

# Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger

Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 120

**bast**

# Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger

von

Reinhard Maurer  
Philipp Gleich  
Guido Heeke

Technische Universität Dortmund  
Lehrstuhl Betonbau

Konrad Zilch  
Daniel Dunkelberg

Zilch + Müller Ingenieure GmbH,  
München

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 120

**bast**

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

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

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

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

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Schünemann Verlag GmbH, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

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

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BAST-Archiv ELBA zur Verfügung.  
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

#### **Impressum**

**Bericht zum Forschungsprojekt FE 89.0264/2011:**  
Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger

**Fachbetreuung**  
Matthias Müller

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

**Redaktion**  
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

**Druck und Verlag**  
Fachverlag NW in der  
Carl Schünemann Verlag GmbH  
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen  
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53  
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48  
[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

ISSN 0943-9293  
ISBN 978-3-95606-215-5

Bergisch Gladbach, Oktober 2015

## Kurzfassung – Abstract

### Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger

Bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken auf Grundlage aktueller Normen zeigen sich i.A. erhebliche Defizite bei der erforderlichen Querkraftbewehrung. Dies ist zum einen auf höhere Verkehrslasten infolge des kontinuierlich gestiegenen Schwerverkehrs und zum anderen auf die Weiterentwicklung der Verfahren zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit zurückzuführen. Zudem erfolgte in Deutschland erst im Jahr 1966 die Festlegung einer erforderlichen Mindestquerkraftbewehrungsmenge.

Die Nachweisverfahren für die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalken beruhen im Wesentlichen auf Versuchen an Einfeldträgern und sind bekanntlich sehr konservativ. Daher wurden am Lehrstuhl Betonbau der TU Dortmund in einem Großversuch experimentelle Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger durchgeführt, mit dem Ziel, Grundlagen für ein genaueres Nachweisverfahren zu schaffen. Von besonderem Interesse war das Tragverhalten im Bereich der Innenstütze. Die Gesamtlänge des Versuchsträgers betrug 12,0m, die Stützweiten ergaben sich zu 5,75m. Die Querkraftbewehrung des Balkens entsprach der rechnerisch erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung nach DIN-Fachbericht 102. Lediglich in einem begrenzten Bereich unmittelbar neben der Innenstütze eines Feldes entsprach sie der doppelten Mindestquerkraftbewehrung.

Da bisher kaum experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten an Innenstützen durchgeführt wurden, wurden die Verformungen in diesem Bereich während der Versuchsdurchführung zusätzlich mit einem optischen Messverfahren aufgezeichnet. Zur kontinuierlichen Erfassung des Tragverhaltens des gesamten Bauteils wurden zudem an der Querkraft- und Längsbewehrung des Versuchsträgers über 250 Dehnungsmessstreifen aufgebracht.

Die Versuchsauswertung enthält eine umfang-

reiche Darstellung der Messwerte und zusätzlich Versuchsnachrechnungen unter Anwendung des Druckbogenmodells sowie mittels numerischer Simulationen.

### Investigations into the shear capacity of a prestressed double-span beam

The structural assessment of existing older prestressed concrete bridges based on current standards uncovered substantial deficits in terms of the required shear reinforcement. From a load perspective, this is due to the increase in traffic loads as a result of continuous increases in heavy traffic and, from a resistance perspective, on the evolution of shear capacity verification procedures. Additionally, minimum shear reinforcement requirements were defined for the first time in Germany in 1966.

As a consequence, the deficits in terms of shear reinforcement often result in very costly strengthening measures. As part of this R&D project, investigations into the shear capacity of a prestressed post-tensioned two-span concrete beam were carried out by the chair of Concrete Engineering at TU Dortmund with the aim of defining a more precise verification procedure. A main focus was to investigate the structural behavior in the region of the middle support in one large scale experiment. The two-span test beam measured 12.0m in length with an effective span of 5.75m each. The shear reinforcement complied with the minimum shear reinforcement requirements of DIN-Fachbericht 102, except in one span in a region close to the middle support, where it corresponded to around double the minimum shear reinforcement.

As barely any tests focusing on the structural behavior of interior supports exposed to bending and shear have been carried out so far, this part of the beam was of particular interest during the experiment and a subsection was measured using an optical measurement system. In order to ensure the systematic measurement of structural behavior across the entire test beam, more than 250 strain gauges were applied to the transverse and longitudinal reinforcement.

This report contains a comprehensive presentation of the test results and measured values. In addition, recalculations of the test beam were carried out using the compressive arch model as well as numerical simulations.

## Inhalt

<b>1 Einleitung .....</b>	<b>7</b>	4.3.4 Rissbreiten .....	31
1.1 Problemstellung.....	7	4.3.5 Dehnungen des Betons im Bereich der Innenstütze.....	34
1.2 Ausgangslage.....	7	4.4 Krümmung des Balkens im Bereich der Innenstütze.....	35
1.3 Eigene Vorarbeiten.....	8	4.5 Optische Messung .....	35
1.4 Zielsetzung und Vorgehen .....	8	4.6 Beschreibung der Teilversuche von Belastungsversuch 2.....	35
<b>2 Stand der Technik .....</b>	<b>9</b>	4.7 Dehnungen und Spannungen der Querkraftbewehrung .....	37
2.1 Querkrafttragfähigkeit nach DIN- Fachbericht 102.....	9	4.8 Dehnungen und Spannungen der Längsbewehrungsstäbe .....	37
2.2 Nachweisverfahren nach Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie .....	9	4.9 Darstellung der Schubrissbildung und der gemessenen Bügelspannungen .....	38
2.3 Das Druckbogenmodell .....	10	<b>5 Optische Messung .....</b>	<b>46</b>
2.3.1 Allgemeines.....	10	5.1 Allgemeines.....	46
2.3.2 Ermittlung des Druckbogenverlaufs .....	10	5.2 Verwendete Messverfahren .....	46
2.3.3 Ansatz des Druckbogens bei der Querkrafttragfähigkeit.....	10	5.2.1 Allgemeines.....	46
2.3.4 Diskontinuitätsbereiche .....	11	5.2.2 System ARAMIS .....	46
2.3.5 Anwendung auf Einfeldträger.....	12	5.2.3 System PONTOS .....	47
2.3.6 Anwendung auf Durchlaufträger .....	12	5.3 Messfeld .....	47
<b>3 Experimentelle Untersuchungen .....</b>	<b>13</b>	5.4 Durchführung der optischen Messung ..	48
3.1 Allgemeines.....	13	5.5 Auswertung der optischen Messung .....	48
3.2 Versuchsablauf.....	13	5.5.1 Ablauf .....	48
3.3 Beschreibung des Versuchsstands.....	14	5.5.2 Vorgehen bei der Ermittlung der Relativverschiebungen der Rissufer .....	48
3.4 Beschreibung des Versuchsträges .....	15	5.6 Ergebnisse .....	50
3.4.1 Geometrie.....	15	5.6.1 Rissbilder.....	50
3.4.2 Art und Anordnung der schlaffen Bewehrung .....	15	5.6.2 Rissbreite .....	53
3.4.3 Vorspannung .....	17	5.6.3 Rissgleitung.....	55
3.5 Materialkennwerte .....	19	5.6.4 Zusammenfassung.....	57
3.5.1 Beton .....	19	<b>6 Vergleich mit dem Bemessungsansatz nach DIN-Fachbericht 102 bzw. DIN EN 1992-2 .....</b>	<b>58</b>
3.5.2 Betonstahl .....	21	6.1 Allgemeines.....	58
3.5.3 Spannstahl .....	22	6.2 Querkraftbeanspruchung .....	58
3.6 Messtechnik .....	23	6.3 Querkrafttragfähigkeit.....	58
3.6.1 Allgemeines.....	23	6.3.1 Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung .....	58
3.6.2 Kraftmessdosen (KMD) .....	23	6.3.2 Querkraftkomponente infolge des geneigten Spanngliedes.....	59
3.6.3 Dehnungsmessstreifen (DMS) .....	24	6.4 Traganteile entlang der Balkenachse ...	60
3.6.4 Induktive Wegaufnehmer .....	27	6.5 Zusammenfassung.....	60
3.6.5 Optische Messung.....	28	<b>7 Versuchsnachrechnung unter Anwendung des Druckbogenmodells....</b>	<b>61</b>
<b>4 Versuchsergebnisse .....</b>	<b>29</b>	7.1 Allgemeines.....	61
4.1 Allgemeines.....	29		
4.2 Verformungen.....	29		
4.3 Rissverhalten.....	30		
4.3.1 Risslasten .....	30		
4.3.2 Rissverlauf.....	30		
4.3.3 Rissneigung.....	31		

7.2	Gegenüberstellung von Druckbogenverlauf, Rissbildern und Bügelspannungen.....	61
7.3	Traganteile entlang der Balkenachse....	70
<b>8</b>	<b>Numerische Simulationsberechnungen.</b>	<b>79</b>
8.1	Allgemeines .....	79
8.2	Simulation des Tragverhaltens vor der Versuchsdurchführung .....	79
8.2.1	Verwendete Materialmodelle für Stahl und Beton .....	79
8.2.2	Modellbildung .....	80
8.2.3	Monitoring Points.....	80
8.2.4	Ergebnisse.....	81
8.3	Erste Simulation des Tragverhaltens nach der Versuchsdurchführung .....	81
8.3.1	Allgemeines .....	81
8.3.2	Änderungen der Eingangswerte im Vergleich zur Simulation vor der Versuchsdurchführung .....	81
8.3.3	Ergebnisse.....	82
8.4	Parametervariation .....	82
8.5	Abschließende Auswertung der numerischen Simulationsberechnungen .....	84
<b>9</b>	<b>Zusammenfassung.....</b>	<b>85</b>
<b>10</b>	<b>Literatur .....</b>	<b>86</b>

## Anhang

<b>A.1.1</b>	Position der Regel-DMS auf der Querkraftbewehrung
<b>A.1.2</b>	Position der Referenz-DMS auf der Querkraftbewehrung
<b>A.1.3</b>	Position der DMS auf der Längsbewehrung
<b>A.2.1</b>	Bügel, Dehnungen im DMS
<b>A.2.2</b>	Bügel, Spannungen im DMS
<b>A.3.1</b>	Längsbewehrung, Dehnungen im DMS
<b>A.3.2</b>	Längsbewehrung, Spannungen im DMS
<b>A.4.1</b>	Optische Messung, Kraft-Rissbreiten-Beziehungen
<b>A.4.2</b>	Optische Messung, Rissöffnungspfade

Der Anhang zum Bericht ist im elektronischen BAST-Archiv ELBA unter: <http://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar

# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung

Bei der Nachrechnung bestehender, älterer Spannbetonbrücken auf Grundlage der aktuellen Normen DIN-Fachbericht 102 bzw. DIN EN 1992-2, ergeben sich i.A. erhebliche Defizite bei der Querkraftbewehrung. Ursache ist in erster Linie die zwischenzeitlich erfolgte Weiterentwicklung der Nachweisverfahren. So beruht das Fachwerkmodell nach Eurocode 2 im Wesentlichen auf der Auswertung von Querkraftversuchen an Stahlbetonbalken. Die Besonderheiten im Tragverhalten von großen Spannbetonbalken werden von diesem Modell jedoch nicht vollständig und ausreichend genau erfasst. In diesem Zusammenhang interessiert insbesondere die sehr günstige Tragwirkung des Druckbogens als Betontraganteil, die bereits anhand von Versuchen an vorgespannten Einfeldträgern untersucht und bestätigt wurde [14].

Repräsentative Versuche an Durchlaufträgern waren bisher nicht verfügbar. Mittlerweile stehen neben dem im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Versuch noch drei weitere Versuche an durchlaufenden Spannbetonträgern zur Verfügung [8].

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens interessieren insbesondere die Tragmechanismen und das Zusammenwirken der inneren Kräfte zur Abtragung der Lasten an den Innenstützen. Im Gegensatz zu den Endauflagern ist an den Zwischenstützen neben der maximalen Querkraft gleichzeitig ein großes negatives Biegemoment wirksam, das einen deutlichen Einfluss auf den Verlauf des Betondruckbogens in diesem Bereich hat. Daher soll der Frage nachgegangen werden, in wie weit auch hier vom Druckbogen als Betontraganteil eine deutliche Entlastung der Bügelkräfte ausgeht.

## 1.2 Ausgangslage

Bei Brücken aus den 1950er und 1960er Jahren kann sich ein Faktor zwischen erforderlicher und vorhandener Querkraftbewehrung von 2 bis 3 ergeben. Dieses Defizit ist allerdings nur zu einem kleineren Anteil auf die in den maßgebenden Regelwerken für Einwirkungen gestiegenen Ansätze für die Straßenverkehrslasten zurückzuführen. Der wesentliche Anteil resultiert aus der Weiterentwicklung der Berechnungsmodelle für den Tragwiderstand bei reiner Querkraftbe-

anspruchung. Daher stellt sich die Frage, ob die Bauwerke tatsächlich eine nicht ausreichende Tragsicherheit aufweisen oder ob die heutigen Bemessungsmodelle sowie die zugehörigen Konstruktionsregeln zu konservativ sind, weil sie möglicherweise nicht alle wesentlichen Traganteile vollständig und richtig erfassen. Es geht letztlich darum, ob aufwendige und kostenintensive Verstärkungsmaßnahmen mit den entsprechenden Eingriffen in die Bausubstanz wirklich erforderlich sind, oder ob mit genaueren Nachweisverfahren gezeigt werden kann, dass die betroffenen Bauwerke eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit aufweisen.

Seit Einführung des Fachwerkmodells für die Querkraftbemessung durch Ritter/Mörsch wurde dieses immer wieder modifiziert und weiterentwickelt. Anlass dazu war, dass die in Versuchen gemessenen Bügelspannungen in Abhängigkeit von den Querschnittsverhältnissen teilweise deutlich geringer waren als die nach der klassischen Fachwerkanalogie rechnerisch ermittelten. Dabei konkurrierten im Wesentlichen zwei Ansätze: Der Ansatz mit variabler Druckstrebenneigung und der Ansatz mit expliziter Berücksichtigung eines Betontraganteils, der vor allem dem geneigten Biegedruckgurt zugeschrieben wurde. Der letztgenannte Ansatz wurde sehr stark von *Fritz Leonhardt* vertreten und in Form der „erweiterten Fachwerkanalogie“ ausgearbeitet [11]. In den ersten Entwürfen für den *Eurocode 2* waren zunächst noch beide Bemessungskonzepte enthalten. Es bestand jedoch für die Anwender die Schwierigkeit, dass die beiden Bemessungskonzepte zum Teil zu sehr unterschiedlichen erforderlichen Querkraftbewehrungen führten. Aus diesem Grund wurde von *Reineck* [17] in der Folge das Fachwerkmodell mit Rissreibung als einheitliches Bemessungskonzept für Neubauten entwickelt.

Das Fachwerkmodell mit Rissreibung nach DIN-Fachbericht 102 bzw. DIN EN 1992-2 wurde primär für die Verhältnisse bei Stahlbetonbauteilen entwickelt. Es wird mit geringfügigen Anpassungen auch für Spannbetonbauteile angewendet.

Spannbetonbauteile weisen allerdings gegenüber Stahlbetonbauteilen einige signifikante Unterschiede auf, die bei der Anpassung nicht vollständig berücksichtigt wurden. So besitzt ein Spannbetonträger mit Vorspannung im nachträglichen Verbund bei gekrümmter Spanngliederführung zwei Zuggurte in unterschiedlicher Höhenlage. Infolge der Vorspannkraft stellt sich im Bauteil ein ausgeprägter Druckbogen ein,

dessen Vertikalkomponente in Anlehnung an die erweiterte Fachwerkanalogie von *Leonhardt* einen erheblichen Anteil der Querkraft aufnehmen kann.

### 1.3 Eigene Vorarbeiten

Im Forschungsvorhaben der BAST FE 29.0244/2009 „Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung“ [14] wurde bereits einigen speziellen spannbetonspezifischen Fragestellungen bei der Querkraftbemessung nachgegangen. Dabei wurde insbesondere die Fragestellung nach dem richtigen Ansatz für den Hebelarm  $z$  bei zwei Zuggurten in unterschiedlicher Höhenlage in Verbindung mit der Tragwirkung des Druckbogens anhand von Versuchen an vorgespannten Einfeldträgern untersucht.

Zum Zeitpunkt der Bearbeitung waren jedoch keine entsprechenden Versuche an vorgespannten Durchlaufträgern verfügbar, was für die Überprüfung der Ergebnisse im Hinblick auf ihre Anwendbarkeit bei durchlaufenden Spannbetonüberbauten erforderlich gewesen wäre. Dabei interessieren insbesondere die Tragmechanismen und das Zusammenwirken der inneren Kräfte an den Innenstützen.

Die entlastende Wirkung des Druckbogens für die Bügelkräfte konnte jedoch anhand der in [12] dokumentierten Versuche gezeigt werden. Es zeigte sich, dass die Traganteile des Druckbogens und der Fachwerkwirkung an der Abtragung der Gesamtquerkraft abhängig von der Höhe der Beanspruchung sind.

### 1.4 Zielsetzung und Vorgehen

Ziel des Forschungsvorhabens ist die Untersuchung des Betontraganteils für die Querkrafttragfähigkeit aus der Druckbogenwirkung im Bereich der Innenstützen mit negativen Stützmomenten von durchlaufenden Spannbetonbalken. Dabei soll untersucht werden, ob gegenüber den aktuell gültigen Nachweisformaten zusätzliche Traganteile in Ansatz gebracht werden können, und welche Unterschiede im Tragverhalten im Bereich der Innenstützen gegenüber Endauflagern zu beachten sind.

Hierzu wird zunächst ein Großversuch mit sehr umfangreicher Messtechnik durchgeführt. Die Abmessungen des Spannbetonbalkens wurden so gewählt, dass die Ergebnisse für die Verhält-

nisse im Brückenbau repräsentativ sind. Von besonderem Interesse ist der Einfluss des Druckbogens auf die Beanspruchung der Bügel. Die Querkraftbewehrung des Versuchsbalkens entspricht der Mindestquerkraftbewehrung von  $\min. \rho_w = 1,6\rho$  nach DIN-FB-102:2009 für gegliederte Bauteile mit vorgespanntem Zuggurt. Lediglich in einem begrenzten Bereich unmittelbar neben der Innenstütze wurde in einem der beiden Felder die doppelte Mindestquerkraftbewehrung vorgesehen, um die zu erwartende Versagensstelle eindeutig festzulegen.

Nach Auswertung und Darstellung der Versuchsergebnisse erfolgt eine Nachrechnung des Versuchsträgers mit dem Druckbogenmodell sowie durch numerische Simulationsberechnungen mit dem FEM-Programm ATENA, wobei einige Parameter variiert werden.

Zum Vergleich wird auch die Querkrafttragfähigkeit nach dem aktuellen DIN-Fachbericht 102 bzw. nach DIN EN 1992-2 ermittelt.

## 2 Stand der Technik

### 2.1 Querkrafttragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102

Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 beruht auf einem parallelgurtigen Fachwerkmodell mit Rissreibung. Für Bauteile mit Querkraftbewehrung sind die folgenden Nachweise zu führen:

- Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,sy}$$

- Tragfähigkeit der Druckstrebe

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

#### Bemessungswert der Querkraft $V_{Ed}$

In vorgespannten Tragwerken darf bei der Berechnung des Bemessungswertes der Querkraft  $V_{Ed}$  der günstige Einfluss geneigter Spannglieder berücksichtigt werden. Für Bauteile mit geneigter Spanngliederführung ergibt sich der Bemessungswert der Querkraft  $V_{Ed}$  dann zu:

$$V_{Ed} = V_{Ed0} - V_{pd}$$

Dabei ist

$V_{Ed0}$  der Grundbemessungswert der auf den Querschnitt einwirkenden Querkraft

$V_{pd}$  die Querkraftkomponente der Spanngliedkraft  $F_{pd}$  infolge zugehörigem Moment  $M_{Ed}$  und zugehöriger Normalkraft  $N_{Ed}$  im Grenzzustand der Tragfähigkeit

#### Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung $V_{Rd,sy}$

$V_{Rd,sy}$  ist der Bemessungswert der durch die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung begrenzten aufnehmbaren Querkraft. Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse ist dieser Wert über folgende Gleichung zu ermitteln:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta$$

Dabei ist  $\theta$  die Neigung der Druckstreben des Fachwerks. Der Winkel  $\theta$  ist i.d.R nach folgender Gleichung zu begrenzen:

$$4/7 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,c}/V_{Ed}} \leq 7/4$$

Das Bemessungskonzept nach DIN-Fachbericht 102 beruht auf dem Fachwerkmodell unter Ansatz von Rissreibungskräften entlang des schrägen Risses. Die Vertikalkomponente der Rei-

bungskräfte  $V_{Rd,c}$  als Betontraganteil entlang eines Schrägrisses berechnet sich zu:

$$V_{Rd,c} = c_j \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z$$

mit  $c_j = 0,50$

#### Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}$

$V_{Rd,max}$  ist der Bemessungswert der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten, maximal aufnehmbaren Querkraft. Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse ist dieser Wert über folgende Gleichung zu ermitteln:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

### 2.2 Nachweisverfahren nach Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie

Das Querkrafttragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit Querkraftbewehrung ist sehr komplex und wird von vielen Parametern beeinflusst, die großen Streuungen unterliegen und daher schwer zu quantifizieren sind.

Die üblichen Nachweise in DIN-Fachbericht 102 bzw. DIN EN 1992-2 stellen Nachweise auf Querschnittsebene dar, die zu einer sicheren Bemessung führen und gleichzeitig in der Anwendung einfach sein sollen. Daher enthalten sie Idealisierungen und Vereinfachungen. Da sie nicht alle Tragmechanismen berücksichtigen, führen sie insbesondere bei Spannbetonbalken häufig zu sehr konservativen Ergebnissen.

Dagegen handelt es sich bei den Nachweisverfahren der Stufe 4 um wissenschaftliche Methoden, die das Tragverhalten auf Bauteilebene betrachten und daher die Berücksichtigung zusätzlicher Tragmechanismen über die reine Fachwerkwirkung hinaus ermöglichen. Beispiele für diese Verfahren sind u.a.

- das Druckbogenmodell (Kapitel 2.3) und
- nichtlineare Simulationsberechnungen auf Grundlage der FEM (Kapitel 8).

Beide Verfahren werden nachfolgend für die Nachrechnung des Großversuchs zur Anwendung kommen.

## 2.3 Das Druckbogenmodell

### 2.3.1 Allgemeines

Beim Druckbogenmodell [10], [13] handelt es sich um ein anschauliches Modell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalken. Dabei wird dem Fachwerkmodell mit Rissreibung die Tragwirkung eines Betondruckbogens infolge Vorspannung und Querkraftbiegung überlagert. Daraus ergibt sich ein zusätzlicher Betontraganteil. Mit dem Modell können das Tragverhalten und die Traglasten von einfeldrigen Versuchsträgern mit ihren Traganteilen in relativ guter Übereinstimmung nachempfunden werden.

### 2.3.2 Ermittlung des Druckbogenverlaufs

Zur Ermittlung des Druckbogenverlaufs werden längs des Trägers in diskreten Schnitten die Dehnungsebenen aus den zugehörigen Biegemomenten bestimmt. Daraus folgen in jedem Schnitt die Druckzonenhöhe  $x$  und der Abstand der resultierenden Druckkraft  $F_{cd}$  vom oberen Rand, der sich mit den längs des Balkens veränderlichen Biegemomenten ebenfalls ändert. Aus der Verbindungslinie der Druckzonenhöhen  $x$  ergibt sich der überdrückte Bereich entlang des Balkens. Entsprechend ergibt sich aus der Verbindungslinie der Biegedruckkraftresultierenden  $F_{cd}$  der Verlauf des Druckbogens (Bild 1). An den Enden des Balkens stützt er sich horizontal vor allem gegen die Spannanker der steifen

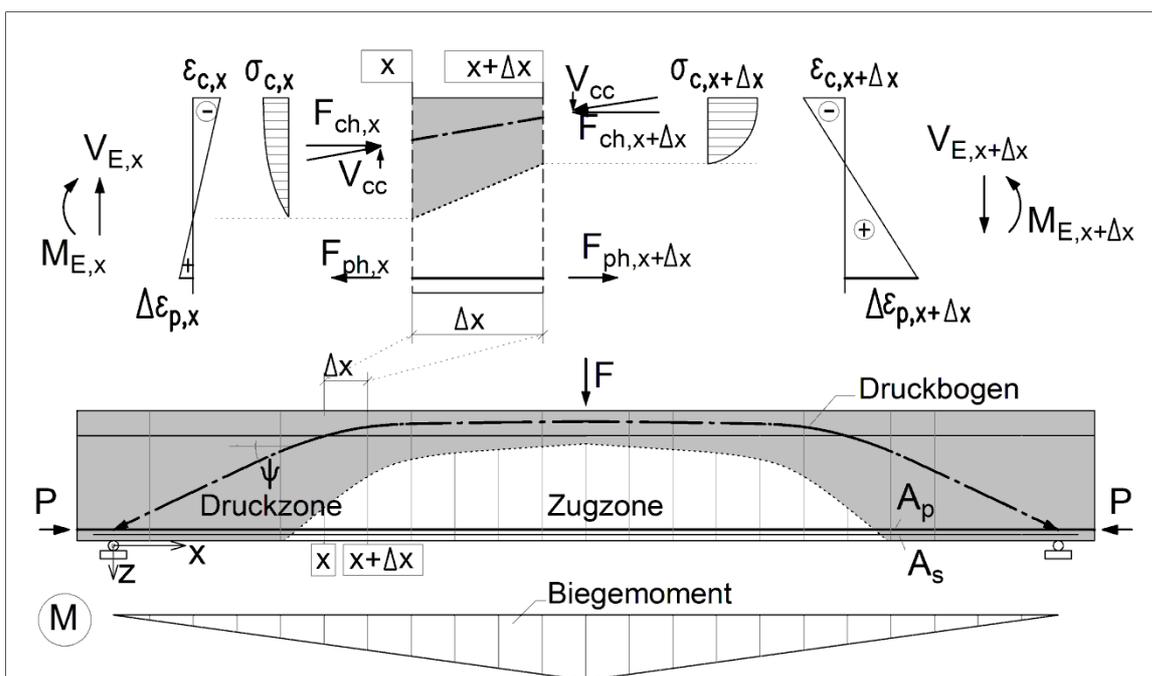
Spannglieder und vertikal auf die Auflager ab. Sein Scheitel liegt im Feld oben in der Biegedruckzone (Bild 1).

Infolge der Einzellast in Feldmitte ist die Querkraft in jedem Querkraftbereich konstant. Dadurch verläuft der Druckbogen nahezu wie ein Sprengwerk. Unter einer Streckenlast stellt sich eine ausgeprägte Krümmung ein.

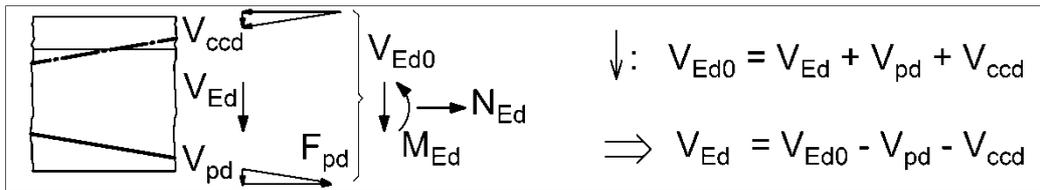
### 2.3.3 Ansatz des Druckbogens bei der Querkrafttragfähigkeit

So wie die Vertikalkomponente  $V_{pd}$  einer geneigten Spanngliedkraft als Tragwiderstand bei einer Querkraftbeanspruchung berücksichtigt wird, wird die Druckbogenwirkung durch die Vertikalkomponente  $V_{ocd}$  der geneigten Biegedruckkraft berücksichtigt und mit dem Fachwerkmodell überlagert.

Bei Balken mit geometrisch geneigtem Druckgurt wird in den aktuell gültigen Betonbaunormen in gleicher Weise verfahren. Dort wird die Vertikalkomponente  $V_{ocd}$  der geneigten Druckkraft  $F_{cd}$  als Betontraganteil berücksichtigt bzw. auf der Beanspruchungsseite abgezogen. Bei Spannbetonbalken mit konstanter Höhe ist der Druckgurt durch den Druckbogen im Inneren ebenfalls geneigt. Seine Vertikalkomponente kann als zusätzlicher Betontraganteil berücksichtigt werden. Auf diese Weise wird das bisher bekannte Tragmodell (Fachwerk mit Rissreibung  $V_{Rd,s}$ ) um die Tragwirkung des Druckbogens  $V_{ocd}$  erweitert (Bild 2).



**Bild 1:** Ermittlung der Druckbogenform am Beispiel eines vorgespannten Einfeldträgers mit Einzellast



**Bild 2:** Querkraftkomponenten  $V_{pd}$  und  $V_{ccd}$  der geneigten Spannglied- und Druckkraft

### 2.3.4 Diskontinuitätsbereiche

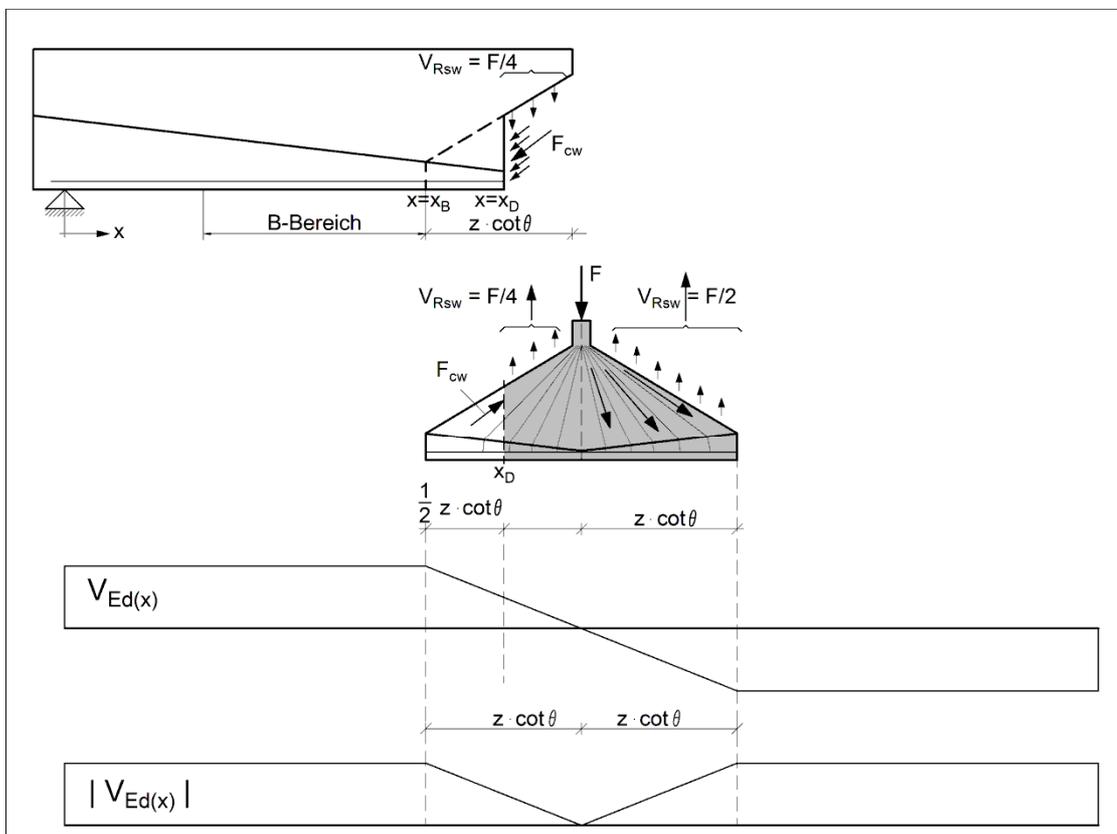
Spannbetonbalken weisen unter Einzellasten in Feldmitte und an den Auflagern Diskontinuitätsbereiche (D-Bereiche) auf, die vorab einer besonderen Betrachtung bedürfen.

Unter der Einzellast in Feldmitte stellt sich innerhalb des D-Bereiches ein Fächer ein, der am unteren Balkenrand im Abstand  $z \cdot \cot \theta$  in den B-Bereich mit dem Standard Fachwerkmodell übergeht. Im D-Bereich ist die Querkraft nach den Regeln der Statik zwar betragsmäßig konstant, die für die Bügelkräfte maßgebende Querkraft nimmt jedoch im Bereich des Fächers infolge der veränderlichen Neigung der Druckstreben bis auf null unmittelbar unter der Last ab (Bild 3).

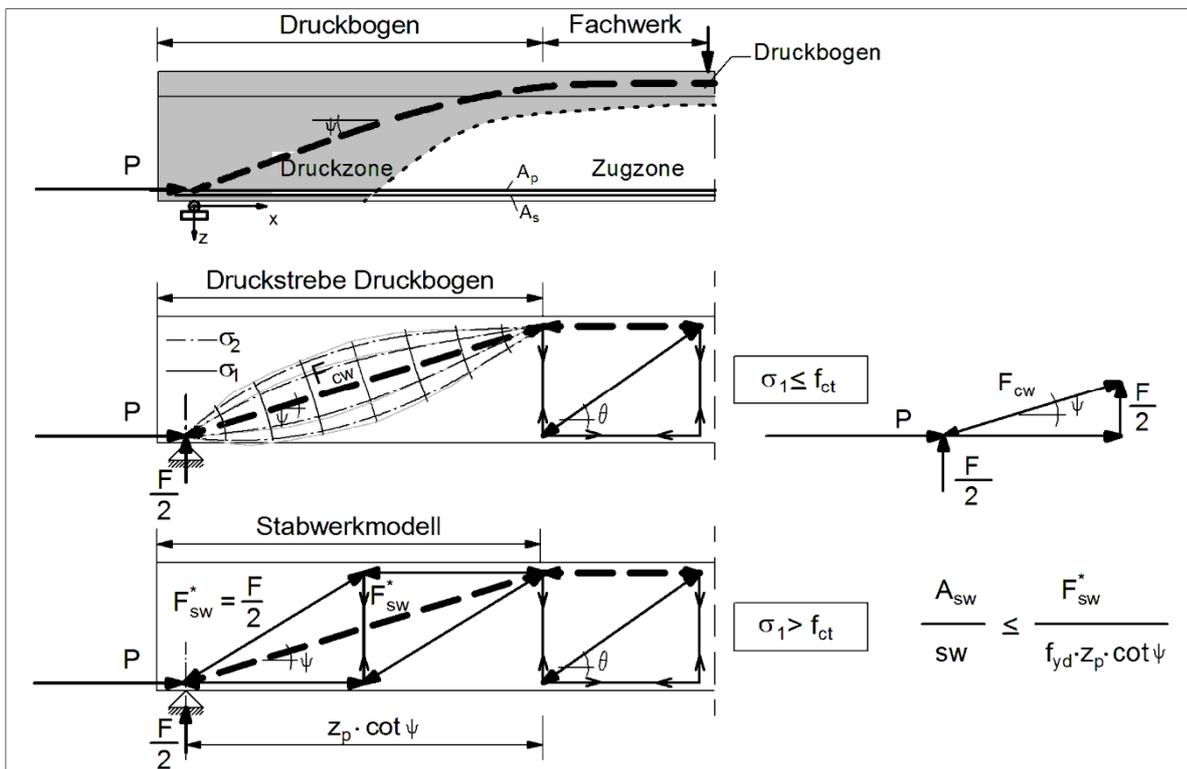
Die Endauflagerbereiche befinden sich in der Regel im ungerissenen Zustand I.

Dort überlagert sich die horizontale Vorspannkraft  $P$  mit der vertikalen Auflagerkraft der Größe  $F/2$  zu der geneigten Resultierenden  $F_{cw}$  als Bestandteil des Druckbogens.

Erst ab dem Schnittpunkt der Resultierenden mit dem Druckgurt des Balkens ist ein Fachwerk zur Abtragung der Querkraft erforderlich. Im Bereich bis zum Schnittpunkt, wird die Querkraft alleine durch die vertikale Kraftkomponente der Resultierenden aufgenommen (Bild 4). Es sind dann keine Bügel zur Abtragung der Querkraft erforderlich. Allerdings handelt es sich bei der als Druckstab dargestellten Resultierenden in Wirklichkeit um ein Druckspannungsfeld, das bestrebt ist, sich im Steg des Balkens auszubreiten.



**Bild 3:** D-Bereich unter Einzellast: Maßgebende Querkraftlinie für die Bügelkräfte



**Bild 4:** D-Bereich am Endauflager: Beanspruchung der Bügel durch Spaltzugkräfte  $F_{sw}^*$

Infolge der gekrümmten Spannungstrajektorien entstehen quer zur Resultierenden  $F_{cw}$  Hauptzugspannungen, die bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit zu Spaltrissen führen. Daher müssen diese Spaltzugkräfte  $F_{sw}^*$  durch eine Spaltzugbewehrung abgedeckt werden, was einer Deckung der Hauptzugspannungen  $\sigma_1$  entspricht.

Überschreiten die Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit, sind die vorhandenen Bügel auf der Länge  $z_p \cdot \cot \psi$  zur Abdeckung der Spaltzugkraft anrechenbar, wobei  $\psi$  die Neigung der Resultierenden  $F_{cw}$  aus  $P$  und  $F/2$  ist (Bild 4). Die Querkraft wird in diesem Bereich ausschließlich von der Vertikalkomponente des Druckbogens abgetragen, Bügel sind hierzu nicht erforderlich. Die Größe der Spaltzugkraft  $F_{sw}^*$  kann gemäß Bild 4 abgeschätzt werden.

Das Fachwerkmodell mit Rissreibung ist im Bereich des nahezu horizontal verlaufenden Druckbogens, etwa im Bereich der gerissenen Zugzone zutreffend. In diesem Bereich sind die Bügel zum Abtragen der Querkraft erforderlich.

### 2.3.5 Anwendung auf Einfeldträger

Das Tragverhalten bei einer Querkraftbeanspruchung und die einzelnen Traganteile bis hin zum

Bruchzustand können bei vorgespannten Einfeldträgern mit dem Druckbogenmodell zutreffend abgebildet werden [10], [13], [14].

### 2.3.6 Anwendung auf Durchlaufträger

Im Bereich der Innenstützen von Durchlaufträgern wird der in der beschriebenen Weise ermittelte Verlauf des Betondruckbogens und damit der entsprechende Betontraganteil  $V_{ccd}$  sehr stark von der Größe des Stützmomentes beeinflusst. Daher bedarf dieser Bereich einer besonderen Betrachtung.

Die Untersuchung der Lastabtragung durch die Spannungen bzw. inneren Kräfte im Bereich von Innenstützen durchlaufender Balken ist Gegenstand des hier durchgeführten FE-Vorhabens.

In Kapitel 7 erfolgt die Anwendung des Druckbogenmodells auf den im Rahmen des FE-Vorhabens durchgeführten Großversuch.

### 3 Experimentelle Untersuchungen

#### 3.1 Allgemeines

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde ein Großversuch an einem vorgespannten Zweifeldträger durchgeführt. Dieser wurde in der Experimentierhalle der TU Dortmund hergestellt und mit sehr umfangreicher Messtechnik ausgestattet.

Bei der Dimensionierung des Trägers und der Anordnung der Pressen für die Lasteinleitung wurde eine möglichst repräsentative Abbildung der Verhältnisse, wie sie im Brückenbau auftreten, angestrebt:

- Der Träger weist relativ große Abmessungen auf. Die Schlankheit je Feld beträgt  $l/h = 5,75/0,80 = 7,2$ .
- Durch die gewählte Anordnung der Einzellasten (Pressen) ist eine direkte Abstützung als auflagnaher Einzellast in das innere Auflager nicht möglich. Der Zweifeldträger weist über die gesamte Bauteillänge in etwa eine betragsmäßig konstante Querkraftbeanspruchung auf.

#### 3.2 Versuchsablauf

Die Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit des vorgespannten Zweifeldträgers bestanden aus zwei zeitlich versetzt durchgeführten Belastungsversuchen.

##### Erster Belastungsversuch

Für den ersten Belastungsversuch wurden aufgrund der voraus berechneten Tragfähigkeiten zwei hydraulische Pressen mit einer maximalen Pressenkraft von je  $F = 1600\text{kN}$  verwendet, durch welche die Lasten weggesteuert aufgebracht wurden. Beim Versuch konnte aufgrund technischer Probleme nur eine maximale Pressenkraft von  $F = 1540\text{kN}$  je Presse aufgebracht werden. Dabei zeigten sich unerwartet hohe

Tragfähigkeiten, so dass die Pressenkraft nicht ausreichte, um die Bruchlast zu erreichen. An der Last-Verformungs-Kurve des ersten Belastungsversuchs ließ sich nach Beendigung des Versuchs noch kein Übergang des Trägers vom gerissenen Zustand II in den Zustand III mit ausgeprägten Fließerscheinungen erkennen. Dies machte einen umfangreichen Umbau des Versuchsstandes und den Einbau stärkerer Pressen erforderlich.

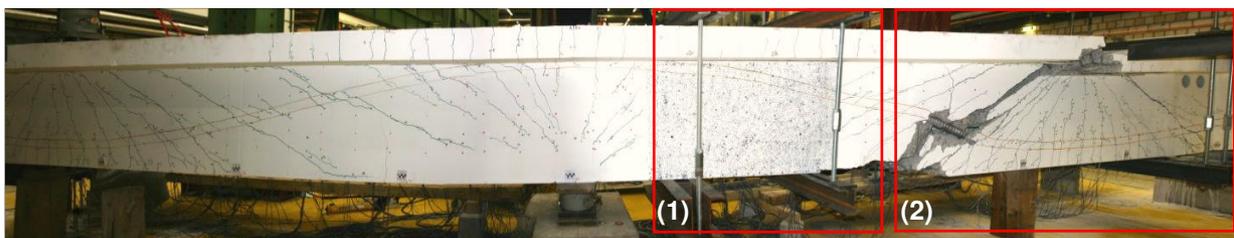
##### Charakteristika Belastungsversuch 1

- erster Versuch zur Ermittlung der Bruchlast
- maximale Pressenkraft: je  $1540\text{kN}$
- Datum des Versuchs: 14.06.2013

##### Zweiter Belastungsversuch

Für den zweiten Belastungsversuch wurden die zuvor verwendeten Pressen durch zwei hydraulische Pressen mit einer maximalen Pressenlast von je  $F = 2500\text{kN}$  ersetzt. Dabei musste der Versuchsstand mit der Lasteinleitungsstruktur für die Pressenkräfte, aufgrund der gegenüber den ersten Pressen stark abweichenden Abmessungen, aufwendig umgebaut werden.

Im zweiten Versuch kam es bei einer Pressenlast von  $F = 1743\text{kN}$  zum Fließen der gesamten Bügelbewehrung in Feld 1. Da ein plötzliches Versagen durch Fließen der Bügelbewehrung  $\varnothing 8$  an der Innenstütze (im Bereich des Messfeldes zur optischen Messung) im schwächer bewehrten Feld 1 (Bild 8) befürchtet wurde, und aufgrund eines Bauteilversagens durch einen Schubzugbruch in Verbindung mit einem Versagen der Betondruckzone somit weitere Untersuchungen des stärker bewehrten Bereichs in Feld 2 an der Innenstütze unmöglich gewesen wären, wurde der Versuchsträger mit Traversen und Zugstangen als zusätzliche Querkraftbewehrung in Feld 1 im Bereich der Innenstütze verstärkt (Bild 5). Zwischen der Lasteinleitung und den Endauflagern wurden aus Sicherheitsgründen Traversen mit Zugstangen lose montiert, welche während des Versuchs keinerlei Einfluss auf das Bauteiltragverhalten hatten.



**Bild 5:** (1) Fließen der Bügelbewehrung bei  $F = 1743\text{kN}$  und Anbringung einer Verstärkung;  
(2) Schubzugbruch bei  $F = 1890\text{kN}$

Schließlich kam es beim so verstärkten Träger bei einer Pressenlast von  $F = 1890\text{kN}$  zum Schubzugbruch unmittelbar im Bereich unter der Lasteinleitung in Feld 1.

Im Feld 2 erfolgte unter dieser Laststufe noch kein Versagen.

#### Charakteristika Belastungsversuch 2

- zweiter Versuch zur Ermittlung der Bruchlast
- maximale Pressenkraft: je  $F = 1890\text{kN}$
- Pressenkraft bei Verstärkung des Versuchsträgers an der an Innenstütze: je  $F = 1743\text{kN}$
- Pressenkraft bei Schubzugbruch unmittelbar unter der Lasteinleitung: je  $F = 1890\text{kN}$
- Datum des Versuchs: 12.09.2013

### 3.3 Beschreibung des Versuchsstands

#### Lagerung des Versuchsträgers

Der Versuch wurde auf dem Spannfeld in der Experimentierhalle der TU Dortmund durchgeführt. Der Versuchsträger war an den Endauflagern rollend gelagert, so dass eine Verschiebung in Trägerlängsrichtung möglich war (Bild 6).



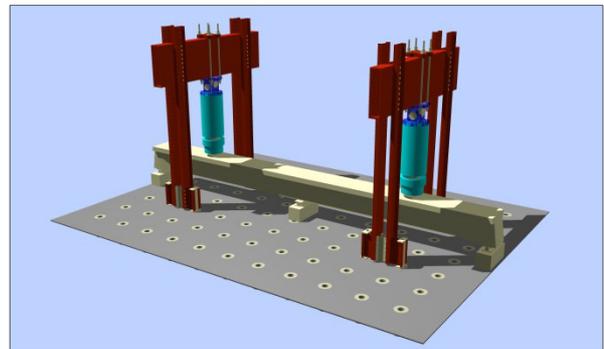
**Bild 6:** Lagerung des Trägers auf Rollen an den Endauflagern

Am horizontal unverschieblichen Mittelaufleger befanden sich zwei Kraftmessdosen zur kontinuierlichen Messung der Auflagerkraft (Bild 25).

