird die Phase des Aufheizens bei der Entwicklung der Normalkraft bei Versuchsbalken 2 rot hervorgehoben. Ebenfalls dargestellt wird eine Vergrößerung des Aufheizzeitraums. Die aus dem Aufheizen resultierende Zwangnormalkraft (Druck) ist hierin deutlich zu erkennen. Der Knick in der Zunahme der Zwangnormalkraft nach ca. 19 h resultierte wiederum aus der Steigerung der Heizrate. Am Ende des Aufheizens lag die temperaturbedingte Zwangnormalkraft bei Versuchsbalken 2 bei ca. 220 kN. Die Zwangnormalkraft zufolge Temperatur sollte im Weiteren durch die eintretende Rissbildung bei der Erhöhung der Einzellast und der damit einhergehenden Steifigkeitsreduktion reduziert werden. Allerdings überlagert sich dieser Effekt mit der Zunahme der Zwangnormalkraft aus behinderter Schwerachsendehnung. Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass der Normkraftzuwachs aus behinderter Schwerachsendehnung deutlich größer ist als der Abbau der temperaturbedingten Zwangnormalkraft. Zu Beginn der ersten Kriechphase ist ein weiterer Anstieg der Zwangnormalkraft erkennbar. Überwiegender Grund hierfür sind Änderungen des Temperaturfelds. Dieses war zu diesem Zeitpunkt noch nicht stationär, vgl. Abschnitt 3.4.2. In den beiden späteren Kriechphasen zeigte sich eine tendenzielle Abnahme der Zwangnormalkraft. Bei der letzten Lasterhöhung erreichte die Zwangnormalkraft einen Wert von ca. 1.780 kN, bevor ein Rutschen im Bereich von Auflager A eintrat. Die Einzelkraft betrug zu diesem Zeitpunkt ca. 658 kN. Im Anschluss an das erste Rutschen wurde die Einzelkraft bei Versuchsbalken 2 reduziert und die Heizmatten deaktiviert. Folglich wurde die Zwangnormalkraft abgebaut. Nach dem Abkühlen des Versuchsbalkens und einem Nachspannen der Auflagerkonstruktion wurde die Einzelkraft erneut gesteigert. Durch die erneute Rissöffnung wuchs die Zwangnormalkraft neuerlich an und erreichte einen Wert von ca. 1.880 kN (F_P ca. 690 kN), bevor ein erneutes Rutschen im Bereich von Auflager A eintrat.

In Abbildung 3.26 wird die Entwicklung der Biegemomente bei den Versuchsbalken 3 und 4 gegenübergestellt. Der Zeitraum des Aufheizens wird bei beiden Versuchsbalken rot hervorgehoben und zusätzlich vergrößert dargestellt.

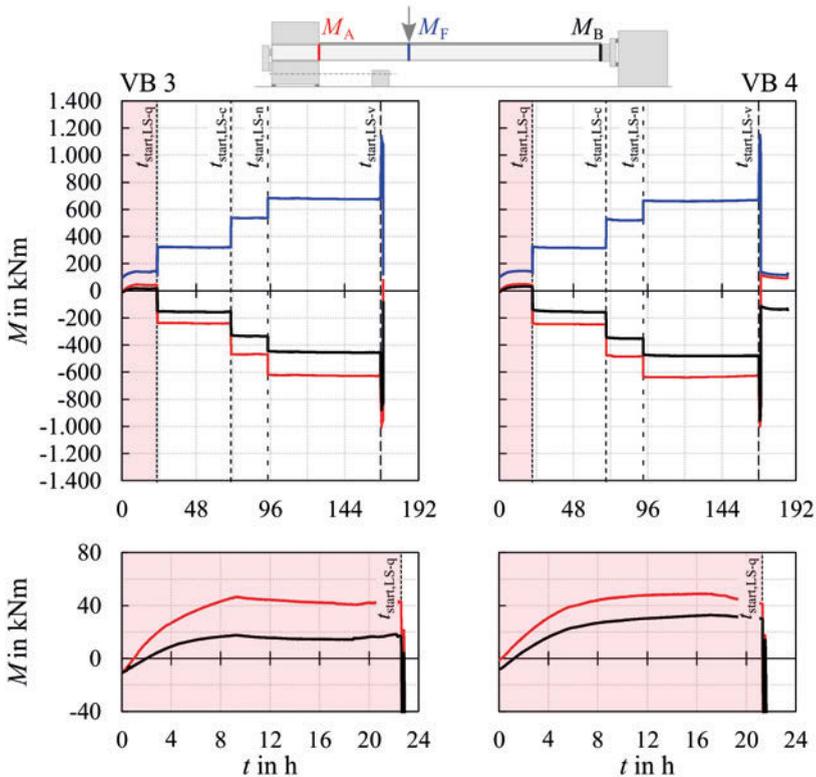


Abb. 3.26: Entwicklung der Biegemomente bei VB 3 und 4 über die Zeit

Bei Versuchsbalken 3 waren die Einspannmomente M_A und M_B zu Versuchsbeginn nahezu identisch. Nichtsdestotrotz war am Ende des Aufheizzeitraums eine deutliche Differenz der Zwangmomente bei den Auflagern A und B zu erkennen. Diese Differenz resultierte aus den stark unterschiedlichen Verdrehsteifigkeiten an den Enden des Versuchsbalkens. Grund hierfür war die in Abschnitt 3.3.2 beschriebene Herstellungsungenauigkeit bei Versuchsbalken 3. Durch den Ausgleich der schiefen Schalkante mittels Futterblechen wurde die Verdrehsteifigkeit des Anschlusses des Versuchsbalkens an Auflager B stark reduziert. Unabhängig hiervon flachte die Zunahme des Zwangmoments nach ca. 9 h ab. Das Abflachen steht im Zusammenhang mit der Heizrate und der Entwicklung des Temperaturfelds innerhalb des Versuchsbalkens, vgl. Abschnitt 3.4.2. Letztlich lag das mittlere temperaturbedingte Zwangmoment unter Berücksichtigung der Einspannmomente zu Versuchsbeginn, vor der ersten Erhöhung der Einzellast,

3 Experimentelle Untersuchungen

bei ca. 40 kNm. Die weitere Entwicklung der Biegemomente war qualitativ analog zu jener von Versuchsbalken 2.

Im Vergleich zu Versuchsbalken 3 entsprach die Differenz des Zwangmoments am Ende des Aufheizzeitraums zwischen den Auflagerpunkten bei Versuchsbalken 4 in etwa der Differenz der Einspannmomente M_A und M_B zu Versuchsbeginn. Die Unterschiede der Einspannmomente bei Versuchsbeginn waren dabei weniger mit unterschiedlichen Verdrehsteifigkeiten der Auflager als vielmehr mit dem Montageprozess zu begründen. Demnach war das Verhältnis der Verdrehsteifigkeiten ($k_{\varphi,A}$ zu $k_{\varphi,B}$) der Einspannungen bei Auflager A und B geringer als bei Versuchsbalken 3. Dies lag im Wesentlichen an der höheren Herstellungsqualität bei Versuchsbalken 4. Unabhängig hiervon baute sich bei Versuchsbalken 4 ein mittleres Zwangmoment von ca. 41 kNm auf.

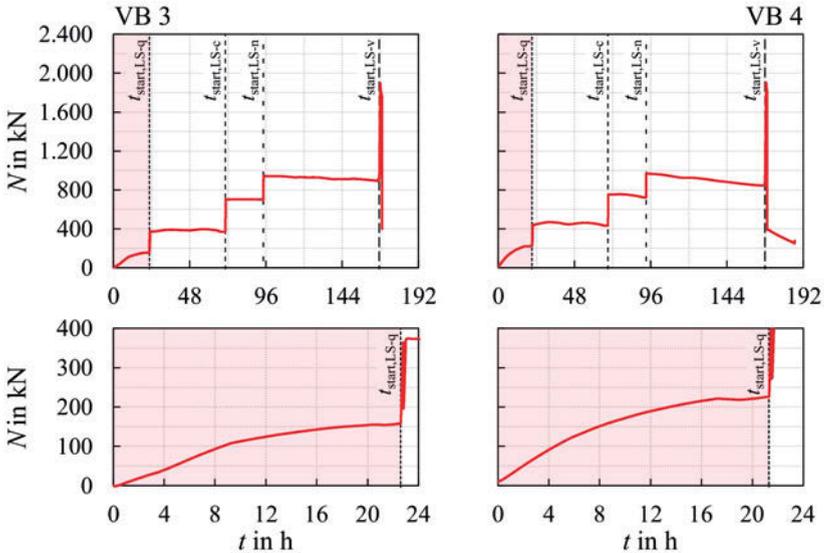


Abb. 3.27: Entwicklung der Normalkraft bei VB 3 und 4 über die Zeit

In Abbildung 3.27 wird die Entwicklung der Normalkräfte während der Prüfungen der Versuchsbalken 3 und 4 dargestellt. Der Aufheizzeitraum wird bei beiden Versuchsbalken rot hervorgehoben. Zusätzlich zeigen die jeweils unteren Diagramme einen detaillierteren Ausschnitt des Aufheizzeitraums.

Die anwachsende, temperaturbedingte Zwangnormalkraft wies nach ca. 9 h eine Änderung der Zuwachsrates auf. Die Änderung korrelierte mit der Entwicklung

des Temperaturfelds, vgl. Abschnitt 3.4.2. Bevor die erste Laststeigerung vorgenommen wurde, lag die Zwangnormalkraft aus dem Aufheizen bei ca. 150 kN. Durch die eintretende Rissbildung bzw. Rissöffnung mit zunehmender Größe der Einzellast fand wiederum eine Erhöhung der Zwangnormalkraft statt. Diese Zwangnormalkraft beinhaltete sowohl Anteile aus Temperaturzwang als auch Anteile aus der systembedingten Behinderung der Schwerachse des Versuchsbalkens. Der weitere Verlauf der Entwicklung der Zwangnormalkraft entspricht qualitativ jenem von Versuchsbalken 2. Bei Erreichen der maximalen Einzellast (ca. 744 kN) betrug die Zwangnormalkraft ca. 1.896 kN.

Die Entwicklung der Zwangnormalkraft bei Versuchsbalken 4 entsprach näherungsweise jener von Versuchsbalken 3. Lediglich die temperaturbedingte Zwangnormalkraft, welche am Ende des Aufheizzeitraums erreicht wurde, war mit ca. 226 kN höher. Dies lag an Unterschieden in den Temperaturfeldern der beiden Versuchsbalken. Die maximal erreichte Zwangnormalkraft lag bei ca. 1.903 kN. Diese trat bei einer Einzellast von ca. 756 kN auf.

Die Gegenüberstellung der Entwicklung der Biegemomente der Versuchsbalken 5 und 6 findet sich in Abbildung 3.28. Die Aufheizphasen werden erneut rot hervorgehoben und Detailauszüge der ersten 24 h der Versuche dargestellt. Ab Versuchsbalken 5 wurde die Position der Einzellast verändert. Das wird in der Systemskizze oberhalb der Diagramme verdeutlicht.

Unter Berücksichtigung der Einspannmomente zu Versuchsbeginn wurde bei Versuchsbalken 5 vor der ersten Laststeigerung ein mittleres Zwangmoment von ca. 55 kNm erreicht. Änderungen der Biegemomente während der Kriechphase sind erneut eine Kombination aus Umlagerungen und Änderungen des Zwangmoments. Die Entwicklung der Biegemomente während der Prüfung von Versuchsbalken 6 entsprach weitestgehend jener von Versuchsbalken 5. Durch das Aufheizen ergab sich bei Versuchsbalken 6 ein mittleres Zwangmoment vor Lasterhöhung von ca. 65 kNm.

Abbildung 3.29 gibt einen Überblick über die Entwicklung der Normalkräfte während der Prüfung der Versuchsbalken 5 und 6. Analog zu den Diagrammen der Entwicklung der Biegemomente wird der Zeitraum des Aufheizens rot markiert. Detaillierte Auszüge der beiden Aufheizphasen finden sich jeweils unterhalb der Diagramme, welche die gesamte Versuchsdauer abdecken.

Das Aufheizen führte bei Versuchsbalken 5 zu einer Zwangnormalkraft von ca. 271 kN. Nach der Zunahme der Zwangnormalkraft durch die Laststeigerung war eine geringfügige Erhöhung der Zwangnormalkraft zu Beginn der Kriechphase zu beobachten. Grund hierfür war erneut das bei Beginn der Kriechphase noch nicht stationäre Temperaturfeld. Bei Erreichen einer maximalen Einzellast von ca. 585 kN ergab sich bei Versuchsbalken 5 eine Normalkraft von ca. 2.130 kN.

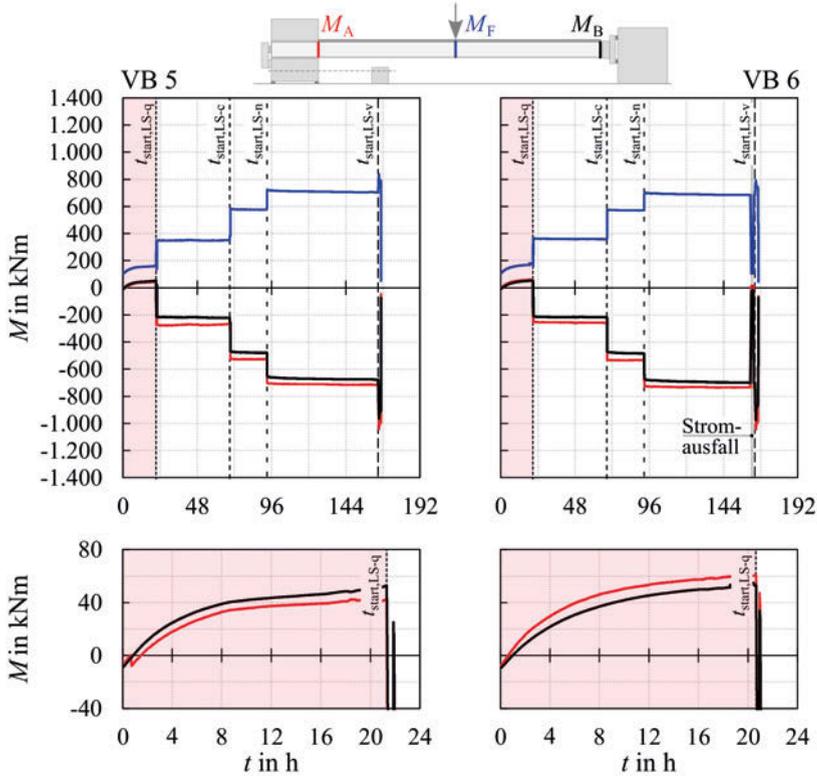


Abb. 3.28: Entwicklung der Biegemomente bei VB 5 und 6 über die Zeit

Im Vergleich zu Versuchsbalken 5 wurde bei Versuchsbalken 6 vor der ersten Laststeigerung eine temperaturbedingte Zwangnormalkraft von ca. 315 kN erreicht. Analog zu Versuchsbalken 5 war das Temperaturfeld zu Beginn der ersten Kriechphase noch nicht stationär. Folglich wuchs die Zwangnormalkraft zu Beginn der ersten Kriechphase geringfügig an. Ab ca. einem Drittel der ersten bzw. bei den weiteren Kriechphasen war eine tendenzielle Abnahme der Normalkräfte zu beobachten. Die maximale Zwangnormalkraft erreichte beim Versuchsende von Versuchsbalken 6 einen Wert von ca. 2.043 kN. Die Größe der Einzellast lag zu diesem Zeitpunkt bei ca. 564 kN.

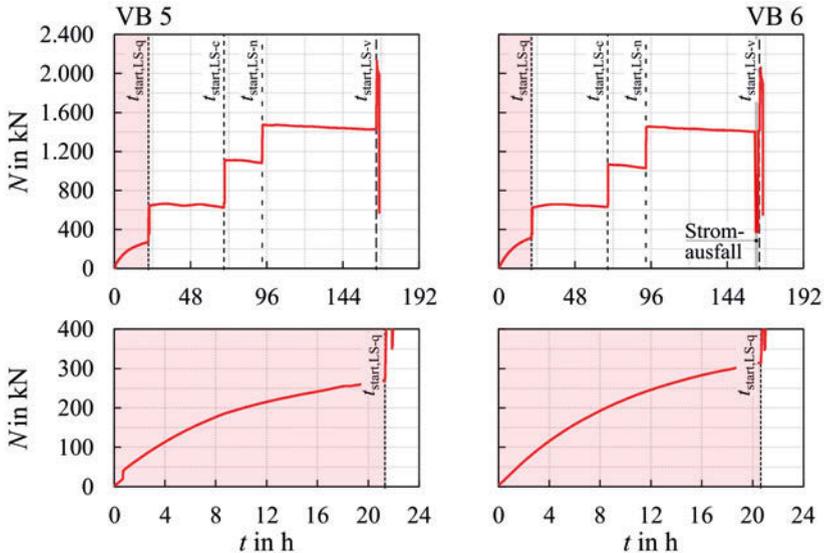


Abb. 3.29: Entwicklung der Normalkraft bei VB 5 und 6 über die Zeit

Abbildung 3.30 stellt die Entwicklung der Biegemomente der Versuchsbalken 7 und 8 gegenüber. Die Phasen des Aufheizens werden hierin in rot hervorgehoben und vergrößert dargestellt.

Von Versuchsbeginn bis zum Beginn der ersten Laststeigerung führte das Aufheizen bei Versuchsbalken 7 zu einem mittleren Zwangsmoment von ca. 64 kNm. Während die Einspannmomente zu Versuchsbeginn nahezu identisch waren, wichen die Einspannmomente M_A und M_B vor der ersten Erhöhungen der Einzellast um ca. 8 kNm voneinander ab. Im weiteren Verlauf der Belastung zeigte sich bei Versuchsbalken 7 die qualitativ zu erwartende Entwicklung der Biegemomente.

Durch das Aufheizen ergab sich bei Versuchsbalken 8 von Versuchsbeginn bis zur ersten Laststeigerung ein mittleres Zwangsmoment von ca. 69 kNm. Nach dem Aufheizen wurde die Einzellast bei Versuchsbalken 8 während der ersten Laststeigerung direkt bis zur dritten Laststufe erhöht, vgl. Abschnitt 3.3.4. Dadurch ergaben sich Unterschiede im qualitativen Verlauf der Biegemomente zwischen den Versuchsbalken 7 und 8.

Die Entwicklung der Normalkräfte während der Prüfung der Versuchsbalken 7 und 8 wird in Abbildung 3.31 dargestellt. Die Aufheizphase wird bei beiden Ver-

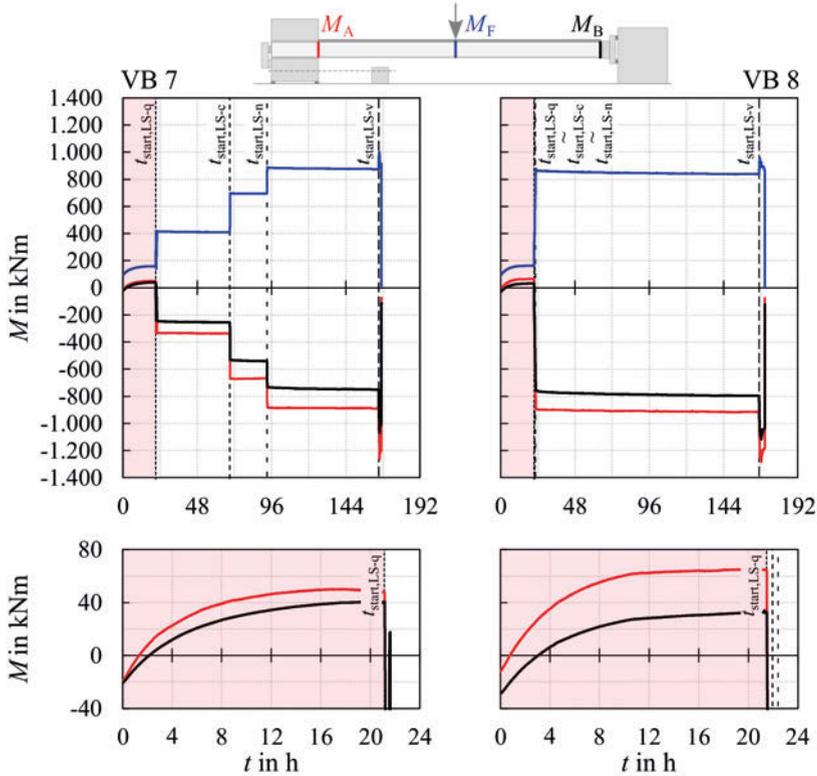


Abb. 3.30: Entwicklung der Biegemomente bei VB 7 und 8 über die Zeit

suchsbalken rot hervorgehoben. Zusätzlich zeigen die beiden unteren Diagramme eine Vergrößerung der jeweiligen Aufheizphase. Durch das Aufheizen wuchs die temperaturbedingte Zwangnormalkraft bei Versuchsbalken 7 innerhalb von ca. 21 h um ca. 294 kN an. Danach zeigte sich ein hinsichtlich der Normkraftentwicklung ähnliches Bild wie bei den vorangegangenen Versuchsbalken. Bei Erreichen des Versuchsendes und einer Einzellast von ca. 689 kN betrug die Normkraft ca. 2.200 kN. Die temperaturbedingte Zwangnormalkraft lag bei Versuchsbalken 8 am Ende der Aufheizphase bei ca. 328 kN. Die Zwangnormalkraft wuchs durch die anschließende Lasterhöhung auf ca. 1.614 kN an. Durch die ca. 144 h dauernde Kriechphase wurde die Zwangnormalkraft um ca. 117 kN reduziert. In der letzten Laststufe konnte die Einzellast auf ca. 680 kN erhöht werden. Die zugehörige Normkraft lag bei ca. 2.161 kN.

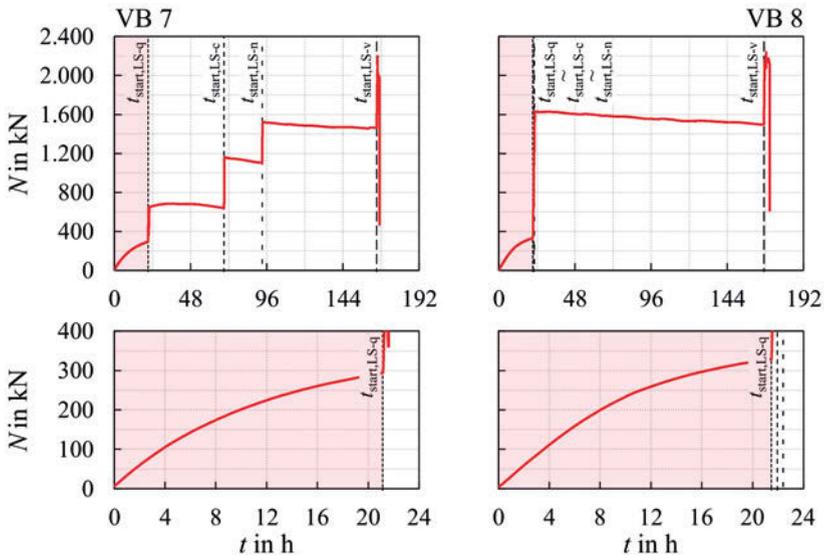


Abb. 3.31: Entwicklung der Normalkraft bei VB 7 und 8 über die Zeit

3.4.4 Last- Verformungsverhalten

Wie in Abschnitt 2.1 beschrieben wird, korreliert die Größe von Zwangsschnittgrößen mit der Bauteilsteifigkeit. Das Last-Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen ist wiederum eine Funktion der Steifigkeitsentwicklung des Bauteils. Generell deuten Änderungen der Rate der Verformungszunahmen auf Änderungen der Bauteilsteifigkeit hin. Daher zeigen die Abbildungen 3.32 und 3.33 das Last-Verformungsverhalten aller Versuchsbalken. Zur Erhöhung der Übersichtlichkeit werden die wesentlichen Ergebnisse durch eine dickere rote Linie hervorgehoben. Weitere aus dem jeweiligen Versuchsablauf resultierende Hysteresen oder ähnliches werden der Vollständigkeit halber mit Hilfe dünnerer roter Linien abgebildet. Diese Hysteresen inkludieren u.a. die in Abschnitt 3.2.1 beschriebene Ent- und Wiederbelastung während der ersten Laststeigerung. Die einzelnen Laststufen sind in den Diagrammen kenntlich gemacht und beschriftet. Hierdurch sind die einzelnen Kriechphasen gut zu erkennen. Des Weiteren werden markante Punkte bzw. Phasen, wie z.B. Ent- und Wiederbelastungen, in den Versuchsabläufen beschriftet. Nicht gekennzeichnet sind die Punkte der eintretenden Riss- bzw. Fließgelenkbildung. Auf diese Punkte wird in Abschnitt 3.5 eingegangen.

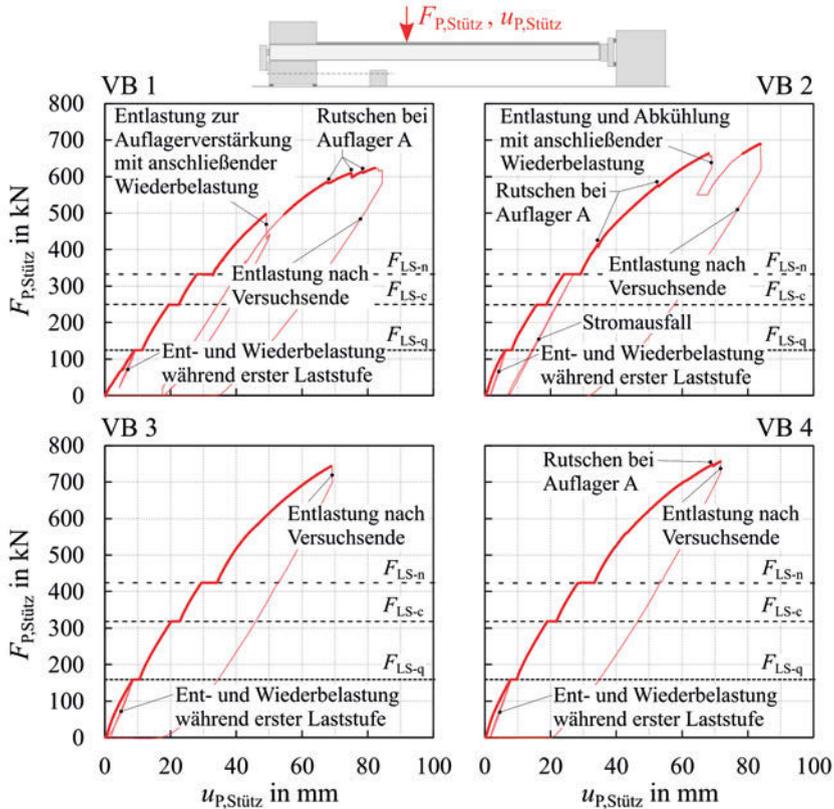


Abb. 3.32: Last-Verformungsverhalten der Versuchsbalken 1 bis 4

Die ausgewiesenen Verformungen wurden jeweils an der Position der Einzellast gemessen. Dementsprechend sind die Positionen der Verformungsmessungen bei den Versuchsbalken 1 bis 4 identisch. Selbiges gilt für die Versuchsbalken 5 bis 8. Zur Veranschaulichung dessen wird die Lastposition in den Systemskizzen oberhalb der jeweiligen Diagramme (VB 1 bis 4, bzw. 5 bis 8) dargestellt. Als Ergänzung zu den Abbildungen 3.32 und 3.33 werden in den Tabellen 3.10 und 3.11 die Verformungszunahmen während der Kriechphasen aufgelistet.

Die in Abbildung 3.32 dargestellten Ergebnisse von Versuchsbalken 1 zeigen eine Entlastung des Versuchsbalkens in der letzten Laststufe. Diese Entlastung war notwendig, um Auflager A zu verstärken, vgl. Abschnitt 3.3.1.

Tab. 3.10: Verformungszunahme während der einzelnen Kriechstufen und Summe der Kriechverformungen bei den Versuchsbalken 1 bis 4 in mm

	VB 1	VB 2	VB 3	VB 4
$\Delta u_{P, \text{Stütz, LS-q}}$	2,02	1,68	1,82	1,61
$\Delta u_{P, \text{Stütz, LS-c}}$	3,08	3,02	2,63	2,76
$\Delta u_{P, \text{Stütz, LS-n}}$	4,94	5,06	4,76	5,10
$\Sigma \Delta u_{P, \text{Stütz}}$	10,04	9,76	9,21	9,47

In der Last-Verformungsbeziehung von Versuchsbalken 2 sind die Auswirkungen des aufgetretenen Stromausfalls und der Entlastung bzw. Abkühlung des Versuchsbalkens gegen Versuchsende zu erkennen.

Deutliche Unterschiede im Last-Verformungsverhalten zwischen den Versuchsbalken 1 und 2 resultierten zum einen aus Abweichungen bei den Auflagerkonstruktionen. Zum anderen wurde Versuchsbalken 1 ohne planmäßige Temperaturbeanspruchung geprüft, vgl. Abschnitt 3.3.1.

Demgegenüber gab es keine wesentlichen Abweichungen bei der Prüfung der Versuchsbalken 3 und 4. Als Folge dessen zeigten diese Versuchsbalken ein qualitativ ähnliches Last-Verformungsverhalten.

In Abbildung 3.33 werden die Last-Verformungsbeziehungen der Versuchsbalken 5 bis 8 gegenübergestellt.

Die Ergebnisse weisen auf ein ähnliches Verhalten der Versuchsbalken 5 und 6 während deren Prüfung hin. Im Vergleich zu Versuchsbalken 6 war die Anfangssteifigkeit von Versuchsbalken 5 geringfügig kleiner, obwohl der E-Modul des Betons bei Versuchsbalken 5 etwas größer war als jener bei Versuchsbalken 6, vgl. Abbildung 3.21. Allerdings wurde die horizontale Vorspannung bei Versuchsbalken 5 zu einem späteren Zeitpunkt aktiviert, vgl. Abbildung 3.17. Dies hatte Einfluss auf die Nachgiebigkeit von Auflager A. Eine weitere Auffälligkeit zeigt der Vergleich des Last-Verformungsverhaltens während der letzten Laststeigerung. Das Last-Verformungsverhalten von Versuchsbalken 6 war demnach weicher. Grund hierfür dürfte weniger der unmittelbar vor der Laststeigerung eingetretene Stromausfall gewesen sein. Vielmehr war die Normalkraftbeanspruchung bei Versuchsbalken 6 geringer als bei Versuchsbalken 5, vgl. Abbildung 3.29. Die Normalkraft beeinflusste hierbei zum einen die Größe der gerissenen Bereiche. Zum anderen hatte diese, insbesondere nach Fließbeginn, Einfluss auf die Zunahme der Stahldehnungen. Auf diese Zusammenhänge wird in Abschnitt 3.5.4 näher eingegangen.

