

Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 150

bast

Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze

von

Josef Hegger
Martin Herbrand
Viviane Adam

RWTH Aachen
Lehrstuhl und Institut für Massivbau (IMB)

Reinhard Maurer
Philipp Gleich
Eva Stuppak

Technische Universität Dortmund
Lehrstuhl Betonbau

Oliver Fischer
Nicholas Schramm
Wolfgang Scheufler

Technische Universität München
Lehrstuhl für Massivbau

Konrad Zilch
Remus Tecusan

Zilch + Müller Ingenieure GmbH
München

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 150

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 Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, 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 Kommunikation.

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

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 15.0591/2012/FRB
Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von
Brücken im Bestand – erweiterte Lösungsansätze

Fachbetreuung
Matthias Müller

Referat
Betonbau

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

Redaktion
Stabsstelle Presse und Kommunikation

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

ISSN 0943-9293
ISBN 978-3-95606-504-0

Bergisch Gladbach, März 2020

Kurzfassung – Abstract

Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsgrundsätze

Die Anforderungen an die Brückenbauwerke im Bestand haben sich in den vergangenen Jahren infolge steigender Verkehrszahlen vor allem im Bereich des schweren Güterverkehrs deutlich erhöht und werden laut aktuellen Studien in den nächsten Jahren weiter ansteigen. Weist man die betroffenen Brücken nach DIN-Fachbericht 102 nach, ergibt sich eine deutlich höhere erforderliche Querkraftbewehrung als die tatsächlich in den Stegen vorhandene. Dies alles geht einher mit der Tatsache, dass viele der Bestandsbauwerke in einem schlechten Zustand sind.

Die Nachrechnungsrichtlinie lässt einige Modifikationen der Querkraft- und Torsionsnachweise zu, die teilweise in den alten Normengenerationen üblich waren. Andere Modifikationen, die im Rahmen von Gutachten angewendet werden, wurden in der Nachrechnungsrichtlinie nicht berücksichtigt, da sie noch nicht hinreichend verifiziert schienen. Außerdem gibt es in einigen Fällen keine einheitlichen Regelungen, sondern deren Auslegung liegt weitgehend im Ermessen des Anwenders, wie z. B. bei der Abminderung der Torsionssteifigkeit des Längssystems. Daher wurden in einem vorherigen Forschungsvorhaben kurzfristige Lösungen zur Modifikation bestehender Bemessungsansätze auf Grundlage bisher durchgeführter Forschungsvorhaben und gesammelter Erfahrungen bzw. Gutachten zur Nachrechnung von Bestandsbrücken erarbeitet.

Zu anderen erweiterten Bemessungsmodellen für Querkraft- und Torsion von Spannbetonbrücken sowie speziellen Problemen des Brückenbaus konnten im Vorläuferprojekt dagegen keine abschließenden Festlegungen getroffen werden, da entsprechende theoretische und experimentelle Untersuchungen - vor allem an Durchlaufträgern – noch nicht im nötigen Umfang vorlagen.

Ziel dieses Forschungsvorhabens ist die Herleitung und Verifikation verfeinerter Bemessungsansätze für Querkraft und Torsion, die auf ingenieurmäßigen Modellen mit mechanischer Grundlage beruhen. Dabei sollen die wesentlichen Fragestellungen zur Nachrechnung von Betonbrücken im Hinblick auf die Querkraft- und

Torsionstragfähigkeit des Längssystems im Rahmen dieses Projektes abschließend geklärt werden.

Auf der Basis von experimentellen und theoretischen Untersuchungen werden praxismgerechte Bemessungsansätze für Querkraft und Torsion hergeleitet werden, die eine genauere Vorhersage der Tragfähigkeit von Bestandsbauwerken ermöglichen.

Assessment of the shear and torsion capacity of existing bridges – extended design approaches

The requirements for existing bridge structures increased in the last years due to rising traffic with regard to heavy goods traffic and will continue to rise in the coming years according to current studies. If the respective bridge structures are checked according to DIN-Fachbericht 102, a significantly larger shear reinforcement is usually required in the webs than is actually existent. In addition, many existent structures are generally in bad condition.

The German guideline for recalculation of existing structures allows for some modifications of the checks for shear and torsion, which were in part common in older code generations. Other modifications, which are based on expert opinions were not considered within the guidelines as they did not yet seem to be verified adequately. In some cases, there were no uniform rules available, but only individual solutions, which were in the responsibility of the user, e.g. the reduction of the torsional stiffness in longitudinal direction. Therefore, within a previous research project, short-term solutions for the modification of existing design approaches have been worked out based on research projects and practical experience or expert opinions concerning the recalculation of existing bridges.

With respect to other extended design approaches for shear and torsion of prestressed concrete structures as well as other specific problems for bridges structures, no final provisions were developed in the previous project as the corresponding theoretical and

experimental investigations – especially regarding continuous beams – were not yet available in the necessary extent.

The aim of this research project is the derivation and verification of refined design methods for shear and torsion, which are based on engineering models with a mechanical background. Within this project, the essential questions regarding the shear and torsional capacity of the longitudinal system of concrete bridges should finally be resolved.

Based on experimental and theoretical investigations, practicable design approaches for shear and torsion shall be derived which allow for a more precise prediction of the capacity of existing structures.

Inhalt

1	Einleitung	11	3.1.6	Versuchsaufbau, -durchführung und Messtechnik	49
1.1	Problemstellung	11	3.1.7	Versuchsergebnisse	54
1.2	Zielsetzung und Vorgehen	11	3.1.8	Finite Elemente Untersuchungen	55
2	Stand der Technik	12	3.2	Querkraftversuche - TU Dortmund	58
2.1	Querkrafttragfähigkeit des Längssystems	12	3.2.1	Versuchsprogramm	58
2.1.1	Modell des Eurocode 2 / DIN-FB 102	12	3.2.2	Versuchsstand und -ablauf	59
2.1.2	Zusätzliche Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie (05/2011 + 04/2015)	14	3.2.3	Materialeigenschaften	60
2.1.3	Einheitliches Fachwerkmodell mit Betontraganteil	16	3.2.4	Versuchsaufbau und -durchführung	63
2.1.4	Das Druckbogenmodell (DBM)	18	3.2.5	Vorspannung	65
2.1.5	Das Erweiterte Druckbogenmodell (EDBM)	19	3.2.6	Messtechnik	66
2.1.6	Critical Shear Crack Theory für Bauteile ohne Querkraftbewehrung	22	3.2.7	Versuchsergebnisse	71
2.1.7	Mechanisches Querkraftmodell nach Mari / Cladera für Bauteile ohne und mit Querkraftbewehrung	22	3.2.8	Nichtlineare FE-Simulationen	80
2.1.8	Modified Compression Field Theory	24	3.2.9	Anwendung des (Erweiterten) Druckbogenmodells	86
2.2	Tragfähigkeit bei Torsion	27	3.3	Versuche mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion an der TU Dortmund	96
2.2.1	Vorbemerkungen	27	3.3.1	Versuchsprogramm	96
2.2.2	Bemessungsmodell im Eurocode 2 / DIN-FB 102	27	3.3.2	Versuchsstand und -ablauf	96
2.2.3	Zusätzliche Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie	30	3.3.3	Materialeigenschaften	98
2.2.4	Modified Compression Field Theory	30	3.3.4	Vorspannung	99
2.3	Abweichende Bügelformen	32	3.3.5	Versuchsaufbau und -durchführung	100
2.4	Nichtlineare Finite Elemente Simulationen	34	3.3.6	Messtechnik	102
2.4.1	Allgemeines	34	3.3.7	Versuchsergebnisse	105
2.4.2	Abbildung des Querkraftversagens	34	3.3.8	Nichtlineare FE-Simulationen	109
2.4.3	Probabilistische Untersuchungen	34	3.4	Substruktur-Querkraftversuche an der Technischen Universität München (TUM)	112
2.5	Grundlagen zur Sicherheit im Bauwesen	36	3.4.1	Allgemeines	112
2.5.1	Allgemeines	36	3.4.2	Versuchstechnik	112
2.5.2	Relevante Wahrscheinlichkeitsverteilungen für das Bauwesen	36	3.4.3	Versuchsträgergeometrie	113
2.5.3	Zweidimensionale kontinuierliche Wahrscheinlichkeitsverteilungen	40	3.4.4	Baustoffkennwerte	115
2.5.4	Der Zentrale Grenzwertsatz	40	3.4.5	Versuchsprogramm und Durchführung	116
2.5.5	Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie	41	3.4.6	Messtechnik	117
3	Experimentelle und theoretische Untersuchungen	46	3.4.7	Versuchsergebnisse	117
3.1	Querkraftversuche an der RWTH Aachen	46	3.4.8	Numerische Untersuchungen	135
3.1.1	Versuchsprogramm	46	3.5	Finite Elemente Simulationen / probabilistische Untersuchungen	140
3.1.2	Geometrie der Versuchskörper	46	3.5.1	Programmvorstellung ATENA	140
3.1.3	Bewehrung	47	3.5.2	Finite Elemente Simulation mit ATENA vor der Versuchsdurchführung	144
3.1.4	Baustoffkennwerte	47	3.5.3	Finite Elemente Simulation in ATENA mit gemessenen Materialparameter	159
3.1.5	Vorspannung	49	3.5.4	Vorbereitung der Finite Elemente Rechenmodelle in ATENA 2D für die Auswertung der Sicherheitskonzepte	166
			3.5.5	Anwendung der Sicherheitskonzepte an den kalibrierten Rechenmodellen	180
			4	Vorschläge zur Erweiterung der Nachrechnungsrichtlinie	186
			4.1	Allgemeines	186

4.2	Erweitertes Fachwerkmodell für Stufe 2 der NRR.....	186	A.1.2.1	Messdaten DLT 1.1	11
4.2.1	Allgemeines	186	A.1.2.2	Messdaten DLT 1.2	12
4.2.2	Hintergrund des Modells	187	A.1.2.3	Messdaten DLT 1.3	13
4.2.3	Anpassung des Modells für die NRR	188	A.1.2.4	Messdaten DLT 1.4	13
4.2.4	Textvorschläge zur Erweiterung der Nachrechnungsrichtlinie	190	A.1.2.5	Messdaten DLT 1.5	13
4.3	Druckbogenmodelle für Stufe 4 der NRR	191	A.2	Messergebnisse – TU Dortmund	14
4.3.1	Allgemeines	191	A.2.1	Rissbilder [GLEICH, 2018b].....	14
4.3.2	Vorgehen bei der Anwendung in der Stufe 4 der NRR.....	192	A.2.1.1	Versuchsträger DLT 2.1	14
4.3.3	Methodik des DBM	192	A.2.1.2	Versuchsträger DLT 2.2	16
4.3.4	Methodik des EDBM.....	193	A.2.1.3	Versuchsträger DLT 2.3	18
4.4	Das Druckbogenmodell bei zusätzlicher Torsion.....	198	A.2.1.4	Versuchsträger DLT 2.4	20
4.4.1	Nachweis der Torsionsbügelbewehrung .	198	A.2.2	Stahlspannungen [GLEICH, 2018b].....	22
4.4.2	Nachweis der Torsionslängsbewehrung - Anrechnung von Spanngliedern	198	A.2.2.1	Versuchsträger DLT 2.1	22
4.4.3	Berücksichtigung von Bügelbewehrung bei nicht eingehaltenen Bewehrungs- und Konstruktionsregeln.....	199	A.2.2.2	Versuchsträger DLT 2.2	24
4.4.4	Nachweis der Betondruckzone unter kombinierter Beanspruchung aus M+V+T	199	A.2.2.3	Versuchsträger DLT 2.3	26
4.5	Berücksichtigung der Bügelbewehrung bei nicht eingehaltenen Konstruktionsregeln	200	A.2.2.4	Versuchsträger DLT 2.4	28
4.5.1	Allgemeines	200	A.2.3	Maximalwerte der Bügelspannungen [GLEICH, 2018b].....	30
4.5.2	Modell des Eurocode 2/ DIN-FB 102 für konventionelle Bügel nach heute gültigen Konstruktionsregeln.....	200	A.2.3.1	Versuchsträger DLT 2.1	30
4.5.3	Anwendungsregeln für Stufe 2 der NRR .	200	A.2.3.2	Versuchsträger DLT 2.2	32
4.5.4	Textvorschläge zur Erweiterung der Nachrechnungsrichtlinie	203	A.2.3.3	Versuchsträger DLT 2.3	34
4.6	Anwendung von nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen in der Stufe 4 der NRR.....	205	A.2.3.4	Versuchsträger DLT 2.4	36
4.6.1	Allgemeines	205	A.2.4	Dehnung der Längsbewehrung [GLEICH, 2018b]	38
4.6.2	Gewonnene Erkenntnisse	205	A.2.4.1	Versuchsträger DLT 2.1	38
4.6.3	Empfehlungen für die Stufe 4 der NRR...	206	A.2.4.2	Versuchsträger DLT 2.2	40
5	Zusammenfassung und Ausblick	207	A.2.4.3	Versuchsträger DLT 2.3	42
5.1	Zusammenfassung	207	A.2.4.4	Versuchsträger DLT 2.4	44
5.2	Ausblick	207	A.2.5	Betondehnungen für ausgewählte Laststufen [GLEICH, 2018b].....	46
Literatur	209		A.2.5.1	Hauptdruckdehnungstrajektorien Versuchsträger DLT 2.2	46
A.1	Messergebnisse – RWTH Aachen	1	A.2.5.2	Hauptdruckdehnungstrajektorien Versuchsträger DLT 2.3	47
A.1.1	Rissbilder.....	1	A.2.5.3	Einaxiale Betondehnungen Versuchsträger DLT 2.4	48
A.1.1.1	Versuchsträger DLT 1.1.....	1	A.3	Messergebnisse – Versuche mit kombinierter Beanspruchung aus M+V+T	49
A.1.1.2	Versuchsträger DLT 1.2.....	3	A.3.1	Rissbilder	49
A.1.1.3	Versuchsträger DLT 1.3.....	5	A.3.1.1	Versuchsträger DLT 2.5	49
A.1.1.4	Versuchsträger DLT 1.4.....	7	A.3.1.2	Versuchsträger DLT 2.6	51
A.1.1.5	Versuchsträger DLT 1.5.....	9	A.3.2	Stahlspannungen	53
A.1.2	Bauteilverhalten.....	11	A.3.2.1	Versuchsträger DLT 2.5	53
			A.3.2.2	Versuchsträger DLT 2.6	55
			A.4	Messergebnisse – Technische Universität München	57
			A.4.1	Ergebnisse der optischen Messungen im Bereich der Mittelstütze (SCHRAMM, 2020)	57

