

Untersuchung zum Einflusses von geneigten Druckgurten auf den Querkraftwiderstand

- Versuchsbericht -

Institut für Massivbau
Technische Universität Hamburg

Prof. Dr.-Ing. G. Rombach
Dr.-Ing. Björn Schütte

Datum des Versuchsberichtes: 03. September 2020

Der Versuchsbericht umfasst 26 Textseiten, 9 Tabellen und 48 Abbildungen

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Problemstellung.....	1
1.2	Ziele der Versuche.....	1
2	Versuchskörper	1
2.1	Geometrie und Bewehrung.....	2
2.2	Baustoff- und Materialeigenschaften	5
2.2.1	Beton	5
2.2.2	Betonstahl.....	5
3	Versuchsdurchführung.....	6
3.1	Versuchsaufbau	6
3.1.1	Messtechnik.....	8
3.2	Belastungsschema	9
3.3	Versuchsablauf.....	11
3.3.1	Belastungsvorgang	11
3.3.2	Rissweitenbestimmung.....	11
4	Ergebnisse	12
4.1	Balken T1	12
4.2	Balken T2	14
4.3	Balken T3	15
4.4	Balken T4	17
4.5	Balken T5	19
4.6	Balken T6	21
4.7	Zusammenfassung	22
5	Auswertung	24
6	Zusammenfassung.....	26
7	Literatur.....	26

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Nach dem NAD zum Eurocode 2-1-1:2011 §6.2.1(1, 2) darf zum Querkraftwiderstand V_{Rd} eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung die Querkraftkomponente V_{ccd} in der Druckzone von geneigtem Druckguten hinzu addiert werden. Der Original Eurocode sieht dies nicht vor. Dieser positive Einfluss ist jedoch umstritten, wie unter anderem in Latte (2010), Hegger und Reißer (2013) und Lukas Henze (2019) dargestellt wird. In der Diskussion wird darauf verwiesen, dass zur Generierung dieses Traganteils die Wirkung eines entsprechend großen Biegemomentes erforderlich ist. Dieser Fall tritt z.B. am Kragarmanschnitt von Fahrbahnplatten auf. Diese Versuchsserie untersucht diesen Bereich. Weiterhin muss darauf hingewiesen werden, dass das Materialversagen der Betondruckzone nicht von der Neigung des Druckrandes abhängt.

1.2 Ziele der Versuche

Das Ziel der Traglastversuche ist zu untersuchen, welchen Einfluss geneigte Biegedruckgurte auf den Querkraftwiderstand haben.

2 Versuchskörper

Insgesamt wurden 6 Stahlbetonbalken am Institut für Massivbau mit einer Lieferung Transportbeton (3 m^3) in einer Batterieschalung hergestellt. Die Balken unterscheiden sich bzgl. der Neigung der Voute und der Kragarmlänge und -höhe. Maßgeblicher Variationsparameter in dieser Versuchsserie ist die Neigung der Voute. Diese variiert von 0° über 5° bis zu 10° . Es stehen für jede Neigung zwei identische Versuchskörper zur Verfügung, was zumindest eine grobe Abschätzung der zu erwartenden Streuung erlaubt.



Bild 1 Balken T3 kurz nach dem Ausschalen



Bild 2 Balken T5 kurz nach dem Ausschalen

2.1 Geometrie und Bewehrung

Im Folgenden sind die Schal- und Bewehrungspläne der einzelnen Träger, wie auch Fotos der Biegezugbewehrung dargestellt (**Bild 3** bis **Bild 10**).

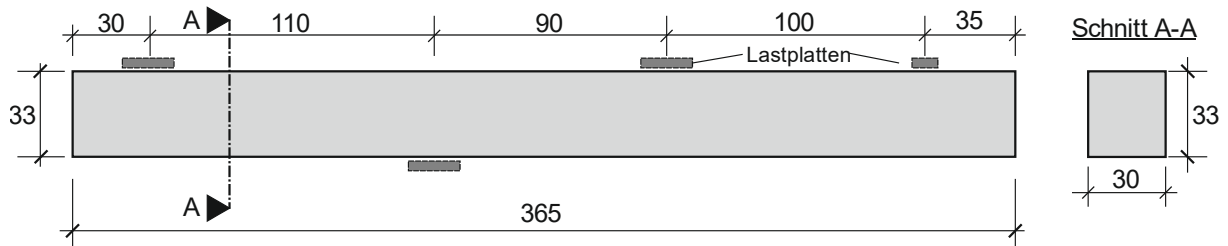


Bild 3 Schalplan von Balken T1 und T2

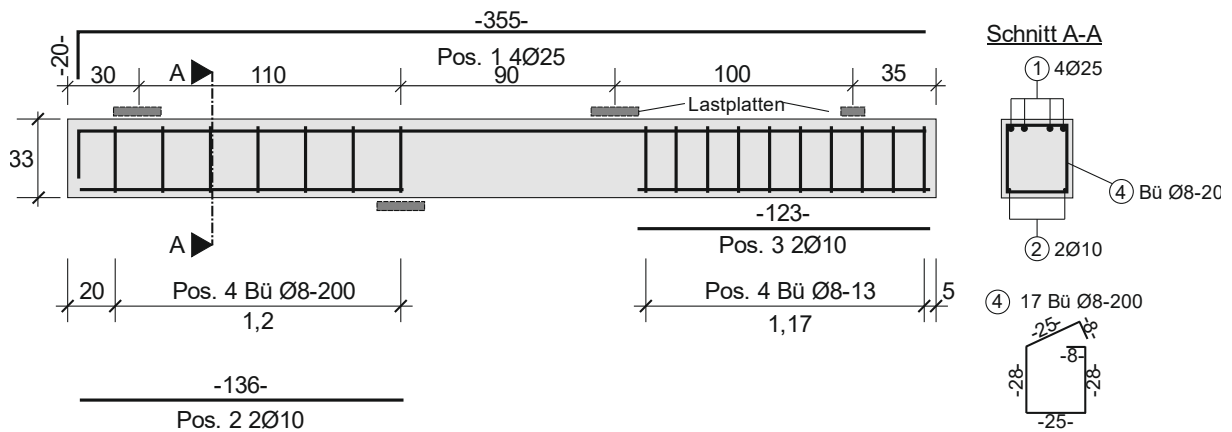


Bild 4 Bewehrungsskizze von Balken T1 und T2 ($c_{v,Bügel} = 2,5$ cm)



Bild 5 Obere Bewehrung von Balken T1

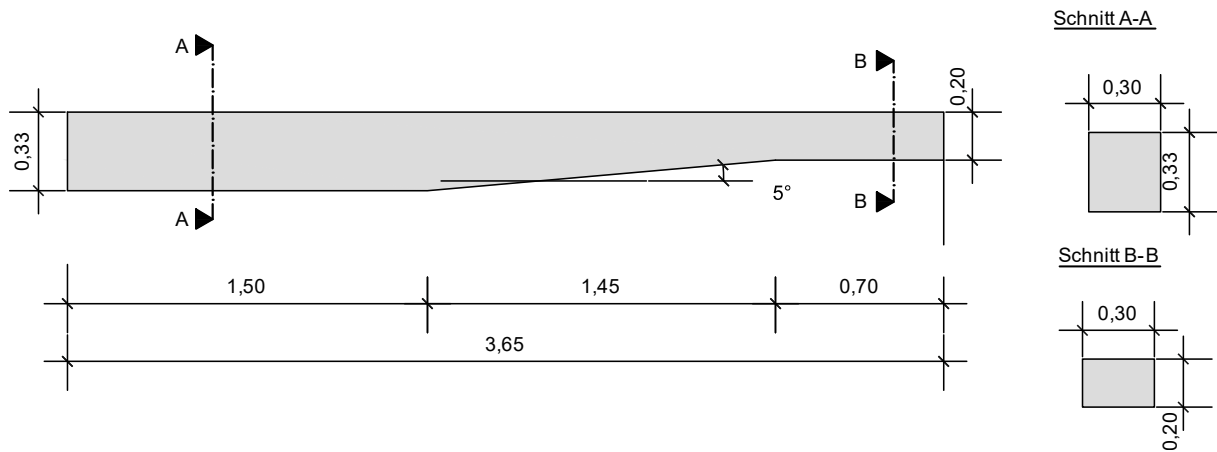


Bild 6 Schalplan von Balken T3 und T4

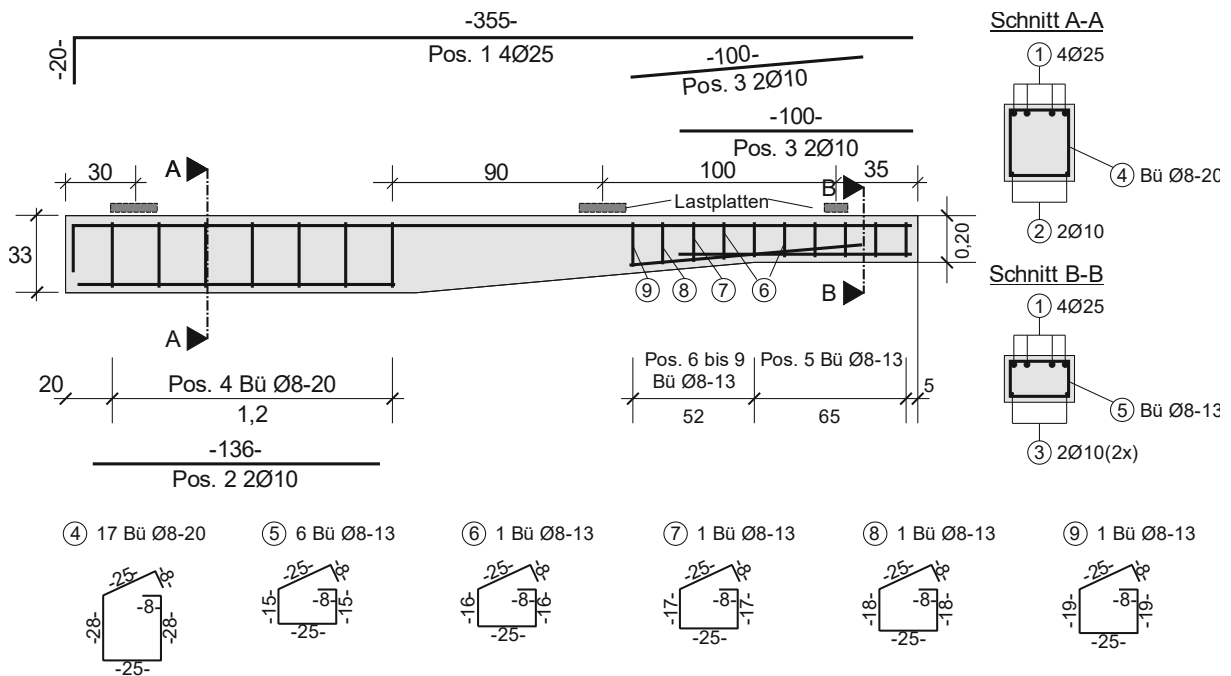


Bild 7 Bewehrungsskizze von Balken T3 und T4 ($c_{v,Bügel} = 2,5 \text{ cm}$)