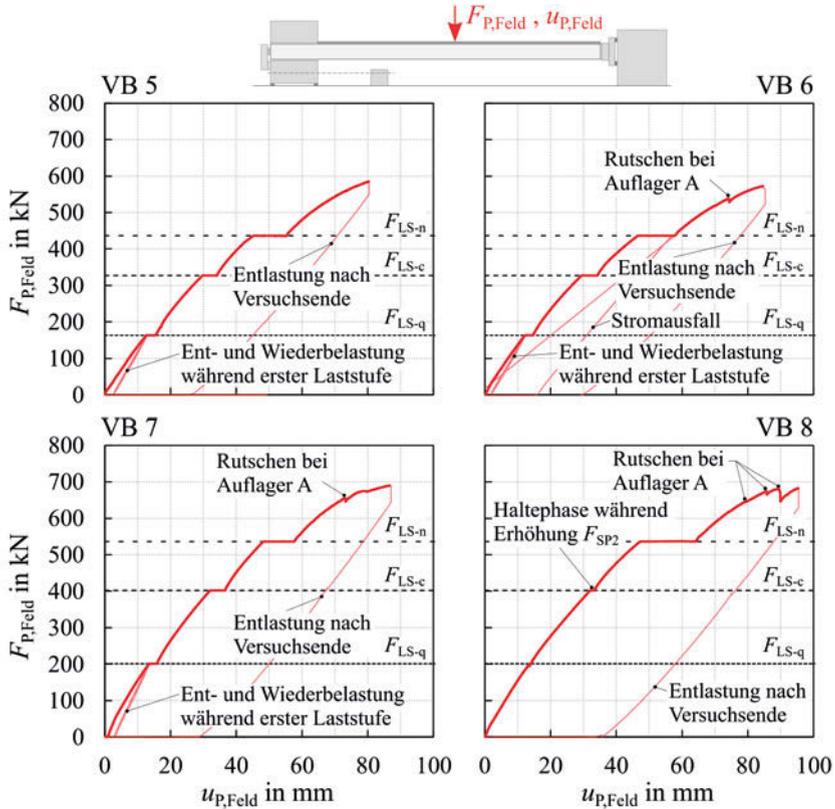


Abb. 3.33: Last-Verformungsverhalten der Versuchsbalken 5 bis 8

Tab. 3.11: Verformungszunahme während der einzelnen Kriechstufen und Summe der Kriechverformungen bei den Versuchsbalken 5 bis 8 in mm

	VB 5	VB 6	VB 7	VB 8
$\Delta u_{P,Feld,LS-q}$	2,53	2,29	2,15	0,01
$\Delta u_{P,Feld,LS-c}$	4,31	4,80	4,46	1,20
$\Delta u_{P,Feld,LS-n}$	10,00	11,26	9,41	16,92
$\Sigma \Delta u_{P,Feld}$	16,84	18,35	16,02	18,13

Aufgrund der unterschiedlichen Versuchsabläufe von Versuchsbalken 7 und 8, vgl. Abschnitt 3.3.4, sind deren Last-Verformungsverhalten nicht direkt vergleichbar. Möglich ist jedoch ein Vergleich der in Tabelle 3.11 dargestellten, summierten Verformungszunahmen während der Kriechphasen. Dieser Vergleich zeigt bei Versuchsbalken 8 ca. 12 % mehr Verformungszunahme. Demzufolge führte das bei Versuchsbalken 8 verhältnismäßig längere nichtlineare Kriechen zu einem größeren Zuwachs der Verformungen. Zusätzlich können die Steigungsverhältnisse der Last-Verformungsbeziehung der beiden Versuchsbalken zwischen einer Größe von $F_{P, Feld}$ von 200 kN und 400 kN verglichen werden. Die Steigungsverhältnisse deuten darauf hin, dass das Verhalten von Versuchsbalken 8 in diesem Lastbereich weicher war als jenes von Versuchsbalken 7. Der Grund hierfür könnte eine frühere Rissbildung aufgrund der geringeren Betonzugfestigkeit (vgl. Abbildung 3.21) bei Versuchsbalken 8 gewesen sein. Da allerdings bei Versuchsbalken 8 bei diesem Lastniveau, aufgrund des geänderten Versuchsablaufs, nur die größten Einzelrisse aufgenommen wurden, kann hierauf nicht mehr rückgeschlossen werden. Unabhängig vom exakten Rissbild weist die Dokumentation der Rissbreiten, vgl. Spornberger (2020), bei Versuchsbalken 8 eine größere maximale Rissbreite als bei Versuchsbalken 7 aus. Die Normalkraft bei einer Einzellast von 200 kN war bei Versuchsbalken 8 um ca. 9 % höher als bei Versuchsbalken 7. Der Normalkraftzuwachs war im genannten Lastbereich bei beiden Versuchsbalken nahezu identisch.

3.5 Auswertungen

In den folgenden Abschnitten werden die ergänzend durchgeführten Auswertungen beschrieben und diskutiert. Diese liefern vertiefende Einblicke in das Verhalten von integralen Stahlbetonbrücken unter allgemeiner Beanspruchung. Der Fokus liegt auf vier wesentlichen Untersuchungsgegenständen. Diese sind

- der Abbau von temperaturbedingten Zwangmomenten,
- Schnittgrößenumlagerungen,
- die Entwicklung der Dehnsteifigkeit sowie
- die Auswirkungen einer zusätzlichen Zwangnormalkraft zufolge behinderter Schwerachsendehnung auf die zuvor genannten Punkte.

Die maßgebenden Einflussfaktoren sind dabei die Rissbildung bzw. -öffnung, das Kriechen und die Fließgelenksbildung.

3.5.1 Änderung des temperaturbedingten Zwangsmoments

Im Rahmen der durchgeführten experimentellen Untersuchungen war es nicht möglich, direkte Rückschlüsse auf die Entwicklung des temperaturbedingten Zwangsmoments zu ziehen. Daher wurde ein Konzept entwickelt, um die Entwicklung des Zwangsmoments im Nachgang näherungsweise bestimmen zu können. Nachfolgend wird das entwickelte Konzept erläutert, sowie die hiermit gewonnenen Auswertungsergebnisse dargestellt.

Abbildung 3.34 zeigt einen beidseitig eingespannten Balken mit der Gesamtlänge l . Auf den Balken wirkt eine Einzellast F_P im Abstand f vom linken Auflager.

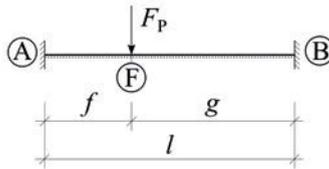


Abb. 3.34: Statisches System und Variablen zur Herleitung von Glg. 3.1

Für das beschriebene System kann, unter der Voraussetzung einer konstanten Biegesteifigkeit des Balkens, der in Glg. 3.1 dargestellte Zusammenhang hergeleitet werden.

$$\zeta = \frac{M_A + M_B + M_F}{F_P} = -\frac{(f \cdot g^3 + f^3 \cdot g)}{l^3} = \text{const.} \quad (3.1)$$

In dieser Gleichung sind M_A , M_B und M_F die Biegemomente an den Auflagern A und B bzw. im Feldbereich direkt unterhalb der Einzellast (Position F). Wird in dem dargestellten System nun eine über die Höhe linear verteilte Temperaturbeanspruchung ergänzt, so würde ein Zwangsmoment entstehen. Das Zwangsmoment wiederum würde zu Änderungen der Größen von M_A , M_B und M_F führen. Eine Änderung des in Glg. 3.1 beschriebenen Faktors ζ wäre die Folge. Hieraus kann geschlossen werden, dass jede Änderung des konstanten Faktors ζ einem zusätzlichen Zwangsmoment zuordenbar ist.

Allerdings ist ζ bei der Betrachtung von Stahlbetonbalken aufgrund von nicht-linearen Effekten durch Riss- und Fließgelenkbildung nicht konstant. Diese Problematik kann umgangen werden, indem ζ zu verschiedenen Zeitpunkten bestimmt wird. Hierfür kann das nachfolgend aufgelistete Schema herangezogen werden.

1. Bestimmung der Positionen und der Größen der gerissenen Bereiche mit Hilfe der gemessenen Schnittgrößen. Die Berechnung des Rissmoments erfolgt hierbei unter Berücksichtigung der vorhandenen Normalkraft. Der Einfluss der Eigenspannungen an den Rändern der Versuchsbalken auf die Risschnittgröße wurde im konkreten Fall vereinfachend vernachlässigt. Durch eine Berücksichtigung dessen würde zwar die Rissbildung verzögert eintreten, es sind allerdings keine weiteren Auswirkungen auf die Ergebnisse zu erwarten.
2. Berechnung der Querschnittssteifigkeiten im Zustand I und Zustand II. Das Tension-Stiffening ist zu berücksichtigen. In den vorliegenden Auswertungen erfolgte die Berücksichtigung des Tension-Stiffenings durch eine Modifikation der Stahlarbeitslinie nach Illich (2015). Hierbei wurde bei der Bestimmung der Druckzonenhöhe im Zustand II das Verhältnis von Biegemoment zu Normalkraft nach der ersten Laststeigerung berücksichtigt. Auf Anpassungen des Verhältniswertes bei sich ändernden Belastungssituationen wurde verzichtet. Aus Kriechen resultierende Änderungen der Materialeigenschaften des Betons wurden vereinfachend vernachlässigt.
3. Bestimmung der Verdrehsteifigkeiten der Auflager $k_{\varphi,A}$ und $k_{\varphi,B}$ (vgl. Abbildung 3.1) zum Zeitpunkt vor der ersten Laststeigerung bzw. nach Ende des Aufheizzeitraums. Die Verdrehsteifigkeiten der Auflager wurden im vorliegenden Fall mittels der in Abschnitt 3.2.3 beschriebenen Verformungsmessungen an den Auflagern und den zugehörigen Biegemomenten berechnet.
4. Statische Analyse des Versuchsbalkens unter der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens. Allerdings ist in den nach Punkt 1 gerissenen Bereichen die Steifigkeitsabnahme gemäß Punkt 2 zu berücksichtigen. Des Weiteren sind die entsprechende Lastposition sowie die Verdrehsteifigkeiten der Auflager zu berücksichtigen. Im Zuge der Auswertungen der vorliegenden Versuchsbalken wurden im statischen System zusätzlich Gelenke appliziert, wenn die rechnerische Bewehrungsdehnung in einem Querschnitt die Fließdehnung erreicht hat.
5. Berechnung von ζ_t mittels der zuvor bestimmten Biegemomente M_A , M_B und M_F .

Diesem Schema folgend war es möglich, den Faktor ζ_t bei allen Versuchsbalken für verschiedene Zeitpunkte bzw. Laststufen zu berechnen. Die Faktoren wurden für vordefinierte Zeitpunkte bestimmt. Die Zeitpunkte waren zum einen

der Beginn, bzw. das Ende einer jeden Laststeigerung. Zum anderen wurden die Drittel- und Zweidrittelschritte während jeder Laststeigerung ausgewertet. Zwischenwerte von ζ_t wurden linear interpoliert.

Nach der Berechnung von ζ_t erfolgte die Bestimmung des zugehörigen Wertes von $\zeta_{\text{Versuch},t}$. Dabei war $\zeta_{\text{Versuch},t}$ jener Faktor, der mit Hilfe der im jeweiligen Versuch gemessenen Werte M_A , M_B , M_F und F_P unter Anwendung von Glg. 3.1 berechnet werden konnte. Im Anschluss hieran konnte durch Einsetzen der Werte von $\zeta_{\text{Versuch},t}$ und ζ_t in Glg. 3.2 ein mittleres temperaturbedingtes Zwangmoment für die jeweils betrachtete Laststufe ermittelt werden.

$$M_{Zw,m,t} = \frac{(\zeta_{\text{Versuch},t} - \zeta_t) \cdot F_P}{3} \quad (3.2)$$

Glg. 3.2 kann durch die Aufteilung des Gesamtbiegemoments in seine Anteile aus Last und Zwang hergeleitet werden. Der Faktor 3 resultiert daraus, dass das Zwangmoment in M_A , M_B und M_F enthalten ist. Demzufolge ergibt sich durch die Anwendung von Glg. 3.2 ausschließlich ein mittleres temperaturbedingtes Zwangmoment. In den vorliegenden Versuchen war das temperaturbedingte Zwangmoment linear über die Versuchsbalkenlänge verteilt, vgl. Abschnitt 3.4.3. Allerdings blieb dies bei der Herleitung von Glg. 3.2 unberücksichtigt, da die Auswirkungen dessen auf die Ergebnisse vernachlässigbar sind.

Die unter Anwendung der beschriebenen Methode gewonnenen Auswertungsergebnisse werden in den Abbildungen 3.35 und 3.36 dargestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit sind die darin enthaltenen Ergebnisse normiert. Den Referenzwert stellt hierbei der Maximalwert des mittleren temperaturbedingten Zwangmoments $M_{Zw,m,max}$ dar. Markante Punkte bzw. Bereiche der Entwicklung des temperaturbedingten Zwangmoments sind gesondert, innerhalb des jeweiligen Diagramms, beschriftet. Des Weiteren werden bei den Versuchsbalken 2 bis 4 jene Punkte gekennzeichnet, bei welchen die rechnerische Stahlspannung in der Längsbewehrung im Querschnitt bei Auflager A ($\sigma_{s,A}$) 200 MPa bzw. 300 MPa beträgt. Bei den Versuchsbalken 5 bis 8 werden die Punkte markiert, bei welchen die rechnerische Stahlspannung in der Längsbewehrung im Querschnitt direkt unterhalb der Einzellast ($\sigma_{s,F}$) Werte von 200 MPa bzw. 300 MPa erreicht. Hierdurch wird eine bessere Einschätzung der verbleibenden temperaturbedingten Zwangmomente auf Gebrauchslastniveau ermöglicht.

Da Versuchsbalken 1 ohne Temperaturzwang getestet wurde, findet sich hierzu keine Auswertung in Abbildung 3.35.

Die Auswertung von Versuchsbalken 2 zeigt zu Beginn der ersten Lasterhöhung einen Anstieg des Zwangmoments. Diese Erhöhung resultierte überwiegend aus

dem Verformungsverhalten von Auflager A. Auf diesen Umstand wird auch in Glaßner (2021) eingegangen. In Abbildung 3.37 wird das Verformungsverhalten von Auflager A in Abhängigkeit der Beanspruchung dargestellt. Einerseits wird das Verformungsverhalten resultierend aus einer Einzellast auf dem jeweiligen Versuchsbalken dargestellt (a)). Andererseits jenes Verformungsverhalten, das aus einer überwiegenden Normalkraftbeanspruchung im Versuchsbalken hervorgerufen wurde (b)). Bevor die Rissbildung im jeweiligen Versuchsbalken einsetzte, dominierte ersteres Verhalten. Hierdurch erfuhr der obere Bereich des Versuchsbalkens eine zusätzliche Druckbeanspruchung. Das wiederum führte zu einer Erhöhung des Zwangmoments. Die Größe des Anstiegs des Zwangmoments war dabei eine Funktion der Verdreh- und Horizontalsteifigkeit des Auflagers und der Biegesteifigkeit des Versuchsbalkens. Nach eintretender Rissbildung dominierte zweiteres Verformungsverhalten. Mit eintretender Rissbildung zeigte sich bei Versuchsbalken 2 der mit der Steifigkeitsreduktion einhergehende, zu erwartende Abbau des Zwangmoments. In der an die erste Laststeigerung anschließenden Kriechphase wurde das Zwangmoment bei Versuchsbalken 2 deutlich reduziert. Hierdurch verblieben bei einer Stahlspannung der Längsbewehrung von 200 MPa ca. 13 % des Maximalwerts des mittleren Zwangmoments. Mit weiterer Steigerung der Einzellast erreichte $\sigma_{s,A}$ einen Wert von 300 MPa. Der bei dieser Stahlspannung erreichte Residualwert des Zwangmoments betrug lt. der Auswertung ca. 18 %. Das entspricht einer Zunahme im Vergleich zum verbliebenen Zwangmoment bei einer Stahlspannung von 200 MPa. Diese Zunahme kann auf Unschärfen in der Auswertung und auf Überlagerungen aus weiterer Rissbildung und Auflagerverformungen zurückgeführt werden. Während der zweiten Kriechphase wurde das Zwangmoment letztlich zur Gänze abgebaut.

Die Versuchsbalken 3 und 4 des zweiten Versuchsbalkenpaares waren höher bewehrt als die Versuchsbalken 1 und 2, vgl. Abschnitt 3.2.2.

Verglichen mit Versuchsbalken 2 ist in der Auswertung von Versuchsbalken 3 keine nennenswerte Zunahme des Zwangmoments zu Beginn der ersten Laststeigerung zu erkennen. Das kann auf Unterschiede in den Steifigkeiten der Auflager und der Versuchsbalken zurückgeführt werden. Bei weiterer Erhöhung der Einzellast und eintretender Rissbildung setzte die Abnahme des Zwangmoments ein. In der ersten Kriechphase wurde das Zwangmoment weiter reduziert. Ebenfalls zu erkennen ist, dass das Zwangmoment gemäß der Auswertung während der Kriechphase erneut anstieg. Dieser Anstieg ist eine Folge des zu diesem Zeitpunkt noch instationären Temperaturfelds. Hierdurch änderte sich der lineare Temperaturanteil und somit die Größe des Zwangmoments. Während der nächsten Laststeigerung führte die weitere Rissbildung zu einer erneuten Abnahme des Zwangmoments. Gemäß der Auswertung betrug das residuale Zwangmoment

bei einem Wert von $\sigma_{s,A}$ von 200 MPa ca. 45 % des Maximalwertes. Bei $\sigma_{s,A}$ gleich 300 MPa verblieben ca. 39 % des maximalen mittleren Zwangmoments. Die an die zweite Lasterhöhung anschließende Kriechphase führte erneut zu einem Abbau des Zwangmoments. Allerdings zeigte sich erneut ein geringfügiger Anstieg des Zwangmoments während der Kriechphase. Der genannte Anstieg kann erneut auf ein instationäres Temperaturfeld zurückgeführt werden. Die dritte Laststeigerung führte zu keiner weiteren Reduktion des Zwangmoments. Im Zuge dieser Laststeigerung kam es zu keiner nennenswerten Vergrößerung der bereits gerissenen Bereiche. Dahingegen wurde das Zwangmoment in der letzten Kriechstufe gänzlich abgebaut. Allerdings zeigte sich in der Auswertung ein erneuter Anstieg des Zwangmoments vor der letzten Laststeigerung. Dieser Anstieg war bedingt durch die Erhöhung der Vorspannkraft F_{SP2} (vgl. Abschnitt 3.3.2) unmittelbar vor der letzten Laststufe. Nichtsdestotrotz wurde das erneut aufgebaute Zwangmoment letztlich durch das eintretende Fließen der Bewehrung abgebaut.

Die Auswertung von Versuchsbalken 4 zeigt analog zu jener von Versuchsbalken 2 einen Anstieg des Zwangmoments bei Belastungsbeginn. Nach eintretender Rissbildung wurde das Zwangmoment um ca. 30 % reduziert. Die anschließende Kriechphase führte zu einer weiteren Abnahme des Zwangmoments. Bei Erreichen einer rechnerischen Stahlspannung von 200 MPa betrug das verbliebene mittlere Zwangmoment ca. 39 % des Maximalwertes. Die weitere Rissbildung führte, bei Anwachsen von $\sigma_{s,A}$ auf einen Wert von 300 MPa, zu einer zusätzlichen Reduktion des mittleren Zwangmoments um ca. 7 %. In der an die zweite Lasterhöhung anschließende Kriechphase wurde das Zwangmoment gemäß der Auswertung vollständig abgebaut. Vor der letzten Laststeigerung ist in der Auswertung ein erneutes Anwachsen des Zwangmoments zu erkennen. Dies ist wiederum auf eine Erhöhung der horizontalen Vorspannkraft F_{SP2} bei Auflager A zurückzuführen, vgl. Abschnitt 3.3.2. Hierdurch wurden die Steifigkeit und die Verformung von Auflager A verändert. Unabhängig hiervon wurde das neu aufgebaute Zwangmoment während der letzten Laststeigerung durch die eintretende Fließgelenksbildung zur Gänze abgebaut.

Im Unterschied zu den Versuchsbalken 1 bis 4 wurde die Einzellast bei den Versuchsbalken 5 bis 8 nahe der Feldmitte situiert, vgl. Abschnitte 3.3.3 und 3.3.4. Aufgrund dieser Konzeption in Verbindung mit der ausgeführten Bewehrungskonfiguration waren im Feldbereich höhere Stahlspannungen in der Längsbewehrung zu erwarten als im Querschnitt bei Auflager A. Daher sind in den Auswertungen der Versuchsbalken 5 bis 8 jene Punkte gekennzeichnet, bei welchen die rechnerische Stahlspannung im Feld ($\sigma_{s,F}$) 200 MPa, bzw. 300 MPa beträgt.

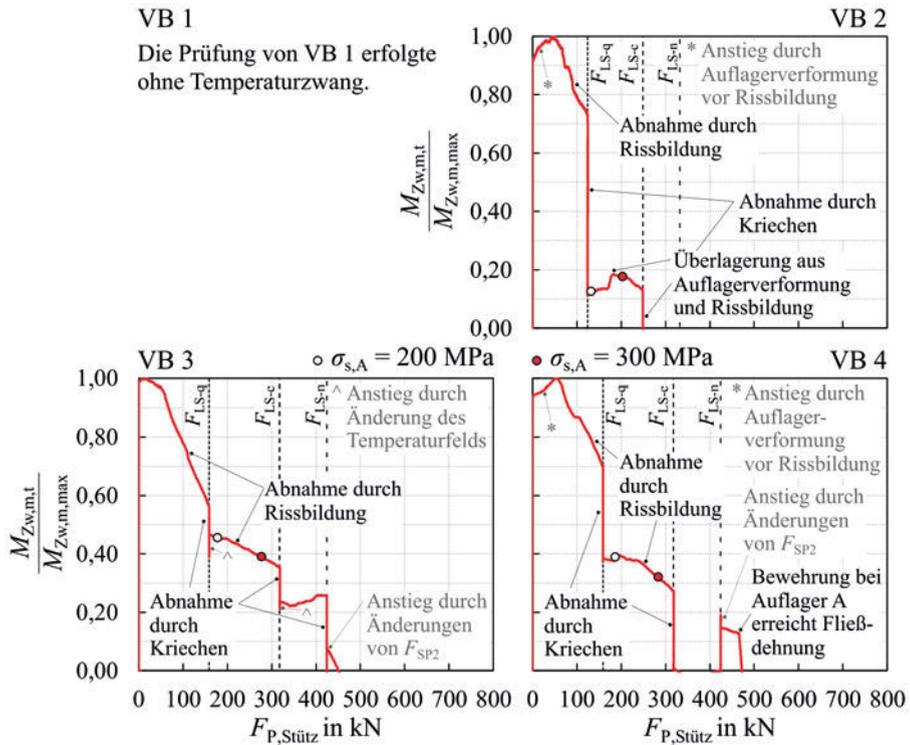


Abb. 3.35: Angenäherte Entwicklung des Zwangmoments der Versuchsbecken 1 bis 4

Wie in Abschnitt 3.3.3 beschrieben wird, wurde die horizontale Spannstaenge bei Auflager A bei Versuchsbecken 5 im Montageprozess nicht vorgespannt. Hierdurch waren die Steifigkeiten von Auflager A bei Versuchsbecken 5 geringer als bei Versuchsbecken 6. Die Auswertung von Versuchsbecken 5 in Abbildung 3.36 stellt die Auswirkungen dessen dar. Bei einsetzender Rissbildung fand demnach ein rapider Abbau des Zwangmoments statt. Bei einer rechnerischen Stahlspannung von 200 MPa war das mittlere Zwangmoment um ca. 20 % kleiner als dessen Maximalwert. Allgemein wurde die rechnerische Stahlspannung von 200 MPa im Feldbereich bei den Versuchsbecken 5 bis 8 bereits bei geringen Zusatzlasten erreicht. Grund waren die durch den Montageablauf bedingten, zu Versuchsbeginn geringen Einspannmomente bei den Auflagern, vgl. Abschnitt 3.4.3. Hierdurch resultierten aus dem Eigengewicht höhere Feldmomente. Das wiederum hatte direkten Einfluss auf $\sigma_{s,F}$. Im Weiteren führte das im Ver-

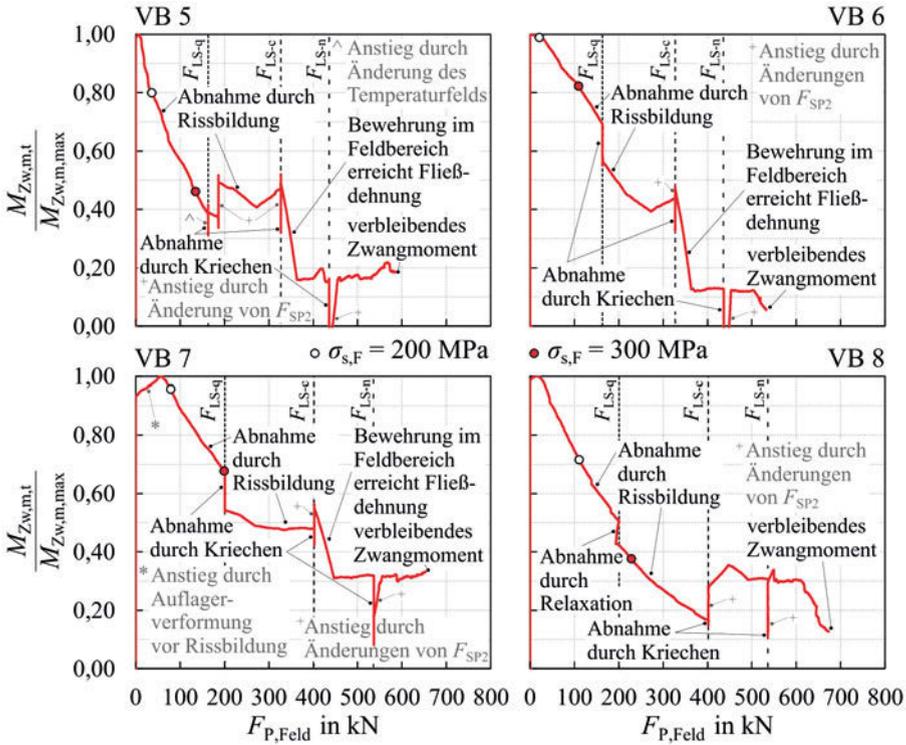


Abb. 3.36: Angenäherte Entwicklung des Zwangmoments der Versuchsbalken 5 bis 8

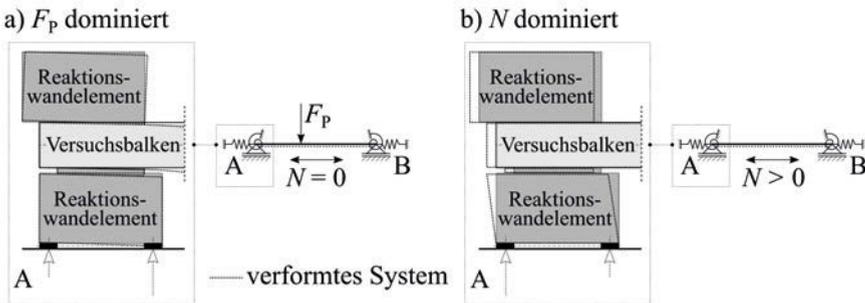


Abb. 3.37: Verformungsverhalten von Auflager A nach Glaßner (2021)

gleich zu den Versuchsbalken 2 bis 4 dazu, dass die zusätzliche Rissbildung durch die Einzellast nur in kleineren Bereichen erfolgte. Somit war auch die Reduktion der Zwangmomente bei vergleichbaren Stahlspannungen geringer. Gleiches gilt in der Folge auch für die Ergebnisse bei einer rechnerischen Stahlspannung von 300 MPa. Bei Versuchsbalken 5 verblieben bei dieser Stahlspannung ca. 46 % des maximalen mittleren Zwangmoments. Am Ende der ersten Laststeigerung lag das mittlere Zwangmoment bei lediglich 40 % seines Maximalwerts. In der anschließenden Haltephase der Last überlagerten sich die Effekte aus Kriechen und Änderungen des Temperaturfelds. Dadurch war letztlich kaum eine Änderung des Zwangmoments in diesem Zeitraum zu erkennen. Während der anschließenden Laststeigerung musste die Vorspannkraft F_{SP2} in der horizontalen Spannstange erhöht werden. Das führte zu Steifigkeitsänderungen von Auflager A und prägte ein zusätzliches Zwangmoment ein. Grund für die markanten Auswirkungen dessen sind u.a. die vergleichsweise geringen Werte des eingepprägten temperaturbedingten Zwangmoments. Bei weiterer Laststeigerung ist in der Auswertung eine erneute rissbedingte Abnahme des Zwangmoments zu erkennen. Der während dieser Laststeigerung erkennbare Knick in der Entwicklung des Zwangmoments ist auf Unschärfen in der Bestimmung des Faktors ζ_t zurückzuführen. In der zweiten Kriechphase wurde das Zwangmoment erneut abgebaut. Allerdings führte die erneute Erhöhung von F_{SP2} zu einer neuerlichen Einprägung eines zusätzlichen Zwangmoments. Einflüsse aus Änderungen des Temperaturfelds während dieser Kriechphase konnten ausgeschlossen werden. Bei der Bestimmung von ζ_t während der dritten Laststeigerung wurde das Erreichen der rechnerischen Fließdehnung der Bewehrung berücksichtigt. Durch das demzufolge in der statischen Analyse angesetzte Gelenk zeigte sich ein deutlicher Abbau des Zwangmoments. Da die Ausbildung eines Fließgelenks zu einer deutlichen Steifigkeitsreduktion führt, ist dieser Abbau als realistisch zu erachten. In der letzten Kriechphase wurde das Zwangmoment vollständig abgebaut. Allerdings führte die neuerliche Steigerung von F_{SP2} zu einer weiteren Einprägung eines zusätzlichen Zwangmoments. Dieses Zwangmoment blieb bis zum Versuchsende annähernd konstant. Dies ist u.a. auf die Auswirkungen der Zwangnormalkraft aus behinderter Schwerachsendehnung zurückzuführen. Nähere Erläuterungen hierzu finden sich in Abschnitt 3.5.4.

Im Vergleich zu Versuchsbalken 5 wurde die horizontale Spannstange bei Auflager A bei Versuchsbalken 6 bereits während des Montageprozesses vorgespannt. Das führte zu einer geringeren Nachgiebigkeit von Auflager A. Dementsprechend war der Abbau des mittleren temperaturbedingten Zwangmoments im Zuge der ersten Laststeigerung weniger ausgeprägt als bei Versuchsbalken 5. Aufgrund des hohen Eigengewichtsanteils im Feldbereich wurde das mittlere temperaturbedingte Zwangmoment bis zum Erreichen eines Wertes von $\sigma_{s,F}$ von

200 MPa lediglich um ca. 1 % verringert. Bei 300 MPa entsprach die Abnahme ca. 18 %. Bei Versuchsbalken 6 waren während der ersten Kriechphase keine wesentlichen Änderungen des Temperaturfelds zu beobachten. Daher wurde das mittlere temperaturbedingte Zwangmoment um ca. 15 % reduziert. Innerhalb der zweiten Laststeigerung wurde das Zwangmoment weiter reduziert. Analog zu Versuchsbalken 5 ist bei Versuchsbalken 6 ein, mit der Bestimmung von ζ_t im Zusammenhang stehender, Knick in der Entwicklung des Zwangmoments während der zweiten Laststeigerung zu erkennen. In der zweiten Kriechphase wurde das mittlere temperaturbedingte Zwangmoment erneut abgebaut. Jedoch entstand durch die Erhöhung von F_{SP2} unmittelbar vor der wiederholten Laststeigerung ein zusätzliches Zwangmoment. Während der dritten Laststeigerung erreichte die Längsbewehrung im Feldbereich die Fließdehnung. Dadurch wurde das Zwangmoment in der Auswertung merkbar reduziert. In der letzten Kriechstufe wurde das Zwangmoment vollständig abgebaut. Im Gegenzug wurde ein neues Zwangmoment durch die Erhöhung von F_{SP2} aufgebaut. Dieses neue Zwangmoment wurde bis zum Versuchsende nicht vollständig abgebaut.

Wie in Abschnitt 3.2.2 beschrieben wird, waren Versuchsbalken 7 und 8 höher bewehrt als die analog geprüften Versuchsbalken 5 und 6.

Zu Beginn der ersten Laststeigerung zeigte sich bei Versuchsbalken 7 ein Anwachsen des mittleren Zwangmoments. Nach eintretender Rissbildung wird das Zwangmoment reduziert. Bei einem Wert von $\sigma_{s,F}$ von 200 MPa war das mittlere Zwangmoment im Vergleich zu dessen Maximalwert um ca. 4 % verringert. Bei weiterer Laststeigerung bis zu einer rechnerischen Stahlspannung von 300 MPa wurde das Zwangmoment auf ca. 68 % des Maximalwerts reduziert. In der Folge fand durch Kriechen eine weitere Reduktion der Zwangmomente statt. Während der zweiten Laststeigerung wurde das Zwangmoment geringfügig abgebaut. Die Auswertung zeigte in der zweiten Kriechstufe, analog zu den beiden vorangegangenen Versuchsbalken, eine Überlagerung aus einem Abbau des Zwangmoments durch Kriechen und einer Erhöhung aufgrund der Steigerung von F_{SP2} . Der weitere Verlauf der Zwangmomententwicklung entsprach qualitativ jenem von Versuchsbalken 6.

Verglichen mit Versuchsbalken 7 war bei Versuchsbalken 8 keine ausgeprägte Erhöhung des Zwangmoments bei beginnender Laststeigerung zu erkennen. Die Abnahmerate des mittleren Zwangmoments war bei beiden Versuchsbalken ähnlich. Die scheinbar deutlichere Abnahme bei Versuchsbalken 8 ist auf die früher eintretende Rissbildung zurückzuführen. Zusätzlich führte die frühere Rissbildung bei Versuchsbalken 8 zu einem ausgeprägteren Umlagerungsverhalten, vgl. Abschnitt 3.5.2. Dementsprechend wurde eine rechnerische Bewehrungsspannung von 200 MPa, trotz gleicher Bewehrungskonfiguration, erst bei einer

größeren Einzellast als bei Versuchsbalken 7 erreicht. Das verbleibende Zwangsmoment bei $\sigma_{s,F}$ gleich 200 MPa lag bei ca. 72 %. Bei Versuchsbalken 8 wurde die Last mit kurzen Unterbrechungen bis zum Lastniveau der dritten Laststufe gesteigert. Dennoch ist in der Auswertung eine Abnahme des Zwangsmoments beim quasi-ständigen Lastniveau zu erkennen. Zur Aufnahme der wesentlichsten Risse und zur Änderung der Laststeigerung von einer Weg- auf eine Kraftsteuerung wurde die Lasterhöhung bei diesem Lastniveau für ca. 10 Minuten pausiert. Hierbei wurde der Pressenweg konstant gehalten. Das führte zu einer Verringerung des Zwangsmoments durch Relaxation von ca. 10 %. Im Zuge der folgenden kraftgesteuerten Laststeigerung wurde das Zwangsmoment weiter reduziert. Bei einem Wert von $\sigma_{s,F}$ von 300 MPa betrug das mittlere Zwangsmoment nur mehr ca. 38 % seines Maximalwerts. Bevor die Einzellast weiter auf die dritte Laststufe erhöht werden konnte, musste F_{SP2} vergrößert werden. Ansonsten wäre es zu einem frühzeitigen Rutschen im Bereich von Auflager A gekommen. Die Erhöhung von F_{SP2} führte zu einem zusätzlichen Zwangsmoment. Während der nach der Auflagerverstärkung folgenden Lasterhöhung zeigte die Auswertung keine nennenswerten Änderungen des Zwangsmoments. In der dritten Kriechphase wurde das verbleibende mittlere Zwangsmoment auf ca. 10 % des ursprünglichen Maximalwerts reduziert. Allerdings führte die anschließende, neuerliche Erhöhung von F_{SP2} zu einem weiteren Zwangsmoment. Dieses wurde während der letzten Laststufe erneut reduziert. Es wurde kein gänzlicher Abbau des Zwangsmoments erreicht, da ein Rutschen im Bereich von Auflager A auftrat, noch bevor das Verformungsvermögen des Versuchsbalkens erschöpft war.