A.4.1.1	Versuchsträger V1, ohne Bügelbewehrung, $V_{\max}=596$ kN.....	57	A.5.3	Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 2.3	82
A.4.1.2	Versuchsträger V2, Bügel $\emptyset 6/25$, geschlossene Bügel, $V_{\max}=711$ kN.....	58	A.5.4	Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 1.1	84
A.4.1.3	Versuchsträger V3, Bügel $\emptyset 6/25$, geschlossene Bügel, $V_{\max}=713$ kN.....	59	A.5.5	Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 1.2	86
A.4.1.4	Versuchsträger V4, Bügel $\emptyset 6/25$, oben offene Bügel, $V_{\max}=659$ kN.....	60	A.5.6	Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 1.3	88
A.4.1.5	Versuchsträger V5, Bügel $\emptyset 6/25$, oben offene Bügel, $V_{\max}=583$ kN.....	61	A.5.7	Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 1.4	90
A.4.1.6	Versuchsträger V6, Bügel $\emptyset 6/25$, geschlossene Bügel + Stecker im Stützbereich, $V_{\max}=704$ kN.....	62	A.5.8	Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 1.5	92
A.4.1.7	Versuchsträger V7, Bügel $\emptyset 6/25$, geschlossene Bügel + Stecker im Stützbereich, $V_{\max}=668$ kN.....	63			
A.4.1.8	Versuchsträger V8, Bügel $\emptyset 6/25$, gestoßener Bügel, $V_{\max}=704$ kN.....	64		Der Anhang zum Bericht ist im elektronischen BAST-Archiv ELBA unter http://bast.opus.hbz-nrw.de abrufbar.	
A.4.1.9	Versuchsträger V9, Bügel $\emptyset 6/25$, gestoßener Bügel, $V_{\max}=661$ kN.....	65			
A.4.1.10	Versuchsträger V10, keine Bügel, $V_{\max}=596$ kN	66			
A.4.1.11	Versuchsträger V11, Bügel $\emptyset 10/25$, geschlossene Bügel, $V_{\max}=910$ kN.....	67			
A.4.2	Rissbilder (SCHRAMM, 2020).....	68			
A.4.3	Versuchsträger V2, Bügel $\emptyset 6/25$, geschlossene Bügel, $V_{\max}=711$ kN.....	68			
A.4.3.1	Versuchsträger V3, Bügel $\emptyset 6/25$, geschlossene Bügel, $V_{\max}=713$ kN.....	69			
A.4.3.2	Versuchsträger V4, Bügel $\emptyset 6/25$, oben offene Bügel, $V_{\max}=659$ kN.....	70			
A.4.3.3	Versuchsträger V5, Bügel $\emptyset 6/25$, oben offene Bügel, $V_{\max}=583$ kN.....	71			
A.4.3.4	Versuchsträger V6, Bügel $\emptyset 6/25$, geschlossene Bügel + Stecker im Stützbereich, $V_{\max}=704$ kN.....	72			
A.4.3.5	Versuchsträger V7, Bügel $\emptyset 6/25$, geschlossene Bügel + Stecker im Stützbereich, $V_{\max}=668$ kN.....	73			
A.4.3.6	Versuchsträger V8, Bügel $\emptyset 6/25$, gestoßener Bügel, $V_{\max}=704$ kN.....	74			
A.4.3.7	Versuchsträger V9, Bügel $\emptyset 6/25$, gestoßener Bügel, $V_{\max}=661$ kN.....	75			
A.4.3.8	Versuchsträger V10, keine Bügel, $V_{\max}=596$ kN	76			
A.4.3.9	Versuchsträger V11, Bügel $\emptyset 10/25$, geschlossene Bügel, $V_{\max}=910$ kN.....	77			
A.5	Anwendung der Sicherheitskonzepte an den kalibrierten Rechenmodellen.....	78			
A.5.1	Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 2.1.....	78			
A.5.2	Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 2.2.....	80			

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Die Anforderungen an die Brückenbauwerke im Bestand haben sich in den vergangenen Jahren infolge steigender Verkehrszahlen vor allem im Bereich des schweren Güterverkehrs deutlich erhöht und werden laut aktuellen Studien in den nächsten Jahren weiter ansteigen (NAUMANN, 2010). Viele der Brücken im Bestand sind für das Lastmodell BK60 (DIN1072 vor 1985) bemessen, was hinsichtlich der gestiegenen Anforderungen auf der Einwirkungsseite eine Unterbemessung darstellt. Zudem wurde bis 1979 der Temperaturlastfall ΔT_M nicht berücksichtigt. Darüber hinaus unterlag der Querkraftnachweis auf der Widerstandsseite im Laufe der Zeit mehreren Anpassungen. Werden die betroffenen Brücken nach DIN-Fachbericht 102 (2009) nachgerechnet, ergibt sich eine deutlich höhere erforderliche Querkraftbewehrung als die tatsächlich in den Stegen vorhandene (MAURER, 2007). Zusätzlich sind viele der Bestandsbauwerke in einem schlechten Zustand (ZILCH, 2007).

Die Nachrechnungsrichtlinie (BMVBS, 2011) lässt einige Modifikationen der Querkraft- und Torsionsnachweise zu, die teilweise in den alten Normengenerationen (DIN 4227 vor 2003) üblich waren. Andere Modifikationen, die im Rahmen von Gutachten angewendet werden, wurden in der Nachrechnungsrichtlinie nicht berücksichtigt, da sie noch nicht hinreichend verifiziert schienen. Außerdem gibt es in einigen Fällen keine einheitlichen Regelungen, sondern deren Auslegung liegt weitgehend im Ermessen des Anwenders, wie z.B. bei der Abminderung der Torsionssteifigkeit des Längssystems. Daher wurden in einem Forschungsvorhaben kurzfristige Lösungen zur Modifikation bestehender Bemessungsansätze auf Grundlage bisher durchgeführter Forschungsvorhaben und gesammelter Erfahrungen, bzw. Gutachten zur Nachrechnung von Bestandsbrücken erarbeitet (HEGGER, 2014).

Zu anderen erweiterten Bemessungsmodellen für Querkraft- und Torsion von Spannbetonbrücken sowie speziellen Problemen des Brückenbaus konnten dagegen keine abschließenden Festlegungen getroffen werden, da entsprechende theoretische und experimentelle Untersuchungen - vor allem an Durchlaufträgern - noch nicht im nötigen Umfang vorlagen.

1.2 Zielsetzung und Vorgehen

Ziel dieses Forschungsvorhabens ist die Herleitung und Verifikation verfeinerter Bemessungsansätze für Querkraft und Torsion, die auf ingenieurmäßigen Modellen mit mechanischer Grundlage beruhen. Dabei sollen die wesentlichen Fragestellungen zur Nachrechnung von Betonbrücken im Hinblick auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit des Längssystems im Rahmen dieses Projektes abschließend geklärt werden.

Die entwickelten Bemessungsansätze sollen an ausgewählten Beispielen validiert werden, die alle gängigen Randbedingungen des Brückenbaus erfassen. Hierbei steht die Beschreibung möglicher Tragreserven gegenüber den aktuellen technischen Regelwerken im Mittelpunkt der Untersuchungen. Im Einzelnen sollen die folgenden Punkte bearbeitet werden:

- Erfassen der für den Brückenbau relevanten Querschnittsformen innerhalb von Bemessungsansätzen, insbesondere der Auswirkung der Querschnittsgeometrie auf die Betontraganteile (z.B. unterschiedlicher Verhältnisse von Steg- bzw. Gurtplattenschlankheit)
- Einfluss der Lage des Nachweisquerschnitts im statischen System und Auswirkungen unterschiedlicher Belastungsarten
- Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades, insbesondere bei Nichteinhaltung der derzeit geltenden Regeln für die Mindestquerkraftbewehrung
- Berücksichtigung der unterschiedlichen Wirkung von vorwiegend ruhenden und nicht vorwiegend ruhenden Beanspruchungen
- Auswirkung der Interaktion von Biegung und Querkraft auf die Querkrafttragfähigkeit
- Anrechenbarkeit von Querkraftbewehrungsformen, die von den Regeln des DIN Fachberichts abweichen
- Auswirkungen möglicher Verstärkungsmaßnahmen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit

Auf der Basis von experimentellen und theoretischen Untersuchungen sollen praxisgerechte Bemessungsansätze für Querkraft und Torsion hergeleitet werden, die eine genauere Vorhersage der Tragfähigkeit von Bestandsbauwerken ermöglichen.

2 Stand der Technik

2.1 Querkrafttragfähigkeit des Längssystems

2.1.1 Modell des Eurocode 2 / DIN-FB 102

Schubzugversagen bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Für einen ungerissenen Betonquerschnitt können die Hauptspannungen nach der technischen Mechanik unter Annahme eines ebenen Spannungszustandes und linear-elastischer Materialgesetze bestimmt werden. Ein Versagen des Querschnitts tritt nicht ein, wenn die Hauptdruckspannungen die zulässige Betondruckfestigkeit und die Hauptzugspannungen die zulässige Betonzugfestigkeit nicht überschreiten. Ein Schubzugversagen tritt dann ein, wenn die schiefen Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit vor der Biegerissbildung überschreiten. Dies kann insbesondere bei Bauteilen mit einer Vorspannung oder äußeren Drucknormalkräften der Fall sein. Nach DIN-FB 102 gilt ein Bereich als ungerissen, wenn die Biegezugspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit kleiner als $f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ sind, wobei $\gamma_c = 1,8$ ist. In diesen Bereichen darf die Querkrafttragfähigkeit unter vorwiegend ruhender Belastung nach Gl. (1) auf Basis der Hauptzugspannungsgleichung ermittelt werden.

$$V_{Rd,ct} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{\left(\frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}\right)^2 - \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}} \quad (1)$$

mit

I Flächenmoment 2. Grades des Querschnitts

S Flächenmoment 1. Grades des Querschnitts bezogen auf dessen Schwerpunkt

σ_{cp} Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Nachweispunktes

$\alpha_1 = 1,0$ (Ausnahme: Vorspannung mit sofortigem Verbund)

$f_{ctk;0,05}$ unterer Quantilwert der Betonzugfestigkeit ($\leq 2,7 \text{ N/mm}^2$)

Bei der Bestimmung der anrechenbaren Querschnittsbreite b_w in Gl. (1) muss eine Abminderung zur Berücksichtigung der Spanngliedhüllrohre je nach Verbundart erfolgen. Der Wert σ_{cp} beschreibt in der Regel die Betondruckspannung im Schwerpunkt des Querschnitts. Bei Querschnitten mit veränderlicher Breite kann die maximale Hauptzugspannung außerhalb der Schwereachse liegen.

Gl. (1) ist somit in verschiedenen Höhen auszuwerten. Die Betondruckspannung σ_{cp} muss dementsprechend durch die Betonnormalspannung im jeweiligen Nachweispunkt ersetzt werden, die sich aus der Momenten- und Normalkraftbeanspruchung infolge Vorspannung und äußerer Belastung zusammensetzt. Die Biegenormalspannungen, die sich aus dem zur aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,ct}$ zugehörigen Moment ergeben, beeinflussen also wieder den Querkraftwiderstand $V_{Rd,ct}$, wodurch eine iterative Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit erforderlich wird, falls die für einen Querschnitt aufnehmbare Querkraft bestimmt werden soll. Da die Biegenormalspannungen zusätzlich in Trägerlängsrichtung variieren, muss der Querkraftwiderstand in verschiedenen Querschnitten in Längsrichtung bestimmt werden.

Biegeschubversagen bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Bei schubslanken Stahlbetonbalken ist eine Bemessung auf Grundlage der Hauptzugspannungen aufgrund der ausgeprägten Biegerissbildung nicht mehr möglich. Da der Beton über die Risse hinweg keine Zugkräfte übertragen kann, müssen die im Querschnitt vorhandenen Querkräfte über verschiedene Ersatzmechanismen aufgenommen werden (Bild 1). Der sukzessive Ausfall dieser Mechanismen führt zu einem Abdrehen des Biegerisses in horizontaler Richtung und letztendlich zum spröden Biegeschubversagen. Aufgrund des komplexen Zusammenwirkens der verschiedenen Tragmechani-

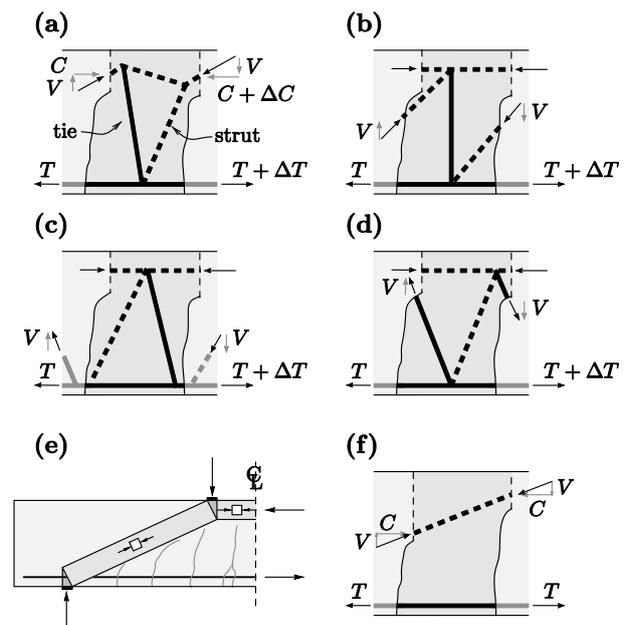


Bild 1: Mechanismen des Querkraftlastabtrags: a) Betonkamm, b) Rissreibung, c) Dübelwirkung, d) Risspitze e) - f) Druckstrebenwirkung (RUIZ, 2015)

men wurden bisher überwiegend empirische Modelle zur Vorhersage der Biegeschubtragfähigkeit von Bauteilen abgeleitet.

Das Querkraftmodell des EC2 für Bauteile ohne Querkraftbewehrung beruht auf einer statistischen Regressionsanalyse von Querkraftversuchen nach ZSUTTY (ZSUTTY, 1968; ZSUTTY 1971). Als Haupteinflussparameter wurden die Betonfestigkeit, der Längsbewehrungsgrad und die Schubslankheit a/d identifiziert. Im Model Code 1990 wurde die Gleichung von ZSUTTY um den Maßstabseinfluss ξ erweitert:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c} \left(\frac{3}{a/d} \right)^{1/3} \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

mit

ξ = $1 + (200/d)^{0,5}$; Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts

ρ_l Längsbewehrungsgrad

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit

Für die letztendliche Bemessungsgleichung des DIN-Fachbericht 102 nach Gl. (3) wird im Gegensatz zu Model Code 1990 der Einfluss der Schubslankheit a/d vernachlässigt. Auf der einen Seite beschreibt das a/d -Verhältnis das spezifische Bauteilverhalten von Einfeldträgern unter Einzellasten und ist somit nur bedingt auf andere statische Systeme und Belastungen übertragbar. Auf der anderen Seite wäre die Querkraftbemessung bei Berücksichtigung der Schubslankheit nicht mehr unabhängig vom Momentenverlauf, sodass der Querkraftnachweis verkompliziert würde.

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3)$$

mit

k = $1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,0$; Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts

ρ_l Längsbewehrungsgrad

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit

σ_{cp} Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunktes des Querschnitts

b_w kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts

d statische Nutzhöhe der Biegebewehrung im betrachteten Querschnitt

Der Einfluss einer Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit wird über die Betonlängsspannung auf Höhe des Schwerpunktes berücksichtigt. Die Herleitung des Einflusses erfolgte auf der sicheren

Seite liegend über die Anrechnung der zur Aufhebung des Dekompressionsmomentes erforderlichen Querkraft (WALRAVEN, 2002). Für die nach Gl. (3) ermittelte Querkrafttragfähigkeit gilt ein Mindestwert nach Gl. (4).

$$V_{Rd,c} = [v_{\min} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (4)$$

mit

$$v_{\min} = (0,0525/\gamma_c) k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \text{ für } d \leq 600 \text{ mm}$$

$$v_{\min} = (0,0375/\gamma_c) k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \text{ für } d > 800 \text{ mm}$$

Die Einführung des Mindestwertes erfolgte, da für sehr geringe Längsbewehrungsgrade ein Querkraftversagen unwahrscheinlich ist, da ein Biegeversagen vorher eintritt. Die Herleitung dieses Mindestwertes erfolgte unter Annahme einer vollständigen Ausnutzung der Biegezugbewehrung für eine Schubslankheit von $a/d = 2,5$ (WALRAVEN, 2013). Für diese Schubslankheit ergibt sich die größte Diskrepanz zwischen der plastischen Tragfähigkeit eines Bauteils und der tatsächlichen Biegeschubtragfähigkeit (Schubtal). Der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit ist insbesondere beim Nachweis des Quersystems von Brückenüberbauten von Bedeutung, da hier häufig geringe Längsbewehrungsgrade vorliegen.