Bild 8 Oberen Bewehrung von Balken T3

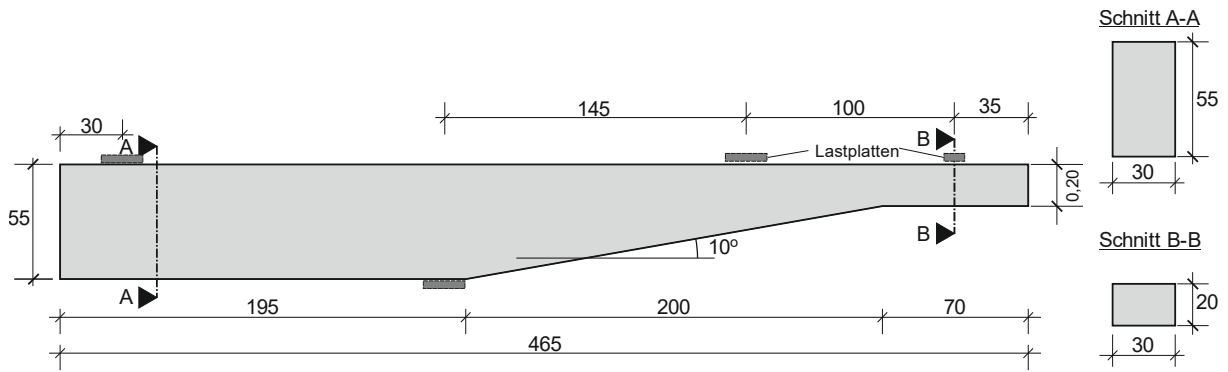


Bild 9 Schalplan von Balken T5 und T6

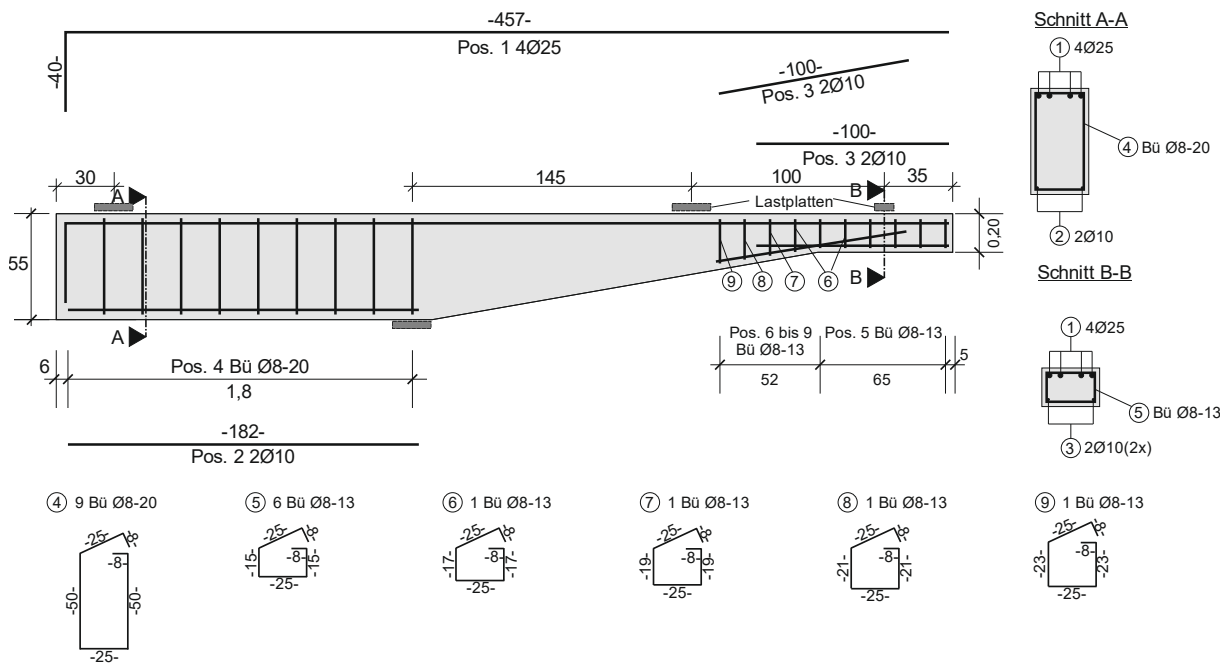


Bild 10 Bewehrungsskizze von Balken T5 und T6 ($c_{v,Bügel} = 2,5 \text{ cm}$)



Bild 11 Obere Bewehrung von Balken T5

2.2 Baustoff- und Materialeigenschaften

2.2.1 Beton

Die Versuchskörper wurden mit Transportbeton am Institut für Massivbau hergestellt. Bestellt wurde ein C25/30 XC4, WF, F3, 16mm der Betonzusammensetzung nach **Tabelle 1**.

Tabelle 1 Betonrezept für 1 m³

Bezeichnung	Masse [kg]
CEM III/A 42,5N	300
PCE 1051 Sika	1,50
Wasser	175
Natursand 0/2	878
Kies 2/8	371
Glensana 8/16	594

Die Ergebnisse der Betonprüfung sind in **Tabelle 2** aufgeführt. Während der Versuchsserie wurden zu drei Zeitpunkten die Druckfestigkeiten bestimmt. Der E-Modul wurde in der Mitte der Versuchsserie geprüft. Die Prüfung der Druckfestigkeit erfolgt nach DIN EN 12390-3:2009-07. Der Elastizitätsmodul wurde nach DIN EN 12390-13:2014-06 bestimmt. Es wurden jeweils drei Zylinder je Kenngröße geprüft. In **Tabelle 2** sind die Messwerte angegeben. Während der Betonage wurden insgesamt 17 Zylinder hergestellt. Die Prüfungen wurden am Institut für Massivbau der TUHH durchgeführt.

Tabelle 2 Ermittelte Druckfestigkeit und E-Modul

Alter [d]	f_{cm} [N/mm ²]	$E_{c,S}$ [N/mm ²]	$E_{c,0,A}$ [N/mm ²]
29	34,9	-	-
	37,9	-	-
	36,4	-	-
Mittelwert	36,4	-	-
33	38,9	29.910	26.060
	38,9	30.950	27.010
	36,9	28.030	23.960
Mittelwert	38,2	29.630	25.677
37	38,5	-	-

2.2.2 Betonstahl

Die Prüfung der mechanischen Eigenschaften des Betonstahls erfolgte nach DIN EN ISO 15630-1:2011-02. Für jedem Durchmesser wurden drei Proben abgelängt und geprüft. Die Ziehversuche wurden am Institut für Massivbau der TUHH durchgeführt. Die Ergebnisse der Prüfung (Mittelwerte der einzelnen Prüfungen) sind in **Tabelle 3** aufgelistet. Da es sich um naturharten Stahl mit ausgeprägter Streckgrenze und um kaltverfestigten Stahl handelt, sind die jeweiligen Festigkeiten obere $f_{y,o}$ und die untere Streckgrenze $f_{y,u}$, bzw. die Spannung bei 0,2% plastischer Dehnung $f_{0,2}$ angegeben.

Tabelle 3 Kennwerte des Betonstahls

Ø [mm]	$f_{y,u}$ [N/mm ²]	$f_{y,o}$ [N/mm ²]	$f_{0,2}$ [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	ϵ_u [%]
8	-	-	534,8	605,4	90
10	-	-	512,1	610,2	107
25	549,9	570,5	-	664,1	108

3 Versuchsdurchführung

3.1 Versuchsaufbau



Bild 12 Balken T1 im Versuchsstand



Bild 13 Lager B

Für alle drei Querschnitte wurde ein ähnlicher Versuchsaufbau verwendet. Lediglich der Abstand der Lasten F_1 und F_2 zum Auflagerstand wurde entsprechend der statischen Höhe am Auflageranschnitt verändert. Aufgrund der Abmessungen der Balken T5 und 6 war eine Verschiebung des Auflagers A erforderlich. Die Abmessungen der jeweiligen Versuchsaufbauten können dem **Bild 14 - 16** entnommen werden.