3.5.2 Schnittgrößenumlagerungen

Die Versuchskonzipierung erlaubte es, neben der Bestimmung der Zwangsmomentenentwicklung, Rückschlüsse auf das Umlagerungsverhalten der Versuchsbalken zu ziehen, vgl. Abschnitte 3.2 und 3.3. Das Umlagerungsverhalten wird im Weiteren durch den in Glg. 2.3 dargestellten Umlagerungsfaktor δ beschrieben. Die Versuchsbalken 1 bis 4 sollten Umlagerungen der Biegemomente ausgehend von Auflager A ermöglichen. Das heißt, dass der Umlagerungsfaktor δ_A , bezogen auf das Biegemoment bei Auflager A, während der Versuche kleiner eins werden sollte. Dahingegen sollten bei den Versuchsbalken 5 bis 8 vom Feldbereich ausgehende Umlagerungen untersucht werden. Demnach sollte der auf das Biegemoment im Feldbereich bezogene Umlagerungsfaktor δ_F während der Versuche kleiner eins werden. Hierzu wurden einerseits die Position der Einzellast, vgl. Abschnitt 3.1 und andererseits die Bewehrungsgrade, vgl. Abschnitt 3.2.2, variiert.

Die Auswertung der jeweiligen Umlagerungsfaktoren erforderte die Bestimmung von Bezugswerten ($M_{A,le}$, $M_{B,le}$ und $M_{F,le}$) für die in den Versuchen gemessenen Biegemomente ($M_{A,Versuch}$, $M_{B,Versuch}$ und $M_{F,Versuch}$). Die Bezugswerte wurden durch linear-elastische Berechnungen bestimmt. In den Berechnungen wurde die ideelle Biegesteifigkeit des jeweiligen Versuchsbalkens im Zustand I angesetzt. Des Weiteren wurden die Verdrehsteifigkeiten der Auflager (vgl. Abbildung 3.1) berücksichtigt. Das Verhältnis der Verdrehsteifigkeiten zwischen den Auflagern A und B hatte dabei den größten Einfluss auf die Verteilung der Biegemomente. Die Verdrehsteifigkeiten wurden mit Hilfe der in Abschnitt 3.2.3 beschriebenen Verformungsmessungen an den Auflagern und den zugehörigen Biegebeanspruchungen ermittelt. Bei Versuchsbalken 1 wurden die Verdrehsteifigkeiten nach der ersten Laststeigerung bestimmt. Im Gegensatz dazu wurden die Verdrehsteifigkeiten bei den Versuchsbalken 2 bis 8 nach dem Aufheizen, bzw. unmittelbar vor der ersten Laststeigerung ausgewertet. Die so ermittelten Verdrehsteifigkeiten sind in den Tabellen 3.12 bis 3.15 zu finden.

In den Abbildungen 3.38 bis 3.41 wird die Entwicklung der Biegemomente über die Einzellast ($F_{P,Stütz}$ oder $F_{P,Feld}$) aufgetragen. Dargestellt werden die in den Versuchen gemessenen Biegemomente (durchgezogene Linien), sowie die Biegemomente aus den linear-elastischen Berechnungen (strichlierte Linien). Zusätzlich werden in den Diagrammen die Laststufen und markante Punkte gekennzeichnet. Oberhalb dieser Diagramme werden die Positionen der Biegemomente im Versuchsbalken anhand einer Prinzipdarstellung verdeutlicht. Unterhalb der Biegemomentenentwicklung des jeweiligen Versuchsbalkens wird die Entwicklung des Umlagerungsfaktors, ebenfalls aufgetragen über die Einzellast, dargestellt.

In Abbildung 3.38 wird das Umlagerungsverhalten der Versuchsbalken 1 und 2 gezeigt. Zugehörig finden sich in Tabelle 3.12 die ausgewerteten Verdrehsteifigkeiten der Auflager ebenjener Versuchsbalken. Wie bereits zuvor angemerkt wurde, ist dabei das Verhältnis der Verdrehsteifigkeiten zwischen Auflager A und B von größerer Bedeutung als der absolute Wert. Unterschiede in den Absolutwerten zwischen den Versuchsbalken 1 und 2 sind insbesondere auf die unterschiedlichen Auswertezeitpunkte zurückzuführen.

Versuchsbalken 1 wurde ohne planmäßigen Temperaturzwang geprüft. Das im Versuch gemessene Biegemoment $M_{A,Versuch}$ wurde im Vergleich zur linear elastischen Lösung $M_{A,le}$ mit steigender Einzellast betragsmäßig immer weiter verringert. Das weist darauf hin, dass die vom Auflager A ausgehende Umlagerung erreicht wurde. Verdeutlicht wird das durch die Betrachtung des Umlagerungsfaktors δ_A . Dieser nimmt mit einsetzender Rissbildung deutlich ab.

Tab. 3.12: Verdrehsteifigkeiten der Auflager bei den Versuchsbalken 1 und 2

	VB 1	VB 2
$k_{\varphi,A}$ in kNm/rad	9.398.220	1.117.427
$k_{\varphi,B}$ in kNm/rad	1.806.600	394.704

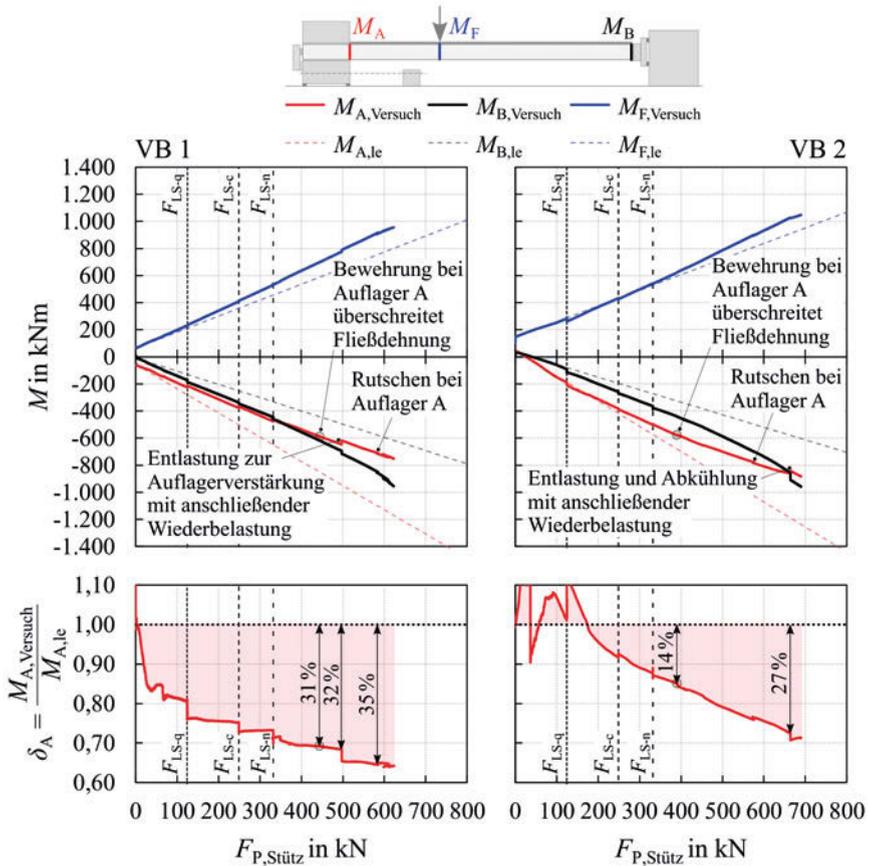


Abb. 3.38: Umlagerungsverhalten der Versuchsbalken 1 und 2

Während der Laststeigerungen wird δ_A weiter reduziert. Ebenso ersichtlich sind die Umlagerungen der Biegemomente während der Kriechphasen. Die Fließdehnung ($\varepsilon_s > 3,4 \text{ ‰}$) wird bei Versuchsbalken 1 bei einer Einzellast von ca.

440 kN überschritten. Bis zu diesem Zeitpunkt wurden bereits ca. 31 % des Biegemoments durch Rissbildung und Kriecheffekte umgelagert. Jegliche Umlagerungen ab diesem Zeitpunkt werden nachfolgend als plastische Umlagerungen bezeichnet. Durch die weitergehende Lasterhöhung wurde bis zur notwendigen Auflagerverstärkung noch ca. 1 % des Biegemoments umgelagert. Das Versuchsende wurde durch ein Rutschen im Bereich von Auflager A bestimmt.

Die Ausprägung des Umlagerungsverhaltens von Versuchsbalken 2 stellte sich deutlich anders dar als jene von Versuchsbalken 1. Dies ist größtenteils auf den zusätzlich wirkenden Temperaturzwang zurückzuführen. Durch die temperaturbedingte Zwangnormalkraft bleibt der Einspannbereich länger ungerissen. Dahingegen riss der Feldbereich aufgrund des hohen Eigengewichtsanteils früher. Das führte zu, vom weicheren Feldbereich ausgehenden, Umlagerungen hin zu den steiferen Einspannbereichen bei den Auflagern. Eine bei einer Einzellast von ca. 40 kN eintretende Erstrissbildung führte im Anschluss zu einer schlagartigen Umlagerung der Biegebeanspruchung weg von Auflager A. Aufgrund der weiteren Rissbildung im Feldbereich wurde die Biegebeanspruchung während der ersten Laststeigerung allerdings wieder zu Auflager A hin umgelagert. Ebenso zeigte die Auswertung von Versuchsbalken 2 eine Zunahme der Biegebeanspruchung bei Auflager A innerhalb der ersten Kriechphase. Erst ab der zweiten Laststeigerung war eine stetige Umlagerung der Biegemomente weg vom Einspannbereich bei Auflager A zu beobachten. Die Fließdehnung der Längsbewehrung wurde bei Versuchsbalken 2 bei einem Wert von $F_{P,Stütz}$ von ca. 380 kN überschritten. Das liegt, trotz gleichen Bewehrungsgrades und gleicher Position der Einzellast, deutlich unter dem Wert von Versuchsbalken 1. Das kann erneut auf den zusätzlichen Temperaturzwang zurückgeführt werden. Die temperaturbedingte Zwangnormalkraft sollte zwar durch Rissbildung reduziert worden sein, jedoch nahm die Gesamtzwangnormalkraft aufgrund der behinderten Schwerachsendehnung weiter zu. Das führte dazu, dass die Normalkraft bei Versuchsbalken 2 bei einer Einzellast ca. 380 kN um ca. 11 % größer war als bei Versuchsbalken 1. Das hatte wiederum Einfluss auf die Größe der gerissenen Bereiche und das Umlagerungsverhalten. So war bei Versuchsbalken 2 das Biegemoment bei Auflager A bei selbiger äußerer Last ebenfalls um ca. 11 % höher. Hierdurch wurde bei gleichem $F_{P,Stütz}$ die Fließdehnung bei Versuchsbalken 2 früher überschritten. Somit wurden bei Versuchsbalken 2 ca. 14 % des Biegemoments durch Rissbildung und Kriechen umgelagert. Der anschließende Anteil der plastischen Umlagerungen konnte mit ca. 13 % quantifiziert werden. Das zwischenzeitliche Rutschen bei Auflager A wurde in dieser Hinsicht nicht berücksichtigt, da es nur vernachlässigbare Einflüsse auf das Verhalten von Versuchsbalken 2 hatte. Das Umlagerungsverhalten nach Entlastung des

Versuchsbalkens inklusive Abkühlung und anschließender Wiederbelastung wird ausschließlich der Vollständigkeit halber dargestellt.

Tab. 3.13: Verdrehsteifigkeiten der Auflager bei den Versuchsbalken 3 und 4

	VB 3	VB 4
$k_{\varphi,A}$ in kNm/rad	684.897	752.200
$k_{\varphi,B}$ in kNm/rad	149.183	377.316

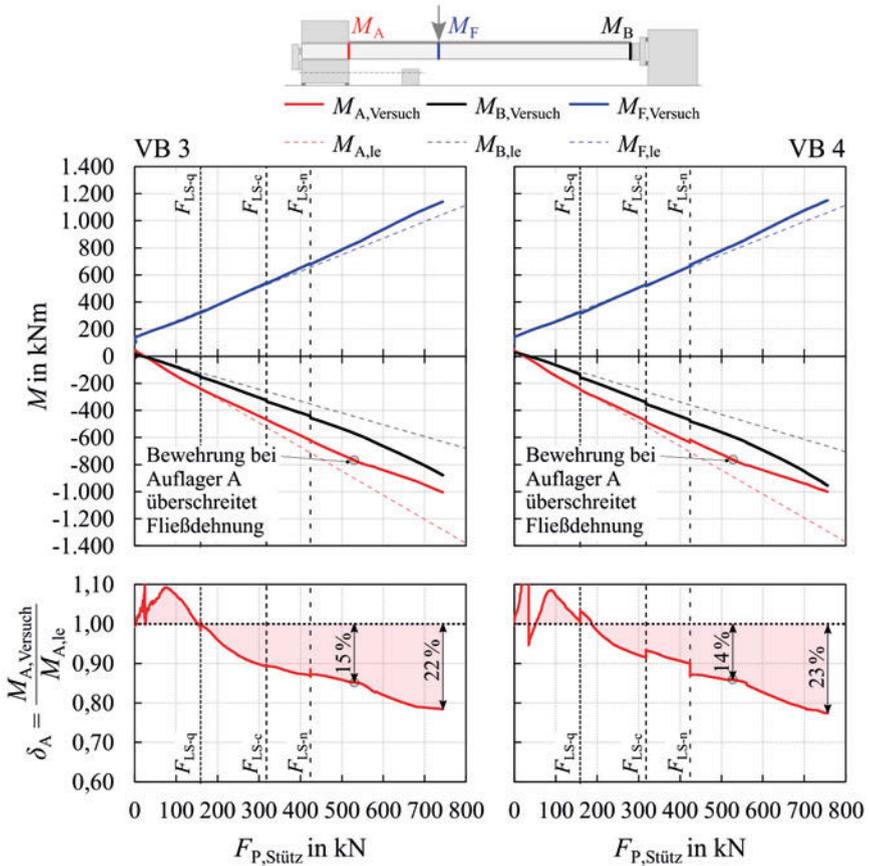


Abb. 3.39: Umlagerungsverhalten der Versuchsbalken 3 und 4

Das Umlagerungsverhalten der gleich konfigurierten Versuchsbalken 3 und 4 wird in Abbildung 3.39 dargestellt. Die zugehörigen Verdrehsteifigkeiten der Auflager A und B für die Bestimmung der linear-elastischen Vergleichswerte werden in Tabelle 3.13 aufgelistet. Der niedrige Wert von $k_{\varphi,B}$ bei Versuchsbalken 3 war eine Folge der in Abschnitt 3.3.2 beschriebenen Herstellungsungenauigkeiten.

Die qualitative Entwicklung des Umlagerungsfaktors δ_A entsprach bei den Versuchsbalken 3 und 4 weitestgehend jener von Versuchsbalken 2. Aufgrund des höheren Bewehrungsgrades der Versuchsbalken 3 und 4 trat das Bewehrungsfließen bei einem höheren Lastniveau ein als bei Versuchsbalken 2. Die Größe der Einzellast bei Erreichen der Fließdehnung lag bei beiden Versuchsbalken bei ca. 530 kN. Bis zu diesem Zeitpunkt wurden bei Versuchsbalken 3 ca. 15 %, bzw. bei Versuchsbalken 4 ca. 14 % des Biegemoments durch Rissbildung und Kriecheffekte umgelagert. Der Anteil der plastischen Umlagerungen lag bei Versuchsbalken 3 bei ca. 7 % und bei Versuchsbalken 4 bei ca. 9 %. Anzumerken ist, dass weitere plastische Umlagerungen zu erwarten gewesen wären, wäre das Versuchsende nicht durch ein Rutschen im Bereich von Auflager A bedingt gewesen.

Gegenüber den Versuchsbalken 1 bis 4 wurde der Umlagerungsfaktor bei den Versuchsbalken 5 bis 8 anhand des Biegemoments im Feldbereich ausgewertet. Grundsätzlich war die Abnahme des Umlagerungsfaktors mit zunehmender äußerer Last der Versuchsbalken 5 bis 8 weniger ausgeprägt als bei den Versuchsbalken 1 bis 4.

Abbildung 3.40 fasst das Umlagerungsverhalten der Versuchsbalken 5 und 6 zusammen. Als Ergänzung werden in Tabelle 3.14 die rückgerechneten Verdrehsteifigkeiten der Auflager der beiden Versuchsbalken zusammengefasst. Sowohl bei Versuchsbalken 5 als auch bei Versuchsbalken 6 waren während der ersten Laststeigerung deutliche Umlagerungen weg von den Feldbereichen zu erkennen. Grund war die Rissbildung in den Feldbereichen. Bei Versuchsbalken 5 war dieses Verhalten ausgeprägter. Das kann auf das weichere Verhalten von Auflager A aufgrund der zu Versuchsbeginn fehlenden horizontalen Vorspannung (vgl. Abschnitt 3.3.3) zurückgeführt werden. Nach größtenteils abgeschlossener Rissbildung in den Feldbereichen wurden die Biegemomente im Zuge der zweiten Laststeigerung tendenziell zu den Feldmomenten hin umgelagert. Das wird in der Auswertung durch einen Anstieg von δ_F ausgedrückt. Bei beiden Versuchsbalken wurde die Fließdehnung der Längsbewehrung bei einer Einzellast von ca. 350 kN überschritten. Bis zu diesem Zeitpunkt fand bei Versuchsbalken 5 eine Umlagerung der Biegemomente durch Rissbildung und Kriechen von ca. 8 % statt. Bei Versuchsbalken 6 war dieser Wert mit ca. 7 % nur marginal kleiner.

Erst nach dem Überschreiten der Fließdehnung war bei beiden Versuchsbalken eine erneute Umlagerung der Biegebeanspruchung weg von den Feldbereichen zu erkennen. Die plastische Umlagerung, inkl. zwischenzeitlichem Kriechen, lag bei Versuchsbalken 5 bei ca. 9 %. Dahingegen war die plastische Umlagerung bei Versuchsbalken 6, wiederum inkl. zwischenzeitlichem Kriechen, mit ca. 11 % geringfügig größer. Da das Versuchsende beider Versuchsbalken durch ein Rutschen im Bereich von Auflager A bestimmt wurde, ist davon auszugehen, dass die plastischen Umlagerungen bei zunehmender Belastung weiter gestiegen wären.

In Abbildung 3.41 wird das Umlagerungsverhalten der Versuchsbalken 7 und 8 dargestellt. Tabelle 3.15 zeigt die Verdrehsteifigkeiten der Auflager der beiden Versuchsbalken. Die Versuchsbalken 7 und 8 wiesen einen im Vergleich zu den Versuchsbalken 5 und 6 höheren Längsbewehrungsgrad auf, vgl. Abschnitt 3.2.2. Der Umlagerungsfaktor δ_F entwickelte sich bei den Versuchsbalken 7 und 8 qualitativ ähnlich zu jenem bei den Versuchsbalken 5 und 6. Insgesamt waren die Umlagerungen zufolge Rissbildung und Kriechen bei Versuchsbalken 8 höher als bei Versuchsbalken 7. Der Fließbeginn lag bei den Versuchsbalken 7 und 8 bei einer Einzellast von ca. 470 kN, bzw. ca. 510 kN. Der spätere Fließbeginn bei Versuchsbalken 8 lag an der betragsmäßig größeren Drucknormalkraft im System. Die plastischen Umlagerungen, inkl. Kriechanteilen, betragen bei Versuchsbalken 7 bis zum Eintreten eines Rutschens bei Auflager A ca. 5 %. Bei Versuchsbalken 8 lag dieser Wert bei ca. 7 %. Beide Versuchsbalken zeigten anschließend an das erste Rutschen weitere plastische Umlagerungen. Wiederum wurde das Versuchsende durch ein Rutschen im Bereich von Auflager A bestimmt. Folglich wären auch bei den Versuchsbalken 7 und 8 weitere plastische Umlagerungen möglich gewesen, bevor ein Bauteilversagen eingetreten wäre.

Tab. 3.15: Verdrehsteifigkeiten der Auflager bei den Versuchsbalken 7 und 8

	VB 7	VB 8
$k_{\varphi,A}$ in kNm/rad	1.180.027	828.865
$k_{\varphi,B}$ in kNm/rad	463.933	383.533

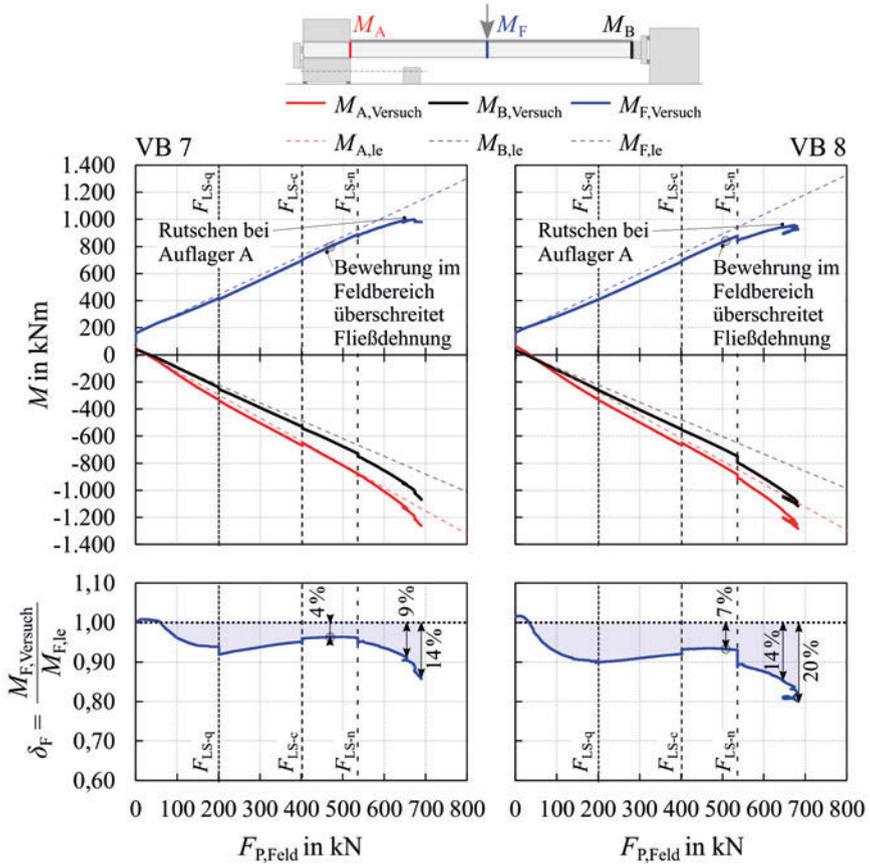


Abb. 3.41: Umlagerungsverhalten der Versuchsbalken 7 und 8

3.5.3 Entwicklung der Dehnsteifigkeit

Ergänzend zu den Zwangsmomenten und den Schnittgrößenumlagerungen wurde die Entwicklung der Dehnsteifigkeit der Versuchsbalken für verschiedene Lastniveaus ausgewertet. Diese Auswertungen erfolgten näherungsweise. Zu diesem Zweck wurde das nachfolgend angeführte Auswerteschema angewendet.

1. Definition der auszuwertenden Lastniveaus.
2. Unterteilung der Versuchsbalken in einzelne Querschnitte im Abstand von 0,15 m. Die Bewehrungsanordnung ist zu berücksichtigen.
Im konkreten Fall wurden die zusätzlichen Spannstäbe (vgl. Abbildung 3.1 SP Typ 3) im Bereich von Auflager B über eine Länge von 2,08 m mitberücksichtigt.
3. Bestimmung der ungerissenen und gerissenen Bereiche für die vordefinierten Lastniveaus unter Berücksichtigung der gemessenen Schnittkräfte. Bei früheren Lastniveaus bereits gerissene Bereiche bleiben gerissen.
Die Materialeigenschaften wurden gemäß den Ergebnissen aus Abschnitt 3.4.1 berücksichtigt. Eine scheinbare Erhöhung der Zugfestigkeit in den Randbereichen durch aus der Temperaturbeanspruchung resultierende Eigenspannungen wurde vernachlässigt. Allerdings wurde die Zugfestigkeit bei der Bestimmung des jeweiligen Rissmoments erhöht. Grund war ein rechnerisch zu frühes Reißen der Versuchsbalken. Demnach wären die Versuchsbalken bereits vor der ersten Laststeigerung gerissen gewesen. Allerdings waren alle Versuchsbalken vor der ersten Laststeigerung, abgesehen von vernachlässigbaren Schwindrissen, ungerissen (vgl. Rissbilder in Spornberger (2020)).
4. Berechnung der Dehnungen an der Ober- und Unterseite eines jeden Querschnitts der Versuchsbalken. Die Berechnung hat mit den gemessenen Schnittkräften zu erfolgen. Des Weiteren wird ein Ebenbleiben des Querschnitts vorausgesetzt.
Wie bei Punkt 2 wurden die Materialeigenschaften gemäß den Ergebnissen aus Abschnitt 3.4.1 berücksichtigt. Analog zur Auswertung der Zwangsmomente wurde das Tension-Stiffening durch eine Modifikation der Stahlarbeitslinie nach Illich (2015) abgebildet. Einflüsse des Kriechens auf die Materialarbeitslinien blieben vereinfachend unberücksichtigt. Das Kriechen floss somit ausschließlich durch Änderungen in den gemessenen Schnittkräften in die Auswertung mit ein. Für ungerissene Querschnitte erfolgte die Berechnung der Dehnungen unter der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens.

5. Bestimmung der Dehnsteifigkeit EA eines jeden Querschnitts durch Anwendung von Glg. 3.3. In dieser Gleichung stellt E_{cm} den mittleren Elastizitätsmodul des Betons dar. Die wirksame Betonfläche wird durch A_c erfasst. Diese entspricht bei ungerissenen Querschnitten der Gesamtfläche des Querschnitts abzüglich der Bewehrungsflächen. Bei gerissenen Querschnitten darf lediglich die Druckzone, abzüglich der in der Druckzone liegenden Bewehrungsflächen, angesetzt werden. $E_{\text{sm,TS},i}$ ist der, wegen des Tension-Stiffenings dehnungsabhängige, mittlere Elastizitätsmodul des Bewehrungsstabs i . Die Fläche des Bewehrungsstabs i wird durch $A_{s,i}$ berücksichtigt.

$$EA = E_{\text{cm}} \cdot A_c + \sum_{i=1}^j E_{\text{sm,TS},i} \cdot A_{s,i} \quad (3.3)$$

6. Gewichtung der Dehnsteifigkeiten der Querschnitte unter Beachtung der jeweils zugehörigen Tiefe (i. d. R. 0,15 m) analog zu einer Serienschaltung gemäß Glg. 3.4. Dabei ist l die Spannweite des Versuchsbalkens und $EA_{\text{vorhanden}}$ die Gesamtdehnsteifigkeit des Versuchsbalkens.

$$\frac{l}{EA_{\text{vorhanden}}} = \frac{l_1}{EA_1} + \frac{l_2}{EA_2} + \dots + \frac{l_n}{EA_n} \quad (3.4)$$

7. Berechnung der vorhandenen Gesamtdehnsteifigkeit $EA_{\text{vorhanden}}$ für das auszuwertende Lastniveau durch Umformung von Glg. 3.4.

Die unter der Anwendung dieses Auswerteschemas gewonnenen Ergebnisse finden sich in den Abbildungen 3.42 und 3.43. Darin wird die Entwicklung der Dehnsteifigkeit in Abhängigkeit der äußeren Einzellast dargestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit wird die Dehnsteifigkeitsentwicklung über das Verhältnis der jeweils vorhandenen Dehnsteifigkeit $EA_{\text{vorhanden}}$ zur ideellen Dehnsteifigkeit im Zustand I EA_{ideell}^I abgebildet.

In Abbildung 3.42 sind die Auswerteergebnisse der Versuchsbalken 1 bis 4 angeführt. Generell zeigt sich bei allen vier Versuchsbalken eine qualitativ ähnliche Entwicklung der Dehnsteifigkeit. Mit steigender Einzellast setzte die Rissbildung in den Versuchen ein. Aufgrund des durch das Eigengewicht hervorgerufenen parabelförmigen Momentenverlaufs, überlagert mit der Einzellast, überschritten größere Teile des Feldbereichs das Rissmoment. Die großflächige Rissbildung führte bei allen Versuchsbalken zu einer deutlichen Abnahme der über die Versuchsbalkenlänge verschmierten Dehnsteifigkeit um ca. 30 %. Die Auswertung berücksichtigt in den Kriechphasen, wie zuvor beschrieben, ausschließlich

3 Experimentelle Untersuchungen

Änderungen der Schnittgrößen. Somit blieben etwaige Änderungen des Materialverhaltens in diesen Phasen unberücksichtigt. Hierdurch wurde die Größe der Änderungen der Dehnsteifigkeit in den Kriechphasen tendenziell unterschätzt. Mit weiterer Laststeigerung nahm die Dehnsteifigkeit weiter ab. Allerdings wurde die Abnahmerate durch die gleichzeitig steigende Normalkraft reduziert. Bei höheren Lastniveaus ist in den Diagrammen ein Anstieg der Dehnsteifigkeit zu erkennen. Dieser war bedingt durch die betragsmäßige Zunahme der Drucknormalkraft während der Versuche. Hierdurch wurde die Druckzonenhöhe entlang des jeweiligen Versuchsbalkens beeinflusst. Der Anstieg begann bei den Versuchsbalken 2 bis 4 näherungsweise mit dem Erreichen der Fließdehnung des Bewehrungsstahls. Das deutet darauf hin, dass die aus der behinderten Schwerachsendehnung resultierende Zwangnormalkraft mit eintretendem Bewehrungsfließen überproportional anstieg. Auf weitere Auswirkungen zufolge der steigenden Normalkraft wird in Abschnitt 3.5.4 eingegangen.