Bauteile mit Querkraftbewehrung

Das Querkraftmodell des EC2 ohne NAD beruht auf einem Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung, wobei der Druckstrebenwinkel innerhalb vorgegebener Grenzen frei gewählt werden darf (Plastizitätstheorie). Im Gegensatz hierzu erfolgt die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung nach EC2 NA(D) auf Basis eines Fachwerkmodells mit Rissreibung (REINECK, 2001). Das Fachwerk besteht aus parallel zu den Bauteilkanten verlaufenden Zug- und Druckgurten, die durch Zug- und Druckstreben miteinander verbunden sind. Über die Schubrisse im Winkel β_r hinweg können in diesem Modell zusätzliche Kräfte aus Rissreibung übertragen werden, sodass sich geringere Druckstrebenwinkel ergeben. Der Winkel der geneigten Druckstreben θ ergibt sich damit in Abhängigkeit der Querkraft- und Normalkraftauslastung nach Gl. (5). Hierbei muss der Druckstrebenwinkel nach EC2-2 NA(D) mindestens eine Neigung von etwa 30° ($\cot \theta = 7/4$) aufweisen und soll nicht steiler als ca. 60° ($\cot \theta = 4/7$) angenommen werden.

$$\frac{4}{7} \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cp} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Ed}} \leq \frac{7}{4} \quad (5)$$

mit:

- σ_{cp} Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunktes des Querschnitts
- $V_{Rd,cc}$ Bemessungswert der durch die Rissreibung aufnehmbaren Querkraft (Gl. (6))

Aufgrund des unterschiedlichen Rissverhaltens von Bauteilen ohne und mit Querkraftbewehrung sind die jeweils durch Rissreibung aufnehmbaren Querkraftanteile $V_{Rd,c}$ bzw. $V_{Rd,cc}$, auch als Betontraganteile bezeichnet, nicht identisch. Der zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels erforderliche Parameter $V_{Rd,cc}$ wird nach Gl. (6) bestimmt.

$$V_{Rd,cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 - 1,2 \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \quad (6)$$

mit:

- $c = 0,5$
- σ_{cp} Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunktes des Querschnitts
- f_{ck} charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
- b_w Stegbreite
- z Hebelarm der inneren Kräfte

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit umfasst sowohl den Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit als auch den Nachweis der Zugstreben. Bei Bauteilen mit niedrigen Querkraftbewehrungsgraden tritt überwiegend ein Versagen der Zugstreben ein, das sich durch ein Versagen der Querkraftbewehrung äußert. Die durch Querkraftbewehrung aufnehmbare Querkraft $V_{Rd,sy}$ kann nach Gl. (7) ermittelt werden.

$$V_{Rd,sy} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (7)$$

mit:

- a_{sw} Querkraftbewehrungsmenge in cm^2/m
- f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
- θ Druckstrebenneigung
- z Hebelarm der inneren Kräfte

Der Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit erfolgt nach Gl. (8).

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (8)$$

mit

- α_{cw} Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt
- $v_1 = 0,75v_2$

- $v_2 = 1,0$ für $\leq C50/60$
- $v_2 = (1,1 - f_{ck}/500)$ für $\geq C55/67$

Weitergehende Untersuchungen in experimentellen Arbeiten ergaben, dass nach dem Ausfall der Rissreibung Umlagerungen auf andere Traganteile stattfinden müssen, sodass die aus dem Fachwerkmodell mit Rissreibung errechnete Traglast nicht unbedingt mit der tatsächlichen Bruchlast übereinstimmt (GÖRTZ, 2004). Insbesondere für Bauteile mit geringen Querkraftbewehrungsgraden kann die Querkrafttragfähigkeit so erheblich unterschätzt werden (HERBRAND, 2016a).

2.1.2 Zusätzliche Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie (05/2011 + 04/2015)

Hauptspannungsnachweis nach NRR (05/2011 + 04/2015)

Für die Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie im Jahr 2011 wurde zur Vereinfachung der Nachweisführung und Vermeidung von iterativen Berechnungen vorgeschlagen, den Querkraftnachweis als Hauptzugspannungsnachweis zu führen (HEGGER, 2014a; HEGGER, 2014b; HEGGER, 2015). Für eine im Grenzzustand der Tragfähigkeit berechnete Schnittgrößenkombination kann so die Berechnung der Hauptzugspannungen in einem Nachweisschnitt jeweils in verschiedenen Höhen „ i “ des Querschnitts nach den Gleichungen (9) bis (12) erfolgen.

$$\sigma_{l,Ed,i} \leq k_1 \cdot f_{ctd} \quad (9)$$

$$\sigma_{l,Ed,i} = 0,5 \cdot \sigma_{cx,Ed,i} + \sqrt{0,25 \cdot \sigma_{cx,Ed,i}^2 + (\tau_{V,Ed,i} + \tau_{T,Ed})^2} \quad (10)$$

$$\sigma_{cx,Ed,i} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot z_i \quad (11)$$

$$\tau_{V,Ed,i} = \frac{V_{Ed} \cdot S_{y,i}}{I_y \cdot b_{w,i}} \quad (12)$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{T_{Ed}}{W_T} \quad (13)$$

mit

- z_i vertikaler Abstand des Nachweisschnittes von der Schwereachse des Querschnitts
- I_y das Flächenträgheitsmoment 2. Grades
- $S_{y,i}$ das Flächenträgheitsmoment 1. Grades in der entsprechenden Nachweishöhe
- $b_{w,i}$ die Querschnittsbreite in der betrachteten Steghöhe unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre gemäß DIN-FB 102, Abs. 4.3.2.2

- W_T Torsionswiderstandsmoment für den ungerissenen Betonquerschnitt unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre gemäß DIN-FB 102, Abs. 4.3.2.2 (8)*P. Bei Vollquerschnitten darf der Abzug der Hüllrohre vernachlässigt werden
- f_{ctd} $\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ mit $\gamma_c = 1,5$; Bemessungswert der Betonzugfestigkeit

Die Bemessung kann dabei vereinfachend in der Mittellinie der Stege erfolgen. Für Spannbetonträger mit verpressten Hüllrohren muss die Stegbreite $b_{w,nom}$ nach wie vor nach DIN-FB 102 abgemindert werden. Die maximalen Werte der Hauptzugspannung $\sigma_{I,Ed}$ können für verschiedene Leiteinwirkungen der Schnittgrößen (N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} , T_{Ed}) auftreten. Hierbei sind die zu den jeweiligen Leiteinwirkungen zugehörigen Schnittgrößen zu verwenden.

Die zusätzlichen Festlegungen beruhen auf Untersuchungen in (HEGGER, 2013; HEGGER, 2014c; HERBRAND, 2015). So wurden die zulässigen Randzugspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf f_{ctm} für den Fall erhöht, wenn Flansche in der Zugzone liegen. Ferner ist für Spannbetonbauteile mit einem vorhandenen Querkraftbewehrungsgrad von mindestens etwa 50 % der nach DIN-FB 102 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung nach den Bauteilversuchen ein sprödes Versagen nicht zu erwarten. Da die Spannbetonträger mit zunehmender Vorspannung weniger duktil versagen, wird auf Basis der Untersuchungen für Bauteile, die mindestens über die nach DINFB 102 erforderliche Mindestquerkraftbewehrung verfügen, eine Begrenzung der Betondruckspannungen infolge Vorspannung in Höhe der Schwerachse auf $\sigma_{cp} \leq 0,20 \cdot f_{ck}$ empfohlen. Für Bauteile, bei denen der Querkraftbewehrungsgrad weniger als das 0,5-fache der nach DINFB 102 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung beträgt, wird eine Begrenzung der Betondruckspannungen σ_{cp} in Höhe der Schwerachse auf maximal $0,15 \cdot f_{ck}$ vorgeschlagen.

Die zulässigen Betondruckspannungen können für Querkraftbewehrungsgrade zwischen dem 0,5 und 1,0-fachen der Mindestquerkraftbewehrung linear interpoliert werden. Für Bauteile, die über weniger als das 0,5-fache der Mindestquerkraftbewehrung verfügen, wurde eine Begrenzung der zulässigen Hauptzugspannungen beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit auf $0,8 \cdot f_{ctd}$ vorgeschlagen, sowie die Verwendung eines Abminderungsbeiwertes für die Betonzugfestigkeit von $\alpha_{ct} = 0,85$. Der Grund hierfür ist, dass die Rissbildung durch die Umlenkräfte der Spannglieder beeinflusst wird und unter Umständen kein gutmütiges Ankündigungsverhalten bei derart geringer Querkraftbewehrung vorliegt.

Für Bauteile mit mindestens dem 0,5-fachen Mindestquerkraftbewehrungsgrad kann dagegen ein gegenüber DIN EN 1992-1-1 erhöhter Beiwert von $\alpha_{ct} = 1,0$ verwendet werden, da nach Versuchen noch ausreichende Tragreserven nach der Schubrissbildung existieren (HERBRAND, 2013).

Der Querkraftnachweis darf außerdem entsprechend der DIN EN 1992-2 für Querschnitte entfallen, die näher am Auflager liegen als der Schnittpunkt zwischen der elastisch berechneten Schwerachse und einer vom Auflagertrand im Winkel von 45° geneigten Linie.

Modifiziertes Fachwerkmodell mit Rissreibung

Wie zuvor erwähnt sind die Druckstrebenneigungen in der deutschen Fassung des EC2 durch ein Rissreibungskriterium beschränkt. Zusätzlich gilt für Neubauten $\cot \theta = 1,75$ als unterer Grenzwert für den Druckstrebenwinkel. Im Rahmen einer Brückennachrechnung nach Stufe 2 darf der minimal zulässige Druckstrebenwinkel nach Gleichung (5) unter bestimmten Voraussetzungen auch auf $21,8^\circ$ ($\cot \theta = 2,5$), bzw. $18,4^\circ$ ($\cot \theta = 3,0$) abgesenkt werden (BMVBS, 2011). Bisherige Erfahrungen bei der Nachrechnung von Spannbetonbrücken mit geringen Querkraftbewehrungsgraden haben allerdings gezeigt, dass die zuvor erwähnte Absenkung des zulässigen Druckstrebenwinkels θ oft keine oder nur eine geringe Steigerung der Querkrafttragfähigkeit zu Folge hat (HEGGER, 2014a). Die Ursache liegt in der zusätzlichen Begrenzung durch das Rissreibungskriterium.

Daher wurde in der Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie eine Modifikation der Gleichung für den Schubrisswinkel β_r vorgenommen. Diese beruht auf einer Auswertung von gemessenen Schubrisswinkeln (GÖRTZ, 2004), die ergab, dass Bauteile mit geringem Querkraftbewehrungsgrad flachere Schubrisswinkel als Bauteile mit höherem Querkraftbewehrungsgrad aufwiesen. Die Modifikation der Berechnung des Schubrisswinkels entsprechend Gl. (14) wurde für die Änderung der NaRil vorgeschlagen und 2015 mit der ersten Ergänzung in die Richtlinie aufgenommen.

$$\cot \beta_r = 1,2 + \frac{1}{70} \cdot \frac{f_{cd}}{\rho_w \cdot f_{yd}} - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \leq \frac{9}{4} \quad (14)$$

Da der Schubrisswinkel nun vom zu ermittelnden Querkraftbewehrungsgrad abhängt, wurde die Gleichung des Druckstrebenwinkels von der einwirkenden Querkraft V_{Ed} entkoppelt um eine iterative Berechnung zu vermeiden. Der Druckstrebenwinkel $\cot \theta$ kann somit nach Gl. (15) für einen gegebenen Querkraftbewehrungsgrad ohne Iterationen berechnet werden.

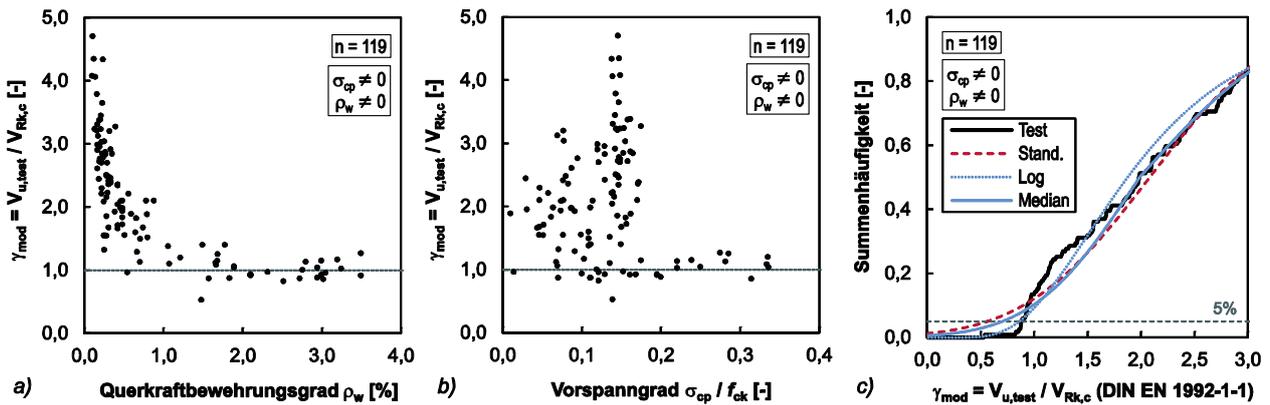


Bild 2: Auswertung von Spannbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung nach EC2 NA(D) [1] a) über den Querkraftbewehrungsgrad ρ_w ; b) über den Vorspanngrad σ_{cp}/f_{ck} ; c) als kumulative Dichtefunktionen mit verschiedenen Verteilungen (HERBRAND, 2016a)

$$\frac{4}{7} \leq \cot \theta \leq \cot \beta_r + \frac{V_{Rd,c}}{(A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd}} \leq \begin{cases} 2,5^* \\ 3,0^* \end{cases} \quad (15)$$

2.1.3 Einheitliches Fachwerkmodell mit Betontraganteil

Der in (HERBRAND, 2016a) gezeigte Vergleich mit Versuchsdatenbanken hat gezeigt, dass das Fachwerkmodell mit Rissreibung des DIN-FB 102 für Bauteile mit geringen Querkraftbewehrungsgraden teilweise stark konservative Werte liefert (Bild 2). Da der Betontraganteil des Rissreibungsmodells nicht mit der Tragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung übereinstimmt, ergibt sich kein fließender Übergang von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung zu Bauteilen mit sehr geringen Querkraftbewehrungsgraden. In vielen Fällen wird daher die Tragfähigkeit von gering bewehrten Bauteilen unterschätzt.

In (HERBRAND, 2016a) wurde daher vorgeschlagen, den bisherigen Betontraganteil des Fachwerkmodells mit Rissreibung durch den Betontraganteil für Bauteile ohne Querkraftbewehrung zu ersetzen.

Die Tragfähigkeit für Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach Gl. (16) stimmt dabei mit dem EC2 überein. Lediglich der Vorfaktor der Vorspannung σ_{cp} wurde auf Grundlage der Datenbankauswertung angepasst. Zusätzlich wurde die bisherige Begrenzung der Längsvorspannung von $0,2f_{cd}$ auf $0,2f_{ck}$ erhöht

$$V_{Rd,c} = \frac{1}{\gamma_c} [C_{Rk,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,23 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (16)$$

mit

$$C_{Rk,c} = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0,2 \cdot f_{ck}$$

Bei einem Fachwerkmodell mit zusätzlichem Betontraganteil werden gegenüber der Rissreibung die über die Mechanismen des unbewehrten Bauteils übertragbaren Traganteile als maßgebend im Bruchzustand angesehen. Insbesondere für Spannbetonbauteile wurde diese Annahme in verschiedenen Untersuchungen bestätigt (MAURER, 2013; MAURER, 2014; HEGGER, 2004; HERBRAND, 2013; HERBRAND, 2015; GÖRTZ, 2004). Tatsächlich weisen Bauteile mit geringen Querkraftbeweh-

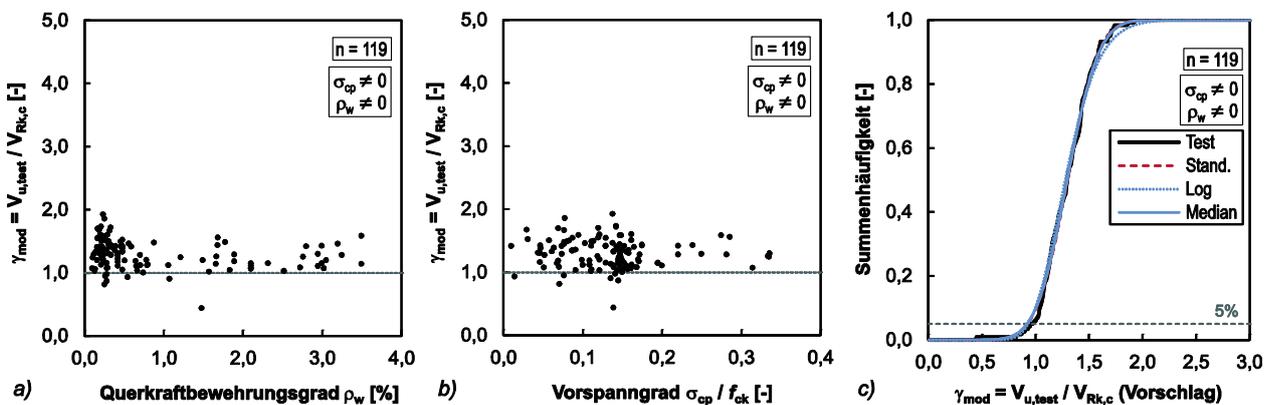


Bild 3: Auswertung von Spannbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung nach einheitlichem Querkraftmodell a) über den Querkraftbewehrungsgrad ρ_w ; b) über den Vorspanngrad σ_{cp}/f_{ck} ; c) als kumulative Dichtefunktionen mit verschiedenen Verteilungen (HERBRAND, 2016a)

rungsgraden ein Biegeschubversagen mit rotierenden Rissen auf (FROSCH, 2000), wodurch die grundlegenden Annahmen von Fachwerkmodellen mit geneigten Druckfeldern nicht mehr zutreffen (parallele Zug- und Druckgurte, gleichmäßig geneigte Risse). Vielmehr entspricht der Tragmechanismus von Bauteilen mit geringen Querkraftbewehrungsgraden dem Schubtragverhalten von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung mit einem zusätzlichen Traganteil aus Bügeln. Hieraus ergibt sich bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ein stetiger Übergang zwischen Bauteilen ohne und mit Querkraftbewehrung. Die Querkrafttragfähigkeit kann dann als Summe von Fachwerkanteil und Betontraganteil $V_{Rd,c}$ nach Gl. (17) ermittelt werden.