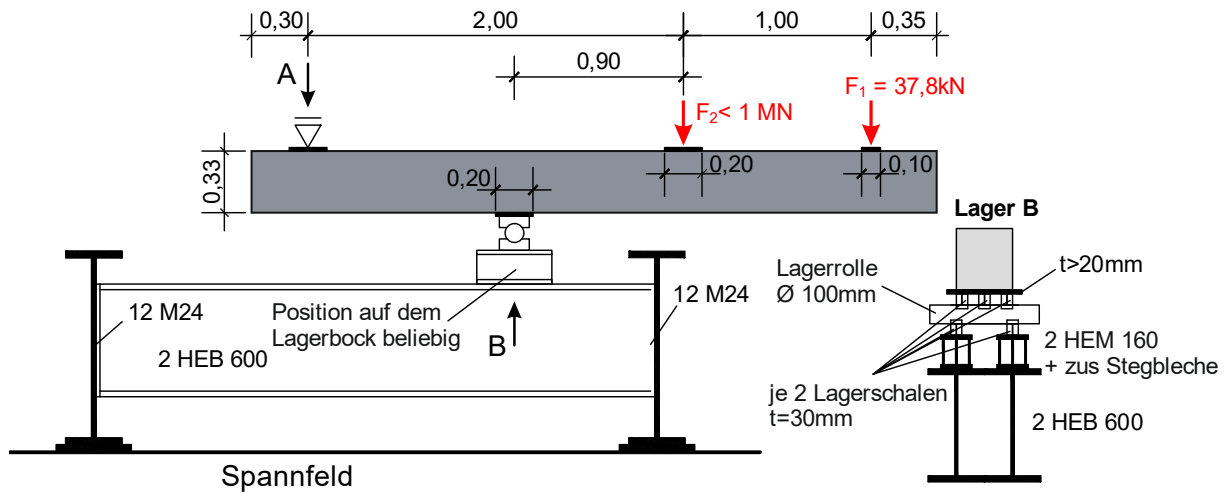


Bild 14 Versuchsaufbau für die Balken T1 und T2

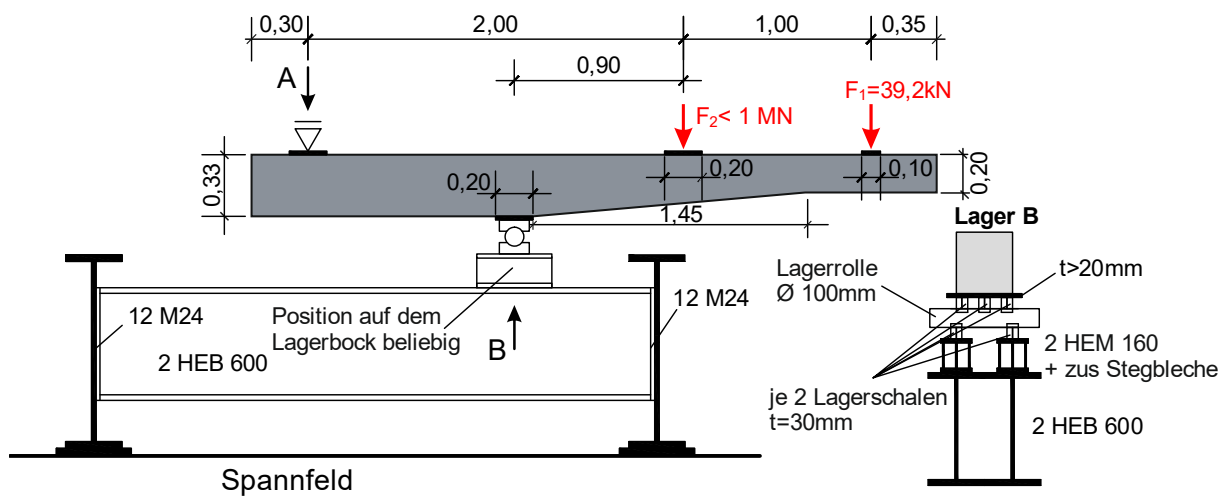


Bild 15 Versuchsaufbau für die Balken T3 und T4

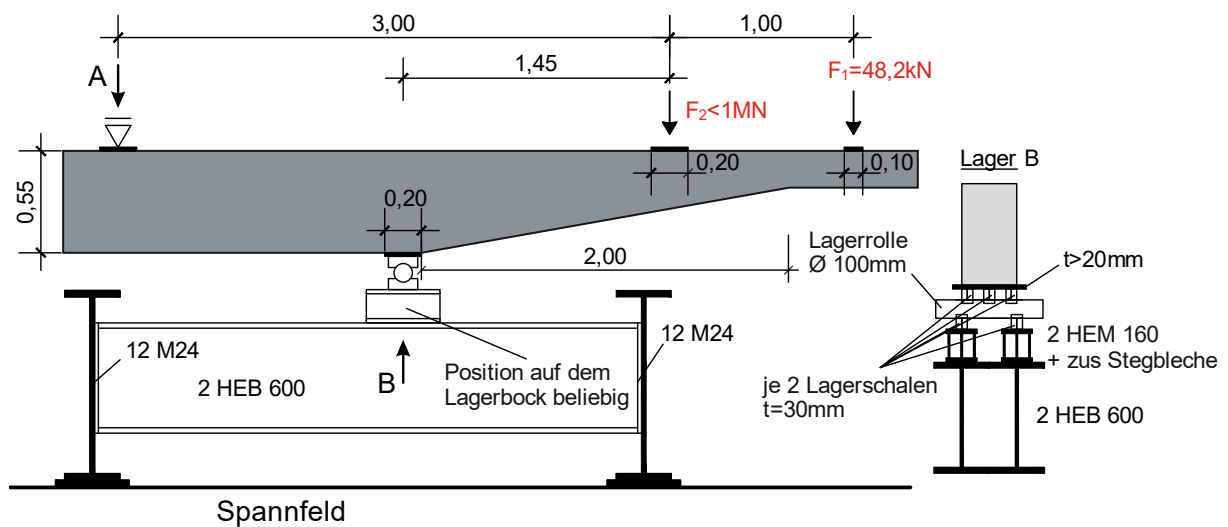


Bild 16 Versuchsaufbau für die Balken T5 und T6

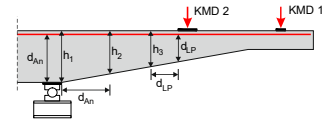
Tabelle 4 Kennwerte der Balken

Balken	h_1 [m]	d_1 [m]	$h_2^{1)}$ [m]	$d_2^{1)}$ [m]	$h_3^{2)}$ [m]	$d_3^{2)}$ [m]	a_v [m]	a_v/d_1
T1, T2	0,33	0,2845	0,330	0,2845	0,330	0,2845	0,70	2,46
T3, T4	0,33	0,2845	0,3045	0,2590	0,287	0,2416	0,70	2,46
T5, T6	0,55	0,5045	0,4617	0,4162	0,381	0,3358	1,25	2,48

$$d_1 = h - c_v - \varnothing_{\text{Bü}} - \varnothing_{\text{sl}}/2 = h - 2,5 \text{ cm} - 0,8 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} / 2 = h - 0,0455 \text{ m}$$

¹⁾ bei $1,0d_{\text{An}}$ vom Anschnitt

²⁾ bei $1,0d_{\text{Lp}}$ vom der Rand Lastplatte KMD2



Mit $a_v/d \approx 2,5 > 2,0$ darf nach EC2-1-1, 6.2.2(6) die konzentrierten Einzellast F_1 nicht abgemindert werden. Versuche haben einen Einfluss des direkten Lastabtrags auflagnaher Lasten bis ca. $a_v/d \approx 3,0$ ergeben.

3.1.1 Messtechnik

Die verwendete Messtechnik ist in **Bild 17** dargestellt. Die Verformung der Träger wurde unter den beiden Einzellasten F_1 und F_2 wie auch im Bereich der beiden Lager A und B gemessen. Die eingeleiteten Kräfte wie auch die Kraft am Lager A wurden mittels Kraftmessdosen ermittelt. In die Bewehrung wurde zur quasi kontinuierlichen Dehnungsmessung eine Glasfaser eingelassen und verklebt. Dem Institut für Massivbau steht hierfür das Messsystem OdiSi 6102 der Fa. Luna zur Verfügung. Faseroptische Messsysteme nutzen die Eigenschaft einer Glasfaser einen kleinen Anteil des eingetragenen Lichtes zu streuen. Die Streuung erfolgt auch in rückwertiger Richtung und lässt sich in drei Anteile aufteilen, die Raman-Streuung, die Brillouin-Streuung und die Rayleigh-Streuung. Die Abtastung der Raman-Streuung ermöglicht einen Rückschluss auf die Temperaturverteilung entlang der Glasfaser. Wohingegen die Brillouin- und die Rayleigh-Streuung einen Rückschluss auf die Temperatur und die Dehnung erlauben. Die Brillouin-Streuung kann dafür genutzt werden sehr große Messlängen (>10 km) abzutasten, jedoch ist die Auflösung von ca. 0,5 m für den Einsatz für den Massivbau ungeeignet. Ebenso ist die Fiber Bragg Grating –Technologie (FBG) aufgrund der Auflösung im Bereich der Massivbau-Forschung nur bedingt einsetzbar. Für die messtechnische Erfassung von Dehnung und Temperatur entlang einer Faser ist somit die Rayleigh-Streuung abzutasten. Hierfür wird der Strahl eines cw-Lasers (continuous-wave) in eine handelsübliche Glasfaser eingekoppelt. Die Rückstreuung kann mit eine Reflektometer erfasst werden. Systeme die mit dem Raman- oder Brillouinanteil der Streuung arbeiten tasten typischerweise die Laufzeit des zurückgestreuten Lichtes ab. Die Rayleigh-Rückstreuung wird im Frequenzbereich abgetastet, da hierdurch eine höhere Ortsauflösung erzielt werden kann. Bei der Abtastung der Frequenz der Rayleigh-Rückstreuung bleibt die Rückstreuung bei konstanten äußeren Bedingungen (Belastungen und Temperatur) gleich. Die Rückstreuung folgt aus lokaler Variation des Brechungsindex entlang der Glasfaser. Liegt entlang der Faser nun lokal eine Variation der Rückstreuung infolge einer aufgebrachtten Dehnung oder Temperatur vor, wird auch die Frequenz der Rayleigh-Streuung verändert. Diese Eigenschaft wird genutzt um mit Hilfe geeigneter Messsysteme und entsprechender Software auf die Größe der Dehnung oder Temperatur mit sehr feiner Ortsauflösung im Millimeterbereich zu schließen. Zusätzlich zu der faseroptischen Dehnungsmessung, werden auch zur Validierung, zwei Dehnungsmessstreifen auf den Betonstahl geklebt.

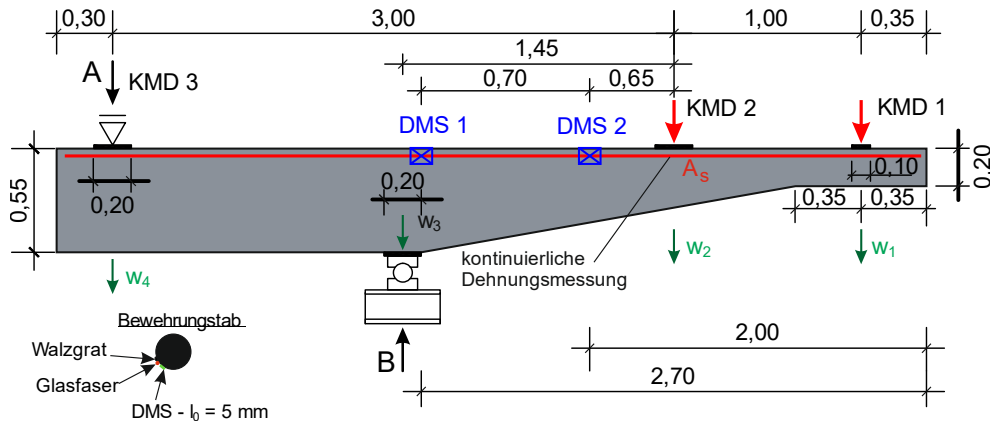


Bild 17 Messtechnik exemplarisch für die Balken T5 und T6

3.2 Belastungsschema

Das Belastungsschema ist in Anlehnung an DIN EN 1991-2 (Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken) und DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau) jeweils in der deutschen Fassung festgelegt. Es wird zunächst mit Hilfe einer elastischen FE-Berechnung das maximale Moment infolge des LM1 am Anschnitt an einem unendlich breiten Versuchskörper ermittelt (**Bild 18** und Bild 19). Um sicherzugehen, dass auch definitiv ein entsprechend großes Moment vorhanden ist, wird dieses Moment mit 2 multipliziert und auf die tatsächliche Breite der Versuchskörper umgerechnet. Mit Hilfe des Hebelgesetzes folgt die Anfangsbelastung des Kragarmendes mit der Kraft F_1 . In einem zweiten Belastungsschritt wird die Kraft F_2 (**Bild 16**) im Abstand von $2,5 \cdot d$ vom Auflagerrand gesteigert, während die Kragarmlast konstant bleibt.

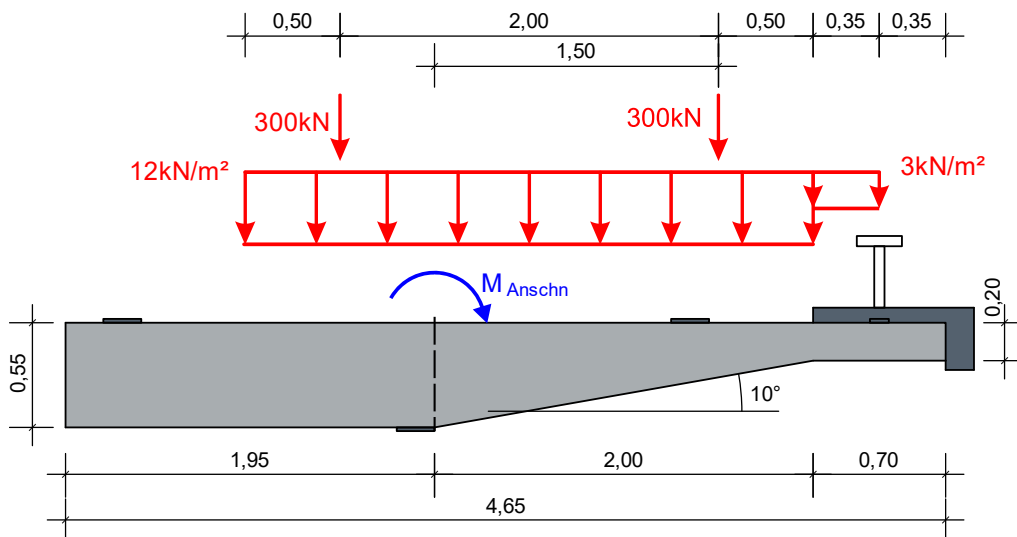


Bild 18 Belastung der gedachten, unendlich breiten Kragplatte (entsprechend Balken T5 und T6) durch LM1 nach DIN EN 1991 – 2