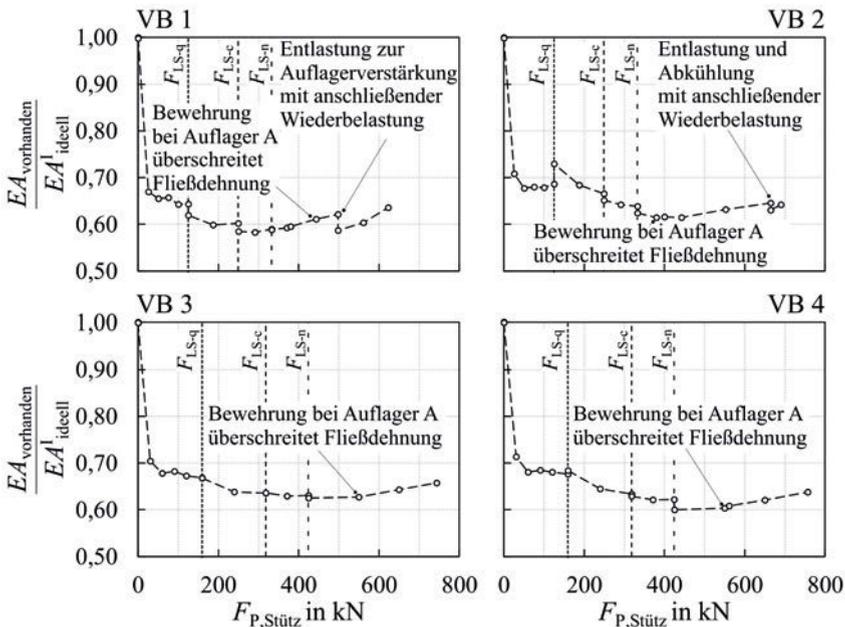


Abb. 3.42: Näherungsweise Entwicklung der Dehnsteifigkeit EA bei VB 1 bis 4

Die Auswerteergebnisse der Versuchsbalken 5 bis 8 werden in Abbildung 3.43 dargestellt. Analog zu den Versuchsbalken 1 bis 4 zeigte sich eine qualitativ ähnliche Entwicklung der Dehnsteifigkeit. Einflüsse des variierenden Bewehrungsgrades

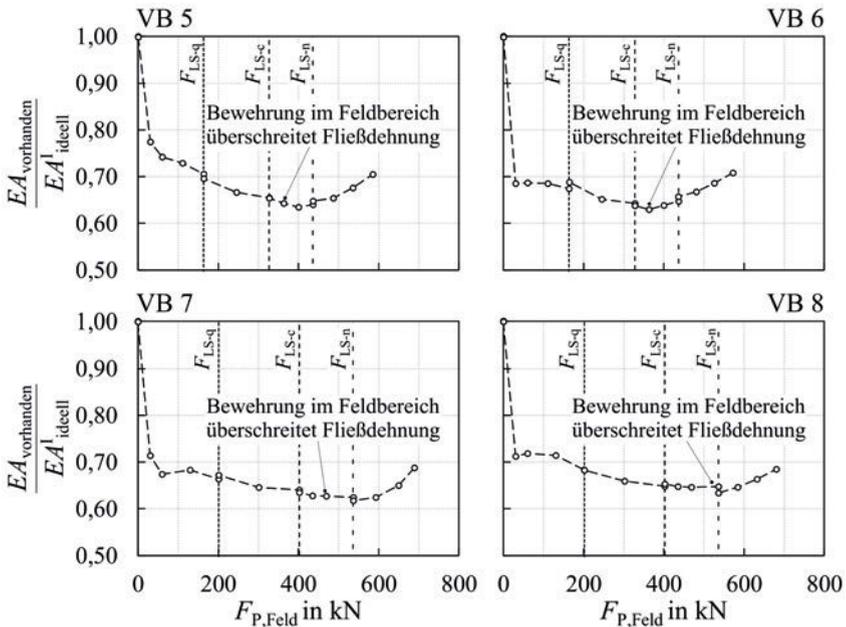


Abb. 3.43: Näherungsweise Entwicklung der Dehnsteifigkeit EA bei VB 5 bis 8

sind nicht erkennbar. Wiederum führte die im Feldbereich großflächig eintretende Rissbildung zu einer deutlichen Abnahme der Dehnsteifigkeit während der ersten Laststeigerung. Hinsichtlich der Änderungen der Dehnsteifigkeit während der Kriechphasen gilt bei den Versuchsbalken 5 bis 8 selbiges wie zuvor für die Versuchsbalken 1 bis 4 diskutiert wurde. Mit eintretendem Fließbeginn nahm die Dehnsteifigkeit auch bei den Versuchsbalken 5 bis 8 geringfügig zu. Ursache hierfür war wiederum die Änderung der Zunahmerate der Normalkraft.

3.5.4 Einfluss der Zwangnormalkraft aus Rissbildung

Während der Laststeigerungen sollten die temperaturbedingten Zwangnormalkräfte in den Versuchen durch Rissbildungen reduziert worden sein. Nichtsdestotrotz stieg die Normalkraft in den Versuchen deutlich an, vgl. Abschnitt 3.4.3. Auslöser hierfür war die in Abschnitt 2.1.5 beschriebene zusätzliche Zwangnormalkraft. Diese entstand, da sich die Verlängerung der Schwerachse, welche aus eintretender Rissbildung, bzw. -öffnung resultierte, nicht frei einstellen

konnte. Die Größe der in den Versuchen entstehenden Zwangnormalkräfte war, bedingt durch die im Vergleich zu Integralbrücken hohe horizontale Steifigkeit der Auflager, außerordentlich hoch. Dennoch kann anhand der Versuchsergebnisse der Einfluss der rissbedingten Zwangnormalkraft auf die Entwicklung der temperaturbedingten Zwangmomente, der Schnittgrößenumlagerungen und der Entwicklung der Dehnsteifigkeit dargelegt werden. Zu diesem Zweck wurden die maßgebenden Bewehrungsdehnungen, sowie die mittleren Schwerachsendehnungen aller Versuchsbalken ausgewertet. Die Auswertungen waren ein direktes Nebenresultat des in Abschnitt 3.5.3 beschriebenen Vorgehens.

In den Abbildungen 3.44 bis 3.47 werden die näherungsweise Entwicklungen der Stahldehnungen und der mittleren Schwerachsendehnungen eines jeden Versuchsbalkens dargestellt. Die Versuchsbalken werden paarweise, gemäß deren Bewehrungsanordnung und deren Prüfkfiguration, zusammengefasst. Da bei den Versuchsbalken 1 bis 4 die Bewehrung im Querschnitt bei Auflager A zuerst fließen sollte, wird für diese Versuchsbalken die Stahldehnung ebener Querschnitte $\varepsilon_{s,A}$ abgebildet. Bei den Versuchsbalken 5 bis 8 sollte das Fließen der Bewehrung zuerst im Feldbereich direkt unter der Einzellast eintreten. Daher wird bei diesen Versuchsbalken die Bewehrungsdehnung im Querschnitt unter der Einzellast $\varepsilon_{s,F}$ ausgewertet. Die für alle Versuchsbalken dargestellte mittlere Schwerachsendehnung ε_m stellt den über die Spannweite l der Versuchsbalken verschmierten Mittelwert der Schwerpunktsdehnungen aller Querschnitte dar. Zur besseren Orientierung wird in allen Diagrammen die Entwicklung der Normalkraft angeführt. Der Übersicht halber wird auf eine Darstellung etwaiger Hysteresen aus Ent- und Wiederbelastungen verzichtet.

In Abbildung 3.44 werden die Auswertergebnisse der gleich bewehrten Versuchsbalken 1 und 2 verglichen. Abweichend zu Versuchsbalken 2 wurde Versuchsbalken 1 ohne zusätzliche Temperaturbeanspruchung geprüft. Das zeigt sich u.a. an den deutlich unterschiedlichen Normalkraftwerten vor Beginn der ersten Laststeigerung. Durch das Fehlen der Drucknormalkraft wurde die Rissdehnung im Querschnitt bei Auflager A bei Versuchsbalken 1 früher erreicht als bei Versuchsbalken 2. Das wird durch die Entwicklung von $\varepsilon_{s,A}$ bestätigt. Ebenso ist der Einfluss der bei Beginn der Laststeigerung fehlenden Normalkraft anhand von ε_m zu erkennen. Allgemein spiegelt sich in ε_m der Einfluss der aus der behinderten Schwerachsendehnung resultierenden Normalkraft wieder. Ohne diese Behinderungssituation wäre eine stetige Zunahme von ε_m mit zunehmender Einzellast zu erwarten gewesen. Die Stahldehnung $\varepsilon_{s,A}$ stieg während der ersten Laststeigerungen stetig an. Allerdings wurde die Zunahmerate von $\varepsilon_{s,A}$ durch die zusätzliche Normalkraft im Vergleich zu einer unbehinderten Situation reduziert. Die langsamere Zuwachsrates lässt auf eine verzögerte Rissbildung

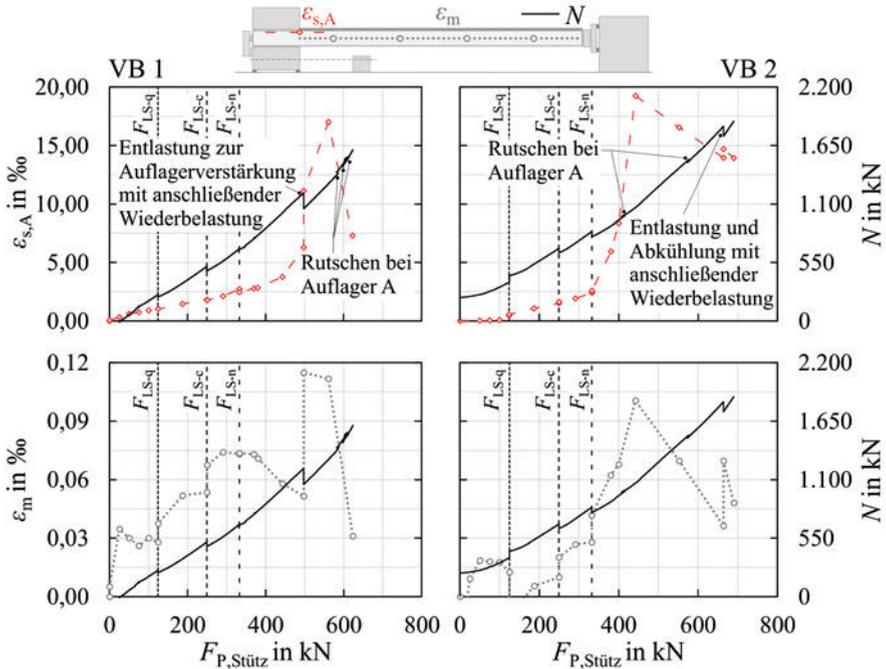


Abb. 3.44: Näherungsweise Entwicklung der Stahldehnung im Querschnitt bei Auflager A $\varepsilon_{s,A}$ (rot) und der mittleren Schwerachsendehnung ε_m (grau) im Vergleich zur Normalkraft (schwarz) bei den Versuchsbalken 1 und 2

und kleinere Rissbreiten schließen. Da jedoch nach wie vor ein Anstieg von $\varepsilon_{s,A}$ zu erkennen war, konnte das bei Versuchsbalken 2 vorhandene temperaturbedingte Zwangmoment reduziert werden, vgl. Abschnitt 3.5.1. Gleiches gilt für die Schnittgrößenumlagerungen. Die Schnittgrößenumlagerungen konnten auch bei Versuchsbalken 1 beobachtet werden, vgl. Abschnitt 3.5.2. Ferner bedeutet das, dass die sich zusätzlich entwickelnde Normalkraft zu einer Verlangsamung des Zwangmomentenabbaus und der Schnittgrößenumlagerungen führte. Diese Erkenntnisse gelten ebenso für die weiteren Versuchsbalken.

Die Reduktionen von $\varepsilon_{s,A}$ bei höheren Lasten wurden einerseits durch das Rutschen im Bereich von Auflager A begünstigt. Andererseits verstärkte die Änderung des Momenten-Normalkraftverhältnisses diesen Effekt. Während die Zunahmerate der Normalkraft durch das Fließen der Bewehrung erhöht wurde, nahm die Zuwachsrate der Biegebeanspruchung wegen der eintretenden Um-

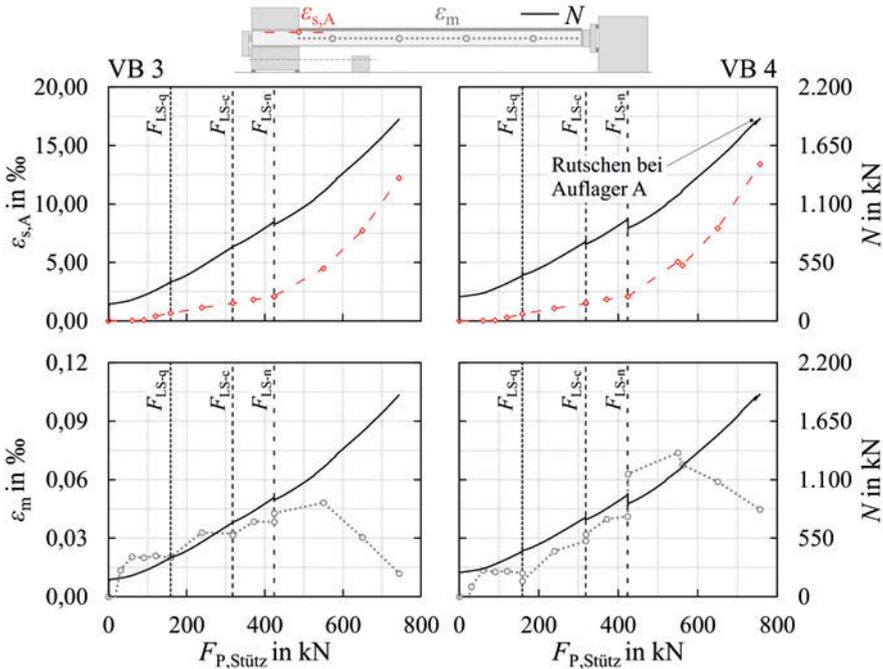


Abb. 3.45: Näherungsweise Entwicklung der Stahldehnung im Querschnitt bei Auflager A $\varepsilon_{s,A}$ (rot) und der mittleren Schwerachsendehnung ε_m (grau) im Vergleich zur Normalkraft (schwarz) bei den Versuchsbauelementen 3 und 4

lagerungen ab. Das führte zu einer Reduktion der Bewehrungsdehnungen im kritischen Querschnitt. Die Abnahme der Dehnungen aufgrund des erhöhten Normalkraftanstiegs zeigt sich auch in ε_m . Die Reduktion von ε_m spiegelte sich auch im in Abschnitt 3.5.3 dargestellten Anwachsen der Dehnsteifigkeit wieder. Die bei beiden Versuchsbauelementen dokumentierte Entlastung mit anschließender Wiederbelastung führte zu einer Reduktion der Normalkraftbeanspruchung. Hierdurch wurden $\varepsilon_{s,A}$ und ε_m in beiden Fällen erhöht.

Die Auswerteergebnisse der höher bewehrten Versuchsbauelemente 3 und 4 finden sich in Abbildung 3.45. Beide Versuchsbauelemente wiesen ein ähnliches Verhalten auf.

Die Stahldehnung $\varepsilon_{s,A}$ zeigte in beiden Fällen eine stetige Zunahme. Die Zunahmerate wurde durch das Überschreiten der Fließdehnung erhöht. In Summe führte die zunehmende Normalkraft allerdings wiederum zu einer Reduktion

der Zuwachsraten. Demnach ergaben sich durch die Normalkraft dieselben Auswirkungen hinsichtlich der Zwangsmomentenentwicklung und der Schnittgrößenumlagerungen wie bei Versuchsbalken 2.

Ab dem Zeitpunkt des Überschreitens der Fließdehnung der Bewehrung im Querschnitt bei Auflager A ist in den Auswertungen beider Versuchsbalken eine tendenzielle Abnahme der mittleren Schwerachsendehnungen zu erkennen. Diese resultierte aus der ab diesem Zeitpunkt erhöhten Zunahme der Normalkraft. Dass führte zu der in Abschnitt 3.5.3 dargestellten Zunahme der Dehnsteifigkeit bei höherer Einzellast.

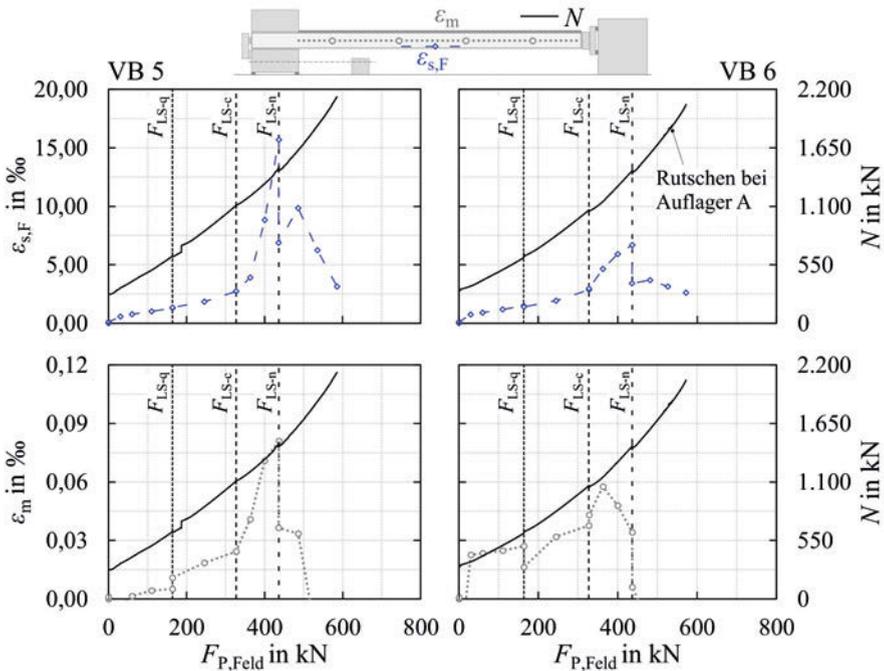


Abb. 3.46: Näherungsweise Entwicklung der Stahldehnung im Feldbereich direkt unter der Einzellast $\varepsilon_{s,F}$ (blau) und der mittleren Schwerachsendehnung ε_m (grau) im Vergleich zur Normalkraft (schwarz) bei den Versuchsbalken 5 und 6

In Abbildung 3.46 werden die Auswertungen der Versuchsbalken 5 und 6 verglichen. Zu beachten ist hierbei die eingangs erläuterte Änderung der Auswertestelle der Stahldehnungen. Die grundsätzlichen Entwicklungen der Stahldehnungen, nun $\varepsilon_{s,F}$, sowie der mittleren Schwerachsendehnungen ε_m entsprachen weitestge-

hend den vorangegangenen Versuchsbalken. Auffällig sind die Dehnungsänderungen während der letzten Kriechphase. In diesem Zeitraum war keine nennenswerte Änderung der Normalkräfte zu erkennen. Allerdings wurde in beiden Fällen Auflager A durch eine Erhöhung der horizontalen Vorspannkraft F_{SP2} verstärkt. Diese Dehnungsabnahmen korrelieren auch mit den in Abschnitt 3.5.1 dargestellten Zunahmen der ausgewerteten Zwangsmomente. Im Anschluss an die Kriechphase war bei beiden Versuchsbalken ein Wiederanstieg von $\varepsilon_{s,F}$ zu erkennen. Allerdings nahmen die Dehnungen mit zunehmender Belastung wieder ab. Diese Abnahmen resultierten aus der Überlagerung der höheren Zuwachsraten der Normalkräfte und der Abnahme der Momentenzunahme durch die Umlagerungen der Biegebeanspruchungen vom jeweiligen Feldbereich zu den Stützbereichen. In diesem Kontext ist zu beachten, dass die Reduktion von $\varepsilon_{s,F}$ bei weiterer Laststeigerung zu einer Verringerung des Umlagerungsvermögens führen würde. Ebenfalls würde der weitere Abbau der Zwangsmomente verlangsamt werden. Jedoch würde auch die Gesamttragfähigkeit durch die zusätzliche Normalkraft bis zu einem gewissen Punkt ansteigen.

Eine Betrachtung von ε_m zeigt bei beiden Versuchsbalken eine deutliche Abnahme der mittleren Schwerachsendehnung während der letzten Laststeigerung. D.h. dass die Druckzonen der Einzelquerschnitte aufgrund der ansteigenden Normalkraftbeanspruchungen tendenziell größer geworden sind. Hierdurch wurde die Dehnsteifigkeit der Versuchsbalken erhöht, vgl. Abschnitt 3.5.3.

Die Auswertungen der im Vergleich zu den Versuchsbalken 5 und 6 höher bewehrten Versuchsbalken 7 und 8 werden in Abbildung 3.47 dargestellt. Insbesondere während der ersten Laststeigerungen zeigen die Versuchsbalken 7 und 8 ein qualitativ ähnliches Verhalten wie ihre geringer bewehrten Pendanten. Aufgrund des höheren Bewehrungsgrades ist $\varepsilon_{s,F}$ vor dem Eintreten des Fließens bei gleichem Lastniveau allerdings geringer.

Während der Erhöhung der Einzellast vom charakteristischen Lastniveau (LS-c) auf das Lastniveau mit nichtlinearem Kriechen (LS-n) zeigten sich deutliche Unterschiede in der Entwicklung von $\varepsilon_{s,F}$ bei den Versuchsbalken 7 und 8. Grund hierfür war die bei Versuchsbalken 8 höhere Normalkraft. Zwar wurde auch bei Versuchsbalken 8 die Fließdehnung überschritten, allerdings konnte sich aufgrund der weiter anwachsenden Normalkraft kein ausgeprägtes Fließen der Bewehrung einstellen. Verglichen mit den geringer bewehrten Versuchsbalken 5 und 6 war bei den Versuchsbalken 7 und 8 kein deutlicher Abfall von $\varepsilon_{s,F}$ während der letzten Kriechphase zu erkennen. Grund war die Überlagerung der Erhöhung von F_{SP2} mit der Abnahme der Normalkraft in diesem Zeitraum. Die im Anschluss an die letzte Kriechphase zunehmende Einzellast führte bei beiden Versuchsbalken zu einer Erhöhung von $\varepsilon_{s,F}$. Allerdings führte die weitere

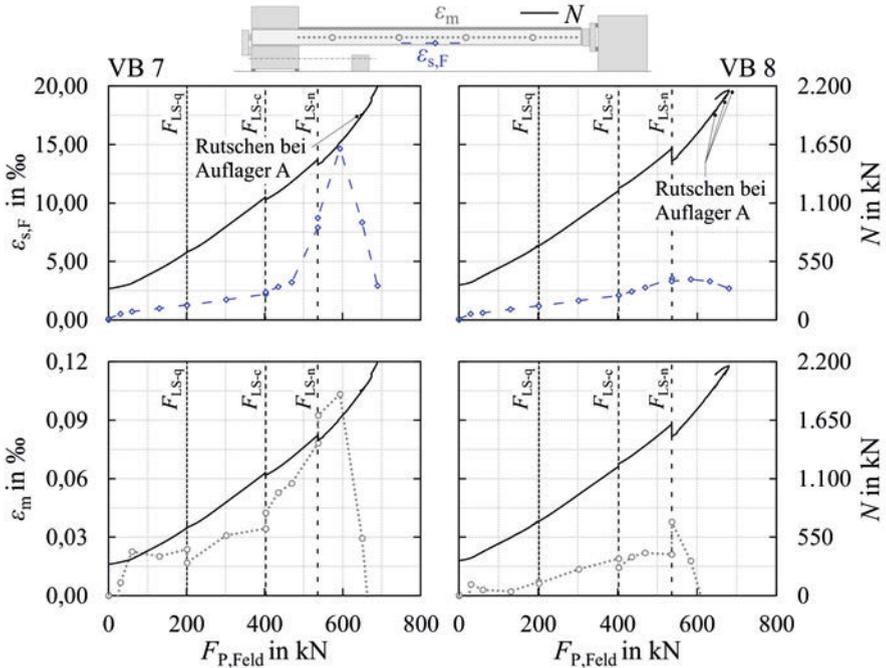


Abb. 3.47: Näherungsweise Entwicklung der Stahldehnung im Feldbereich direkt unter der Einzellast $\varepsilon_{s,F}$ (blau) und der mittleren Schwerachsendehnung ε_m (grau) im Vergleich zur Normalkraft (schwarz) bei den Versuchsbalken 7 und 8

Lasterhöhung erneut zu einer Reduktion der Stahldehnungen. Grund war wiederum die erhöhte Steigerungsrate des Normalkraftzuwachses, überlagert mit der Verringerung der Zunahme der Biegebeanspruchungen. Die Effekte auf den Abbau der Zwangsmomente und die Schnittkraftumlagerungen waren analog zu den Erläuterungen bei den vorhergehenden Versuchsbalken.

Die Entwicklung der Dehnsteifigkeit der Versuchsbalken 7 und 8 in Abschnitt 3.5.4 kann erneut anhand von ε_m erläutert werden. Während der letzten Laststeigerung wurde die mittlere Schwerachsendehnung reduziert. Folglich wurden die Druckzonen der einzelnen Querschnitte vergrößert. Dies führte gleichzeitig zu einer Erhöhung der Dehnsteifigkeit.

3.6 Zusammenfassung der Ergebnisse und der Auswertungen

Die Erläuterungen, Ergebnisse und Auswertungen der an das Überbaufeld einer unendlich langen Integralbrücke angelehnten experimentellen Untersuchungen zeigen das komplexe Zusammenspiel einzelner Einflussfaktoren auf das Verhalten der untersuchten Versuchsbalken. Zusammenfassend können die nachfolgend aufgelisteten Ergebnisse, bzw. Erkenntnisse festgehalten werden.

- Die Ergebnisse zeigen, dass neben der Rissbildung auch das Kriechen einen positiven Einfluss auf den Abbau von temperaturbedingten Zwangsmomenten hat. Somit können bereits im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit deutliche Abnahmen etwaiger Zwangsmomente erreicht werden. Sollten die Rissbildung und das Kriechen allerdings nicht ausreichen, um etwaige Zwangsmomente auf null abzubauen, so muss das betrachtete System ein ausreichendes Verformungsvermögen aufweisen.
- Hinsichtlich der Entwicklung der Zwangsmomente war in allen Versuchen eine hohe Sensivität bezüglich vorgenommener Änderungen an den Auflagerkonstruktionen festzustellen. Ein Hauptgrund hierfür waren die vergleichsweise geringen Zwangsmomente. Wären diese größer gewesen, so wäre der Einfluss der Verstärkungsmaßnahmen verhältnismäßig geringer gewesen. Betreffend der allgemeinen Zwangsmomentenentwicklung war deren initiale Größe allerdings nicht von Bedeutung, da die Änderung der vorhandenen Zwangsmomente eine Funktion der Entwicklung der allgemeinen Systemsteifigkeit darstellt, vgl. Abschnitt 2.1.
- Die angestrebten Schnittgrößenumlagerungen konnten wie geplant erreicht werden. D.h., dass auch Umlagerungen vom Feldbereich hin zu den Stützbereichen möglich waren. Hierbei wurden, bevor es zu einem Rutschen im Bereich einer Auflagerkonstruktion kam, plastische Momentenumlagerungen von bis zu ca. 11 % erreicht. Es ist anzunehmen, dass höhere Umlagerungen erreicht worden wären, wäre das Versuchsende nicht ausschließlich durch ein Rutschen im Bereich einer Auflagerkonstruktion bestimmt worden.
- Die Auswertungen der Dehnsteifigkeiten zeigen nach abgeschlossener Rissbildung keine weitere Reduktion ebenjener. Im Zuge der Auswertungen wurden Einflüsse des Kriechens auf die Materialeigenschaften vernachlässigt. Die nicht weiter fortschreitende Abnahme der Dehnsteifigkeit konnte auf die sich zusätzlich entwickelnde und in den Versuchen sehr große

Zwangnormalkraft aus Rissbildung zurückgeführt werden. Das Anwachsen dieser Normalkraft führte bei hohen Lastniveaus vielmehr zu einer Erhöhung der Dehnsteifigkeit.

- Die genannte Normalkraft war ein Resultat der aufgrund der hohen Horizontalsteifigkeit der Auflager behinderten Schwerachsendehnung bei eintretender Rissbildung, bzw. -öffnung. Der Einfluss dieser Normalkraft auf das Verhalten der einzelnen Versuchsbalken war von großer Bedeutung. U.a. führte diese Normalkraft zu einem diskontinuierlichen Zuwachs der mittleren Schwerachsendehnungen. In unbehinderten Systemen sollten diese stetig zunehmen. Ebenso beeinflusst wurden die Dehnungen der Bewehrung und die Größe der gerissenen Bereiche. Das hatte sowohl Auswirkungen auf den Zwangmomentenabbau als auch auf die Schnittgrößenumlagerungen. Eine Vernachlässigung dieser Normalkraft wäre somit nicht zielführend. Gleiches gilt, wenn auch in verringertem Ausmaß, für Integralbrücken. Zu beachten ist, dass der horizontale Behinderungsgrad bei Integralbrücken zwar geringer ist, die zusätzliche Normalkraft in diesen Systemen allerdings auch zu einer zusätzlichen Biegebeanspruchung in den Rahmenecken führt, vgl. Abschnitt 2.2.2.

4 Zwangnormalkraft aus Rissbildung bei integralen Stahlbetonbrücken

Die Ausführungen zu den experimentellen Untersuchungen in Kapitel 3 zeigen, welche Auswirkungen die aus Rissbildung resultierende Zwangnormalkraft auf das Verhalten der Versuchsbalken hatte. Obgleich diese Auswirkungen bei integralen Stahlbetonbrücken nur in verminderter Form auftreten, so können sie dennoch deren Bemessung beeinflussen. Einerseits können Schnittgrößenumlagerungen beeinflusst werden, vgl. Abschnitt 2.2.2. Andererseits stellt sich die Frage nach der Größe der verbleibenden rissbedingten Zwangnormalkraft im rechnerischen Grenzzustand der Tragfähigkeit. Dementsprechend dient dieses Kapitel der Quantifizierung der Einflüsse einer rissbedingten Zwangnormalkraft bei integralen Stahlbetonbrücken. Die Untersuchungen erfolgten anhand vereinfachter Systeme. Auf Basis dieser Untersuchungen werden die Auswirkungen der aus Rissbildung resultierenden Zwangnormalkraft auf

- die Schnittgrößenentwicklung,
- die Entwicklung des Querschnittswiderstands und
- die Interaktion mit temperaturbedingten Zwangbeanspruchungen

beleuchtet und diskutiert.

4.1 Nichtlineare Untersuchungen

Die im Folgenden dargestellten Berechnungen wurden unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens des Betons und der Bewehrung durchgeführt. Querschnittsanalysen erfolgten dabei mit dem Programm INCA2. Systemberechnungen wurden mit Stab2D-NL durchgeführt. Beide Programme wurden im Rahmen der Arbeit von Pfeiffer (2004) entwickelt. Bei der Entwicklung von Stab2D-NL wurde besonderer Wert auf die Berücksichtigung der durch das Aufreißen des Betons bedingten Achsendehnung (vgl. Pfeiffer (2004)) gelegt. Somit

eignet sich die Anwendung dieses Programms sehr gut für die vorliegenden Fragestellungen. Weitere Vorteile liegen in der verhältnismäßig kurzen Rechenzeit und der hohen Rechenstabilität. Ergänzend berücksichtigt Stab2D-NL Effekte aus Theorie 3. Ordnung.

Im Zuge der nichtlinearen Untersuchungen wurde eine Parameterstudie durchgeführt. Hierdurch sollte das allgemeine Verhalten der untersuchten Systeme beleuchtet werden. Dementsprechend erfolgten einige Vereinfachungen. Auf diese wird im Weiteren Verlauf näher eingegangen. Anzumerken ist, dass die Untersuchungen lediglich das tendenzielle Verhalten integraler Stahlbetonbrücken widerspiegeln sollten. Deshalb wurde vereinfachend auf detaillierte Kalibrierungen der Materialparameter verzichtet. Des Weiteren erfolgte keine normgemäße Lastaufstellung bzw. -anordnung.

4.1.1 Untersuchungsgegenstand

Die nichtlinearen Untersuchungen wurden an den in Abbildung 4.1 dargestellten Systemen durchgeführt. Die Systeme stellen 1 m breite Ausschnitte einer integralen Stahlbetonbrücke dar.

Die Feldlänge l_F wurde für alle Systeme mit 20 m festgelegt. Dementsprechend betrug die Gesamtlänge l_{Ges} beim 1-Feld System 20 m, beim 2-Feld System 40 m, beim 5-Feld System 100 m und beim 10-Feld System 200 m.

Die Gründungssteifigkeiten k_v , k_h und k_φ blieben jeweils unverändert. Die Festlegung erfolgte analog zu Abschnitt 2.1.1 in Anlehnung an die Ausführungen in Tue, Della Pietra und Mayer (2021).

Die Widerlager- bzw. Pfeilerhöhen h wurden variiert. Gerechnet wurde mit Höhen von 5 m bzw. 10 m.

Die Querschnittshöhe betrug sowohl beim Überbau als auch bei den Widerlagerwänden, bzw. Pfeilern konstant 1 m. Aus der Feldlänge l_F und der Querschnittshöhe des Überbaus ergab sich so eine Schlankheit λ von 20.

Die Untersuchungen umfassten unterschiedliche Bewehrungsgrade ρ_s (0,40/0,80/ 1,20 %). Allerdings wurden innerhalb einer Untersuchung keine Unterscheidungen hinsichtlich der Bewehrung des Überbaus und der Widerlagerwände, bzw. der Pfeiler vorgenommen. Dementsprechend erfolgte auch keine Abstufung von ρ_s entlang der Einzelbauteile. Ebenso waren Druck- und Zugbereiche gleich bewehrt, vgl. Abbildung 4.1.