#### Anordnung der Pressen

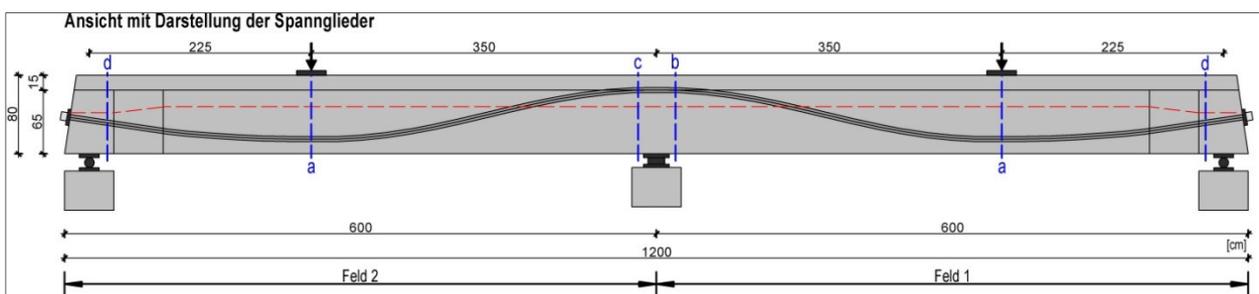
Die Pressen wurden so angeordnet, dass die Querkraftschnittgrößen betragsmäßig längs des Versuchsbalkens in etwa konstant waren. Die Einzellasten wurden nicht jeweils in Feldmitte, sondern mit  $2,25\text{m}$  Abstand zu der Achse der Endauflager angeordnet.

Die Schubslankheit an den Endauflagern betrug bei Ansatz einer statischen Nutzhöhe von  $d = 70\text{cm}$  in beiden Feldern  $a/d = 225/70 = 3,2$  und am Innenaufleger  $a/d = 350/70 = 5,0$ .



**Bild 7:** Isometrie des Versuchsstandes zum Belastungsversuch 1

Bild 7 zeigt schematisch den Versuchsaufbau zum Belastungsversuch 1. Die hydraulischen Pressen wurden an steife Belastungsrahmen montiert. Diese Rahmen wurden mit vorgespannten Gewindestangen im Fundament des Spannfeldes verankert. Der Versuchsaufbau zum Belastungsversuch 2 unterschied sich von dem des ersten Belastungsversuchs dadurch, dass stärkere Pressen mit geringerer Konstruktionshöhe verwendet wurden. Daher mussten die Querträger, an denen die Pressen befestigt waren, nach unten versetzt werden.



**Bild 8:** Geometrie des Versuchsträgers mit Spanngliederführung und Lasteinleitung

### 3.4 Beschreibung des Versuchsträgers

#### 3.4.1 Geometrie

Der Versuchsträger ist in der Ansicht einschließlich der internen girlandenförmigen Spanngliederführung in Bild 8 dargestellt.

Bei dem Versuchsträger handelte es sich um einen vorgespannten Zweifeldträger mit einer Stützweite von 5,75m je Feld. Der Überstand an den Endauflagern betrug 0,25m, so dass sich eine Gesamtlänge von 12,0m ergab.

Bei dem Bauteil handelte es sich um einen Plattenbalken mit oben liegender Gurtplatte. Der Plattenbalkenquerschnitt wies über die gesamte Trägerlänge eine konstante Konstruktionshöhe von 80cm auf. Auch die Abmessungen des Gurtes waren über die Trägerlänge konstant und betragen  $b/h = 80/15$ cm. Die Stegbreite betrug in den Feldbereichen und über der Innenstütze 30cm. Im Bereich der Endauflager wuchs die Stegbreite auf 60cm an (Bild 12 und Bild 13).

Die Stirnseiten des Trägers waren an beiden Enden um einen Winkel von  $8,4^\circ$  geneigt, was aus der Spanngliederneigung im Bereich der Endauflager resultierte und die Verankerung der Spannglieder erleichterte.

#### 3.4.2 Art und Anordnung der schlaffen Bewehrung

Die Art und Anordnung der Bewehrung ist in Bild 9 bis Bild 12 schematisch in den vier Querschnitten a bis d gemäß Bild 8, sowie in Bild 13 in der Ansicht dargestellt.

##### Längsbewehrung

Die im Querschnitt unten liegende Bewehrung bestand aus 3 Stäben  $\Phi 16$  in einer Lage mit örtlichen Zulagen. Dabei handelte es sich um durchgehende Stäbe. Ein Bewehrungsstoß war nicht erforderlich.

Die Zulagen in den Feldbereichen als zusätzliche Biegezugbewehrung zur Vermeidung eines vorzeitigen Biegeversagens, bestehend aus 2 Stäben  $\Phi 20$ , befanden sich im Bereich der Lasteinleitungen, wie schematisch in Schnitt a (Bild 9) dargestellt. Die Zulagen als zusätzliche Biegedruckbewehrung, bestehend aus 2 Stäben  $\Phi 25$ , befanden sich im Bereich der Innenstütze, wie in Schnitt b (Bild 10) dargestellt. Die im Gurt längs liegende Bewehrung bestand aus 16 Stäben  $\Phi 12$ , die in gleicher Anzahl auf 2 Lagen verteilt waren.

Auch dabei handelte es sich um durchgehende Stäbe. Ein Bewehrungsstoß war auch hier nicht erforderlich. Zulagen in der oberen Längsbewehrung zur Vermeidung eines vorzeitigen Biegeversagens waren nicht erforderlich.

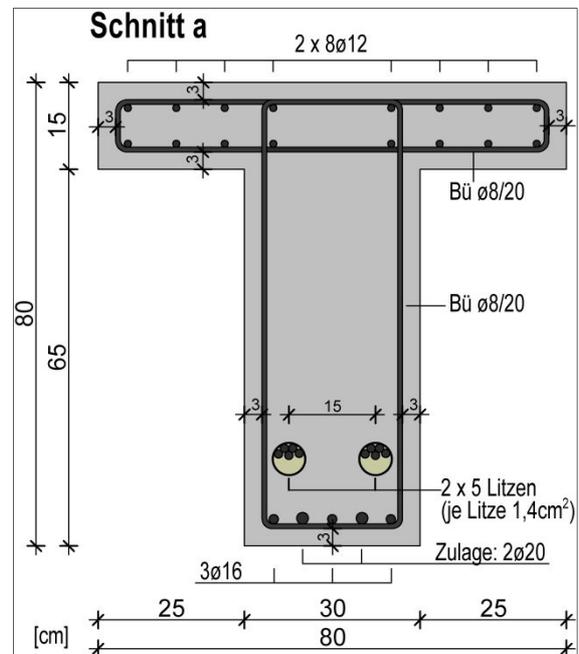


Bild 9: Schematische Darstellung des Querschnitts im Bereich der Lasteinleitung

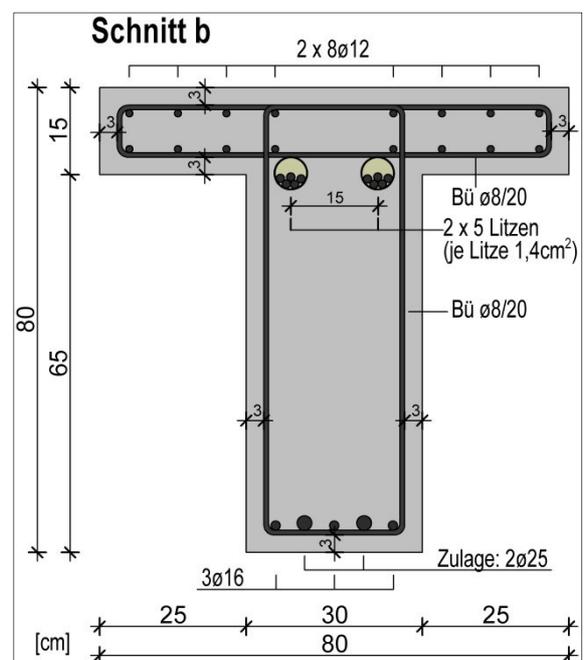


Bild 10: Schematische Darstellung des Querschnitts in Feld 1 im Bereich der Innenstütze

## Querbewehrung

Zur Beschreibung der Querbewehrung werden drei Bereiche unterschieden:

### 1. Regelbereich mit Mindestquerkraftbewehrung (Bild 9 und Bild 10)

Der Regelbereich erstreckte sich über die gesamte Trägerlänge (Ausnahme Bereich 2) zwischen den Endauflagern. Die Stegbreite betrug im Regelbereich konstant  $b_w = 30\text{cm}$ . Es waren Bügel  $\Phi 8/20$  mit einer Querschnittsfläche von  $5,0\text{cm}^2/\text{m}$  vorhanden. Diese Bewehrung deckte gerade den in DIN-FB 102 geforderten Mindestquerkraftbewehrungsgrad für gegliederte Bauteile mit vorgespanntem Zuggurt bei einer charakteristischen Betondruckfestigkeit von  $f_{ck} = 35\text{N/mm}^2$  ab:

$$\rho_{w,vorh} = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{2 \cdot 0,5}{20 \cdot 30 \cdot 1} = 0,16\%$$

$$\min \rho_w = 1,6 \cdot \rho = 1,6 \cdot 0,102 = 0,16\%$$

### 2. Bereich mit ca. doppelter Mindestquerkraftbewehrung (Bild 11)

Bei dem Bereich mit ca. doppelter Mindestquerkraftbewehrung handelte es sich um einen kurzen Bereich in Feld 2 unmittelbar vor der Innenstütze. Dieser Bereich war mit ca. der doppelten Mindestquerkraftbewehrung bewehrt und erstreckte sich von der Innenstütze ausgehend über eine Distanz von 1,5m ins Feld 2. Die Stegbreite betrug dort wie im Regelbereich 30cm. In diesem Abschnitt waren insgesamt 8 Bügel  $\Phi 12/20$  mit einer Querschnittsfläche von  $11,3\text{cm}^2/\text{m}$  eingebaut. Diese Bewehrung entsprach geringfügig mehr als der doppelten Mindestquerkraftbewehrung gem. DIN-FB 102:

$$\rho_{w,vorh} = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{2 \cdot 1,13}{20 \cdot 30 \cdot 1} = 0,37\%$$

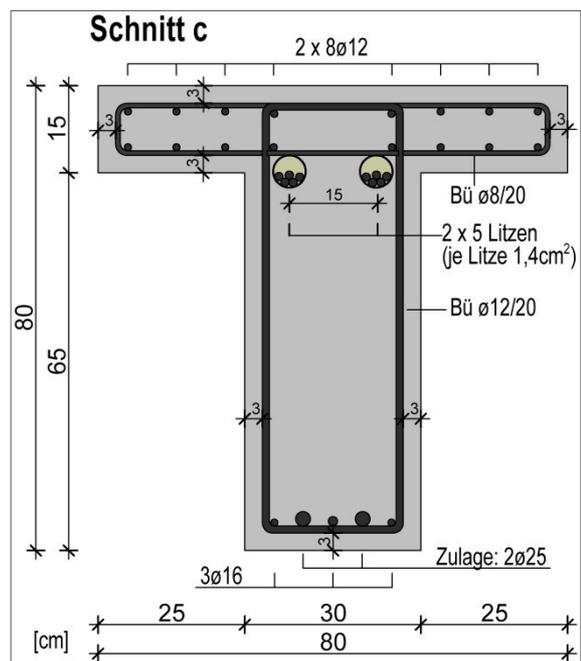
$$\min \rho_w = 0,16\% \quad \rightarrow \quad \rho_{w,vorh} = 2,3 \cdot \min \rho_w$$

Mit der Anordnung der Querkraftbewehrung gingen folgende Überlegungen einher:

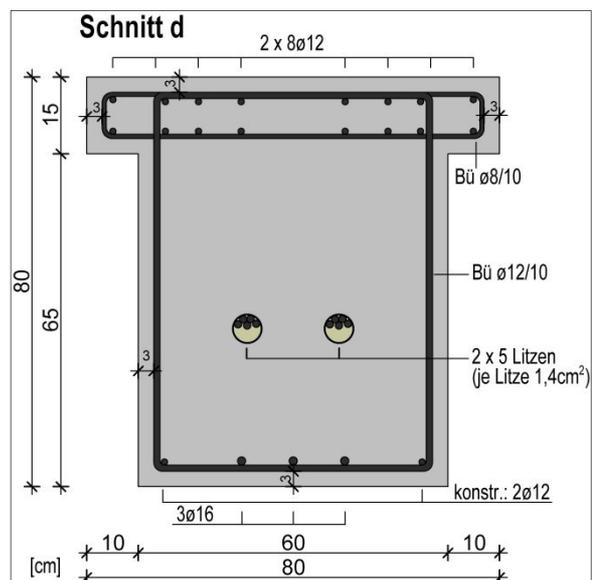
- Ein Schubversagen an der Innenstütze durch Fließen der Bügel muss zuerst in dem Bereich mit der geringeren Querkraftbewehrung, also im Regelbereich mit Mindestquerkraftbewehrung, einsetzen. Daher wurde die Position des Messfeldes für die optische

Messung neben der Innenstütze in Feld 1 festgelegt.

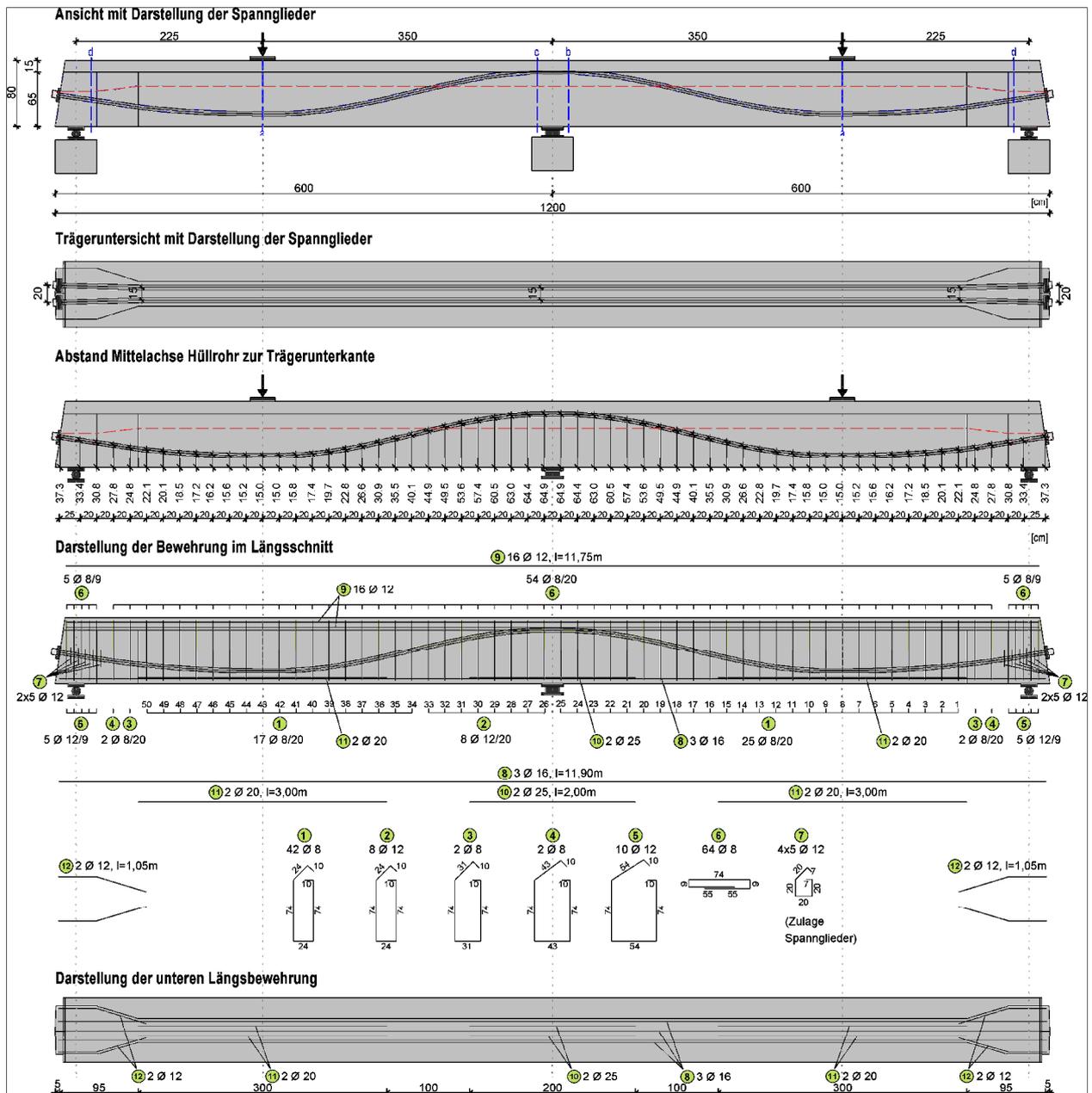
- Nach dem Schubversagen des Trägers im Regelbereich kann der Versuch durch nachträgliches Verkleben mittels Traversen und Zugstangen fortgesetzt werden, bis es zu einem erneuten Versagen im stärker bewehrten Feld 2 in einem anderen Bereich kommt. So lassen sich an einem Versuchsbalken zwei Versagenslasten für unterschiedliche Querkraftbewehrungsgrade ermitteln.



**Bild 11:** Schematische Darstellung des Querschnitts in Feld 2 im Bereich der Innenstütze



**Bild 12:** Schematische Darstellung des Querschnitts an den Endauflagern



**Bild 13:** Ansicht des Versuchsträgers mit Verlauf der Spannglieder und Betonstahlbewehrung

### 3. Endauflagerbereiche (Bild 12)

Die Endauflagerbereiche erstreckten sich von den Trägerenden 1,0m in Richtung der Felder. Die Querkraftbewehrung in diesen Bereichen war der Voutung des Trägersteiges angepasst. Es wurden Bügel  $\varnothing 8/20$  sowie Bügel  $\varnothing 12/10$  verwendet (Bild 13). Der Querkraftbewehrungsgrad variierte innerhalb dieses Bereiches durch die Stegaufweitung deutlich.

### 3.4.3 Vorspannung

#### Allgemeines

Der zweifeldrige Durchlaufträger wies einen gekrümmten Spanngliedverlauf auf (Bild 13). Die zwei Spannglieder bestanden aus je 5 Litzen mit einer Querschnittsfläche von  $140\text{mm}^2$  pro Litze. Die Spannstahtsorte entsprach einem Spannstaht St 1570/1770.

Der Einbau der Spannglieder erfolgte in Eigenleistung. Mit dem Vorspannen und Verpressen wurde die Fa. SUSPA DSI beauftragt. Dabei wurde ein Spannglied einseitig von links, das andere einseitig von rechts vorgespannt.

Der Zielwert der Vorspannung vor dem Ablassen der Pressen in beiden Spanngliedern wurde angesetzt mit  $\sigma_p = 0,6 \cdot f_{pk} = 0,6 \cdot 1770 = 1062 \text{ N/mm}^2$  ( $\sigma_p \triangleq \sigma_z = 0,6 \cdot \beta_z$ ).

Dies entsprach einer Vorspannkraft von max.  $P_0 = 5 \cdot 1,062 \cdot 140 = 743,4 \text{ kN}$  je Spannglied. Die mittlere Vorspannung nach dem Ablassen der Pressen sollte so den seinerzeit nach DIN 4227 Teil 1 zulässigen Wert der Spannungen von  $0,55 \cdot \beta_z$  nicht überschreiten.

Zum Zeitpunkt des ersten Belastungsversuchs ( $t_1$ ) kann aus Bild 15 eine mittlere Vorspannkraft von ca.  $P_{m,t1} = 1050 \text{ kN}$  abgelesen werden. Diese entspricht einer mittleren Spannstahlspannung von ca.  $\sigma_{pm,t1} = 750 \text{ N/mm}^2 \triangleq 750/1770 = 0,42 \cdot \beta_z$ .

### Spannkraftverluste aus Hüllrohrreibung

Die Vorspannung im Versuchsträger unter Berücksichtigung der Spannkraftverluste aus Hüllrohrreibung wurde mit dem Programm SOFISTIK berechnet. Der Verlauf der Vorspannkraft ist in Bild 15 dargestellt (blaue Linie).

### Spannkraftverluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation gemäß Eurocode 2

Die Vorspannung im Versuchsträger unter Berücksichtigung der Spannkraftverluste aus Hüllrohrreibung sowie den zeitabhängigen Spannkraftverlusten aus Kriechen und Schwinden des Betons und der Relaxation des Spannstahls wurden gem. Eurocode 2 bestimmt und ist ebenfalls in Bild 15 dargestellt.

- Relative Luftfeuchte der Umgebung	RH = 50%
- charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Mittlerer E-Modul des Betons	$E_{cm} = 32.800 \text{ N/mm}^2$
- Alter des Betons zu Beginn des Trocknungsschwindens	$t_s = 7 \text{ Tage}$
- Alter des Betons zum Zeitpunkt des Vorspannens	$t_0 = 35 \text{ Tage}$
- Alter des Betons zum Zeitpunkt des 1. Belastungsversuchs	$t_1 = 85 \text{ Tage}$
- Alter des Betons zum Zeitpunkt des 2. Belastungsversuchs	$t_2 = 175 \text{ Tage}$

**Tab. 1:** Randbedingungen zur Berechnung der zeitabhängigen Spannkraftverluste

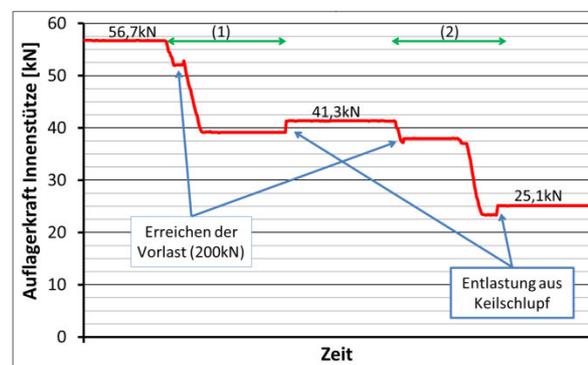
Dabei wurden die Spannkraftverluste zum Zeitpunkt unmittelbar nach dem Vorspannen (Zeitpunkt  $t_0$ ) sowie zum Zeitpunkt des ersten und des zweiten Belastungsversuchs ermittelt (Zeit-

punkte  $t_1$  und  $t_2$ ). Es wurden die in Tab. 1 angegebenen Werte angesetzt.

### Überprüfung der Vorspannung

Zwischen Versuchsträger und Innenstütze befanden sich zwei Kraftmessdosen, mit denen während beider Belastungsversuche kontinuierlich die Auflagerkraft gemessen wurde. Während des Vorspannens wurde die Abnahme der Auflagerdruckkraft an der Innenstütze aus dem statisch unbestimmten Anteil aus der Vorspannwirkung kontinuierlich erfasst (Bild 14). Diese Messaufzeichnungen wurden zur Plausibilitätskontrolle der Höhe der Vorspannung herangezogen. Weiterhin ließ sich anhand der Aufzeichnungen überprüfen, ob in beiden Feldern die gleiche Vorspannung vorhanden war.

Bild 14 zeigt, dass aus der Vorspannung der zwei Spannglieder die Innenstütze zunächst um den Wert  $\Delta B_1 = 15,4 \text{ kN}$  und danach um den Wert  $\Delta B_2 = 16,2 \text{ kN}$  entlastet wurde. Aufgrund der guten Übereinstimmung beider Werte (Abweichung beträgt ca. 5%) konnte von einer nahezu symmetrischen Vorspannung des Systems ausgegangen werden.



**Bild 14:** Kontinuierliche Erfassung der Auflagerkraft B an der Innenstütze während des Vorspannens; Vorspannphase Spannglied 1 (1), Vorspannphase Spannglied 2 (2)

Rechnerisch ergab sich aus dem statisch unbestimmten Anteil der Vorspannung jedoch eine entlastend wirkende Kraft an der Innenstütze von  $V_{P,ind,cal} = 44 \text{ kN}$ . Im Versuch wurde dort eine Entlastung von  $V_{P,ind,obs} = 56,7 - 25,1 = 31,6 \text{ kN}$  gemessen.

Die Gründe für diese Abweichung sind nicht eindeutig zu benennen, denkbar sind jedoch die folgenden Ursachen:

- Geringfügige Abweichungen der tatsächlichen Einbaulage der Spannglieder von der planmäßigen

- Ungenauigkeiten der Pressenkraftanzeige an der Innenstütze aufgrund der relativ kleinen Kräfte

Zur Überprüfung, ob eine ausreichend große Vorspannung vorhanden war, wurde die folgende Plausibilitätsprüfung durchgeführt.

### Plausibilitätsprüfung

Im Rahmen dieser Prüfung wurde die Vorspannung über den Nachweis der Dekompression am bereits gerissenen Bauteil im zweiten Belastungsversuch ermittelt. Da der zweite Belastungsversuch ca. drei Monate nach dem ersten Belastungsversuch stattfand, war zu erwarten, dass sich die Vorspannung durch Kriech-, Schwind- und Relaxationsprozesse etwas reduzieren würde.

Die Dekompressionslast wurde an der Last-Verformungs-Kurve des zweiten Belastungsversuchs (s. Bild 42) bei ca. 450kN abgelesen. Das an dieser Stelle vorhandene und aus den tatsächlichen Auflagerkräften an der Innenstütze berechnete Feldmoment betrug ca.  $M_E = M_{p,ind} + M_g = 480\text{kNm}$ .

*Ermittlung der Vorspannkraft über Dekompressionsnachweis*

$$\sigma_{cu} = \frac{-P}{A_{cb}} - \frac{P \cdot z_{cp}}{W_{cbu}} + \frac{M_{p,ind} + M_g}{W_{cbu}}$$

$$0 \text{ MN/m}^2 = \frac{-P}{0,315\text{m}^2} - \frac{P \cdot 0,324\text{m}}{0,0397\text{m}^3} + \frac{0,48\text{MNm}}{0,0397\text{m}^3}$$

$$\leftrightarrow P = 1,067\text{MN} = 1067\text{kN}$$

*Rechnerischer Wert der Vorspannung*

Die rechnerische Ermittlung der Vorspannkraft des Versuchsbalkens im Querschnitt unter der Lasteinleitung unter Ansatz einer Vorspannung von  $\sigma_{p0} = 0,6 \cdot f_{pk} = 1062\text{N/mm}^2$  am Spannglied vor dem Ablassen der Presse, einem Keilschlupf

von 6mm (gem. Zulassung) und ohne Berücksichtigung zeitabhängiger Spannungsverluste mit dem Programm SOFISTIK liefert eine rechnerisch vorhandene Vorspannkraft von  $P_{m0} = 1138\text{kN}$  (Bild 15, Zeitpunkt  $t_0$ ).

Die rechnerische Vorspannkraft unter Berücksichtigung von Spannkraftverlusten aus Hüllrohrreibung sowie aus Kriechen, Schwinden und Relaxation beträgt im Bereich der Lasteinleitung zum Zeitpunkt des 2. Belastungsversuchs  $P_{m,t2} = 998\text{kN}$  (Bild 15, Zeitpunkt  $t_2$ ).

Die über den Dekompressionsnachweis zum Zeitpunkt des 2. Belastungsversuchs ermittelte Vorspannung beträgt im Vergleich dazu  $P_{m,t2} = 1067\text{kN}$  (+7%).

Da die genaue Größe des Keilschlupfs nicht bekannt ist, erscheinen die so ermittelten Werte für die Größe der Vorspannkraft plausibel.

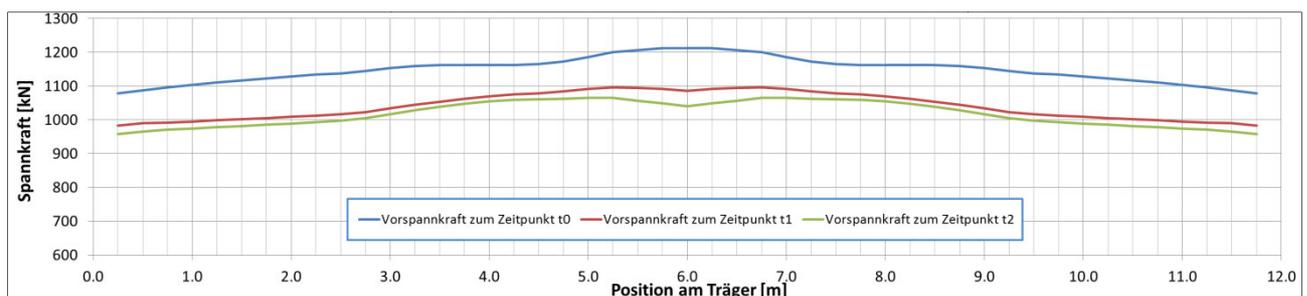
## 3.5 Materialkennwerte

### 3.5.1 Beton

#### Allgemeines

Der Versuchsträger wurde am 21.03.2013 betoniert. Um den Versuchskörper aus einer einzigen Betonmischung herzustellen, wurde die Fa. Märkische Transportbeton GmbH beauftragt den Beton zu liefern und mittels einer Betonpumpe einzubringen. Dabei wurden zeitgleich folgende Prüfkörper hergestellt:

- 6 Betonzylinder  
 $\Phi / h = 150 \text{ mm} / 300 \text{ mm}$
- 8 Betonwürfel  
 $b / h / t = 150 \text{ mm} / 150 \text{ mm} / 150 \text{ mm}$
- 6 Biegebalken  
 $b / h / l = 150 \text{ mm} / 150 \text{ mm} / 700 \text{ mm}$



**Bild 15:** Vorspannung im Versuchsträger unter Berücksichtigung des Keilschlupfes an den Anspannstellen sowie der Hüllrohrreibung beim Vorspannen und den zeitabhängigen Spannkraftverlusten

Alle Prüfkörper wurden unmittelbar neben dem Versuchsträger gelagert, um Versuchsträger und Prüfkörper den gleichen Erhärtungs- und Lagerungsbedingungen auszusetzen.

Nach Ende des zweiten Belastungsversuchs wurden zusätzlich 12 Bohrkern gemäß DIN EN 12504-1:2009 in augenscheinlich ungeschädigten Zonen des Versuchsträgers (im Bereich der beiden Endauflager) entnommen.

Konsistenzklasse	F3
Größtkorn	16mm
Feuchtigkeitsklasse	WF
Zementsorte	CEM I 42,5 N
Zementmenge	340kg/m <sup>3</sup>
Zusatzstoff	GM 25kg/m <sup>3</sup>
Zusatzmittel	BV 1,70kg/m <sup>3</sup>
Nachträgliches Zugabewasser	0 Liter
Festigkeitsentwicklung nach DIN 1045-3	Mittel

Tab. 2: Eigenschaften des Frischbetons

### Frischbetoneigenschaften

Als gewünschte Zielfestigkeitsklasse wurde dem Betonhersteller die Festigkeitsklasse C30/37 genannt. Diese entspricht in etwa der bei älteren Spannbetonbrücken verwendeten Festigkeitsklasse B450. Die Eigenschaften des Frischbetons am Tag des Betonierens wurden durch den Lieferanten, wie in Tabelle 2 dargestellt, angegeben.

Datum der Prüfung	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ct,sp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ct,fl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
23.04.2013	-	47,6 (46,6 / 46,8 / 48,5 / 48,6)	-	-	-
17.06.2013	-	50,8 (49,4 / 51,7 / 51,2)	2,83 (2,67 / 3,08 / 2,75)	4,32 (4,51 / 4,49 / 3,96)	-
13.09.2013	-	53,0 (53,0)	2,77 (2,83 / 2,56 / 2,93)	5,02 (5,21 / 5,16 / 4,71)	-
17.09.2013	-	57,0 (59,9 / 54,4 / 56,6 / 57,0)*	3,87 (3,43 / 4,51 / 3,53 / 3,99)*	-	32.828 (30.815 / 31.377 / 34.676 / 34.444)**
* Ermittelt an Bohrkernen mit d/h = ca. 95mm / 97mm      ** Ermittelt an Bohrkernen mit d/h = ca. 94mm / 201mm					

Tab. 3: Ermittlung der Festbetoneigenschaften zu unterschiedlichen Zeitpunkten (Mittelwerte und Einzelwerte)

### Ermittlung der Festbetoneigenschaften

Bei der Ermittlung der Festbetoneigenschaften wurden folgende Normen zugrunde gelegt:

- DIN EN 12390-3:2009  
Ermittlung der Zylinderdruckfestigkeit  $f_{c,cyl}$   
Ermittlung der Würfeldruckfestigkeit  $f_{c,cube}$
- DIN EN 12390-5:2009  
Ermittlung der Biegezugfestigkeit im Vierpunktbiegeversuch  $f_{ct,fl}$
- DIN EN 12390-6:2010  
Ermittlung der Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$
- DIN 1048-5:1991  
Ermittlung des Elastizitätsmoduls  $E_{cm}$
- DIN EN 13791:2008  
Ermittlung der Würfeldruckfestigkeit  $f_{c,cube}$  anhand von Bohrkernen  $\varnothing/h = 100/100$

Die Ermittlung der Festbetoneigenschaften erfolgte zu unterschiedlichen Zeitpunkten an den Prüfkörpern und entnommenen Bohrkernen:

- am 23.04.2013  
Zwei Tage vor dem Vorspannen des Versuchsträgers an Prüfkörpern
- am 17.06.2013  
Drei Tage nach dem ersten Belastungsversuch an Prüfkörpern
- am 13.09.2013  
Einen Tag nach dem zweiten Belastungsversuch an Prüfkörpern
- am 17.09.2013  
Fünf Tage nach dem zweiten Belastungsversuch an entnommenen Bohrkernen

In Tabelle 3 sind die Ergebnisse der zu unterschiedlichen Zeitpunkten durchgeführten Untersuchungen der Festbetoneigenschaften dargestellt. Angegeben sind die Mittelwerte der Festigkeiten. Die Werte in Klammern geben die Messwerte der einzelnen Proben an.

### 3.5.2 Betonstahl

Die Betonstahlkennwerte wurden je Stabdurchmesser an drei Prüfkörpern gemäß DIN EN ISO 6892-1 bestimmt. Ermittelt wurden die 0,2% Dehngrenze  $f_{ym,0,2}$ , die Zugfestigkeit  $f_{tm}$  sowie der Elastizitätsmodul  $E_{sm}$ . Bei den in Tabelle 4 dargestellten Ergebnissen handelt es sich um Mittelwerte.

Durchmesser [mm]	$f_{ym,0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{sm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Ø 8	475	514,6	184000
Ø 12	532	610,9	200750
Ø 16	554	644,2	205200
Ø 20	580	671,0	196000
Ø 25	555	646,6	196000

Tab. 4: Materialkennwerte Betonstahl (Mittelwerte)

Zur Messung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung wurden DD1 (HBM) Dehnungsaufnehmer mittels einer Klemmvorrichtung auf den Proben befestigt (Bild 16). Da die Dehnungsaufnehmer nur einen Nennmessbereich von +/- 2,5 mm haben, mussten diese vor Erreichen der Bruchdehnung abgenommen werden. Die so ermittelten Spannungs-Dehnungs-Linien der Betonstähle sind für die unterschiedlichen Stabdurchmesser in Bild 17 bis Bild 21 dargestellt.

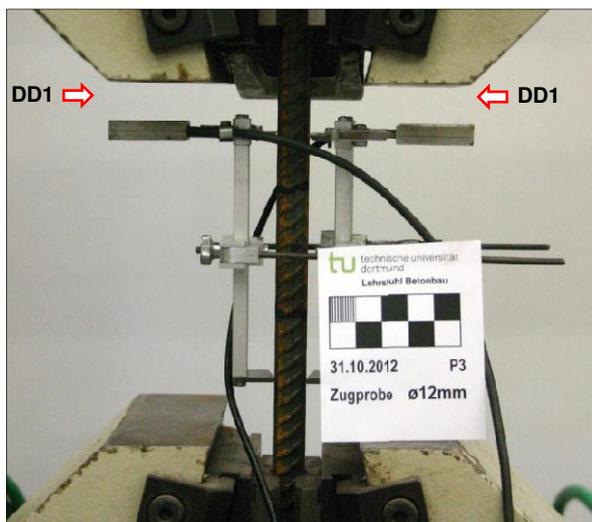


Bild 16: Zugversuch an einem Betonstahl Ø12

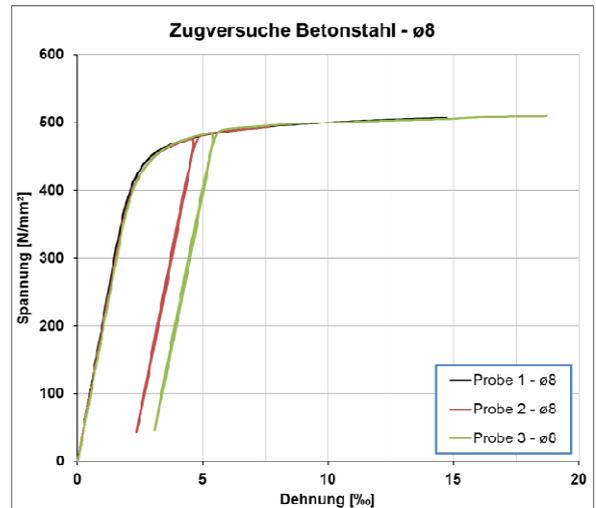


Bild 17: Spannungs-Dehnungs-Linie des verwendeten Betonstahls Ø8

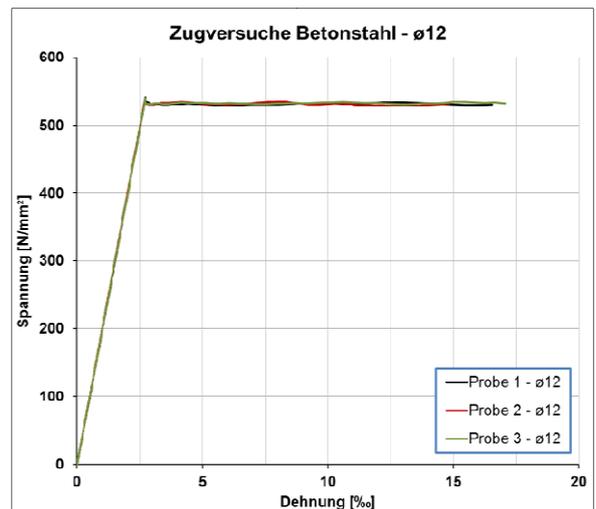


Bild 18: Spannungs-Dehnungs-Linie des verwendeten Betonstahls Ø12

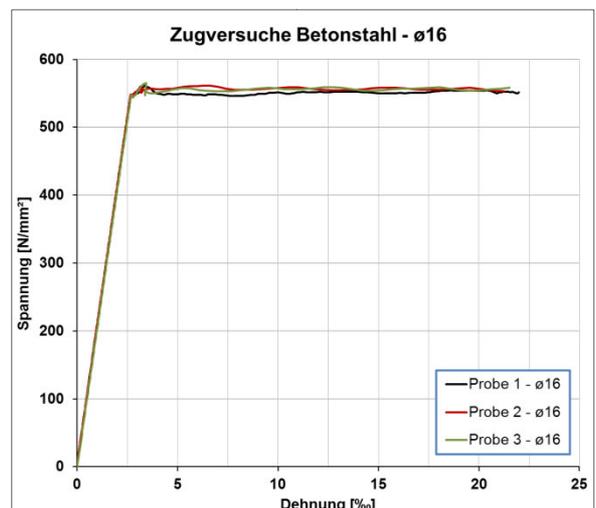


Bild 19: Spannungs-Dehnungs-Linie des verwendeten Betonstahls Ø16

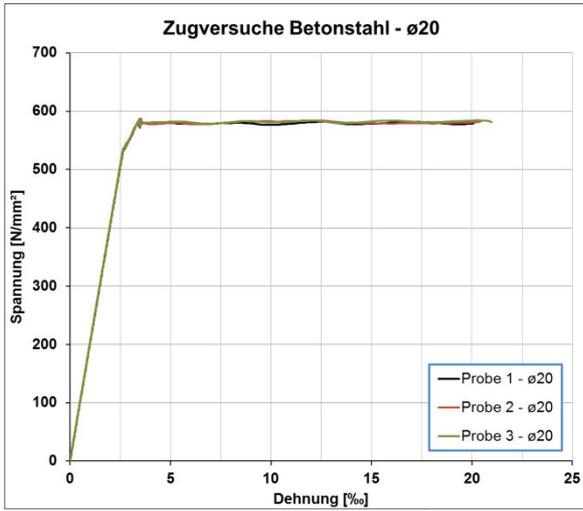


Bild 20: Spannungs-Dehnungs-Linie des verwendeten Betonstahls Ø20

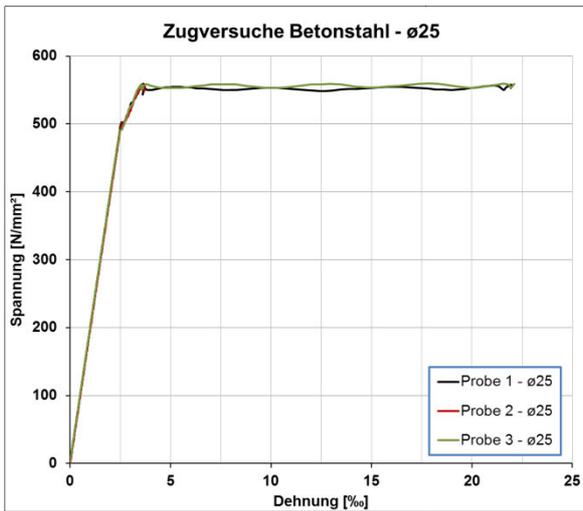


Bild 21: Spannungs-Dehnungs-Linie des verwendeten Betonstahls Ø25

### 3.5.3 Spannstahl

Bei den verwendeten Spanngliedern handelte es sich um 7-drähtige Spannlitzen aus Spannstahl der Sorte St 1570/1770 mit einem Nenndurchmesser von 15,30mm und einer Nettoquerschnittsfläche von  $A_p = 140\text{mm}^2$ . In Tabelle 5 sind die Materialkennwerte dargestellt, wie sie in Zugversuchen ermittelt worden sind.

Durchmesser [mm]	$f_{p0,1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{p0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{pm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{pm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Ø 15,3	1666	1718	1911	199.700

Tab.5: Materialkennwerte Spannstahl (Mittelwerte)

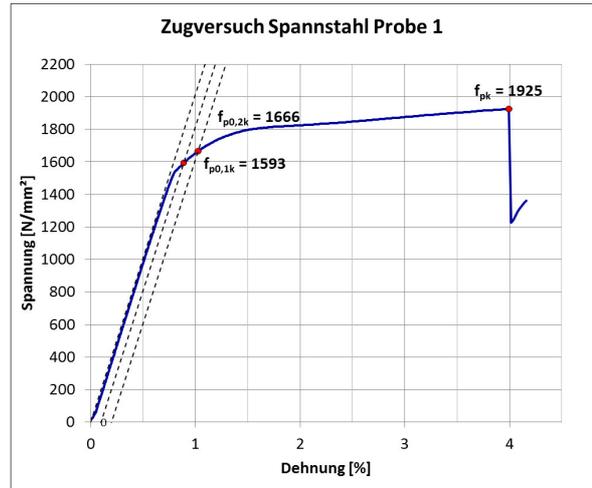


Bild 22: Zugversuch Spannstahl Probe 1

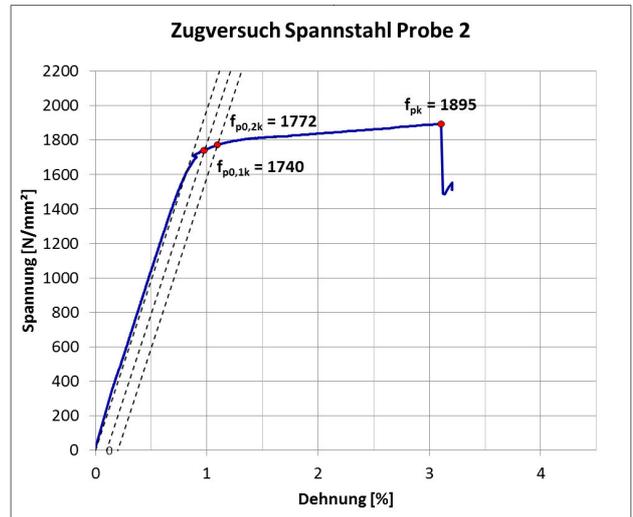


Bild 23: Zugversuch Spannstahl Probe 2

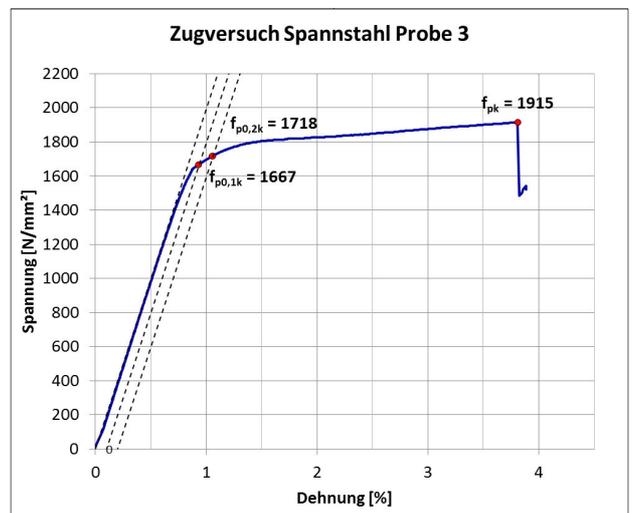


Bild 24: Zugversuch Spannstahl Probe 3

## 3.6 Messtechnik

### 3.6.1 Allgemeines

Bei dem Versuch wurde eine umfangreiche Messtechnik zur kontinuierlichen messtechnischen Erfassung des Tragverhaltens installiert:

- 4 Kraftmessdosen zur Messung der Pressenkräfte und der Auflagerkraft an der Innenstütze
- 244 Dehnungsmessstreifen an Bügelschenkeln
- 12 Dehnungsmessstreifen an Längsbewehrungsstäben
- 1 Beton-Dehnungsmessstreifen zur Messung der Stauchung des Betons in der Druckzone an der Innenstütze
- 8 induktive Wegaufnehmer zur Messung von Verformungen und Rissbreiten
- 1 Messfeld zur optischen Messung im Bereich der Innenstütze (Kapitel 5)

Insbesondere durch die große Anzahl und kontinuierliche Anordnung der Dehnungsmessstreifen konnte das Tragverhalten des Versuchsträgers unter Querkraftbeanspruchung sehr umfassend messtechnisch erfasst werden.