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot (1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cp}/f_{cd}) + V_{Rd,c} \quad (17)$$

Für die Ermittlung der Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ nach Gl. (18) wurde ein gegenüber DIN-FB 102 verringerter Wert für v_1 vorgeschlagen, da die Datenbankauswertung geringere Sicherheiten für höher bewehrte Bauteile aufwies (Bild 2 a)).

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (18)$$

mit

$$v_1 = 0,6 \text{ für } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 \geq 0,5 \text{ für } f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2$$

Der zur Ermittlung der Druckstrebentragfähigkeit zu verwendende Druckstrebenwinkel θ kann nach Gl. (19) ermittelt werden. Durch die plastische Ausnutzung der Bügel- und Druckstrebentragfähigkeit ergibt sich das wirtschaftlichste Bemessungsergebnis. Zusätzlich wurde ein unterer Grenzwert für den Druckstrebenwinkel eingeführt ($\cot \theta = 3,0$). Dadurch wird der Tatsache Rechnung getragen, dass sich die durch die Plastizitätstheorie vorhergesagten Druckfeldneigungen für geringe Querkraftbewehrungsgrade aufgrund kinematischer Unverträglichkeiten nicht ausbilden können und sich stattdessen ein anderes Versagensbild einstellt.

$$1,0 \leq \cot \theta = \sqrt{\frac{b_w \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(A_{sw}/s) \cdot f_{ywd}}} - 1 \leq 3,0 \quad (19)$$

mit

$$v_1 = 0,6 \text{ für } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 \geq 0,5 \text{ für } f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2$$

Der Vergleich mit Versuchen zeigt, dass ein einheitliches Fachwerkmodell für Bauteile ohne und mit Querkraftbewehrung zu einer deutlich besseren Übereinstimmung mit Versuchen führt (Bild 3). Bei der Nachrechnung von bestehenden Brücken können sich dadurch deutlich höhere rechnerische Querkrafttragfähigkeiten ergeben (HERBRAND, 2015).

2.1.4 Das Druckbogenmodell (DBM)

Allgemeines

Bei dem Druckbogenmodell (KIZILTAN, 2012; MAURER, 2013) handelt es sich um ein vereinfachtes Modell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalken als Einfeldträger. Dabei wird dem idealisierten Fachwerkmodell die Tragwirkung eines Betondruckbogens infolge Vorspannung und Querkraftbiegung überlagert. Daraus ergibt sich ein zusätzlicher Betontraganteil. Mit dem Modell können das Tragverhalten besser verstanden und die Traglasten von Versuchsträgern in relativ guter Übereinstimmung nachempfunden werden.

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_c 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 resultierenden Biegedruckkräfte F_c der Verlauf des Druckbogens. An den Enden der Balken stützt er sich horizontal vor allem gegen die steifen Spannanker der Spannlieder und vertikal auf die Auflager ab. Sein Scheitel liegt im Feld oben in der Biegedruckzone. Bild 4

zeigt exemplarisch den Druckbogenverlauf eines Einfeldträgers mit Einzellast in Feldmitte. Infolge der Einzellast ist die Querkraft in jedem Querkraftbereich konstant. Dadurch verläuft der Druckbogen nahezu wie ein Sprengwerk. Unter einer Streckenlast stellt sich eine ausgeprägte Krümmung ein.

Die Druckbogenform gemäß dem Druckbogenmodell ist neben der Art der Belastung auch abhängig von deren Intensität. Infolge hoher Beanspruchungen entstehen Bereiche mit nahezu horizontal verlaufendem Druckgurt, in denen kein Traganteil aus dem Druckbogen vorhanden ist. Die Querkraft wird dort ausschließlich vom Fachwerk mit Rissreibung übertragen.

Ansatz des Druckbogens bei der Querkrafttragfähigkeit

Analog zur Berücksichtigung der Vertikalkomponente V_p einer geneigten Spanngliedkraft als Tragwiderstand bei Querkraft in einem vertikalen Schnitt wird die Druckbogenwirkung durch die Vertikalkomponente V_{cc} der geneigten Biegedruckkraft berücksichtigt und mit dem Fachwerkmodell überlagert.

Ein derartiger Betontraganteil wird gemäß DIN-FB 102 bzw. DIN EN 1992-2/NA nicht in Ansatz gebracht. Die genannten Normen bringen einen Betontraganteil in Ansatz, der allein auf die zwischen den Rissufern wirkende Rissreibung zurückzuführen ist [REINECK, 2001].

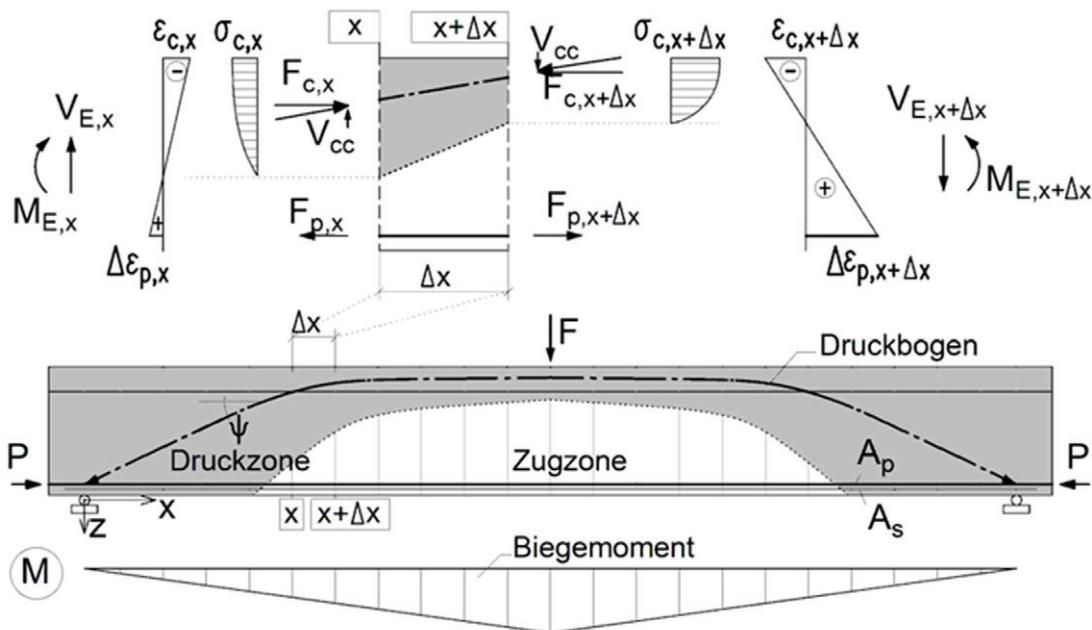


Bild 4: Ermittlung der Druckbogenform unter Annahme ebenbleibender Querschnitte

Bei Balken mit geometrisch geneigtem Druckgurt wird in den aktuell gültigen Betonbaunormen in gleicher Weise, wie zuvor beschrieben, verfahren. Dort wird auf Bemessungswertniveau explizit die Vertikalkomponente V_{cc} der geneigten Druckkraft F_c als Betontraganteil berücksichtigt bzw. auf der Beanspruchungsseite abgezogen (Bild 5). 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 (idealisiertes Fachwerk mit Rissreibung $V_{R,s}$) um die Tragwirkung des Druckbogens V_{cc} erweitert.

Das Druckbogenmodell ist ein sehr anschauliches Modell zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalken, das dem Fachwerkmodell mit Rissreibung einen weiteren Betontraganteil aus dem Druckbogen überlagert. Bei Anwendung des Modells auf Versuchsbalken kann der bekanntlich sehr günstige Einfluss des Vorspanngrades auf die Beanspruchungen in den Bügeln anschaulich über die Wirkung des Druckbogens erklärt werden. Mit dem aktuell genormten Fachwerkmodell mit Rissreibung alleine lassen sich die hohen Querkrafttragfähigkeiten von Versuchsbalken nicht erklären. Dies gelingt erst mit der Überlagerung eines weiteren Betontraganteils, welcher beispielsweise mithilfe des Druckbogenmodells bestimmt werden kann.

Das Druckbogenmodell wurde von *Kiziltan* [KIZILTAN, 2012] an einfeldrigen Spannbetonträgern verifiziert. In [MAURER, 2014; GLEICH, 2016b] erfolgten darauf aufbauend umfangreiche Versuchsnachrechnungen am Beispiel eines vorgespannten Zweifeldträgers.

Grundsätzlich lässt sich festhalten: Das Druckbogenmodell auf Grundlage ebenbleibender Querschnitte stellt für moderate Beanspruchungszustände eine geeignete Methode zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit in den B-Bereichen dar. Solange sich ein Bauteil im ungerissenen Zustand I befindet, oder Risse nur in Form vertikaler Biegerisse auftreten, kann von moderaten Beanspruchungen ausgegangen werden.

Die beschriebene Vorgehensweise des DBM setzt das Ebenbleiben der Querschnitte voraus, was im

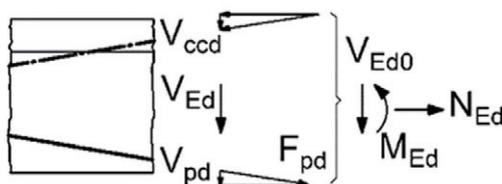
Zustand I und bei Biegerissbildung gegeben ist. Bei einer Schubrissbildung trifft diese Annahme jedoch nicht mehr zu, sodass eine entsprechende Erweiterung dieses Modells notwendig wird, die im Folgenden Kapitel 2.1.5 beschrieben ist.

Eine modellbedingte Unschärfe zeigt das DBM im Bereich der Innenstütze durchlaufender Systeme, der durch das gleichzeitige Auftreten der maximalen Querkraft und des maximalen Biegemoments charakterisiert wird. Insbesondere in diesen Bereichen muss die kombinierte Beanspruchung von Biegung und Querkraft bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufs berücksichtigt werden. Dies leistet das im Folgenden beschriebene Erweiterte Druckbogenmodell.

2.1.5 Das Erweiterte Druckbogenmodell (EDBM)

Bei Schrägrissbildung (Schub- und Biegeschubrisse) gilt das Ebenbleiben der Querschnitte nicht mehr. In Folge der schrägen Risse lagern sich Traganteile teilweise in ein Fachwerk um, was sich in einem Anstieg der Bügelbeanspruchung widerspiegelt.

Das Erweiterte Druckbogenmodell (EDBM) beruht methodisch auf dem Vorgehen bei Anwendung des DBM. Zusätzlich zur horizontalen Biegedruckkraft wird jedoch auch die horizontale Komponente der geneigten Druckstrebenkraft aus der Fachwerkwirkung im Steg infolge Querkraft bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufes in Ansatz gebracht. Der daraus resultierende Druckbogenverlauf weicht daher in Abhängigkeit von der Größe der einwirkenden Querkraft vom Verlauf des Druckbogens ab, welcher vereinfacht nach dem Druckbogenmodell (DBM) ermittelt wurde. Bild 6 (a) stellt das idealisierte Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens infolge Querkraftbiegung im B-Bereich mit positivem einwirkenden Biegemoment dar. Aus der Fachwerkwirkung resultiert im Steg eine um den Winkel θ_B geneigte Druckstrebenkraft F_{cw} , welche mit ihrer horizontalen Komponente F_{cwh} bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufes zusätzlich berücksichtigt wird.



$$\downarrow: V_{Ed0} = V_{Ed} + V_{pd} + V_{ccd}$$

$$\Rightarrow V_{Ed} = V_{Ed0} - V_{pd} - V_{ccd}$$

Bild 5: Querkraftkomponenten V_{pd} und V_{ccd} der geneigten Spannglied- und Druckkraft

Dabei wird der Angriffspunkt der Biegedruckkraft F_c zunächst über die Dehnungsebene infolge Biegung und Vorspannkraft bestimmt. Die Kraft F_{cwh} greift im Abstand $z_{\text{gewichtel}}/2$ davon an. Durch ein derartiges Vorgehen werden die um den Winkel θ_B geneigten Druckstreben im Steg aus der Querkraftbeanspruchung bei der Druckbogenermittlung berücksichtigt.

Bild 6 (b) stellt das idealisierte Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens infolge Querkraftbiegung im D-Bereich mit negativem einwirkenden Biegemoment dar (Innenstütze eines durchlaufenden Balkens). Der Druckbogenverlauf bestimmt sich hier analog zu der zuvor beschriebenen Methodik. Jedoch resultiert aus der Auffächerung der Druckstreben im D-Bereich (Bild 7 (a) und (b)) eine (zur Innenstütze) zunehmend anwachsende resultierende Druckstrebenneigung θ_R (Bild 7 (c)).

Die Neigung dieser Druckstrebe θ_R kann innerhalb des Diskontinuitätsbereiches an der Stelle i über die in Bild 7 (d) angegebene Näherung in Abhängigkeit von der Druckstrebenneigung θ_B im B-Bereich und der Balkenhöhe h bestimmt werden. Diese Näherung beruht vereinfacht auf dem Ansatz eines konstanten Hebelarms der Größe $z = 0,8 \cdot h$ innerhalb des D-Bereiches.

Außerhalb des Diskontinuitätsbereiches entspricht $\theta_R = \theta_B$.

Letztlich wird bei Anwendung des EDBM die Biege-Querkraft-Interaktion, wie sie als *Versatzmaßregel* bekannt ist, konsequent angewendet. Die Abstützung der schrägen Druckstreben auf die Zugbänder (Betonstahl und Spannstahl) und der daraus resultierende Anstieg der Zugbandkräfte sind entsprechend zu berücksichtigen.