Als Belastung wurde ausschließlich eine konstante Gleichstreckenlast q , welche auf den Überbau wirkt, berücksichtigt. Somit erfolgte keine feldweise Lastaufstellung. Jedoch erfolgten alle späteren Auswertungen für 5 unterschiedliche

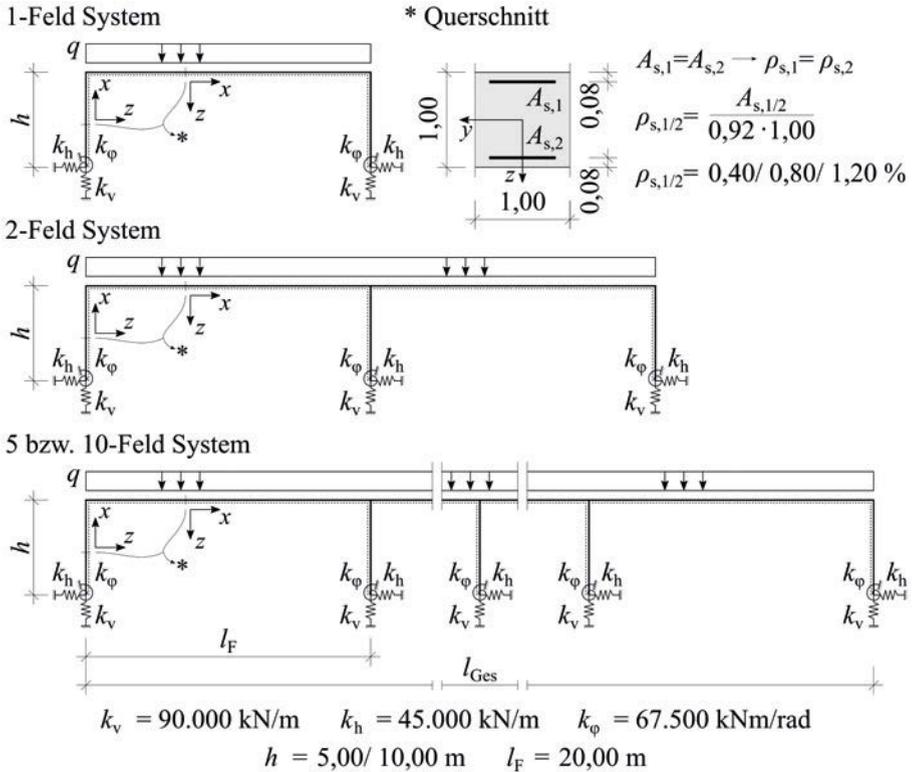


Abb. 4.1: Untersuchte Systeme inklusive der Systemparameter

Lastniveaus. Hierdurch sollten sowohl der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch der Grenzzustand der Tragfähigkeit erfasst werden. Nähere Informationen zu den Lastgrößen folgen in den Abschnitten 4.1.3 und 4.1.4.

Im Allgemeinen umfasste die Parameterstudie somit 24 Systemkonfigurationen mit je 5 Laststufen. Ergänzend wurde jede der 24 Systemkonfigurationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit einer Anpassung der Steifigkeit im Rahmeneckbereich untersucht. Dies diente der Ermittlung des Einflusses einer ausreichenden Rotationskapazität der Rahmeneckbereiche auf die Schnittgrößenentwicklungen. Nähere Informationen zu den Anpassungen der Steifigkeiten im Rahmeneckbereich finden sich in Abschnitt 4.1.3.

4.1.2 Materialverhalten

Die verwendeten Materialarbeitslinien auf Mittelwert- und auf Designniveau werden in den Abbildungen 4.2 und 4.3 dargestellt. Die Untersuchungen wurden unter der Annahme eines Bewehrungsstahls der Güte B550B und eines Betons der Güte C 30/37 gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) durchgeführt.

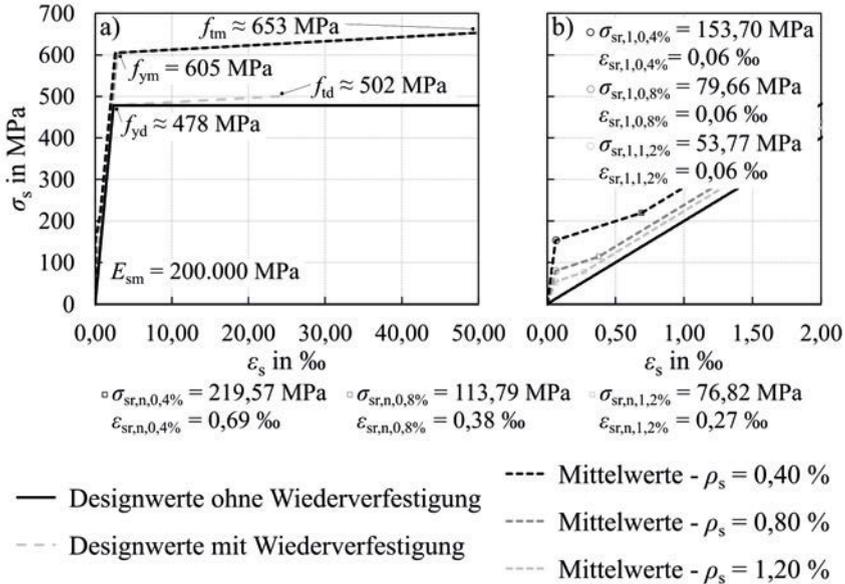


Abb. 4.2: Arbeitslinien des B550B im Zugbereich als a) Gesamtdarstellung und b) mit vergrößertem Anfangsbereich

Grundsätzlich erfolgten die Berechnungen an den in Abbildung 4.1 dargestellten Systemen mit Materialeigenschaften auf Mittelwertbasis. Grund hierfür war, dass die Entwicklung der rissbedingten Zwangnormalkraft eine Funktion des tatsächlichen Systemverhaltens ist. Dieses kann unter der Anwendung des mittleren Materialverhaltens am besten angenähert werden. Die Mittelwerte des B550B wurden angelehnt an DIN EN 1992-1-1/NA (2013) durch eine 10 %-ige Erhöhung des charakteristischen Werts ($f_{ym} = 1,10 \cdot f_{yk}$) festgelegt. Das Tension-Stiffening wurde, analog zu den vorhergehenden Abschnitten, durch eine Modifikation der Stahlarbeitslinie im Zugbereich nach Illich (2015) berücksichtigt. Wie in Abbildung 4.2 gezeigt wird, nimmt der Einfluss des Tension-Stiffenings mit steigendem Bewehrungsgrad ab.

Die Arbeitslinien auf Designniveau dienen der Ermittlung der einwirkenden Last im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Hierzu wurden im Vorfeld der Systemberechnungen Querschnittsanalysen durchgeführt, vgl. Abschnitt 4.1.3. Im Zuge dessen wurde das Verhalten des Bewehrungsstahls linear elastisch - ideal plastisch berücksichtigt. Um des Weiteren die Auswirkungen der Mitberücksichtigung der Wiederverfestigung des Bewehrungsstahls auf die rechnerische Querschnittstragfähigkeit darzustellen, wurden ebenfalls die dementsprechenden Materialarbeitslinien für den B550B abgebildet. Die Teilsicherheitswerte entsprechen den Angaben aus ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) in Kombination mit ÖNORM B 1992-1-1 (2018) und ÖNORM B 1992-2 (2014). Gemäß ÖNORM B 1992-2 (2014) müssen die Grenzdehnung ε_{ud} und der Faktor $k \left(\left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \right)$ bei einer Berücksichtigung der Wiederverfestigung des Bewehrungsstahls mit 25 % bzw. 1,05 begrenzt werden. Das gilt auch bei der Verwendung eines Bewehrungsstahls der Duktilitätsklasse B.

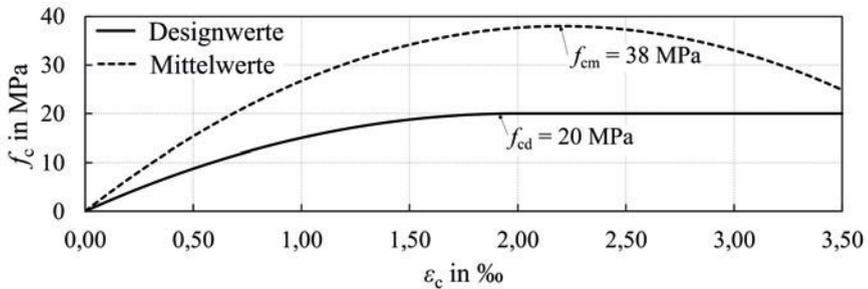


Abb. 4.3: Arbeitslinien des C 30/37

4.1.3 Modellbildung und Lastansatz

Da Stab2D-NL auf die Lösung zweidimensionaler Stabstrukturen beschränkt ist, erfolgte die Modellierung mit Hilfe von Stabelementen. Allgemein wurden die Schnittgrößen für jedes System mittels materiell nichtlinearer Berechnungen bestimmt (Arbeitslinien gemäß Abschnitt 4.1.2). Allerdings wurden ebenso die linear elastischen Schnittgrößen eines jeden Systems berechnet. Im Rahmen der linear elastischen Berechnungen wurde der E-Modul des Betons gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) mit 33.000 MPa berücksichtigt. Die Bewehrung wurde im linear elastischen Fall vernachlässigt. Die Ergebnisse der linear elastischen

Vergleichsrechnungen stellen die Bezugswerte für die nichtlinearen Berechnungen dar. So war es möglich, den rissbedingten Anstieg der Normalkraft quantitativ zu erfassen. Unabhängig von der Berechnungsmethode (nichtlinear/ linear elastisch) werden in Stab2D-NL Effekte nach Theorie 3. Ordnung automatisch mit erfasst. In Abbildung 4.4 wird eine schematische Darstellung der allgemeinen Modellbildung eines Mehrfeldsystems gezeigt. Das 1-Feld System wurde nach dem gleichen Schema modelliert.

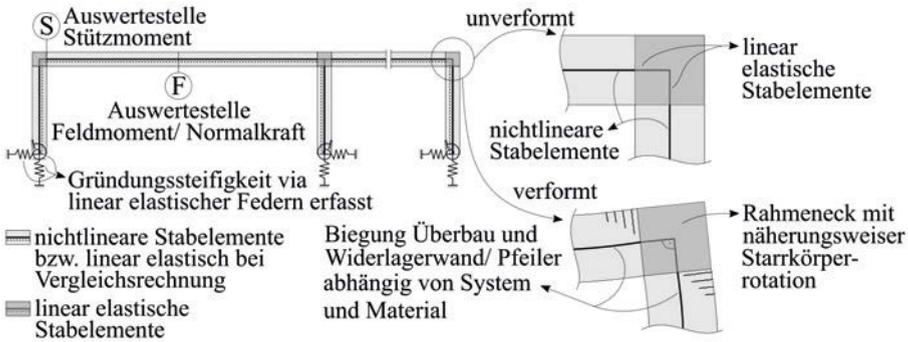


Abb. 4.4: Schematische Darstellung der Modellbildung eines Mehrfeldsystems inklusive Angabe der Auswertestellen

Wie in Abbildung 4.4 dargestellt wird, erfolgte die Modellierung der Rahmenecken bzw. der Pfeilerkopfbereiche mittels linear elastischer Stabelemente. Diese Vorgehensweise wurde gewählt, da die Bewehrungsführung in den Rahmenecken bei einer Modellierung mittels Stabelementen nicht korrekt erfasst werden kann. Zur Vermeidung einer deutlichen Unterschätzung des Verformungsvermögens des Rahmeneckbereichs wurde den linear elastischen Stabelementen der E-Modul des Betons (33.000 MPa) zugewiesen. In weiteren Berechnungen wurden ergänzende Grenzwertbetrachtungen durchgeführt, in welchen der E-Modul auf 10 % seines Ausgangswertes (3.300 MPa) reduziert wurde. Hierdurch sollten die Auswirkungen einer hohen Verformungskapazität der Diskontinuitätsbereiche auf das allgemeine Verhalten der Schnittgrößenentwicklung im GZT dargestellt werden. Würde den linear elastischen Bereichen eine deutlich höhere Steifigkeit als der Ausgangswert zugewiesen werden, so würde das Verformungsvermögen der Rahmenecken bzw. der Pfeilerköpfe deutlich unterschätzt werden. Dahingegen würde die nichtlineare Modellierung dieser Bereiche zu einem frühzeitigen Systemversagen führen. Nähere Informationen zur Modellierung von Rahmeneckbereichen in Stabsystemen sind in der Arbeit von Pfeiffer (2004) zu finden. Allgemeine Ausführungen zur Verformungsfähigkeit von Rahmenecken können

u.a. Akkermann *et al.* (2002), Schröckmayr (2019) und Peter (2019) entnommen werden.

Allen weiteren Stababschnitten wurde im Rahmen der nichtlinearen Berechnungen das in Abschnitt 4.1.2 beschriebene nichtlineare Materialverhalten auf Mittelwertbasis zugeordnet.

Die Gründungssteifigkeiten wurden durch die Anordnung linear elastischer Federelemente erfasst. Die Federsteifigkeiten können Abbildung 4.1 entnommen werden.

Die Last wurde, wie in Abbildung 4.1 dargestellt, als Gleichstreckenlast entlang des gesamten Überbaus aufgebracht. Die Größe der Gleichstreckenlast im Grenzzustand der Tragfähigkeit q_{Ed} musste vorab bestimmt werden. Hierzu wurde anhand von Querschnittsanalysen das maximal aufnehmbare Moment M_{Rd} bestimmt. Dies erfolgte unter Berücksichtigung der zugehörigen Normalkraft N_{Ed} . Näherungsweise wurde vorausgesetzt, dass das Verhältnis $\frac{M_{Rd}}{N_{Ed}}$ im linear elastischen Fall in etwa der Höhe der Widerlagerwände, bzw. der Pfeiler h entspricht. Somit war dieses Verhältnis für die untersuchten Fälle 5, bzw. 10. Aufgrund der angesetzten Gründungssteifigkeiten weichen die tatsächlichen Verhältnisse geringfügig von diesen Werten ab. Die hieraus resultierenden Ungenauigkeiten sind für die vorliegenden Untersuchungen allerdings irrelevant. Unabhängig vom Verhältnis von $\frac{M_{Rd}}{N_{Ed}}$ wurden die Materialeigenschaften in den Querschnittsanalysen auf Designniveau angesetzt. Das Verhalten des Bewehrungsstahls wurde für diesen Zweck linear elastisch - ideal plastisch berücksichtigt, vgl. Abschnitt 4.1.2. Nach der Bestimmung von M_{Rd} konnte mit Hilfe der linear elastischen Berechnungen für jedes System jener Wert von q bestimmt werden, bei welchem das maximale Moment im Randfeld an der Stelle S oder F (vgl. Abbildung 4.4) den Wert von M_{Rd} erreicht. Dieser Wert entsprach in weiterer Folge q_{Ed} . Die charakteristische Belastung q_k wurde durch eine Division von q_{Ed} durch 1,40 festgelegt. Der Wert 1,40 wurde gewählt, da dieser in etwa dem mittleren Teilsicherheitsbeiwert entspricht. Zusätzlich erfolgten Auswertungen bei jenem Wert von q , bei welchem die Stahlspannung in der nichtlinearen Berechnung an der Stelle S oder F (vgl. Abbildung 4.4) 200 MPa erreichte und bei $q = 20$ kN/m bzw. 10 kN/m. Hierdurch wurden sowohl der GZG als auch der GZT erfasst.

4.1.4 Entwicklung von Beanspruchung und Widerstand

Die im folgenden Abschnitt dargestellten Auswertungen beziehen sich ausschließlich auf die in Abbildung 4.4 dargestellten Auswertestellen. Die Auswertestellen befinden sich bei den Mehrfeldsystemen einheitlich im jeweiligen Randfeld.

Grund hierfür ist, dass mit Bezug auf temperaturbedingte Zwangbeanspruchungen insbesondere dem Rahmeneckmoment in den Randfeldern erhöhte Aufmerksamkeit zu schenken ist. Dabei gilt es im vorliegenden Fall jedoch zu beachten, dass bei den Mehrfeldsystemen, aufgrund der gegebenen Belastung, das Stützmoment in den Pfeilerkopfbereichen betragsmäßig höher ist als das Feld- und das Rahmeneckmoment des Randfelds. In Kombination mit dem in den Untersuchungen konstant gehaltenen Bewehrungsgrad wird die Fließdehnung der Bewehrung in den Pfeilerkopfbereichen somit vor den Feld- und den Rahmeneckbereichen erreicht. Hieraus folgt, dass große Lasten bei den Mehrfeldsystemen zu deutlichen, von den Pfeilerkopfbereichen ausgehenden, Momentenumlagerungen führen. Die Auswirkungen dessen werden bei den jeweiligen Auswertungen erläutert.

Der Fokus der Auswertungen lag einerseits auf der Entwicklung der nichtlinearen Schnittgrößen im Vergleich zu den linear elastisch berechneten Schnittgrößen. Insbesondere die Entwicklung der Normalkraft und die Auswirkungen etwaiger Abweichungen von der linear elastischen Lösung sollten dabei diskutiert werden. In den späteren Darstellungen der Schnittgrößenentwicklungen werden jeweils die Entwicklung der Normalkräfte N , der Feldmomente M_{Feld} und der Rahmeneckmomente $M_{\text{Stütz}}$ bei unterschiedlichen Widerlagerwandhöhen und gleichem Bewehrungsgrad gegenübergestellt. Die Darstellungen umfassen alle untersuchten Systeme (1-Feld: $l_{\text{Ges}} = 20$ m, 2-Feld: $l_{\text{Ges}} = 40$ m, 5-Feld: $l_{\text{Ges}} = 100$ m und 10-Feld: $l_{\text{Ges}} = 200$ m). Die Systeme werden in den Diagrammen gemäß der Gesamtlängen ihres Überbaus l_{Ges} bezeichnet. Für die Ausgangssysteme, bei welchen der E-Modul in den Diskontinuitätsbereichen $E_{\text{D,ml}}$ 33.000 MPa (100 %) betrug, wird die Schnittgrößenentwicklung für die fünf in Abschnitt 4.1.3 beschriebenen Größen von q dargestellt. Die Systeme mit $E_{\text{D,ml}}$ gleich 3.300 MPa (10 %) wurden ausschließlich bei q_{Ed} ausgewertet, da größere Verformungszunahmen in den Diskontinuitätsbereichen erst im GZT zu erwarten sind. Allgemein wird die Belastung q_{Ed} der einzelnen Systeme in den Darstellungen hervorgehoben. Des Weiteren ist der Bezugswert 1,00 in allen Diagrammen gekennzeichnet. Hierdurch werden Abweichungen von der linear elastischen Lösung verdeutlicht.

In einem zweiten Schritt sollten die mit den Schnittgrößenänderungen einhergehenden Änderungen des Querschnittswiderstands beleuchtet werden. Die Analysen der Änderungen des Querschnittswiderstands erfolgten anhand von M-N-Interaktionsdiagrammen für den GZT mit der entsprechenden Belastung q_{Ed} . Die M-N-Interaktionsdiagramme wurden unter Anwendung des Programms INCA2 für das Materialverhalten auf Designniveau mit und ohne Wiederverfestigung des Bewehrungsstahls sowie das mittlere Materialverhalten berechnet. Angaben

zu den verwendeten Materialarbeitslinien sind Abschnitt 4.1.2 zu entnehmen. In den folgenden Auswertungen werden der Übersichtlichkeit halber ausschließlich die maßgebenden Ausschnitte der jeweiligen M-N-Interaktionsdiagramme dargestellt. Analog zu den Schnittgrößenentwicklungen werden bei gleichen Bewehrungsgraden unterschiedliche Widerlagerwandhöhen gegenübergestellt. Die Bezeichnung der Systeme erfolgt wiederum mittels l_{Ges} . Neben den Linien der M-N-Interaktionsdiagramme werden die einzelnen M-N-Punkte der linear elastischen Berechnungen und der nichtlinearen Berechnungen mit $E_{\text{D,nl}}$ gleich 100 %, bzw. 10 % dargestellt.

Abbildung 4.5 stellt die Auswertungen der Schnittgrößenentwicklungen bei unterschiedlichen Widerlagerwandhöhen h und gleichem Bewehrungsgrad ρ_s (0,40 %) gegenüber.

Eine Betrachtung der Entwicklung der Normalkräfte bei einer Höhe der Widerlagerwände von 5 m zeigt eine tendenzielle Zunahme der Normalkräfte der nichtlinearen Berechnungen ($E_{\text{D,nl}} = 100$ %) im Vergleich zu den linear elastischen Ergebnissen. Dieser Trend ist unabhängig vom jeweiligen System (1-Feld: $l_{\text{Ges}} = 20$ m, 2-Feld: $l_{\text{Ges}} = 40$ m, 5-Feld: $l_{\text{Ges}} = 100$ m und 10-Feld: $l_{\text{Ges}} = 200$ m) zu beobachten. Die Zunahme der Normalkräfte resultiert zur Gänze aus den behinderten Dehnungsanteilen der Schwerachse bei zunehmender Rissbildung. Das System, bzw. die Systemlänge beeinflusst in diesem Zusammenhang die Größe des Normalkraftzuwachses. Ähnlich wie bei konstanten, auf den Überbau wirkenden Temperaturbeanspruchungen führen größere Systemlängen zu größeren Zuwächsen der Normalkraft. Beim mit q_{Ed} beanspruchten 1-Feld System ($l_{\text{Ges}} = 20$ m) beträgt der Normalkraftzuwachs im Vergleich zur linear elastischen Lösung ca. 30 %. Dahingegen wird die Normalkraft beim 10-Feld System ($l_{\text{Ges}} = 200$ m) um ca. 80 % erhöht. Wird nun angenommen, dass die Diskontinuitätsbereiche im GZT ein erhöhtes Verformungsvermögen aufweisen ($E_{\text{D,nl}} = 10$ %), so werden diese Zunahmen auf ca. 15 %, bzw. ca. 58 % reduziert. Grund hierfür ist, dass das erhöhte Verformungsvermögen zu einer Reduktion der horizontalen Behinderung beiträgt. Diese horizontale Behinderung korreliert wiederum mit der Größe des behinderten Anteils der Schwerachsendehnung. Ein ähnliches Bild zeigt sich bei der Betrachtung der Normalkraftentwicklung bei Widerlagerwandhöhen von 10 m. Hier ist die Normalkraft beim 10-Feld System unter q_{Ed} in der nichtlinearen Berechnung um ca. 60 % größer als in der linear elastischen Berechnung. Das ist deutlich geringer als die Zunahme bei einer Widerlagerwandhöhe von 5 m. Die größere Höhe der Widerlagerwände führt bei gleichbleibender Stärke und gleichem Bewehrungsgrad zu einer geringeren Biegesteifigkeit der Widerlagerwände. Hierdurch wird die horizontale Behinderung der Schwerachse des Überbaus, ähnlich wie bei der Abminderung der

Steifigkeit der Diskontinuitätsbereiche ($E_{D,nl} = 10\%$), verringert. Dies mindert gleichzeitig die Größe der zusätzlichen Zwangnormalkraft ab.

Die Effekte der Normkraftentwicklung spiegeln sich qualitativ in der Entwicklung der Rahmeneckmomente $M_{Stütz}$ wieder. Durch die in den nichtlinearen Berechnungen verhältnismäßig höheren Drucknormalkräfte wird das Moment in den Rahmenecken betragsmäßig erhöht. Dieser Zusammenhang wird auch in Abschnitt 2.2.2 diskutiert und in Abbildung 2.13 veranschaulicht. Die detaillierten Ergebnisse der Untersuchungen bei einem Bewehrungsgrad von 0,40 % können Abbildung 4.5 entnommen werden.

Entsprechend der betragsmäßigen Zunahme der Rahmeneckmomente in den nichtlinearen Berechnungen, verglichen mit den linear elastischen Ergebnissen, ist in Abbildung 4.5 eine verhältnismäßige Abnahme der Feldmomente zu erkennen. Dies gilt für beide Widerlagerwandhöhen. Im GZG zeigen die Auswertungen der Feldmomente Unterschiede in der Entwicklung der Feldmomente zwischen den Mehrfeldsystemen und dem Einfeldsystem. Dies liegt zum einen an den unterschiedlichen Verformungsverhalten der Systeme (Einfeld- und Mehrfeldsystem). Hierdurch ergibt sich bei den Mehrfeldsystemen kein konstantes Zwangmoment im jeweiligen Überbau. Vielmehr vollzieht das Zwangmoment einen Vorzeichenwechsel vom Rahmeneckbereich hin zu den Pfeilerkopfbereichen. Dementsprechend fällt die Entlastung des Feldbereichs geringer aus. Zum anderen beeinflussen die rissbedingten Steifigkeitsänderungen in den Pfeilerkopfbereichen die Momentenverteilung. Des Weiteren ist bei den Mehrfeldsystemen insbesondere im GZT zu erkennen, dass die Feldmomente mit abnehmender Steifigkeit der Diskontinuitätsbereiche ($E_{D,nl} = 10\%$) wieder ansteigen. Ursache hierfür ist einerseits die Reduktion der rissbedingten Zwangnormalkraft. Andererseits finden von den nun weicheren Diskontinuitätsbereichen ausgehende Schnittgrößenumlagerungen statt. Hierdurch wird im Speziellen bei den Mehrfeldsystemen ein beträchtlicher Anteil der Stützmomente über den Pfeilerkopfbereichen in die Feldbereiche umgelagert. Dies ist so lange möglich, bis sich eine Gelenkskette bildet. In der praktischen Ausführung wären die Pfeilerkopfbereiche im Vergleich zu den vorliegenden Untersuchungen aufgrund der linear elastischen Momentenverteilungen verhältnismäßig höher bewehrt als die Feld- und die Rahmeneckbereiche. Dementsprechend wären die von diesen Bereichen ausgehenden Schnittgrößenumlagerungen geringer. Somit würde bei einer verbleibenden, rissbedingten Normalkraft weiterhin eine tendenzielle Entlastung des Feldbereichs zu beobachten sein.

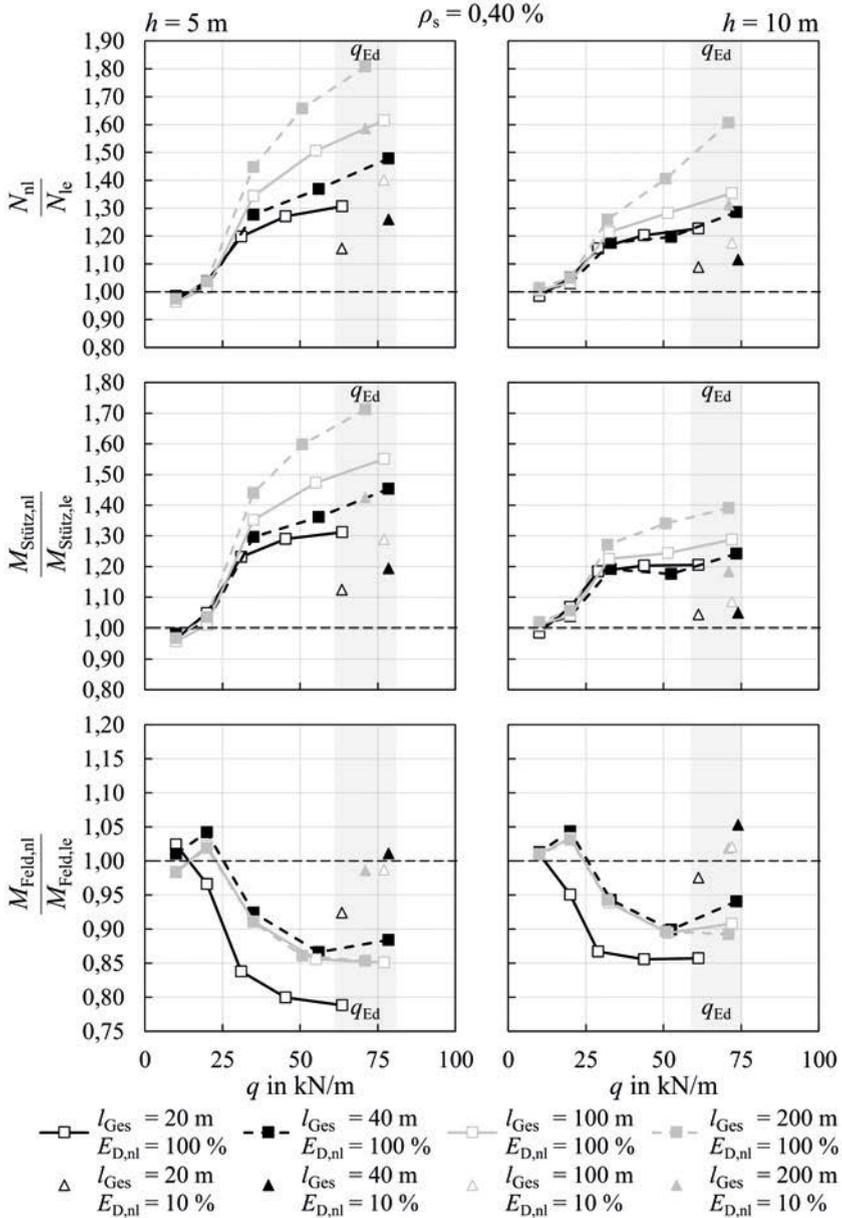


Abb. 4.5: Vergleich der Entwicklung der nichtlinearen zu den linear elastischen Schnittgrößen bei $\rho_s = 0,40 \%$

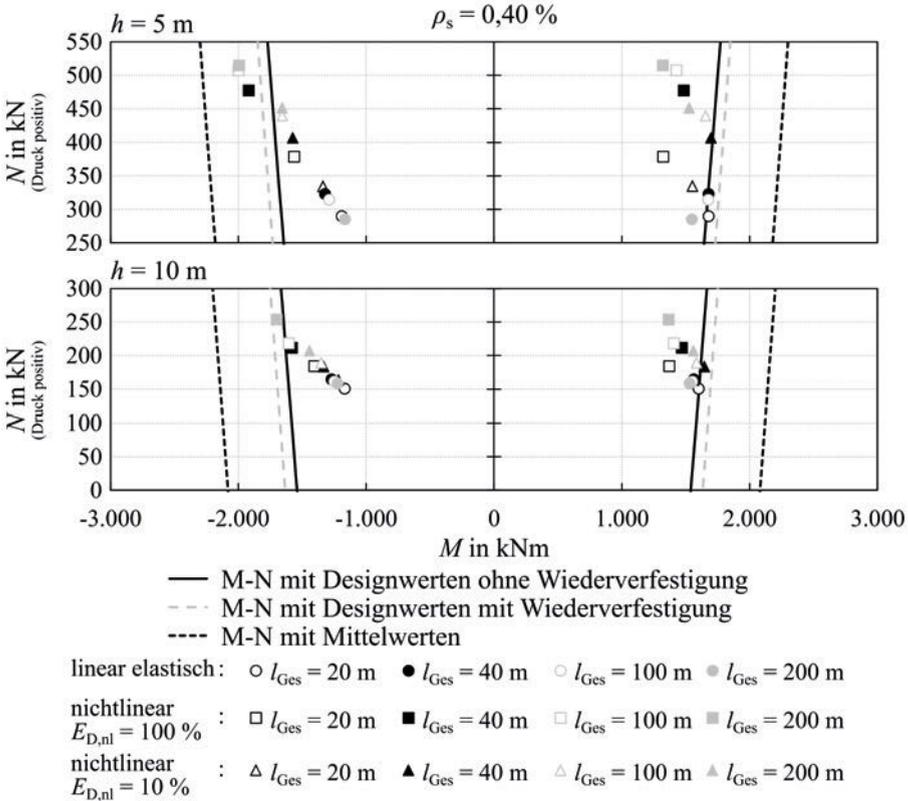


Abb. 4.6: Entwicklung des Querschnittswiderstands anhand der maßgebenden Ausschnitte der M-N-Interaktionsdiagramme bei $\rho_s = 0,40 \%$

Ergänzend zu den Schnittkraftentwicklungen gibt Abbildung 4.6 einen Überblick über die Entwicklung des Querschnittswiderstands bei sich ändernder Normalkraftbeanspruchung. In Abbildung 4.6 werden die untersuchten Widerlagerwandhöhen von 5 m, bzw. 10 m bei gleichem Bewehrungsgrad (0,40 %) gegenübergestellt.