### 3.6.2 Kraftmessdosen (KMD)

Bei dem Versuchsaufbau wurden an verschiedenen Stellen Kraftmessdosen zur Messung auftretender Druckkräfte verwendet. Es wurden zwei Kraftmessdosen zur Messung der Auflagerkräfte an der Innenstütze sowie weitere Kraftmessdosen zur Erfassung der Pressenkräfte eingesetzt. Die verwendeten Kraftmessdosen zur Erfassung der Pressenkräfte unterschieden sich dabei von Belastungsversuch 1 zu Belastungsversuch 2.

#### Messung der Auflagerkraft an der Innenstütze

Während beider Versuche wurde die Auflagerkraft an der Innenstütze stetig erfasst. Diese wurde zur Berechnung der Schnittgrößen sowie zur Kontrolle der Vorspannung mit herangezogen.

Die Kraftmessdosen waren nebeneinander in der Auflagerachse mittig unter dem Trägersteg unter einer einzelnen steifen Stahlplatte angeordnet (Bild 25), sodass jede KMD die gleiche Pressung erfuhr.

In die Stahlplatte waren Kalottenlager 10mm tief eingelassen, sodass sich der Träger über den Kraftmessdosen frei verdrehen konnte.



Bild 25: Kraftmessdosen an der Innenstütze

#### Messung Pressenkraft Belastungsversuch 1

Die Messung der Pressenkraft im 1. Belastungsversuch erfolgte durch zwei baugleiche Kraftmessdosen (KMD), die zwischen Presse und Versuchsträger eingebaut waren. Die maximal messbare Kraft betrug  $F = 1600\text{kN}$ .

Die Einheit aus Presse und KMD wurde an dem Querträger des Belastungsrahmens sowie an der Oberkante des Versuchsträgers gelenkig angeschlossen (Bild 26). Daher konnten Messungenauigkeiten aus Biegemoment- bzw Querkraftbeanspruchungen weitestgehend ausgeschlossen werden.

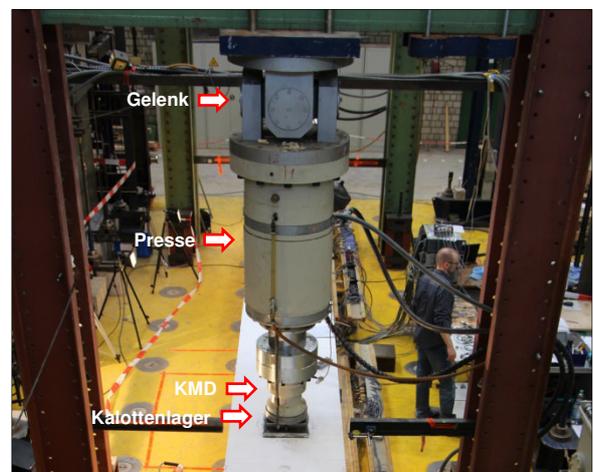


Bild 26: Presse und Kraftmessdose Belastungsversuch 1; identischer Aufbau in beiden Feldern

### Messung Pressenkraft Belastungsversuch 2

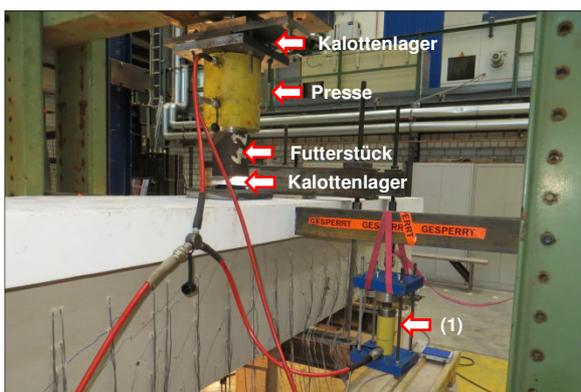
Die Messung der Pressenkraft in Feld 1 erfolgte im 2. Belastungsversuch durch eine Kraftmessdose unter der Presse mit einer maximal messbaren Kraft von  $F = 5000\text{kN}$  (Bild 27).

Die Einheit aus Presse und KMD wurde an der Unterseite des Querträgers des Belastungsrahmens und der Oberseite des Versuchsträgers gelenkig angeschlossen (Bild 27).

Aufgrund eines technischen Defektes an einer Kraftmessdose konnte in Feld 2 nicht der gleiche Versuchsaufbau wie in Feld 1 realisiert werden. Die Messung der Pressenkraft in Feld 2 erfolgte daher indirekt über den Öldruck im System vor der Presse mit Hilfe einer extra kalibrierten Pressen-Kraftmessdosen-Konstruktion (Bild 28). Unterhalb der Presse wurde aus o.g. Gründen für den Versuch keine Kraftmessdose eingebaut. Dort wurde anstelle dessen ein Futterstück aus Stahl eingebaut.



**Bild 27:** Presse und Kraftmessdose in Belastungsversuch 2; Aufbau in Feld 1



**Bild 28:** Pressen-Kraftmessdosen-Konstruktion (1) zur indirekten Messung der Belastung des Trägers über den Öldruck vor der Presse in Belastungsversuch 2; Aufbau in Feld 2

Die Lasteinleitung der Pressenkraft in den Versuchsträger erfolgte in beiden Belastungsversuchen über eine steife Stahlplatte mit den Abmessungen  $b/l/t = 300\text{mm} / 300\text{mm} / 25\text{mm}$ .

### 3.6.3 Dehnungsmessstreifen (DMS)

Zur kontinuierlichen Erfassung der Dehnungen während der Versuchsdurchführung wurden Dehnungsmessstreifen vom Typ FLA-5-11-3LT in Verbindung mit Kleber Typ CN mit einer maximalen Dehnbarkeit von ca. 20% verwendet. Da die DMS sehr dünn sind, können sie auch auf stark gekrümmten Oberflächen ohne Leistungseinbußen appliziert werden.

#### DMS auf der Querkraftbewehrung

Um die Querkrafttraganteile genau zu untersuchen, wurden für den Versuch über die Höhe eines Bügelschenkels jeweils 4 Dehnungsmessstreifen appliziert (Bild 33). Dabei wurden von Bügel 1 beginnend die sich in Trägerlängsrichtung rechts befindlichen Bügelschenkel ausgewählt. Die Dehnungsmessstreifen wurden bei jedem Bügelschenkel nach folgendem Muster aufgebracht:

DMS A: ca. 18cm Abstand von Trägerunterkante  
DMS B: ca. 28cm Abstand von Trägerunterkante  
DMS C: ca. 38cm Abstand von Trägerunterkante  
DMS D: ca. 48cm Abstand von Trägerunterkante

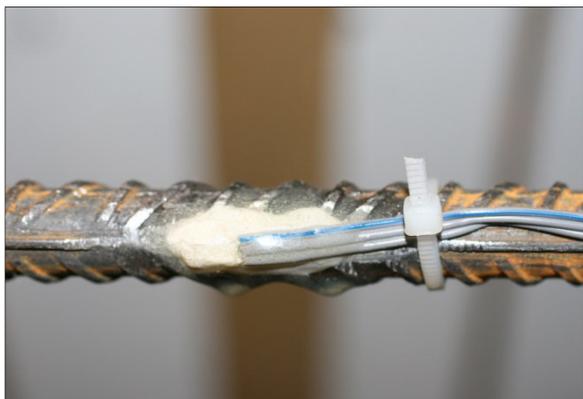
Eine eindeutige Codierung der einzelnen DMS wurde durch die Kombination der fortlaufenden Bügelnummer und der DMS Position (A,B,C,D) erreicht. So wird beispielsweise mit dem Code „25D“ der oberste DMS auf Bügel Nummer 25 bezeichnet.



**Bild 29:** Aufgeklebter DMS auf einen Bügelschenkel

Die genauen Positionen der einzelnen DMS wurden nach dem Zusammenbau des Bewehrungskorbes aufgenommen und können der Anlage A.1 entnommen werden.

Die DMS wurden bereits vor dem Aufbau des Bewehrungskorbes appliziert. Dafür wurden an den entsprechenden Stellen die Bewehrungsstäbe einseitig lokal angeschliffen, um eine



**Bild 30:** Vor Feuchtigkeit und mechanischen Einwirkungen geschützter DMS



**Bild 31:** Kabelführung der DMS

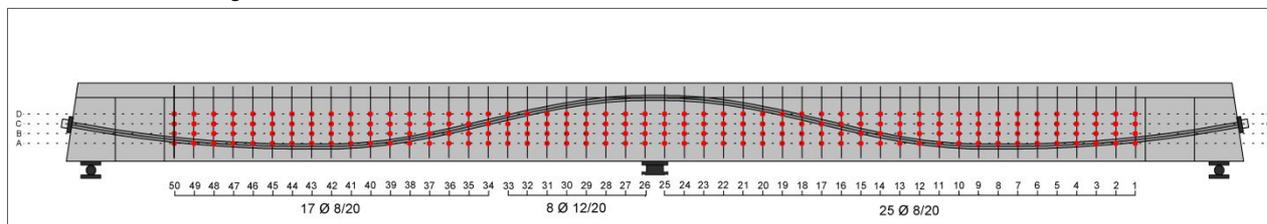
ebene Fläche zum Aufkleben der Messtreifen herzustellen (Bild 29). Im Anschluss wurden auf die DMS verschiedene Schutzschichten aufgebracht, um diese vor Feuchtigkeit sowie mechanischen Einwirkungen zu schützen (Bild 30).

Die zu den DMS gehörigen Kabel wurden jeweils einzeln und auf direktem Weg durch kleine Bohrlöcher in der Trägerschalung, welche mit Plastilin abgedichtet wurden, seitlich ausgeführt (Bild 31). Eine Beschädigung der Verkabelung während des Betoniervorgangs konnte dadurch vermieden werden.

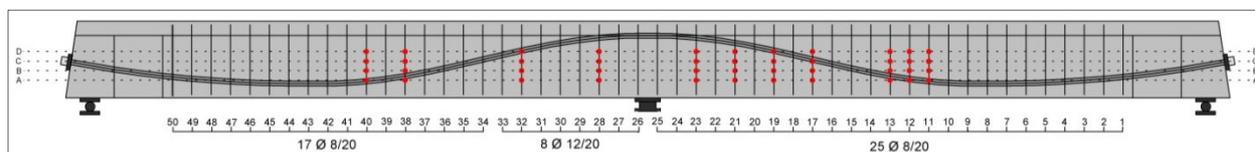
Das Ausschalen des Trägers war problemlos und ohne Beschädigungen der DMS-Verkabelung möglich (Bild 32). Es zeigte sich bei der Überprüfung der elektrischen Widerstände der DMS vor der Versuchsdurchführung, dass insgesamt nur 2 DMS beschädigt waren, und daher keine verwertbaren Ergebnisse liefern konnten. Dabei handelte es sich um die DMS „14C“ und „17D“.



**Bild 32:** Ausschalen des Versuchsträgers



**Bild 33:** Darstellung der Position der auf den Bügelschenkel angebrachten DMS



**Bild 34:** Darstellung der Position der Referenz-DMS

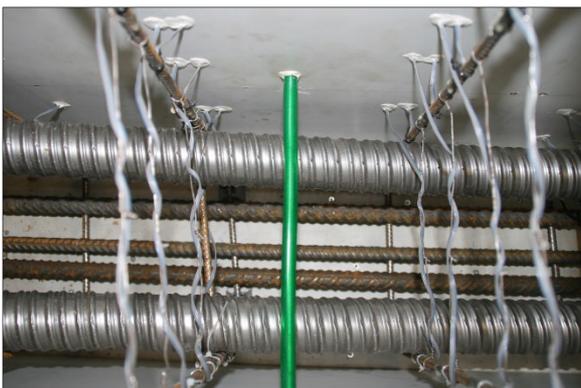
### Referenz-DMS

Zur Überprüfung der Ergebnisse der DMS an den Bügelschenkeln wurden an ausgewählten Bügeln zusätzlich am gegenüberliegenden Bügelschenkel jeweils 4 DMS auf gleicher Höhe appliziert (Bild 34).

Die eindeutige Codierung dieser Referenz-DMS wurde durch Kombination des Buchstaben „R“ (Referenz), der Bügelnummer und der DMS Position (A,B,C,D) erreicht.

Diese Referenz-DMS wurden an insgesamt 11 Bügelschenkeln angebracht. Die genauen Positionen der einzelnen Referenz-DMS wurden nach dem Zusammenbau des Bewehrungskorbes aufgenommen und können der Anlage A.1 entnommen werden.

Die Kabel dieser Dehnungsmessstreifen konnten nicht auf direktem Wege seitlich durch die Schalung geführt werden, denn dadurch wäre die Ansichtsfläche des Trägers, an welcher im Versuch die Risse nachgezeichnet wurden und die optische Messung stattfand, gestört worden. Aufgrund dessen wurden die Kabel an Rödeldrähten entlang, auf Höhe der zugehörigen DMS, durch den Trägersteg geführt und durch eigene Bohrlöcher ausgeführt (Bild 35). Diese Bohrlöcher der Referenz-DMS befanden sich immer rechts neben den zugehörigen Bohrlöchern der Regel-DMS.



**Bild 35:** Kabelführung der Referenz-DMS durch den Trägersteg

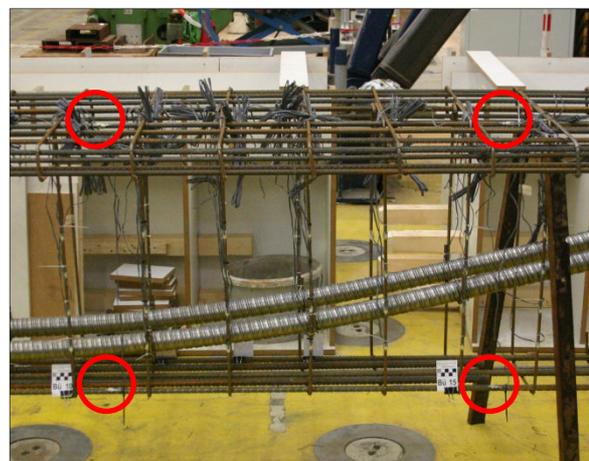
Dadurch war auch nach dem Ausschalen eine eindeutige Zuordnung der Kabel zu den DMS ohne Beschriftung möglich.

Es zeigte sich bei der Überprüfung der elektrischen Widerstände der DMS vor der Versuchsdurchführung, dass alle Referenz-DMS unbeschädigt waren.

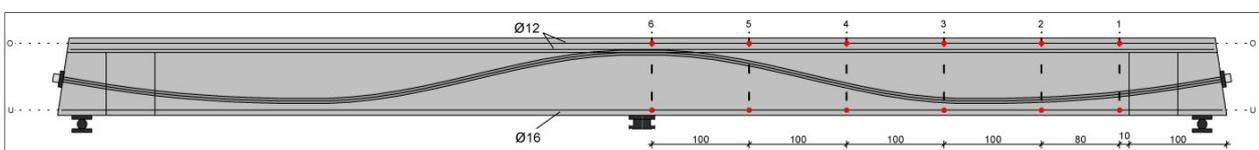
### DMS auf Längsbewehrung

Zur möglichen Überprüfung der Dehnungsebenen wurden in 6 Schnitten in Feld 1 zusätzliche DMS an Längsbewehrungsstäben appliziert (Bild 37). In jeder Messstelle wurde dabei ein DMS jeweils auf der Oberseite der Bewehrungsstäbe aufgebracht. Bei der Auswertung der Dehnungen ist daher ggf. der Effekt der Biegung der einzelnen Bewehrungsstäbe selbst und die daraus resultierende Längsdehnung zu berücksichtigen.

Die oberen DMS (O) sind auf Längsstäbe  $\varnothing 12$  in der Gurtplatte aufgebracht worden (Bild 36). Der Abstand dieser Dehnungsmessstreifen zur Oberkante des Trägers beträgt im Mittel ca. 40mm.



**Bild 36:** DMS an Längsbewehrungsstäben



**Bild 37:** Darstellung der Position der DMS an Längsbewehrungsstäben

Die unteren DMS (U) sind auf die im Steg unten liegenden Längsbewehrungsstäbe  $\Phi 16$  aufgebracht worden (Bild 36). Der Abstand dieser Dehnungsmessstreifen zur Unterkante des Trägers beträgt im Mittel ca. 50mm.

Die eindeutige Codierung dieser DMS wurde durch Kombination der fortlaufenden Schnittnummer (1-6), des Buchstaben „L“ (Längsstab) und der DMS Position (O, U) erreicht. So wird beispielsweise mit dem Code „6LO“ im 6. Schnitt der obere DMS bezeichnet.

Die genauen Positionen der einzelnen DMS an Längsbewehrungsstäben wurden nach dem Zusammenbau des Bewehrungskorbes aufgenommen und können der Anlage A.1 entnommen werden.

### Beton-DMS

Unmittelbar vor Beginn des ersten Belastungsversuchs wurde auf den vorgespannten Versuchsträger in der Achse der Innenstütze ein Beton-DMS auf den Versuchsbalken aufgeklebt. Der Abstand vom Beton-DMS zur Unterkante des Versuchsträgers betrug ca. 5cm (Bild 38).



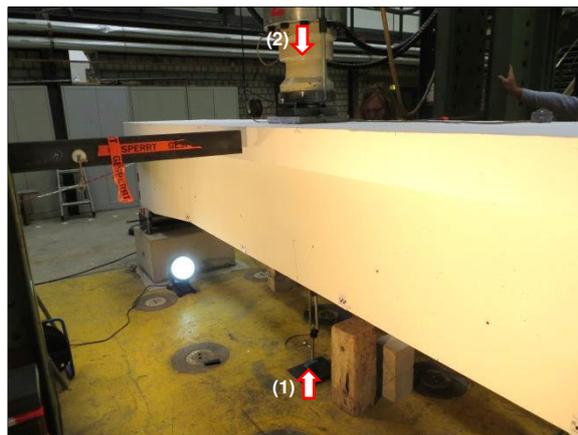
**Bild 38:** Beton-DMS an der Innenstütze

### 3.6.4 Induktive Wegaufnehmer

Es wurden induktive Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegungen unter den Lasteinleitungspunkten sowie zur Messung von Rissbreiten am Balkensteg und auf der Gurtplatte über der Innenstütze verwendet.

### Messung der Durchbiegungen

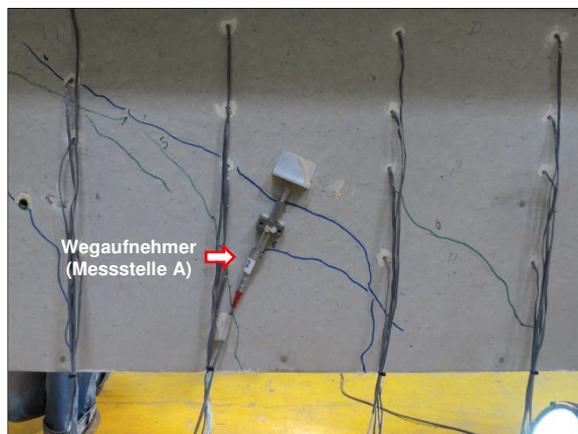
Mittels der Wegaufnehmer wurden während beider Belastungsversuche kontinuierlich die Durchbiegungen unter den Lasteinleitungspunkten in Feld 1 und Feld 2 gemessen (Bild 39). Der Abstand der Wegaufnehmer zu der Achse der Endauflager betrug dabei 2,25m.



**Bild 39:** Wegaufnehmer (1) in Feld 2 unter der Lasteinleitung (2)

### Messung der Rissöffnungen am Balkensteg

Während beider Belastungsversuche wurden an drei Rissen am Balkensteg die Rissbreiten mittels induktiver Wegaufnehmer aufgezeichnet. Diese wurden so appliziert, dass die Wegaufnehmer über eine möglichst kurze Distanz senkrecht zum betrachteten Riss die Rissöffnungen maßen. Die Positionen dieser Rissmessstellen können Bild 47 (Messstelle A – C) entnommen werden.

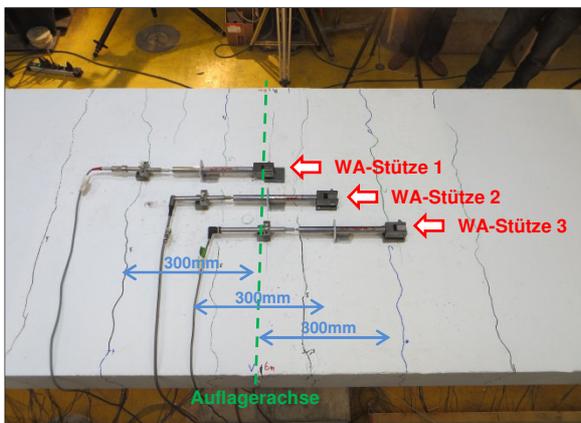


**Bild 40:** Wegaufnehmer zur Messung der Rissöffnung an einer ausgewählten Messstelle (hier Messstelle A, s. Bild 47)

### Messung der Rissöffnungen über der Innenstütze

Auf der Gurtplatte über der Innenstütze wurden vor Beginn des 1. Belastungsversuchs drei Wegaufnehmer zur Messung der Rissöffnung bzw. zur Ermittlung der Dehnung in der Randfaser appliziert.

Die Messlänge der Wegaufnehmer betrug dabei jeweils  $l = 300\text{mm}$ . Wie auf Bild 41 zu sehen ist, wurden die Wegaufnehmer längs gestaffelt und mit einer gegenseitigen Überlappung der Messlängen von  $150\text{mm}$  angeordnet.



**Bild 41:** Wegaufnehmer zur Messung der Rissöffnung auf der Oberseite der Gurtplatte über der Stütze

### 3.6.5 Optische Messung

Neben konventioneller Messtechnik wurde in einem lokal begrenzten Bereich des Steges in Feld 1 nahe der Innenstütze ein optisches Messverfahren eingesetzt, welches eine flächenhafte Erfassung des Riss- und Verformungsverhaltens im Steg unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung und Querkraft ermöglichte.

Zur besseren Übersichtlichkeit befinden sich alle weiteren Angaben zu den durchgeführten optischen Messungen, wie z.B. eine genaue Beschreibung der verwendeten Verfahren und die Darstellung der Ergebnisse, zusammengefasst in einem eigenen Kapitel (Kapitel 5) dieses Berichts.

## 4 Versuchsergebnisse

### 4.1 Allgemeines

Durch die sehr umfangreiche Messtechnik und die kontinuierliche Aufzeichnung der Messwerte während der Belastungsversuche stehen für die Versuchsauswertung große Datenmengen zur Verfügung. Grundsätzlich ist daher zu jedem Zeitpunkt des Versuchs eine Auswertung der Messwerte möglich. Es können zu jeder beliebigen Laststufe die Dehnungen aller DMS, die zugehörigen Durchbiegungen des Trägers, die Auflagerkraft an der Innenstütze sowie beide Pressenkräfte angegeben werden.

Zur Reduktion der Datenmengen wird die Darstellung der Versuchsergebnisse auf die in Tab. genannten, ausgewählten Laststufen begrenzt. Für diese Laststufen erfolgt eine umfangreiche Darstellung der Messwerte. Für die Versuchsauswertung werden 7 der in Tab. genannten 10 Laststufen genauer untersucht.

Wie in Kapitel 3.2 beschrieben, bestanden die experimentellen Untersuchungen aus zwei zeitlich versetzt durchgeführten Belastungsversuchen. Bis zur Laststufe 1541kN basieren alle dargestellten Messergebnisse (Dehnungen, Spannungen, Verformungen, Auflagerkräfte) auf den im 1. Belastungsversuch gemessenen Werten. Oberhalb der Laststufe 1541kN basieren die Messergebnisse auf den im 2. Belastungsversuch gemessenen Werten. Die Versuchsergebnisse des zweiten Belastungsversuchs wurden in allen Darstellungen an die des ersten Belastungsversuchs angefügt und setzten diese daher nahtlos fort.

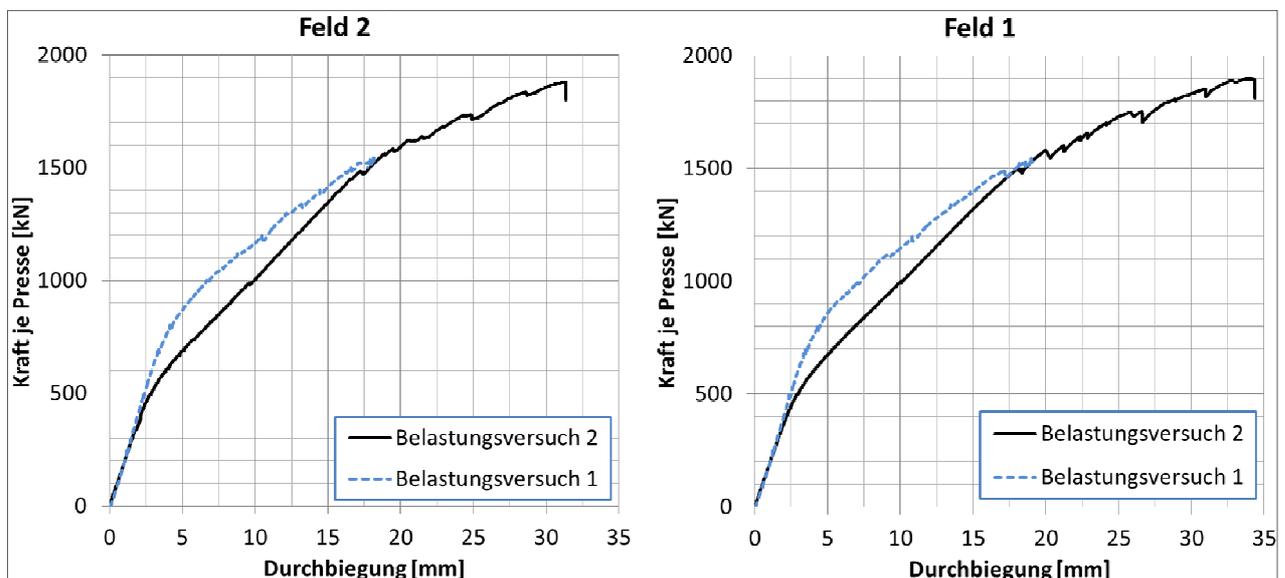
Laststufe	Charakteristika
0kN	Beginn des 1. Belastungsversuchs
700kN*	Auftreten von ersten Biegerissen; Belastungsversuch 1
800kN*	Zwischenwerte; Belastungsversuch 1
1000kN*	Ausbildung von ersten Biegeschubrisen; Belastungsversuch 1
1200kN*	Zwischenwerte; Belastungsversuch 1
1400kN	Zwischenwerte; Belastungsversuch 1
1541kN*	Ende Belastungsversuch 1
1650kN	Zwischenwerte; Belastungsversuch 2
1743kN*	Ende Teilversuch 1, Verstärkung des Trägers an der Innenstütze durch Traversen und Zugstangen; Belastungsversuch 2
1890kN*	Ende Teilversuch 2, Schubzugbruch unmittelbar an der Lasteinleitung; Belastungsversuch 2

\* Für diese Laststufe erfolgte neben der Darstellung der Ergebnisse auch eine Auswertung.

**Tab. 6:** Laststufen für die Auswertung der Messwerte und Charakteristika

### 4.2 Verformungen

Wie in Kapitel 3.6.4 dargestellt, wurden in beiden Feldern induktive Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegungen unter den Lasteinleitungen verwendet. Die daraus resultierenden Kraft-Durchbiegungs-Kurven für beide Felder und Belastungsversuche sind in Bild 42 dargestellt.



**Bild 42:** Kraft-Durchbiegungs-Kurven für Feld 1 und Feld 2 für beide Belastungsversuche

Zum Zeitpunkt des Vorspannens wurden die Durchbiegungen nicht aufgezeichnet, sondern erst mit Beginn der Belastungsversuche. Die gemessenen Durchbiegungen des Versuchsträgers, insbesondere für die in Tabelle 6 genannten Laststufen, sind in Tabelle 7 dargestellt.

Laststufe	Durchbiegung in Feld 1 [mm]	Durchbiegung in Feld 2 [mm]
0kN	0,0	0,0
700kN	3,5	3,5
800kN	4,3	4,1
1000kN	7,0	6,6
1200kN	10,8	10,4
1400kN	14,8	14,4
1541kN	18,9	18,2
1650kN	22,8	21,5
1743kN	26,3	24,8
1890kN	33,9	31,3

**Tab. 7:** Durchbiegung des Versuchsträgers bei verschiedenen Laststufen

Im Verlauf beider Belastungsversuche wurde nach Erreichen unterschiedlicher Laststufen die Belastung kurzzeitig angehalten, sodass Risse angezeichnet und Rissbreiten gemessen werden konnten. Diese Laststufen sind in Tabelle 8 angegeben.

Während dieser Belastungspausen zeigten sich unter der eingprägten Verformung Relaxationseffekte durch einen geringen Lastabfall, wodurch, neben den Effekten aus der Rissbildung, der abschnittsweise sägezahnartige Verlauf der Kraft-Durchbiegungen-Kurven resultiert.

Belastungsversuch	LS bei Unterbrechung
1	250kN, 500kN, 700kN, 800kN, 1000kN, 1200kN, 1400kN, 1500kN, 1520kN
2	500kN, 1000kN, 1500kN, 1600kN, 1658kN, 1750kN, 1850kN

**Tab. 8:** Laststufen bei Unterbrechung der Belastungsversuche

## 4.3 Rissverhalten

### 4.3.1 Risslasten

Bis zur Laststufe von ca. 680kN ließen sich mit bloßem Auge keine Risse erkennen. Die ersten Risse entstanden bei einer Laststufe von ca. 680kN in Form von Biegerissen unmittelbar unter den Lasteinleitungen. Die ab diesem Zeitpunkt entstandenen Risse und die zugehörigen Risslasten sind in Tabelle 9 schematisch dargestellt.

Rissart	Laststufe
Biegerisse	ab ca. 680kN im Bereich der Lasteinleitungen; ab ca. 750kN auch im Bereich der Innenstütze
Biegeschubrisse	ab ca. 900kN im Bereich der Lasteinleitungen; ab ca. 1100kN auch im Bereich der Innenstütze
Schubrisse (nicht aus Biegerissen)	ab ca. 1570kN in Feld 1 zwischen Lasteinleitung und Innenstütze (Belastungsversuch 2); ab ca. 1620kN auch in Feld 2 zwischen Lasteinleitung und Innenstütze (Belastungsversuch 2)

**Tab. 9:** Rissart und Laststufe

### 4.3.2 Rissverlauf

Die ersten Biegerisse bildeten sich in beiden Feldern zunächst im Bereich der Lasteinleitungen, danach bildeten sich auch im Bereich der Innenstütze Biegerisse. Mit zunehmenden Belastungen entstanden weitere Biegerisse, welche sich im Verlauf des Versuchs zu Biegeschubbrissen entwickelten. Reine Schubrisse, die nicht aus Biegerissen entstanden, bildeten sich i.d.R. schlagartig und erst ab einer Laststufe von ca. 1550kN. Bild 46 zeigt das Rissbild zu der maximalen Laststufe 1890kN. Ungerissene Bereiche liegen hier nur unmittelbar über den Endauflagern vor. Beide Feldbereiche sowie der Stützbereich sind mit vielen Biege- und Biegeschubbrissen durchzogen. Zudem entstanden im Bereich des Momentennulldurchgangs in beiden Feldern ausgeprägte Schubrisse, welche jedoch nicht bis in die Biegedruckzone über der Innenstütze vordrangen. Eine direkte, vollständige Abstützung der Einzellasten zur Innenstütze ist daher bei hohen Laststufen ausgeschlossen. Die Druckstreben stützen sich längs auf die Biegedruckzone und werden über die Bügelwirkung

hochhängt. Es ist also zumindest von einer anteiligen Fachwerktragwirkung im Bereich vor der Innenstütze in beiden Feldern auszugehen. In Kapitel 5 sind die Rissbilder in ausgewählten Laststufen im Bereich der Innenstütze detailliert dokumentiert.

### 4.3.3 Rissneigung

Wie aus Bild 46 hervorgeht, traten in beiden Feldern Schubrisse mit geringer Rissneigung auf. Exemplarisch wurde die Rissneigung für zwei ausgewählte Risse bestimmt:

Feld 1:  $\beta_{r,1} \approx 22^\circ \rightarrow \cot\theta = 1/\tan(22) = 2,50$

Feld 2:  $\beta_{r,2} \approx 22^\circ \rightarrow \cot\theta = 2,50$

### 4.3.4 Rissbreiten

#### Allgemeines

Um Rissentwicklungen während der Versuche deutlich beobachten zu können, wurde die in Bild 46 dargestellte Ansichtsfläche mit weißer Dispersionsfarbe beschichtet. Die Rückseite des Trägers, an der die DMS-Kabel ausgeführt wurden, blieb ohne Beschichtung.

Rissbreiten wurden während der Versuche mittels induktiven Wegaufnehmern, Risslupe und Risslinealen gemessen.

#### Rissbreitenmessung Belastungsversuch 1

An drei ausgewählten Stellen der Trägerrückseite wurden während dieses Belastungsversuchs die Rissbreiten mittels induktiver Wegaufnehmer gemessen. Die dafür verwendeten Wegaufnehmer wurden während des Versuchs senkrecht zu diesen Rissen befestigt.

Das Rissbild der Trägerrückseite ist zeichnerisch nicht dokumentiert, daher sind die Positionen der Wegaufnehmer (Messstelle A – Messstelle C) in Bild 47 dargestellt, welches das Rissbild der Trägervorderseite zeigt. Die ermittelten Rissbreiten der induktiven Wegaufnehmer sind in Bild 43, Bild 44 und Bild 45 dargestellt.

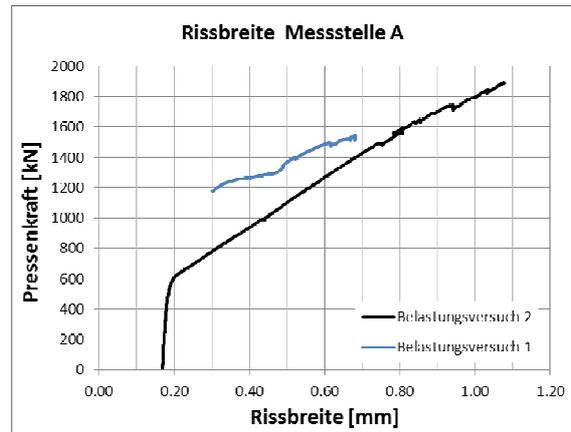


Bild 43: Gemessene Rissbreiten in Messstelle A

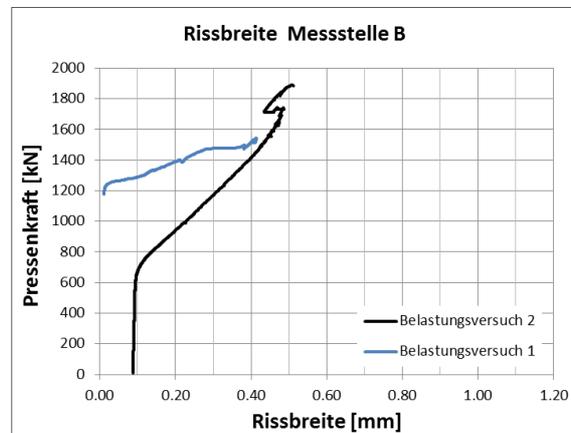


Bild 44: Gemessene Rissbreiten in Messstelle B

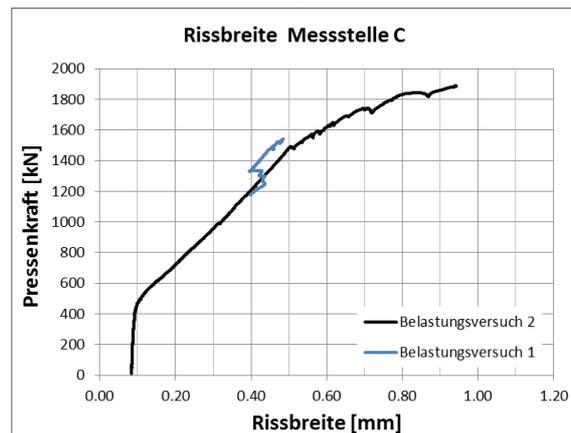


Bild 45: Gemessene Rissbreiten in Messstelle C

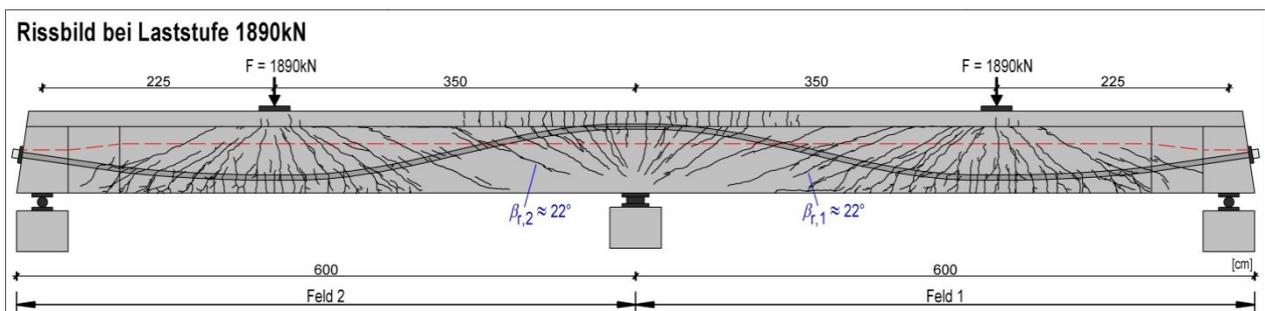


Bild 46: Rissbild bei Laststufe 1890kN und Rissneigungen exemplarischer Schubrisse

**Rissbreitenmessung Belastungsversuch 2**

Die drei induktiven Wegaufnehmer, mit welchen bereits während des ersten Belastungsversuchs Rissbreiten gemessen wurden, wurden auch während des zweiten Belastungsversuchs zur Messung herangezogen (Bild 43, Bild 44 und Bild 45). Die Rissbreitenmessung begann dabei zum Zeitpunkt des Versuchsbeginns.

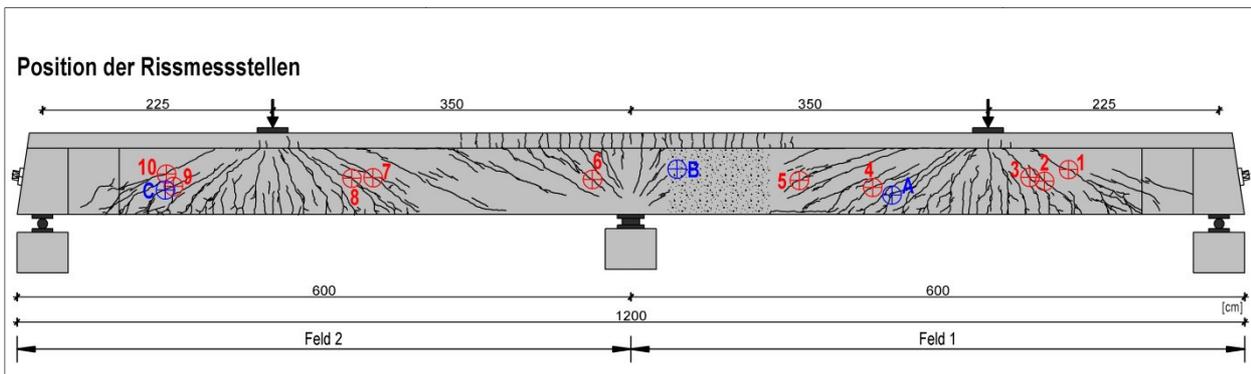
Zudem wurden an 10 ausgewählten Stellen (Messstelle 1 – Messstelle 10), deren Positionen in Bild 47 dargestellt sind, an der Vorderseite

des Trägers Risse mittels Risslupen und Risslinealen gemessen.

Durch den ersten Belastungsversuch war der Träger bereits gerissen. Daher konnten konkrete Messstellen zur Ermittlung weiterer Rissbreiten bereits vor dem zweiten Belastungsversuch festgelegt werden.

In Tabelle 10 sind die Ergebnisse der Rissbreitenmessungen in den Messstellen 1-10 tabellarisch dargestellt.

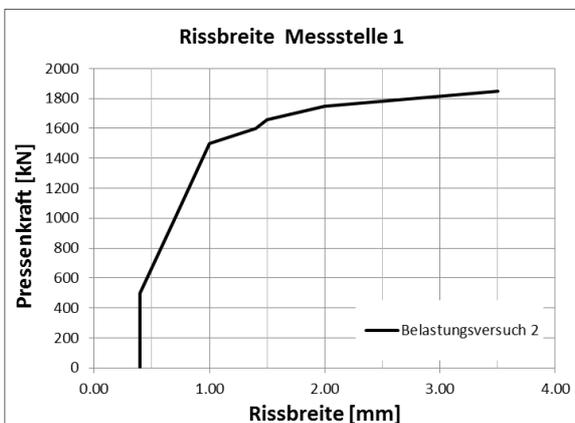
Darüber hinaus sind die Rissbreitenentwicklungen in Bild 48 bis Bild 57 graphisch verdeutlicht.