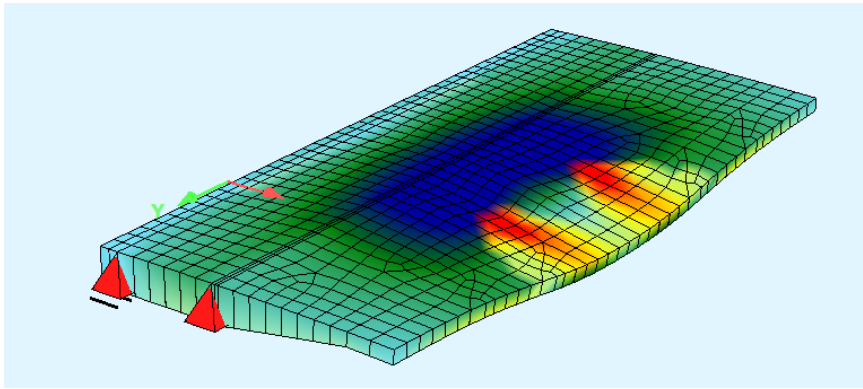
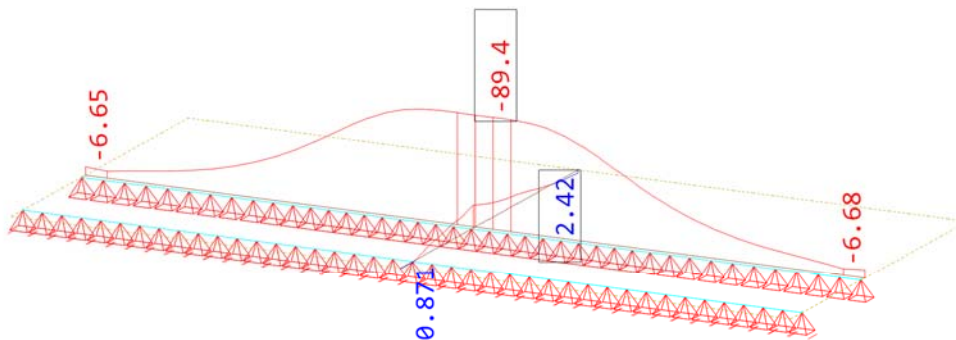


Bild 19 Kragplatte belastet durch Tandem-Achse exemplarisch für Balken T5 und T6



Biegemoment senkrecht zum Schnitt im Knoten, Lastfall 2 Q_{T5}, 1 cm im Raum = 50.0 kNm/m
(Min=-89.4) (Max=2.42)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Bild 20 Momentenverlauf am Anschnitt einer Kragplatte (entsprechend Balken T5 und T6) infolge des Tandemsystems Q_k

In **Tabelle 5** sind die charakteristischen Anschnittsmomente, sowie die hieraus ermittelten Kragarmlasten F_1 für alle drei Versuchskörper dargestellt.

Tabelle 5 Anschnittsmomente und die daraus resultierende Kragarmlast F_1 für die 3 Versuchsaufbauten

		T 1+2	T 3+4	T 5+6
m_{gk}	[kNm/m]	19,1	12,7	24,1
m_{qk}	[kNm/m]	14,3	14,2	26,1
$m_{Q_{TS,k}}$	[kNm/m]	50,7	59,7	89,4
m_{Ed}	[kNm/m]	113,5	116,9	188,5
$M_{Ed} = m_{Ed} \cdot 0,30 \text{ m}$	[kN]	34,1	35,1	56,5
F_1	[kN]	37,8	39,0	48,1

3.3 Versuchsablauf

Die Versuche wurden Mitte November 2019 am Institut für Massivbau der Technischen Universität Hamburg durchgeführt. Das genaue Datum, wie auch das Alter der Versuchskörper ist in **Tabelle 6** angegeben.

Tabelle 6 Alter der Versuchskörper beim Versuch

	Datum	Alter [d]
T1	7.11.19	29
T2	8.11.19	30
T3	11.11.19	33
T4	12.11.19	34
T5	14.11.19	36
T6	15.11.19	37

3.3.1 Belastungsvorgang

Die Kraft F_1 wurde zunächst mit einer Geschwindigkeit von 15 kN/min aufgebracht. Im Anschluss wurden die Balken mit der Kraft F_2 weggesteuert bis zum Bruch belastet.

3.3.2 Rissweitenbestimmung

Bei 25 %, 50 % und 75 % der erwarteten Kraft F_2 wurde das Rissbild dokumentiert. Die ermittelten Werte sind in **Tabelle 7** dargestellt. Der Querkraftriss stellte sich zwischen Lager A und B ein. Nach weiterer Laststeigerung versagte der Balken im erwarteten Versagensbereich.

Tabelle 7 Ergebnisse der Rissweitenbestimmung in der jeweiligen Laststufe

Balken	Kraft	max. Biegerissweite [mm]	max. Querkraftrissweite [mm]
T1 $F_2 = 104 \text{ kN}$	25% von $F_2 = 26 \text{ kN}$	$\leq 0,10 \text{ mm}$	-
	50% von $F_2 = 52 \text{ kN}$	$\leq 0,15 \text{ mm}$	$\leq 0,10 \text{ mm}$
	75% von $F_2 = 78 \text{ kN}$	$\leq 0,20 \text{ mm}$	$\leq 0,35 \text{ mm}$
T2 $F_2 = 104 \text{ kN}$	25% von $F_2 = 26 \text{ kN}$	$\leq 0,10 \text{ mm}$	-
	50% von $F_2 = 52 \text{ kN}$	$\leq 0,20 \text{ mm}$	$\leq 0,10 \text{ mm}$
	75% von $F_2 = 78 \text{ kN}$	$\leq 0,20 \text{ mm}$	$\leq 0,35 \text{ mm}$
T3 $F_2 = 122 \text{ kN}$	25% von $F_2 = 30,5 \text{ kN}$	$\leq 0,15 \text{ mm}$	$\leq 0,10 \text{ mm}$
	50% von $F_2 = 61 \text{ kN}$	$\leq 0,20 \text{ mm}$	$\leq 0,15 \text{ mm}$
	75% von $F_2 = 91,5 \text{ kN}$	$\leq 0,25 \text{ mm}$	$\leq 0,40 \text{ mm}$
T4 $F_2 = 122 \text{ kN}$	25% von $F_2 = 26 \text{ kN}$	$\leq 0,15 \text{ mm}$	-
	50% von $F_2 = 61 \text{ kN}$	$\leq 0,20 \text{ mm}$	$\leq 0,15 \text{ mm}$
	75% von $F_2 = 91,5 \text{ kN}$	$\leq 0,20 \text{ mm}$	$\leq 0,45 \text{ mm}$
T5 $F_2 = 189 \text{ kN}$	25% von $F_2 = 47 \text{ kN}$	$\leq 0,15 \text{ mm}$	-
	50% von $F_2 = 95 \text{ kN}$	$\leq 0,25 \text{ mm}$	$\leq 0,10 \text{ mm}$
	75% von $F_2 = 142 \text{ kN}$	$\leq 0,30 \text{ mm}$	$\leq 0,55 \text{ mm}$
T6 $F_2 = 189 \text{ kN}$	25% von $F_2 = 47 \text{ kN}$	$\leq 0,15 \text{ mm}$	-
	50% von $F_2 = 95 \text{ kN}$	$\leq 0,00 \text{ mm}$	$\leq 0,10 \text{ mm}$
	75% von $F_2 = 142 \text{ kN}$	$\leq 0,30 \text{ mm}$	$\leq 0,55 \text{ mm}$

4 Ergebnisse

4.1 Balken T1

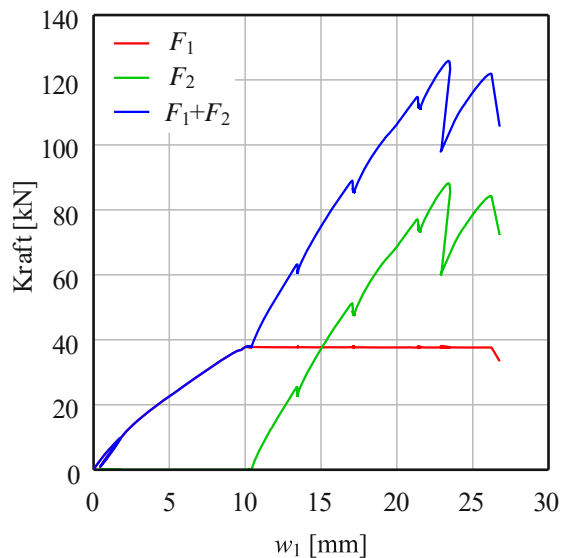


Bild 21 Last-Verformungsdiagramm von Versuch T1

Der Querkraftriss trat plötzlich und spröde bei einer Querkraft von 126 kN auf (**Bild 21**). Der Querkraftriss verläuft näherungsweise auf einer geraden Linie (**Bild 23** und **Bild 24**). Der Riss drang zunächst nur bis zur Druckzone vor. Es trat zwar ein deutlicher Lastabfall von 35 kN auf, jedoch konnte, sich das Tragwerk stabilisieren, da der Versuch weggeregelt war. Aufgrund von Umlagerungen stellte sich eine Art Strebenbock ein (direkte Abstützung). Hierdurch konnte die Last noch einmal gesteigert werden. Das Versagen trat schlussendlich dadurch auf, dass der Querkraftriss die Druckzone durchschlug und der Strebenbock kollabierte. Die Querkraft von 126 kN konnte aber nicht noch einmal überschritten werden. Das Einstellen des Strebenbocks ist somit als Effekt im Nachbruchbereich zu betrachten. Dieser Effekt kann nur aufgrund der Wegregelung beobachtet werden. In einem realen Tragwerk folgt die Belastung üblicherweise kraftkontrolliert. Somit ist das Auftreten des Querkraftrisses als versagensursächlich zu betrachten. Daher wird durch das Öffnen des Risses der Grenzzustand erreicht.

In **Bild 22** ist der mittels dem faseroptischen Messsystem gemessene Dehnungsverlauf entlang der Längsrichtung für verschiedene Belastungszustände aufgetragen. Die Orte der Lasteinleitung von F_1 und F_2 , wie auch der Ort der Auflagerung sind angegeben. Hierbei entspricht ‚VB‘ der Gesamtlast F_1+F_2 (ohne Eigengewicht). Der erste Wert ist die Last F_1 . Die Dehnung ist keineswegs linear, entsprechend des Momentenverlaufs, sondern veränderlich. Es können Effekte, welche sehr lokal den Dehnungszustand beeinflussen dargestellt werden. Beispielsweise ist in den Original-Messdaten der Einfluss der Rippen des Betonstahls auf die Dehnungen deutlich zu erkennen. Ebenso lassen sich lokal die Effekt der Rissbildung und die hierdurch entstehende höhere Dehnung des Betonstahls darstellen. Zum Vergleich sind auch die Messungen, welche mittels DMS ermittelt wurden dargestellt. Die Differenz der beiden Messmethoden beträgt maximal ca. 100 $\mu\epsilon$. Zu beachten ist hierbei, dass der DMS eine Länge von 5 mm aufweist. Das faseroptische Messsystem misst hingegen mit einer Messlänge von 1,25 mm, wobei aufgrund der Datenmenge für die grafische Darstellung immer fünf Dehnungsmesspunkt zu einem gemittelt wurden. Des Weiteren ist die Höhenlage von DMS und Glasfaser nicht gleich (**Bild 17**). Die Abweichungen von 0,1 ‰ sind somit erklärbar und akzeptabel.