Wie eingangs erläutert, wurde M_{Rd} mit Hilfe von Materialarbeitslinien auf Designniveau ohne Wiederverfestigung des Bewehrungsstahls ermittelt. Da nun bei üblichen einfeldrigen integralen Stahlbetonbrücken unter Beachtung der Gründungssteifigkeiten i.d.R. das Feldmoment größer ist als die Rahmeneckmomente, wurde q_{Ed} durch das Feldmoment bestimmt. Dies zeigt sich in Abbildung 4.6 dadurch, dass die Kreise, welche die M-N-Punkte der linear

elastischen Berechnungen darstellen, auf der M-N-Linie (Designniveau ohne Wiederverfestigung) des Feldmoments zu liegen kommen. Das bei den Mehrfeldsystemen betragsmäßig größere Stützmoment bei den Pfeilerkopfbereichen wurde in diesem Zusammenhang, wie zuvor erwähnt, vernachlässigt. Überschreitungen der M-N-Linien auf Designniveau ohne Wiederverfestigung sind möglich, da die nichtlinearen Systemberechnungen auf Basis von Mittelwertarbeitslinien erfolgten. Die entsprechenden M-N-Linien sind mit dargestellt. Die M-N-Linien des Rahmeneck- und des Feldquerschnitts sind aufgrund der gegebenen Symmetrie betragsmäßig identisch. Die dargestellten M-N-Punkte zeigen jeweils die Ergebnisse der linear elastischen Berechnungen und der nichtlinearen Berechnungen mit $E_{D,nl}$ gleich 100 %, bzw. 10 % im GZT an den Auswertestellen S und F (vgl. Abbildung 4.4). D.h. die Punkte wurden bei einer Belastung von q_{Ed} ausgewertet. Dementsprechend kann die Entwicklung der M-N-Interaktionen im Feld- bzw. im Rahmeneckbereich nachverfolgt werden. Allgemein stellen die Kreise die Ergebnisse der linear elastischen Berechnungen dar. Die Quadrate geben die M-N-Punkte gemäß der nichtlinearen Berechnungen mit $E_{D,nl}$ gleich 100 % wieder. Die Dreiecke zeigen jene M-N-Punkte, wenn $E_{D,nl}$ in den nichtlinearen Berechnungen nur 10 % seines Anfangswertes beträgt. Im Allgemeinen zeigt sich auch hier der Trend, dass der Feldquerschnitt mit wachsendem N entlastet und der Querschnitt im Rahmeneckbereich zusätzlich belastet wird. Ein Vergleich der Ergebnisse der Auswertungen der beiden Widerlagerwandhöhen zeigt wiederum, dass der Normalkraftzuwachs in den vorliegenden Untersuchungen bei größeren Widerlagerwandhöhen aufgrund der verhältnismäßig kleineren Biegesteifigkeiten der Widerlagerwände geringer ausfällt. Vielmehr noch verdeutlichen die dargestellten Auswertungen, dass die Beanspruchungen in den Rahmeneckbereichen durch die rissbedingte Zwangnormalkraft stärker zunehmen, als der Querschnittswiderstand anwächst. Grund für das größere Anwachsen der Einwirkungen ist der durch die Höhe und die Steifigkeit der Widerlagerwände und die Gründungssteifigkeiten bestimmte Hebelarm der Zwangnormalkraft im Überbau. Dieser bestimmt die Größe des aus der rissbedingten Zwangnormalkraft resultierenden zusätzlichen Zwangmoments. Verglichen hierzu ist das Anwachsen des Querschnittswiderstands durch die günstige Wirkung einer Drucknormalkraft im maßgebenden Bereich des M-N-Interaktionsdiagramms deutlich weniger ausgeprägt. Das hängt mit der lediglich geringen Zunahme der Normalspannungen im Querschnitt zusammen. Beispielsweise wird die Normalkraft im GZT beim 1-Feld System mit einer Widerlagerwandhöhe von 5 m zwar um ca. 30 % (von 289,44 kN auf 378,02 kN) erhöht. Allerdings führt die Differenz von 88,58 kN lediglich zu einer Normalspannungszunahme im Querschnitt von ca. 0,09 MPa.

Insbesondere mit Blick auf das Anwachsen der Einwirkungen im Vergleich zum Widerstand folgt aus den genannten Ausführungen, dass die rissbedingte Zwangnormalkraft bei eventuellen Anpassungen der normativen Vorgaben zu den zu berücksichtigenden Zwanganteilen beachtet werden sollte.

In Abbildung 4.7 werden die Ergebnisse der Auswertungen der Schnittgrößenentwicklungen unterschiedlicher Widerlagerwandhöhen bei einem Bewehrungsgrad ρ_s von 0,80 % gegenübergestellt.

Eine Analyse der Normalkraftverhältnisse zwischen nichtlinearen und linear elastischen Berechnungen zeigt dabei eine qualitativ ähnliche Tendenz wie bei einem geringeren Bewehrungsgrad. Ebenso zeigen sich bei den 1-Feld Systemen ($l_{\text{Ges}} = 20 \text{ m}$) im GZG quantitativ ähnliche Ergebnisse. Ein Vergleich der Ergebnisse der Normalkraftänderungen der 1-Feld Systeme bei einer annähernd gleichen Stahlspannung von ca. 200 MPa im Feldbereich (jeweils dritter Punkt von links) zeigt, dass die verhältnismäßige Zunahme der Normalkraft in diesem Bereich durch den Bewehrungsgrad nur geringfügig beeinflusst wird. Bei einer Widerlagerwandhöhe von 5 m liegt diese Zunahme im Vergleich zur linear elastischen Berechnung sowohl bei einem ρ_s von 0,40 % als auch bei einem ρ_s von 0,80 % bei ca. 20 %. Ursache hierfür ist der Einfluss des Tension-Stiffenings. Dieser Zusammenhang wird in Abbildung 2.10 veranschaulicht. Hiernach ist die freie Schwerachsendehnung bei einer konstanten Stahlspannung von 200 MPa und wechselnden Bewehrungsgraden unter Berücksichtigung des Tension Stiffenings annähernd konstant. Bei den Mehrfeldsystemen weichen die Ergebnisse im GZG dennoch sichtbar voneinander ab. Das ist v.a. auf das Systemverhalten der Mehrfeldsysteme zurückzuführen. Allgemein beeinflussen die genannten Auswirkungen des Tension-Stiffenings im Speziellen die Ergebnisse im GZG. Im GZT ist der bewehrungsgradabhängige Einfluss des Tension-Stiffenings deutlich weniger ausgeprägt. Die Ergebnisse zeigen, dass die quantitative Ausprägung im GZT bei einem ρ_s von 0,80 % geringer ist als bei einem ρ_s von 0,40 %. Der höhere Bewehrungsgrad führt in Kombination mit dem geringeren Einfluss des Tension-Stiffenings im GZT zu einer geringeren Querschnittsverkrümmung. Dementsprechend ist die freie Schwerachsendehnung bei einem höherem Bewehrungsgrad im GZT geringer. Dadurch wird wiederum der Absolutwert des behinderten Dehnungsanteils reduziert. Dies kann direkt auf das Gesamtsystem umgelegt werden und führt im Weiteren zu einer verhältnismäßig gesehen geringeren Zwangnormalkraft. Hinsichtlich der wechselnden Widerlagerwandhöhen, der Änderung der Steifigkeiten der Diskontinuitätsbereich und der Entwicklung der Rahmeneck- und der Feldmomente gelten qualitativ dieselben Erläuterung wie für einen Bewehrungsgrad von 0,40 %. Quantitativ sind die Schnittgrößenänderungen zwischen den nichtlinearen und den linear elastischen Berechnungen bei einem ρ_s von 0,80 % geringer als bei einem ρ_s von 0,40 %.

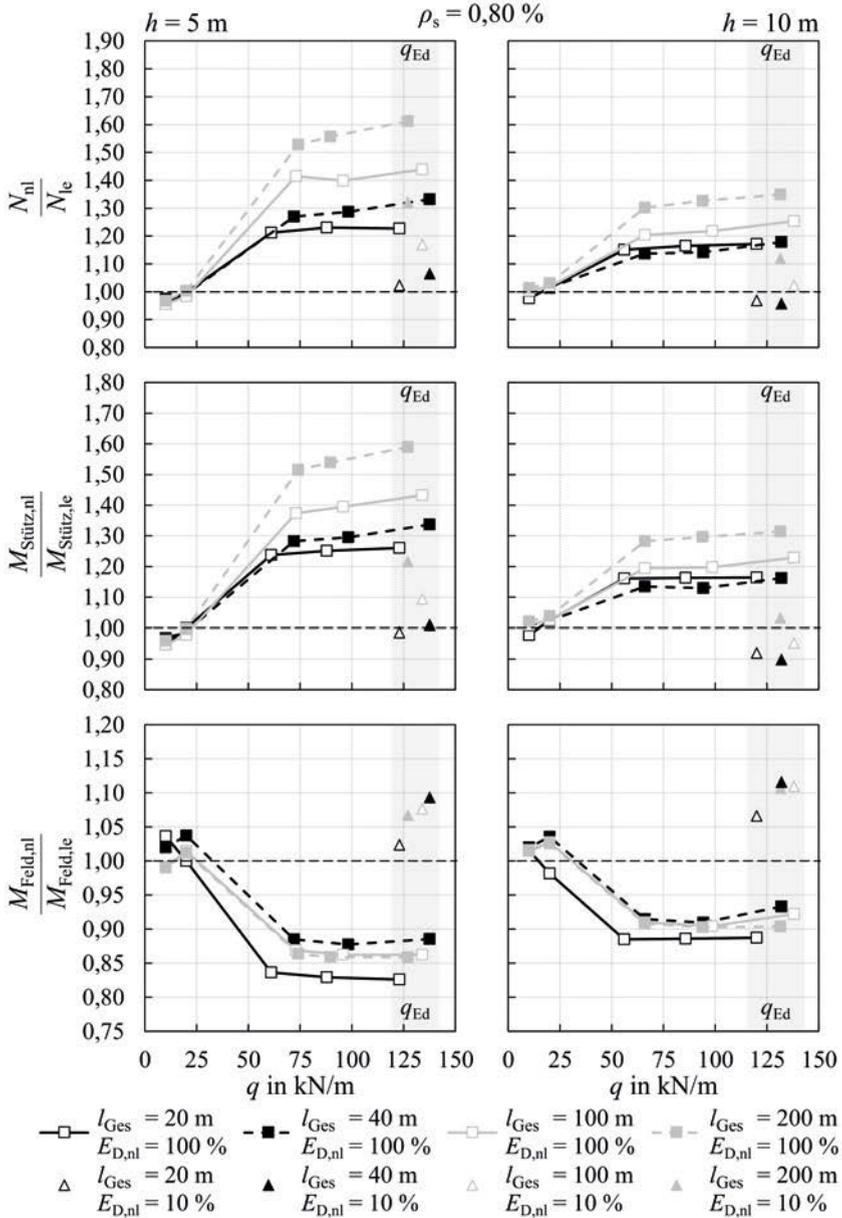


Abb. 4.7: Vergleich der Entwicklung der nichtlinearen zu den linear elastischen Schnittgrößen bei $\rho_s = 0,80 \%$

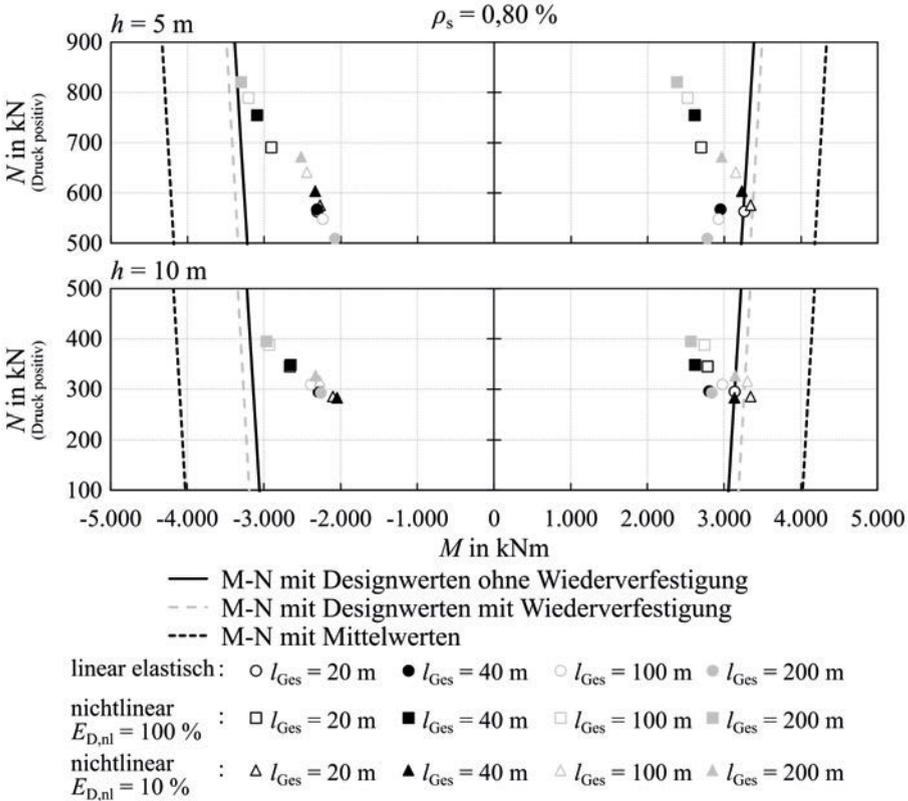


Abb. 4.8: Entwicklung des Querschnittswiderstands anhand der maßgebenden Ausschnitte der M-N-Interaktionsdiagramme bei $\rho_s = 0,80 \%$

Die Entwicklung des Querschnittswiderstands bei einem Bewehrungsgrad von $0,80 \%$ und wechselnden Widerlagerwandhöhen wird in Abbildung 4.8 dargestellt.

Die Auswertungen bei einem ρ_s von $0,80 \%$ zeigen qualitativ ähnliche Ergebnisse wie bei einem ρ_s von $0,40 \%$. Wiederum ist gut zu erkennen, dass die Zunahme der Beanspruchungen in den Rahmeneckbereichen aufgrund der rissbedingten Zwangnormalkraft größer ist als das Anwachsen des Querschnittswiderstands.

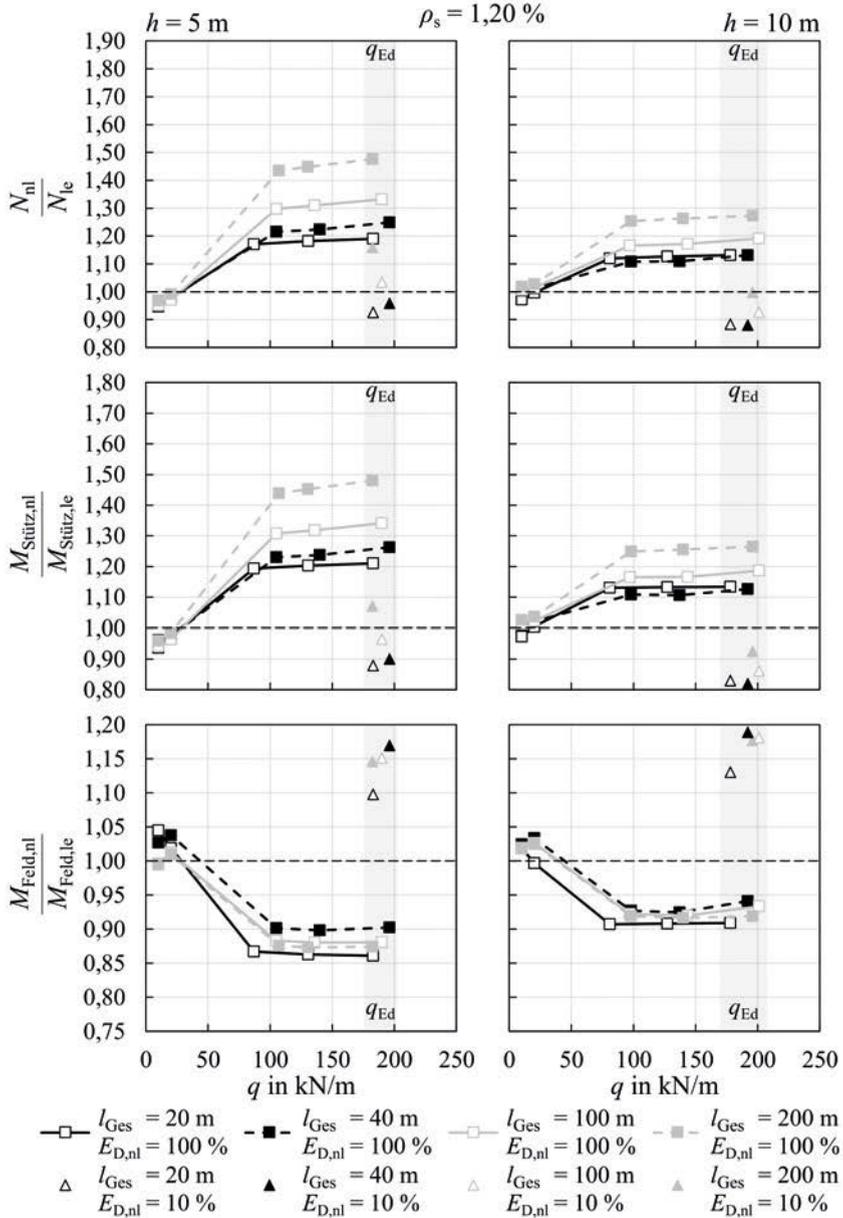


Abb. 4.9: Vergleich der Entwicklung der nichtlinearen zu den linear elastischen Schnittgrößen bei $\rho_s = 1,20\%$

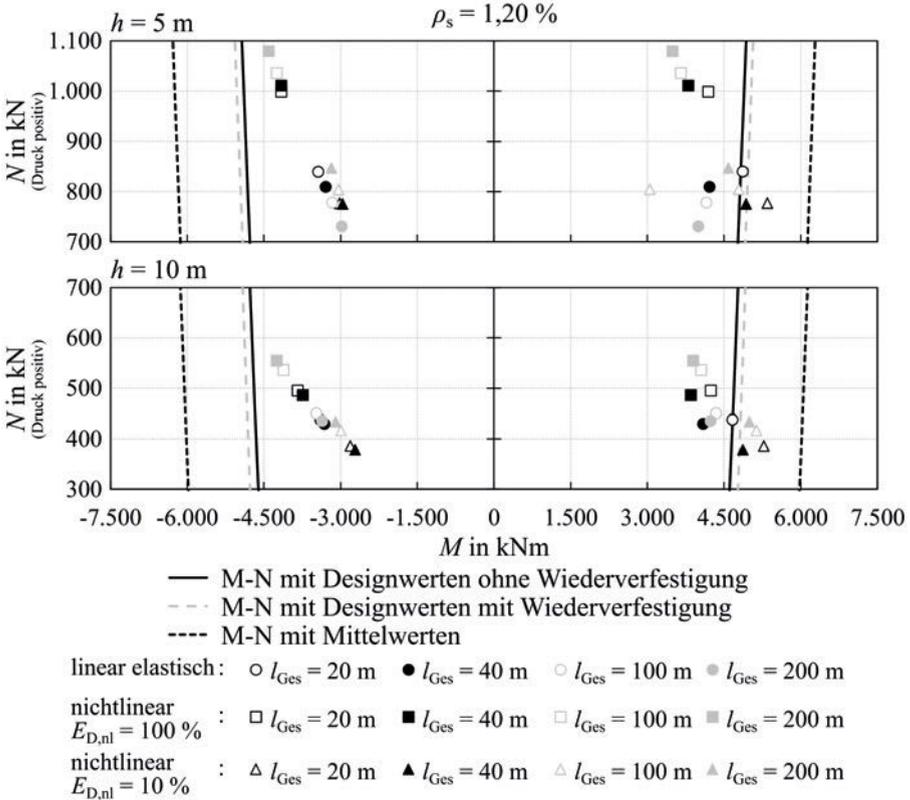


Abb. 4.10: Entwicklung des Querschnittswiderstands anhand der maßgebenden Ausschnitte der M-N-Interaktionsdiagramme bei $\rho_s = 1,20 \%$

Die Auswertungen der Schnittgrößenentwicklungen bei einem Bewehrungsgrad von 1,20 % und wechselnden Widerlagerwandhöhen können Abbildung 4.9 entnommen werden.

Die Ergebnisse zeigen, im Vergleich zu den geringeren Bewehrungsgraden, eine verhältnismäßige Reduktion der Zunahme der rissbedingten Zwangnormalkraft im GZT. Ursache hierfür sind die bei einem höheren Bewehrungsgrad geringeren Querschnittsverkrümmungen. Beispielsweise zeigt sich in der nichtlinearen Berechnung des 10-Feld Systems mit einer Widerlagerwandhöhe von 5 m eine um ca. 50 % höhere Normalkraft als in der linear elastischen Berechnung. Bei einem ρ_s von 0,40 % lag dieser Wert bei ca. 80 %. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass bei größeren Feld- und Gesamtlängen tendenziell hö-

here Bewehrungsgrade zu erwarten sind. Dies wirkt günstig auf die Größe der rissbedingten Zwangnormalkraft im GZT. Ebenso ist im GZT bei den Berechnungen mit einer reduzierten Steifigkeit der Diskontinuitätsbereiche ($E_{D,nl}$ auf 10 % reduziert) eine Abnahme der rissbedingten Zwangnormalkraft zu beobachten. Das lässt darauf schließen, dass die Auswirkungen der rissbedingten Zwangnormalkraft bei einem ausreichenden Verformungsvermögen des gegebenen Systems deutlich reduziert werden können. Voraussetzung hierfür ist ein möglichst duktilen Systemverhalten.

Abschließend wird in Abbildung 4.10 die Entwicklung des Querschnittswiderstands bei einem Bewehrungsgrad von 1,20 % und Widerlagerwandhöhen von 5 m und 10 m dargestellt.

Qualitativ decken sich die Ergebnisse der Auswertungen mit jenen der geringeren Bewehrungsgrade. Dementsprechend können die Ausführungen der Auswertungen mit geringeren Bewehrungsgraden direkt übertragen werden. Allerdings sind im Vergleich zu den geringeren Bewehrungsgraden bei den mit reduzierten Steifigkeiten der Diskontinuitätsbereiche durchgeführten Berechnungen ($E_{D,nl}$ auf 10 % reduziert) deutlichere Zunahmen der Feldmomente zu erkennen. Diese Zunahmen resultieren überwiegend aus von den hochbeanspruchten Pfeilerkopfbereichen ausgehenden Momentumlagerungen. Dieser Effekt wird bei realen Tragwerken mit einer der linear elastischen Momentenverteilung folgenden Bewehrungsführung deutlich reduziert. Dadurch wären im GZT bei einer verbleibenden rissbedingten Zwangnormalkraft weiterhin Tragreserven im Feldbereich zu erwarten.

4.2 Auswirkungen auf temperaturbedingte Zwangbeanspruchungen

Die bisherigen Ausführungen liefern einen Überblick über die Entwicklung der Schnittgrößen und des Querschnittswiderstands bei integralen Stahlbetonbrücken im Zusammenhang mit einer rissbedingten Zwangnormalkraft. Im Weiteren werden die Auswirkungen dieser rissbedingten Zwangnormalkraft auf die Interaktion mit temperaturbedingten Zwangbeanspruchungen am Beispiel einer zweifeldrigen Integralbrücke diskutiert. Dabei werden ausschließlich konstante, auf den Überbau wirkende Temperaturanteile betrachtet. Einerseits können diese Anteile der Wirkung einer rissbedingten Zwangnormalkraft anschaulich gegenübergestellt werden. Andererseits führen die konstanten Temperaturanteile insbesondere bei langen Überbauten zu ausgeprägten Rahmeneckmomenten.

rissbedingte Zwangnormalkraft

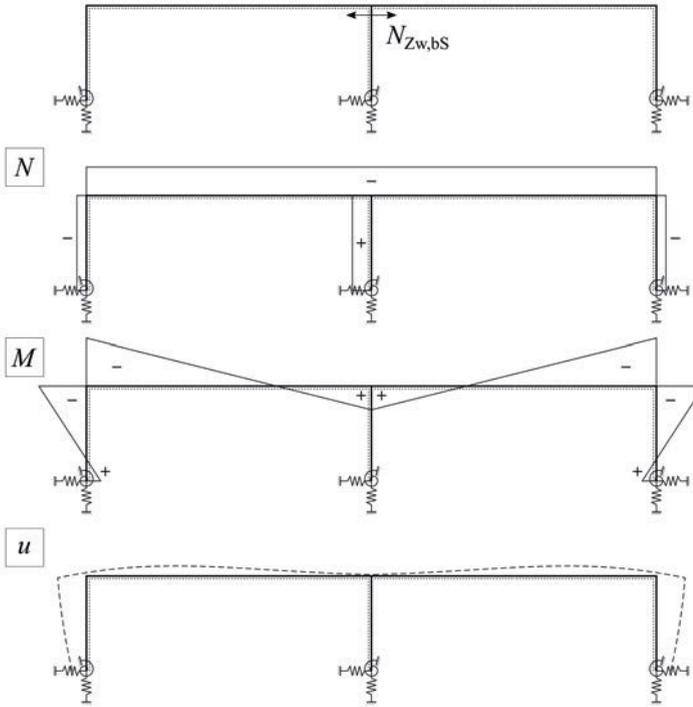


Abb. 4.11: Schematische Darstellung der Normkräfte N (Druck negativ), der Momente M und der Verformungen u zufolge einer rissbedingten Zwangnormalkraft $N_{Zw,bS}$ bei einer zweifeldrigen Integralbrücke

Die aus einer rissbedingten Zwangnormalkraft resultierenden Normkräfte N , Momente M und Verformungen u werden in Abbildung 4.11 anhand einer zweifeldrigen Integralbrücke veranschaulicht. Während die Normkraft im Überbau konstant ist, verläuft das Moment linear. Aufgrund der linearen Momentenverteilung wird das Feldmoment durch $N_{Zw,bS}$ bei mehrfeldrigen Systemen in geringerem Maße reduziert als dies bei einfeldrigen Systemen der Fall ist. Die lineare Momentenverteilung resultiert aus der rückhaltenden Wirkung des Mittelpfeilers. Der Mittelpfeiler wird dementsprechend auf Zug beansprucht. Die Verformungsfigur wiederum zeigt die ausgeprägten horizontalen Verformungen der Widerlagerwände. Die sich frei einstellenden horizontalen Verformungen verhindern größere zentrische Zwangbeanspruchungen des Überbaus.

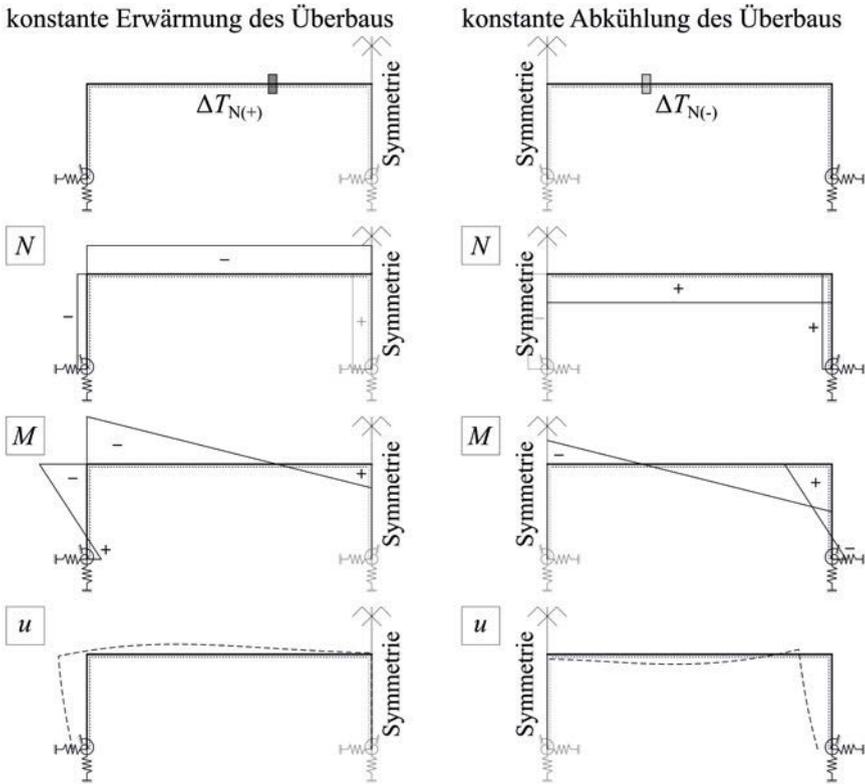


Abb. 4.12: Schematische Darstellung der Normkräfte N (Druck negativ), der Momente M und der Verformungen u zufolge einer konstanten Erwärmung bzw. einer konstanten Abkühlung des Überbaus bei einer zweifeldrigen Integralbrücke

Demgegenüber werden in der linken Spalte von Abbildung 4.12 die aus einer konstanten Erwärmung des Überbaus resultierenden Normkräfte N , Momente M und Verformungen u einer zweifeldrigen Integralbrücke dargestellt. Die Abbildungen stellen jeweils das halbe System dar. Ein Vergleich mit Abbildung 4.11 zeigt, dass eine rissbedingte Zwangnormkraft und eine konstante Erwärmung des Überbaus zu analogen Schnittkraftverläufen und Verformungsfiguren führen. Allerdings gilt es zu beachten, dass die Rissbildung, durch welche $N_{Zw,bS}$ hervorgerufen wird, zu einer Reduktion der Systemsteifigkeit führt. Während also $N_{Zw,bS}$ steigt, werden die temperaturbedingten Zwangbeanspruchungen

reduziert. Somit kann der Fall der additiven Überlagerung der Maximalwerte der aus ΔT_N und $N_{Zw,bs}$ resultierenden Zwangsschnittgrößen ausgeschlossen werden. Des Weiteren gilt es zu beachten, dass die Reduktion der temperaturbedingten Zwangbeanspruchungen aus Rissbildung i.d.R. größer ist, als der Zuwachs von $N_{Zw,bs}$. Ausschlaggebend hierfür ist die Nachgiebigkeit des Gründungssystems. Zusätzlich führt das Fließen der Bewehrung im GZT zu einer Reduktion verbliebener Zwangbeanspruchungen. Dies umfasst sowohl temperaturbedingte Zwangbeanspruchungen als auch Zwangbeanspruchungen zufolge Rissbildung.

Die rechte Spalte von Abbildung 4.12 gibt die aus einer Abkühlung des Überbaus resultierenden Schnittkräfte und Verformungen wieder. Die Darstellungen zeigen, dass die durch eine Abkühlung hervorgerufenen Schnittkraftverläufe und Verformungen jenen aus einer rissbedingten Zwangnormalkraft resultierenden entgegenwirken. Daraus folgt, dass die aus einer Abkühlung des Überbaus resultierenden Schnittgrößen nicht ausschließlich durch Änderungen der Systemsteifigkeit reduziert werden. Vielmehr trägt auch $N_{Zw,bs}$ zum Abbau dieser Zwangbeanspruchungen bei. Somit hat die rissbedingte Zwangnormalkraft für diesen Lastfall eine günstige Wirkung.

4.3 Schlussfolgerungen

Die in den vorhergehenden Abschnitten beschriebenen Erläuterungen geben einen Überblick über die Auswirkungen einer durch Rissbildung hervorgerufenen Zwangnormalkraft auf das Verhalten integraler Stahlbetonbrücken. Anzumerken ist, dass die in den nichtlinearen Untersuchungen zugrunde gelegte Gleichstreckenlast zu sehr großen gerissenen Bereichen führt. Demzufolge stellen die Ergebnisse der nichtlinearen Untersuchungen einen oberen Grenzwert der Größe der rissbedingten Zwangnormalkraft dar. Unabhängig hiervon können die nachfolgend aufgelisteten Schlussfolgerungen gezogen werden.

- Trotz des geringen horizontalen Behinderungsgrades ist bei integralen Stahlbetonbrücken mit der Entstehung rissbedingter Zwangnormalkräfte zu rechnen. Dies gilt sowohl für den GZG als auch den GZT. Dabei ist zu beachten, dass die Größe der rissbedingten Zwangnormalkräfte in Abhängigkeit der Länge der gerissenen Bereiche zunimmt.
- Der Verhältniswert der Zunahme der Normalkraft aus einer linear elastischen Berechnung zu einer nichtlinearen Berechnung ist nennenswert. Allerdings ist der Normalspannungszuwachs auf Querschnittsebene relativ gering.

- Die zunehmende rissbedingte Zwangnormalkraft führt i.d.R. zu einer Erhöhung der Rahmeneckmomente. Dahingegen werden die Feldmomente reduziert. Die Abnahme der Feldmomente in den Randfeldern von Mehrfeldsystemen ist jedoch geringer als die Zunahme der Rahmeneckmomente.
- Der durch die rissbedingte Zwangnormalkraft hervorgerufene Anstieg der Biegebeanspruchungen in den Rahmeneckbereichen ist nennenswert. Dahingegen ist die mit der rissbedingten Zwangnormalkraft (Druck) einhergehende Zunahme des Querschnittswiderstands gering.
- Geringere Steifigkeiten der Widerlager- und etwaiger Pfeilerkonstruktionen reduzieren die Größe rissbedingter Zwangnormalkräfte.
- Durch ein hohes Verformungsvermögen des Systems bzw. der Diskontinuitätsbereiche (Rahmenecken, Pfeilerkopfbereiche, etc.) können rissbedingte Zwangnormalkräfte reduziert werden.
- Eine Überlagerung der Maximalwerte der aus einer Erwärmung des Überbaus resultierenden Zwangbeanspruchungen mit jenen einer rissbedingten Zwangnormalkraft ist nicht erforderlich.
- Die rissbedingte Zwangnormalkraft wirkt den aus einer Abkühlung des Überbaus resultierenden Zwangbeanspruchungen entgegen.

5 Bemessungsvorschläge zur Berücksichtigung des Tragwerksverhaltens

Aufbauend auf den vorhergehenden Ergebnissen und Erläuterungen werden im Folgenden Vorschläge zur künftigen Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen und Schnittgrößenumlagerungen in der Bemessung integraler Stahlbetonbrücken beschrieben und diskutiert. Die Bemessungsvorschläge zu den Zwangbeanspruchungen werden in die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit unterteilt. Dahingegen ist der Bemessungsvorschlag zu den Schnittgrößenumlagerungen ausschließlich im GZT anzuwenden.