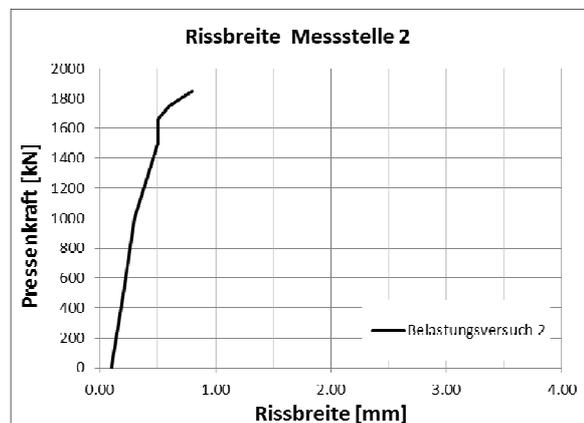
**Bild 47:** Position der Rissmessstellen: Messstellen 1-10 an der Vorderseite, Messstellen A-C an der Rückseite des Versuchsbalkens

Laststufe	Rissbreite [mm] in jeweiliger Messstelle									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0kN	0,4	0,1	0,2	0,2	-	-	0,1	0,2	0,1	0,3
500kN	0,4	0,2	0,2	0,2	-	0,1	0,2	0,2	0,1	0,3
1000kN	0,7	0,3	0,4	0,3	-	0,1	0,4	0,5	0,2	0,5
1500kN	1,0	0,5	0,6	0,5	-	0,2	0,6	0,6	0,5	1,0
1600kN	1,4	0,5	0,7	0,7	0,8	0,2	0,8	0,7	0,5	1,4
1658kN	1,5	0,5	0,8	0,7	1,0	0,3	1,0	0,8	0,6	1,5
1750kN	2,0	0,6	0,9	0,9	1,2	0,4	1,4	0,9	0,6	1,7
1850kN	3,5	0,8	1,0	1,0	-	0,4	1,6	0,9	0,7	2,5

**Tab. 10:** Gemessene Rissbreiten während des zweiten Belastungsversuchs



**Bild 48:** Gemessene Rissbreiten in Messstelle 1



**Bild 49:** Gemessene Rissbreiten in Messstelle 2

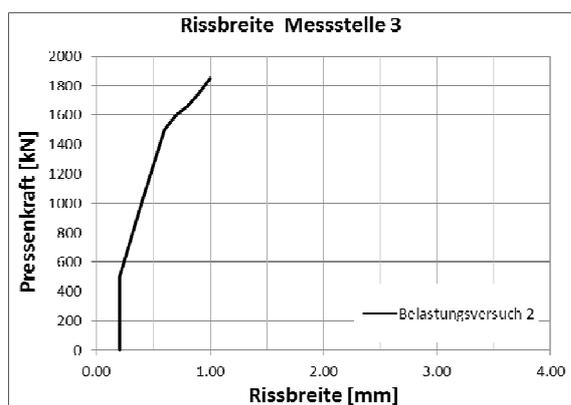


Bild 50: Gemessene Rissbreiten in Messstelle 3

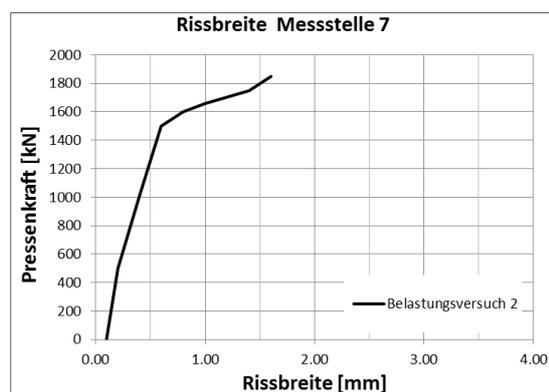


Bild 54: Gemessene Rissbreiten in Messstelle 7

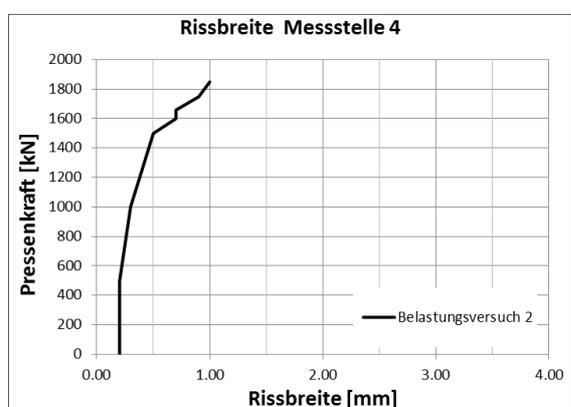


Bild 51: Gemessene Rissbreiten in Messstelle 4

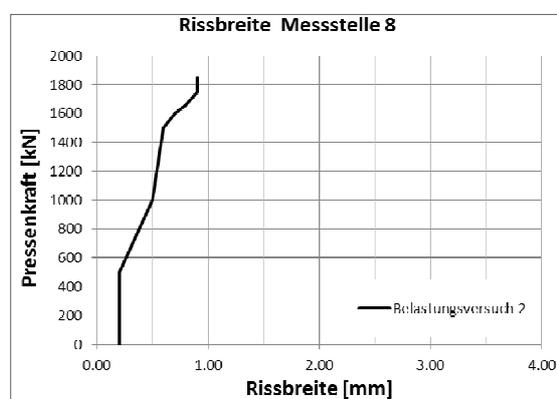


Bild 55: Gemessene Rissbreiten in Messstelle 8

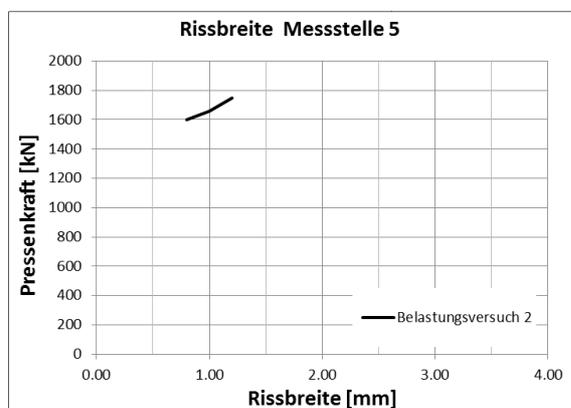


Bild 52: Gemessene Rissbreiten in Messstelle 5

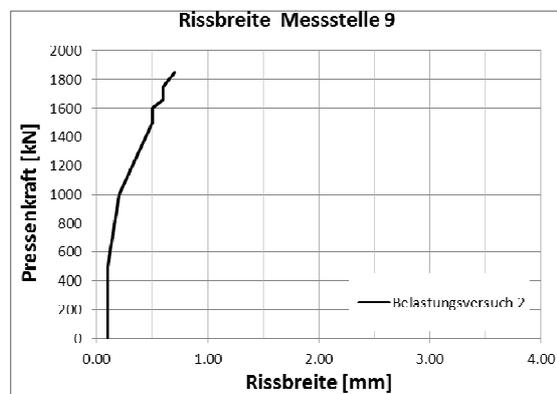


Bild 56: Gemessene Rissbreiten in Messstelle 9

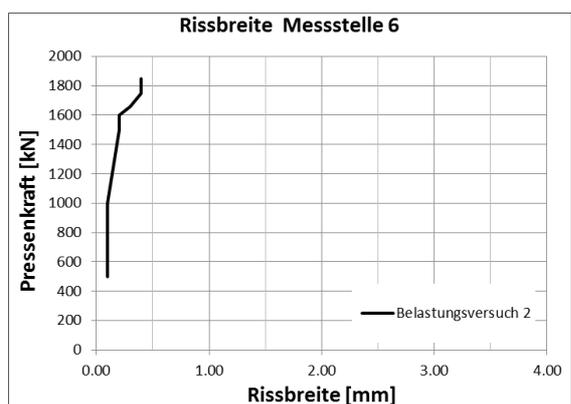


Bild 53: Gemessene Rissbreiten in Messstelle 6

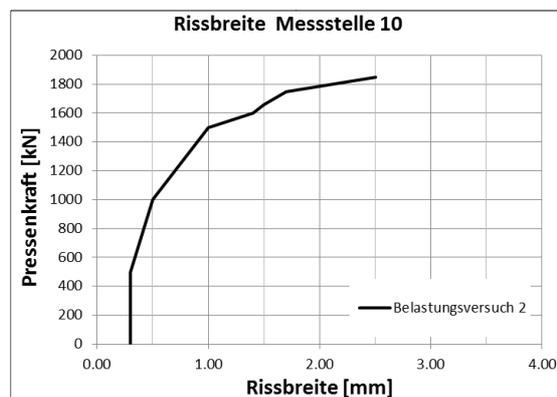
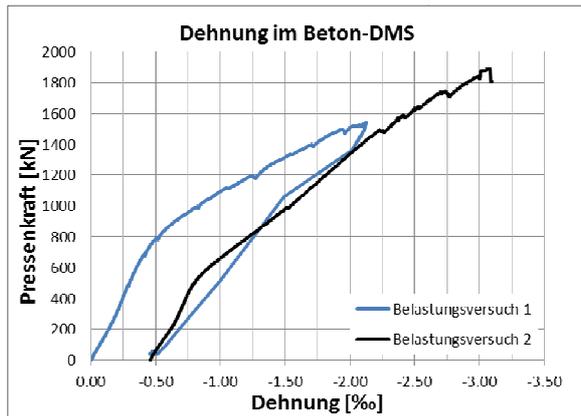


Bild 57: Gemessene Rissbreiten in Messstelle 10

### 4.3.5 Dehnungen des Betons im Bereich der Innenstütze

#### Dehnung des Betons in Höhe des Beton-DMS

Die während des ersten und des zweiten Belastungsversuchs gemessene Betondehnung (s. Kapitel 3.6.3) ist in Bild 58 dargestellt.



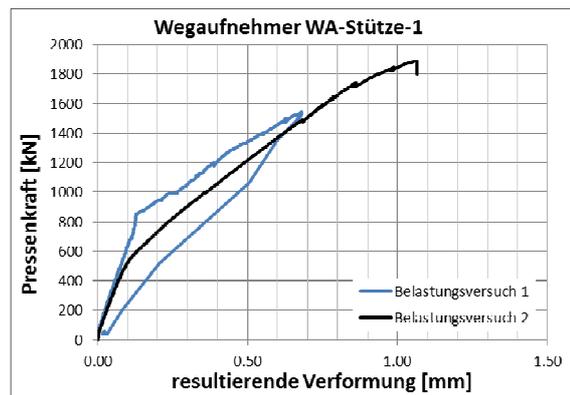
**Bild 58:** Gemessene Betondehnung während des ersten und des zweiten Belastungsversuchs

#### Dehnung der Randfaser auf der Oberseite der Gurtplatte

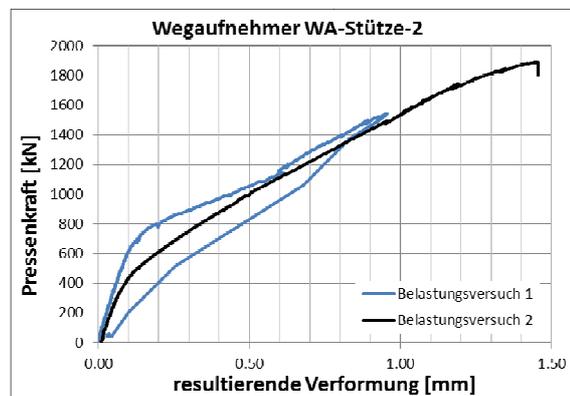
Wie in Kapitel 3.6.4 erläutert, wurden auf der Oberseite der Gurtplatte an der Innenstütze drei längs gestaffelt angeordnete Wegaufnehmer zur abschnittswise Messung von Verformungen appliziert.

Durch diese Wegaufnehmer wurden jeweils über eine Strecke von 300mm die resultierenden Randfaserverformungen während des ersten und des zweiten Belastungsversuchs gemessen. Die gemessenen Verformungen können daher nicht einem diskreten Riss zugeordnet werden. Eine Darstellung dieser Messergebnisse erfolgt für die jeweiligen Wegaufnehmer in Bild 59, Bild 60 und Bild 61.

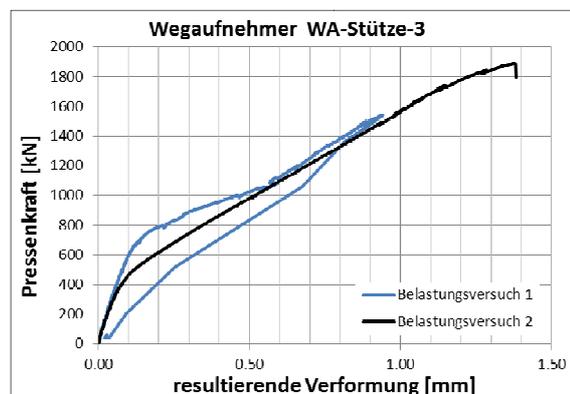
Zudem ist in Bild 62 die mittlere Dehnung der Randfaser auf der Oberseite der Gurtplatte in der jeweiligen Laststufe während beider Belastungsversuche angegeben. Dazu wurden zunächst die Dehnungen aus den gemessenen Verformungen der einzelnen Wegaufnehmer unter Ansatz einer Messlänge von  $l = 300\text{mm}$  berechnet und im Anschluss gemittelt.



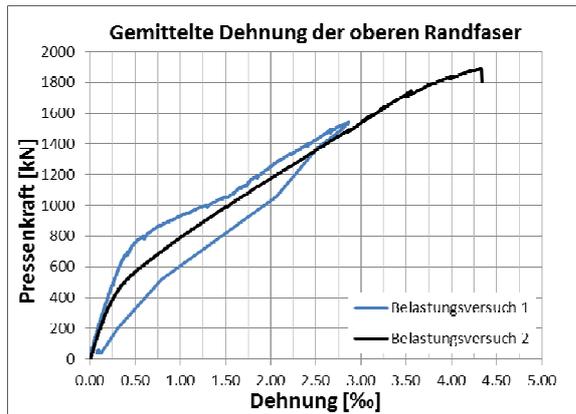
**Bild 59:** Gemessene resultierende Verformung der Randfaser über eine Länge von 300mm an der Gurtoberseite in Messstelle WA-Stütze-1 (s. Kapitel 3.6.4)



**Bild 60:** Gemessene resultierende Verformung der Randfaser über eine Länge von 300mm an der Gurtoberseite in Messstelle WA-Stütze-2 (s. Kapitel 3.6.4)



**Bild 61:** Gemessene resultierende Verformung der Randfaser über eine Länge von 300mm an der Gurtoberseite in Messstelle WA-Stütze-3 (s. Kapitel 3.6.4)



**Bild 62:** Gemittelte Dehnung der Randfaser auf der Oberseite der Gurtplatte im Bereich der Innenstütze

#### 4.4 Krümmung des Balkens im Bereich der Innenstütze

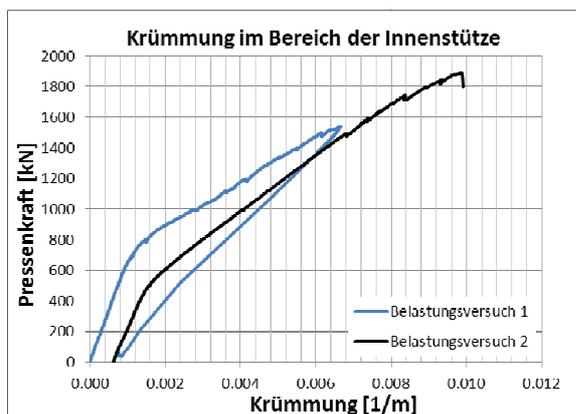
Die in Kapitel 4.3.5 ermittelten Dehnungen werden für die näherungsweise Berechnung der Krümmung des Balkens im Bereich der Innenstütze verwendet. Die Berechnung der Krümmung erfolgt dabei über folgende Gleichung:

$$\kappa = \frac{\varepsilon_o + \varepsilon_u}{h}$$

dabei ist

- $\varepsilon_o$  die mittlere Dehnung der oberen Randfaser
- $\varepsilon_u$  die gemessene Dehnung im Beton-DMS
- $h$  der vertikale Abstand der Messstellen zur Ermittlung von  $\varepsilon_o$  und  $\varepsilon_u$

Die Krümmung im Bereich der Innenstütze in Abhängigkeit von der Pressenlast ist für beide Belastungsversuche in Bild 63 dargestellt.



**Bild 63:** Krümmung im Bereich der Innenstütze

Der Übergang vom Zustand I in den gerissenen Zustand II ist deutlich zu erkennen, ein Fließplateau mit plastischen Verformungen ist jedoch nicht zu erkennen.

#### 4.5 Optische Messung

In Kapitel 5 finden sich detaillierte Darstellungen der Risse bezüglich Rissbildung, Rissöffnung und Rissgleitung im Bereich des optischen Messfeldes (Bild 47, Feld 1, punktierte Fläche).

#### 4.6 Beschreibung der Teilversuche von Belastungsversuch 2

##### Allgemeines

Das Tragverhalten des Versuchsträgers wurde in zwei zeitlich versetzt durchgeführten Belastungsversuchen (s. Kapitel 3.2) untersucht.

Während des ersten Belastungsversuchs konnte die Pressenlast kontinuierlich bis zur maximalen Pressenlast gesteigert werden. Es wurden dabei Biege- und Biegeschubrisse dokumentiert, reine Schubrisse bildeten sich noch nicht.

Nach der Montage stärkerer Pressen wurde der Versuch in einem zweiten Belastungsversuch fortgesetzt. Teilversuch 1 umfasst die Versuchsdauer von Beginn des 2. Belastungsversuchs bis zur Montage der Verstärkung des Trägers an der Innenstütze.

Nach dieser Verstärkung wurde der Versuch in einem zweiten Teilversuch fortgesetzt.

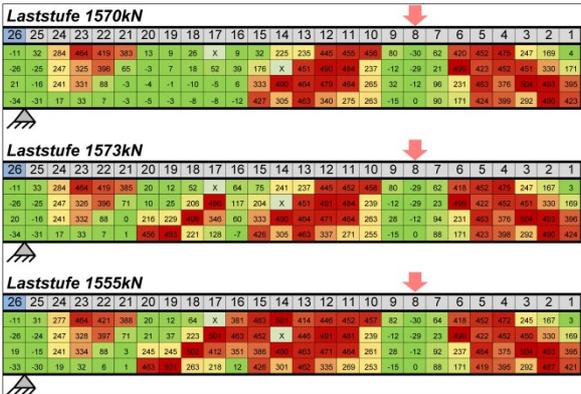
##### Teilversuch 1 – Laststufe 0kN - 1743kN

Bild 66 zeigt die Kraft-Durchbiegungs-Kurve des 1. Feldes, welches an der Innenstütze verstärkt wurde und schließlich durch einen kritischen Schubzugbruch versagte. Im nachfolgenden Abschnitt wird daher schwerpunktmäßig das Feld 1 in den relevanten Bereichen untersucht.

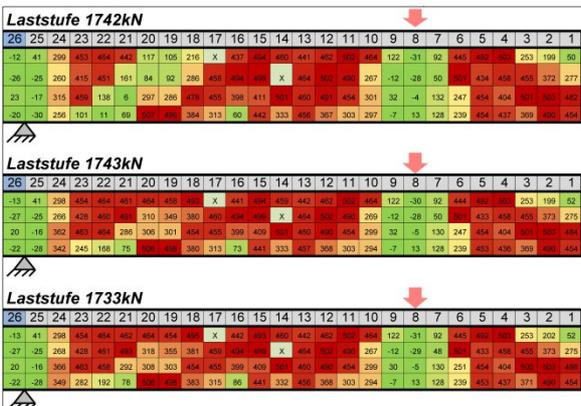
Der erste reine Schubriss entstand in Feld 1 schlagartig unter der Pressenlast von ca. 1573kN. Die Entwicklung dieses Risses ist in Bild 64 dargestellt. Es zeigt in drei Teilbildern (Laststufe 1570kN, Laststufe 1573kN, Laststufe 1555kN), die zeitlich innerhalb weniger Sekunden nacheinander gemessenen Bügelspannungen  $[N/mm^2]$  in den Bügeln 1-26 unter der einwirkenden Pressenlast (Laststufe). Defekte DMS sind hier durch „X“ gekennzeichnet.

Durch die Bildung des Schubrisses kam es zu einer sprunghaften Zunahme der Bügelspannungen, zu einer Zunahme der Durchbiegung und zu einem Abfall der weggeregelt aufgegebenen Pressenlast. Diese Rissbildung ist in der Kraft-Durchbiegungs-Kurve deutlich zu erkennen (Bild 66 (1)).

Nach der Bildung dieses Schubrisses wurde die Pressenlast weiter gesteigert. Der sägezahnartige Verlauf der Kraft-Durchbiegungskurve demonstriert die immer wieder schlagartig stattfindende Schubrissbildung. Ein weiterer wesentlicher Schubriss entstand in Feld 1, ebenfalls schlagartig unter der Pressenlast von ca. 1743kN. Die Entwicklung dieses Risses ist analog zu Bild 64 in Bild 65 dargestellt. Durch den Schubriss kam es in den Bügeln 18-24 stellenweise zum Fließen des Stahls, so dass in Feld 1 zwischen der Lasteinleitung und der Innenstütze in jedem Bügel die Fließspannung erreicht wurde. Diese Rissbildung und die Durchbiegungszunahme ist in Bild 66 zu erkennen (Bild 66 (2)).

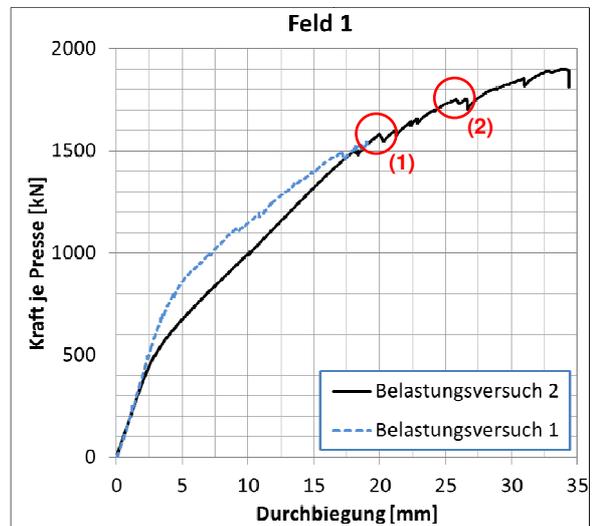


**Bild 64:** Entwicklung eines reinen Schubrisses unter der Last 1573kN in Feld 1, Darstellung der Spannungen und der zugehörigen Laststufen



**Bild 65:** Entwicklung eines reinen Schubrisses unter der Last 1743kN in Feld 1 vor der Verstärkung des Versuchsträgers, Darstellung der Spannungen und der zugehörigen Laststufen

Da anschließend die Last in Feld 1 nicht mehr signifikant gesteigert werden konnte wurde Versagen durch einen Schubzugbruch infolge Fließens der Bügelbewehrung an der Innenstütze befürchtet. Ein plötzliches Bauteilversagen hätte weitere Untersuchungen des stärker bügelbewehrten Bereichs in Feld 2 an der Innenstütze unmöglich machen können, weshalb der Versuchsträger mit Traversen und Zugstangen als zusätzliche Querkraftbewehrung in Feld 1 im Bereich der Innenstütze verstärkt wurde (Bild 67). Dieser Zeitpunkt stellt das Ende des ersten Teilversuchs dar.



**Bild 66:** Kraft-Durchbiegung-Kurve des Versuchsträgers in Feld 1



**Bild 67:** Verstärkung des Trägers mit Traversen und Zugstangen an der Innenstütze

### Teilversuch 2 – Laststufe 1743kN - 1890kN

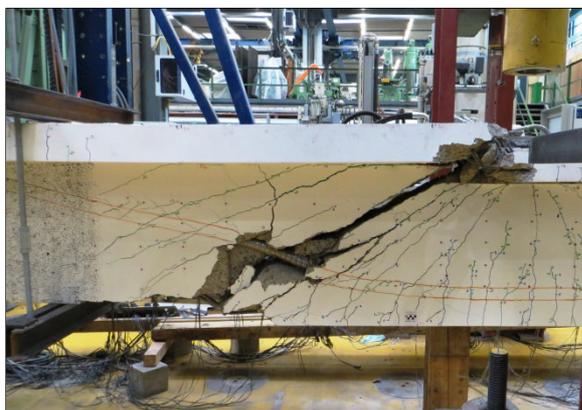
Nach der Verstärkung des Trägers im Bereich der Innenstütze wurde der 2. Belastungsversuch mit dem Ziel fortgesetzt, das Tragverhalten des Versuchsträgers im stärker bügelbewehrten Bereich in Feld 2 an der Innenstütze genauer zu untersuchen.

Das endgültige Bauteilversagen trat jedoch durch einen Schubzugbruch in Verbindung mit einem plötzlichen Versagen der Druckzone am Rand des Lastausbreitungsfächers zwischen der Lasteinleitung und der Innenstütze in Feld 1 ein. Ein wesentlicher, sprunghafter Anstieg der Bügelspannungen, wie sie im ersten Teilversuch für die Schubrissbildung beobachtet und dargestellt wurden (Bild 64, Bild 65), konnte hier nicht beobachtet werden.

Der Versagensriss hatte seinen Ursprung am Ende der Feldzulagebewehrung  $\varnothing 20$  und verlief unter einer Rissneigung von ca.  $\beta_r = 30^\circ$  in Richtung der Lasteinleitung. Dadurch kreuzte dieser insgesamt 6 Bügel (12 Stäbe  $\varnothing 8$ ), welche unter der Zugbeanspruchung durch Reißen versagten.

Der Versagensriss am Rande des Fächers hat sich aus einem anfänglichen Biegeriss gebildet. Nachdem bei Steigerung der Lasten in den Bügeln die Streckgrenze überschritten wurde, nahmen die Schubrissbreiten deutlich zu. Dies führte letztlich zum Reißen der Bügel und zum schlagartigen Bruch der Biegedruckzone.

Die Ursache des Versagens ist daher das Erreichen der Streckgrenze  $f_y$  in den Bügeln (Stahlversagen). Da der Stahl erst bei sehr großen Dehnungen reißt, erfolgt der Bruch der Druckzone durch das Vordringen des immer weiter aufklaffenden Schubrisses infolge einer Überschreitung der Druckfestigkeit des Betons.



**Bild 68:** Schubzugbruch nach Verstärkung des Versuchsbalkens am Mittelaufleger und Steigerung der Belastung auf 1890kN

### 4.7 Dehnungen und Spannungen der Querkraftbewehrung

Die Dehnungen der Querkraftbewehrung wurden durch die geklebten DMS während beider Versuche kontinuierlich erfasst. Eine Darstellung der Messwerte ist für die in Tab. genannten Laststufen der Anlage A.2.1 gegeben.

Auf Basis der wahren Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Querkraftbewehrungsstäbe  $\varnothing 8$  (Bild 17) und  $\varnothing 12$  (Bild 18), welche in Zugversuchen ermittelt wurden, konnten aus den im Versuch ermittelten Dehnungen die tatsächlichen Spannungen bestimmt werden. Eine Darstellung dieser Ergebnisse ist in Anlage A.2.2 gegeben.

Bei hohen Belastungen kam es im zweiten Belastungsversuch zum Ausfall einiger weniger DMS. Diese DMS sind in Tabelle 11 aufgeführt und in Anlage A.2.1 und Anlage A.2.2 durch „X“ gekennzeichnet. In diesen Anlagen sind die Bügel  $\varnothing 8$  durch grau unterlegte Flächen, die Bügel  $\varnothing 12$  durch blau unterlegte Flächen gekennzeichnet.

Laststufe	DMS-Bezeichnung
1650kN	14C, 17D
1743kN	14C, 17D, 35B, 40D
1890kN	14C, 17D

**Tab. 11:** Ausgefallene DMS während des zweiten Belastungsversuchs

### 4.8 Dehnungen und Spannungen der Längsbewehrungsstäbe

Neben den Dehnungen der Querkraftbewehrung wurden auch die Dehnungen in ausgewählten Längsbewehrungsstäben in 6 Schnitten im Feld 1 ermittelt. Die Dehnungen wurden während beider Versuche kontinuierlich erfasst. Eine Darstellung der Messwerte ist für die in Tab. genannten Laststufen in Anlage A.3.1 gegeben.

Auf Basis der wahren Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Längsbewehrungsstäbe  $\varnothing 12$  (Bild 18) und  $\varnothing 16$  (Bild 19), welche in Zugversuchen ermittelt wurden, konnten aus den im Versuch ermittelten Dehnungen die tatsächlichen Spannungen bestimmt werden. Eine Darstellung dieser Ergebnisse ist in Anlage A.3.2 gegeben.

Ausfälle der DMS-Messtechnik auf Längsbewehrungsstäben traten nicht auf.

#### 4.9 Darstellung der Schubrissbildung und der gemessenen BÜGELSPANNUNGEN

In Bild 69 bis Bild 75 erfolgt eine umfassende Darstellung der Versuchsergebnisse.

Dargestellt sind für die betrachteten Laststufen:

- die gemessenen Verformungen,
- das beobachtete Rissbild,
- die in jedem DMS aus der gemessenen BÜGELDEHNUNG ermittelte BÜGELSPANNUNG,
- der Maximalwert der gemessenen BÜGELSPANNUNG, sowie die Streckgrenze und Zugfestigkeit der unterschiedlichen Querkraftbewehrungsarten,
- der qualitative BÜGELSPANNUNGSVERLAUF über die Höhe der BÜGELSCHENKEL im Bereich der DMS.

Es erfolgt eine Darstellung der Versuchsergebnisse für die folgenden Laststufen:

- **Laststufe 700kN**  
Auftreten von ersten Biegerissen
- **Laststufe 800kN**
- **Laststufe 1000kN**  
Auftreten von ersten Biegeschubrissen
- **Laststufe 1200kN**
- **Laststufe 1541kN**  
Ende Belastungsversuch 1
- **Laststufe 1743kN**  
Belastungsversuch 2, Ende Teilversuch 1;  
Fließen aller BÜGEL in Feld 1
- **Laststufe 1890kN**  
Ende Belastungsversuch 2, Ende Teilversuch 2;  
Schubzugbruch im Bereich der Lasteinleitung



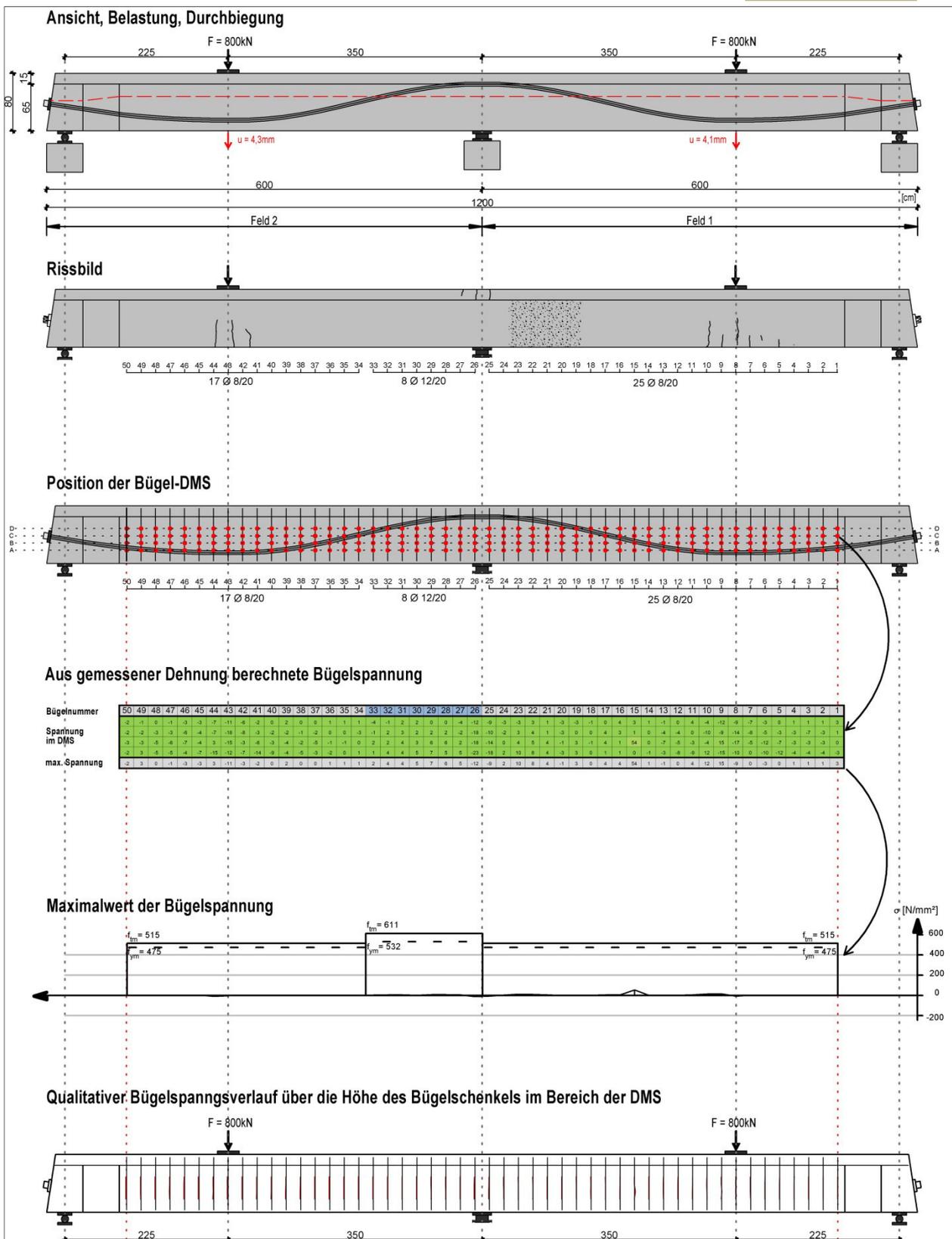


Bild 70: Belastungsversuch 1, Laststufe 800kN; Darstellung von Rissbild und gemessenen Bügelspannungen



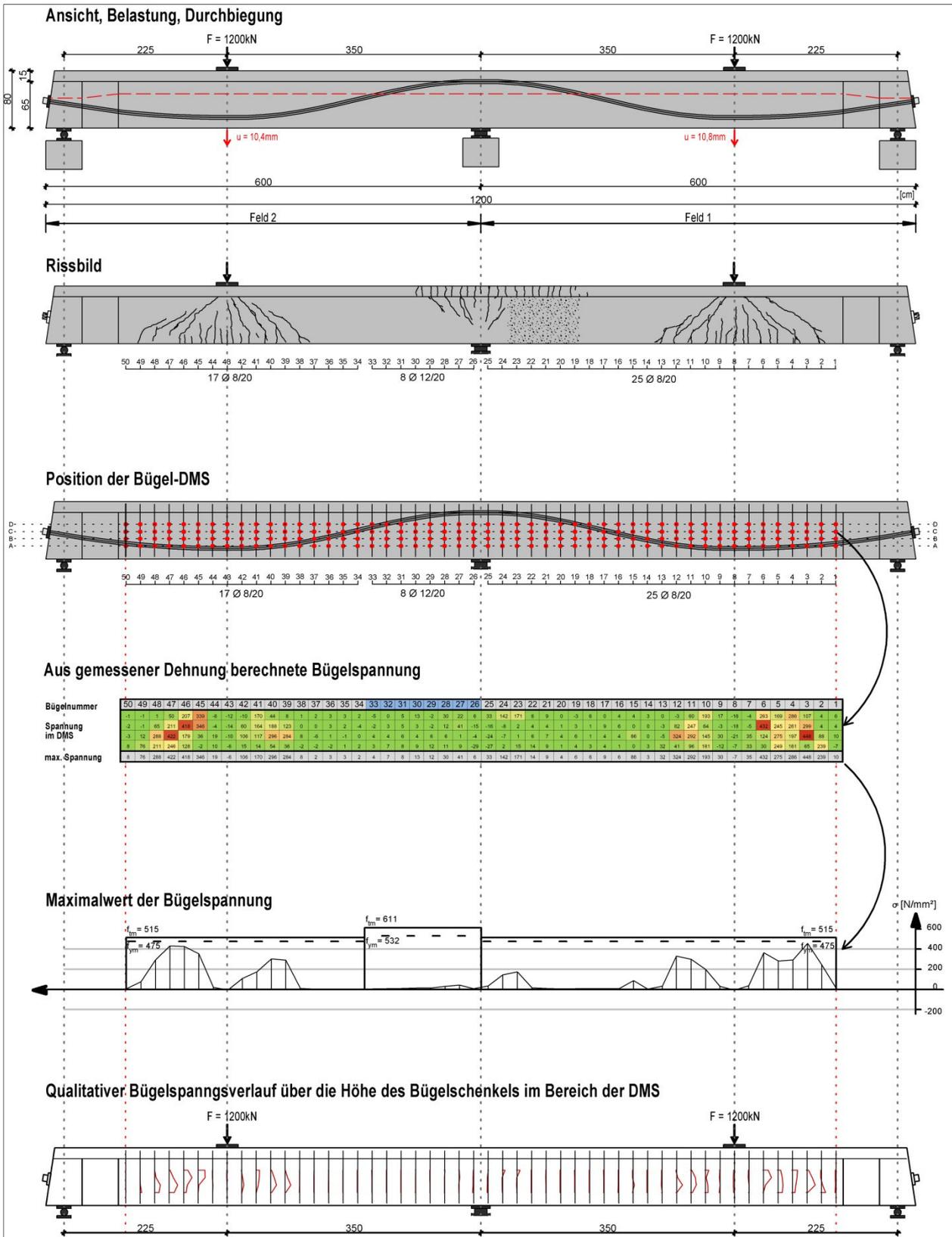


Bild 72: Belastungsversuch 1, Laststufe 1200kN; Darstellung von Rissbild und gemessenen Bügelspannungen

Laststufe 1541kN

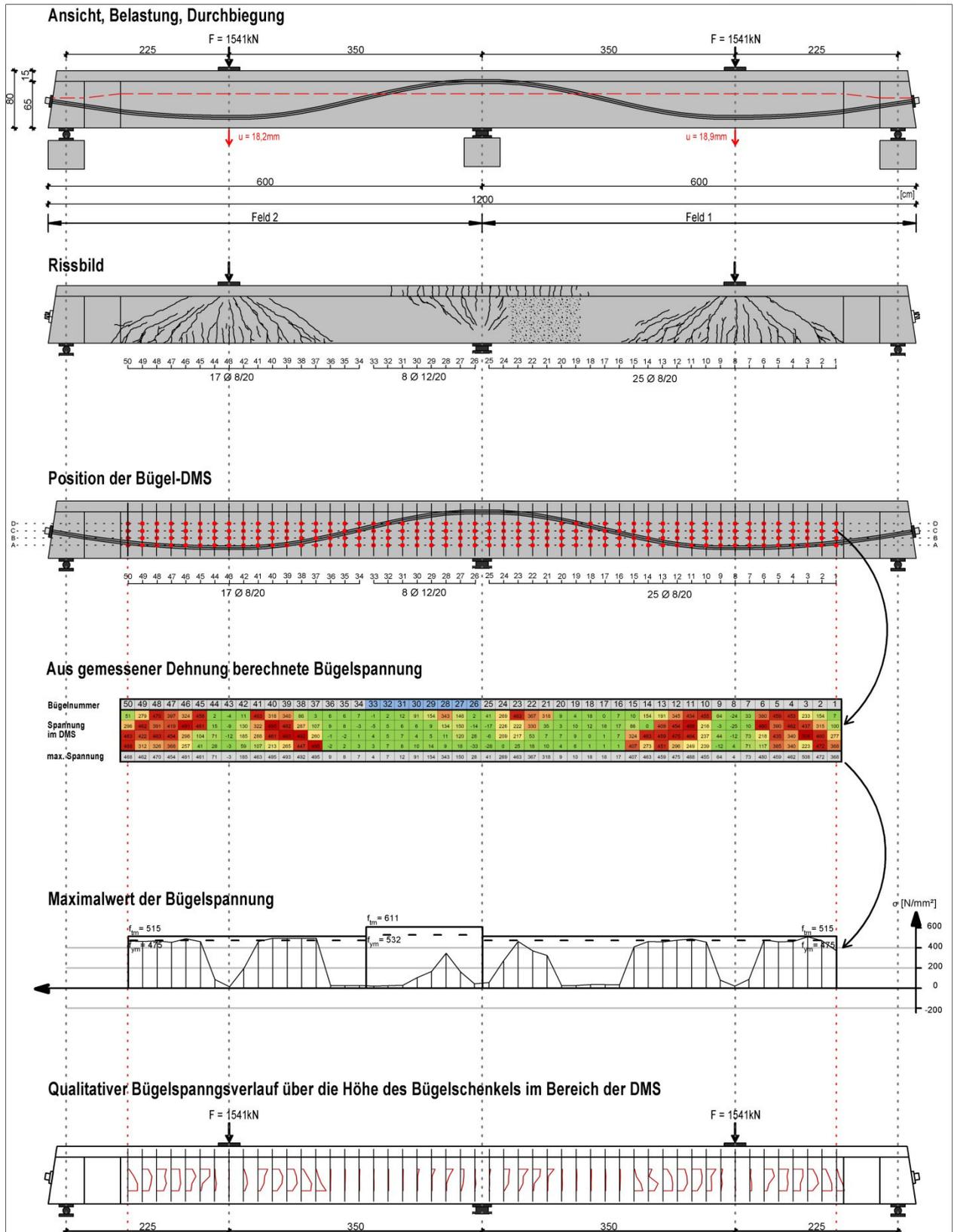


Bild 73: Belastungsversuch 1, Laststufe 1541kN; Darstellung von Rissbild und gemessenen Bügelspannungen



Laststufe 1890kN

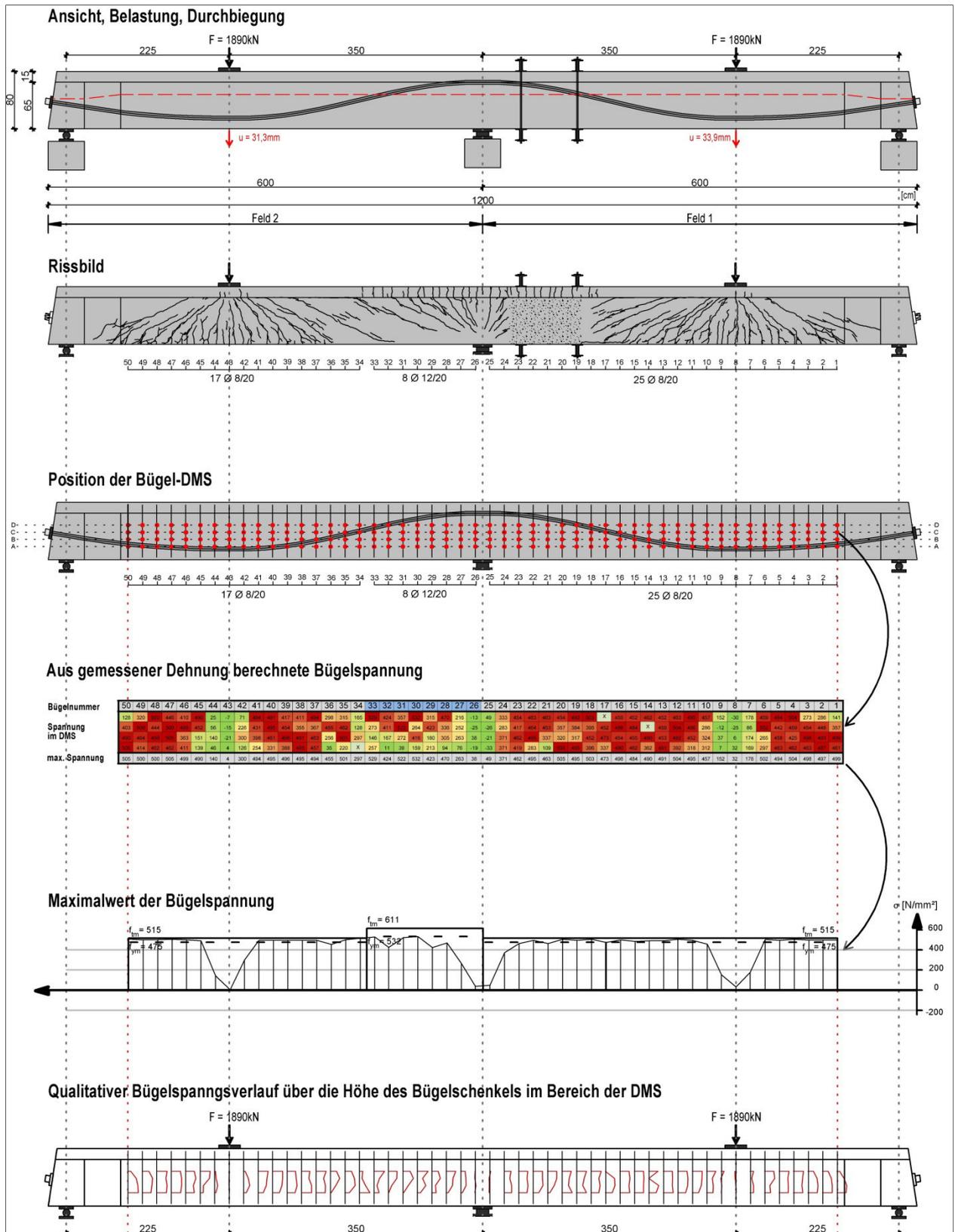


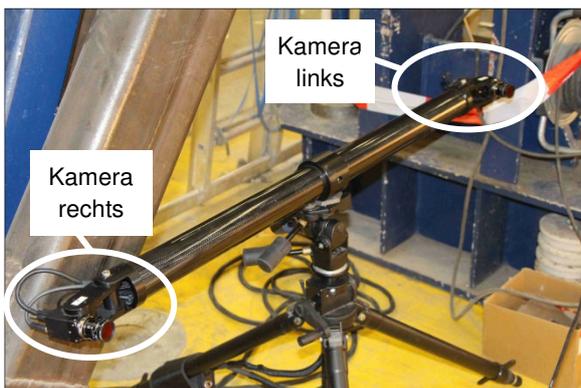
Bild 75: Belastungsversuch 2, Laststufe 1890kN (Balken mit Traversen und Zugstangen verstärkt); Darstellung von Rissbild und gemessenen Bügelspannungen

## 5 Optische Messung

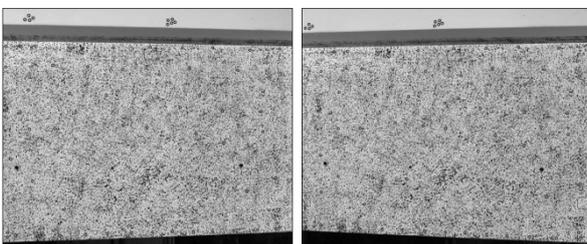
### 5.1 Allgemeines

Eine optische Messung ermöglicht innerhalb eines vordefinierten Messfeldes eine flächige Aufnahme von Verformungen und Dehnungen, die mit konventioneller Messtechnik nicht möglich ist.

Während des Versuchs werden in frei wählbaren Abständen (Stufen) von zwei fest stehenden Kameras Bilder des Messfeldes aufgenommen und zusammen mit Informationen wie zugehörigen Pressenkräften oder Verformungen abgespeichert. Bild 76 zeigt die auf einem Stativ befestigten Kameras. In Bild 77 (links) sieht man für eine Stufe eine Aufnahme des Messfeldes aus Sicht der linken und in Bild 77 (rechts) aus Sicht der rechten Kamera in derselben Stufe.



**Bild 76:** Auf Stativ in festem Abstand und Winkel montierte Kameras des optischen Messsystems



**Bild 77:** Bild des Messfeldes aus Sicht der linken Kamera (links) und aus Sicht der rechten Kamera (rechts)

Bei der Auswertung werden die Bilder der linken und der rechten Kamera zunächst „übereinander gelegt“ und anschließend aus dem gegenseitigen Abstand der Kameras, dem Abstand der Kameras zum Messfeld sowie dem jeweiligen Blickwinkel der Kameras auf das Messfeld drei-

dimensionale Koordinaten definierter Punkte innerhalb des Messfeldes errechnet. Durch den Vergleich der gegenseitigen Lage dieser Punkte zu verschiedenen, durch Bilder erfassten Versuchszeitpunkten können weitere Ergebnisse wie 3D-Verschiebungen einzelner Punkte auf der Messfeldoberfläche oder Dehnungen der Probenoberfläche für beliebige Stellen ausgewertet werden.