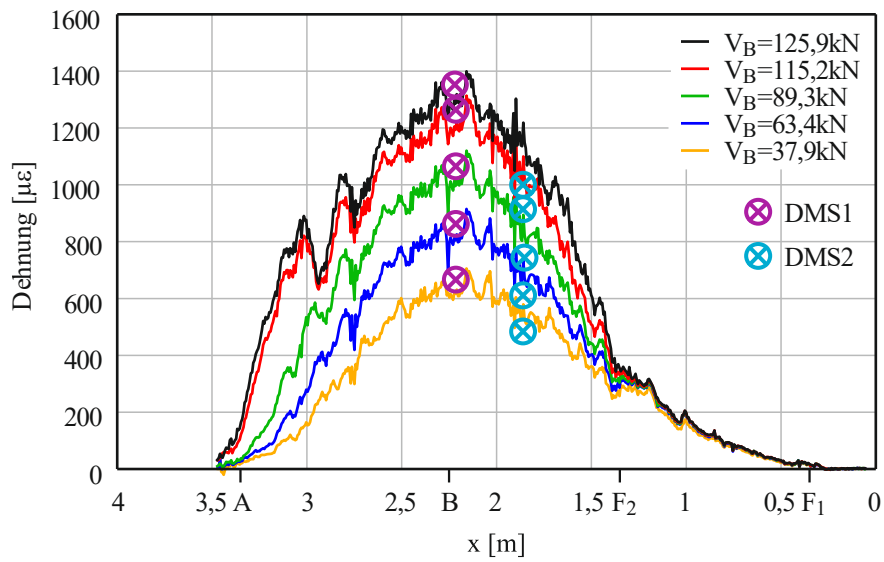


Bild 22 Betonstahldehnung gemessen mittels Fasersensorik für Versuch T1

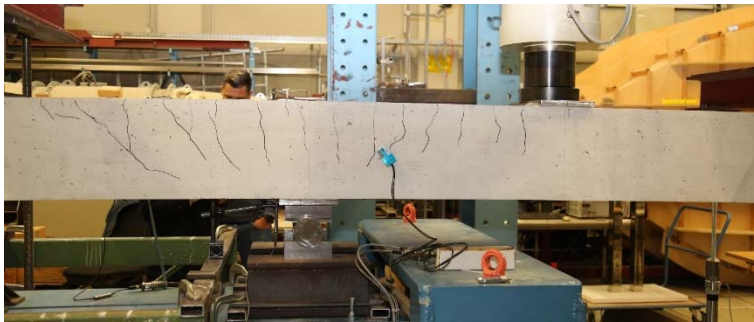


Bild 23 Balken T1- Rissbild bei einer aufgebrauchten Last von 75 % von F_2

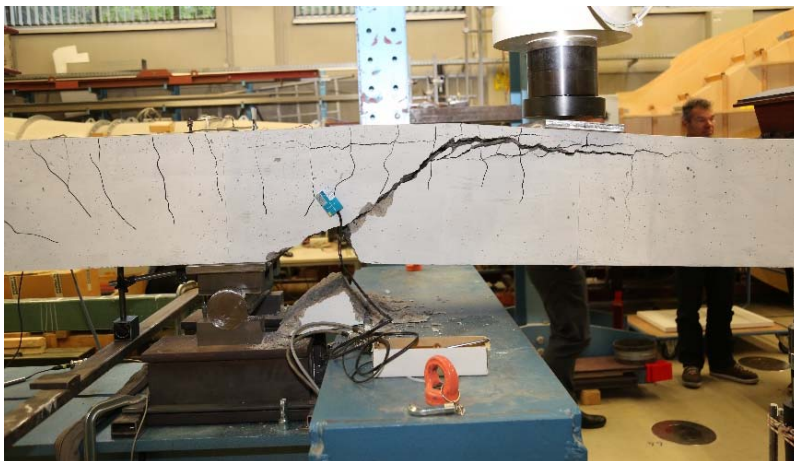


Bild 24 Balken T1 nach Abschluss des Versuches

4.2 Balken T2

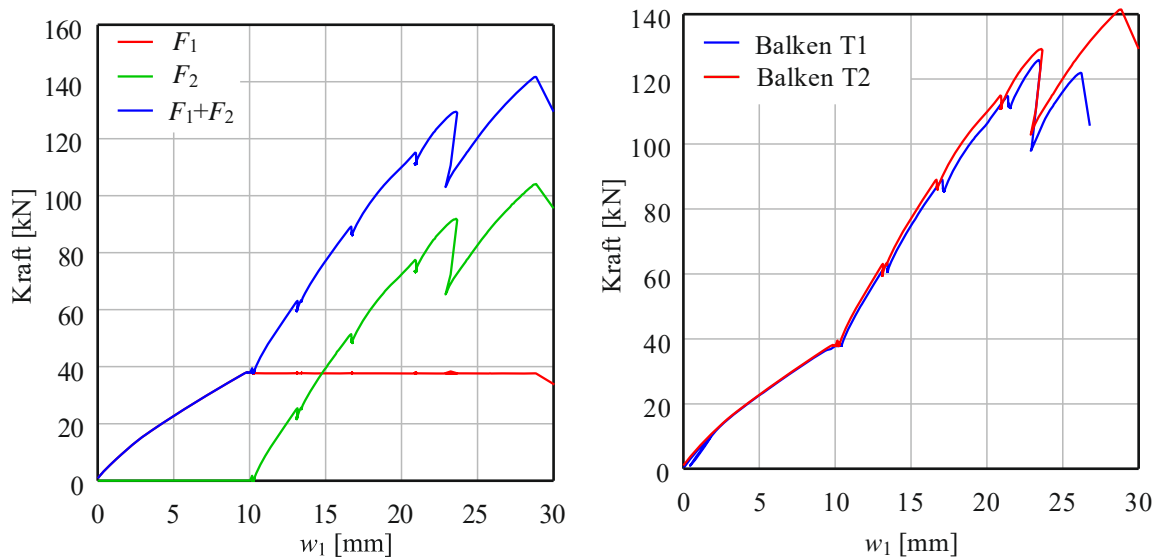


Bild 25 Last-Verformungsdiagramm von Versuch T2 (links) sowie T1 und T2 (rechts)

Beim Balken T2 trat der Querkraftriss im Untersuchungsbereich bei einer Querkraftbeanspruchung von 129,6 kN auf (**Bild 25**). Die Last fiel danach um ca. 25 kN ab. Der Riss verlief, wie beim Balken T1, auf einer geraden Linie. Jedoch war beim Balken T2 der Riss flacher geneigt, als beim Balken T1 (**Bild 27** und **Bild 28**). Im Anschluss konnte die Last erneut gesteigert werden. Aufgrund der Umlagerung im Tragwerk konnte im Nachbruchbereich noch eine Laststeigerung über die Beanspruchung, bei der der Querkraftriss auftrat, beobachtet werden. Der Querkraftriss scherte die Druckzone ab. Dies war für das Versagen des sekundären Tragmechanismus ursächlich.

Die mittels Fasersensorik ermittelten Dehnungen ähneln denen vom Versuch T1. Auch hier gibt es Abweichungen zur Messung mittels DMS, welche allerdings gering sind. Es kann gezeigt werden, wie die Dehnung verändert wird, wenn der Querkraftriss die Längsbewehrung erreicht (schwarze Kurve in **Bild 27** bei $x \approx 1,5$ m). Es entsteht eine Lastumlagerung vom Beton auf den Betonstahl.

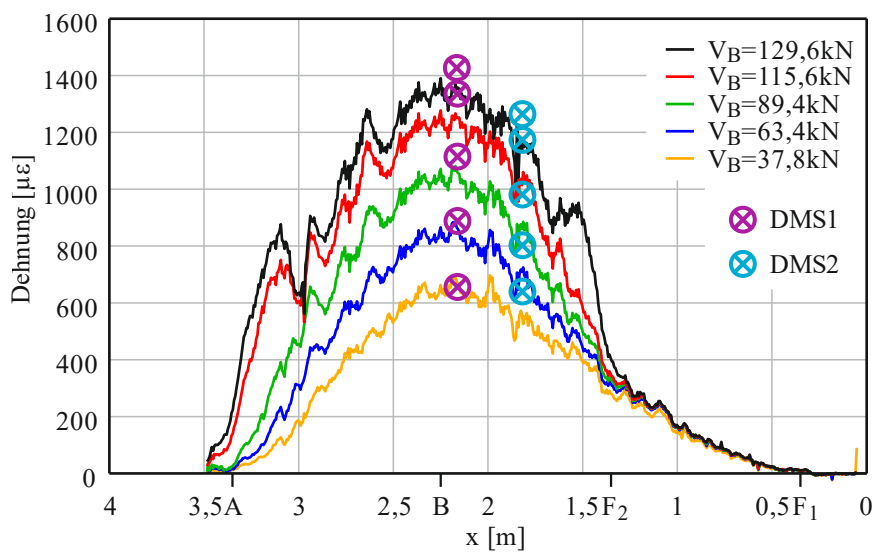


Bild 26 Betonstahldehnung gemessen mittels Fasersensorik für Versuch T2

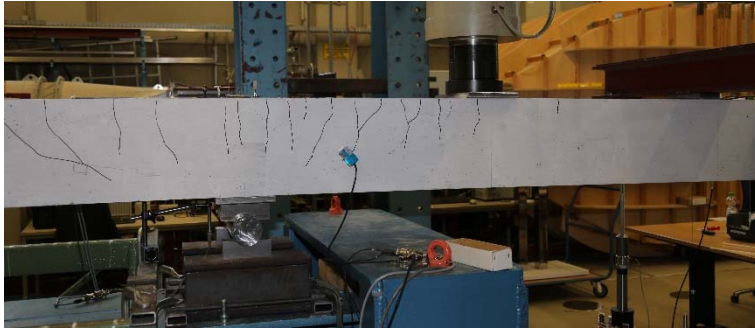


Bild 27 Balken T2- Rissbild bei einer aufgebrachten Last von 75% von F_2

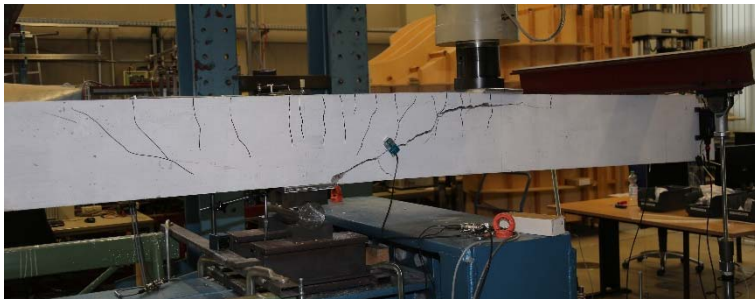


Bild 28 Balken T2 nach Abschluss des Versuches

4.3 Balken T3

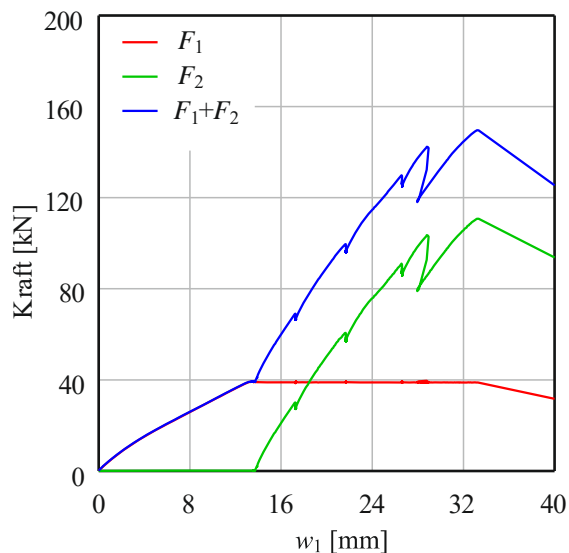


Bild 29 Last-Verformungsdiagramm von Versuch T3

Die zum Auftreten des Querkrafrisses gehörende Beanspruchung liegt bei 130 kN (**Bild 29**). Der Querkrafriss wies eine leichte Krümmung auf. Der Scheitelpunkt des Verlaufes des Querkrafrisses liegt auf der Unterseite (**Bild 31** und **Bild 32**). Der Abfall der Last betrug ca. 10 kN. Danach konnte die Querkraftbeanspruchung weiter, auch über 130 kN hinaus, gesteigert werden. Im Nachbruchbereich, konnte die Last noch auf 149,7 kN gesteigert werden. Dann durchschlug der Querkrafriss die Druckzone. Ein stabiler Gleichgewichtszustand lag nicht mehr vor und das System versagte.