Durch die Berücksichtigung der einwirkenden Querkraft bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufs nach dem EDBM verschiebt sich der Angriffspunkt der resultierenden horizontalen Druckkraft $F_{c,M+V}$ gegenüber dem Angriffspunkt der horizontalen Druckkraft $F_c=M/z$:

- *Positives einwirkendes Biegemoment*
 $F_{c,M+V}$ verschiebt sich bezogen auf F_c nach unten (Bild 6 (a))
- *Negatives einwirkendes Biegemoment*
 $F_{c,M+V}$ verschiebt sich bezogen auf F_c nach oben (Bild 6 (b))

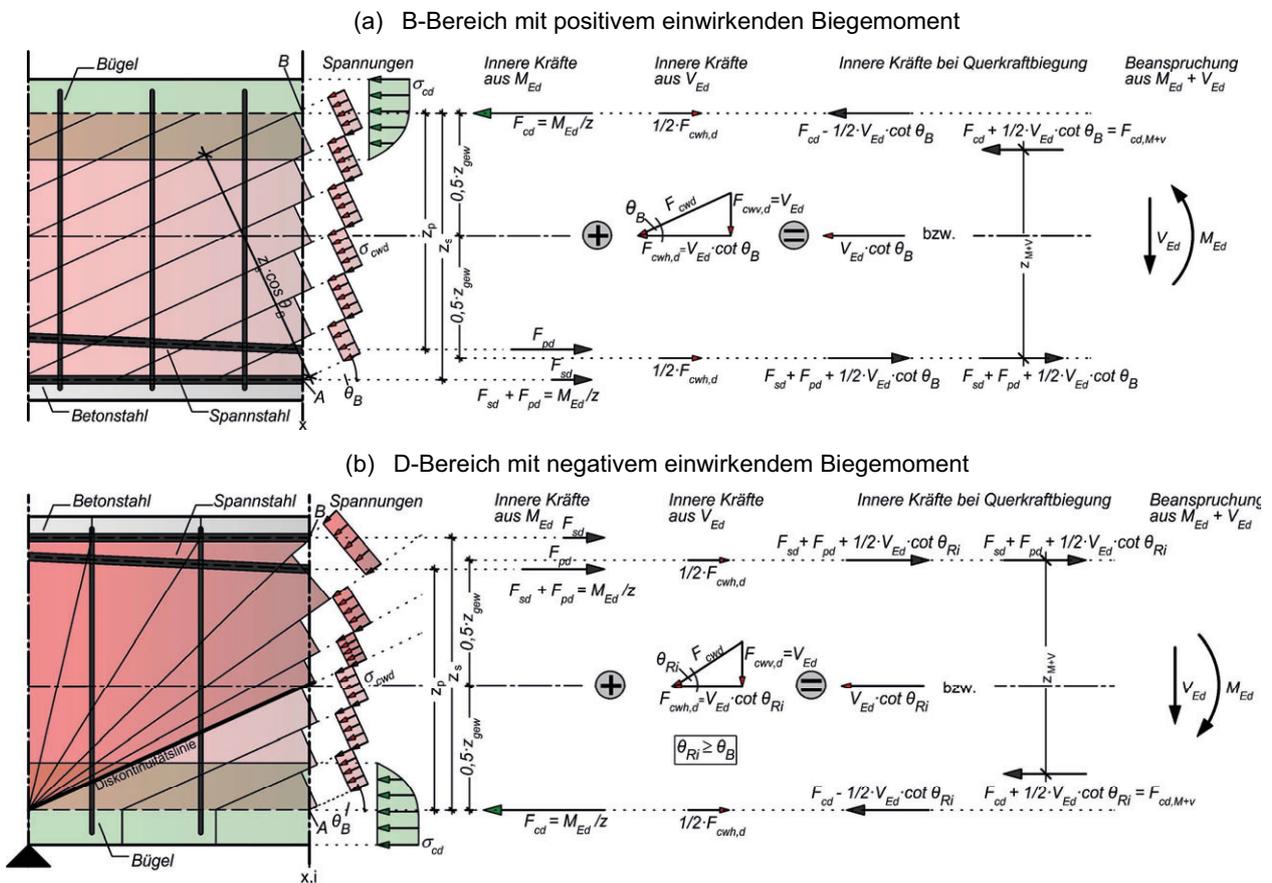
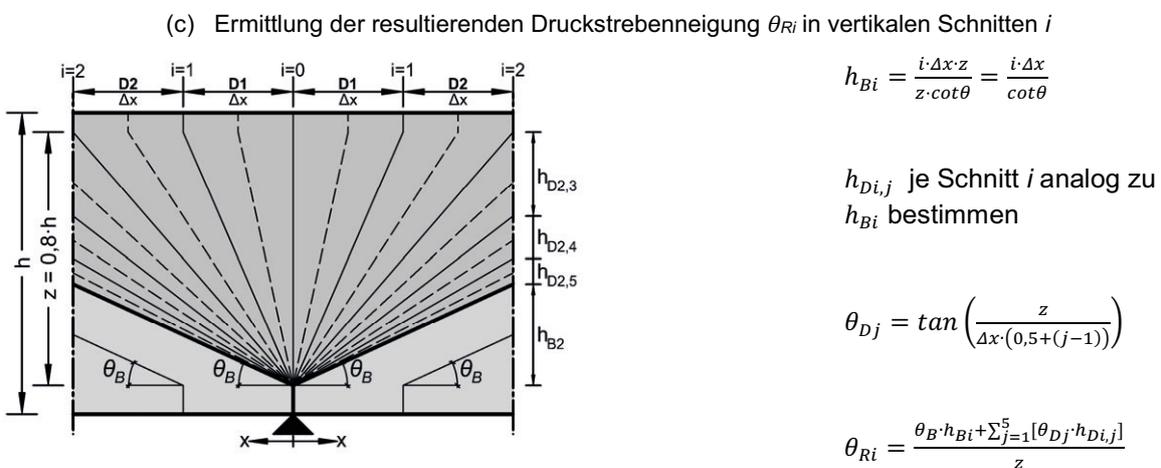
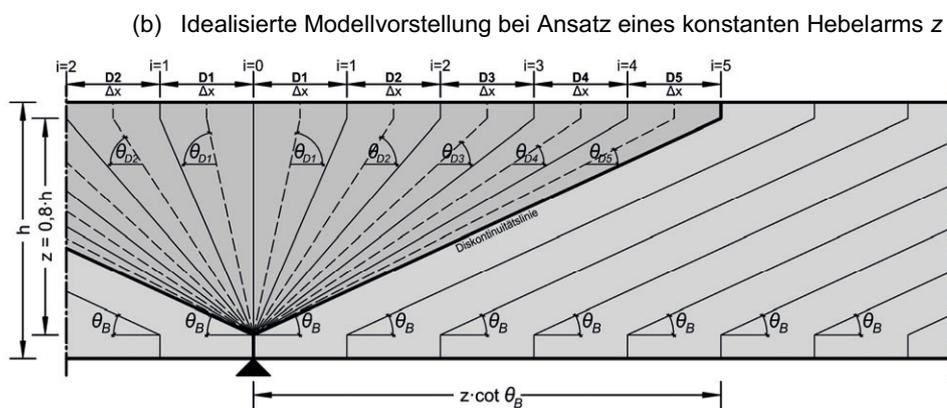
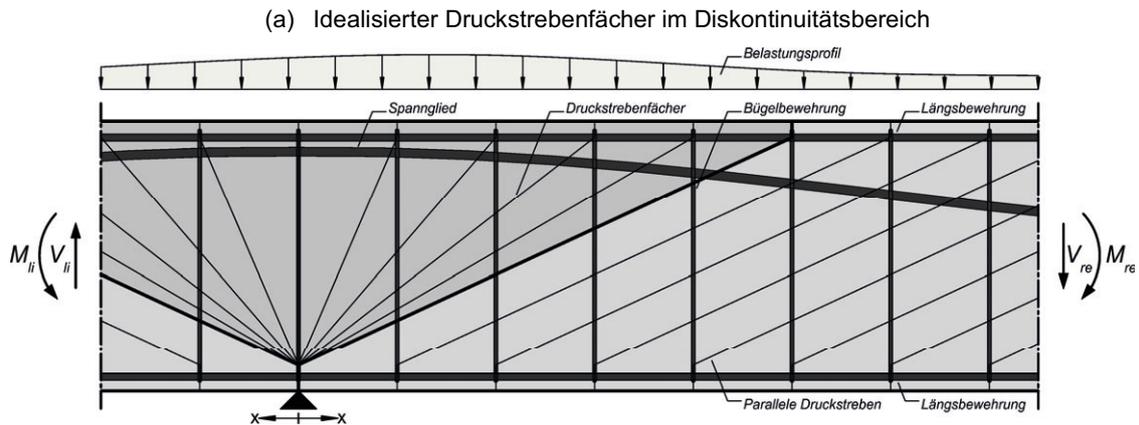


Bild 6: Idealisiertes Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens bei Querkraftbiegung [GLEICH, 2018b]



(d) Resultierende bezogene Druckstrebenneigung θ_{Ri} bzw. $\cot \theta_{Ri}$

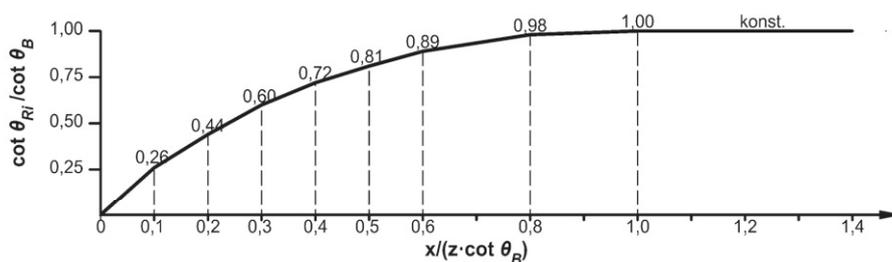


Bild 7: Resultierende Druckstrebenneigung $\cot \theta_R$ in vertikalen Schnitten i im idealisierten Druckstrebenfächer (D-Bereich) [GLEICH, 2018b]

2.1.6 Critical Shear Crack Theory für Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Die Critical Shear Crack Theory (CSCT) geht davon aus, dass die Tragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung im Wesentlichen von der Rissöffnungsweite und der Rauheit des kritischen Schubrisses abhängt. Hierauf aufbauend wurde als maßgebendes Versagenskriterium die Rotation des Bauteils im Nachweisschnitt angenommen, aus der sich die Querschnittsdehnungen ergeben (Bild 8a – c)).

Aus dem Vergleich mit Versuchen wurde aus dem Dehnungskriterium dann das Versagenskriterium der CSCT abgeleitet (Bild 8d)). Der in Gl. (20) angegebene Wert ε für die Längsdehnung muss dann aus den von außen einwirkenden Momenten und Normalkräften ermittelt werden.

$$V_c = \frac{bd\sqrt{f_c}}{3} \frac{1}{1 + 120\varepsilon \frac{d}{d_{g0} + d_g}} \quad (20)$$

Für die Bemessung steht ein vereinfachtes Kriterium nach Gl. (21) zur Verfügung, bei dem die Dehnung der Längsbewehrung vereinfachend aus dem Verhältnis von einwirkendem Moment und Momenten Tragfähigkeit ermittelt wird (MUTTONI, 2008).

$$V_{Rd,c} = \frac{0,3}{1 + \frac{50}{16 + d_g} d \frac{f_{yd}}{E_s} \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}}} \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} bd \quad (21)$$

Hiermit berücksichtigt die CSCT implizit die Einflüsse aus Längsbewehrungsgrad und Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit. Der im Modell enthaltene Maßstabseffekt entspricht dem energetisch-statistischen Maßstabseffekt nach (BAZANT, 1984). Zusätzlich wird der Einfluss des Größtkorndurchmessers im Beton auf die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung berücksichtigt. Ein Vergleich mit ausgewählten Versuchen in (MUTTONI, 2008) und (RUIZ, 2015) zeigte eine gute Übereinstimmung. Die Ergebnisse der CSCT ähneln dabei teilweise den Ergebnissen der Simplified Modified Compression Field Theory, obwohl diese auf unterschiedliche Weise hergeleitet wurden.

2.1.7 Mechanisches Querkraftmodell nach Mari / Cladera für Bauteile ohne und mit Querkraftbewehrung

Das mechanische Modell von Mari und Cladera beruht auf einer mechanischen Betrachtung des Kraftflusses in einem Stahlbetonquerschnitt unmittelbar vor Versagenseintritt (CLADERA, 2015; MARI, 2015). Im Gegensatz zu reinen Kammmodellen, die

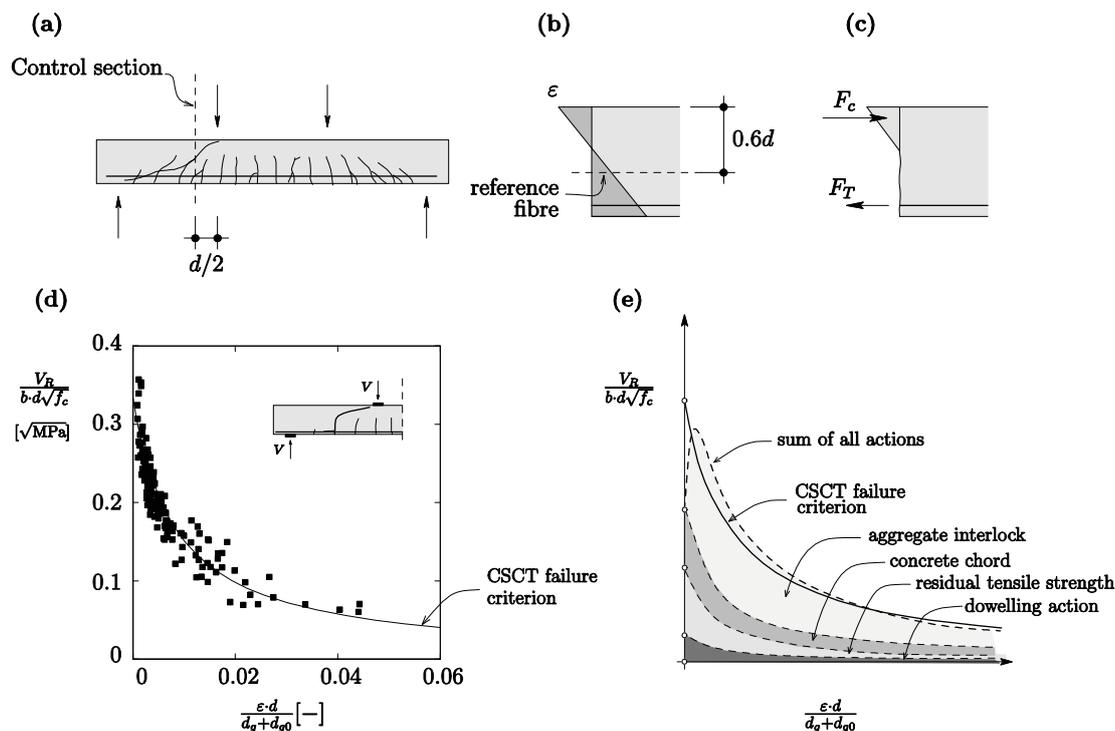


Bild 8: Versagenskriterium der Critical Shear Crack Theory: a) Nachweisschnitt b) Nachweisfaser c) angenommener Rissverlauf d) Versagenskriterium im Vergleich mit ausgewählten Versuchen e) qualitativer Vergleich des Versagenskriteriums mit Querkraftkomponenten (RUIZ, 2015)

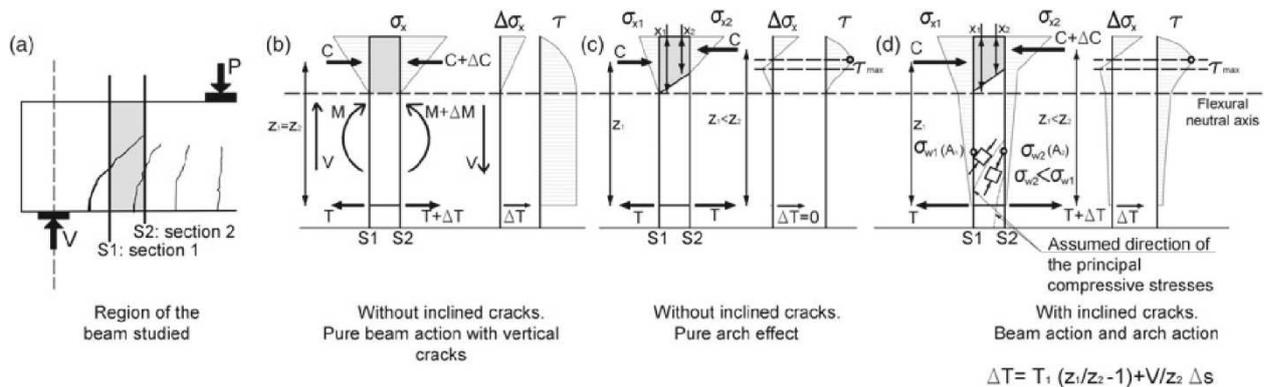


Bild 9: Spannungsverteilung eines Stahlbetonquerschnitts mit Biegeschubrisen (MARI, 2015)

von einer gleichmäßigen Verteilung der Schubspannungen zwischen den Gurtkräften ausgehen (Bild 9b), wird von einem Mischzustand von geneigten Gurtkräften und verminderter Rissreibung ausgegangen (Bild 9d). Die Vergrößerung der Rissöffnungen bei Laststeigerungen bewirkt laut den Autoren einen sukzessiven Ausfall der Rissreibung als stabilisierender Faktor. Das Gleichgewicht im Querschnitt kann nur durch eine Umlagerung der Querkraft in einen geneigten Druckgurt aufrechterhalten werden. Die Zugstreben bilden dabei die ungerissenen Bereiche des Betons zwischen den Biegerissen. Durch die Spannungskonzentration an der Risspitze wird letztendlich das Versagen eingeleitet. Da dem Traganteil der Druckzone eine zentrale Bedeutung zukommt, wurde das Versagenskriterium von Kupfer für den Druck-Zugbereich verwendet. Zusätzliche Bügel stellen in dem Modell einen weiteren Traganteil dar, die grundsätzliche Modellvorstellung bleibt davon unberührt. Allerdings wird die zusätzliche Umschnürung der Druckzone durch die Bügel im Betontraganteil berücksichtigt.