Die erzielbare Messgenauigkeit der optischen Verfahren hängt zunächst von der maximal möglichen Auflösung der zum Einsatz kommenden Digitalkameras ab. Zusätzlich wird die Messgenauigkeit auch durch die Größe des Messfeldes beeinflusst. Bei größeren Messfeldern ist ein größerer Abstand der Kameras zum Versuchskörper notwendig, damit das gesamte Messfeld auf den Aufnahmen sichtbar ist. Da die maximal mögliche Auflösung der verwendeten Kameras i.d.R. gleich bleibt, deckt ein Pixel einer Aufnahme dann einen größeren Bereich des Messfeldes ab. Somit stehen weniger Bildinformationen pro Fläche zur Verfügung als bei einem kleineren Messfeld, wodurch die erzielbare Messgenauigkeit sinkt. Im Rahmen der durchgeführten Messungen wurde das größtmögliche Messfeld gewählt, das noch eine sinnvolle Auswertung der gewünschten Ergebnisse zulässt. Die erzielte Messgenauigkeit liegt bei den hier gewählten Abmessungen aber unterhalb der Werte, die mit konventionellen Wegaufnehmern oder Dehnungsmessstreifen erzielbar ist.

### 5.2 Verwendete Messverfahren

#### 5.2.1 Allgemeines

Die eingesetzte Messtechnik und die Messverfahren sowie die beiden Auswertprogramme wurden von der Firma *GOM – Gesellschaft für optische Messtechnik* aus Braunschweig entwickelt. Die Auswertprogramme ARAMIS und PONTOS greifen auf die gleichen Rohdaten (Stufenbilder) zu, d.h. je Laststufe muss nur ein Bildsatz erzeugt werden.

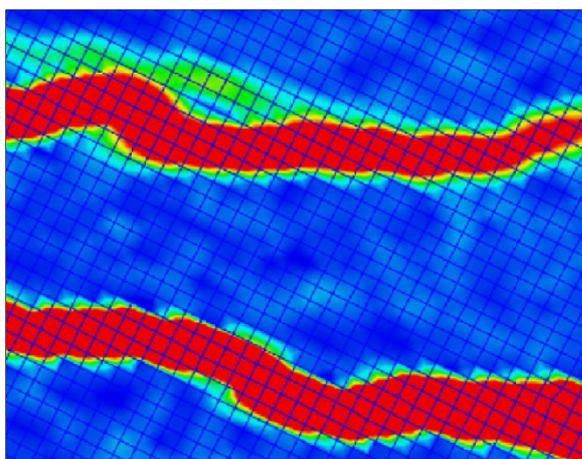
#### 5.2.2 System ARAMIS

Bei dem System ARAMIS [1] handelt es sich um ein flächiges Messverfahren. Auf den zuvor weiß gestrichenen Prüfkörper wird mit schwarzer Farbe ein Zufallsmuster aufgebracht (Bild 78). Bei der Auswertung der Aufnahmen aus der Messung wird anschließend programmintern ein enges Raster über den Messbereich gelegt (Bild 79). Die Auswertesoftware kann dann anhand

der Grauwerte und Musterverläufe in den einzelnen Quadranten des Rasters die Rasterpunkte auf jeder Aufnahme eindeutig identifizieren und die Verschiebungen zwischen diesen Punkten berechnen. Die Messgenauigkeit der Verformungen lag bei den hier durchgeführten Messungen in der Größenordnung von 0,01-0,02mm.



**Bild 78:** Zufallsmuster für das Messsystem ARAMIS im Messfeld

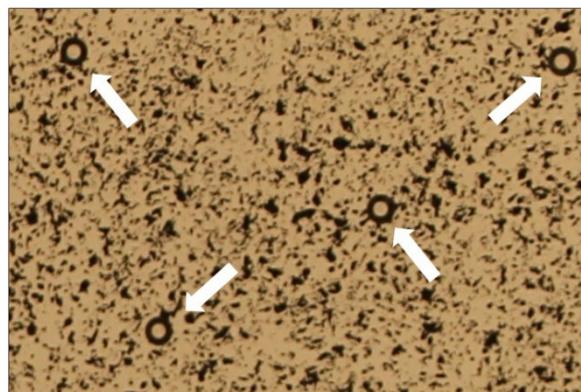


**Bild 79:** Schematische Darstellung des Rasters bei der Auswertung der Aufnahmen aus der Messung mit dem Messsystem ARAMIS (im Hintergrund farbliche Darstellung flächiger Verformungen)

### 5.2.3 System PONTOS

Bei dem System PONTOS handelt es sich in erster Linie um ein System zur Messung von Abständen vorher definierter Messpunkte im Bereich des Messfeldes. Diese Messpunkte werden durch aufgeklebte, schwarz-weiße Zielmarken definiert und können überall im Bereich des

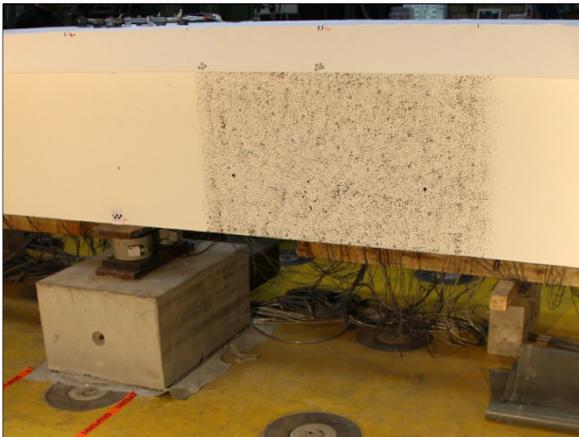
Messfeldes angebracht werden (Bild 80). Für die hier durchgeführten Messungen wurden ca. 80 solcher Punkte im Messfeld angebracht. Bei der Auswertung kann dann die Abstandsänderung zwischen diesen Punkten bestimmt werden. Dabei können nicht nur benachbarte Punkte ausgewertet werden, sondern auch Punkte, die sich an entgegengesetzten Enden des Messfeldes befinden. Man hat also theoretisch eine extrem hohe Anzahl an beliebig ausgerichteten Wegaufnehmern im Messfeld angebracht. Es ist auch möglich, aus allen im Messfeld angebrachten Punkten ein Verformungsfeld berechnen zu lassen. Die Messgenauigkeit der Verschiebungen liegt beim System PONTOS höher als beim System ARAMIS und betrug bei den hier durchgeführten Messungen etwa 0,001mm.



**Bild 80:** Aufgeklebte Zielmarken im Messfeld zur Ermittlung von Punktabständen mit dem System PONTOS

## 5.3 Messfeld

Das Messfeld wurde auf dem Steg im Feld 1 des Trägers angelegt. Es umfasst die gesamte Steghöhe von 65cm und hat eine Länge in Trägerichtung von ca. 90cm. Der linke Rand des auswertbaren Bereichs des Messfeldes befindet sich in einem Abstand von etwa 45cm vom Mittelaufleger. Die Lage des Messfeldes ist in Bild 81 dargestellt. Ergebnisse aus der Vorbemessung des Trägers während der Versuchsplanung und die Vorausberechnung des Trägers durch numerische Simulationen ließen in diesem Bereich eine ausgeprägte (Schub-) Rissbildung und ein Versagen des Trägers infolge des Fließens der Bügelbewehrung erwarten.



**Bild 81:** Lage des Messfeldes für die optische Messung

## 5.4 Durchführung der optischen Messung

Die optische Messung wurde während beiden Teilversuchen durchgeführt. In den niedrigen Laststufen bis zum Entstehen (Teilversuch 1) bzw. bis zum erneuten Öffnen der ersten Biege- risse (Teilversuch 2) wurden nur wenige Auf- nahmen gemacht. Solange im Messfeld keine Risse auftreten, entstehen dort nur Betondeh- nungen und –stauchungen, die so geringe Ver- formungen hervorrufen, dass sie mit dem flächigen Messsystem ARAMIS nicht zuverlässig ausgewertet werden können. Aus diesem Grund kann auf eine hohe Anzahl von Bildern in dieser Phase verzichtet werden. Um dennoch eine Auswertung der Punktabstände mit dem System PONTOS zu ermöglichen, wurden immer bei Er- reichen von ganzzahligen Vielfachen von 50kN der Pressenlast im Feld 1 Messaufnahmen ge- macht.

Nachdem die ersten Biegerisse im Träger ent- standen waren, wurden die Aufnahmen für die optische Messung nicht mehr in Abhängigkeit der vorhandenen Auflast, sondern zeitgesteuert gemacht. Bei beiden Teilversuchen wurden nach der ersten Biegeschubrissbildung zunächst Bildserien mit Abständen von 30s zwischen den einzelnen Aufnahmen erzeugt. Bei höheren Las- ten, unter denen auch Schubrissse zu erwarten waren, erfolgten die Aufnahmen in geringeren Abständen von bis zu 5s.

Die optische Messung erfolgte während dem gesamten Versuch 1. Im Versuch 2 konnte die optische Messung nur bis zum Ende des ersten Teilversuchs durchgeführt werden, da für den zweiten Teilversuch Verstärkungen im Bereich neben dem Mittelaufleger angebracht wurden,

durch die keine freie Sicht auf das Messfeld mehr möglich war. Die höchste Laststufe, zu der aus der optischen Messung noch Ergebnisse vorliegen, ist also die Höchstlast von 1743kN am Ende des ersten Teilversuchs von Versuch 2.

## 5.5 Auswertung der optischen Mes- sung

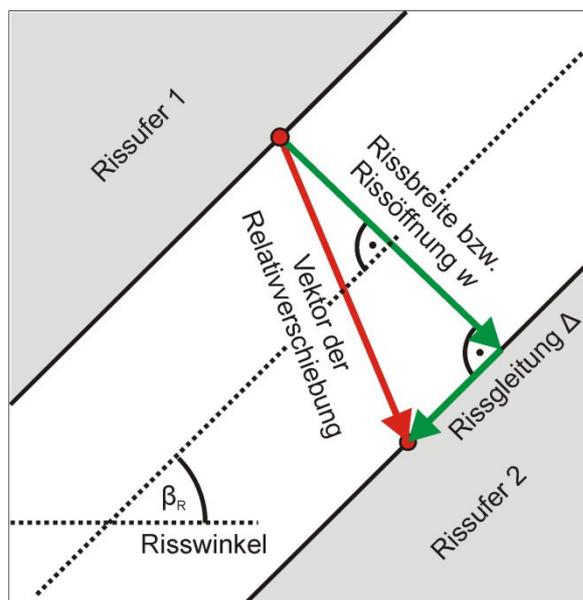
### 5.5.1 Ablauf

Die Auswertung der Messergebnisse verläuft in mehreren Stufen. Zunächst werden für die Aus- wertung ungeeignete Bilder entfernt. Durch Per- sonen im Bild oder plötzlich sich ändernde Lichtverhältnisse können einige Aufnahmen un- brauchbar sein. Anschließend werden durch die Auswerteprogramme ARAMIS [1] und PONTOS [16] in einem ersten Rechenlauf die Koordinaten aller erfassten Rasterpunkte (ARAMIS) bzw. Messmarken (PONTOS) in allen Messstufen er- rechnet und somit die Grundlage für die weite- ren Auswertungen geschaffen. Die weitere Aus- wertung kann zum Teil innerhalb der Auswerte- programme erfolgen. Die zur Darstellung der Rissbilder im Kapitel 5.6.1 benötigten, flächigen Hauptformänderungen, werden z.B. programm- intern ermittelt und können automatisch darge- stellt werden.

An dieser Stelle wird genauer auf das Vorgehen bei der Ermittlung der Rissöffnung und der Rissgleitung an ausgewählten Stellen im Messfeld eingegangen, da hierbei nur die von der Auswertesoftware bereit gestellten Koordi- naten der Rasterpunkte verwendet wurden und die eigentliche Auswertung auf Grundlage eige- ner Algorithmen mit Hilfe der Tabellenkalkulation Microsoft Excel durchgeführt wurde.

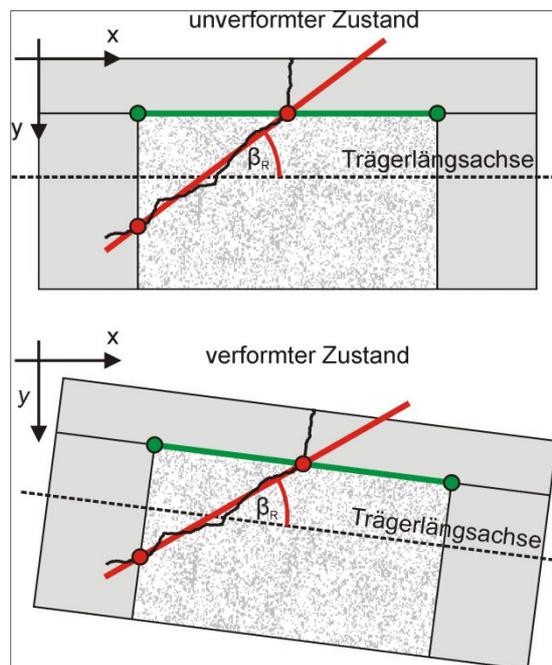
### 5.5.2 Vorgehen bei der Ermittlung der Relativverschiebungen der Rissufer

Zunächst werden die im Folgenden verwendete- ten Begriffe zur Beschreibung der Relativver- schiebungen der Rissufer erklärt, da sich in der Literatur für dasselbe Phänomen oft unter- schiedliche Bezeichnungen finden, oder Be- zeichnungen synonym verwendet werden, die eigentlich zwei verschiedene Sachverhalte be- schreiben. Die in diesem Bericht verwendeten Begriffe und Symbole zur Beschreibung der Re- lativverschiebungen der Rissufer sind in Bild 82 dargestellt. Der Begriff Rissöffnung ist synonym mit dem Begriff Rissbreite, wenn diese senk- recht zur Rissrichtung gemessen wird.

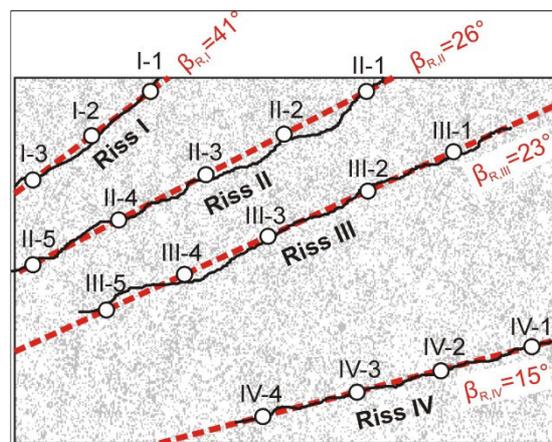


**Bild 82:** Relativverschiebungen der Rissufer; Begriffe und Symbole

Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen werden an ausgewählten Stellen an zwei Biegeschubbrissen und zwei Schubbrissen die im Laufe der beiden Versuche vorhandenen Rissöffnungen und Rissgleitungen bestimmt. Angaben zur Rissöffnung (senkrecht zum Riss) und Rissgleitung (parallel zum Riss) können immer nur in Verbindung mit einem bekannten Risswinkel  $\beta_R$  zwischen Riss und Trägerlängsachse getroffen werden. Der Risswinkel ist in der Auswertung durch den Winkel zwischen der Verbindungslinie der linken und rechten oberen Ecke des Messfeldes und der Verbindungslinie zwischen zwei Punkten am Anfang und Ende des jeweiligen Risses im Messfeld definiert (Bild 83). Er wird in jeder Laststufe neu ermittelt, um Einflüsse aus einer Starrkörperverdrehung des Messfeldes zu eliminieren. Bild 84 zeigt eine Übersicht über die gewählten Stellen zur Auswertung der Rissöffnung und Rissgleitung. Die angegebenen Risswinkel stammen aus der Auswertung für die Laststufe 1743kN (Höchstlast Teilversuch 1 von Versuch 2). Durch das gewählte Berechnungsverfahren ergeben sich trotz der vorhandenen Starrkörperverschiebung und -verdrehung des Messfeldes erwartungsgemäß konstante Risswinkel in allen Laststufen.



**Bild 83:** Bestimmung der Risswinkel für die Auswertung der Rissöffnung und Rissgleitung



**Bild 84:** Bezeichnung und Lage der Auswertestellen mit zugehörigen Risswinkeln  $\beta_R$  im Messfeld

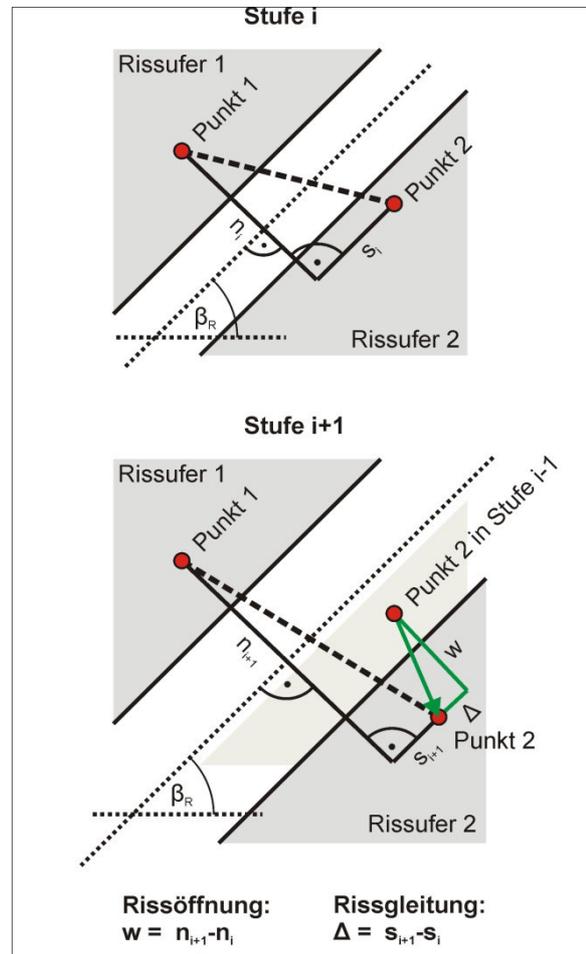
In Bild 82 ist schematisch dargestellt, wie sich zwei Rissufer voneinander entfernen. Nach Entstehung des Risses kann die Relativverschiebung der Rissufer durch einen Vektor zwischen den Rissufern 1 und 2 dargestellt werden, der zwei Punkte verbindet, die sich vor der Rissbildung an derselben Stelle des betrachteten Körpers befanden. Dieser Vektor beschreibt die relative Bewegung des Rissufers 2 in Bezug auf das als unbeweglich angenommene Rissufer 1 in zwei aufeinanderfolgenden Verformungszuständen. Wenn man den Vektor der Relativverschiebung nun in seine Komponenten senkrecht

und parallel zur Rissrichtung zerlegt, erhält man die Rissöffnung senkrecht zum Riss (Rissbreite) sowie die Rissgleitung von Rissufer 2 in Bezug auf Rissufer 1 parallel zum Riss. Durch Aufsummieren dieser Komponenten über die gesamte Versuchsdauer kann man die Rissöffnung oder –gleitung an bestimmten Stellen eines Risses z.B. gegen die Pressenkraft auftragen oder die Beziehung zwischen Rissöffnung und Rissgleitung darstellen.

Bei der Auswertung der optischen Messung geht man analog vor, mit dem Unterschied, dass man aufgrund der Rastereinteilung des Messfeldes nicht Punkte betrachten kann, die sich exakt auf dem Rissufer befinden, sondern nur Punkte, die sich in der unmittelbaren Nähe eines Rissufers befinden. Unter der Annahme, dass sich der ungerissene Beton zwischen Auswertepunkt und Rissufer nicht verformt, führt die Auswertung der gegenseitigen Lage dieser Punkte aber ebenfalls zu den gewünschten Ergebnissen. Diese Annahme ist implizit z.B. auch immer dann getroffen, wenn die Rissbreite mit einem induktiven Wegaufnehmer ermittelt wird. Die Punkte, zwischen denen der Wegaufnehmer den Abstand aufzeichnet, befinden sich auch in einem gewissen Abstand zu den Rissufern, so dass in den Ergebnissen der Wegmessung auch immer ein (vernachlässigbar kleiner) Anteil aus Betondehnungen oder –stauchungen enthalten ist.

Im Rahmen der Auswertung der optischen Messung wird an jeder Auswertestelle ein Punkt oberhalb des Risses (Punkt 1) und ein Punkt unterhalb des Risses (Punkt 2) ausgewählt, und anschließend deren Koordinaten in jeder gemessenen Stufe ausgelesen. Aus diesen Koordinaten wird zunächst für jede Stufe der Abstand der beiden Punkte ermittelt und in seine Komponenten senkrecht und parallel zur nach Bild 83 definierten Rissrichtung zerlegt. Die im Riss vorhandenen Bewegungen erhält man anschließend durch einen Vergleich der Punktabstände senkrecht und parallel zum Riss mit den entsprechenden Werten aus der vorherigen Stufe. Bei dieser Vorgehensweise wird der Einfluß von Starrkörperbewegungen dadurch ausgeschlossen, dass nicht berücksichtigt wird, wie sich Punkt 1 und 2 im Raum bewegen, sondern nur wie sie sich relativ zueinander bewegen. Die Ergebnisse geben die Bewegung von Punkt 2 in Bezug auf den als starr angenommenen Punkt 1 wieder. Bei der gewählten Lage der Punkte können nur positive Rissöffnungen entstehen. Positive Gleitungen bedeuten, dass sich das Rissufer 2 gegenüber dem Rissufer 1 nach links verschiebt, negative Gleitungen bedeuten eine

Bewegung nach rechts. Zur Verdeutlichung sind die Zusammenhänge bei der Bestimmung der Rissöffnung und Rissgleitung aus der optischen Messung in Bild 85 übersichtlich dargestellt.



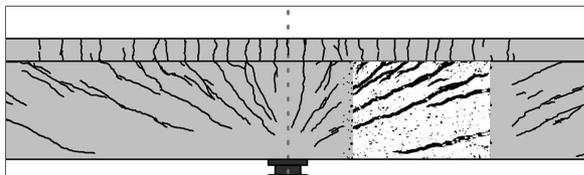
**Bild 85:** Bestimmung der Rissöffnung und Rissgleitung aus der Position von zwei Punkten ober- und unterhalb eines Risses

## 5.6 Ergebnisse

### 5.6.1 Rissbilder

In diesem Abschnitt sind die Rissbilder im Messfeld für die Laststufen 700, 800, 1000, 1200 sowie 1541kN aus dem ersten Versuch sowie 1743kN am Ende des ersten Teilversuchs von Versuch 2 angegeben. Die Rissbilder aus der optischen Messung fügen sich sehr gut in die händisch angezeichneten Risse in den an das Messfeld angrenzenden Bereichen des Trägers ein. In Bild 86 ist eine Kombination des konventionellen Rissbilds mit den Ergebnissen aus der optischen Messung beispielhaft für die Laststufe 1743kN dargestellt. Die offensichtlich

zusammengehörenden Risse sind zwischen dem Bereich der optischen Messung und dem angrenzenden Trägersteg nicht tatsächlich unterbrochen. Um die optische Messung nicht zu stören konnten die Risse dort während des Versuchs lediglich nicht vollständig angezeichnet werden.



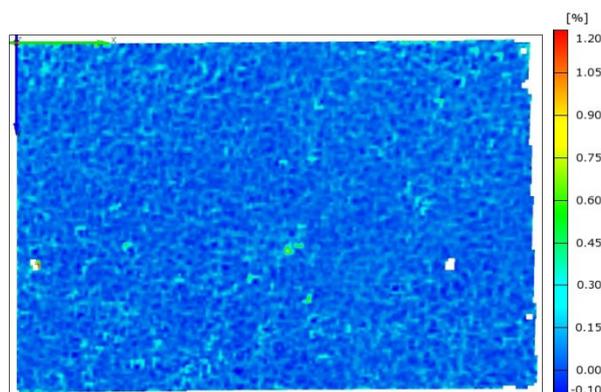
**Bild 86:** Zusammenführung der in der optischen Messung detektierten Risse mit der von Hand am Träger nachgezeichneten Risse für die Laststufe 1743kN

Bei der Betrachtung der Rissbilder aus der optischen Messung ist zu beachten, dass das Messfeld nur den Stegbereich erfasst. Die Seitenfläche der Platte konnte nicht mit aufgezeichnet werden. Dementsprechend können auch nur Aussagen zur Rissbildung im Stegbereich getroffen werden. Es kann z.B. festgestellt werden, in welcher Laststufe sich ein Biegeschubriss im Stützbereich von oben in den Steg fortpflanzt, aber nicht, wann dieser Riss an der Oberseite der Platte (Oberkante des Trägers) entstanden ist.

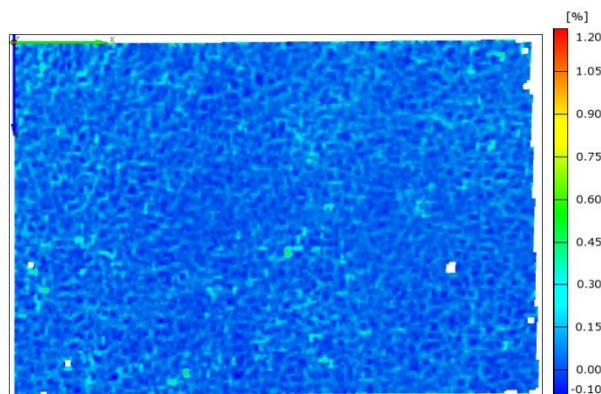
Für die im Folgenden dargestellten Rissbilder aus der Auswertung der optischen Messung mit dem System ARAMIS wurde die Ergebnisausgabe „Hauptformänderung“ gewählt. Hierbei handelt es sich um eine Art Hauptdehnung, bei der die Verformungen in alle drei Koordinatenrichtungen zusammengefasst und anschließend auf die in der Referenzstufe (unbelasteter Träger) vorhandene Geometrie bezogen werden. Dort, wo Risse entstehen, gibt das Programm hohe Hauptformänderungen aus, die deutlich sichtbar werden.

In Bild 87, Bild 88 und Bild 89 sind die Hauptformänderungen für die Laststufen 700, 800 und 1000 kN dargestellt. In diesen Laststufen haben sich im Messfeld noch keine Risse gebildet. Es finden lediglich Betonverformungen statt, die mit dem System ARAMIS bei der gewählten Messfeldgröße nicht aufgelöst werden können. Die Hauptformänderungen befinden sich im Bereich von  $-0,1$  bis  $0,1\%$ . Diese Werte entsprechen dem Messrauschen. Lediglich in der Laststufe 1000kN (Bild 89) kann man in der linken oberen Ecke die gerade einsetzende, erste Biegeschubrissbildung erahnen. In der Laststufe 1200kN (Bild 90) kann man die Biegeschubrissbildung

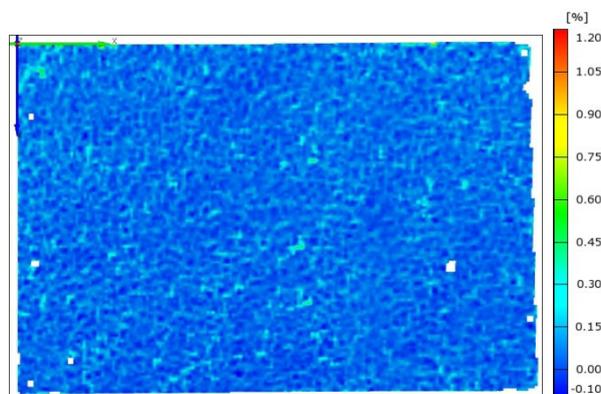
deutlicher erkennen. Man sieht 3 Biegeschubrisse, die sich aus Biegerissen im oberen Flansch entwickeln und die schräg in Richtung des Mittelauflegers verlaufen. Interessant ist, dass die höchsten Rissbreiten in dieser Laststufe nicht in dem Riss ermittelt wurden, der dem Mittelaufleger am nächsten ist und damit im Bereich der höchsten negativen Biegemomente liegt.



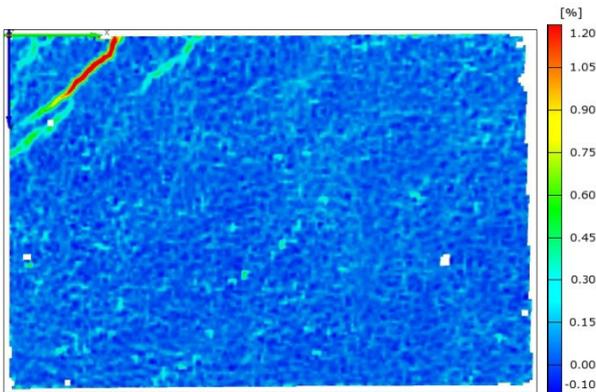
**Bild 87:** Auswertung der Hauptformänderungen aus der optischen Messung zur Darstellung des Rissbildes im Messfeld in Laststufe 700kN



**Bild 88:** Auswertung der Hauptformänderungen aus der optischen Messung zur Darstellung des Rissbildes im Messfeld in Laststufe 800kN

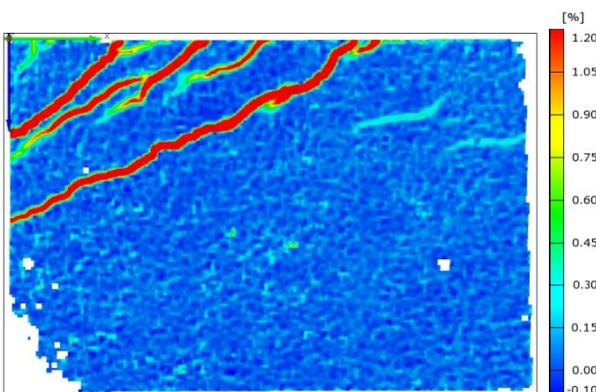


**Bild 89:** Auswertung der Hauptformänderungen aus der optischen Messung zur Darstellung des Rissbildes im Messfeld in Laststufe 1000kN



**Bild 90:** Auswertung der Hauptformänderungen aus der optischen Messung zur Darstellung des Rissbildes im Messfeld in Laststufe 1200kN

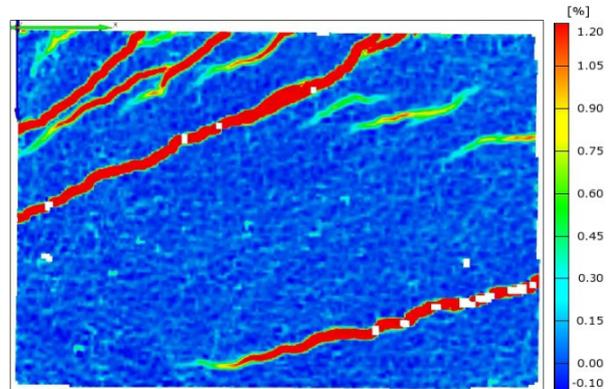
In der Laststufe 1541kN (Bild 91) am Ende des ersten Teilversuchs ist die Biegeschubrissbildung weitestgehend abgeschlossen. Auch bei weiteren Laststeigerungen im zweiten Teilversuch entstanden im Messfeld keine neuen Biegeschubrissse mehr. Man kann in dieser Laststufe bereits erkennen, dass sich im rechten oberen Bereich des Messfeldes die Entstehung von Schubrissen andeutet. Diese weisen keine Verbindungen zum oberen Messfeldrand auf und können damit nicht als sich fortpflanzende Biegerisse des Flansches eingeordnet werden.



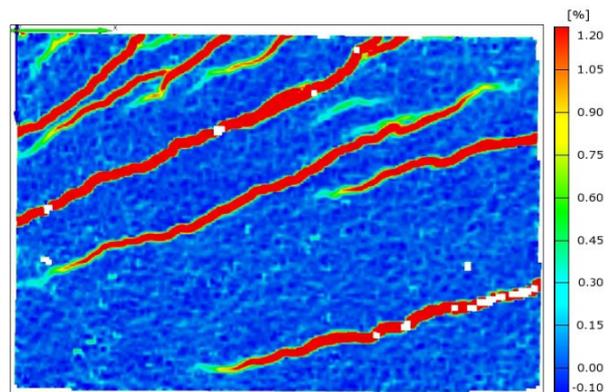
**Bild 91:** Auswertung der Hauptformänderungen aus der optischen Messung zur Darstellung des Rissbildes im Messfeld in Laststufe 1541kN

Bild 92 zeigt den Zustand bei Erreichen der Laststufe 1743kN. In der rechten unteren Ecke des Messfeldes ist das linke Ende eines Schubrisses zu erkennen, der sich schlagartig bei einer Belastung von ca. 1580kN im zweiten Versuch gebildet hat. Darüber hinaus kann man erkennen, dass sich die schon in Laststufe 1541kN (Bild 91) sichtbaren Schubrisse im rechten oberen Bereich des Messfeldes weiter aufgeweitet haben. Die Risslänge ist aber noch ähnlich wie zuvor. Bild 93 zeigt die Aufnahme, die unmittelbar nach Erreichen der Laststufe

1743kN entstanden ist. Die Pressenkraft in Feld 1 ist auf 1727kN abgefallen und aus den lokalen Schubrissen haben sich schlagartig zwei weit geöffnete, über annähernd den gesamten Steg durchlaufende schräge Risse gebildet.



**Bild 92:** Auswertung der Hauptformänderungen aus der optischen Messung zur Darstellung des Rissbildes im Messfeld in Laststufe 1743kN



**Bild 93:** Auswertung der Hauptformänderungen aus der optischen Messung zur Darstellung des Rissbildes im Messfeld nach erneuter Schubrissbildung und Abfall der Last in Laststufe 1727kN

Aus den dargestellten Rissbildern können auch die vorhandenen Rissneigungen in Bezug auf die Trägerlängsachse ermittelt werden. Für ausgewählte Risse finden sich hierzu detaillierte Angaben in Bild 84. Die Rissneigungen der Biegeschubrissse liegen im Bereich von  $25^\circ$  bis  $40^\circ$ , während die Schubrisse im Mittel eine flachere Neigung von ca.  $20^\circ$  aufweisen.

## 5.6.2 Rissbreite

Im Zuge der optischen Messung können auf Grundlage der Zusammenhänge aus Kapitel 5.5.2 Aussagen über die in den verschiedenen Stufen vorhandenen Rissbreiten und die Rissbreitenentwicklung während des Versuchs gemacht werden. Der angegebene Wert der Rissbreite bzw. Rissöffnung bezeichnet dabei immer die relative Bewegung eines Rissufers senkrecht zur Rissrichtung in Bezug auf das gegenüberliegende Rissufer. Im Folgenden werden für ausgewählte Stellen im Messfeld Rissbreitenentwicklungen graphisch dargestellt und eine tabellarische Übersicht über die Rissbreiten aller Auswertestellen aus Bild 84 in den Laststufen nach Tabelle 12 gegeben. Die graphische Darstellung der Kraft-Rissbreiten-Beziehung für alle 17 Auswertestellen im Messfeld befindet sich in Anlage A.4.1.

Laststufe	Charakteristika
1000kN	Ausbildung von ersten Biegeschubrisen; Belastungsversuch 1
1200kN	Zwischenwerte; Belastungsversuch 1
1400kN	Zwischenwerte; Belastungsversuch 1
1541kN	Ende Belastungsversuch 1
1600kN	Zwischenwerte; Belastungsversuch 2
1743kN	Ende Teilversuch 1, Fließen aller Bügel in Feld 1; Verstärkung des Trägers an der Innenstütze durch Traversen und Zugstangen; Belastungsversuch 2

Tab. 12: Laststufen für tabellarische Darstellung der Rissbreiten aus der optischen Messung

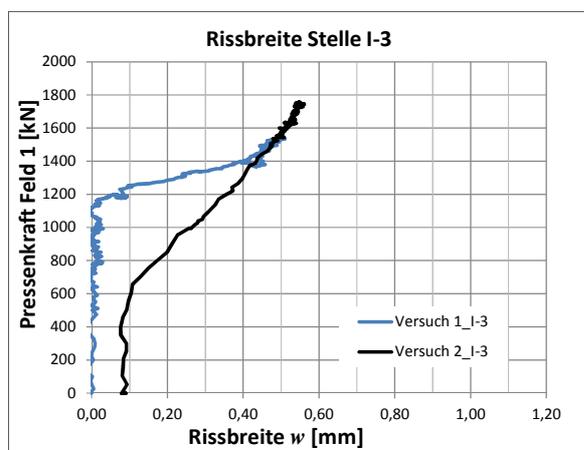


Bild 94: Aus der optischen Messung ermittelte Rissbreite in Auswertestelle I-3

Zur Verifikation der Ergebnisse der optischen Messung können die Ergebnisse der konventionellen Rissbreitenmessung an der Stelle B (s. Bild 47) herangezogen werden. Die Auswertestelle 3 im Riss I (Stelle I-3) befindet sich exakt dort, wo an der Trägerrückseite der induktive Wegaufnehmer zur Messung der Rissbreite angebracht wurde. Bild 94 zeigt die aus der optischen Messung ermittelten Rissbreiten an der Stelle I-3 in Versuch 1 (blaue Kurve) und Versuch 2 (schwarze Kurve). Man kann eine sehr gute Übereinstimmung mit den in Bild 44 dargestellten Messergebnissen des induktiven Wegaufnehmers an dieser Stelle erkennen. Unter der Voraussetzung, dass sich bei gleicher Last in Versuch 1 und 2 gleiche Rissbreiten einstellen, wurde eine nach Ende von Versuch 1 verbliebene Rissöffnung von ca. 0,08mm zu Beginn von Versuch 2 ermittelt.

Bild 95 zeigt die Entwicklung der Rissbreite an der Stelle 1 im Biegeschubriss II (II-1). Man kann erkennen, dass sich der Riss an dieser Stelle ab einer Last von ca. 1475kN bei nur geringer Laststeigerung zunächst weit öffnet. Nachdem eine Rissbreite von ca. 0,3mm erreicht ist, verläuft die weitere Rissbreitenzunahme wieder proportional zur Laststeigerung. Riss II hat sich anscheinend nach der Entlastung am Ende von Versuch 1 wieder vollständig geschlossen, da im Gegensatz zu Riss I keine Korrektur für eine verbleibende Rissbreite zu Beginn von Versuch 2 erforderlich wurde.

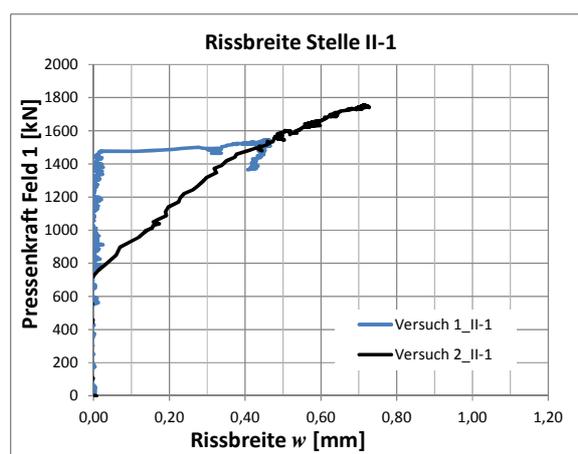
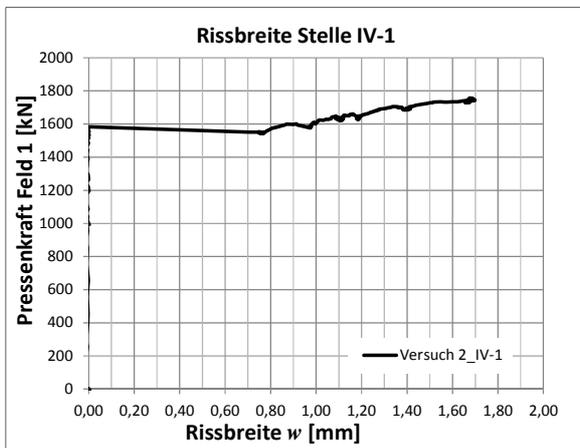


Bild 95: Aus der optischen Messung ermittelte Rissbreite in Auswertestelle II-1

Bild 96 zeigt die Entwicklung der Rissbreite an der Stelle 1 im Schubriss IV (IV-1) im Versuch 2. Im ersten Versuch war dieser Riss noch nicht vorhanden. Man kann deutlich die schlagartige Rissbildung bei einer Last von 1583kN erkennen, die mit einem Lastabfall auf 1550kN einhergeht. Bei weiterer Laststeigerung findet eine starke Zunahme der Rissbreite statt. Da sich weniger als die Hälfte des Risses IV im optischen Messfeld befindet (vgl. Bild 46, Bild 86), kann nicht davon ausgegangen werden, dass die an der Stelle IV-1 ermittelte Rissbreite von ca. 1,7mm die größte Rissbreite im Riss IV darstellt. Sie ist jedoch die größte Rissbreite, die in den Rissen I bis IV im optischen Messfeld ermittelt wurde.



**Bild 96:** Aus der optischen Messung ermittelte Rissbreite in Auswertestelle IV-1

Die Tabellen 13 bis 16 geben eine Übersicht über die aus der optischen Messung ermittelten Rissbreiten in den Laststufen nach Tabelle 12. Es sind jeweils die Rissbreiten beim ersten Erreichen der Laststufen angegeben.

Laststufe	Ermittelte Rissbreite [mm] in Riss I		
	I-1	I-2	I-3
1000kN	-	-	-
1200kN	0,19	0,18	0,08
1400kN	0,37	0,44	0,40
1541kN	0,43	0,46	0,49
1600kN	0,45	0,48	0,51
1743kN	0,53	0,54	0,56

**Tab. 13:** Aus der optischen Messung ermittelte Rissbreite [mm] in jeweiliger Auswertestelle des Risses I für ausgewählte Laststufen

Laststufe	Ermittelte Rissbreite [mm] in Riss II				
	II-1	II-2	II-3	II-4	II-5
1000kN	-	-	-	-	-
1200kN	-	-	-	-	-
1400kN	-	-	-	-	-
1541kN	0,45	0,48	0,43	0,28	0,16
1600kN	0,54	0,63	0,61	0,45	0,29
1743kN	0,70	0,89	0,88	0,70	0,54

**Tab. 14:** Aus der optischen Messung ermittelte Rissbreite [mm] in jeweiliger Auswertestelle des Risses II für ausgewählte Laststufen

Laststufe	Ermittelte Rissbreite [mm] in Riss III				
	III-1	III-2	III-3	III-4	III-5
1000kN	-	-	-	-	-
1200kN	-	-	-	-	-
1400kN	-	-	-	-	-
1541kN	-	-	-	-	-
1600kN	-	-	-	-	-
1743kN	0,13	0,39	0,56	0,42	0,10

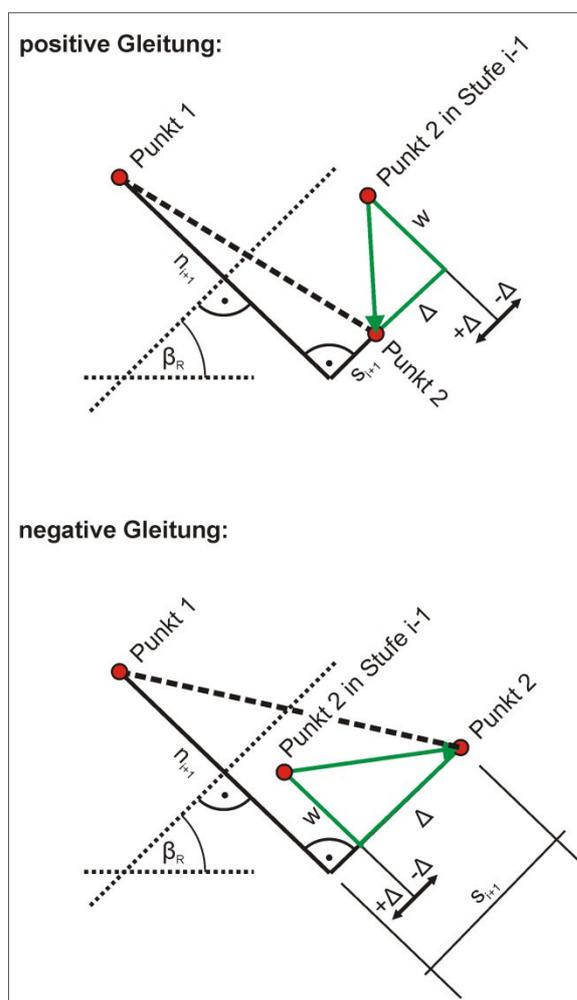
**Tab. 15:** Aus der optischen Messung ermittelte Rissbreite [mm] in jeweiliger Auswertestelle des Risses III für ausgewählte Laststufen

Laststufe	Ermittelte Rissbreite [mm] in Riss IV			
	IV-1	IV-2	IV-3	IV-4
1000kN	-	-	-	-
1200kN	-	-	-	-
1400kN	-	-	-	-
1541kN	-	-	-	-
1600kN	0,99	0,76	0,29	-
1743kN	1,69	1,36	0,65	0,16

**Tab.16:** Aus der optischen Messung ermittelte Rissbreite [mm] in jeweiliger Auswertestelle des Risses IV für ausgewählte Laststufen

### 5.6.3 Rissgleitung

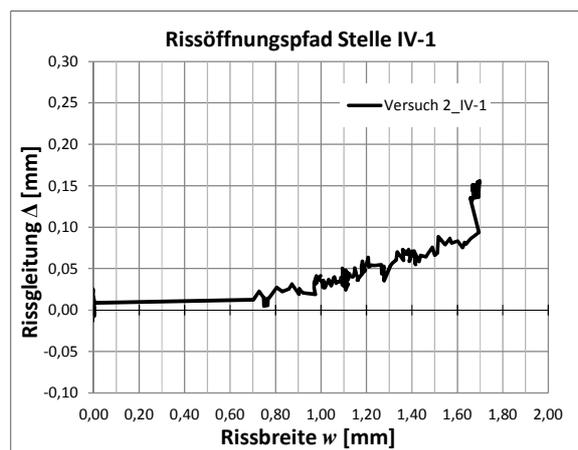
Auf Grundlage der Zusammenhänge aus Kapitel 5.5.2 wurden neben der Rissbreite auch die relativen Rissuferverschiebungen parallel zum Riss (Rissgleitungen) ermittelt. Positive Gleitungen bedeuten, dass sich Punkt 2 im Verhältnis zu Punkt 1 nach links bewegt hat, negative Gleitungen bedeuten eine Bewegung nach rechts (s. Bild 97).