Die dargestellten Bemessungsvorschläge wurden angelehnt an die bestehende RVS 15.02.12 (2018) abgeleitet. Hierdurch sollten einerseits ein möglichst praxisnaher Zugang und andererseits eine einfache Anwendbarkeit gewährleistet werden. Die Praxisnähe wird insbesondere dadurch gewährleistet, dass die nachfolgenden Bemessungsvorschläge bei linear elastisch ermittelten Schnittgrößen anzuwenden sind. Hierdurch entfallen zeitintensive, nichtlineare Untersuchungen. Zusätzlich ist das Superpositionsprinzip weiterhin gültig. Somit werden weder die Lastaufstellungen noch die Lastfallkombinationen verkompliziert.

5.1 Zwangbeanspruchungen

Die Bemessungsvorschläge hinsichtlich des Zwangs berücksichtigen die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen und der nichtlinearen Berechnungen zum Thema der rissbedingten Zwangnormalkraft. Zusätzlich werden weitere Ausführungen dargestellt. Die derzeitige Ausgangssituation gemäß RVS 15.02.12 (2018) kann Tabelle 2.1 in Abschnitt 2.3 entnommen werden.

5.1.1 Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen im GZG

Der in der RVS 15.02.12 (2018) beschriebene Ansatz zur Berücksichtigung der Zwangbeanspruchungen im GZG basiert auf einer pauschalen Abminderung der am ungerissenen System linear elastisch ermittelten Zwangsschnittgrößen. Die Größe des Abminderungsfaktors ist hierbei eine Funktion des Längsbewehrungsgrades und der Tragwerkslänge (vgl. Tabelle 2.1). In den Lastfallüberlagerungen ist allerdings zu beachten, dass ein aus einer Temperaturbeanspruchung resultierender Erddruck nicht abgemindert werden darf. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Größe des Erddrucks keine Funktion der Tragwerkssteifigkeit, sondern eine Funktion der Tragwerksverformung ist.

In Tabelle 5.1 werden die neuen Vorschläge zur Berücksichtigung der Zwangbeanspruchungen im GZG, angelehnt an die Vorgaben der RVS 15.02.12 (2018), dargestellt. Abweichungen von der bestehenden RVS 15.02.12 (2018) werden fett hervorgehoben. Während der Längsbewehrungsgrad gemäß RVS 15.02.12 (2018) auf 0,80 % begrenzt wird, wird vorgeschlagen diese Obergrenze auf 1,20 % anzuheben. Des Weiteren entfällt bei integralen Stahlbetonbrücken die Begrenzung der Tragwerkslänge auf 120 m.

Tab. 5.1: Vorschlag zur Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen im GZG

Beschränkungen		Zwang
$0,30 \% \leq \rho_s \leq \mathbf{1,20 \%}$	$L \leq 30 \text{ m}$	40 %
	$L > \mathbf{30} \text{ m}$	60 %
alle anderen Fälle, inkl. Spannbeton		100 %

Die Ergebnisse der durchgeführten experimentellen Untersuchungen zeigen, dass vorhandene Zwangbeanspruchungen im GZG selbst bei hohen Längsbewehrungsgraden von bis zu knapp 1,20 % deutlich reduziert werden. Bei realen Tragwerken ist ein noch größerer Abbau der Zwangbeanspruchungen zu erwarten. Grund hierfür ist die günstige Wirkung einer in den Widerlagerwänden auftretenden Rissbildung. Diese Rissbildung führt zu einer weiteren Reduktion der Systemsteifigkeit. Aufgrund der gewählten Versuchskonzeption mit beidseits eingespannten Versuchsbalken trat dieser günstige Effekt in den experimentellen Untersuchungen nicht auf. Die vorgesehene Anhebung der Obergrenze des Längsbewehrungsgrades bringt im Speziellen bei schiefwinkligen Neubauten oder auch bei zu integralisierenden Bestandtragwerken Vorteile mit sich. Die genannten Bauwerke können insbesondere in den Rahmeneckbereichen erhöh-

te Bewehrungskonzentrationen erfordern. In diesem Zusammenhang stellt die bisherige Obergrenze eine spürbare Einschränkung dar.

Wird der vorgegebene Längsbewehrungsgrad eingehalten, so kann künftig die derzeit noch vorhandene Längenbegrenzung bei der Abminderung etwaiger Zwangbeanspruchungen bei integralen Stahlbetonbrücken entfallen. Die Aufhebung der Längenbegrenzung beruht im Wesentlichen auf einer Weiterentwicklung der Erkenntnisse aus Tue, Della Pietra und Mayer (2021). Aus diesen Erkenntnissen kann abgeleitet werden, dass mit zunehmender Brückenlänge zwar die absolute Größe der Zwangbeanspruchungen zunimmt. Demgegenüber bleibt die relative Größe der Zwangbeanspruchungen allerdings nahezu konstant.

Der genannte Zusammenhang wird in Abbildung 5.1 verdeutlicht. Die Darstellung umfasst Auswertungen ein- und mehrfeldriger Rahmensysteme. Die Gründungssteifigkeiten wurden durchwegs gemäß den Angaben in Abbildung 2.2 angesetzt. Eine Feldlänge betrug jeweils 20 m. D.h. eine Gesamtlänge l_{Ges} von 20 m stellt ein einfeldriges und ein l_{Ges} von 200 m ein zehnfeldriges System dar. Die Höhe der Widerlagerwände wurde einheitlich mit 5 m festgelegt. Die Querschnittsbreiten und -höhen der Widerlagerwände bzw. des Überbaus betragen jeweils 1 m. Der Überbau der Rahmensysteme wurde mit einer konstanten Erwärmung beaufschlagt. Die aus dieser Erwärmung resultierenden Rahmenmomente wurden sowohl für ein gänzlich ungerissenes System ($M_{\text{Zw,ZstI}}$) als auch für ein teilweise gerissenes System ($M_{\text{Zw,ZstII}}$) bestimmt. Die Schnittgrößenmittlungen erfolgten linear elastisch. Die Festlegung der Größe der gerissenen Bereiche erfolgte analog zu Abbildung 2.2. Hieraus folgt, dass ausschließlich Teilbereiche des Überbaus als gerissen angenommen wurden. In den gerissenen Bereichen erfolgte eine Steifigkeitsreduktion. Es wurden zwei Größen reduzierter Steifigkeiten betrachtet. Im ersten Fall betrug das Verhältnis der Biegesteifigkeit im Zustand II EI^{II} zur Biegesteifigkeit im Zustand I EI^{I} 50 %. Gemäß Abbildung 2.1 entspricht dieses Verhältnis in etwa jenem bei einem Längsbewehrungsgrad von 1,20 %. Der zweite Fall deckt mit einem Verhältnis von EI^{II} zu EI^{I} von 25 % in etwa einen Bewehrungsgrad von 0,40 % ab, vgl. Abbildung 2.1. Somit wurde die Obergrenze des vorgeschlagenen Längsbewehrungsgrades erfasst. Abschließend wurde das Verhältnis von $M_{\text{Zw,ZstII}}$ zu $M_{\text{Zw,ZstI}}$ gebildet. Die Ergebnisse bestätigen die vorhergehende Feststellung, dass die relative Größe der Zwangbeanspruchungen unabhängig von der Tragwerkslänge ist. Hieraus folgt, dass pauschale Abminderungen unabhängig von der jeweiligen Tragwerkslänge erfolgen können. Lediglich bei den Einfeldsystemen zeigen sich geringfügig kleinere Verhältnismerte. Das ist auf das günstigere Verformungsverhalten der Einfeldsysteme zurückzuführen.

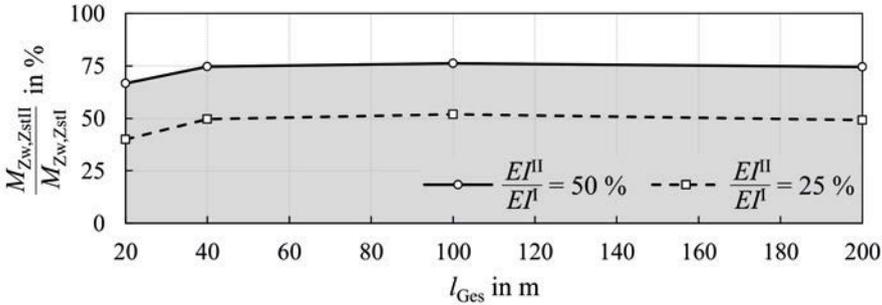


Abb. 5.1: Einfluss der Brückengesamtlänge auf die relative Größe von Zwangmomenten in Anlehnung an Tue, Della Pietra und Mayer (2021)

Zusätzlich zur Entwicklung der Verhältniswerte von $M_{Zw,ZstII}$ zu $M_{Zw,ZstI}$ wird in Abbildung 5.1 die Größe des Zwangmomentenabbaus bei einer bereichsweisen Steifigkeitsreduktion auf 50 % des Ausgangswertes hervorgehoben. Es ist zu erkennen, dass das Zwangmoment für diesen Fall (ρ_s ca. 1,20 %) auf ca. 75 % seines Ausgangswertes reduziert wird. Demgegenüber weist der Bemessungsvorschlag eine Abminderung der Zwangbeanspruchungen auf 60 % aus. In diesem Zusammenhang ist einerseits zu beachten, dass in den dargestellten Untersuchungen die günstigen Auswirkungen einer Rissbildung in den Widerlagerwandbereichen vernachlässigt wurde. Andererseits darf, gemäß den Ausführungen von Della Pietra (2018), im GZG die günstige Wirkung des Kriechens mittels einer weiteren pauschalen Abminderung um 20 % erfasst werden. Dementsprechend ist keine Erhöhung des genannten pauschalen Abminderungsfaktors erforderlich. Ebenso unberücksichtigt bleiben kann im GZG der Einfluss einer etwaigen rissbedingten Zwangnormalkraft. Diese kann im GZG zwar zu einer Änderung der Schnittgrößenverteilungen führen, allerdings ist der Einfluss auf die Größe der gerissenen Bereiche und somit auf die Steifigkeitsverteilung von untergeordneter Bedeutung. Vielmehr würde eine größere Biegebeanspruchung in den Rahmeneckbereichen zu größeren gerissenen Bereichen in den Widerlagerwänden führen. Das wiederum würde die Systemsteifigkeit und somit auch Zwangbeanspruchungen aus Temperatur oder vertikalen Auflagerverschiebungen weiter reduzieren.

5.1.2 Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen im GZT

Gemäß RVS 15.02.12 (2018) kann im GZT, analog zum GZG, eine pauschale Abminderung linear elastisch ermittelter Zwangbeanspruchungen erfolgen, vgl. Tabelle 2.1. Die Größe der Abminderungsfaktoren ist dabei erneut eine Funktion des vorhandenen Längsbewehrungsgrades und der Tragwerkslänge. Bei kurzen Brücken mit Längen von ≤ 30 m dürfen Zwangbeanspruchungen im GZT vollständig vernachlässigt werden.

Die vorgeschlagene Adaptierung der bisherigen Ansätze ist Tabelle 5.2 zu entnehmen. Die vorgeschlagenen Änderungen werden hierin fett hervorgehoben. Wie im GZG werden die Obergrenze der Längsbewehrung angehoben und die Beschränkung der Tragwerkslänge integraler Stahlbetonbrücken bei der rechnerischen Abminderungen etwaiger Zwangbeanspruchungen aufgehoben. Ergänzend wird ein optionaler Nachweis eingeführt, der es ermöglicht, linear elastisch ermittelte Zwangbeanspruchungen im GZT selbst bei großen Brückenlängen vollständig zu vernachlässigen. Durch die Bereitstellung dieses Nachweises sollen noch wirtschaftlichere Bemessungsergebnisse ermöglicht werden, ohne dass dabei das Sicherheitsniveau verringert wird.

Tab. 5.2: Vorschlag zur Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen im GZT

Beschränkungen		Zwang		
		<i>gesonderter Nachweis</i>		
		Nein	Ja	
			<i>Stufe I</i>	<i>Stufe II</i>
0,30 % $\leq \rho_s \leq$ 1,20 %	$L \leq 30$ m	0 %		
	$L > 30$ m	40 %	20 %	0 %
alle anderen Fälle, inkl. Spannbeton		60 %		

Voraussetzung für die Anhebung der Obergrenze des Längsbewehrungsgrades im GZT ist, dass bei höheren Bewehrungsgraden weiterhin ein duktiler Systemverhalten gewährleistet wird. Ohne eine ausreichende Duktilität und das damit verbundene ausreichende Verformungsvermögen werden Zwangbeanspruchungen im GZT nicht weiter reduziert. Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen zeigten selbst bei hohen Lastniveaus und trotz des hohen Zwangnormalkraftanteils weiterhin ein duktiler Verhalten. Hierbei ist zu beachten, dass in allen Versuchsbalken eine Druckbewehrung vorgesehen war, welche zu einer Verbesserung der Duktilität der Versuchsbalken führte. Allerdings ist

auch bei integralen Stahlbetonbrücken aufgrund der konstruktiven und baupraktischen Durchbildung vom Vorhandensein einer Druckbewehrung sowohl in den Feld- als auch den Stützquerschnitten auszugehen.

In Abbildung 5.2 werden die Einflüsse einer Druckbewehrung und einer erhöhten Normalkraft auf die Querschnittsduktilität indirekt via Momenten-Krümmungsbeziehungen verdeutlicht.

Die M - κ -Beziehungen wurden dabei auf Mittelwertbasis (vgl. Abschnitt 4.1.2) abgeleitet, um das tatsächliche Verformungsvermögen verschiedener Querschnitte darlegen zu können. Bei den Querschnitten wurden drei verschiedene Zugbewehrungsgrade untersucht (0,40, 0,80 und 1,20 %). Bei jedem Zugbewehrungsgrad wurden zusätzlich die Druckbewehrungsgrade variiert. Im ersten Fall waren die Querschnitte symmetrisch bewehrt. Beim zweiten Fall entsprach der Druckbewehrungsgrad dem halben Zugbewehrungsgrad. Die Querschnitte im dritten Fall enthielten keine Druckbewehrung. Des Weiteren sollte der Einfluss einer Erhöhung der Normalkraft infolge des Entstehens einer rissbedingten Zwangnormalkraft erfasst werden. Hierzu wurde auf die ungünstigsten Ergebnisse der Auswertungen aus Abschnitt 4.1.4 zurückgegriffen. Die ungünstigsten Ergebnisse des Normalkraftzuwachses ergaben sich im GZT demnach bei den 200 m langen Systemen mit Widerlagerwandhöhen von 5 m. In den Untersuchungen in Kapitel 4 wurden ausschließlich symmetrisch bewehrte Querschnitte untersucht. Nichtsdestotrotz wurden die Ergebnisse des Normalkraftzuwachses vereinfachend und zu Vergleichszwecken auch bei den Querschnitten mit geringeren Druckbewehrungsgraden, bzw. ohne Druckbewehrung angesetzt.

Die Ergebnisse in Abbildung 5.2 zeigen den bekannten Trend, dass der Querschnittswiderstand mit steigendem Zugbewehrungsgrad anwächst und das Krümmungsvermögen abnimmt. Gleiches gilt für den Einfluss einer steigenden Drucknormalkraft. Vielmehr noch zeigen die Ergebnisse, dass eine prozentual gesehen deutliche Erhöhung der vorhandenen Drucknormalkraft durch eine rissbedingte Zwangnormalkraft lediglich vernachlässigbare Auswirkungen sowohl auf die Tragfähigkeit als auch auf das Krümmungsvermögen der untersuchten Querschnitte hat. Grund hierfür ist die im Verhältnis gesehen geringe Normalspannungszunahme im Querschnitt (vgl. Abschnitte 4.1.4 und 4.3). Selbst bei hohen Zugbewehrungsgraden von 1,20 % zeigen die Ergebnisse ein ausgeprägtes, verbleibendes Fließplateau. Somit kann auch bei hohen Bewehrungsgraden unter der Voraussetzung einer korrekten konstruktiven Durchbildung ein duktileres Systemverhalten erreicht werden. Mit Blick auf die konstruktive Durchbildung ist im Speziellen in den Rahmeneckbereichen auf das Verhindern eines spröden Spaltzugversagens zu achten.

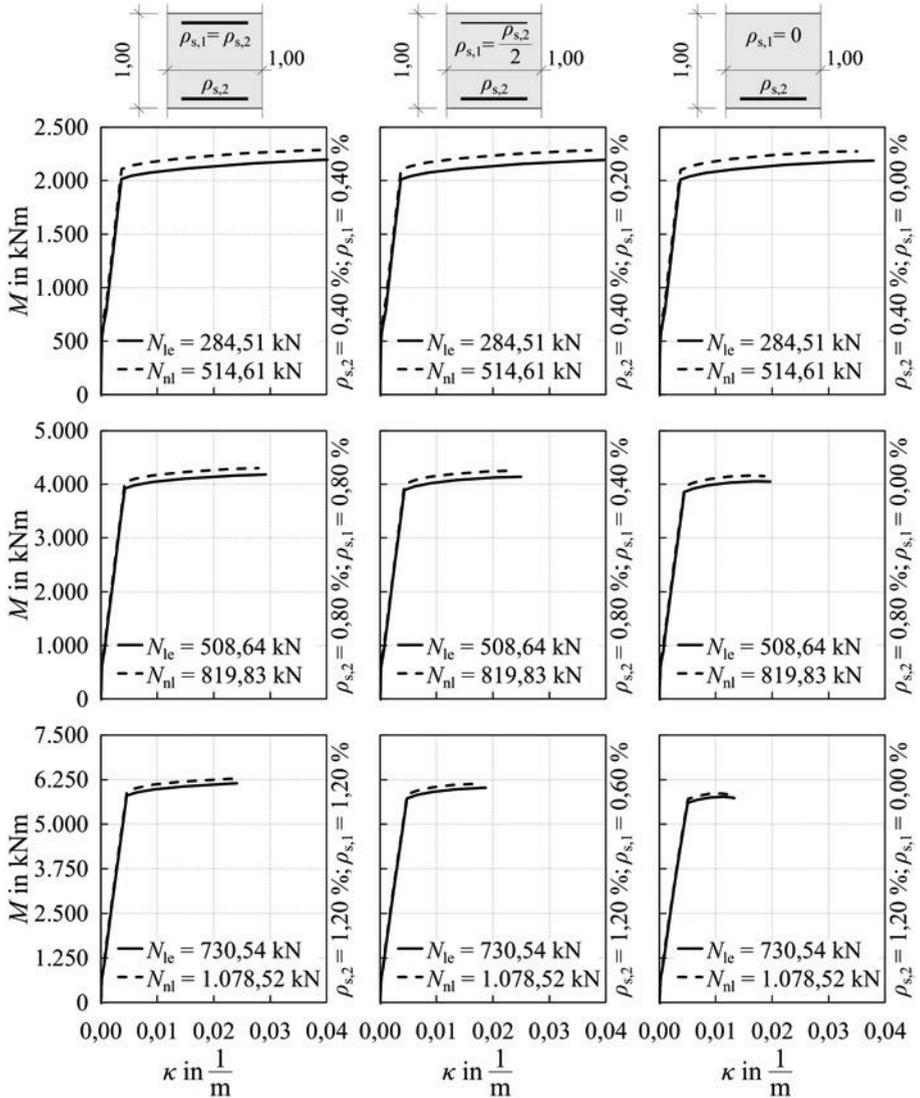


Abb. 5.2: Einfluss einer rissbedingten Zwangnormalkraft auf das Krümmungsvermögen verschieden bewehrter Querschnitte anhand ihrer M - κ -Beziehungen

Ergänzend zu den M - κ -Beziehungen werden die Auswirkungen eines Normalkraftzuwachses durch eine rissbedingte Zwangnormalkraft auf die maximale

Verkrümmung eines Querschnitts κ_{tot} in Abbildung 5.3 verdeutlicht. Hierin werden die maximalen Verkrümmungen der einzelnen Querschnitte aus Abbildung 5.2 gegenüber dem Normalkraftzuwachs dargestellt. Punkte gleicher Bewehrungskonfiguration mit unterschiedlichen Normalkräften sind verbunden. Die Darstellungen zeigen, dass die Abnahme des Krümmungsvermögens im Vergleich zum Normalkraftzuwachs von untergeordneter Bedeutung ist.

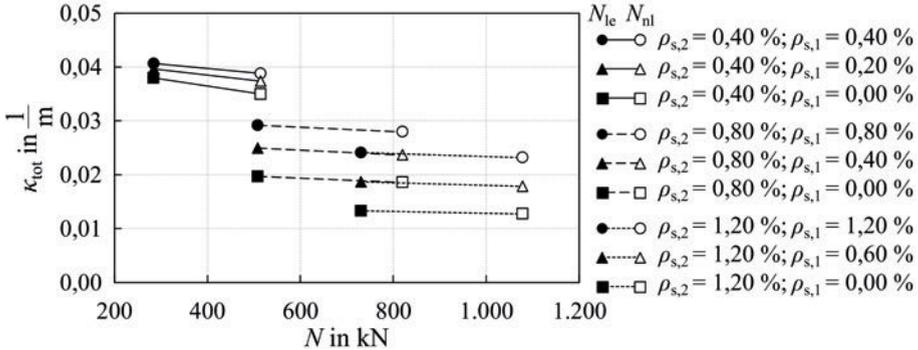
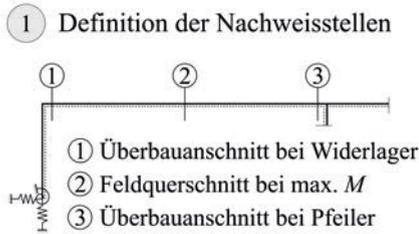


Abb. 5.3: Verdeutlichung des Einflusses einer rissbedingten Zwangnormalkraft auf das Krümmungsvermögen verschieden bewehrter Querschnitte anhand eines κ - N -Diagramms

Auf Basis dieser Ausführungen kann festgehalten werden, dass die bisherige Obergrenze des Längsbewehrungsgrades in der RVS 15.02.12 (2018) auf 1,20 % angehoben werden kann.

Die Aufhebung der Obergrenze der Tragwerkslänge wird durch die in Abschnitt 5.1.1 erläuterten Erkenntnisse zur Entwicklung der relativen Größe von Zwangbeanspruchungen ermöglicht.

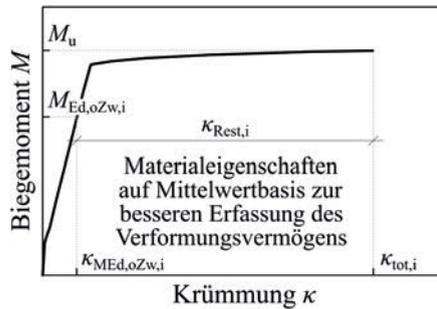
Der neu eingeführte Nachweis ist optional und für integrale Stahlbetonbrücken mit Gesamtlängen von > 30 m ausgelegt. Die angegebenen Grenzwerte der Bewehrungsgrade sind einzuhalten. Bei Nichtanwendung, bzw. Nichterbringung des Nachweises darf auf die ursprünglich vorgesehene Abminderung der linear elastisch ermittelten Zwangbeanspruchungen auf 40 % zurückgegriffen werden. Der Nachweis beruht auf der Ausnutzung von auf Querschnittsebene vorhandenen Restkrümmungen. Durch dieses Konzept sollte der Nachweis möglichst anwenderfreundlich gestaltet werden. Der prinzipielle Ablauf des neuen Nachweises wird in Abbildung 5.4 inkl. Glg. 5.1 und Glg. 5.2 dargestellt. Vorausgesetzt wird eine linear elastische Schnittgrößenermittlung auf Basis von Querschnittssteifigkeiten im Zustand I.



② Ermittlung von $M_{Ed,oZw,i}$ ohne Zwang und $\kappa_{Zwd,i}$

$$\kappa_{Zwd,i} = \frac{M_{Zwd,i}}{EI_i^I} \cdot \alpha_{\text{Stufe I/Stufe II}} \quad (5.1)$$

③ Ermittlung von $\kappa_{Rest,i}$



④ Nachweisführung

$$\kappa_{Zwd,i} \leq \kappa_{Rest,i} \quad (5.2)$$

Abb. 5.4: Ablauf des gesonderten Nachweises zur erweiterten Reduktion temperaturbedingter Zwangbeanspruchungen im GZT

Im ersten Schritt des Nachweises sind die drei nachzuweisenden Querschnitte festzulegen. Bei temperaturbedingten Zwangbeanspruchungen liegen diese im Randfeld der Integralbrücke. Wie in Abbildung 5.4 gezeigt wird, sind diese der Feldquerschnitt an der Stelle des maximalen Feldmoments und die beiden

Überbauquerschnitte am Übergang zur Widerlagerwand, bzw. zu einem Pfeiler. Bei einfeldrigen Systemen wird der Überbauanschluss an den Pfeiler durch den Anschlussquerschnitt an die zweite Widerlagerwand ersetzt. Sollten die zu betrachtenden Zwangsschnittgrößen aus vertikalen Auflagerverschiebungen resultieren, so befinden sich die maßgebenden Querschnitte in dem direkt an das betroffene Auflager angrenzenden Feld. Dabei sind wiederum der maßgebende Feldquerschnitt sowie zwei Einspannquerschnitte nachzuweisen.

In allen Fällen müssen die weiteren Nachweise in allen drei Querschnitten erbracht werden. Hierdurch soll sichergestellt werden, dass durch das ausreichende Krümmungsvermögen der Einzelquerschnitte Schnittgrößenumlagerungen und Verformungszunahmen in ausreichendem Maße stattfinden können.

Im zweiten Schritt sind die für die Nachweisführung maßgebenden Einwirkungsparameter für alle drei Querschnitte zu bestimmen.

Zum einen handelt es sich dabei um das maßgebende einwirkende Moment auf Designniveau ohne Berücksichtigung der Zwangbeanspruchungen $M_{Ed,oZw,i}$ inkl. der zugehörigen Normalkraft. Zum anderen ist die durch die Zwangbeanspruchungen auf Designniveau hervorgerufene Querschnittskrümmung $\kappa_{Zwd,i}$ gemäß Glg. 5.1 zu bestimmen. Wie Glg. 5.1 zu entnehmen ist, ist $\kappa_{Zwd,i}$ eine Funktion des Zwangmoments auf Designniveau $M_{Zwd,i}$, der Biegesteifigkeit im Zustand I EI_i^I und einem variablen Faktor α . Der Faktor α ist davon abhängig, ob der Nachweis für die Stufe I oder die Stufe II geführt werden soll. Je nach Nachweisstufe sind α_{StufeI} oder $\alpha_{StufeII}$ anzusetzen. Während beim Nachweis der Stufe I die linear elastisch ermittelten Zwangbeanspruchungen auf 20 % ihres Ursprungswertes reduziert werden dürfen, dürfen diese beim Nachweis der Stufe II vollständig vernachlässigt werden, vgl. Tabelle 5.2. Grund für dieses zweistufige Konzept ist der Einfluss der rissbedingten Zwangnormalkraft, welche in der linear elastischen Schnittgrößenermittlung nicht erfasst wird. Der Faktor α_{StufeI} wird mit 2,00 festgelegt. Hierdurch wird die Änderung der Querschnittskrümmung beim Übergang vom Zustand I in den Zustand II mitberücksichtigt. Dies entspricht in etwa der maximalen Querschnittskrümmung, welche notwendig ist um ein vorhandenes, beispielsweise temperaturbedingtes, Zwangmoment auf Querschnittsebene zu kompensieren und somit gänzlich abzubauen. Allerdings verbleibt bei diesem Ansatz ein durch die rissbedingte Normalkraft hervorgerufenen, zusätzliches Zwangmoment. Dieses Zwangmoment wird in der linear elastischen Berechnung nicht erfasst. Es kann im Weiteren nur auf null reduziert werden, wenn das Gesamtsystem sehr duktil wird (vgl. Abschnitte 4.1.4 und 4.3) und Momentenumlagerungen vom Rahmeneckbereich zum Feldbereich hin möglich sind. Daher ist der Faktor $\alpha_{StufeII}$ höher anzusetzen. Vorgeschlagen wird, diesen mit 3,00 ($2,00 \cdot 1,50$) festzulegen. Die 1,50-fache Erhöhung von

α_{StufeI} basiert darauf, dass das rissbedingte Zwangmoment in den Rahmenecken bei längeren Integralbrücken tendenziell größer ist als bei kurzen Brücken. Demgegenüber ist allerdings bei längeren Brücken ein höherer Bewehrungsgrad zu erwarten. Das führt, wie in Abschnitt 4.1.4 gezeigt wird, zu kleineren Normalkraftzuwächsen und somit kleineren zusätzlichen Momenten. Des Weiteren bilden die Ausführungen in Abschnitt 4.1.4 aufgrund des Lastansatzes einen Fall ab, in dem bei langen Mehrfeldsystemen jedes Feld nahe der Versagenslast ist. Hieraus entstehen sehr große gerissene Bereiche und Rissöffnungen und folglich ein sehr hoher Wert der rissbedingten Zwangnormalkraft. Vor diesem Hintergrund wird der Maximalwert des Faktors der Momentenerhöhung bei einem Bewehrungsgrad von 1,20 % von ca. 1,50 als Multiplikator von α_{StufeI} vorgeschlagen. Dies stellt einen ersten, auf der sicheren Seite liegenden, Ansatz zur Festlegung von α_{StufeII} dar.

Der dritte Schritt umfasst die Bestimmung des Krümmungsvermögens der drei Nachweisquerschnitte. Zu diesem Zweck sind die M - κ -Beziehungen aller drei Querschnitte zu ermitteln. Die Berechnung der M - κ -Beziehungen hat dabei mit Materialeigenschaften auf Mittelwertbasis zu erfolgen. Hierdurch wird das tatsächliche Krümmungsvermögen der Einzelquerschnitte am besten angenähert. Des Weiteren ist bei der Bestimmung der M - κ -Beziehungen die zum jeweiligen $M_{\text{Ed,oZw,i}}$ zugehörige Normalkraft zu berücksichtigen. Auf eine Erhöhung dieser Normalkraft zur Berücksichtigung der rissbedingten Zwangnormalkraft kann verzichtet werden. Ausschlaggebend hierfür sind die vorangegangenen Erläuterungen, welche aufzeigen, dass das Anwachsen der Normalkraft lediglich geringfügige Auswirkungen auf das Krümmungsvermögen des Einzelquerschnitts hat, vgl. Abbildung 5.3.

Im Anschluss an die Ermittlung der M - κ -Beziehungen wird durch das Eintragen von $M_{\text{Ed,oZw,i}}$ die zugehörige Querschnittskrümmung $\kappa_{\text{MEd,oZw,i}}$ bestimmt. Aus der Differenz der maximalen Querschnittskrümmung $\kappa_{\text{tot,i}}$ und von $\kappa_{\text{MEd,oZw,i}}$ ergibt sich letztlich die Restkrümmung $\kappa_{\text{Rest,i}}$. Diese Restkrümmung $\kappa_{\text{Rest,i}}$ stellt jene Querschnittskrümmung dar, welche genutzt werden kann, um vorhandene Zwangbeanspruchungen abzubauen. Wesentlich dabei ist, dass die Restkrümmung nicht ausschließlich aus Anteilen der plastischen Krümmung (Differenz der maximalen Krümmung und der Krümmung bei Beginn des Bewehrungsfließens) bestehen muss. Ursache hierfür ist, dass das gesamte Krümmungsvermögen und nicht ausschließlich das plastische Krümmungsvermögen zum Abbau etwaiger Zwangbeanspruchungen beiträgt, vgl. Abschnitt 2.1.3.

Im letzten Schritt erfolgt die eigentliche Nachweisführung durch eine Gegenüberstellung von $\kappa_{\text{Zwd,i}}$ und $\kappa_{\text{Rest,i}}$ gemäß Glg. 5.2. Sofern die verbleibende Restkrümmung $\kappa_{\text{Rest,i}}$ größer oder gleich der zum Zwangmomentenabbau erforderlichen Krümmung ist, ist der Querschnitt als ausreichend bewehrt zu betrachten.

derlichen Krümmung $\kappa_{Zwd,i}$ ist, gilt der Nachweis als erbracht. Der Nachweis ist für alle Querschnitte zu erbringen. Werden alle Nachweiskriterien erfüllt, dürfen die linear elastisch ermittelten Zwangbeanspruchungen, je nach Nachweisstufe (I oder II), reduziert werden. Werden die Nachweise nicht erbracht, so darf dennoch die Abminderung, welche ohne den gesonderten Nachweis vorgesehen ist, zur Anwendung gebracht werden.

5.2 Schnittgrößenumlagerungen

Im Vergleich zur Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen finden Schnittgrößenumlagerungen bislang keinen detaillierten Eingang in die RVS 15.02.12 (2018). Vielmehr noch werden Schnittgrößenumlagerungen bei einer Reduktion oder vollständigen Vernachlässigung etwaiger Zwangbeanspruchungen explizit ausgeschlossen. Grund hierfür war die Ausnutzung der plastischen Verformung für den Abbau der Zwangbeanspruchungen.