Das Modell selbst ist als additiver Ansatz aufgebaut, dessen Summanden die einzelnen Traganteile repräsentieren (Gl. (22)). Diese setzen sich zusammen aus einem Traganteil der Druckzone v_c , der Risspitze v_w , der Dübelwirkung v_l und der Querkraftbewehrung v_s .

$$V = f_{ct} \cdot b \cdot d (v_c + v_w + v_l + v_s) \quad (22)$$

Der Traganteil der Druckzone v_c hängt von der Bügeltragfähigkeit v_s , der Druckzonenhöhe x/d und dem Maßstabseffekt ζ ab. Der Maßstabseffekt ergibt sich aus der sogenannten Spaltzug-Analogie, nach der das Versagen der Druckzone mit einem Spaltzugversuch verglichen wird (ZARARIS, 2001)

$$v_c = \zeta \left[(0,88 + 0,70v_s) \frac{x}{d} + 0,02 \right] \quad (23)$$

mit

$$\zeta = 1,2 - 0,2 (a/d) \quad d \geq 0,65$$

$$x/d = \xi = \alpha_e \rho [(1+2/(\alpha_e \rho))^{0,5} - 1]$$

$$\alpha_e = E_s / E_c$$

$$\rho = \text{Längsbewehrungsgrad}$$

Der Anteil der Risspitze hängt im Wesentlichen von der über die charakteristische Länge des Betons übertragbaren Zugspannung f_{ct} und dem Risswinkel ab. Als vereinfachte Beziehung ergibt sich Gl. (24).

$$v_w = 167 \frac{f_{ct}}{E_c} \left(1 + \frac{2 \cdot E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2 d} \right) \quad (24)$$

$$G_f = \text{Bruchenergie des Betons}$$

Der Anteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung hängt unter anderem vom Durchmesser und Abstand der Längsstäbe und der Zugfestigkeit des Betons ab. Über verschiedene Vereinfachungen wurde Gl. (25) hergeleitet, die nur vom Längsbewehrungsgrad und der Druckzonenhöhe abhängt.

$$v_l \approx 0,23 \frac{\alpha_e \rho}{1 - \xi} \approx 0,25 \xi - 0,05 \quad (25)$$

Der Anteil der Bügel v_s kann nach Gl. (26) ermittelt werden. Für die Schubrisse wurde eine mittlere Länge der Risse von $0,85d$ aus Beobachtungen an Versuchen angenommen (s. Bild 10)

$$v_s = 0,85 \cdot \rho_w \frac{f_{yw}}{f_{ct}} \quad (26)$$

Es existieren zusätzliche Modifikationen des Modells um die Wirkung von Gurten in der Druckzone auf die Querkrafttragfähigkeit zu berücksichtigen (CLADERA, 2015). Ein Vergleich mit Versuchsdatenbanken ergab eine sehr gute Übereinstimmung des Modells.

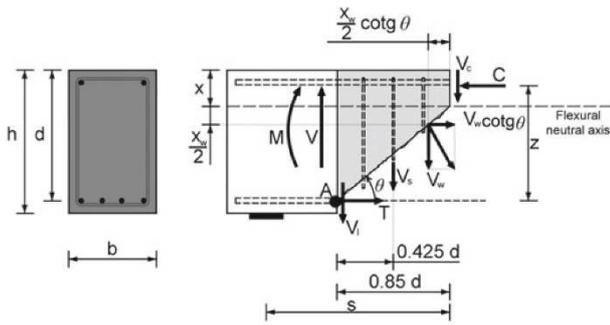


Bild 10: Schubtragmechanismen eines Balkens mit Querkraftbewehrung (MARI, 2015)

2.1.8 Modified Compression Field Theory

Die kanadische Bemessungsnorm für Bauwerke aus Beton: CSA Standard A23.3-04 „Design of Concrete Structures“ (CSA, 2004) wurde letztmalig im Jahr 2004 überarbeitet und neu herausgegeben. Die in dieser Ausgabe enthaltenen Bemessungsvorschriften für Querkraft und Torsion werden erläutert und die wesentlichen Unterschiede zur Bemessung nach DIN-FB 102 aufgezeigt.

Die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils bestimmt sich laut DINFB 102 für Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach einer empirisch gewonnenen Beziehung und für Bauteile mit Querkraftbewehrung auf der Grundlage eines Fachwerkmodells mit veränderlicher Druckstrebenneigung. Die Bemessungsgleichungen in der kanadischen Norm wurden hingegen für beide Fälle auf der Grundlage der an der University of Toronto entwickelten Modified Compression Field Theory- (MCFT) hergeleitet. Hierbei

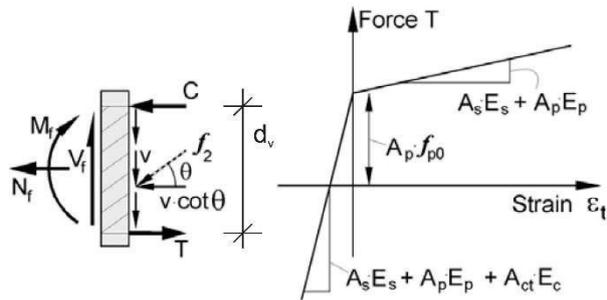
handelt es sich um einen Ansatz, der die Querkrafttragfähigkeit unter Verwendung von Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen sowie zutreffenden Materialgesetzen für Beton und Betonstahl an einem gerissenen Betonelement mit Längs- und Bügelbewehrung herleitet. Um auch Bauteile ohne Querkraftbewehrung beschreiben zu können, werden bei der Formulierung des Gleichgewichts am Element planmäßig Betonzugspannungen zugelassen, d.h. die Spannungs-Dehnungslinie des Betons wird um einen Ast für Zugspannungen ergänzt. Die Berechnungen erfolgen mit über das Element gemittelten Spannungen und Dehnungen. Bild 11 zeigt eine Übersicht der Gleichungen der MCFT, die ausführlich in (COLLINS, 1996; COLLINS, 1999) beschrieben ist und hier nicht weiter erläutert wird.

Die Querkraftbemessung kann laut CSA A23.3-04 nach einem vereinfachten und einem allgemeinen Verfahren erfolgen (CSA-Abschnitt 11.3.6.3: Simplified Method und CSA-Abschnitt 11.3.6.4: General Method). Aufgrund der sehr speziellen Anwendungsgrenzen für das vereinfachte Verfahren, die für den Brückenbau in der Regel nicht eingehalten werden, wird an dieser Stelle das allgemeine Verfahren genauer beschrieben.

Die aufnehmbare Querkraft V_f bestimmt sich nach kanadischer Norm aus der Summe des Betontraganteils V_c , des Bewehrungsanteils V_s und aus den evtl. wirkenden, günstigen Einflüssen einer vertikalen Komponente der Vorspannkraft V_p gemäß Gl. (27).

<p>Gleichgewicht: mittlere Spannungen:</p> $f_y = \rho_y f_{sy} + f_1 - v \cot \theta$ $f_z = \rho_z f_{sz} + f_1 - v \tan \theta$ $v = (f_1 + f_2) / (\tan \theta + \cot \theta)$	<p>Verträglichkeit: mittlere Dehnungen:</p> $\tan^2 \theta = \frac{\epsilon_x + \epsilon_2}{\epsilon_z + \epsilon_2}$ $\epsilon_1 = \epsilon_x + \epsilon_z + \epsilon_2$ $\gamma_{xz} = 2(\epsilon_x + \epsilon_2) \cot \theta$	<p>Spannungs-Dehnungsbeziehungen: Bewehrung:</p> $f_{sx} = E_s \epsilon_x \leq f_{sy}$ $f_{sz} = E_s \epsilon_z \leq f_{sy}$ <p>Beton:</p> $f_1 = \frac{f'_c}{0,8 + 170 \epsilon_1} \left[2 \frac{\epsilon_2}{\epsilon'_c} \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon'_c} \right)^2 \right]$ $f_2 = 0,33 \sqrt{f'_c} / (1 + \sqrt{500 \epsilon_1}) \text{ [MPa]}$
<p>Spannungen am Riss:</p> $f_{sxt} = (f_x + v \cot \theta + v_{cl} \cot \theta) / \rho_x$ $f_{sxt} = (f_z + v \tan \theta - v_{cl} \tan \theta) / \rho_z$	<p>Rissbreiten:</p> $w = s_0 \epsilon_1$ $s_0 = 1 / \left(\frac{\sin \theta}{s_x} + \frac{\cos \theta}{s_z} \right)$	<p>mittlere Dehnungen:</p> $v_{cl} = \frac{0,18 \sqrt{f'_c}}{0,31 + \frac{24w}{a_g + 16}}$

Bild 11: Gleichungen der Modified Compression Field Theory nach (BENTZ, 2006)



$$V_f = V_c + V_s + V_p \quad (27)$$

Der Traganteil der Bügelbewehrung wird für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung zu $V_s = 0$ gesetzt. Im Gegensatz zum DIN-FB 102 wird auch bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung der Betontraganteil explizit berechnet und in Ansatz gebracht. V_c ist dabei der Traganteil durch Rissverzahnung (aggregate interlock).

Gemäß den Erläuterungen zur Entwicklung der Bestimmungen zur Querkraftbemessung nach CSA A23.3-04 (BENTZ, 2006) werden die wesentlichen Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit eines vorgespannten Betonbauteils durch zwei Parameter berücksichtigt.

Der Längsdehnungsparameter ϵ_x (longitudinal strain parameter) dient u.a. zur Berücksichtigung der Einflüsse des Längsbewehrungsgrads, der Interaktion zwischen einwirkender Normalkraft, Querkraft sowie dem einwirkenden Moment und der Normalspannungen aus der vorhandenen Vorspannkraft. Die Längsdehnung wird per Definition in der Mitte der Querschnittshöhe berechnet. Unter der Annahme, dass sich die horizontale Komponente der geneigten Betondruckkraft zur Hälfte auf den Zug- und Druckgurt des Querschnitts aufteilt und dass $0,5 \cdot \cot \theta \approx 1,0$ ist, ermittelt sich der Parameter ϵ_x mit den in Bild 12 gezeigten Zusammenhängen nach Gl. (28):

$$\epsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5 \cdot N_f - A_p \cdot f_{po}}{2 \cdot (E_s \cdot A_s + E_c \cdot A_p)} \geq -0,2 \cdot 10^{-3} \quad (28)$$

mit:

- M_f Bemessungsmoment
- $d_v = \max(0,9 \cdot d; 0,72 \cdot h)$
- V_f Bemessungsquerkraft
- V_p vertikaler Anteil der Vorspannkraft
- N_f Bemessungsnormalkraft inkl. der Wirkung der Vorspannung
- A_p Fläche des Spannstahls
- A_s Fläche des Betonstahls

f_{po} Spannung im Spannstahl, wenn die Spannungen im umgebenden Beton auf Höhe des Spannstahls = 0 sind

E_s, E_c E-Modul von Betonstahl bzw. Spannstahl

Der zweite wesentliche Parameter ist der sogenannte mittlere Rissabstandsparameter s_{ze} (effective crack spacing parameter). Mit Hilfe der Längsdehnung und dem mittleren Rissabstand können Rissbreiten abgeschätzt werden. Mit größeren ermittelten Längsdehnungen ϵ_x oder höherem Rissabstandsparameter s_{ze} steigen die zu erwartenden Rissbreiten. Umso größer die Rissbreiten sind, desto geringer wird der Traganteil infolge Rissverzahnung und damit die übertragbare Schubspannung in den Rissen. Über den Parameter s_{ze} wird ebenfalls der Einfluss der Korngröße des Zuschlags auf die Rissverzahnung berücksichtigt. Wenn die Mindestbügelbewehrung gemäß CSA A23.3-04 vorhanden ist, wird der Rissabstandsparameter s_{ze} zu 300 mm gesetzt. Wenn die Mindestquerkraftbewehrung nicht vorhanden ist, bestimmt sich s_{ze} gemäß Gl. (29) zu:

$$s_{ze} = \frac{35 \cdot s_z}{15 + a_g} \geq 0,85 \cdot s_z \quad (29)$$

mit:

- s_z Rissabstandsparameter (crack spacing parameter); Minimum von d_v und dem vertikalen Abstand der Oberflächenbewehrungsstäbe an den Querschnittsseiten [mm]
- a_g Korngröße des größten Zuschlagskorns [mm]

Über s_{ze} ist also bei Trägern ohne Mindestquerkraftbewehrung eine Abhängigkeit der aufnehmbaren Querkraft von der Oberflächenlängsbewehrung berücksichtigt.

Die beiden beschriebenen Parameter ϵ_x und s_{ze} gehen über den Faktor β gemäß Gl. (31) in die Bestimmung des Betontraganteils V_c , und damit in die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ein:

$$\beta = \frac{0,40}{1 + 1500 \epsilon_x} \cdot \frac{1300}{(1000 + s_{ze})} \quad (30)$$

Der bei der Querkraftbemessung verwendete Druckstrebenwinkel θ wird nach der kanadischen Norm in Abhängigkeit vom Längsdehnungsparameter ϵ_x nach Gl. (31) bestimmt. Die vereinfachte Gleichung zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels wurde durch Parameterstudien auf der Grundlage der Modified Compression Field Theory hergeleitet.

$$\theta = 29 + 7000 \varepsilon_x \quad (31)$$

Ermittlung der aufnehmbaren Querkraft eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung

Die aufnehmbare Querkraft eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung entspricht nach CSA A23.3-04 dem Betontraganteil V_c infolge Rissverzahnung. Dieser bestimmt sich nach Gl. (32) zu:

$$V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (32)$$

mit:

ϕ_c = 0,65; Sicherheitsbeiwert für Beton

λ Korrekturfaktor für Leichtbeton

f'_c charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

Ermittlung der aufnehmbaren Querkraft eines Bauteils mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

Für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung bestimmt sich der zusätzlich zu V_c und V_p ansetzbare Traganteil der Bügelbewehrung nach Gl. (33):

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (33)$$

mit:

ϕ_s = 0,85; Sicherheitsbeiwert für Betonstahl

Bei Bauteilen mit lotrechter Bügelbewehrung kann statt Gl. (33) vereinfacht Gl. (34) verwendet werden.