**Bild 97:** Bedeutung der Vorzeichen bei der Auswertung der relativen Rissuferverschiebung parallel zum Riss

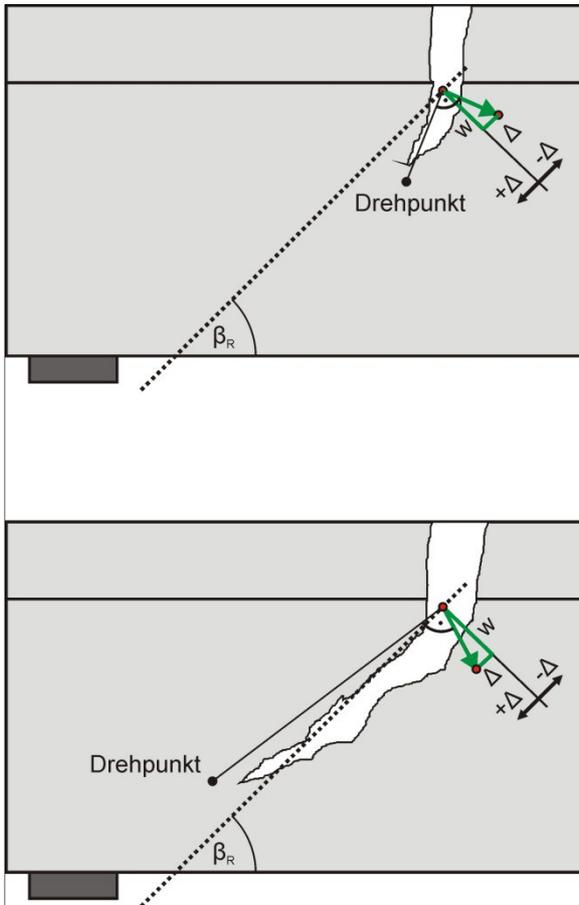
Die Beziehungen zwischen Rissöffnung und Rissgleitung sind für alle 17 Auswertestellen in Anlage A.4.2 dargestellt. In Bild 98 ist der sog. Rissöffnungspfad, d.h. die aus der optischen Messung ermittelte Rissgleitung über der Rissöffnung, beispielhaft für die Stelle IV-1 dargestellt. Man kann erkennen, dass sich der Riss IV zunächst schlagartig öffnet (Rissöffnung ohne Gleitung) und dann mit fortschreitender Rissöffnung eine Gleitung stattfindet. Obwohl ein klarer

Trend erkennbar ist, muss betont werden, dass die ermittelten Gleitungen sehr geringe absolute Werte besitzen, die teilweise nur wenig oberhalb der Messgenauigkeit von ca. 0,01 bis 0,02mm liegen. Außerdem ist die Gleitung mit Werten von ca. 5-10% auch im Verhältnis zur zugehörigen Rissöffnung sehr gering.



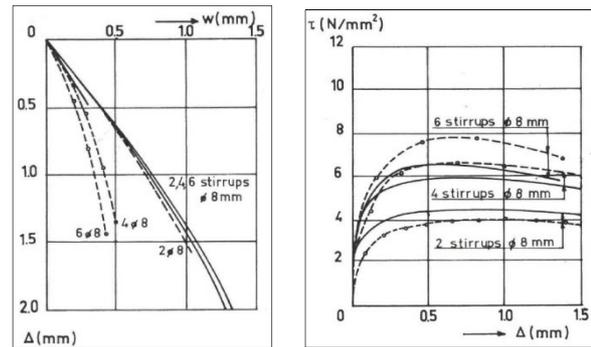
**Bild 98:** Aus der optischen Messung ermittelte Beziehung zwischen Rissöffnung  $w$  und Rissgleitung  $\Delta$  an der Stelle IV-1

Bei einigen in Anlage A.4.2 dargestellten Rissöffnungspfaden fällt auf, dass negative Werte der Rissgleitung ermittelt wurden. Dies widerspricht der gängigen Vorstellung der zu erwartenden relativen Rissuferverschiebung. Das Phänomen tritt nur bei den Biegeschubrisen I und II auf. Ein Teil der aus den Messdaten berechneten negativen Gleitungen ist vermutlich durch Messungenauigkeiten begründet. Vor allem im Riss II ist aber ein deutlicher Trend erkennbar. Eine negative Rissgleitung bedeutet bei den gewählten geometrischen Beziehungen, dass sich der Riss eher in Richtung der Trägerlängsachse, als senkrecht zum Riss geöffnet hat. Diese Bewegung ist bei Biegeschubrisen in einem frühen Stadium der Rissbildung durchaus vorstellbar, wenn man davon ausgeht, dass sich der Drehpunkt der Rissöffnung immer an der Risspitze befindet (s. Bild 99 oben). Wenn die Risspitze die Druckzone erreicht hat und ihre Lage nur noch minimal ändert, d.h. der Riss sich nur noch weitet, ist wieder von der üblicherweise zu erwartenden Relativverschiebung der Rissufer auszugehen (s. Bild 99 unten). Ein ähnliches Verhalten wird auch in [18] beschrieben. Anscheinend befand sich Riss II am Ende des 1. Teilversuchs von Versuch 2 noch nicht in dem Stadium, in dem nur noch eine Rissweitung mit Verdrehung um einen festen Punkt stattfindet.



**Bild 99:** Modellvorstellung der Relativverschiebung der Rissufer bei Biegerissen in niedrigen (oben) und hohen (unten) Laststufen

In der Literatur finden sich zahlreiche Arbeiten zur Beziehung zwischen Rissöffnung, Rissgleitung und im Riss vorhandener Schubspannung für bewehrte und unbewehrte Risse, die zur Quantifizierung des Querkrafttraganteils infolge Rissverzahnung herangezogen werden. Beispielhaft sei hier die Dissertation von *Walraven* [19] genannt, dessen Überlegungen zu Rissöffnungs-Schubspannungs-Beziehungen auch in die *Modified Compression Field Theory* eingegangen sind, welche heute eine Grundlage der Querkraftbemessung des Model Code 2010 bildet. *Walraven* beobachtet nennenswerte Schubspannungen in Rissrichtung immer bei Rissgleitungen, die in der Größenordnung der zugehörigen Rissöffnung oder darüber liegen (s. Bild 100).



**Bild 100:** Beziehung zwischen Rissöffnung  $w$  und Rissgleitung  $\Delta$  für verschieden bewehrte Risse (links) und Zusammenhang zwischen Rissgleitung und zugehöriger gemessener Schubspannung (rechts) aus [19]

Aus den in Anlage A.4.2 dargestellten Rissöffnungspfaden für alle 17 Auswertestellen im Bereich des optischen Messfeldes ist ersichtlich, dass zu Beginn der Rissbildung nur sehr geringe Rissgleitungen stattfinden. Dies bedeutet, dass sich sowohl die Biegeschubrisse, wie auch die Schubrisse zunächst nur senkrecht zum Riss öffnen. Dies deckt sich mit Beobachtungen aus [18]. Ein nennenswerter Anstieg der Gleitung mit zunehmender Rissbreite konnte nur in Riss I und Riss IV beobachtet werden. Es werden jedoch in keinem Riss Verhältnisse von Rissöffnung zu Rissgleitung erreicht, die auf das Entstehen von Schubspannungen infolge Rissreibung wie in [19] beschrieben schließen lassen. Da die Risse im optischen Messfeld jedoch bei weitem nicht die größten am Träger gemessenen Rissbreiten aufweisen, ist zu vermuten, dass wenn eine weitere Öffnung der Risse im Messfeld erfolgt wäre, auch die Gleitungen weiter angestiegen wären. *Rodriguez* und *Muttoni* beschreiben in [18], dass die Gleitungen in Biegeschubrisse erst stark zunehmen, wenn die den Riss kreuzende Längsbewehrung ins Fließen gerät. Die Ergebnisse der Dehnungsmessung auf der oberen Längsbewehrung zeigen aber, dass dies bei den Biegeschubrisse I und II am Ende des 1. Teilversuchs von Versuch 2 noch nicht der Fall war. Die Risse im optischen Messfeld stellen also vermutlich keine kritischen Risse im Grenzzustand der Tragfähigkeit dar.

#### 5.6.4 Zusammenfassung

Durch die optische Messung konnte der Ablauf der Rissbildung im Messfeld sehr gut nachvollzogen werden. Die beobachteten Risse passen sich sehr gut in die im angrenzenden Trägerbereich händisch angezeichneten Risse ein. Für 17 ausgewählte Auswertestellen an zwei Biegeschubbrissen und zwei Schubbrissen wurden die Rissöffnungen und Rissgleitungen ermittelt. Es hat sich gezeigt, dass bei allen Rissen nur geringe Gleitungen in Bezug auf die Rissöffnung auftreten, mit denen sich keine hohen Schubspannungen infolge einer Rissverzahnung begründen lassen. Es muss jedoch angemerkt werden, dass in der Literatur große Gleitungen hauptsächlich dann berichtet werden, wenn erstens der betrachtete Riss den Versagensriss darstellt und zweitens die Belastung im Bereich der Traglast liegt (vgl. z.B. [18]).

Es ist anzunehmen, dass keiner der im optischen Messfeld liegenden Risse den tatsächlich zum Versagen führenden Riss darstellt. Ein solcher Riss konnte sogar bis zum Ende des 1. Teilversuchs von Versuch 2 überhaupt nicht identifiziert werden. Die vorliegenden Ergebnisse stellen also nur die Verhältnisse an den Rissen im Messfeld dar und können nicht ohne weiteres auf anderen Belastungen ausgesetzte Risse am Träger oder gar allgemein auf Biegeschub- und Schubrisse in Trägerstegen vorgespannter und nicht vorgespannter Bauteile übertragen werden. Die in Kapitel 5.6.3 und Anlage A.4.2 dargestellten Ergebnisse deuten insgesamt darauf hin, dass bei einer theoretischen Laststeigerung über die Laststufe 1743kN hinaus mit einer Zunahme der Gleitungen zu rechnen wäre, die auch zur Aktivierung von Schubspannungen infolge Rissreibung nach z.B. [19] führen könnte.

## 6 Vergleich mit dem Bemessungsansatz nach DIN-Fachbericht 102 bzw. DIN EN 1992-2

### 6.1 Allgemeines

Im nachfolgenden Abschnitt erfolgt der Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und dem Bemessungsansatz nach DIN-Fachbericht 102 bzw. DIN EN 1992-2. Dabei werden alle Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_s = \gamma_c = 1,0$  gesetzt.

Der Bemessungswert  $V_{Rd,sy}$  nach DIN-Fachbericht 102 gibt die Querkrafttragfähigkeit durch die senkrechten Bügel im Steg nach der Fachwerkwirkung an:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta$$

Dabei ist die Neigung der Druckstreben beanspruchungsabhängig wie folgt zu begrenzen:

$$\cot \theta = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,c}/V_{Ed}} = \frac{\cot \beta_r}{1 - V_{Rd,c}/V_{Ed}}$$

mit

$$\beta_r = \text{Winkel der geneigten Schubrisse gegen die Balkenachse}$$

Für den Bemessungswert der Querkraftkomponente aus den Rissverzahnungskräften wird folgende Beziehung angegeben:

$$V_{Rd,c} = 0,240 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z$$

Für den Vergleich mit Versuchen gilt nach [6]:

$$f_{cd} \rightarrow f_{1c} = 0,95 \cdot f_{c,cyl} \cong 0,95 \cdot f_{ck}$$

$$f_{ywd} \rightarrow f_{yw}$$

$$V_{Rd,c} \rightarrow V_{cru}$$

$$V_{Ed} \rightarrow V_u \text{ (Bruchzustand: } V_E = V_u)$$

Damit ergibt sich folgender Zusammenhang für die Neigung der Druckstreben:

$$\cot \theta = \frac{\cot \beta_r}{1 - V_{cru}/V_u} = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V_{cru}/V_u}$$

mit

$$\cot \beta_r = 1,20 - 0,20 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{ctm}} = 1,20 - 1,40 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}$$

$$V_{cru} = 0,4292 \cdot \left(\frac{f_{1c}}{0,95}\right)^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_c}{f_{1c}}\right) \cdot b_w \cdot z$$

$$\sigma_c = -\frac{P_m}{A_c}$$

### 6.2 Querkraftbeanspruchung

Die einwirkende Querkraft  $V_E$  wird aus der im Versuch gemessenen Auflagerkraft an der Innenstütze, bestehend aus den Belastungen durch die Einzellasten und dem Eigengewicht, sowie aus dem statisch unbestimmten Anteil der Vorspannung berechnet.

Für die Nachrechnung des Versuchs nach DIN-Fachbericht 102 wird die einwirkende Querkraft unter der Laststufe 1743kN betrachtet, da unter dieser Laststufe auf der schwächer bewehrten Seite die Verstärkung eingebaut wurde.

### 6.3 Querkrafttragfähigkeit

#### 6.3.1 Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung

Die Querkrafttragfähigkeit aus der Fachwerkwirkung unter Berücksichtigung der Bügelbewehrung mit der Fließspannung  $f_{yw}$  berechnet sich wie folgt:

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

Die rechnerischen Querkrafttraganteile  $V_{R,sy}$  sind für zwei ausgewählte Nachweisschnitte, unmittelbar an der Innenstütze und im Bereich zwischen der Innenstütze und der Lasteinleitung in Feld 1, in Tab. dargestellt. Die genaue Lage der Schnitte ist Bild 102 zu entnehmen.

#### Streckgrenze der Querkraftbewehrung $f_{yw}$

Der Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und dem Bemessungsansatz nach DIN-Fachbericht 102 erfolgt für das Feld 1 mit der geringeren Querkraftbewehrung ( $\emptyset 8/20$ ).

Für den Vergleich wird der Rechenwert der Streckgrenze  $f_{yw}$  des Betonstahls für die Bügel aus den im Zugversuch ermittelten Streckgrenzen nach Tab. wie folgt ermittelt und angesetzt:

$$\text{Mittelwert: } f_{ywm} = 475 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{kleinster Wert: } \min f_{yw} = 474 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{größter Wert: } \max f_{yw} = 477 \text{ N/mm}^2$$

Da die Werte nur geringfügig voneinander abweichen, wird nachfolgend mit  $f_{yw} = 475 \text{ N/mm}^2$  gerechnet.

### Druckfestigkeit des Betons $f_{ck}$

Die Ermittlung der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit erfolgt näherungsweise über die Mittelwerte der Würfeldruckfestigkeit zum Zeitpunkt des ersten Belastungsversuchs (Tab.). Die Umrechnung der mittleren Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$  auf die mittlere Zylinderdruckfestigkeit  $f_{cm}$  erfolgt über den Faktor 0,81, welcher hier als Näherung über das Verhältnis  $f_{ck}/f_{ck,cube}$  für einen Beton C30/37 ermittelt wurde:

$$f_{cm} = 0,81 \cdot f_{cm,cube} = 0,81 \cdot 50,8 = 41,1 \text{ N/mm}^2$$

Die charakteristische Betondruckfestigkeit für den Versuchsträger wird bestimmt über:

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 = 37,1 \text{ N/mm}^2$$

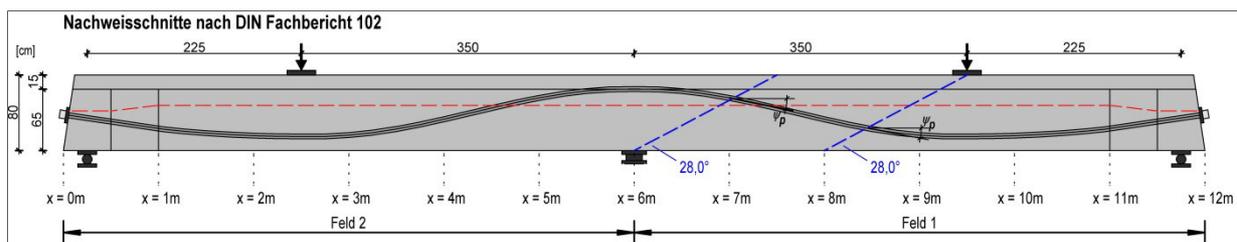
### Hebelarm der inneren Kräfte $z$

Nach DIN-Fachbericht 102 sollte beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im Allgemeinen der innere Hebelarm  $z$  aus dem Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Biegung mit Längskraft verwendet werden. An der Innenstütze beträgt der Hebelarm  $z_{Stütze} = 0,61\text{m}$ , an der Lasteinleitung im Feld beträgt der Hebelarm  $z_{Last} = 0,63\text{m}$ . Für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung wird der innere Hebelarm  $z$  aus der Biegebemessung für das maximale Moment im zugehörigen Querkraftbereich mit dem Versagensriss angesetzt:

$$z = 0,63\text{m}$$

Damit ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit der Bügel  $V_{R,sy}$  aus der Summe der Bügelkräfte über eine Länge  $z \cdot \cot \theta = 0,63 \cdot 1,88 = 1,18\text{m}$  ab der Stelle  $x$  zu:

$$V_{R,sy} = \sum_x^{x+1,18\text{m}} A_{sw} \cdot f_{yw}$$



**Bild 102:** Position der Nachweisschnitte zur Versuchsnachrechnung nach DIN-Fachbericht 102

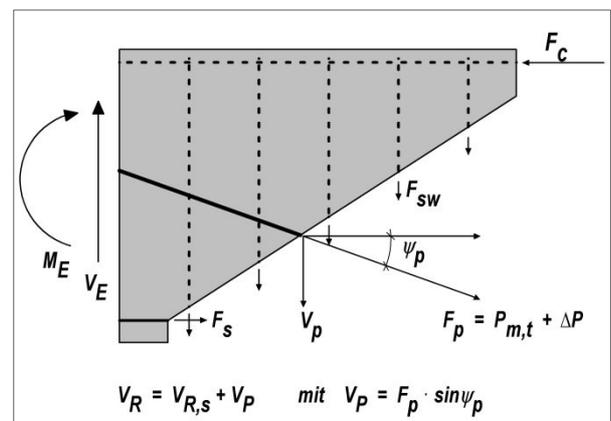
Unter der Laststufe 1743 kN wurde in den Bügeln längs der Schrägschnitte bei  $x = 6\text{m}$  bzw. bei  $x = 8\text{m}$  die Fließspannung erreicht.

### 6.3.2 Querkraftkomponente infolge des geneigten Spanngliedes

Aus der Neigung des Spannglieds darf neben der Bügeltragfähigkeit  $V_{R,sy}$  eine zusätzliche Querkraftkomponente  $V_p$  angesetzt werden. Diese wird für die Versuchsnachrechnung unter Berücksichtigung der Spannungszuwächse im Spannstahl infolge der jeweils zugehörigen Belastung ermittelt.

$$V_p = (P_{m,t} + \Delta P) \cdot \sin \psi_p$$

Dabei ist  $\Delta P$  der Zuwachs der Kraft im Spannglied und  $\psi_p$  ist der Winkel der Spanngliedneigung an der Stelle, wo das Spannglied den Schrägschnitt kreuzt (Bild 101). Würde man vereinfacht  $V_p$  bei  $V_E$  an der Stelle  $x$  berücksichtigen ( $V_E - V_p$ ), so ergäbe sich für den Schrägschnitt an der Stelle  $x = 6\text{m}$  für die Querkraftkomponente des Spannglieds  $V_p = 0$ , wegen  $\psi_p(x = 6\text{m}) = 0$ .



**Bild 101:** Traganteile bei Querkraft nach DIN-FB 102 bzw. DIN EN 1992-2

### 6.4 Traganteile entlang der Balkenachse

Die Traganteile  $V_{R, sy}$  und  $V_p$  sowie die Summe der Traganteile  $V_R = V_{R, sy} + V_p$  sind in Bild 103, Bild 104 und Bild 105 der einwirkenden Querkraft  $V_E$  gegenübergestellt.

Es zeigt sich, dass unter der vereinfachten Annahme eines konstanten inneren Hebelarms  $z$  nur ca. 25-30% der einwirkenden Querkraft in Feld 1 im Bereich zwischen der Innenstütze und der Lasteinleitung über die Bügel abgetragen werden (Bild 103). Der geringfügige Sprung der Querkrafttragfähigkeit  $V_{R, sy}$  unter der Lasteinleitung in Bild 103 ist darauf zurückzuführen, dass die einwirkenden Querkraften links- und rechtsseitig der Lasteinleitung nicht identisch sind und daher der belastungsabhängige Winkel  $\cot \theta$  ein wenig variiert.

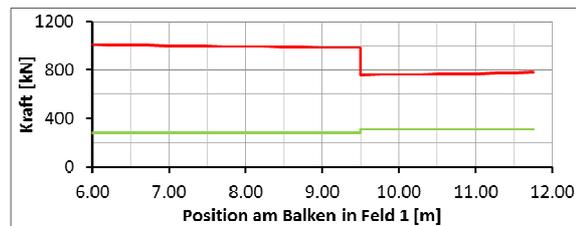
Des Weiteren wird deutlich, dass die Querkraftkomponente  $V_p$  einen erheblichen Traganteil darstellt und in Bereichen mit großer Spanngliedneigung bis zu 25% der einwirkenden Querkraft abträgt. Jedoch variiert dieser Querkrafttraganteil längs des Trägers stark mit der Spanngliedneigung. Der in Bereichen geringer Spanngliedneigung (Innenstützen, Lasteinleitung) erhebliche Spannungszuwachs im Spannglied aus dem Biegemoment schlägt sich daher nicht in Form eines signifikanten Anstiegs der Querkraftkomponente  $V_p$  nieder (Bild 104).

### 6.5 Zusammenfassung

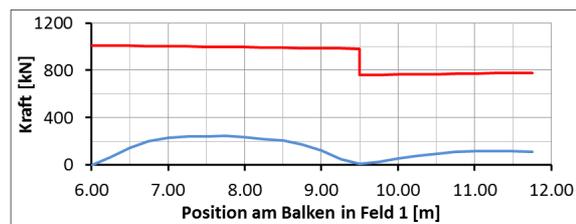
Die rechnerische Tragfähigkeit  $V_R = V_{R, sy} + V_p$  ist in Tabelle 17 der einwirkenden Querkraft  $V_E$  gegenübergestellt. Es zeigt sich deutlich, dass bei der Versuchsnachrechnung nach DIN-Fachbericht 102 bei der hier untersuchten Laststufe 1743 kN die im Versuch festgestellte Querkrafttragfähigkeit deutlich unterschätzt wird. Das Nachweisformat berücksichtigt offensichtlich nicht alle maßgeblich am Lastabtrag beteiligten Traganteile.

Eine Bauwerksbemessung nach DIN-Fachbericht 102 liegt demnach bei Neubauten

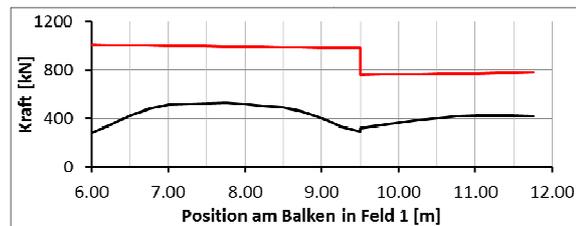
auf der sicheren Seite und führt zu einer robusten Auslegung, für die Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke ist dieses Nachweisformat jedoch nicht geeignet, um die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit zu ermitteln und um unnötige Verstärkungsmaßnahmen zu vermeiden.



**Bild 103:** Gegenüberstellung der einwirkenden Querkraft  $|V_E|$  und der maximalen rechnerischen Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung  $V_{R, sy}$



**Bild 104:** Gegenüberstellung der einwirkenden Querkraft  $|V_E|$  und der Querkraftkomponente  $V_p$  infolge des geneigten Spanngliedes  $V_p$ ; vereinfachte Bestimmung gem. Abs. 6.3.2



**Bild 105:** Gegenüberstellung der einwirkenden Querkraft  $|V_E|$  und der Querkrafttragfähigkeit  $V_R = V_{R, sy} + V_p$

Schnitt	$z$	$\sigma_c$	$V_{cr, u}$	$V_u$	$\cot \theta$	$V_{R, sy}$	$V_p$	$V_R = V_{R, sy} + V_p$	$V_u / V_R$
	[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
x = 6,0m	0,63	-3,47	240	1010	1,88	281	230	511	1,98
x = 8,0m	0,63	-3,36	241	994	1,88	281	236	517	1,92

**Tab. 17:** Querkrafttraganteile nach DIN-FB 102 in ausgewählten Schnitten in Feld 1 im Bereich zwischen der Innenstütze und der Lasteinleitung; Ermittlung gem. Bild 101

## 7 Versuchsnachrechnung unter Anwendung des Druckbogenmodells

### 7.1 Allgemeines

Durch die sehr umfangreiche Messwerterfassung stehen für die Versuchsauswertung die Kräfte jedes einzelnen Bügels für alle Laststufen zur Verfügung.

Für die Auswertung der Versuche wurden aus den in Tab. genannten Laststufen die folgenden ausgewählt:

- **Laststufe 700kN**  
Auftreten von ersten Biegerissen
- **Laststufe 800kN**
- **Laststufe 1000kN**  
Auftreten von ersten Biegeschubrisen
- **Laststufe 1200kN**
- **Laststufe 1541kN**  
Ende Belastungsversuch 1
- **Laststufe 1743kN**  
Belastungsversuch 2, Ende Teilversuch 1;  
Fließen aller Bügel in Feld 1
- **Laststufe 1890kN**  
Ende Belastungsversuch 2, Ende Teilversuch 2;  
Schubzugbruch mit Versagen der Betondruckzone im Bereich der Lasteinleitung

Die einwirkende Querkraft  $V_E$  wurde aus der im Versuch gemessenen Auflagerkraft an der Innenstütze, bestehend aus den Belastungen durch die Einzellasten und dem Eigengewicht, sowie aus dem statisch unbestimmten Anteil der Vorspannung berechnet.

### 7.2 Gegenüberstellung von Druckbogenverlauf, Rissbildern und Bügelspannungen

In den nachfolgenden Bildern (Bild 106 bis Bild 112) wird für ausgewählte Laststufen der gemäß Kapitel 2.3 rechnerisch ermittelte Verlauf des Druckbogens den Rissbildern und Bügelspannungen gegenübergestellt. Dabei soll untersucht werden, ob der Druckbogenverlauf mit den beobachteten Rissbildern und gemessenen Bügelspannungen korrespondiert.

#### Laststufe 700 kN (Bild 106)

Der Versuchsbalken weist erste senkrecht verlaufende Biegerisse unmittelbar unter den Lasteinleitungen auf. Unter dieser Laststufe wurden noch keine nennenswerten Bügelspannungen gemessen. Der Druckbogen stützt sich ausgehend von den Einzellasten sprengwerkartig auf die Endverankerungen der Spannglieder sowie auf das Innenaufleger des über 2 Felder durchlaufenden Balkens ab.

In der Darstellung für den Druckbogen handelt es sich bei der grau unterlegten Fläche um die überdrückten Querschnittsbereiche. Die Querschnitte längs des Balkens befinden sich unter dieser Laststufe in den Feldern und über der Innenstütze bereichsweise im rechnerisch gerissenen Zustand II. Bei der rechnerischen Ermittlung wird vom Ebenbleiben der Querschnitte ausgegangen, Betonzugspannungen werden auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt.

#### Laststufe 800 kN (Bild 107)

Der Versuchsbalken weist jetzt auch über dem inneren Auflager erste senkrechte Biegerisse auf. Es wurden keine nennenswerten Bügelspannungen gemessen. Der Druckbogen verläuft wie bei der Laststufe 700 kN sprengwerkartig, jedoch mit zunehmenden Ausrundungen unter den Einzellasten und über dem inneren Auflager.

Der Belastungszustand ist vergleichbar dem Gebrauchszustand bei einem realen Tragwerk einer Straßenbrücke, unter der häufigen bis seltenen Einwirkungskombination, unter der in Bereichen Dekompression und einzelne Biegerisse vorhanden sind.

#### Laststufe 1000 kN (Bild 108)

Unter dieser Laststufe krümmen sich unterhalb der Einzellasten in den Feldbereichen die ersten anfangs noch senkrechten Biegerisse zu geneigten Biegeschubrisen ab. In diesen Biegeschubrisen werden Bügelspannungen bis zu ca. 200 N/mm<sup>2</sup> gemessen. Über der Innenstütze verlaufen die Biegerisse dagegen noch weitestgehend senkrecht, demgemäß sind dort keine nennenswerten Bügelspannungen messbar.

Der Verlauf des Druckbogens ist unter den Einzellasten auf der Balkenoberseite und über der Innenstütze am unteren Balkenrand über eine kurze Länge horizontal und parallel zum Rand. In diesen Bereichen werden in den Feldern Bü-

gelspannungen bis zu ca. 200 N/mm<sup>2</sup> gemessen, sofern geneigte Schubrisse vorhanden sind. Dagegen werden in den Bereichen, in denen der Druckbogen geneigt ist, keine Bügelspannungen gemessen.

Ebenso werden im Bereich der Innenstütze keine nennenswerten Bügelspannungen gemessen.

### **Laststufe 1200 kN (Bild 109)**

Die Anzahl und Ausdehnung der Biegeschubrisse über die Balkenlänge nehmen zu. Auch über der Innenstütze sind jetzt deutlich geneigte Biegeschubrisse zu erkennen, wenngleich die Biegeschubrisse in den Feldbereichen ausgeprägter ist. Die gemessenen Bügelspannungen erreichen in den Feldbereichen maximale Werte von ca. 400 N/mm<sup>2</sup>. Die maximalen Bügelspannungen im Bereich der Innenstütze sind auf der schwächer bewehrten Seite rechts der Innenstütze mit ca. 200 N/mm<sup>2</sup> dagegen nur halb so groß. Auf der stärker bewehrten Seite links von der Innenstütze sind sie noch deutlich kleiner.

Die Ausdehnung der Bereiche im rechnerisch gerissenen Zustand II nimmt zu, ebenso die Bereiche mit horizontal verlaufendem Druckbogen. In diesen Bereichen wird die Querkraft zunehmend über eine Fachwerktragwirkung abgetragen. Der Druckbogen ist in den Endbereichen und im Bereich der Momentennullpunkte geneigt. Entsprechend sind dort die gemessenen Bügelspannungen null.

Offensichtlich findet unter dieser Laststufe in den Feldbereichen eine stärkere Umlagerung in die Fachwerktragwirkung statt als im Bereich der Innenstütze, obwohl der Druckbogen dort ebenfalls horizontal verläuft.

Obwohl diese Laststufe mit 1200 kN um den Faktor 1,5 über der Laststufe 800 kN liegt, die etwa dem Gebrauchslastniveau entspricht, findet noch kein Fließen der Bügel statt.

### **Laststufe 1541 kN (Bild 110)**

Hierbei handelt es sich um die höchste Laststufe im Belastungsversuch 1. Unter den Einzellasten in den beiden Feldern und über der Innenstütze haben sich fächerartige Rissbildungen eingestellt, wobei die Biegeschubrisse in den Feldbereichen nach wie vor ausgeprägter als über der Innenstütze ist. Deutlich erkennbar sind

die Bereiche um die Momentennullpunkte zwischen den Fächern frei von Rissen. Entsprechend wurden dort keine Bügelspannungen gemessen. Ebenso fallen die Bügelspannungen unmittelbar unter den Einzellasten und über dem inneren Auflager deutlich auf nahezu null ab.

Der Druckbogen verläuft in weiten Bereichen horizontal. Eine Neigung ist nur noch im Bereich der Momentennullpunkte vorhanden, wo unter dieser Laststufe keine Bügelspannungen gemessen wurden.

### **Laststufe 1743 kN (Bild 111)**

Unter dieser Laststufe sind jetzt auch in den zuvor ungerissenen Bereichen um die Momentennullpunkte sehr flach geneigte (22 bis 25°) Schubrisse vorhanden, die sich nicht aus Biegerissen gebildet haben, sondern plötzlich im Steg entstanden sind.

Die Bügel sind, bis auf den kurzen Bereich mit der erhöhten Bügelbewehrung links der Innenstütze, nahezu über die gesamte Balkenlänge bis zur Streckgrenze beansprucht. Da sich ein Versagen durch Fließen der Bügel andeutete, erfolgte rechts der Innenstütze eine Verstärkung mit Traversen und Zugstangen.

Der in der beschriebenen Weise aus den Biegemomenten unter der Voraussetzung ebenbleibender Querschnitte ermittelte Druckbogen verläuft überwiegend horizontal. Auch im Bereich der Momentennullpunkte, wo der Druckbogen geneigt ist, erreichen die Bügel die Fließgrenze.

### **Laststufe 1890 kN (Bild 112)**

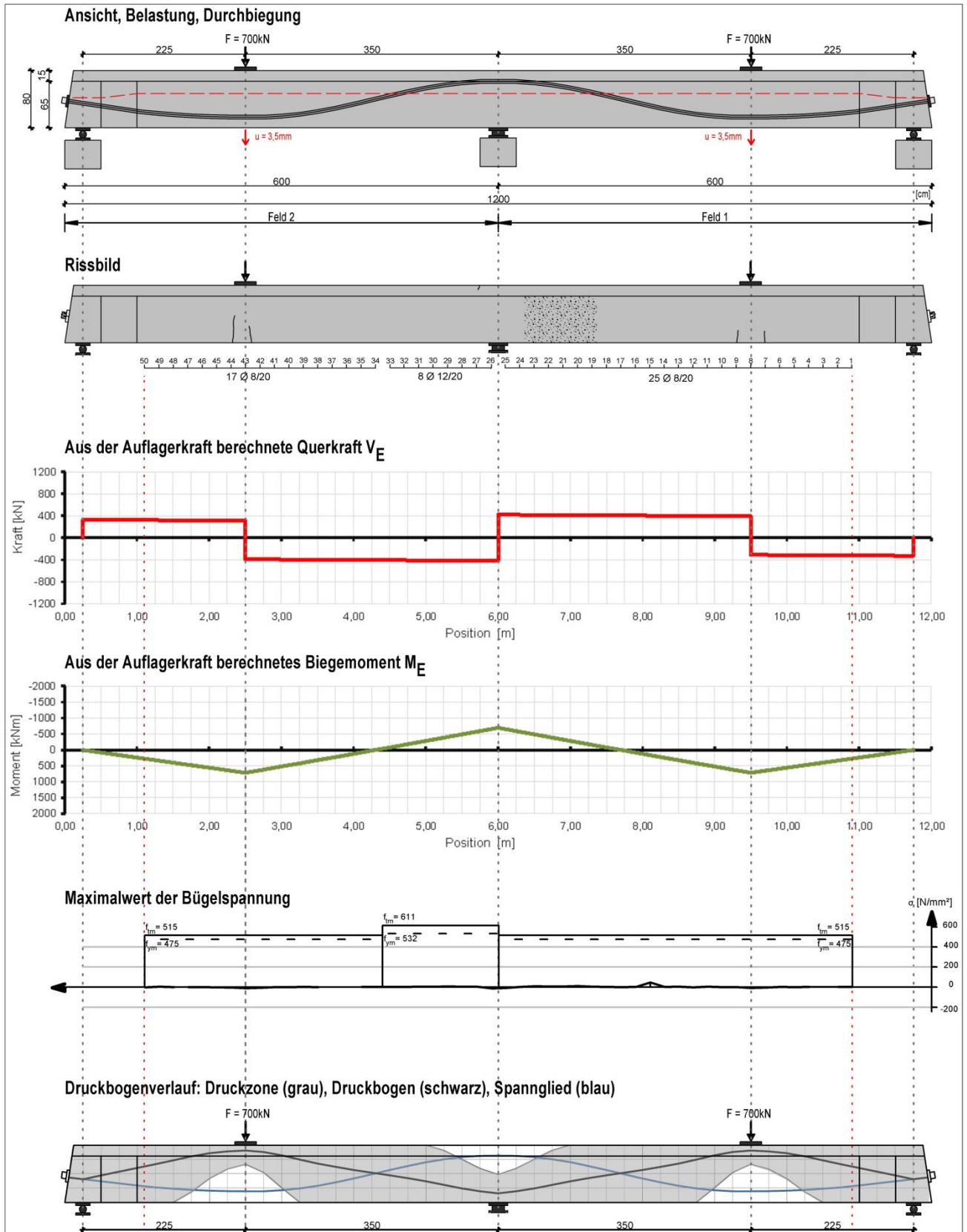
Nach Einbau der Verstärkung konnte die Belastung je Feld noch von 1743 kN auf 1890 kN um 8% gesteigert werden.

Endgültiges Versagen durch einen Schubzugbruch unmittelbar unter der Einzellast im rechten Feld.

Das endgültige Versagen durch den plötzlichen Bruch der immer kleiner werdenden Betondruckzone und Reißen der Bügel erfolgte nicht im Bereich der Innenstütze.

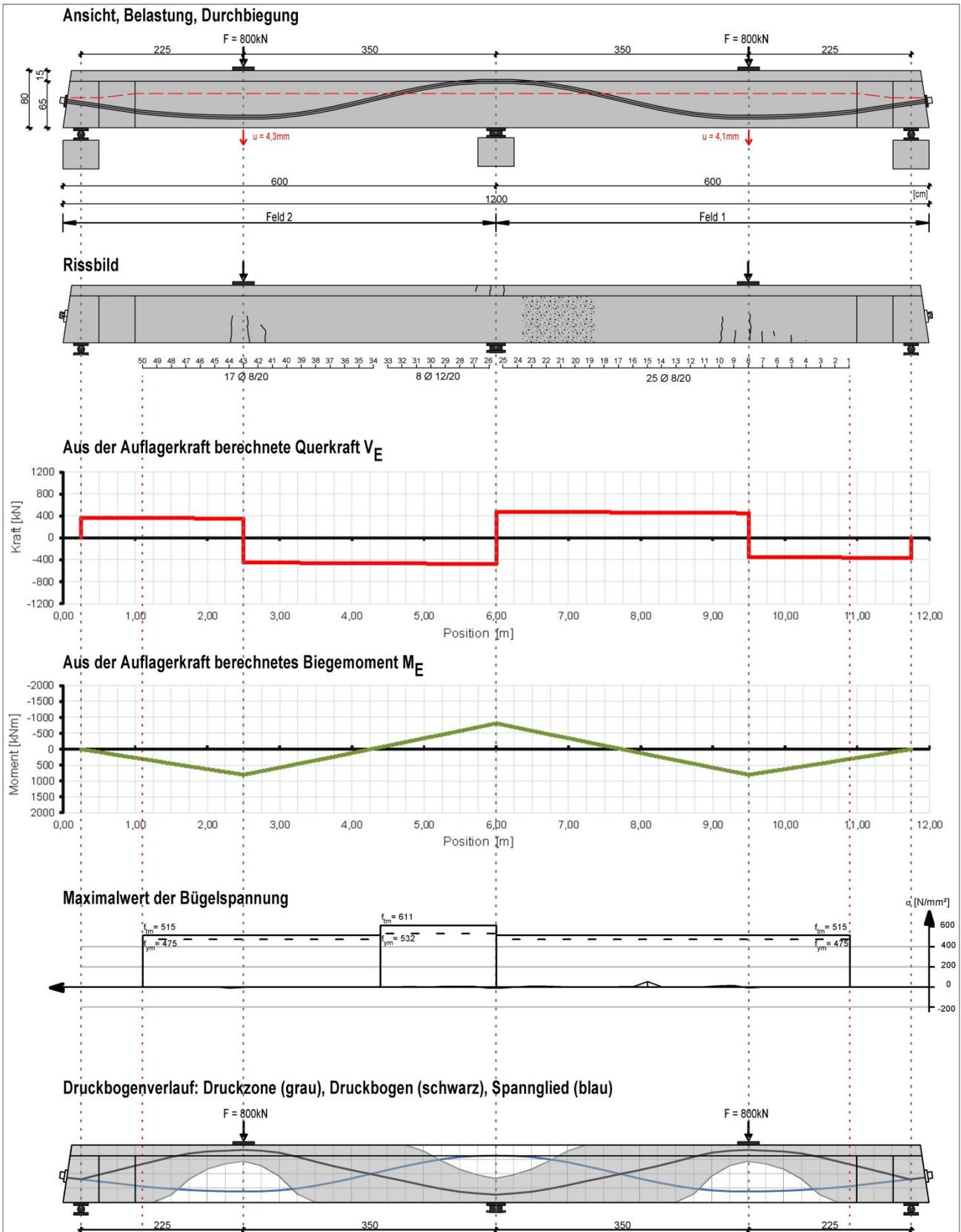
Bruchursache war das Erreichen der Fließgrenze  $f_y$  in den Bügeln und die damit einhergehenden großen Stahldehnungen.