Die Dehnungsmessung zeigt zum Ende des Versuches deutlich das Auftreten des Querkraftrisses im Untersuchungsbereich. Aber auch im querkraftbewehrten Bereich kann der Querkraftriss durch die Messung detektiert werden. Die etwas höhere Belastung führt, erwartungsgemäß, zu einer etwas höheren Dehnung im Betonstahl als bei den Versuchen T1 und T2.

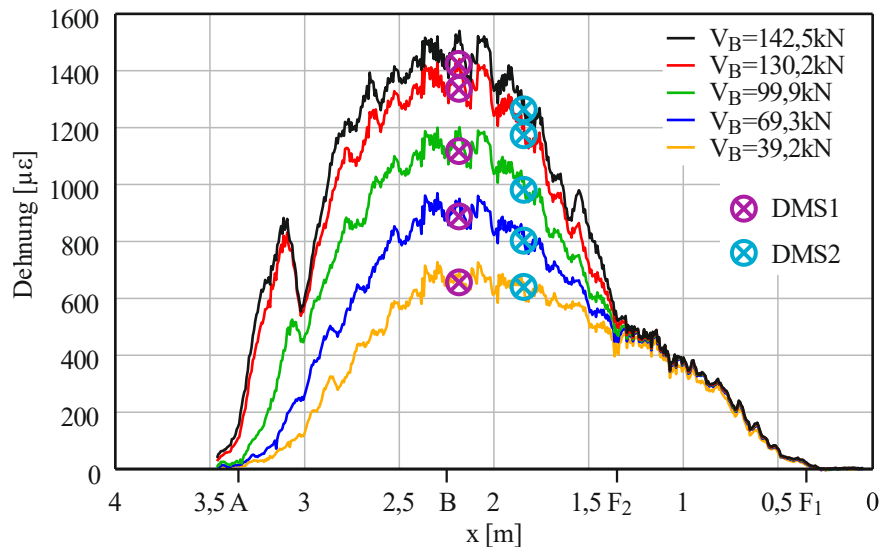


Bild 30 Betonstahldehnung gemessen mittels Fasersensorik für Versuch T3



Bild 31 Balken T3 - Rissbild bei einer aufbrachten Last von 75 % von F_2



Bild 32 Balken T 3 nach Abschluss des Versuches

4.4 Balken T4

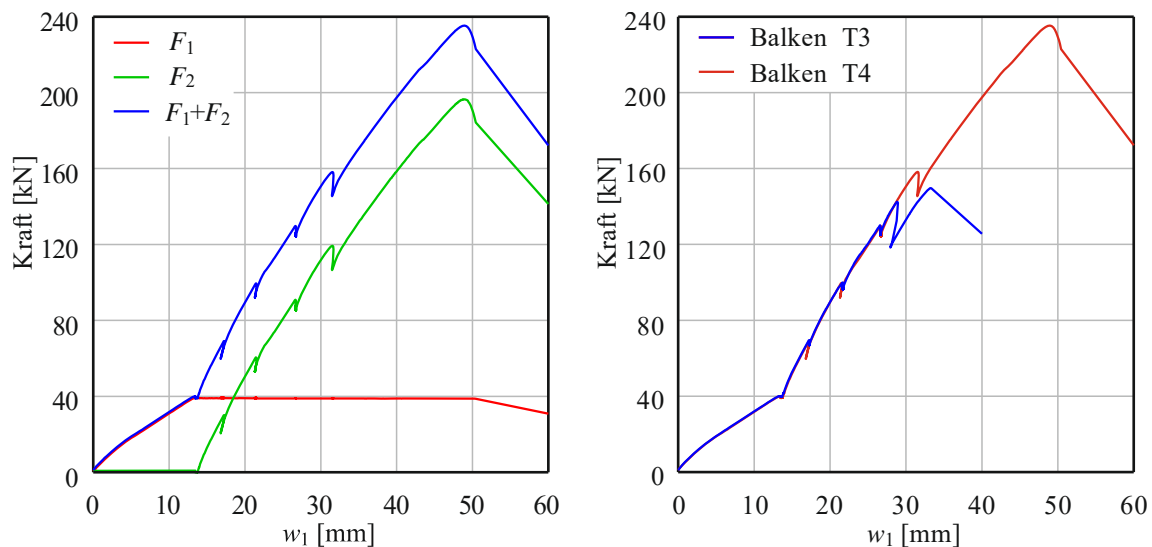


Bild 33 Last-Verformungsdiagramm von Versuch T4(links) und Versuch T3 und T4 (rechts)

Der Querkraftriss stellte sich beim Balken T4 bei einer Querkraftbeanspruchung von 158,2 kN ein (**Bild 33**). Somit bei einer ca. 20 % höheren Last ein, als beim baugleichen Balken T3. Der Verlauf des Schubrisses stellt sich allerdings zu dem des Balkens T3 verschieden dar. Der Rissverlauf ist ebenfalls gekrümmt, allerdings liegt der Scheitelpunkt auf der Oberseite (**Bild 37**). Des Weiteren drang der Querkraftriss beim Öffnen, welcher bei der Last von 158,2 kN auftrat, nicht so weit in die Druckzone vor wie beim Balken T3. Es blieb somit ein deutlich größerer Querschnitt für die Druckstrebe, des sich im Nachbruchbereich einstellenden Strebenbocks. Dies kann die deutlich höher erreichte Traglast begründen. Jedoch war Versagensursächlich wieder das Abscheren der Druckzone. Da nicht vorab bestimmt werden kann, ob der Rissverlauf konvex oder konkav ist (**Bild 35**), sollte die Last beim Öffnen des Querkraftrisses und nicht die Bruchlast als rechnerischer Grenzzustand angenommen werden.

Die Vorstellung des Lastabtrages über einen Strebenbock lässt sich auch durch die Messungen mittels Fasersensorik belegen. Die Dehnungen sind kurz vor dem Bruch etwas höher, was der höheren Last geschuldet ist, aber der Verlauf über die Längskoordinate ist deutlich fülliger. Das bedeutet, dass während der Querkraftrissbildung deutlich mehr Kraft von dem Beton auf den Betonstahl umgelagert wurde. Hierdurch wird im vorliegenden Fall ein deutlich günstigeres Nachbruchverhalten erzeugt.

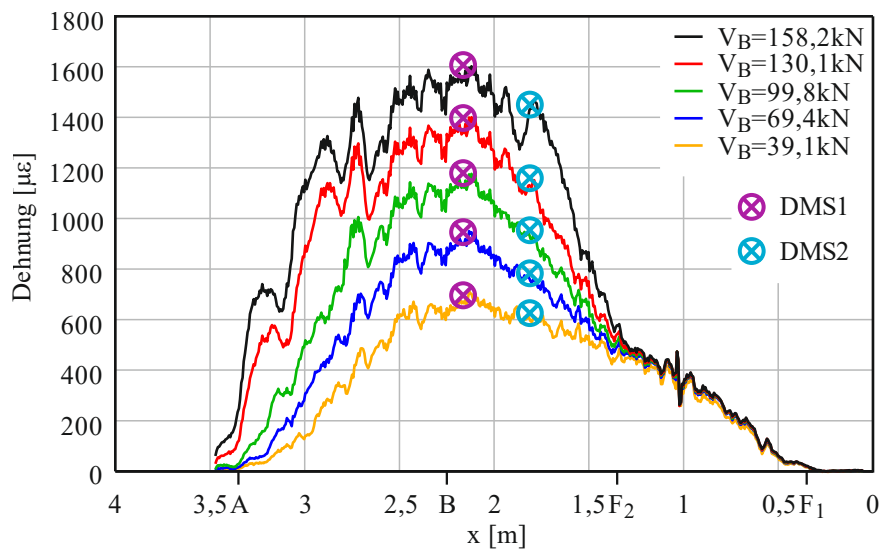


Bild 34 Betonstahldehnung gemessen mittels Fasersensorik für Versuch T4



Bild 35 Balken T4 - Rissbild bei einer aufgebracht Last von 75 % von F_2



Bild 36 Balken T4 nach Abschluss des Versuches

4.5 Balken T5

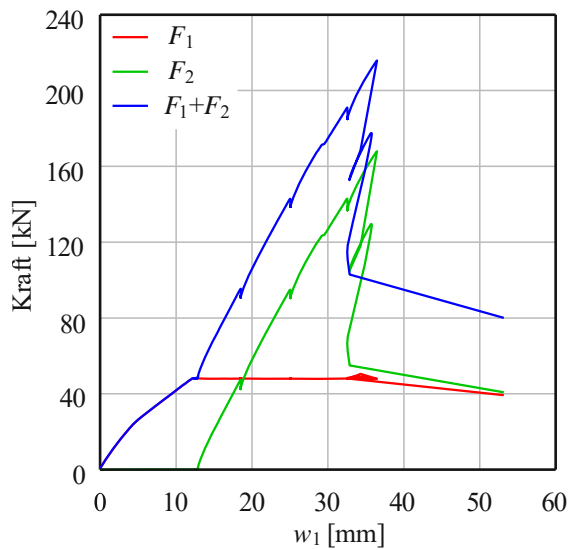


Bild 37 Last-Verformungsdiagramm von Versuch T5

Beim Balken T5 konnte ein ähnliches Verhalten beobachtet werden, wie beim Balken T1. Auch hier konnte nach dem Öffnen des Querkraftrisses die Last nicht noch einmal über die Risslast hinaus gesteigert werden (**Bild 37**). Nach Erreichen der Risslast bei einer Querkraftbeanspruchung von 215,9 kN fiel die Last um ca. 50 kN. Nach erneuter kurzer Laststeigerung scherte die Druckzone ab und das System versagte. Der Rissverlauf ist gekrümmt, der Scheitelpunkt liegt auf der Unterseite (**Bild 39** und **Bild 40**).

Mit der faseroptischen Dehnungsmessung lassen sich bei dem Versuch vor dem Versagen mehrere Risse detektieren, ein Versagensriss kurz vor dem Bruch kann aber nicht eindeutig identifiziert werden. Erst im Nachbruch zeigt sich ein Anstieg der bei $x = 1,62$ m.