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v \cot \theta}{s} \quad (34)$$

Ermittlung der Druckstreben tragfähigkeit

Die durch die Tragfähigkeit der Druckstrebe begrenzte, maximal aufnehmbare Querkraft $V_{r,max}$ wird gemäß CSA A23.3-04 auf Grundlage von Gl. (35) ermittelt.

$$V_{r,max} = 0,25 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d_v + V_p \quad (35)$$

Ermittlung der Mindestquerkraftbewehrung

Laut CSA A23.3-04 wird eine Mindestquerkraftbewehrung in den Bereichen eines Bauteils erforderlich, bei denen mindestens eine der drei folgenden Bedingungen erfüllt ist:

1. Die einwirkende Querkraft V_f überschreitet die aufnehmbare Querkraft aus dem Beton-

traganteil V_c und der eventuell günstig wirkenden Anteile aus der Vorspannung V_p ($V_f > V_c + V_p$).

2. Die Bauteilbreite ist größer als 750 mm
3. Das einwirkende Torsionsmoment T_f überschreitet 25% des bei reiner Torsionsbeanspruchung zu Erstrissbildung führenden Moments T_{cr} nach Gl. (44).

Eine eventuell erforderliche Mindestquerkraftbewehrung wird auf Grundlage von Gl. (36) ermittelt.

$$A_v = 0,06 \cdot \sqrt{f'_c} \frac{b_w \cdot s}{f_y} \quad (36)$$

2.2 Tragfähigkeit bei Torsion

2.2.1 Vorbemerkungen

Die in Eurocode 2 enthaltenen Bemessungsmodelle gelten für reine Torsion, ohne gleichzeitige Wirkung von Biegung und Querkraft. Damit können die Torsionsbügel und die Torsionslängsbewehrung bemessen werden. Die so ermittelte Bewehrung kann näherungsweise mit der Bewehrung für die anderen Schnittgrößen, die ebenfalls auf Querschnittsebene getrennt ermittelt wird, überlagert werden. Lediglich bei der Beanspruchung der Betondruckstreben wird eine Interaktion zwischen Querkraft und Torsion näherungsweise berücksichtigt.

Bei Betonbrücken kommt im Allgemeinen keine reine Torsion ohne gleichzeitige Beanspruchung durch Biegung und Querkraft vor. Die für reine Torsion hergeleiteten Bemessungsmodelle in DIN 1992-2 werden näherungsweise auch bei kombinierten Beanspruchungen durch Biegung, Querkraft und Torsion angewendet.

Bei einer kombinierten Beanspruchung aus M , V und T ist aber das Tragverhalten im Zustand II sehr stark abhängig vom Größenverhältnis dieser Schnittgrößen untereinander. Überwiegt das Biegemoment stellt sich eine andere Rissbildung ein als bei starker Torsion mit kleinem Biegemoment. Das Verhältnis von V zu T bestimmt, ob eine Seite frei von Schubrisen bleibt oder sich bei entsprechend großer Torsion die Neigung der Schubrisse sogar umkehrt.

Die Auswertung der Biege- und Torsionsmomente von Plattenbalkenbrücken hat gezeigt, dass bei diesen das Biegemoment überwiegt. Daher wurden die im Rahmen des FE-Vorhabens durchgeführten Versuche für diesen Beanspruchungsbereich konzipiert, d.h. sie decken einen bestimmten Bereich der Kombination von M , V und T ab, der für Betonbrücken relevant ist. Dabei geht es um die St. Venant'sche Torsion von rechteckigen Vollquerschnitten, entsprechend den Stegen von Plattenbalkenbrücken.

2.2.2 Bemessungsmodell im Eurocode 2 / DIN-FB 102

Die Torsionstragfähigkeit wird bei einer reinen Torsionsbeanspruchung nach EC 2 / DIN-FB 102 auf Grundlage eines räumlichen Fachwerkmodells ermittelt. Dabei wird zwischen Vollquerschnitten und Kastenquerschnitten unterschieden. Die Torsionsbeanspruchung wird durch getrennt nachzuweisende schräge Druckstreben aus Beton und Zugstreben aus Bewehrungsstahl bei Vollquerschnitten

in der wirksamen, außenliegenden Wanddicke des Querschnitts als Ersatzhohlkasten aufgenommen (Bild 13). Die zugbeanspruchten Fachwerkelemente werden in der Regel parallel (Torsionslängsbewehrung) und senkrecht (Torsionsbügelbewehrung) zur Trägerachse angeordnet.

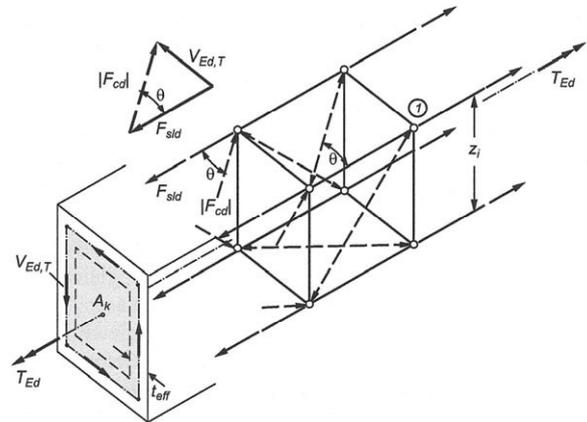


Bild 13: Räumliches Fachwerkmodell bei Torsionsbeanspruchung (ZILCH, 2010)

Die Zugstreben tragfähigkeit wird dabei durch die Ermittlung des aufnehmbaren Torsionsmomentes $T_{Rd,sy}$ eines Querschnitts nach Gleichung (37) und (38) getrennt für Bügel- und Längsbewehrung nachgewiesen:

Bügelbewehrung:

$$T_{Rd,w,sy} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot 2A_k \cdot \cot\theta \quad (37)$$

mit:

- a_{sw} Querkraftbewehrungsmenge in cm^2/m
- f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
- A_k Kernfläche ($b_k \cdot h_k$)
- θ Druckstrebenneigung

Längsbewehrung:

$$T_{Rd,l,sy} = \frac{A_{sl}}{u_k} \cdot f_{yd} \cdot 2A_k \cdot \tan\theta \quad (38)$$

mit:

- A_{sl} Torsionslängsbewehrungsmenge in cm^2
- u_k Umfang der Kernfläche A_k
- f_{yd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls

Der Nachweis der Druckstreben­tragfähigkeit erfolgt nach Gl. (39)).

$$T_{Rd,max} = v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta \quad (39)$$

mit

- $v = 0,525$ (Vollquerschnitt)
- $v = 0,75$ (Kastenquerschnitte mit Bewehrung an den Innen- und Außenseiten der Schubwände)
- $\alpha_{cw} = 1,0$ für $\leq C50/60$
- $t_{ef,i}$ = effektive Dicke der Schubwände, doppelter Abstand von Außenfläche bis Mittellinie der Längsbewehrung

Die Regelung des EC2 hinsichtlich der effektiven Dicke der Schubwände ist darin begründet, dass auf diese Weise die resultierenden Zug- und Druckkräfte des räumlichen Fachwerks in einer Ebene liegen. Beim Nachweis der Betonbeanspruchungen in schlanken Homberg-Querschnitten durch die Interaktionsbedingung für V_{Ed} und T_{Ed} mit $V_{Rd,max}$ und $T_{Rd,max}$ kommt es in der Bemessungspraxis immer wieder zu Überschreitungen, die dadurch behoben werden könnten, indem eine größere effektive Wanddicke $t_{ef,i}$ angesetzt wird. Dabei wird auf einen Vorschlag von Leonhard zurückgegriffen (Bild 14), bei dem für einen Rechteckquerschnitt die effektive Wanddicke mit $b/6$ bzw. $b_k/5$ angesetzt werden darf (LEONHARDT, 1984).

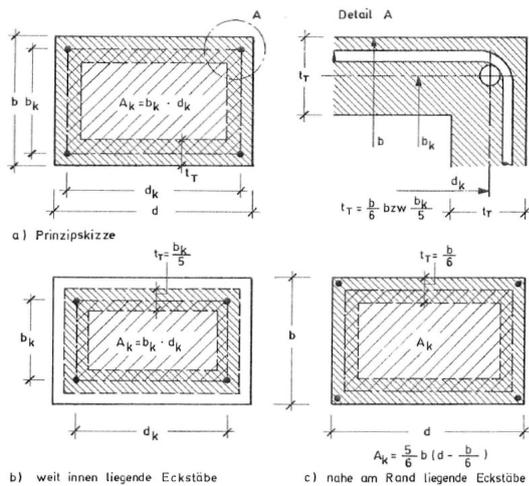


Bild 14: Ersatz-Hohlkästen für Torsion bei Rechteckquerschnitten im Zustand II mit unterschiedlicher Lage der Eckstäbe (LEONHARDT, 1984)

Die Höhe der erforderlichen Torsionsbewehrung wird von der Wahl des Druckstrebenwinkels entscheidender beeinflusst, da hier eine direkte Abhängigkeit zwischen erforderlicher Bügel- und Torsionslängsbewehrung gegeben ist. So wird die Menge der erforderlichen Bügelbewehrung bei Wahl eines flachen Druckstrebenwinkels zwar reduziert, in gleichem Zuge steigt jedoch die Querschnittsfläche der erforderlichen Torsionslängsbewehrung an.

Im Rahmen von Brückennachrechnungen ergeben sich infolge einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion häufig Defizite hinsichtlich der erforderlichen Bügel- und Torsionslängsbewehrung. Dabei werden im Rahmen der Nachweisstufe 1 und 2 die Nachweise auf Querschnittsebene für die Schnittgrößen M , V und T jeweils getrennt geführt und die Berechnungen anschließend überlagert. Lediglich für den Nachweis der Betondruckstreben ist eine Interaktionsbedingung zu berücksichtigen.

Bei älteren Brücken wurde der Nachweis der Torsionstragfähigkeit häufig auf Grundlage von 45° geneigten Druckstreben geführt. Setzt man nun flachere Druckstrebenwinkel als 45° an, führt das bei gleichbleibendem einwirkendem Torsionsmoment auf der einen Seite zu weniger Torsionsbügelbewehrung, auf der anderen Seite jedoch zu mehr erforderlicher Torsionslängsbewehrung. Daraus folgt bei der Brückennachrechnung häufig ein Defizit beim Nachweis der Torsionslängsbewehrung aus Betonstahl und anrechenbarem Spannstahl.

Dabei stellt sich aufgrund der räumlichen Fachwerkwirkung die Frage, in welchem Umfang nicht voll ausgenutzte Spannglieder, die häufig nicht in den Ecken des Querschnitts angeordnet sind, mit zur Torsionstragfähigkeit beitragen und angerechnet werden können. Dieser zentralen Fragestellung wurde im Verlauf des Forschungsvorhabens als wesentlicher Aspekt bei den durchgeführten Versuchen mit zusätzlicher Torsion sowie bei den Simulationsberechnungen nachgegangen.

Darüber hinaus kann bei Brückenbauwerken mit schlanken Plattenbalkenstegen (Homberg Querschnitt) der Nachweis der Druckzone in den Stützbereichen unter einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion zu Problemen führen, insbesondere, wenn diese seinerzeit nicht für Torsion bemessen wurden. Daher wurde die Interaktion dieser Schnittgrößen hinsichtlich der Hauptdruckspannungen ebenfalls theoretisch und experimentell untersucht. Hier ist besonders der Ansatz der effektiven Wanddicke $t_{ef,i}$ von Interesse.

Interaktion von Torsion mit Querkraft

Bei kombinierter Beanspruchung aus Torsion und Querkraft überlagern sich in den Stegen die Schubkräfte aus T und V. Eine getrennte Ermittlung der je Steg erforderlichen Bügelbewehrung mit anschließender Addition ist möglich, setzt aber im Hinblick auf eine konsistente Bemessung eigentlich identische Druckstrebenwinkel θ für die Berechnung von $a_{sw,V}$ und $a_{sw,T}$ voraus. Bei der Addition der Bewehrungsmenge ist zu beachten, dass die Bewehrung für Querkraftbeanspruchungen für den Gesamtquerschnitt ermittelt wird, für Torsion jedoch nur für eine Stegseite. Damit gilt für die Gesamtbewehrung:

$$a_{sw,tot} = \frac{A_{sw,V}}{s_w} + \frac{2 \cdot A_{sw,T}}{s_w} \quad (40)$$

Für den Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit wird bei der Interaktion von Torsion mit Querkraft zwischen Kompakt- und Kastenquerschnitten unterschieden.

Während für Kompaktquerschnitte die quadratische Interaktionsbedingung:

$$\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right)^2 \leq 1 \quad (41)$$

angesetzt werden darf, ist für Kastenquerschnitte eine linearisierte Interaktionsbedingung maßgebend:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (42)$$

Dabei setzt sich die einwirkende Schubkraft V_{Ed} ebenfalls aus der Kombination von Querkraft- und Torsionsanteil bezogen auf einen (fiktiven) Ersatzhohlkastensteg, wie folgt, zusammen:

$$V_{Ed,T+V} = V_{Ed,T} + V_{Ed} \cdot \frac{t_{ef,i}}{b_w} \quad (43)$$

Interaktion von Torsion mit Biegung und Längskraft

Durch die gleichzeitige Wirkung von M + N und T werden die Schubwände des (fiktiven) Hohlkastens neben Torsionsschubkräften durch Biegedruck- und Biegezugkräfte beansprucht. Bei getrennter Betrachtung von T und M ergibt sich die Längsbewehrung aus der Überlagerung der Wirkungen. In der Biegezugzone sind die Bewehrungsmengen infolge N + M + T zu addieren, während in der Biegedruckzone die Zugkraft aus Torsion näherungs-

weise gegen die Druckkraft aus Biegung aufgerechnet werden darf. Bei überwiegender Biegung wird i.d.R. keine oder lediglich eine stark reduzierte Längsbewehrung in die Druckzone erforderlich.

Allerdings stellt sich dann die Frage nach der erforderlichen Torsionslängsbewehrung im Übergangsbereich von der Druck- in die Zugzone sowie die Anrechenbarkeit der nicht in den Querschnittsecken liegenden Spannglieder. Daher wird im Rahmen dieses Forschungsvorhabens ein ingenieurmäßiges Bemessungsmodell, das durch die Versuche validiert werden soll, erarbeitet. Dabei soll auch der Fall abgedeckt werden, dass die Spannglieder nicht in den Querschnittsecken des fiktiven Hohlkastens liegen.

Abminderung der Torsionssteifigkeit

In statisch unbestimmten Systemen ist die Verteilung der Schnittgrößen abhängig von den Steifigkeitsverhältnissen. Bei Plattenbalkenbrücken beeinflusst die Torsionssteifigkeit der Längsträger sowohl die Querverteilung als auch die absolute Größe der Torsionsmomente der Hauptträger. Daher ist es bei der Nachrechnung von bestehenden Plattenbalkenbrücken von Interesse, die Torsionssteifigkeit der Hauptträger für die Schnittgrößenermittlung im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufgrund der Rissbildung abzumindern, um das Tragverhalten möglichst realitätsnah abzubilden.

Aus dem vorangegangenen Forschungsvorhaben (HEGGER, et al., 2014a) ging in diesem Zusammenhang für die Nachrechnung von Bestandsbauwerken das Ergebnis hervor, dass die Torsionssteifigkeit GI_T für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei der Schnittgrößenermittlung von mehrstegigen Plattenbalkenbrücken pauschal auf 40% des linearelastischen Wertes nach Zustand I abgemindert werden darf. Diese Empfehlung fand bereits in der 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie Berücksichtigung und stellt derzeit einen oberen Grenzwert für die pauschale Abminderung der Torsionssteifigkeit dar.

Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung

Die Schnittgrößenermittlung im Rahmen einer Nachrechnung unter Zugrundelegung des Lastmodells 1 kann zu wesentlich höheren Torsionsmomenten führen, als in der ursprünglichen statischen Berechnung.