Die Berücksichtigung von Schnittgrößenumlagerungen kann allerdings im Speziellen bei der nachträglichen Integralisierung bestehender Einfeldbrücken wirtschaftliche Vorteile mit sich bringen. Während die neuen Rahmeneckbereiche in diesem Fall ohne größere Aufwendungen verstärkt werden können, stellt sich die Situation im Feldbereich kritischer dar. In der Regel wird der innere Hebelarm im Feldbereich durch das Aufbringen einer Aufbetonschicht geringfügig erhöht. Dies führt zu einer Erhöhung der rechnerischen Tragfähigkeit des Feldbereichs. Allerdings wird im Zuge einer Integralisierung in den meisten Fällen auch eine Ertüchtigung des Tragwerks auf ein der aktuellen Norm entsprechendes Lastniveau angestrebt. Ist nun die im Feldbereich vorhandene Bewehrung trotz der Erhöhung des inneren Hebelarms unzureichend, um die aktuellen Beanspruchungen rechnerisch aufnehmen zu können, so sind oft aufwendige Verstärkungsmaßnahmen erforderlich. Zu nennen wäre u.a. das Aufkleben von kohlenstofffaserverstärkten Kunststofflamellen. Durch die Berücksichtigung möglicher Schnittgrößenumlagerungen vom Feldbereich hin zu Rahmeneckbereichen könnten in diesem Fall eventuelle rechnerische Defizite ausgeglichen werden und aufwendige Verstärkungsmaßnahmen entfallen.

Zu diesem Zweck bietet der nachfolgende Bemessungsvorschlag die Möglichkeit einer einfachen und praktikablen Berücksichtigung von Schnittgrößenumlagerungen vom Feld zu den Rahmenecken. Der Bemessungsvorschlag ist ausschließlich im GZT anzuwenden. Des Weiteren wird die Anwendung auf einfeldrige, zu integralisierende Bestandstragwerke aus Stahlbeton mit Überbaulängen von

≤ 30 m beschränkt. In der Planung wird weiterhin vorausgesetzt, dass die Bauzustände entsprechend dem Stand der Technik in der linear elastischen Berechnung mitberücksichtigt werden. Zusätzlich werden bereichsweise Steifigkeitsabminderungen in der linear elastischen Berechnung ausgeschlossen. Ebenso vorausgesetzt wird eine Bruchdehnung des vorhandenen Bewehrungsstahls von > 50 ‰. Der Bemessungsvorschlag wird in Tabelle 5.3 dargestellt. Die Einschränkungen des Bewehrungsgrades ($\rho_{s,\text{Feld}}$ = Bewehrungsgrad im Feld; $\rho_{s,\text{Stütz}}$ = Bewehrungsgrad in der Rahmenecke) dienen der Sicherstellung eines duktilen Systemverhaltens. Der Faktor $\delta_{u,\text{Feld}}$ beschreibt den Umlagerungsfaktor (vgl. Glg. 2.3) des Feldbereichs durch das Verhältnis des umgelagerten Moments zum maximalen Moment auf Designniveau aus der linear elastischen Berechnung. Mit Hilfe des Umlagerungsfaktors wird der Umlagerungsgrad, vgl. u.a. König, Tue *et al.* (2008), $(1 - \delta_{u,\text{Feld}})$ bestimmt.

Tab. 5.3: Bemessungsvorschlag zur vereinfachten Berücksichtigung von Momentenumlagerungen vom Feld zu Rahmenecken im GZT

Beschränkungen	mögliche Umlagerung zur Reduktion des Feldmoments
$L \leq 30$ m	
$0,30 \text{ ‰} \leq \rho_{s,\text{Feld}} < \rho_{s,\text{Stütz}} \leq 1,20 \text{ ‰}$	$(1 - \delta_{u,\text{Feld}}) \leq 10 \text{ ‰}$

Der Umlagerungsgrad stellt hierbei einen konservativen Wert dar. Die Ergebnisse der in Kapitel 3 beschriebenen experimentellen Untersuchungen zeigen bei den Versuchsbalken 5 bis 8 vom Feld ausgehende Gesamtumlagerungen von mehr als 14 ‰. Aufgrund des durch das Rutschen im Bereich von Auflager A bedingten Versuchsabbruch wären bis zum Versagen der Versuchsbalken noch weitere Umlagerungen zu erwarten gewesen.

Allerdings wurden die Umlagerungen durch den deutlichen Normalkraftzuwachs in den Versuchen beeinflusst. Der Normalkraftzuwachs tritt, wie bereits erläutert, in vermindertem Umfang auch bei integralen Stahlbetonbrücken auf. Dieser führt zu einer in den linear elastischen Berechnungen nicht enthaltenen Erhöhung der Rahmeneckmomente, vgl. Abbildung 2.13. Diese Tatsache wird in der in Tabelle 5.3 dargestellten Umlagerung mitberücksichtigt. Demnach beschreibt der genannte Faktor nicht allein die Momentenumlagerung im eigentlichen Sinne, vgl. Abschnitt 2.2. Voraussetzung für die Anwendung des Bemessungsvorschlages ist lediglich die Sicherstellung eines duktilen Systemverhaltens, welches durch das Einhalten der Grenzen der Bewehrungsgrade gewährleistet wird.

In Abbildung 5.5 wird die Anwendung des Bemessungsvorschlags veranschaulicht. Dargestellt wird ausschließlich die Momentenumlagerung.

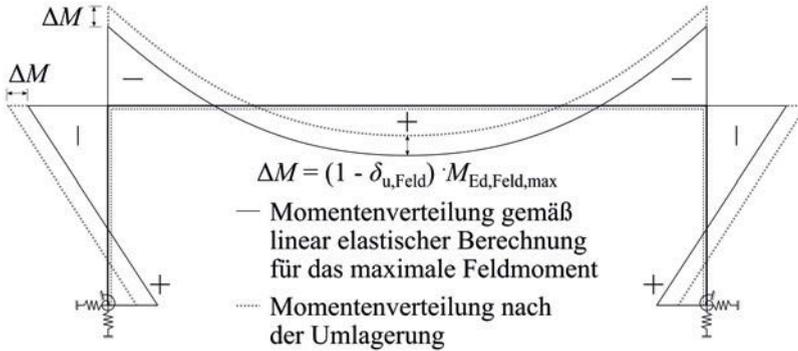


Abb. 5.5: Beispielhafte Anwendung der vorgeschlagenen Momentenumlagerung im GZT

Die Anwendung der Umlagerung führt, wie beschrieben, zu einer Verringerung des maximalen Feldmoments gemäß der linear elastischen Berechnung $M_{\text{Ed,Feld,max}}$. Der Wert der Momentenabnahme im Feld ΔM ist eine Funktion des Umlagerungsgrades $(1 - \delta_{u,\text{Feld}})$. Entsprechend dieser Abnahme werden die Rahmeneckmomente erhöht. Ebenso zu beachten sind die Änderungen des Momentenverlaufs in den Widerlagerwandbereichen. Allgemein sind die aus der Umlagerung resultierenden Änderungen der Schnittgrößen konsequent zu berücksichtigen. Normalkrafterhöhungen aus der rissbedingten Zwangnormalkraft können vernachlässigt werden. Etwaige Änderungen der Querkraftbeanspruchungen sind allerdings zu beachten und die Bemessung dementsprechend durchzuführen.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Das Verhalten integraler Stahlbetonbrücken unter allgemeiner Beanspruchung (Last und Zwang) während deren Nutzungszeitraum unterliegt einer Vielzahl an Einflüssen. Dementsprechend komplex ist dessen Beschreibung. Die vorliegende Arbeit liefert einen Beitrag zum besseren Verständnis und zur besseren Beschreibung und Erfassung dieses Verhaltens.

6.1 Zusammenfassung

Die Charakteristika des Stahlbetons wie Rissbildung, Kriechen und Fließgelenkbildung haben deutliche Auswirkungen auf das Verhalten von Integralbrücken. Sie beeinflussen nicht nur die Größe etwaiger Zwangbeanspruchungen. Vielmehr noch führen sie zu Schnittgrößenumlagerungen. In der Beschreibung der Grundlagen zum Verhalten integraler Stahlbetonbrücken werden der Stand des Wissens und der Technik zu den Themen der Zwangbeanspruchungen und der Schnittgrößenumlagerungen in komprimierter Form dargelegt. Mit Bezug auf die Zwangbeanspruchungen wird u.a. auf bisherige Untersuchungen eingegangen. Auffällig dabei ist, dass eine bei in Axialrichtung behinderten Systemen auftretende rissbedingte Zwangnormalkraft bislang kaum Erwähnung findet. Das gilt insbesondere im Kontext von integralen Stahlbetonbrücken. Neben allgemeinen Erläuterungen zur Entstehung dieser rissbedingten Zwangnormalkraft wird im Weiteren auch auf deren Auswirkungen auf die Schnittgrößenentwicklung bei integralen Stahlbetonbrücken eingegangen. Hierdurch kann gezeigt werden, dass die rissbedingte Zwangnormalkraft zu einer Reduktion der lastbedingten Feldmomente führt. Im Gegenzug werden die lastbedingten Rahmeneckmomente allerdings betragsmäßig erhöht.

Aufbauend auf den allgemeinen Erläuterungen wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Diese hatten das Ziel, das komplexe Verhalten integraler Stahlbetonbrücken besser zu verstehen und beschreiben zu können. Der Fokus lag zum einen auf dem Abbau von temperaturbedingten Zwangbeanspruchungen. Zum anderen wurden Schnittgrößenumlagerungen untersucht. Die Ausprägung

der Schnittgrößenumlagerungen wurde sowohl von Stütz- zu Feldbereich als auch vice versa untersucht.

Zu diesem Zweck wurden acht Versuchsbalken aus Stahlbeton mit einer brückenähnlichen Schlankheit untersucht. Die Versuchskonfiguration wurde so gewählt, dass ein Überbaufeld einer integralen Stahlbetonbrücke mit unendlich vielen Feldern möglichst realitätsnah nachgebildet wurde. Folglich entsprach das statische System der Untersuchungen näherungsweise dem eines beidseits eingespannten Balkens. Letztlich ermöglichte es das gewählte Setup, die Verdrehsteifigkeiten der Überbauenden einer Integralbrücke sehr gut wiederzugeben. Dahingegen war die durch die Auflager bedingte Horizontalsteifigkeit höher als bei integralen Stahlbetonbrücken. Dieses Manko wurde allerdings im Sinne eines praktikablen und reproduzierbaren Versuchsaufbaus akzeptiert.

Während die Querschnitts- und Systemabmessungen aller acht Versuchsbalken gleich waren, wurde der Bewehrungsgrad variiert. Belastet wurden die Versuchsbalken durch ihr Eigengewicht, eine äußere Einzellast mit variabler Position und ein Temperaturfeld. Letzteres wurde mittels Heizmatten aufgebracht. Durch eine gezielte Steuerung der Lastgeschichte war es so möglich, das Verhalten der Versuchsbalken ganzheitlich zu beleuchten. Um in diesem Zusammenhang auch Einflüsse des Kriechens erfassen zu können, dauerte jeder Versuch mindestens sieben Tage. Die eingangs genannten Charakteristika des Stahlbetons (Rissbildung, Kriechen und Fließgelenksbildung) beeinflussten sowohl die Größe der Zwangbeanspruchungen als auch der Schnittgrößenumlagerungen.

Die Auswertungen der experimentellen Untersuchungen gliedern sich in den Abbau der temperaturbedingten Zwangmomente, die Schnittgrößenumlagerungen, die Entwicklung der Dehnsteifigkeit und den Einfluss einer rissbedingten Zwangnormalkraft. Hinsichtlich der Zwangmomente zeigen die Auswertungen bereits im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) einen nennenswerten Abbau ebenjener. Dieser Abbau ist einerseits eine Folge der mit der Rissbildung einhergehenden Steifigkeitsreduktion. Andererseits führte auch das Kriechen zu einer deutlichen Reduktion der Zwangmomente. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) konnten die Zwangmomente nicht bei allen Versuchsbalken zur Gänze abgebaut werden. Grund hierfür waren zum einen systembedingte Zwänge, welche während der Versuchsdurchführung eingebracht wurden. Zum anderen verhinderte das Anwachsen der in den Versuchen auftretenden rissbedingten Zwangnormalkraft die Ausbildung und Zunahme ausgeprägter Fließplateaus. Die angestrebten Schnittgrößenumlagerungen konnten bei allen Versuchsbalken generiert werden. Die Auswertungen zeigen, dass bei kombinierter Last- und Zwangbeanspruchungen Momentenumlagerungen von Stütz- zu Feldbereich von bis zu ca. 27 % erreicht werden konnten. In die umgekehrte Richtung lag dieser Wert bei maximal 20 %. Für beide Fälle gilt, dass die rissbedingte Zwangnor-

malkraft in den Versuchen zu einem frühzeitigen Versuchsende aufgrund eines Rutschens im Auflagerbereich führte. Dementsprechend wären noch höhere Umlagerungen möglich gewesen. Ebenso beeinflusste die in den Versuchen deutlich ausgeprägte rissbedingte Zwangnormalkraft die Entwicklung der Dehnsteifigkeit der Versuchsbalken. Nichtsdestotrotz zeigen die Auswertungen eine Abnahme der Dehnsteifigkeit der Versuchsbalken. Dies ist gleichbedeutend mit der Abnahme axialer Zwangbeanspruchungen, ausgenommen der rissbedingten Zwangnormalkraft.

Unter Beachtung der Erkenntnisse der experimentellen Untersuchungen wurden des Weiteren nichtlineare Untersuchungen zum Einfluss einer rissbedingten Zwangnormalkraft auf integrale Stahlbetonbrücken durchgeführt. Insbesondere wurden hierbei die Einflüsse einer rissbedingten Zwangnormalkraft auf die Entwicklung der Einwirkungen und des Querschnittswiderstands beleuchtet und diskutiert.

Die Auswertungen zeigen, dass bei integralen Stahlbetonbrücken trotz des verhältnismäßig geringen horizontalen Behinderungsgrades mit der Entstehung rissbedingter Zwangnormalkräfte zu rechnen ist. Dies gilt sowohl für den GZG als auch den GZT. Aus den Ergebnissen geht des Weiteren hervor, dass der Verhältniswert der Zunahme der Normalkraft aus einer nichtlinearen Berechnung im Vergleich zu einer linear elastischen Berechnung beträchtlich sein kann. Allerdings führt das aufgrund des vergleichsweise niedrigen Normalkraftniveaus zu keinem nennenswerten Normalspannungszuwachs auf Querschnittsebene. Dementsprechend ist auch die Zunahme des Querschnittswiderstands gering. Demgegenüber führt die zusätzliche Zwangnormalkraft zu einer deutlichen Zunahme der Rahmeneckmomente. Die Feldmomente werden bei einfeldrigen Systemen in gleichem Maße reduziert. Bei mehrfeldrigen Systemen ist die Reduktion der Feldmomente geringer als die betragsmäßige Zunahme der Rahmeneckmomente. Weiterführende Untersuchungen zeigen zudem, dass ein hohes Verformungsvermögen des betrachteten Systems zu einer Reduktion der rissbedingten Zwangnormalkraft führen kann. Aus diesem Grund und wegen der Komplexität der Einflussfaktoren wird empfohlen, Integralbrücken immer ausreichend duktil auszubilden (siehe z.B. Abbildung 5.2).

Ebenso wird aufgezeigt, dass eine Überlagerung der Maximalwerte der aus einer Überbauerwärmung resultierenden Zwangbeanspruchungen mit den durch eine rissbedingte Zwangnormalkraft hervorgerufenen Zwanbeanspruchungen nicht erforderlich ist. Vielmehr noch wirkt die rissbedingte Zwangnormalkraft den aus einer Abkühlung des Überbaus entstehenden Zwangbeanspruchungen entgegen.

Die Erkenntnisse und Ergebnisse der allgemeinen Grundlagen, der experimentellen Untersuchungen und der nichtlinearen Untersuchungen dienen letztlich der Erarbeitung von Vorschlägen zur künftigen Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen und Schnittgrößenumlagerungen in der Bemessung integraler Stahlbetonbrücken. Die neuen Vorschläge sollen eine noch wirtschaftlichere Bemessung ebenjener ermöglichen. Die Ableitung der Vorschläge erfolgte in Anlehnung an die in Österreich gültige Richtlinie zur Bemessung und Ausführung von Integralbrücken (RVS 15.02.12 (2018)). Hierdurch wird sichergestellt, dass die Vorschläge praktikabel sind.

Betreffend der Zwangbeanspruchungen wurden sowohl Vorschläge für den GZG als auch den GZT erarbeitet. Wesentliche Neuerungen sind dabei einerseits die Anhebung der in der RVS 15.02.12 (2018) angeführten Obergrenze des Bewehrungsgrades. Andererseits kann die derzeit bei der Abminderung rechnerischer Zwangbeanspruchungen zu beachtende Längenbegrenzung aufgehoben werden. Vielmehr noch wird im GZT ein gesonderter Nachweis eingeführt. Dieser Nachweis ist optional. Er ermöglicht es, rechnerische Zwangbeanspruchungen bei integralen Stahlbetonbrücken mit Längen über 30 m weiter zu reduzieren oder im besten Fall zur Gänze zu vernachlässigen.

Ergänzend wurde ein vereinfachter Nachweis entwickelt, der es ermöglicht, Schnittgrößenumlagerungen im GZT zu berücksichtigen. Der Nachweis ist auf die Integralisierung bestehender Brücken mit Längen von ≤ 30 m und definierten Bewehrungsgraden ausgelegt. Hierdurch soll die Bemessung künftig wirtschaftlicher gestaltet werden, indem auf aufwendige Ertüchtigungsmaßnahmen verzichtet werden kann. Der Ansatz der Schnittgrößenumlagerungen soll dabei etwaige rechnerische Defizite im Feldbereich zu integralisierender Brücken ausgleichen. Zu diesem Zweck werden Umlagerungen von bis zu 10 % des linear elastisch ermittelten Feldmoments ermöglicht.

6.2 Ausblick

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde das Verhalten integraler Stahlbetonbrücken detailliert beleuchtet und aufgearbeitet. Insbesondere wurde auch der Einfluss einer rissbedingten Zwangnormalkraft auf die Bemessung ebenjener aufgezeigt. Nichtsdestotrotz verbleiben offene Fragestellungen. Diese werden nachfolgend, ohne Anspruch auf Vollständigkeit, angeführt.

- Aufgrund der fugenlosen Bauweise führen die zyklischen Temperaturänderungen zu zyklischen Tragwerksverformungen und sich ändernden Erddrücken. Nach wie vor ist nicht abschließend geklärt, wie sich die Erddrücke und das Verhalten des Hinterfüllmaterials mit der Zeit entwickeln. Die Erddruckbeanspruchungen stellen zwar bei längeren Tragwerken nur einen untergeordneten Lastanteil dar. Dennoch können Änderungen des Verhaltens des Hinterfüllmaterials die Dauerhaftigkeit einer Integralbrücke im Bereich der Widerlager negativ beeinflussen.
- Analog zu den Erddrücken fehlen im Bereich der Übergangskonstruktionen Langzeiterfahrungen mit bestehenden Systemen. Dies betrifft vor allem Integralbrücken mit Bewegungslängen von > 30 m. Allerdings sei angemerkt, dass insbesondere im letzten Jahrzehnt eine Vielzahl an Erfolg versprechenden Lösungen für diesen Bereich entwickelt wurden.
- Bezugnehmend auf die Überbauten zu integralisierender Bestandsobjekte bleibt der Umgang mit rechnerisch zu geringen, vorhandenen Schubbehebungsgraden offen.
- In den experimentellen Untersuchungen wurde der günstige Einfluss des Kriechens auf die Größe von Zwangbeanspruchungen eindrucksvoll bestätigt. Allerdings konnte hiermit noch nicht abschließend geklärt werden, ob diese günstige Wirkung über die gesamte Lebensdauer einer integralen Stahlbetonbrücke gleichbleibend ausgeprägt ist. Dies betrifft v.a. den Abbau von zyklischen, temperaturbedingten Zwangbeanspruchungen. Soll das Kriechen künftig noch günstiger berücksichtigt werden, so sind in diesem Bereich weiterführende Untersuchungen durchzuführen.
- Mit Blick auf die rissbedingte Zwangnormalkraft wird vorgeschlagen, deren Größe noch detaillierter zu beleuchten. Dies sollte im Speziellen durch die Auswertung expliziter, an die gültigen Normen angelehnten Laststellungen erfolgen. Hierdurch sollte einerseits eine realitätsnähere Beschreibung der gerissenen Bereiche möglich sein. Andererseits könnte die rissbedingte Zwangnormalkraft bei expliziten Lastfallkombinationen ausgewertet werden. Weiterführend wäre es hierdurch möglich, die rissbedingte Zwangnormalkraft anderen Zwangbeanspruchungen quantitativ gegenüberzustellen. Dies mindert womöglich deren Einfluss auf die Bemessung ab. Zusätzlich sollte die Größe des Einflusses wechselnder Gründungssteifigkeiten untersucht werden.

Literatur

- Akkermann, J. *et al.* (2002). *Rotationsfähigkeit von Rahmenecken*. 1. Aufl. Bd. H. 535. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin, Wien und Zürich: Beuth. ISBN: 9783410657354.
- Arnold, A. (2008). »Zum Einfluss der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur bei Tragwerken aus Konstruktionsbeton mit und ohne Vorspannung«. Dissertation. Dortmund: Technische Universität Dortmund.
- ASTRA 12004 (2011). *Richtlinie Konstruktive Einzelheiten von Brücken*. Bundesamt für Strassen. Bern.
- Berger, J. *et al.* (2020). »Extended experimental and numerical investigations on constraint forces from imposed deformations«. In: *Structural Concrete* 21.4, S. 1662–1674. ISSN: 1464-4177. DOI: 10.1002/suco.201900450.
- BMVI (2019). *Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten RE-ING: Teil 2 Brücken – Abschnitt 5 Integrale Bauwerke*. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur. Berlin.
- Clayton, C. R. I. *et al.* (2006). »A laboratory study of the development of earth pressure behind integral bridge abutments«. In: *Géotechnique* 56.8, S. 561–571. ISSN: 0016-8505. DOI: 10.1680/GEOT.2006.56.8.561.
- DAfStb Heft 525 (2003). *Erläuterungen zu DIN 1045-1*. 1. Aufl. Bd. H. 525. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin, Wien und Zürich: Beuth. ISBN: 3410657258.
- Della Pietra, R. (2018). »Integralisierung von Bestandsbrücken«. Dissertation. Graz: Technische Universität Graz.
- DIN EN 1992-1-1/NA (2013). *Nationaler Anhang - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Deutsches Institut für Normung e.V.. Berlin.

- DIN EN 1992-2 (2010). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. Deutsches Institut für Normung e.V.. Berlin.
- DIN EN 1992-2/NA (2013). *Nationaler Anhang - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. Deutsches Institut für Normung e.V.. Berlin.
- Eichwalder, B. (2017). »Fugenlose Fahrbahnübergangskonstruktion für lange integrale Brücken«. Dissertation. Wien: Technische Universität Wien.
- Falkner, H. (1969). *Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen*. Bd. H. 208. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton. Berlin: Ernst.
- Fédération internationale du béton (2013). *fib Model Code for concrete structures 2010*. fib CEB-FIP. Berlin: Ernst & Sohn. ISBN: 9783433030615.
- Franke, D. (1983). »Beiträge zur praktischen Erddruckberechnung«. Habilitation. Dresden: Technische Universität Dresden.
- Geier, R. et al. (2017). *Integrale Brücken: Entwurf, Berechnung, Ausführung, Monitoring*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn. ISBN: 9783433606445. DOI: 10.1002/9783433606445.
- Glanzer-Unterscheider, T. (2021). »Schnittgrößenumlagerungen bei Rahmenbrücken«. Masterarbeit. Graz: Technische Universität Graz.
- Glaßner, J. (2021). »Zwangbeanspruchung und Schnittgrößenumlagerung auf Basis von Großversuchen«. Masterarbeit. Graz: Technische Universität Graz.
- Hartl, H. (2013). *Erfahrungen mit einer längsdehnweichen Schleppplatte bei einer 90 m Brücke ohne FÜK*. Brückentagung. Wien.
- Holschemacher, K. (1992). »Zur Berechnung von Rißbreiten und Zwangschnittgrößen in Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen«. Dissertation. Leipzig: Technische Hochschule Leipzig.
- Illich, G. W. (2015). »Ein Beitrag zur allgemeinen Beschreibung des Tragverhaltens von schlanken Betondruckgliedern«. Dissertation. Graz: Technische Universität Graz.
- Jäger, M. (2021). »Nichtlineare Untersuchungen zum Zwangkraftabbau bei Integralbauwerken«. Masterarbeit. Graz: Technische Universität Graz.

- Jokela, J. (1985). »Experimental study concerning reinforced concrete beams under thermal and mechanical loads«. In: *Nordic Concrete Federation 4*, S. 89–110.
- Kaufmann, W. (2008). *Integrale Brücken - Sachstandsbericht*. Hrsg. von Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK - Bundesamt für Strassen.
- Kaufmann, W. (2016). *Erfahrungen mit langen integralen und semi-integralen Brücken*. Hrsg. von Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK - Bundesamt für Strassen.
- König, G., N. V. Tue *et al.* (2008). *Grundlagen des Stahlbetonbaus: Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1*. 3., aktualisierte Aufl. Bauwesen. Wiesbaden: Vieweg + Teubner. ISBN: 9783519202165.
- König, G., D. Pommerening *et al.* (1999). *Nichtlineares Last-Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Verformungsvermögen und Schnittgrößenermittlung*. Bd. H. 492. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin, Wien und Zürich: Beuth. ISBN: 9783410656920.
- Kordina, K. *et al.* (1982). *Tragfähigkeit und Verformung von Stahlbetonbalken unter Biegung und gleichzeitigem Zwang infolge Auflagerverschiebung*. Bd. H. 336. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin: Ernst. ISBN: 9783433009567.
- Kühlen, R. T. (1994). »Stahlbeton-Biegebauteile unter Zwangbeanspruchung aus einseitiger Erwärmung«. Dissertation. Darmstadt: Technische Hochschule Darmstadt.
- Mayer, M., M. Huß *et al.* (2022). »Übergangskonstruktionen aus UHPFRC für den Integralbrückenbau«. In: *Beton- und Stahlbetonbau 117.2*, S. 78–89. DOI: 10.1002/BEST.202100093.
- Mayer, M., N. V. Tue *et al.* (2021). *Zwangsschnittgrößen in Stahlbetontragwerken im SLS und ULS unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens: RealStress*.
- Novák, B. (1995). »Zwangentwicklung und Rissbreitenbeschränkung von vorgespannten Betonbauteilen unter kombinierter Temperaturbeanspruchung«. Dissertation. Darmstadt: Technische Hochschule Darmstadt.
- ÖNORM B 1990-2 (2010). *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung - Teil 2: Brückenbau*. Österreichisches Normungsinstitut. Wien.

- ÖNORM B 1992-1-1 (2018). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1)*. Österreichisches Normungsinstitut. Wien.
- ÖNORM B 1992-2 (2014). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2)*. Österreichisches Normungsinstitut. Wien.
- ÖNORM EN 1990 (2013). *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung*. Österreichisches Normungsinstitut. Wien.
- ÖNORM EN 1991-1-5 (2012). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen*. Österreichisches Normungsinstitut. Wien.
- ÖNORM EN 1992-1-1 (2015). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Österreichisches Normungsinstitut. Wien.
- ÖNORM EN 1992-2 (2012). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. Österreichisches Normungsinstitut. Wien.
- Peter, P. (2019). »Optimierung der Rahmeneckbewehrung bei Integralbrücken«. Masterarbeit. Graz: Technische Universität Graz.
- Pfeiffer, U. (2004). »Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen bedingten Achsendehnung«. Dissertation. Hamburg: Technische Universität Hamburg-Harburg.
- Pilch, E. (2015). »Integrale Brücken - Interaktion Bauwerk Baugrund«. Dissertation. Graz: Technische Universität Graz.
- RVS 15.02.12 (2018). *Bemessung und Ausführung von integralen Brücken*. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße Schiene Verkehr. Wien.
- Schröckmayr, T. (2019). »Plastisches Rotations- und Umlagerungsvermögen von Rahmen im Vergleich zu Durchlaufträgern«. Masterarbeit. Graz: Technische Universität Graz.

- Shkoukani, H. T. (1990). »Kriechen und Relaxation des Betons bei Temperaturzwangsbeanspruchung«. Dissertation. Darmstadt: Technische Hochschule Darmstadt.
- Spornberger, J. (2020). »Versuchsgestützte Untersuchung des Zwangkraftabbaus bei Integralbrücken«. Masterarbeit. Graz: Technische Universität Graz.
- Springman, S. M. *et al.* (1996). *Cyclic loading of sand behind integral bridge abutments*. Bd. 146. TRL report. Crowthorne, Berkshire: TRL.
- Tue, N. V., R. Della Pietra und M. Mayer (2021). »Integralbrücken – Tragverhalten und Anregungen zur Bemessung einschließlich Integralisierung von Bestandsbrücken«. In: *Beton Kalender 2021*. Wiley, S. 607–672. ISBN: 9783433610206. DOI: 10.1002/9783433610206.CH6.
- Tue, N. V., R. Della Pietra, S. Oberwalder, R. Marte *et al.* (2016). *Integralbrücken über 70 m Länge*.
- Tue, N. V., R. Della Pietra, S. Oberwalder, J. Kolleger *et al.* (2014). *Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke: Integralbrücken*.
- Vecchio, F. J. *et al.* (1990). »Thermal Gradient Effects in Reinforced Concrete Frame Structures«. In: *ACI Structural Journal* 87(S27), S. 262–275.
- Vogt, N. (1984). »Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand«. Dissertation. Stuttgart: Universität Stuttgart.
- Woidelko, E.-O. (1983). »Zum Tragverhalten nach Traglastverfahren bemessener Stahlbetonplattenbalken«. Dissertation. Stuttgart: Universität Stuttgart.
- Xu, M. *et al.* (2003). »Numerical analysis of the embedded abutments of integral bridges«. In: *IABSE Symposium, Antwerp 2003: Structures for High-Speed Railway Transportation*. Zurich, Switzerland: International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), S. 57–62. ISBN: 3-85748-109-9. DOI: 10.2749/222137803796329402.
- Zilch, K. *et al.* (2010). *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2., neu bearb. und erw. Aufl. Berlin und Heidelberg: Springer. ISBN: 9783540706373.

Monographic Series TU Graz

Schriftenreihe des Instituts Betonbau

Herausgeber

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue

- Volume 1 Reichel, Michael Maria
Dünnwandige Segmentfertigteilm Bauweisen im Brückenbau aus gefasertem Ultrahochleistungsbeton (UHFB)
2011; ISBN 978-3-85125-168-5
- Volume 2 Li, Jiabin
Development and Validation of a new Material Model for Concrete on the Basis of Microplane Theory
2011; ISBN 978-3-85125-184-5
- Volume 3 Schwarz, Sören
Einfluss der Bewehrungsführung im Lasteinleitungsbereich von Flachdecken auf die Tragfähigkeit von Randstützen-Decken-Knoten
2012; ISBN 978-3-85125-205-7
- Volume 4 Schlicke, Dirk
Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton
2014 | 2. überarbeitete Auflage 2016
DOI 10.3217/978-3-85125-473-0
ISBN *print* 978-3-85125-363-4
ISBN *e-book* 978-3-85125-473-0
- Volume 5 Illich, Günther Werner
Ein Beitrag zur allgemeinen Beschreibung des Tragverhaltens von schlanken Betondruckgliedern
2015; DOI 10.3217/978-3-85125-405-1
ISBN *print* 978-3-85125-405-1
ISBN *e-book* 978-3-85125-410-5

- Volume 6 Pilch, Erwin
Integrale Brücken
2016; DOI 10.3217/978-3-85125-443-3
ISBN print 978-3-85125-443-3
ISBN e-book 978-3-85125-444-0
- Volume 7 Hadl, Philipp
Streuung im Zugtragverhalten von Stahlfaserbeton
2017; DOI 10.3217/978-3-85125-539-3
ISBN print 978-3-85125-539-3
ISBN e-book 978-3-85125-540-9
- Volume 8 della Pietra, Regina
Integralisierung von Bestandsbrücken
2018; DOI 10.3217/978-3-85125-587-4
ISBN print 978-3-85125-587-4
ISBN e-book 978-3-85125-588-1
- Volume 9 Laggner, Thomas Markus
Ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle in der statischen Tragwerksanalyse
2022; DOI 10.3217/978-3-85125-904-9
ISBN print 978-3-85125-904-9
ISBN e-book 978-3-85125-905-6
- Volume 10 Mayer, Michael
Verhalten integraler Stahlbetonbrücken unter allgemeiner Beanspruchung
2022; DOI 10.3217/978-3-85125-928-5
ISBN print 978-3-85125-928-5
ISBN e-book 978-3-85125-929-2