Laststufe 700kN



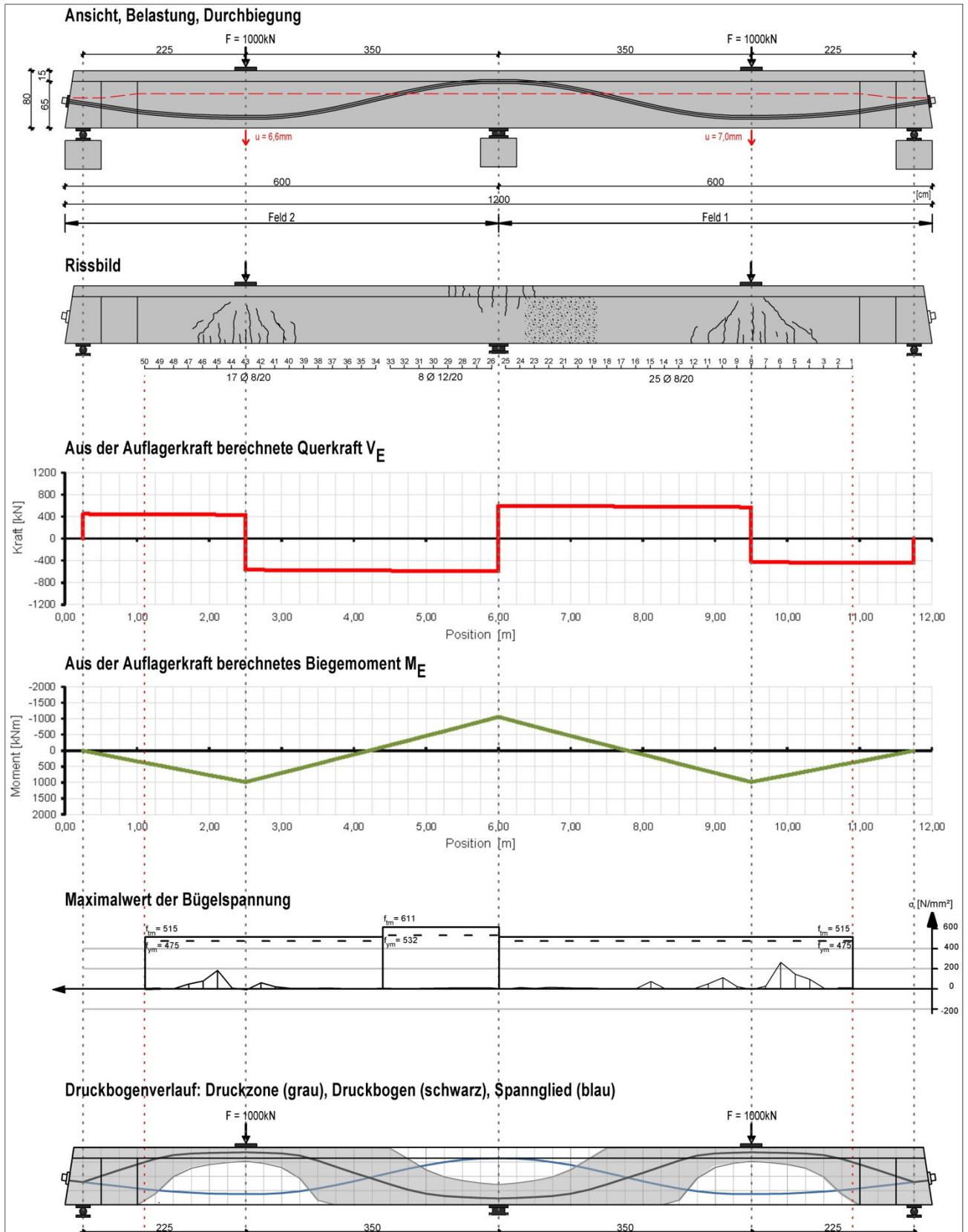
**Bild 106:** Belastungsversuch 1, Laststufe 700kN; Darstellung von Rissbild, Schnittgrößen (berechnet aus gemessener Auflagerkraft an der Innenstütze), gemessenen Bügelspannungen, Druckbogenform

Laststufe 800kN



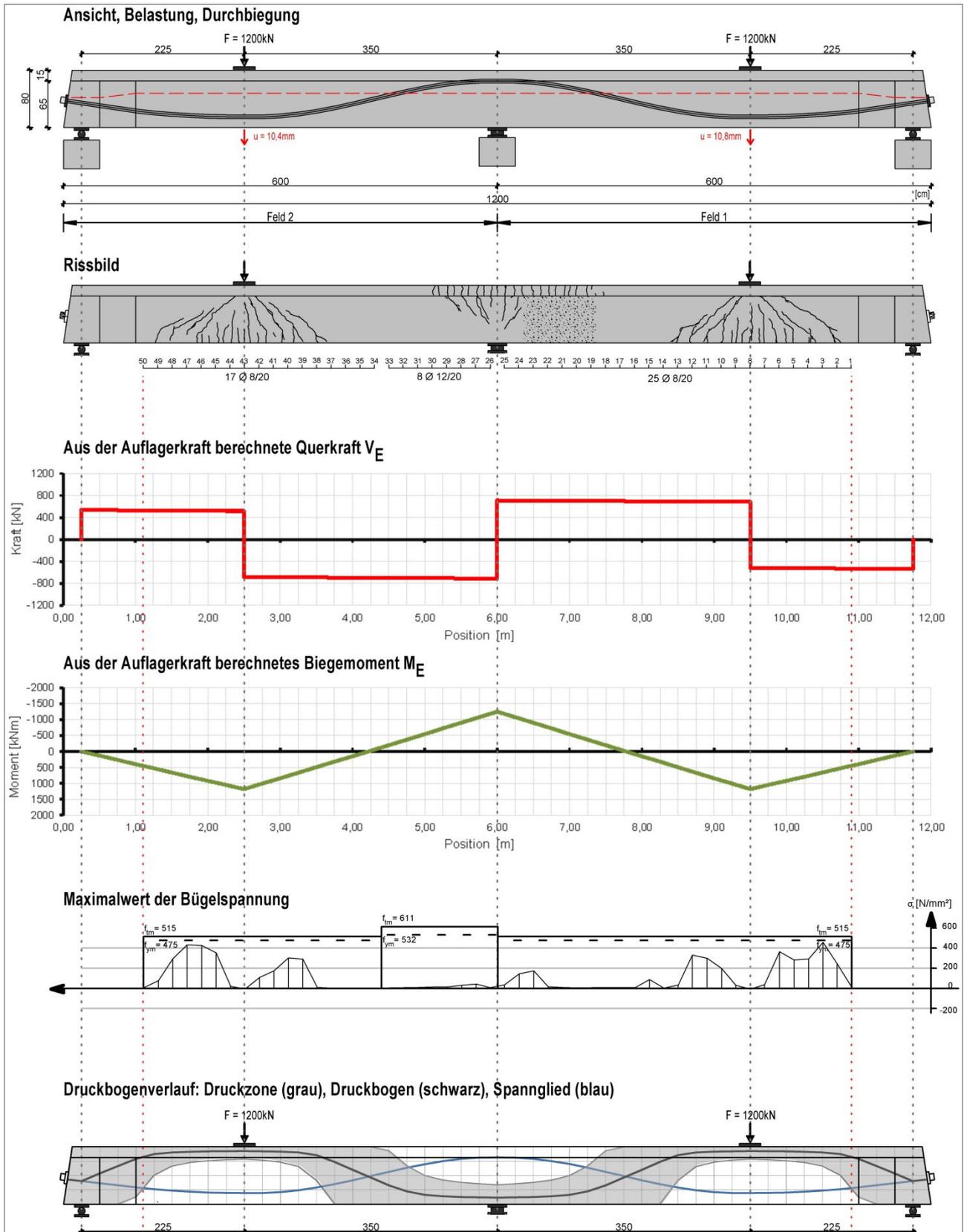
**Bild 107:** Belastungsversuch 1, Laststufe 800kN; Darstellung von Rissbild, Schnittgrößen (berechnet aus gemessener Auflagerkraft an der Innenstütze), gemessenen Bügelspannungen, Druckbogenform

Laaststufe 1000kN



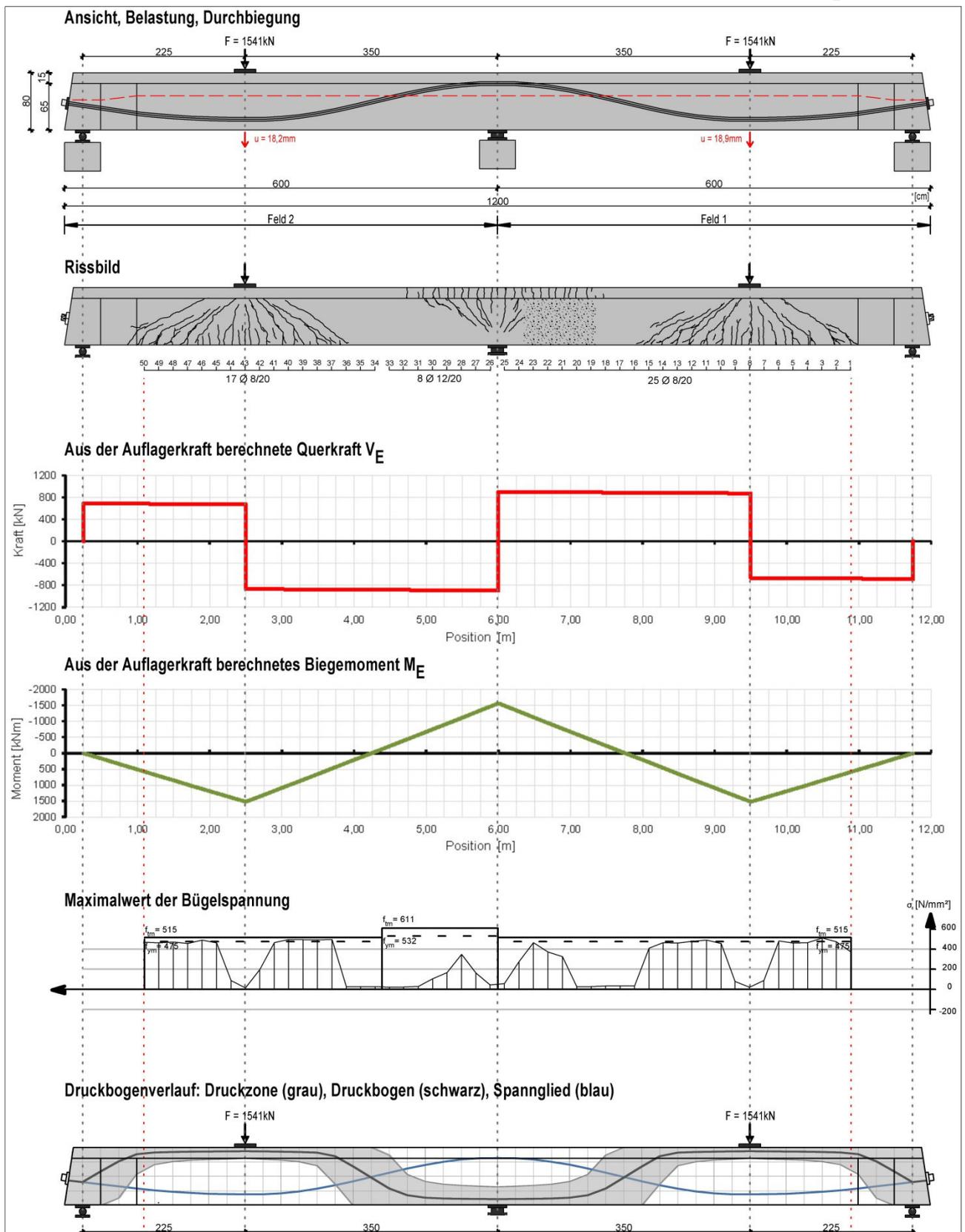
**Bild 108:** Belastungsversuch 1, Laaststufe 1000kN; Darstellung von Rissbild, Schnittgrößen (berechnet aus gemessener Auflagerkraft an der Innenstütze), gemessenen Bügelspannungen, Druckbogenform

**Laststufe 1200kN**



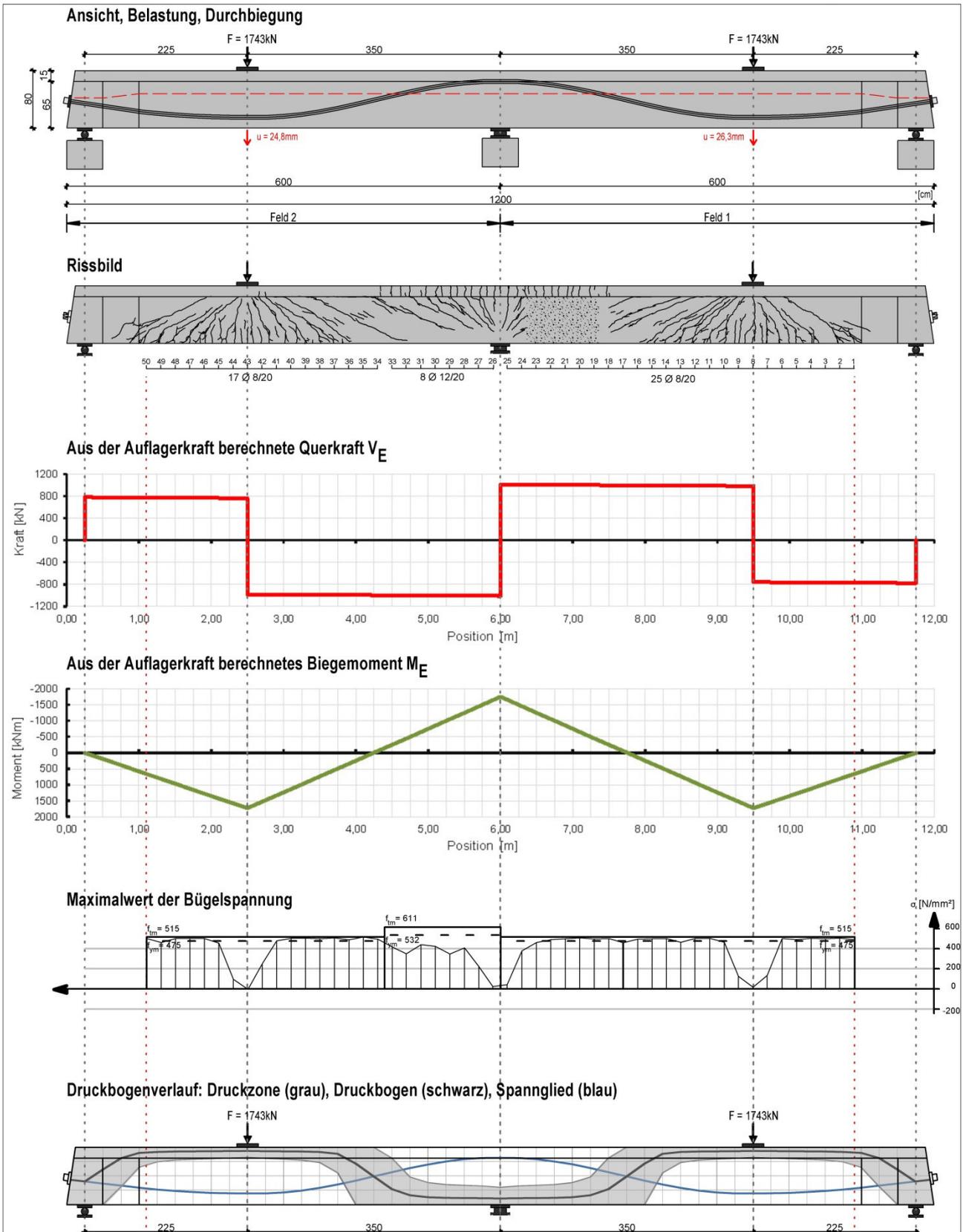
**Bild 109:** Belastungsversuch 1, Laststufe 1200kN; Darstellung von Rissbild, Schnittgrößen (berechnet aus gemessener Auflagerkraft an der Innenstütze), gemessenen Bügelspannungen, Druckbogenform

## Laststufe 1541kN



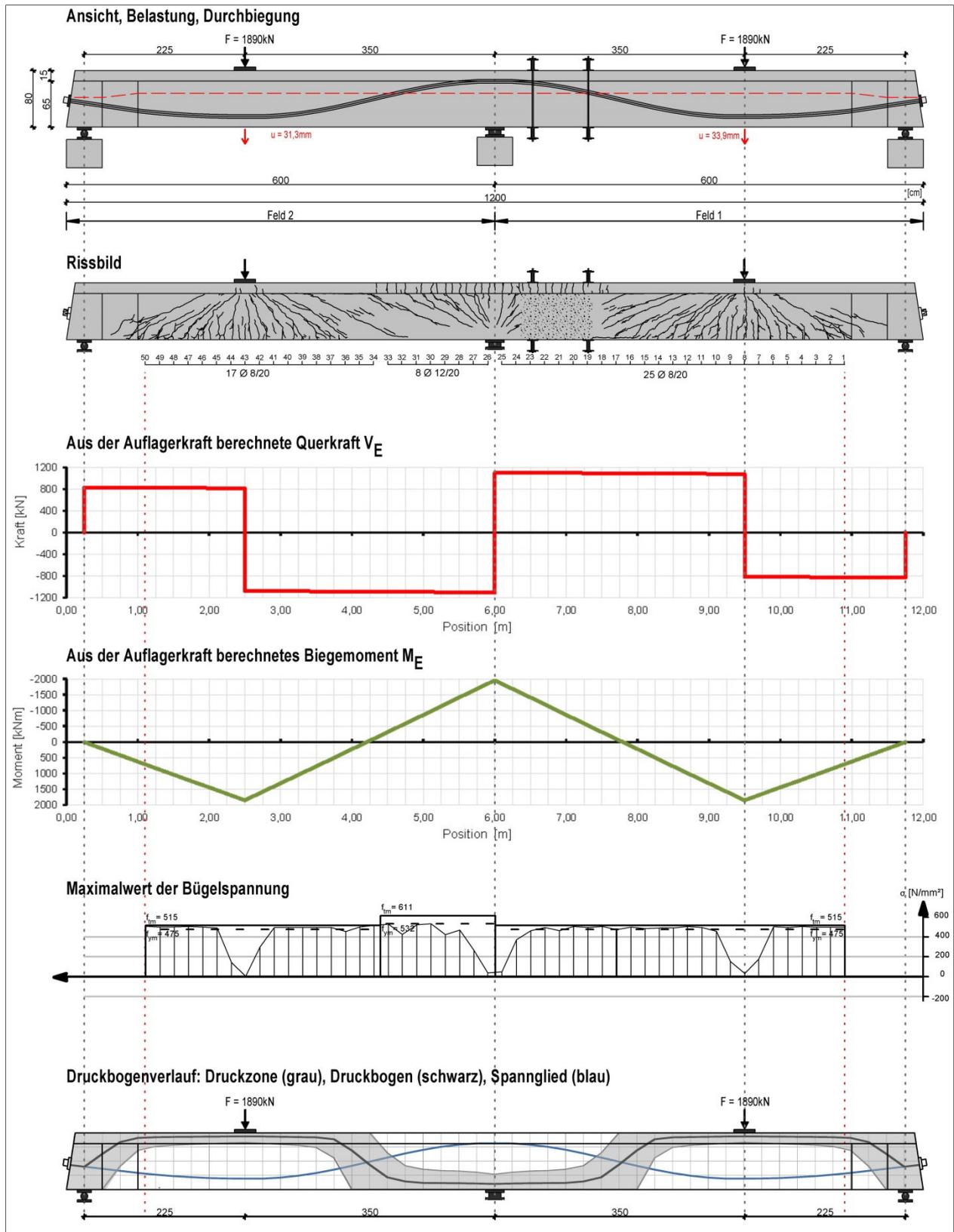
**Bild 110:** Belastungsversuch 1, Laststufe 1541kN; Darstellung von Rissbild, Schnittgrößen (berechnet aus gemessener Auflagerkraft an der Innenstütze), gemessenen Bügelspannungen, Druckbogenform

**Laststufe 1743kN**



**Bild 111:** Belastungsversuch 2, Laststufe 1743kN; Darstellung von Rissbild, Schnittgrößen (berechnet aus gemessener Auflagerkraft an der Innenstütze), gemessenen Bügelspannungen, Druckbogenform

## Laststufe 1890kN



**Bild 112:** Belastungsversuch 2, Laststufe 1890kN (Balken mit Traversen und Zugstangen verstärkt); Darstellung von Rissbild, Schnittgrößen (berechnet aus gemessener Auflagerkraft an der Innenstütze), gemessenen Bügelspannungen, Druckbogenform

### 7.3 Traganteile entlang der Balkenachse

In den nachfolgenden Bildern (Bild 113 bis Bild 119) werden die rechnerischen Querkrafttraganteile infolge

- Spanngliedneigung ( $V_p$ )
- Druckbogenwirkung ( $V_{cc}$ )
- Fachwerkwirkung ( $V_{R,s}$ )

einzelnen und überlagert dargestellt. Der Traganteil infolge der Rissreibungskräfte wird zunächst nicht berücksichtigt.

Bei den Größen  $V_p$  bzw.  $V_{cc}$  handelt es sich jeweils um die Querkraftkomponente der gegenüber der horizontalen Balkenachse geneigten Spanngliedkraft bzw. der geneigten Kraft im Druckbogen. Bei  $V_{Rm,s}$  handelt es sich um die Summe der Bügelkräfte entlang eines geneigten Schrägschnittes der Länge  $z \cdot \cot \theta$ . Dabei wurde die Neigung  $\theta$  der Druckstreben gleich der minimalen, beobachteten Neigung  $\beta_r$  der Schubrisse in der betrachteten Laststufe angesetzt ( $\theta = \beta_r$ ). Als Bügelspannung wurde dafür die im jeweiligen Bügel maximal gemessene Spannung angesetzt.

Es soll untersucht werden, inwieweit sich die beim Versuch festgestellte Querkrafttragfähigkeit mit dem Druckbogenmodell abbilden lässt.

#### Laststufe 700 kN (Bild 113)

Der gemäß Kapitel 2.3 ermittelte Druckbogen stellt sich in Form eines Sprengwerks ein, das einen Teil der Querkraft auch über die gerissenen Bereiche hinweg direkt in die Auflager abträgt. Die gesamte Querkrafttragfähigkeit resultiert aus dem Betontraganteil aus der Querkraftkomponente des geneigten Druckbogens und der Querkraftkomponente der geneigten Spanngliedkraft.

Da unter dieser Laststufe keine Bügelspannungen gemessen wurden, ist  $V_{R,s} = 0$ .

Aufgrund der veränderlichen Spanngliedneigung längs des Balkens ist die Querkraftkomponente der Spanngliedkraft ebenfalls variabel.

Gegenüber der Linie der Querkraftbeanspruchung  $V_E$  ergeben sich in den D-Bereichen unter den Einzellasten und bei der Auflagerkraft am inneren Auflager V-förmige Einschnitte bei den überlagerten Traganteilen. In diesen Bereichen stellen sich unter den höheren Laststufen die fächerartigen Rissbildungen ein. Dies deutet auf

eine verstärkte Tragwirkung durch schiefe Hauptzugspannungen  $\sigma_1$  unter dieser Laststufe hin.

#### Laststufen 800 kN und 1000 kN (Bild 114 und Bild 115)

Auch unter diesen Laststufen kann die Querkrafttragfähigkeit ausschließlich mit den Querkraftkomponenten der geneigten Spanngliedkraft sowie der geneigten Druckbogenkraft abgebildet werden. Lediglich bei der Laststufe 1000 kN ist ein, allerdings sehr kleiner, Traganteil aus der Fachwerkwirkung  $V_{R,s}$  der gemessenen Bügelkräfte vorhanden.

Es fällt jedoch auf, dass die 3 V-förmigen Einschnitte bei den überlagerten Traganteilen in ihrer längenmäßigen Ausdehnung zunehmen. Dies ist damit im Zusammenhang zu sehen, dass der Druckbogen unter den Einzellasten und im Bereich der Innenstütze zunehmend horizontal verläuft.

#### Laststufe 1200 kN (Bild 116)

Der Druckbogen verläuft über zunehmend größere Längen horizontal. Eine Neigung, und damit ein Querkrafttraganteil, sind lediglich in den ungerissenen Bereichen der Momentennullpunkte und Trägerenden gegeben. Unter dieser Laststufe sind ausgeprägte Biegeschubrisse vorhanden. Der Querkrafttraganteil durch die gemessenen Bügelkräfte ist dennoch relativ klein.

Die Laststufe liegt um den Faktor 1,5 über der Laststufe 800 kN, die etwa dem Gebrauchszustand entspricht. Sie entspricht damit etwa einer Belastung wie sie im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Bemessung maßgebend ist.

#### Laststufen 1541 kN, 1743 kN, 1890 kN (Bild 117, Bild 118, Bild 119)

Der Druckbogenverlauf wird gemäß Kapitel 2.3 unter der Annahme ebenbleibender Querschnitte aus dem Verlauf der zugehörigen Biegemomente ermittelt. Dies stellt eine Näherung dar, die in Bereichen mit geneigten Schubrisse und mit ansteigenden Beanspruchungen zunehmend an Gültigkeit verliert. Daher lässt sich die Querkrafttragfähigkeit mit der vereinfachten Ermittlung des Druckbogens gemäß Kapitel 2.3 bei den hohen Laststufen bis zum endgültigen Versagen durch den Schubzugbruch nicht mehr in

allen Bereichen längs des Balkens zutreffend abbilden. Nach dieser Methode verläuft der Druckbogen am inneren Auflager unter den hohen Laststufen zunehmend horizontal, d.h. die Biegedruckkraft weist keine Querkraftkomponente mehr auf. Allerdings deuten die Versuchsergebnisse eindeutig darauf hin, dass sich der Druckbogen direkt auf die Zwischenstütze abstützt. Hierfür sind genauere nichtlineare Simulationsberechnungen auf der Grundlage der FEM erforderlich, um den Druckbogenverlauf auch in den gerissenen Bereichen mit Schubrisen zutreffend zu bestimmen. Zudem werden bei der in Kapitel 2.3 beschriebenen Methode Biegung und Querkraft entkoppelt, d.h. die Interaktion zwischen Biegung und Querkraft wird nicht erfasst.

Ab der Laststufe 1541 kN sind in den Darstellungen (Bild 117 bis Bild 119) im jeweils unterem Teilbild lediglich die überlagerten Traganteile aus der Spanngliedneigung  $V_p$  sowie den gemessenen Bügelkräften  $V_{R,s}$  längs des Schrägschnitts mit der horizontal projizierten Länge  $z \cdot \cot \theta$  aufgetragen.

Nur diese Traganteile werden derzeit nach den aktuell gültigen Normen berücksichtigt. Die Differenz zur Querkraftbeanspruchung  $V_E$  entspricht dem zusätzlichen Betontraganteil.

Bei der Ermittlung von  $V_{R,s}$  wurde die tatsächlich am Versuchsbalken vorhandene Schubrisseigung in der jeweiligen Laststufe zugrunde gelegt ( $\theta \triangleq \beta_r$ ).

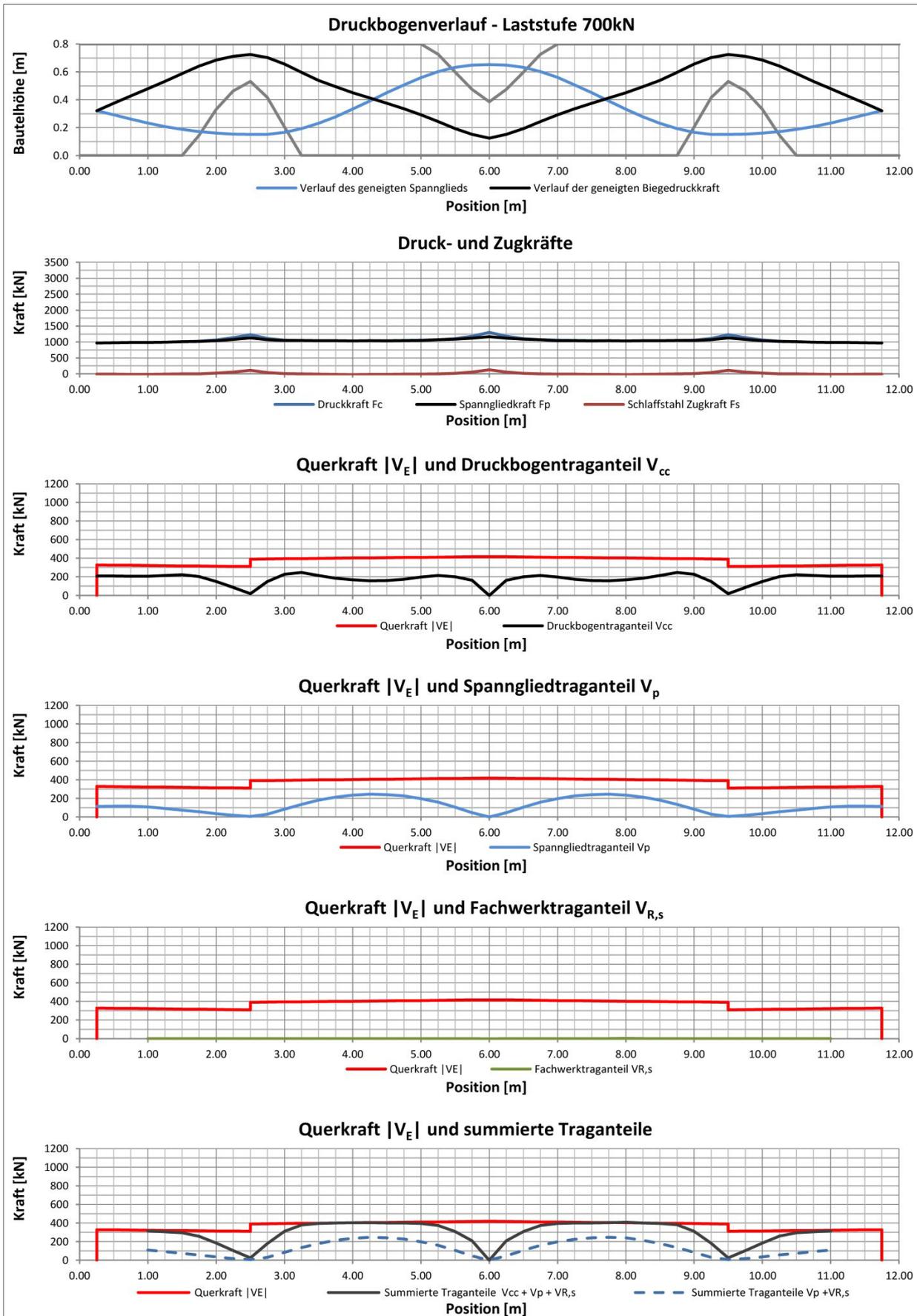


Bild 113: Belastungsversuch 1, Laststufe 700kN, Traganteile entlang der Balkenachse

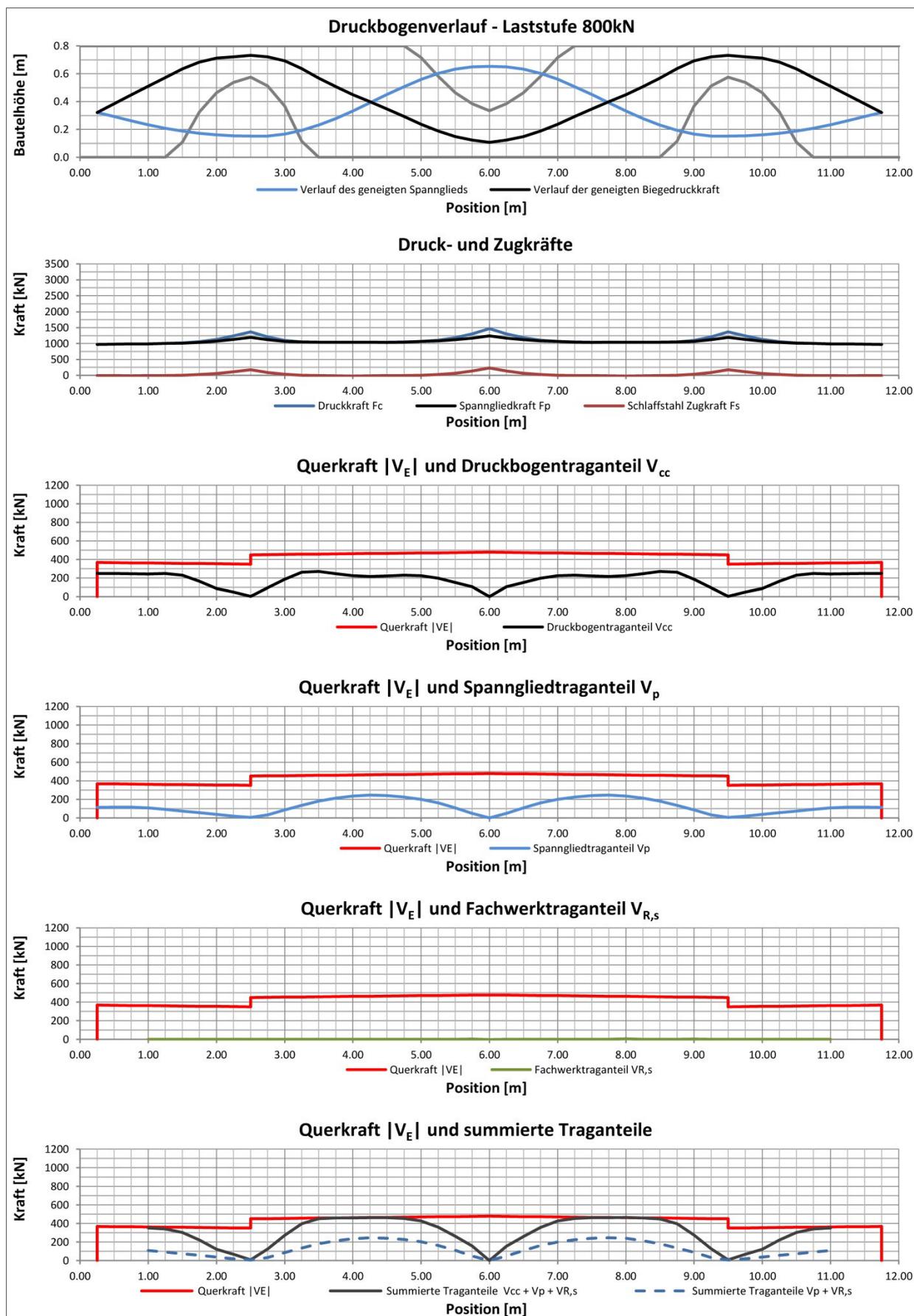


Bild 114: Belastungsversuch 1, Laststufe 800kN, Traganteile entlang der Balkenachse

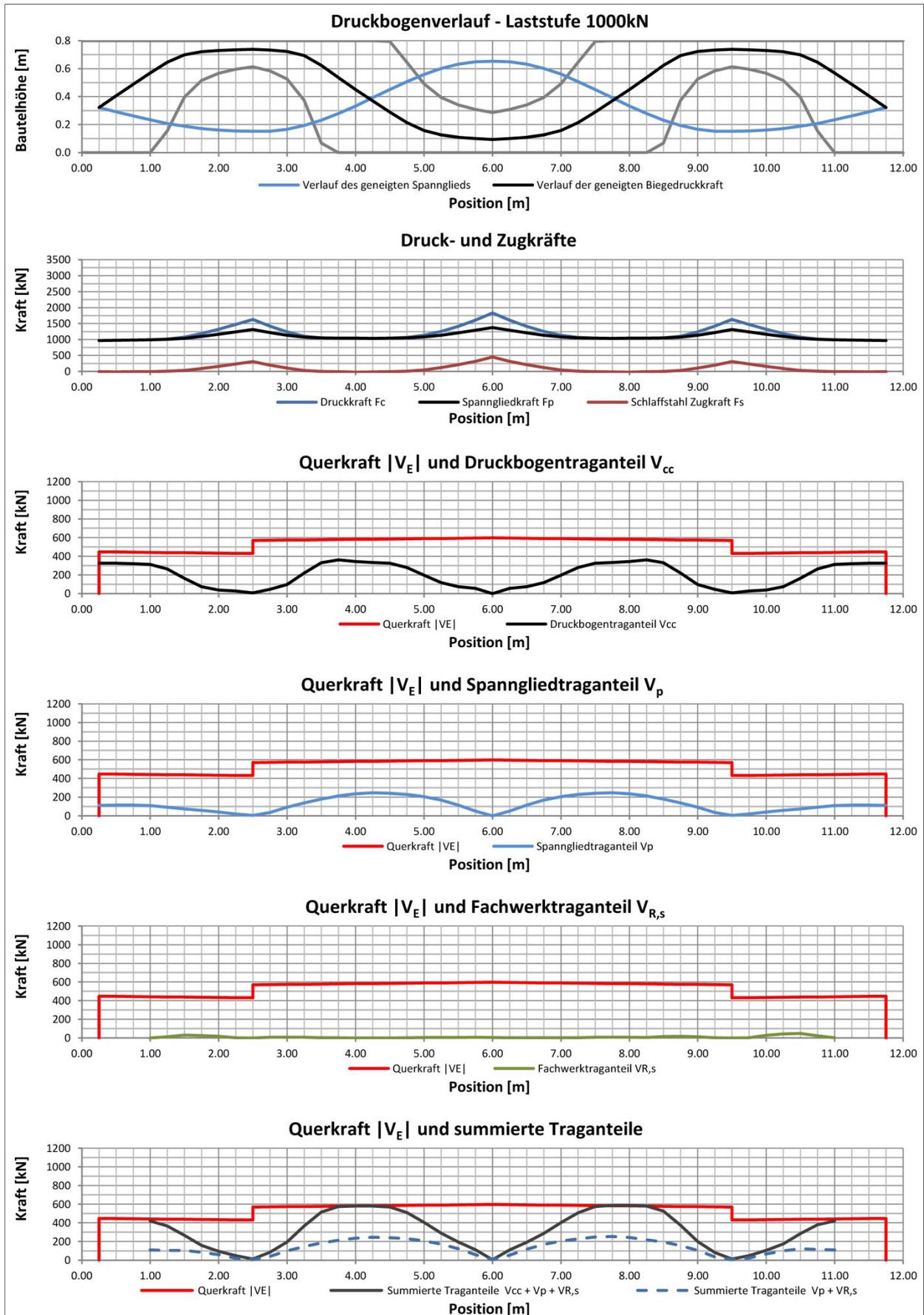


Bild 115: Belastungsversuch 1, Laststufe 1000kN, Traganteile entlang der Balkenachse

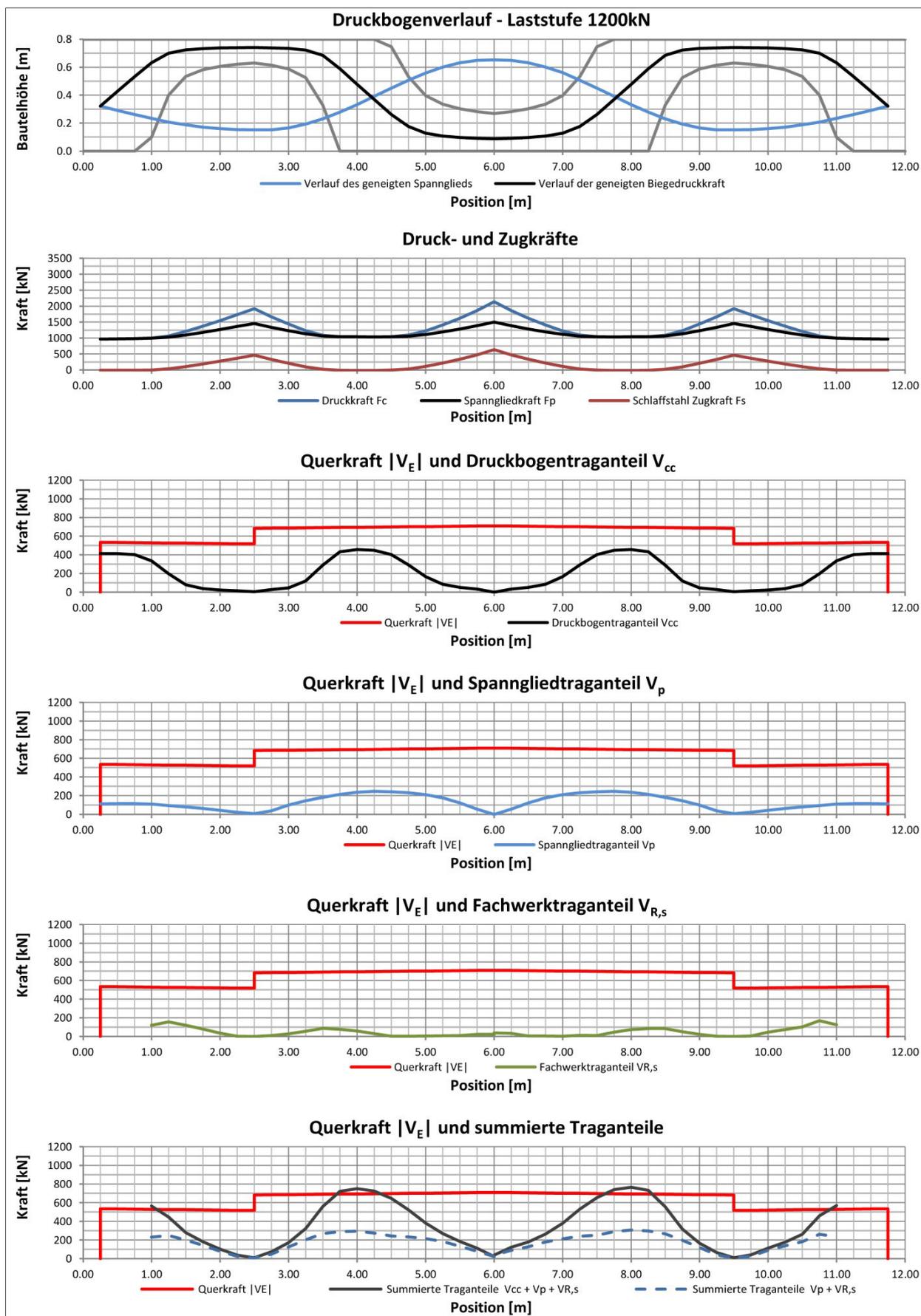


Bild 116: Belastungsversuch 1, Laststufe 1200kN, Traganteile entlang der Balkenachse

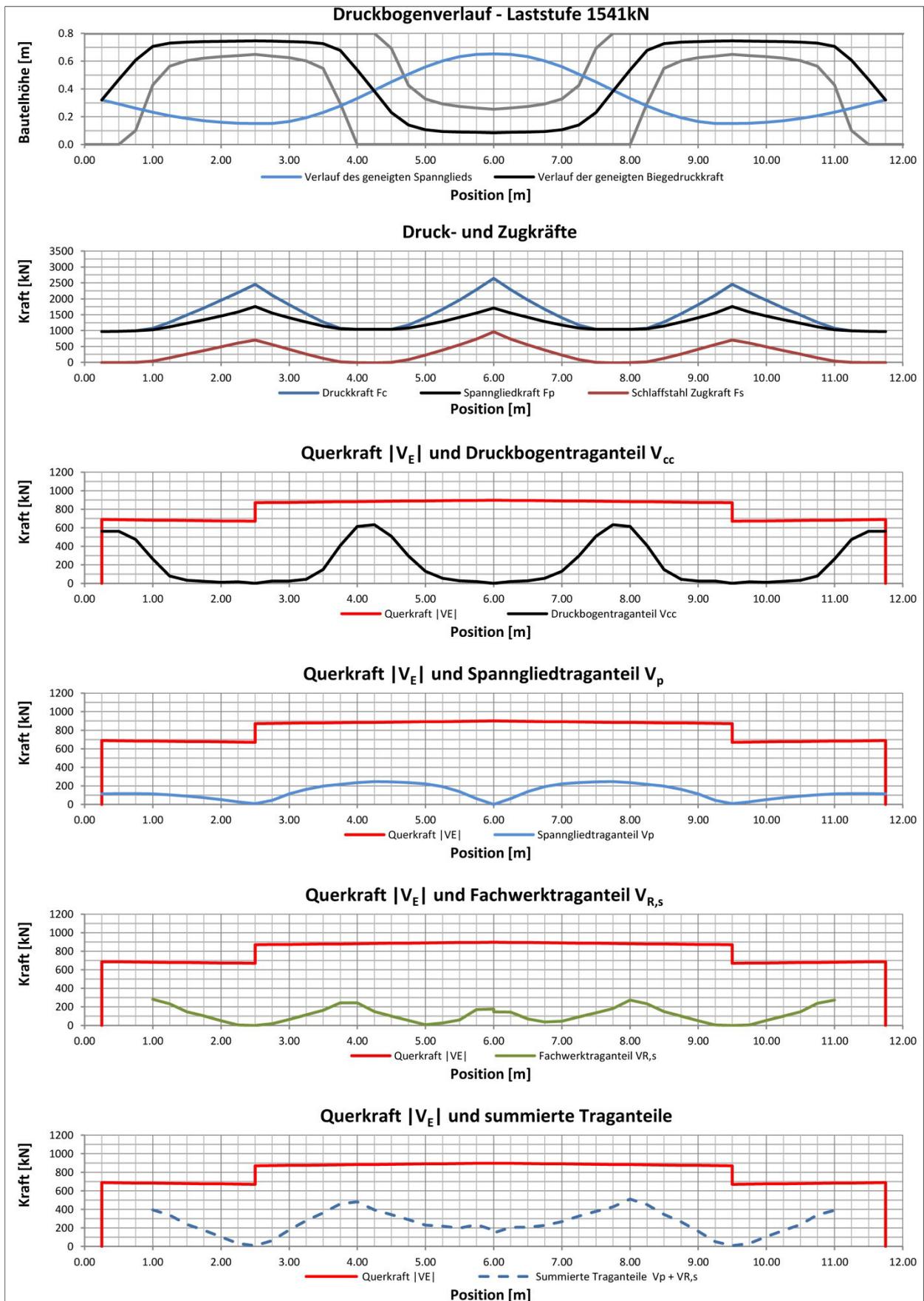


Bild 117: Belastungsversuch 1, Laststufe 1541kN, Traganteile entlang der Balkenachse

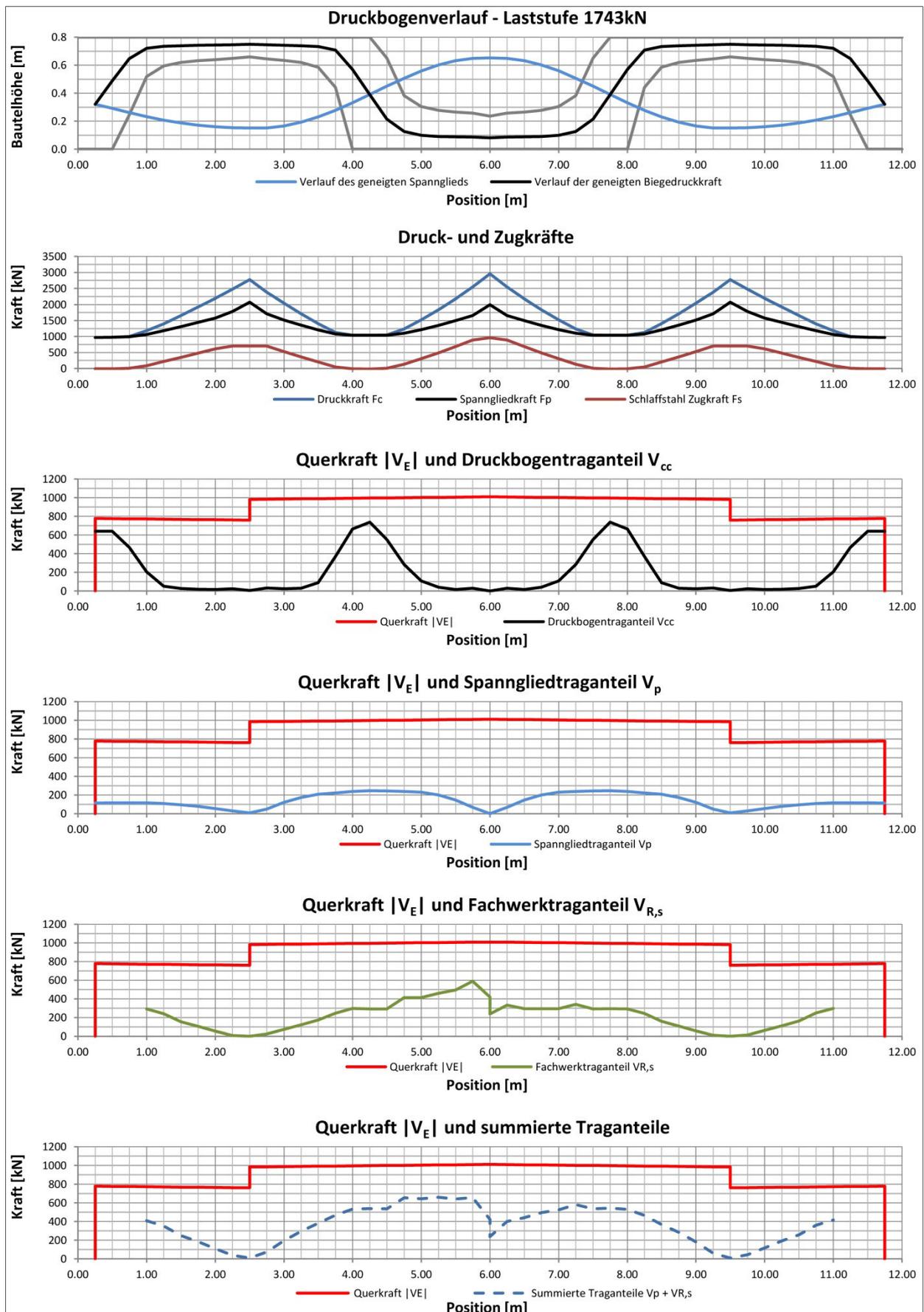


Bild 118: Belastungsversuch 2, Laststufe 1743kN, Traganteile entlang der Balkenachse

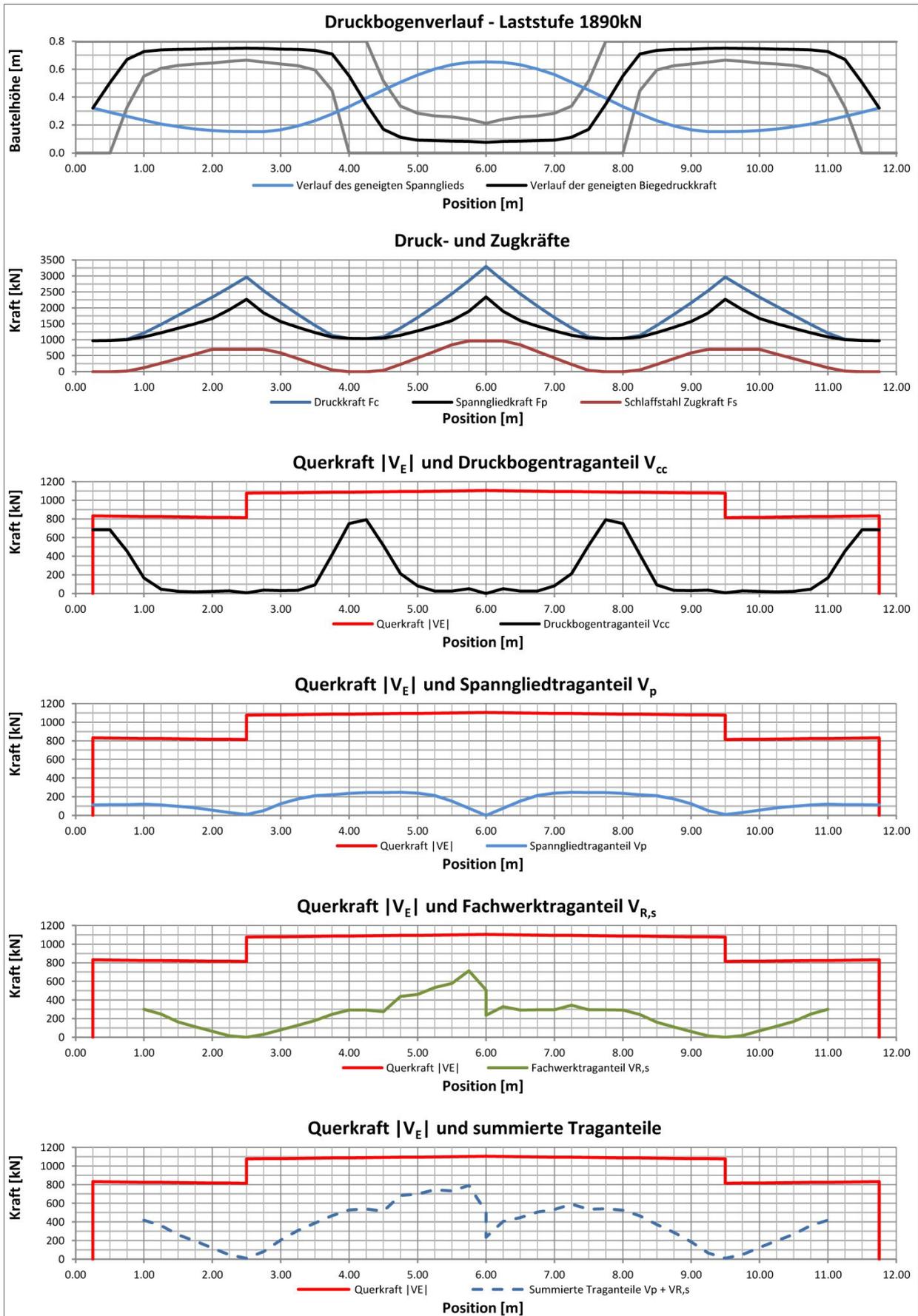


Bild 119: Belastungsversuch 2, Laststufe 1890kN, Traganteile entlang der Balkenachse

## 8 Numerische Simulationsberechnungen

### 8.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Einflusses von Parametern, die im Rahmen des Versuchs nicht variiert werden konnten, werden zusätzliche dreidimensionale Simulationsberechnungen mit der Methode der Finiten Elemente durchgeführt.