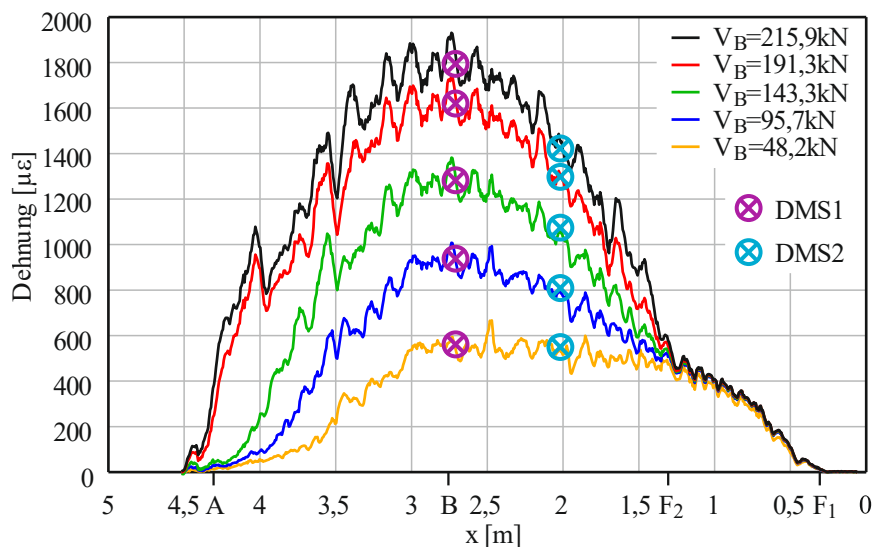


Bild 38 Betonstahldehnung gemessen mittels Fasersensorik für Versuch T5

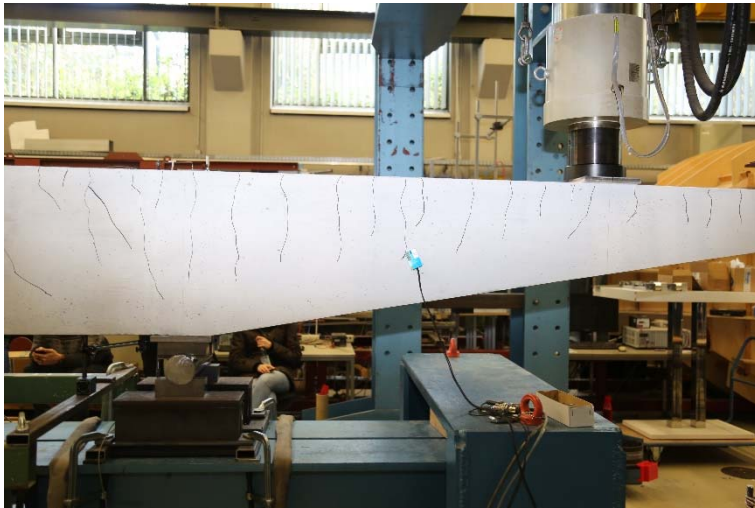


Bild 39 Balken T5 - Rissbild bei einer aufgebrauchten Last von 75 % von F_2



Bild 40 Balken T5 nach Abschluss des Versuches

4.6 Balken T6

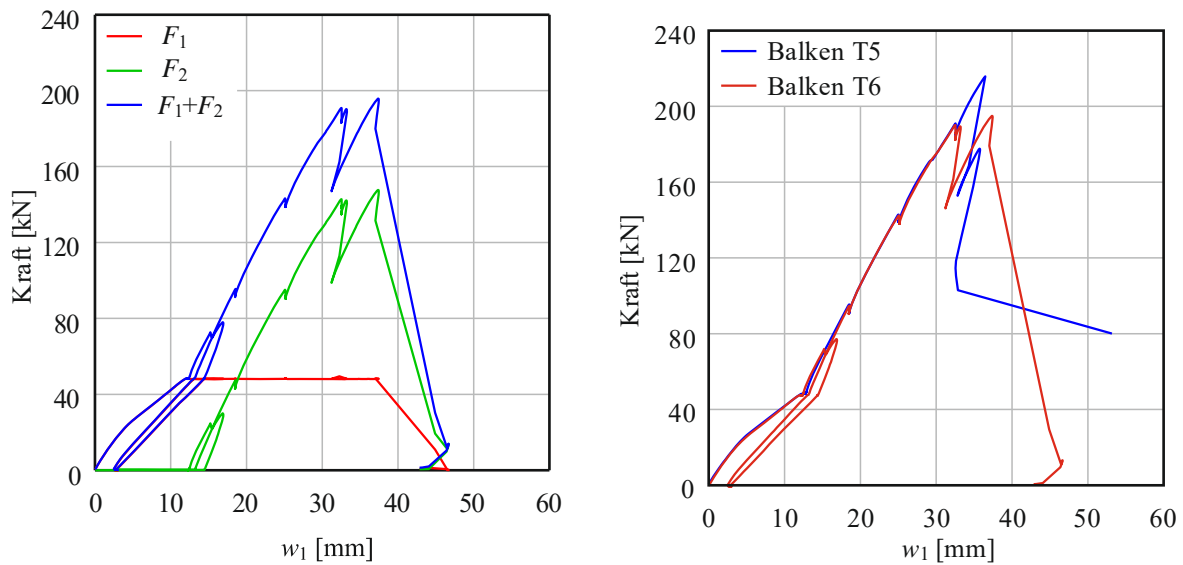


Bild 41 Last-Verformungsdiagramm von Versuch T6 (links) und Balken T5 + T6 (rechts)

Der Balken T6 musste nach anfänglicher Belastung entlastet werden. Der geplante Belastungszyklus erfolgte im Anschluss (**Bild 41**). Die Querkraftbeanspruchung die zum Öffnen des Querkraftrisses führt beträgt 191,1 kN. Die Last viel danach um ca. 50 kN ab. Die weitere Laststeigerung führte gerade eben zum Erreichen der Rissbeanspruchung, bis das Tragwerk endgültig versagte. Auch bei diesem Versuch stellte sich ein gekrümmter Rissverlauf mit Scheitelpunkt auf der Unterseite ein (**Bild 44** und **Bild 47**).

Der Dehnungsverlauf ähnelt dem des Versuches T5, jedoch mit etwas kleineren maximalen Dehnungen. Deutlich zu erkennen ist die aus dem Auftreten des Querkraftrisses entstehende höhere Beanspruchung der Bewehrung bei $x \approx 1,5$ m.

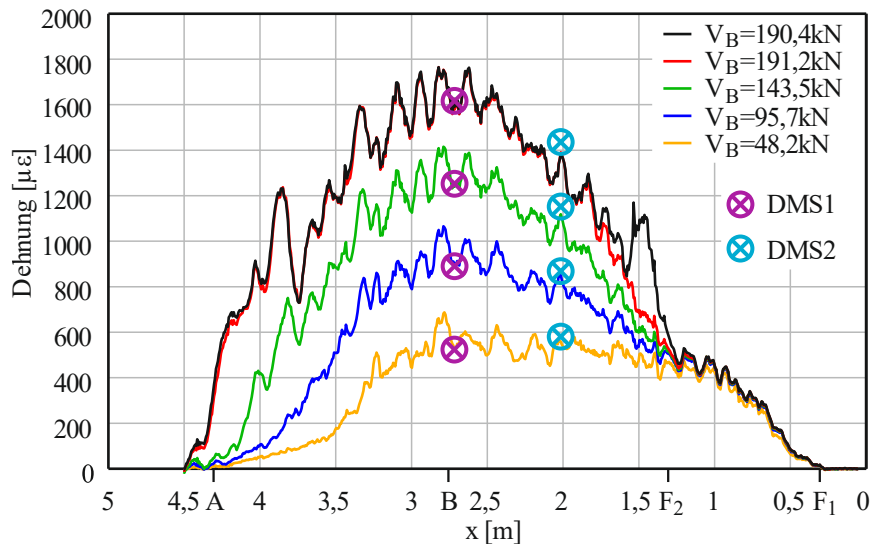


Bild 42 Betonstahldehnung gemessen mittels Fasersensorik für Versuch T6

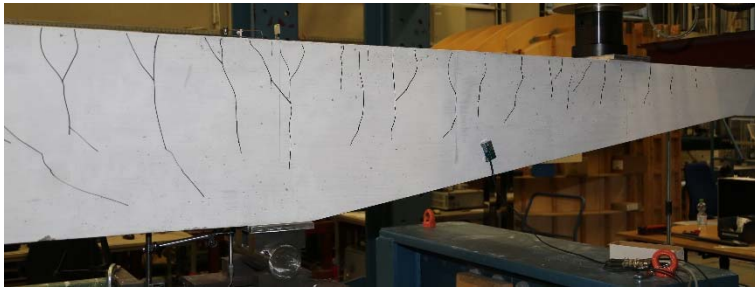


Bild 43 Balken T6 - Rissbild bei einer aufgetragenen Last von 75 % von F_2



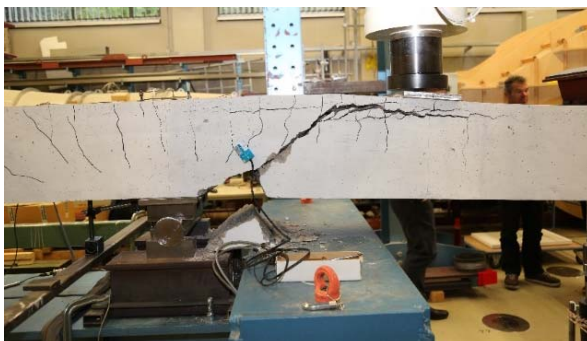
Bild 44 Balken T6 nach Abschluss des Versuches

4.7 Zusammenfassung

Tabelle 8 Belastung $F_1 + F_2$ beim Auftreten des Schubrisses

Versuch	T1	T2	T3	T4	T5	T6
$F_1 + F_2$ [kN]	126	129,6	130	158,2	215,9	191,1
Delta [%]	3 %		22 %		12 %	

Rissbilder



Versuch T1



Versuch T2 (gespiegelt)



Versuch T3 (gespiegelt)



Versuch T4

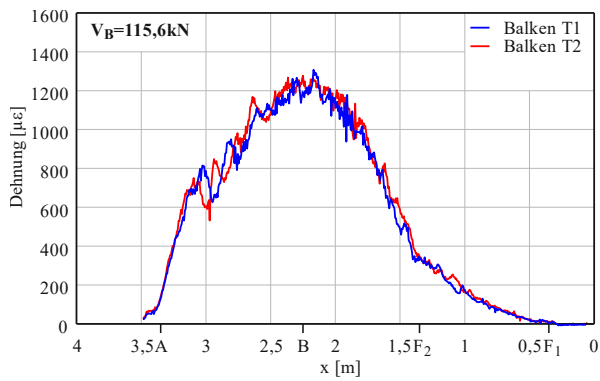


Versuch T5 (gespiegelt)

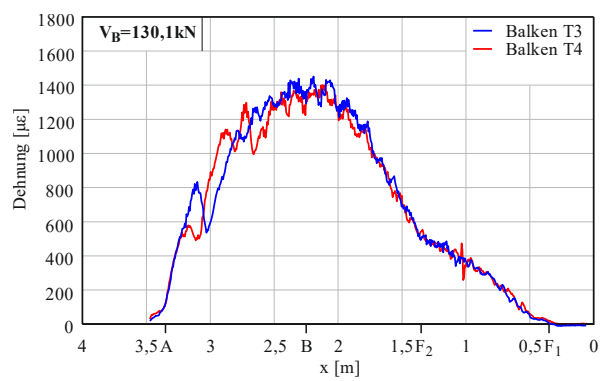


Versuch T6

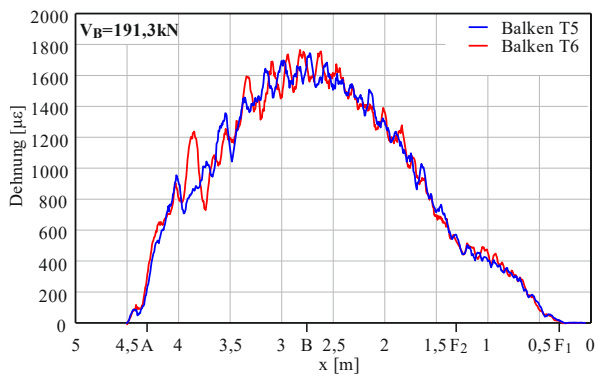
Bild 45 Rissbilder



Balken T1 und T2



Balken T3 und T4



Balken T5 und T6

Bild 46 Stahldehnungen

5 Auswertung

Für die Auswertung werden die Träger in Anlehnung an Eurocode 2 bemessen. Da der Bemessungsschnitt für den Querschnittsnachweis bei Vouten in den diversen Vorschriften nicht genau angegeben ist, werden insgesamt 4 Orte zwischen der Last F_1 und dem Auflager in Achse B betrachtet. Hierfür wird jeweils die statische Höhe d in Abhängigkeit vom Schnitt festgelegt (**Bild 47**).