Zunächst erfolgte im Vorfeld der Versuchsdurchführung eine Berechnung auf Grundlage der geplanten Geometrie und Vorspannung sowie den angestrebten Eigenschaften der Baustoffkenngrößen. Hierbei ist zu erwarten, dass die Ergebnisse aufgrund von Streuungen der Eingangsparameter gewisse Abweichungen zu den tatsächlichen Versuchsergebnissen zeigen. Eine solche Vorberechnung ermöglicht jedoch nach Bekanntwerden der Versuchsergebnisse Aussagen bezüglich der erreichbaren Genauigkeit bei unvollständiger Vorinformation. Diese ist im Hinblick auf die Beurteilung der Tragfähigkeit von bestehenden Bauwerken mit Hilfe von nichtlinearen FE-Berechnungen, bei denen ebenfalls nicht alle Eingangsparameter aus Messungen bekannt sind, von hohem Interesse.

Nach Durchführung des Versuchs sollen die Eingangswerte der verwendeten numerischen Modelle aktualisiert und anhand der gemessenen Versuchsergebnisse kalibriert werden. Hierbei wird zunächst eine Berechnung durchgeführt, bei der nur die planmäßigen Materialkennwerte durch die verfügbaren gemessenen Werte ersetzt werden und die Vorspannung an den tatsächlich beim Versuch vorhandenen Wert angepasst wird. Anschließend werden weitere Einflüsse durch die Modifikation ausgewählter Parameter untersucht.

Die numerischen Simulationen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden mit dem Programmsystem ATENA 3D [2] der Firma Cervenka Consulting durchgeführt.

### 8.2 Simulation des Tragverhaltens vor der Versuchsdurchführung

#### 8.2.1 Verwendete Materialmodelle für Stahl und Beton

##### Beton

Für den Beton kommt das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialgesetz „3D Nonlinear Cementitious 2“ zum Einsatz. Dieses Materialmodell kombiniert das Verhalten von Beton un-

ter Druck- und Zugbeanspruchung. Für Beton unter Zugbeanspruchung wird die nichtlineare Bruchmechanik nach dem Verfahren von Hillerborg [9] verwendet. Die in Wirklichkeit auftretenden Risse werden mit der Rissbandmethode („crack band method“) nach Bažant [3] als verschmierte Dehnungen über die Elementbreite modelliert [5]. Das Betonverhalten unter Druckbeanspruchung wird mit Hilfe der Plastizitätstheorie nach Menétrey und Willam [15] beschrieben. Das Verfahren berücksichtigt dabei die veränderte Betondruckfestigkeit unter einem dreidimensionalen Spannungszustand. Durch einen Umschnürungseffekt können die erreichbaren Betondruckspannungen ansteigen. Zugspannungen hingegen, die senkrecht zur Hauptdruckrichtung wirken, beschleunigen einen Versagenseintritt des Betons [5].

Als Eingangswert für das Materialmodell Nonlinear Cementitious 3D wird zunächst nur die Betonwürfeldruckfestigkeit eines Würfels mit 150mm Kantenlänge benötigt. Alle weiteren Parameter wie z.B. Zugfestigkeit, Bruchenergie und E-Modul kann das Programm aus der Würfeldruckfestigkeit ableiten. In der ersten Simulation wurde nur eine angestrebte, mittlere Würfeldruckfestigkeit von  $f_{cu} = 45\text{N/mm}^2$  für einen Beton C30/37 angegeben. In den weiteren Simulationen wurden die an Prüfkörpern gemessenen Betonmaterialeigenschaften in die Berechnung eingeführt. Die physikalisch nicht messbaren Eingangswerte des Materialmodells wurden im Rahmen der hier durchgeführten Betrachtungen auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

##### Betonstahl

Für die Eingabe des Materialmodells für die Bewehrung kann in ATENA zwischen einem elastischen, elastisch-plastischen und versteifenden oder multilinearen Materialgesetz gewählt werden. Dabei stehen Verbundgesetze zur Verfügung, die den Verbund zwischen dem Beton und den eingelegten Betonstäben definieren. Sie beschreiben Verbundspannungen in Abhängigkeit vom Schlupf zwischen dem Betonstahlstab und dem ihn umgebenden Beton. Für die hier durchgeführten nichtlinearen Berechnungen wurde der Stahl der schlaffen Längsbewehrung und der Bügel mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie beschrieben. Für die erste Simulation wurden die rechnerischen Mittelwerte der normgemäßen Streckgrenzen und Zugfestigkeiten sowie ein E-Modul von

$E_s = 200.000\text{N/mm}^2$  verwendet. Im weiteren Verlauf wurden dann die an Probekörpern ermittelten Werte in die Berechnung eingeführt. In allen Simulationen wurden von einem starren Verbund zwischen Betonstahl und Beton ausgegangen.

### Spannstahl

Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie beschrieben. Die Simulationen basieren auf den in der Zulassung angegebenen Werten für Streckgrenze, Zugfestigkeit und E-Modul.

### Stahl der Lasteinleitungs- und Lagerplatten

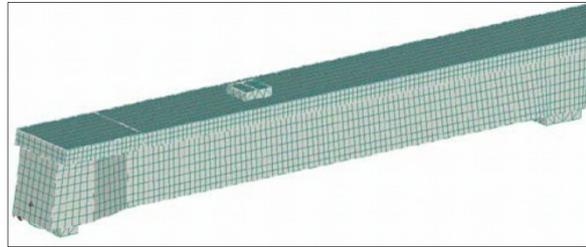
Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Materialverhalten angenommen. Der E-Modul wurde zu  $E = 210.000\text{N/mm}^2$  gesetzt.

### 8.2.2 Modellbildung

Der Versuchskörper wurde nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne modelliert. Die Eingabe der Geometrie des Betonquerschnitts sowie der Lasteinleitungs- und Lagerplatten erfolgt über so genannte Macroelemente. Diese Macroelemente werden anschließend mit einem automatischen Netzgenerierer vernetzt. Für den Beton und die Lasteinleitungs- und Lagerplatten kommen 8-knotige, lineare Volumenelemente zum Einsatz. Die Bewehrung wird durch diskrete Stabelemente abgebildet.

Das FE-Netz des Betonkörpers wurde mit 18546 Volumenelementen erstellt. Die globale Elementgröße (maximale Seitenlänge) beträgt 0,1m. Nach Angaben der Entwickler von ATENA sollten im Idealfall jedoch mindestens 6 und maximal 10 Elemente pro Bauteildicke verwendet werden. Daher wurden für die automatische Netzgenerierung in bestimmten Bereichen zusätzliche Randbedingungen zur Netzverfeinerung definiert. An der Seitenfläche der Flansche wurde die maximale Elementgröße auf 0,05 m verkleinert, so dass die Flanschhöhe in 3 Elemente und die Flanschbreite in 10 Elemente geteilt wurde. Im Auflagerbereich wurde die Elementgröße so gewählt, dass in der Breite 7 Elemente und in der Höhe 8 Elemente definiert sind. Die Steghöhe wurde ebenfalls in 8 Elemente geteilt, die Stegbreite in 7 Elemente. Damit ist das Kriterium, bei einer Biegebeanspru-

chung mindestens 6-10 Elemente pro Bauteilabmessung zu verwenden, erfüllt. Das FE-Netz ist für eine Hälfte des Versuchsträgers in Bild 120 dargestellt.



**Bild 120:** Darstellung des verwendeten FE-Netzes für die Simulationen des Versuchsträgers

### 8.2.3 Monitoring Points

Durch die Anordnung sogenannter „Monitoring Points“ bietet sich in ATENA die Möglichkeit, Ergebnisse noch während der laufenden Berechnung auszuwerten und Werte, wie beispielsweise Verformungen, Dehnungen oder Spannungen, an ausgewählten Punkten am Träger automatisch für die Nachbereitung speichern zu lassen. Ein Monitoring Point kann zum Beispiel genau an derselben Position angebracht werden wie ein Dehnmessstreifen am Versuchsträger, um im Nachhinein einen direkten Vergleich der berechneten und gemessenen Dehnungen anzustellen. In den vorliegenden Simulationen werden unterschiedliche Arten von Monitoring Points definiert. Für die Bügelbewehrung werden insgesamt 24 Monitoring Points in Integrationspunkten verwendet, um die berechneten Spannungen auswerten zu können. Die Spannstahlspannung wird ebenfalls über ihre gesamte Länge in Integrationspunkten erfasst. Um Aussagen darüber treffen zu können, ob die Längsbewehrung noch vor der Bügelbewehrung ins Fließen gerät, werden auch die Spannungen über die gesamte Länge der Längsbewehrung ermittelt. Für eine Aufzeichnung einer Last-Verformungs-Kurve benötigt man zwei weitere Monitoring Points. Ein Monitoring Point zeichnet analog zu dem im tatsächlichen Versuch verwendeten Wegaufnehmer während der kompletten Simulation die Verformung an der Balkenunterseite unter der Last auf. Ein weiterer Messpunkt ermittelt analog zu der im tatsächlichen Versuch eingesetzten Kraftmessdose die zur Erzielung der vorgegebenen Verformung benötigte Kraft direkt an der Lasteinleitungsstelle. Aus diesen beiden Messpunkten kann man sich dann z.B. eine Last-Verformungs-Kurve mit den entsprechenden Wertepaaren erzeugen.

## Belastung

Zunächst werden das Eigengewicht des Trägers und die Vorspannung in 10 Lastinkrementen aufgebracht. Diese Belastungen werden für die restliche Berechnung konstant gehalten. In ATENA kann die Vorspannung eines Bewehrungselements direkt eingegeben werden. Es wurde von einer Vorspannkraft von 613kN je Spannglied ausgegangen. Die Auflast durch die hydraulischen Pressen wird anschließend schrittweise durch eine vorgegebene Verformung von 0,1mm (Simulation 1 und 2) bzw. 0,35mm (Simulation 3 bis 5) je Lastschritt an den Lasteinleitungsplatten aufgebracht. Durch diese „weggesteuerte“ Berechnung ist es möglich, den abfallenden Ast der Last-Verformungs-Kurve nach Erreichen der rechnerischen Höchstlast abzubilden.

## Lösungsverfahren

Es werden insgesamt maximal 200 Lastschritte untersucht. Dabei umfassen die ersten Lastschritte das Aufbringen von Eigenlast und Vorspannung und die restlichen Lastschritte das Aufbringen einer vertikalen Verformung von je 0,1mm bzw. 0,35mm an den Lasteinleitungs-punkten. Die Berechnung endet, wenn entweder für alle 200 Lastschritte ein Gleichgewichtszustand gefunden werden konnte, oder wenn in einem niedrigeren Lastschritt kein Gleichgewicht mehr erreicht wurde.

Für die Lösung des Gleichungssystems wird das Standard-Newton-Raphson Iterationsverfahren in Kombination mit einer Line-Search-Iteration verwendet. Dieses Vorgehen entspricht der Empfehlung von ATENA bei der Berechnung von Schubproblemen.

### 8.2.4 Ergebnisse

Anhand eines Vergleichs der im Versuch und in der Simulation ermittelten Last-Verformungs-Kurven lassen sich erste Aussagen über die Genauigkeit der durchgeführten Berechnungen treffen. In Bild 121 sind die Last-Verformungs-Kurven aus dem ersten Versuch sowie bis zum Ende des ersten Teilversuchs von Versuch 2 zusammen mit der berechneten Last-Verformungs-Kurve aus der ersten Simulation dargestellt. Man kann erkennen, dass die Simulation mit den während der Planung angestrebten Eigenschaften das tatsächliche Tragverhalten des Versuchsträgers nicht vollständig zutreffend beschreibt. Die Steifigkeit im ungerissenen

Zustand I ist höher als im Versuch. Auch der Übergang in den gerissenen Zustand II findet später statt. Die Steifigkeiten im gerissenen Zustand II stimmen hingegen sehr gut überein. Die berechnete Bruchlast von 1580kN weicht um 163kN (ca. 9%) von der am Ende des 1. Teilversuchs von Versuch 2 gemessenen Höchstlast von 1743kN ab, die der Versuchsträger ohne zusätzliche Verstärkungen aufnehmen konnte.

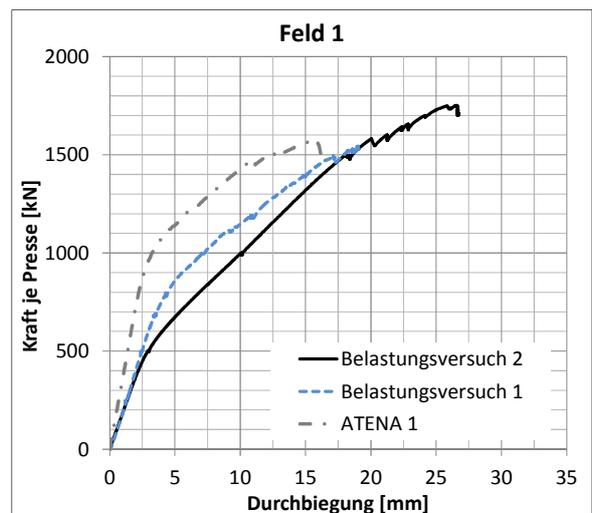


Bild 121: Vergleich der Last-Verformungs-Kurven in Feld 1 des Versuchsträgers aus Messwerten und ATENA Simulation 1

## 8.3 Erste Simulation des Tragverhaltens nach der Versuchsdurchführung

### 8.3.1 Allgemeines

Im Folgenden werden nur die im Vergleich zu Kapitel 8.2 geänderten Eingangsparameter detailliert beschrieben. Alle anderen Einstellungen und die Modellbildung wurden im Vergleich zur Simulation 1 aus Kapitel 8.2 nicht verändert.

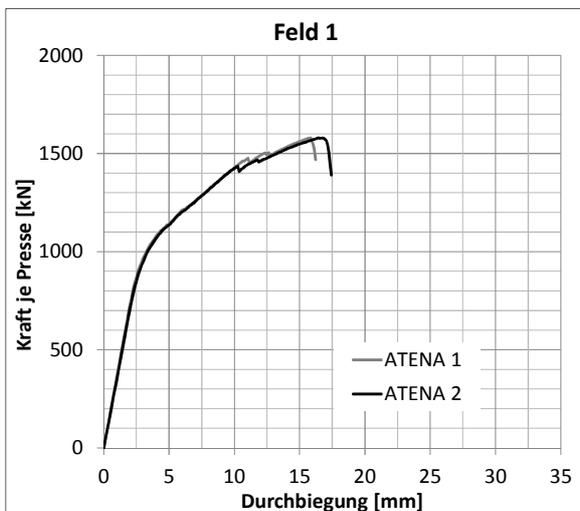
### 8.3.2 Änderungen der Eingangswerte im Vergleich zur Simulation vor der Versuchsdurchführung

Für eine erste Simulation des Tragverhaltens nach Bekanntwerden der Versuchsergebnisse wurden nur wenige Modifikationen an dem in Kapitel 8.2 beschriebenen Modell vorgenommen. Da aus der Materialprüfung zahlreiche zusätzliche Informationen zu den Betonstahl- und Betonmaterialeigenschaften vorlagen, konnten diese Prüfergebnisse in die Berechnung eingeführt werden. Außerdem wurde aufgrund einer

ersten Abschätzung der am Versuchstag tatsächlich vorhandenen Vorspannkraft ein angepasster Wert der Vorspannkraft von 630kN je Spannmitglied in der Berechnung berücksichtigt.

### 8.3.3 Ergebnisse

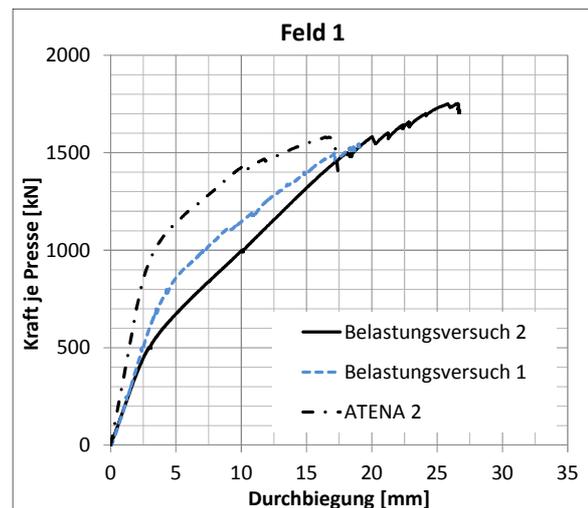
Für die erste Simulationsberechnung nach Bekanntwerden der Versuchsergebnisse ist in Bild 122 ein Vergleich der berechneten Last-Verformungs-Kurve mit der entsprechenden Last-Verformungs-Kurve aus der Vorausberechnung auf Grundlage der geplanten Eigenschaften des Versuchsträgers dargestellt. Man kann erkennen, dass zwischen den beiden Simulationen trotz geänderter Materialkennwerte und angepasster Vorspannkraft kein signifikanter Unterschied besteht. Die Bruchlasten sind identisch, lediglich die maximale Durchbiegung ist in der zweiten Simulation geringfügig höher. Die Steifigkeiten im Zustand I und II sind ebenfalls annähernd gleich.



**Bild 122:** Vergleich der vor und nach dem Versuch simulierten Last-Verformungs-Kurve in Feld 1 des Versuchsträgers

In Bild 123 sieht man den Vergleich zwischen der berechneten Last-Verformungs-Kurve auf Grundlage der tatsächlichen Materialeigenschaften mit den Last-Verformungskurven aus dem ersten und zweiten Teilversuch. Es wird deutlich, dass im Vergleich zur Simulation im Vorfeld des Versuchs keine wesentliche Verbesserung der Übereinstimmung zwischen Versuchswerten und berechneten Werten erzielt werden konnte. Hieraus kann man darauf schließen, dass die Änderungen der Eingangswerte (z.B. Abminderung der Betonzugfestigkeit um ca.

15%, Abminderung des Beton E-Moduls um ca. 3%, Abminderung der Streckgrenze der Bügelbewehrung  $\varnothing 8$  um ca. 12%) keinen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten hatten. Das insgesamt zu steife Verformungsverhalten in der Simulation ist nach wie vor vorhanden.



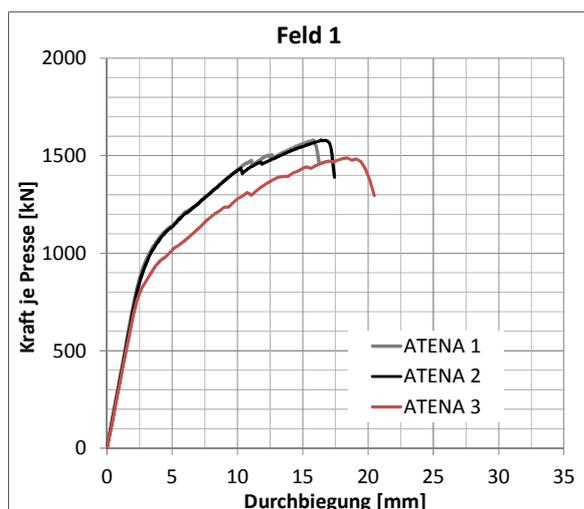
**Bild 123:** Vergleich der Last-Verformungs-Kurven in Feld 1 des Versuchsträgers aus Messwerten und ATENA Simulation 2

## 8.4 Parametervariation

Die ersten Simulationen des Versuchsträgers haben gezeigt, dass sowohl unter Ansatz der planmäßigen Materialkennwerte und Vorspannkraft sowie unter Ansatz der gemessenen Materialeigenschaften und einer ersten Abschätzung der tatsächlich am Versuchstag vorhandenen Vorspannung keine zufriedenstellende Übereinstimmung der Ergebnisse von Versuch und Simulation erzielt werden konnte. Die Ergebnisse der in Kapitel 8.2 dargestellten Untersuchungen erlauben daher nur qualitative Aussagen bzgl. des Tragverhaltens des Versuchsträgers.

Um den grundsätzlichen Einfluss der Parameter Vorspannkraft, E-Modul sowie Betonzugfestigkeit und Bruchenergie zu untersuchen, wurden 3 weitere Simulationen durchgeführt. In der Simulation 3 wurde der Beton E-Modul aufgrund in der Zwischenzeit bekannt gewordener Ergebnisse von Bohrkernprüfungen auf einen Wert von  $E_c = 32.828 \text{ N/mm}^2$  (gemäß Kapitel 3.5.1) angepasst. Außerdem wurde die Vorspannkraft mit dem Programm InfoCAD unter Berücksichtigung zeitabhängiger Verluste in Anlehnung an die Ausführungen in Kapitel 3.4.3 bestimmt. Es ergab sich ein Wert der Vorspannkraft am Tag

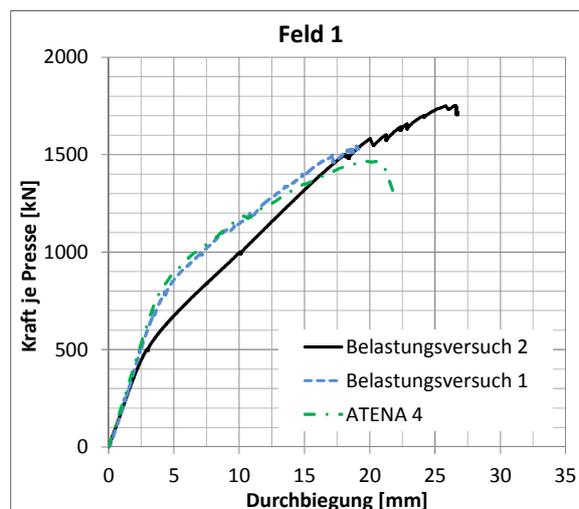
von Versuch 1 von 1042kN bzw. 521 kN je Spannglied. Bild 124 zeigt den Vergleich der Last-Verformungs-Kurven der ersten beiden Simulationen mit den Ergebnissen aus der dritten Simulation. Die Steifigkeit im Zustand I ist nahezu unverändert. Die Durchbiegung bei Erreichen der Höchstlast hat leicht zugenommen, dafür wurde nur eine geringere Bruchlast erreicht.



**Bild 124:** Vergleich der Last-Verformungs-Kurven aus den ATENA Simulationen 1,2 und 3

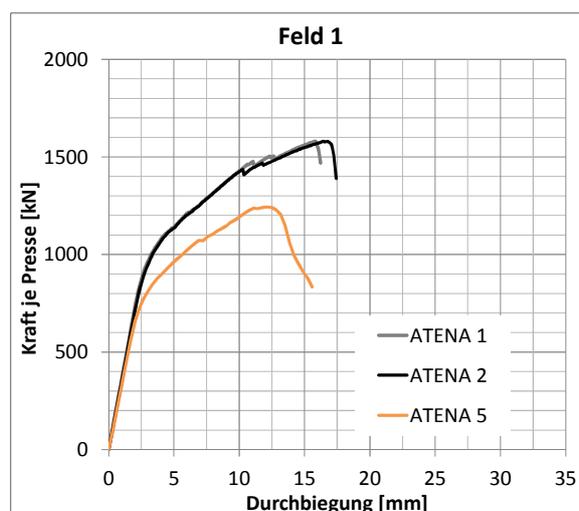
Alle bisher durchgeführten Simulationen weisen ein zu steifes Verhalten vor Einsetzen der ersten Biegerissbildung auf. Aus diesem Grund wurde der E-Modul des Betons im Rahmen einer vierten Simulation solange variiert, bis eine zufriedenstellende Übereinstimmung in diesem Bereich erzielt wurde. Hierzu musste der E-Modul auf einen sehr niedrigen Wert von lediglich  $E_c = 19.000 \text{ N/mm}^2$  abgesenkt werden. Dieser Wert deckt sich nicht mit den Ergebnissen aus den Materialprüfungen. Es ist zu vermuten, dass durch die Absenkung des E-Moduls ein bisher bei der Simulation nicht erfasster Effekt mit abgedeckt wird. Bild 125 zeigt den Vergleich der Last-Verformungs-Kurven aus dem Versuch mit den Ergebnissen von Simulation 4.

Laut Angaben der Entwickler von ATENA kann eine zu hohe Steifigkeit des ungerissenen Trägers auch aus nicht berücksichtigten Einflüssen des Betonschwindens resultieren. Es wird vorgeschlagen, diese Effekte vereinfacht durch eine pauschale Abminderung der Betonzugfestigkeit und der Bruchenergie zu berücksichtigen [4].



**Bild 125:** Vergleich der Last-Verformungs-Kurven aus Messwerten und aus ATENA Simulation 4

Aus diesem Grund wurde eine fünfte Simulation durchgeführt, bei der die Betonzugfestigkeit und die Bruchenergie jeweils auf die Hälfte der in den Simulationen 3 und 4 angesetzten Werte reduziert wurde. Der Beton E-Modul wurde wieder wie in Simulation 3 mit  $E_c = 32.828 \text{ N/mm}^2$  eingesetzt. Es zeigte sich ein deutlicher Einfluß auf die erreichte Traglast und die Durchbiegung im Bruchzustand, der angestrebte Effekt einer Verringerung der Steifigkeit im Zustand I konnte jedoch nicht beobachtet werden. Bild 126 zeigt einen Vergleich der Last-Verformungs-Kurven aus den ersten beiden ATENA Simulationen mit den Ergebnissen von Simulation 5.

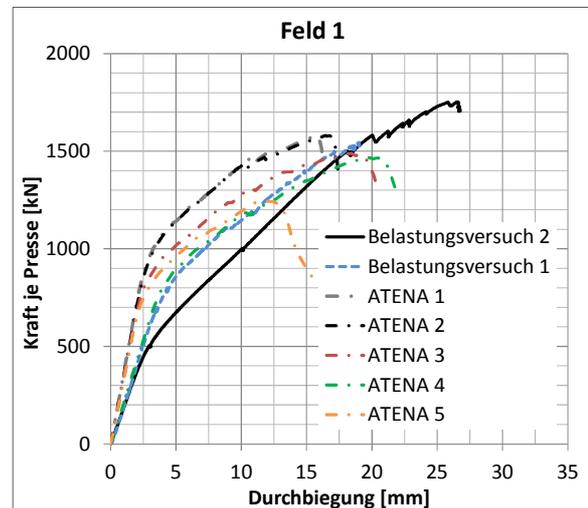


**Bild 126:** Vergleich der Last-Verformungs-Kurven aus den ATENA Simulationen 1,2 und 5

## 8.5 Abschließende Auswertung der numerischen Simulationsberechnungen

Die durchgeführten Berechnungen haben gezeigt, dass das qualitative Tragverhalten des Versuchsträgers gut abgebildet werden kann. In allen Simulationen trat vor Erreichen der Bruchlast ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Die hochbelasteten Bereiche sind identisch mit denen, die durch die Auswertung der umfangreichen Dehnungsmessungen festgestellt wurden. Bild 127 zeigt einen Vergleich aller mit ATENA berechneten Last-Verformungs-Kurven mit den Last-Verformungskurven aus dem ersten und zweiten Versuch. Tabelle 18 enthält eine Übersicht der wesentlichen Ergebnisse der durchgeführten Simulationen. Die Bruchlasten werden um ca. 10-15% unterschätzt. Unter Ansatz realitätsnaher Werte für den Beton E-Modul wird jedoch ein zu steifes Verhalten des Trägers erhalten. Dieses Phänomen wurde auch bei der Nachrechnung von drei intern und extern vorgespannten Durchlaufträgern in [8] beobachtet. Es sind weitere Vergleichsrechnungen notwendig, um die bisher nicht zutreffend erfassten

Einflüsse zu identifizieren und geeignete Maßnahmen zu ihrer realistischen Berücksichtigung in nichtlinearen numerischen Simulationen ableiten zu können.



**Bild 127:** Vergleich der Last-Verformungs-Kurven aus Messwerten und aus den ATENA Simulationen 1-5

	Bruchlast	Unterschied zum Versuch	Durchbiegung bei Bruchlast	Unterschied zum Versuch	FE-Simulation		
					Materialkennwerte	Vorspannung je Spannglied	Parametervariation
	[kN]	[%]	[mm]	[%]	[-]	[kN]	[-]
Versuch	1743	-	26,3	-	-	-	-
ATENA 1	1580	-9,4	15,8	-40,0	planmäßig	613	-
ATENA 2	1580	-9,4	16,4	-37,6	Messwerte	630	-
ATENA 3	1489	-14,6	17,3	-34,2	Messwerte	521	-
ATENA 4	1466	-15,8	19,8	-24,7	Messwerte	521	$E_c = 19.000 \text{ N/mm}^2$
ATENA 5	1243	-28,7	12,1	-54,0	Messwerte	521	50% $f_{ct}$ und $G_f$

**Tab. 18:** Vergleich der Ergebnisse der durchgeführten numerischen Simulationen

## 9 Zusammenfassung

Bei der Nachrechnung bestehender, älterer Spannbetonbrücken auf Grundlage der aktuellen Normen DIN-Fachbericht 102 bzw. DIN EN 1992-2 ergeben sich i.A. erhebliche Defizite bei der erforderlichen Querkraftbewehrung. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die entsprechenden Nachweisverfahren für vorgespannte Bauteile diesbezüglich sehr konservativ sein können.

Die Nachweisverfahren für die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbauteilen wurden im Wesentlichen durch einige Anpassungen aus den Nachweisverfahren für Stahlbetonbauteile abgeleitet. Dabei wurden aber nicht alle Traganteile vollständig und in ihrer Größe ausreichend genau berücksichtigt. Zudem wurden die Nachweisformate an Versuchsergebnissen von Einfeldträgern kalibriert. Versuche an vorgespannten, durchlaufenden Balken fehlten bisher.

Daher konnten Nachweise auf Basis wissenschaftlicher Methoden bisher auch nur an Versuchsergebnissen von vorgespannten, einfeldrigen Balken verifiziert werden. Aus diesem Grund wurde als wesentlicher Bestandteil des FE-Vorhabens ein Großversuch an einem vorgespannten, zweifeldrigen Balken mit sehr umfangreicher konventioneller und optischer Messtechnik durchgeführt.

Wie zu erwarten war, lagen die Versuchslasten deutlich über den nach DIN-Fachbericht 102 bzw. DIN EN 1992-2 zu erwartenden Traglasten. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass ein ganz wesentlicher Anteil der Querkrafttragfähigkeit durch einen Betontraganteil abgedeckt wird. Mit der Fachwerktragwirkung und der vertikalen Querkraftkomponente geneigter Spannglieder alleine lassen sich die hohen Tragfähigkeiten nicht erklären.

Der Versuch hat gezeigt, dass bei dem Spannbetonbalken, mit einer Querkraftbewehrung entsprechend der Mindestquerkraftbewehrung, zwischen der Bildung der ersten Biegeschubrisse und dem endgültigen Versagen durch einen Schubzugbruch eine erhebliche Laststeigerung möglich war (etwa Faktor 1,8).

Bei der Versuchsnachrechnung auf der Grundlage des Druckbogenmodells konnte bis zu einer Laststufe von ca. 1200kN die Querkrafttragfähigkeit nahezu ausschließlich mit den Querkraftkomponenten der geneigten Spanngliedkraft sowie der geneigten Druckbogenkraft abgebildet werden. Diese Laststufe liegt um den Faktor 1,5 über der Laststufe 800kN, die etwa dem Gebrauchszustand entspricht. Unter den sehr ho-

hen Laststufen bis hin zum Bruchzustand durch Schubzugbruch (1890kN) lässt sich die Querkrafttragfähigkeit über die Ermittlung des Druckbogenverlaufs aus den Dehnungsebenen entsprechend einer reinen Biegebeanspruchung nicht mehr für alle Bereiche längs des Balkens zutreffend abbilden.

Die vorausgesetzte vereinfachte Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte stellt eine Näherung dar, die jedoch in Bereichen mit geneigten Schubrisse und mit ansteigenden Beanspruchungen zunehmend an Gültigkeit verliert. Hierzu sind noch weitere Untersuchungen erforderlich.

Derzeitig ist das Druckbogenmodell der Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie zugeordnet. Eine Kalibrierung des Druckbogenmodells, so dass für die Stufe 2 konkrete Ansätze zur Vergrößerung des Querkraftwiderstandes bzw. zur Reduktion der erforderlichen Querkraftbewehrung geliefert werden, kann an einem einzelnen Versuchsträger noch nicht ausreichend wissenschaftlich fundiert erfolgen. Das Potential des Verfahrens und die möglichen Einsparungen an Verstärkungsmaßnahmen von bestehenden Brücken mit rechnerischen Querkraftdefiziten verdeutlichen jedoch, dass weitergehende Studien auf Basis experimenteller und numerischer Untersuchungen erfolgen sollten.

Zur Untersuchung des Einflusses von Parametern, die im Rahmen des Versuchs nicht variiert werden konnten, wurden zusätzliche dreidimensionale, nichtlineare Finite-Elemente-Simulationsberechnungen mit dem Programmsystem ATENA 3D durchgeführt.

Die durchgeführten Berechnungen haben gezeigt, dass das Tragverhalten des Versuchsträgers qualitativ gut abgebildet werden kann. In allen Simulationen trat vor Erreichen der Bruchlast ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Die hochbelasteten Bereiche sind identisch mit denen, die durch die Auswertung der umfangreichen Dehnungsmessungen festgestellt wurden. Allerdings werden die Bruchlasten um rechnerisch ca. 10-15% unterschätzt. Unter Ansatz realitätsnaher Werte für den E-Modul des Betons ergibt sich außerdem in allen Simulationen ein zu steifes Verformungsverhalten.

Auch hier sind weitere Vergleichsrechnungen notwendig, um die bisher in den Nachweisverfahren für die Querkrafttragfähigkeit nicht zutreffend erfassten Einflüsse zu identifizieren und geeignete Maßnahmen zu ihrer realistischen Berücksichtigung in nichtlinearen numerischen Simulationen ableiten zu können.

## 8 Literatur

- [1] ARAMIS Software. Programmversion v6.2.0-5, Rev. 27189 (Build 2009-12-26), GOM mbh, Braunschweig
- [2] ATENA Engineering 3D. Programmversion 5.0.2.9123, Cervenka Consulting, Prag
- [3] BAŽANT, Z.; OH, B.: Crack Band Theory for Fracture of Concrete. *Materials and Structures*, Vol. 16, Issue 3, Mai-Juni 1983, S. 155-177
- [4] ČERVENKA, J.; PRYL, D.: ATENA Program Documentation Part 11 - Troubleshooting Manual., Cervenka Consulting, Prag, 2013
- [5] ČERVENKA, V.; PUKL, R.: ATENA – ein Werkzeug für wirklichkeitsnahe Berechnungen von Stahlbetonstrukturen. In: 1. Departmentkongress Bautechnik und Naturgefahren, Universität für Bodenkultur Wien, 2007
- [6] DAfStb: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile mit und ohne Bügel, Heft 597, 1. Auflage 2012
- [7] DIN-Fachbericht 102:2009-03 Betonbrücken, Normenausschuss Bau des DAfStb, März 2009
- [8] HEGGER, J.; HERBRAND, M.: Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung in Längsrichtung auf die Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken, Schlussbericht für die Bundesanstalt für Straßenwesen, Projekt-Nr. FE 15.0498/2010/FRB, Bericht-Nr. IMB 317/2013, Aachen 2013
- [9] HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSON, P.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, 1976, S.773-782
- [10] KIZILTAN, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Schubwiderstand von Spannbetonbalken. Dissertation TU Dortmund. Schriftenreihe Betonbau, 2012
- [11] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E.: Vorlesungen über Massivbau. Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Springer Verlag 1984
- [12] LEONHARDT, F.; KOCH, R.: Schubversuche an Spannbetonträgern. DAfStb Heft 227, Berlin 1973
- [13] MAURER, R.; KIZILTAN, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken. *Bauingenieur* Band 88, April 2013, S. 165-176
- [14] MAURER, R.; ZILCH, K.; KIZILTAN, H.; DUNKELBERG, D.; FITIK, B.: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung. *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau* Heft B 79, 2011
- [15] MENÉTREY, P.; WILLAM, K.: Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. *ACI Structural Journal*, Vol. 92, Issue 3, Mai 1995, S. 311-318
- [16] PONTOS Software. Programmversion v6.2.0-5, Rev. 27189 (Build 2009-12-26), GOM mbh, Braunschweig
- [17] REINECK, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. *Bauingenieur* Band 76, April 2001
- [18] RODRIGUEZ, R.V.; MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.: Influence of Shear on Rotation Capacity of Reinforced Concrete Members Without Shear Reinforcement. *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 5, September-October 2010, S. 516-525
- [19] WALRAVEN, J.C.: Aggregate Interlock: A theoretical and experimental analysis. Dissertation, Technische Universität Delft, 1980

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

## 2009

- B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln  
Blosfeld € 17,50
- B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4  
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 29,50
- B 69: Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln  
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50
- B 70: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen  
Tauscher € 14,50

## 2010

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

## 2011

- B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems  
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00
- B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes  
Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkung auf Brücken“  
Teil 2: DIN-FB 102 „Betonbrücken“  
Teil 3: DIN-FB 103 „Stahlbrücken“  
Teil 4: DIN-FB 104 „Verbundbrücken“  
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 29,50

B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien  
Kuhlmann, Günther, Krauss

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 18,50

B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbe-  
tonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung

Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 15,50

B 80: Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in  
Straßentunneln

Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00

B 81: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit  
den Methoden der Systemanalyse

Müller, Vogel, Neumann € 14,50

B 82: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straß-  
brücken im Bestand

Freundt, Böning € 16,00

B 83: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken  
Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00

B 84: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit  
dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)

Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00

B 85: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten  
Bauwerksprüfung

Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50

B 86: Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton  
Nguyen, Freitag € 13,50

## 2012

B 87: Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nut-  
zung von Geothermie

Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig,  
Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00

B 88: Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken – An-  
passung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbund-  
brücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge ein-  
schließlich Vergleichsrechnungen

Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50

B 89: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Trag-  
fähigkeit bestehender Bauwerke

Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch,  
Dunkelberg, Fitik € 19,50

B 90: Fugenbewegung an der Ruhrtalbrücke Mintard  
Eilers, Quaas, Staack € 14,00

## 2013

B 91: Priorisierung und Nachrechnung von Brücken im Bereich  
der Bundesfernstraßen – Einfluss der Einwirkungen aus Verkehr  
unter besonderer Berücksichtigung von Restnutzungsdauer und  
Verkehrsentwicklung

Freundt, Böning € 15,00

B 92: Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen  
für Straßentunnel

Kaundinya € 14,00

B 93: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung  
des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an die endgültige Euro-  
codes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen

Hegger, Reißer € 17,50

**B 94: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis**  
Peter, Knief, Schreyer, Piazzola  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 95: Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen**  
Tauscher € 17,00

**B 96: Geothermischen Anlagen bei Grund- und Tunnelbauwerken**  
Adam € 17,00

**B 97: Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchungen**  
Freundt, Böning € 15,00

## 2014

**B 98: Brückenseile – Gegenüberstellung von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen**  
Friedrich  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 99: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen**  
Fischer, Schneider, Thöns, Rücker, Straub  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 100: Roadtraffic Management System (RTMS)**  
Freundt, Vogt, Böning, Pierson, Ehrle € 15,00

**B 101: Adaptive Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem**  
Schnellenbach-Held, Fakhouri, Steiner, Kühn € 18,50

**B 102: Adaptive ‚Tube-in-Tube‘-Brücken**  
Empelmann, Busse, Hamm, Zedler, Girmscheid € 18,00

**B 103: Umsetzung des Eurocode 7 bei der Bemessung von Grund- und Tunnelbauwerken**  
Briebrecher, Städing € 14,00

**B 104: Intelligente Brücke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse**  
Borrmann, Fischer, Dori, Wild  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 105: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke**  
Schnellenbach-Held, Karczewski, Kühn  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 106: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken**  
Freundt, Vogt, Böning, Michael, Könke, Beinersdorf € 17,00

**B 107: Materialeigenschaften von Kunststoffdichtungsbahnen bestehender Straßentunnel**  
Robertson, Bronstein, Brummermann € 16,00

**B 108: Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken**  
Neumann, Rauert € 18,50

**B 109: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken**  
Hegger, Herbrand € 17,00

**B 110: Intelligente Brücke – Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton**  
Schnellenbach-Held, Peeters, Miedzinski  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 111: Erarbeitung von Modellen zur Bestimmung der Schadensumfangsentwicklung an Brücken**  
Müller € 15,00

## 2015

**B 112: Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken**  
Kuhlmann, Maier, Ummenhofer, Zinke, Fischer, Schneider € 14,00

**B 113: Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen**  
Placzek, Pohl  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 114: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln**  
Mayer, Brennerberger, Großmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 115: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln**  
Mayer, Brennerberger, Großmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 116: Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton**  
Schnellenbach-Held, Peeters, Brylka, Fickler, Schmidt  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 117: Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells**  
Thöns, Borrmann, Straub, Schneider, Fischer, Bügler  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 118: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standicherheit und Gebrauchstauglichkeit**  
Siegert, Holst, Empelmann, Budelmann in Vorbereitung

**B 119: Untersuchungen zum Brandüberschlag in Straßentunneln**  
Schmidt, Simon, Guder, Juknat, Hegemann, Dehn in Vorbereitung

**B 120: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger**  
Maurer, Gleich, Heeke, Zilch, Dunkelberg  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Alle Berichte sind zu beziehen im:

Carl Schünemann Verlag GmbH  
Zweite Schlachtpforte 7  
28195 Bremen  
Tel. (0421) 3 69 03-53  
Fax (0421) 3 69 03-48  
[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.