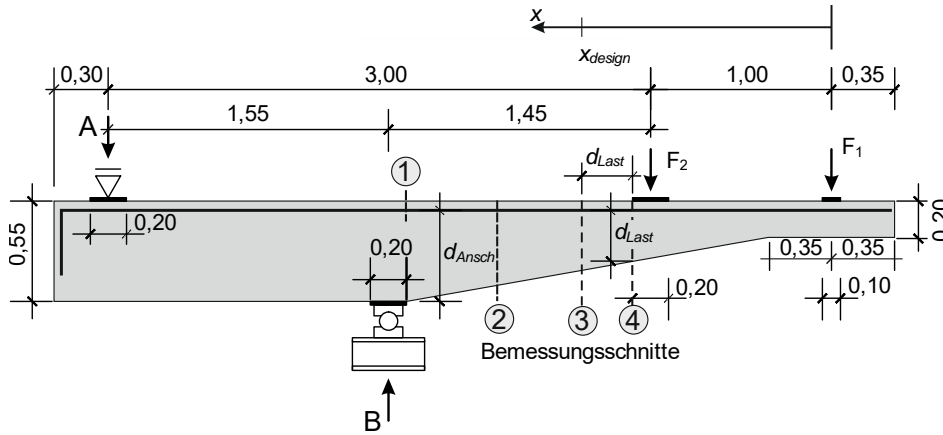


Bild 47 Lage des Bemessungsschnitte 1 bis 4 für die Balken T5 und T6

Tabelle 9 Vergleich der Risslasten mit den rechnerischen Tragfähigkeiten $V_{Rd,c}$ mit und ohne Berücksichtigung von V_{cc} nach EC2-1-1.

1: Am Anschnitt

Balken	d_{Ansch} [m]	$\rho_l^{1)}$	f_{cm} [MPa]	$f_{ck}^{2)}$ [MPa]	k	$V_{Rd,c}^{3)}$ [kN]	V_{Riss} [kN]	$V_{Riss}/V_{Rd,c}$	V_g [kN]	F_1 [kN]	$F_2^{4)}$ [kN]	M_E [kNm]	$F_c^{5)}$ [kN]	$V_{cc}^{6)}$ [kN]	$V_{Riss}/\Sigma V_{c+cc+g}$
T1	0,285	0,023	36,4	32,4	1,84	66,04	126,0	1,91	5,32	37,8	88,2	144,3	563,6	0,0	1,85
T2	0,285	0,023	36,4	32,4	1,84	66,04	129,6	1,96	5,32	37,8	91,8	147,2	574,9	0,0	1,91
T3	0,285	0,023	38,2	34,2	1,84	67,24	130,0	1,93	3,73	39,0	91,0	146,8	573,4	50,0	1,09
T4	0,285	0,023	38,2	34,2	1,84	67,24	158,2	2,35	3,73	39,0	119,2	169,4	661,5	57,7	1,24
T5	0,505	0,013	38,5	34,5	1,63	87,57	215,9	2,47	6,68	48,1	167,8	346,8	763,8	132,6	0,97
T6	0,505	0,013	38,5	34,5	1,63	87,57	191,1	2,18	6,68	48,1	143,0	313,3	690,0	119,8	0,91

2: $1,0d_{Ansch}$ vom Anschnitt

Balken	$d_{A1,0d}$ [m]	$\rho_l^{1)}$	f_{cm} [MPa]	$f_{ck}^{2)}$ [MPa]	k	$V_{Rd,c}^{3)}$ [kN]	V_{Riss} [kN]	$V_{Riss}/V_{Rd,c}$	V_g [kN]	F_1 [kN]	$F_2^{4)}$ [kN]	M_E [kNm]	$F_c^{5)}$ [kN]	$V_{cc}^{6)}$ [kN]	$V_{Riss}/\Sigma V_{c+cc+g}$
T1	0,285	0,023	36,4	32,4	1,84	66,04	126,0	1,91	4,62	37,8	88,2	107,1	418,1	0,0	1,78
T2	0,285	0,023	36,4	32,4	1,84	66,04	129,6	1,96	4,62	37,8	91,8	108,9	425,4	0,0	1,83
T3	0,259	0,025	38,2	34,2	1,88	64,54	130,0	2,01	3,06	39,0	91,0	108,8	466,8	40,7	1,20
T4	0,259	0,025	38,2	34,2	1,88	64,54	158,2	2,45	3,06	39,0	119,2	123,3	529,2	46,1	1,39
T5	0,416	0,016	38,5	34,5	1,69	80,04	215,9	2,70	4,76	48,1	167,8	235,0	627,3	108,9	1,11
T6	0,416	0,016	38,5	34,5	1,69	80,04	191,1	2,39	4,76	48,1	143,0	214,0	571,4	99,2	1,04

3: 1,0d_{LP} vom Rand Lastplatte F₂

Balken	d _{LP} [m]	ρ _l ¹⁾	f _{cm} [MPa]	f _{ck} ²⁾ [MPa]	k	V _{Rd,c} ³⁾ [kN]	V _{Riss} [kN]	V _{Riss} /V _{Rd,c}	V _g [kN]	F ₁ [kN]	F ₂ ⁴⁾ [kN]	M _E [kNm]	F _c ⁵⁾ [kN]	V _{cc} ⁶⁾ [kN]	V _{Riss} /ΣV _{c+cc+g}
T1	0,285	0,023	36,4	32,4	1,84	66,04	126,0	1,91	4,29	37,8	88,2	89,9	344,5	0,0	1,79
T2	0,285	0,023	36,4	32,4	1,84	66,04	129,6	1,96	4,29	37,8	91,8	91,3	358,5	0,0	1,84
T3	0,222	0,030	38,2	34,2	1,95	60,39	130,0	2,15	2,87	39,0	91,0	83,2	456,0	39,7	1,26
T4	0,222	0,030	38,2	34,2	1,95	60,39	158,2	2,62	2,87	39,0	119,2	92,3	597,3	52,1	1,37
T5	0,286	0,023	38,5	34,5	1,84	67,56	215,9	3,20	3,45	48,1	167,8	144,5	652,5	113,3	1,17
T6	0,286	0,023	38,5	34,5	1,84	67,56	191,1	2,83	3,45	48,1	143,0	133,7	556,0	96,6	1,14

4: Rand Lastplatte F₂

Balken	d _{LP1,0d} [m]	ρ _l ¹⁾	f _{cm} [MPa]	f _{ck} ²⁾ [MPa]	k	V _{Rd,c} ³⁾ [kN]	V _{Riss} [kN]	V _{Riss} /V _{Rd,c}	V _g [kN]	F ₁ [kN]	F ₂ ⁴⁾ [kN]	M _E [kNm]	F _c ⁵⁾ [kN]	V _{cc} ⁶⁾ [kN]	V _{Riss} /ΣV _{c+cc+g}
T1	0,285	0,023	36,4	32,4	1,84	66,04	126,0	1,91	3,59	37,8	88,2	53,0	344,5	0,0	1,81
T2	0,285	0,023	36,4	32,4	1,84	66,04	129,6	1,96	3,59	37,8	91,8	53,4	358,5	0,0	1,86
T3	0,242	0,027	38,2	34,2	1,91	62,64	130,0	2,08	2,36	39,0	91,0	53,6	418,5	36,5	1,28
T4	0,242	0,027	38,2	34,2	1,91	62,64	158,2	2,53	2,36	39,0	119,2	56,4	548,1	47,8	1,40
T5	0,336	0,019	38,5	34,5	1,77	72,58	215,9	2,97	2,54	48,1	167,8	71,4	555,3	96,4	1,26
T6	0,336	0,019	38,5	34,5	1,77	72,58	191,1	2,63	2,54	48,1	143,0	68,9	473,2	82,2	1,21

- 1) ρ_l = A_{sl}/(b·d) mit d im Bemessungsschnitt
- 2) f_{cm} = f_{ck} - 4 MPa
- 3) V_{Rd,c} mit C_{Rd,c} = 0,10
- 4) F₂ = F₁ - V_{Riss}
- 4) F_c = M_E/z mit z = 0,9d (vereinfachend ohne Eigengewicht)
- 5) V_{cc} = F_c·sin α

Es zeigt sich, dass Querkraft bei Auftreten des Schubrisses V_{Riss} ca. 1,9 bis 3,2 Mal größer ist als die Bemessungsquerkraft V_{Rd,c} ohne Berücksichtigung von V_{cc}. Die relative Querkrafttragfähigkeit nimmt mit der Voutung zu (Bild 48a). Dies gilt allerdings nur, wenn man V_{cc} nicht ansetzt. Wie **Bild 48b** zeigt, führt der Ansatz von V_{cc} zu auf der unsicheren Seite liegenden Ergebnissen.

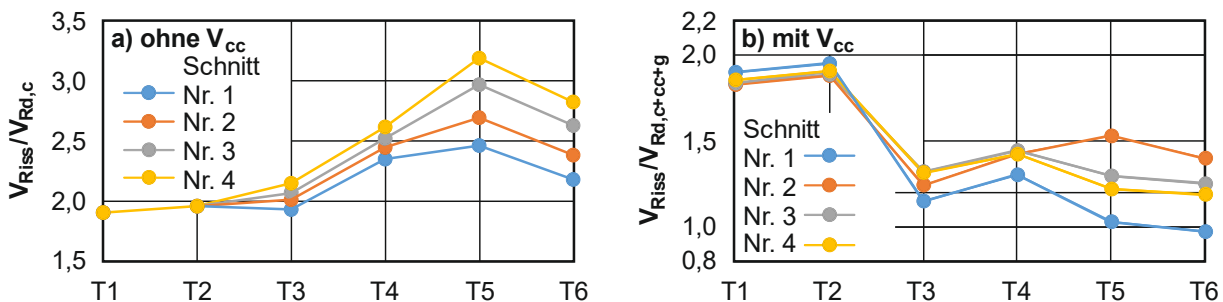


Bild 48 Verhältnis V_{Riss}/V_{Rd,c} ohne und mit Berücksichtigung von V_{cc}

6 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der Versuche zeigen, dass die Definition des rechnerischen Grenzzustandes der Tragfähigkeit die Öffnung des Querkraftrisses und nicht die maximale Traglast angesetzt werden sollte, da Nebentragmechanismen, die sich nach der Öffnung des Risses einstellen, stark streuen. Weiterhin ist in der Realität die Traglast mit der Öffnung des Schubrisses erreicht, da die Last konstant bleibt. Im Versuch wird im Bruchbereich auf Wegregelung umgeschaltet.

Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass die Rissgeometrie einen maßgeblichen Einfluss auf Effekte im Nachbruchbereich hat.

Nach den Versuchsergebnissen ergibt sich eine Zunahme der Querkrafttragfähigkeit mit der Vergrößerung der Voutenneigung (**Bild 48a**). Allerdings geht dieser Einfluss in den Streuungen fast unter. Berücksichtigt man V_{cc} , so ergeben sich auf der unsicheren Seite liegende rechnerische Traglasten ($V_{Riss}/V_{Rd} < 1,6$) (**Bild 48b**). Weiterhin sind die relativen Traglasten der Balken ohne Voutung am größten. Die gevoutete Balken liefern im Schnitt 1,0d vom Auflager bzw. von der Lastplatte nahezu identische relative Tragfähigkeiten.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass eine Voutung die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbalkens erhöht. Dieser Effekt wird jedoch durch V_{cc} nicht richtig erfasst.

7 Literatur

Hegger, J. und Reiben, K. (2013), Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten, Bericht der Bundesanstalt für Straßenwesen, 2013

Latte, S. (2010), Tragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung, Dissertation, Institut für Massivbau, Technische Universität Hamburg-Harburg, Hamburg, 2010

Nghiep, Vu Hong, Shear design of straight and haunched concrete beams without stirrups, Dissertation, Institut für Massivbau, Technische Universität Hamburg, Hamburg, 2011

Henze L. (2019), Querkrafttragverhalten von Stahlbeton-Fahrbahnplatte, Dissertation, Institut für Massivbau, Technische Universität Hamburg, Hamburg, 2019