Bei einem Neubau wird die gesamte erforderliche Torsionslängsbewehrung i.d.R. als schlaffe Bewehrung zusätzlich zur Biegebewehrung eingelegt, wobei auch nicht voll ausgenutzte Spannglieder angerechnet werden dürfen. Dabei sind die Stäbe so zu

verteilen, dass sich das der Bemessung zugrundeliegende, räumliche Fachwerk einstellen kann. Das bedeutet insbesondere, dass in jeder Ecke des für die Bemessung betrachteten, dünnwandigen geschlossenen Querschnittes mindestens ein Längsbewehrungselement angeordnet werden muss, um die Umlenkung der umlaufenden Druckstreben zu ermöglichen und die geneigte Druckstrebenkraft in die Bügel einzuleiten.

Auch der neue Eurocode 2 für Betonbrücken DIN EN 1992-2 erlaubt in Abschnitt 6.3.2 Absatz (103) ausdrücklich die Anrechnung von Spannstahl im Verbund auf die vorhandene Torsionslängsbewehrung. Dabei ist der Spannungszuwachs im Spannstahl auf 500 N/mm^2 zu begrenzen. Es werden aber keine weiteren Angaben darübergemacht, in welchen Bereichen des Querschnitts der Spannstahl liegen muss, um als Torsionslängsbewehrung wirksam zu sein, bzw. ob diese Anrechnung unabhängig vom tatsächlichen Spannungszustand des Querschnitts im GZT immer möglich ist.

Da die Anrechnung von Spannstahl auf die erforderliche Torsionslängsbewehrung zwar nach aktuellen Bemessungsnormen grundsätzlich zulässig ist, aber derzeit im Rahmen von Brückennachrechnungen immer wieder Fragen aufwirft, wurde dieser Aspekt bei den experimentellen Untersuchungen gezielt untersucht. Besonderes Augenmerk wurde dabei auf die einzuhaltenden Randbedingungen bei der Anrechnung von Spannstahl auf die Torsionslängsbewehrung gelegt, die derzeit noch nicht abschließend geklärt sind.

2.2.3 Zusätzliche Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie

Wie zuvor erwähnt ist die Verteilung der Schnittgrößen in statisch unbestimmten Systemen abhängig von den Steifigkeitsverhältnissen. Umfangreiche Untersuchungen in (KOŁODZIEJCZYK, 2015) und dem Forschungsvorhaben (HEGGER, et al., 2014a) haben gezeigt, dass das tatsächliche Tragverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch eine Abminderung der Torsionssteifigkeit der Hauptträger infolge Rissbildung realitätsnah abgebildet wird.

Daher wurde in der ersten Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie in Absatz 12.2.2 (6) für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit vermerkt, dass bei der Schnittgrößenermittlung von mehrstegigen Plattenbalkenbrücken die Torsionssteifigkeit GI_T ohne weiteren Nachweis abgemindert werden darf:

- a) auf 40% des linear-elastischen Wertes nach Zustand I, sofern die Nachweise der Querkrafttragfähigkeit im GZT nicht auf der

Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums geführt werden;

- b) auf 70% des linear-elastischen Wertes nach Zustand I, sofern die Nachweise der Querkrafttragfähigkeit im GZT auf der Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums geführt werden.

2.2.4 Modified Compression Field Theory

Einwirkungen aus Torsion müssen laut kanadischer Norm nur dann berücksichtigt werden, wenn das linear-elastisch berechnete, einwirkende Torsionsmoment T_r 25% des bei reiner Torsionsbeanspruchung zu Erstrissbildung führenden Moments T_{cr} nach Gl. (44) überschreitet.

$$T_{cr} = (A_c^2/p_c) \cdot 0,38 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \sqrt{1 + \frac{\phi_p \cdot f_{cp}}{0,38 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f_c'}}}} \quad (44)$$

mit:

- λ Faktor für Leichtbeton
- ϕ_c Widerstandsfaktor für Beton

Das aufnehmbare Torsionsmoment T_r für Bauteile mit Bügelbewehrung wird mit Hilfe von Gl. (45) bestimmt.

$$T_r = 2 \cdot A_0 \cdot \frac{\phi_s \cdot A_t \cdot f_y}{s} \cdot \cot \theta \quad (45)$$

mit:

- A_0 $0,85 \cdot A_{0h}$
- A_{0h} die von Bügelbewehrung umschlossene Querschnittsfläche
- ϕ_s Widerstandsfaktor für Betonstahl

Durch Umstellen von Gl. (45) kann die erforderliche Torsionsbügelbewehrung bestimmt werden.

Bei kombinierter Beanspruchung aus Querkraft und Torsion muss zum einen sichergestellt sein, dass die vorhandene Bügelbewehrung zur Aufnahme der Einwirkungen ausreichend ist. Zum anderen muss geprüft werden, ob die Betondruckstreben der kombinierten Beanspruchung standhalten. Eine getrennte Bemessung für Torsion allein ist in

CSA A23.3-04 nicht vorgesehen. Für Hohlkastenquerschnitte muss Gl. (46) zur Überprüfung der Druckstrebenragfähigkeit eingehalten sein.

$$\frac{V_f - V_p}{b_w \cdot d_v} + \frac{T_f \cdot p_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2} \leq 0,25 \cdot \phi_c \cdot f_c' \quad (46)$$

Für andere Querschnittsformen muss Gl. (47) erfüllt sein.

$$\sqrt{\left(\frac{V_f - V_p}{b_w \cdot d_v}\right)^2 + \left(\frac{T_f \cdot p_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} \leq 0,25 \cdot \phi_c \cdot f_c' \quad (47)$$

Bei der Ermittlung der Parameter β und θ für die Bemessung unter kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung wird der Längsdehnungsparameter ε_x abweichend von Gl. (28) nach Gl. (48) bestimmt.

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + \sqrt{(V_f - V_p)^2 + \left(\frac{0,9p_h \cdot T_f}{2A_0}\right)^2} + 0,5N_f A_p f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_p)} \quad (48)$$

2.3 Abweichende Bügelformen

2.3.1 Einleitung

Bei der Nachrechnung und Betrachtung zahlreicher Brückenbauwerke hat sich gezeigt, dass oftmals Bewehrung (insbesondere Querkraftbewehrung) verwendet wurde, welche die heutzutage vorliegenden Konstruktions- und Bewehrungsregeln nicht mehr erfüllt.

Die in Deutschland nach aktuellem Stand der Technik vorliegenden Anforderungen an die bauliche Durchbildung von Bügelbewehrung nach EN 1992-2/NA sind in Bild 15 dargestellt. Es wird insbesondere gefordert, dass Bügel in der Druck- und Zugzone geschlossen sind, wobei dies für Plattenbalken unter bestimmten Randbedingungen durch die Anordnung von durchgehenden Querstäben erfolgen kann. Alle Bügel oder andere Querkraftbewehrungen mit Haken oder Winkelhaken sind zwischen dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche und dem Druckrand zu verankern. Gerade Stabenden sind nicht zulässig.

In der Praxis konnten bei älteren Massivbrücken verschiedene Abweichungen von den aktuell geforderten Randbedingungen der konstruktiven Durchbildung von Bügelbewehrung beobachtet werden. Häufig wurden Steckbügel (siehe Bild 16) verwendet, die in der Druckzone nicht geschlossen sind und keine Endhaken aufweisen.

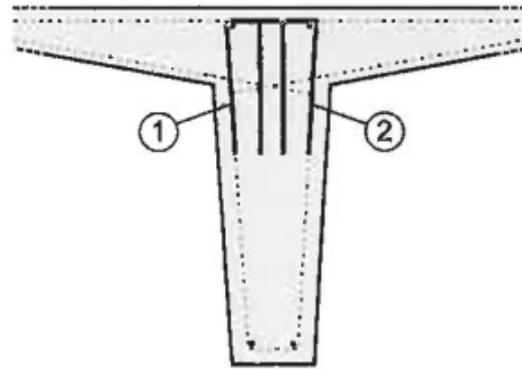


Bild 16: Steckbügel mit geraden Stabenden, die nicht über die gesamte Steghöhe reichen (MARZAHN, et al., 2015)

Diese Bügel wurden in Bereichen mit hoher Querkraftbeanspruchung lediglich von oben eingesteckt und reichen nicht über die gesamte Querschnittshöhe. Der effektive Beitrag dieser Querkraftbewehrungsform zur Abtragung von Hauptzugspannungen ist somit fraglich.

Ein weiteres häufiges Detail sind die in Bild 17 dargestellten zweiteiligen, geschlossenen Bügel, die nur eine geringe Übergreifungslänge aufweisen.

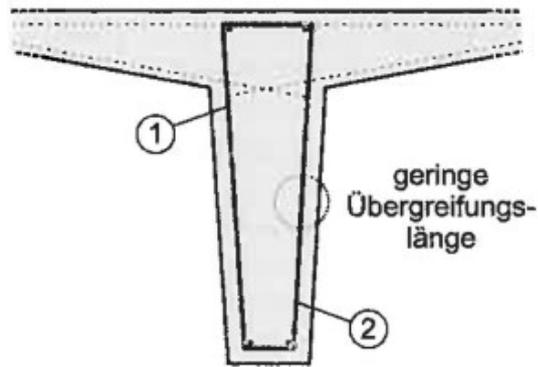
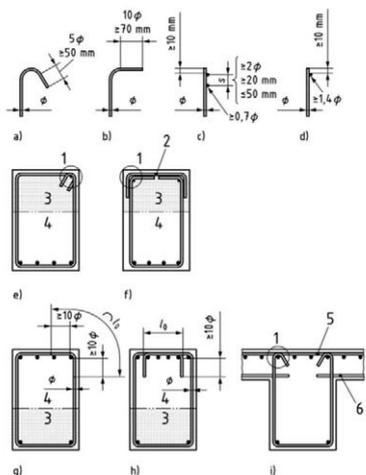


Bild 17: Zweiteilige, geschlossene Bügel mit kurzer Übergreifungslänge (MARZAHN, et al., 2015)

Nicht zuletzt wurden teilweise auch einseitig offene Bügel (Bild 18) verwendet, die zwar meist durch Querbewehrung in den Gurten geschlossen wurden, jedoch gerade Stabenden aufweisen und die aktuellen Anforderungen an die konstruktive Durchbildung somit nicht mehr erfüllen.

Diese nach heutigen Normen nicht mehr zulässigen Arten der Bügelbewehrung dürfen bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit nach der aktuellen Nachrechnungsrichtlinie bisher nicht in Ansatz gebracht werden. Diesbezüglich ist zu klären, inwieweit die aktuell gültigen Bemessungsmodelle für die vorliegenden Bewehrungsformen tauglich sind und welche Unterschiede sich in der Tragwirkung einstellen, bzw. inwieweit die nicht mehr zulässigen Bewehrungen rechnerisch berücksichtigt werden dürfen.



- Legende**
- 1 Verankerungselemente nach a) bzw. b)
 - 2 Kappenbügel
 - 3 Betondruckzone
 - 4 Betonzugzone
 - 5 obere Querbewehrung
 - 6 untere Bewehrung der anschließenden Platte
 - a) Haken
 - b) Winkelhaken
 - c) gerade Stabenden mit zwei angeschweißten Querstäben
 - d) gerade Stabenden mit einem angeschweißten Querstab
 - e) und f) Schließen in der Druckzone
 - g) und h) Schließen in der Zugzone (l_s mit $\alpha_s = 0,7$ nach Tabelle 5.2 mit Haken oder Winkelhaken am Bügelende)
 - i) Schließen bei Plattenbalken im Bereich der Platte

Bild 15: Anforderungen an die bauliche Durchbildung von Bügelbewehrung hinsichtlich Verankerung und Schließen nach DIN EN 1992-2 NA

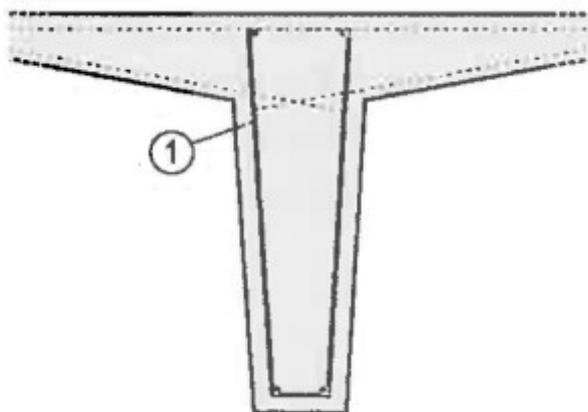


Bild 18: An der Oberseite nicht geschlossene Bügel mit geraden Stabenden (MARZAHN, et al., 2015)

2.3.2 Bisherige Untersuchungen

Obwohl die zuvor beschriebenen, heute nicht mehr zulässigen Ausführungen von Querkraftbewehrungselementen zur damaligen Zeit zugelassen waren und für entsprechende Bemessungen in Ansatz gebracht wurden, finden sich nahezu keine experimentellen Untersuchungen, die zur Absicherung von Bemessungsansätzen nach der Norm Anwendung fanden, und diese Bügelformen aufweisen.

Lediglich zur Problemstellung von zweiteiligen Querkraftbügel mit kurzen Übergreifungslängen existieren Untersuchungen bzw. Versuchsergebnisse (KUPFER, 1975). Die Auswertung der Untersuchungen von Kupfer zeigt, dass trotz einer zu geringen Übergreifungslänge mit Werten von bis zu $0,7 a_0$, die deutlich unter dem damals geforderten Wert von $1,2 a_0$ (entspricht in etwa $1,2 l_{b,net}$) liegt, die normgemäße Querkrafttragfähigkeit erreicht wurde, bzw. ein Biegeversagen statt eines Querkraftversagens eintrat.

(TOMPOS & FROSCH, 2002) untersuchten den Einfluss von Bügelformen bzw. -verankerungen und des Maßstabeffekts von querkraftbeanspruchten, schlaff bewehrten Trägern mit Rechteckquerschnitten. In einer Versuchsserie wurde der Einfluss der Bügelbewehrung untersucht, indem Balken mit geschlossenen Bügel (entsprechend den heutigen Anforderungen an die konstruktive Durchbildung) getestet wurden, mit in der Druckzone nicht geschlossenen Bügel mit Endhaken (ohne Querstab) und ohne jegliche Querkraftbewehrung, bei ansonsten gleichbleibenden Querschnittseigenschaften. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Bruchlasten - in Bezug auf den Querschnitt ohne Bügelbewehrung - für Träger mit geschlossenen Bügel bei 181% und für Balken mit in der Druckzone offenen Bügel bei 161% liegen. Somit leisten die offenen Bügel dennoch einen deutlichen Anteil an der Quer-

krafttragfähigkeit, wobei sich im Vergleich zu geschlossenen Bügel zu berücksichtigende Defizite ergeben.

Aufgrund des Mangels an konkreten Versuchen wurden zur besseren Einschätzung auch Untersuchungen zur Tragfähigkeit von beschädigten Bügel herangezogen. Diese beinhalten u.a. Träger, deren Bügel in der Zug- und/oder Druckzone offen sind und liefern somit auf die Problemstellung übertragbare Erkenntnisse. Entsprechende Versuche zu beschädigten Bügel wurden u.a. von (NAKAMURA, et al., Oktober 2006) (TOONGOENTHONG & MAEKAWA, 2005) (REGAN & KENNEDY REID, 2004) (VARNEY, et al., 2011) durchgeführt und ausgewertet.

Auch in den Versuchen zu beschädigten Bügel konnten einheitlich nennenswerte Beiträge der offenen Bügel zum Abtrag der Querkraft nachgewiesen werden. Nakamura stellte in seinen Versuchen weiterhin fest, dass Träger mit Bügel, die in der Zugzone nicht geschlossen sind, zu einer größeren Reduktion der Querkrafttragfähigkeit führen, als Träger, deren Bügel in der Druckzone nicht geschlossen sind (NAKAMURA, et al., Oktober 2006). Darüber hinaus wurde bei offenen Bügel mit geraden Stabenden ein Maßstabeffekt festgestellt. Dabei fällt der Tragfähigkeitsverlust von offenen im Vergleich zu geschlossenen Bügel geringer aus, je kleiner das Verhältnis der Verankerungslänge des geraden Stabendes zur Steghöhe des Trägers ist. Im Rückschluss lässt sich daraus ableiten, dass offene Bügel mit geraden Stabenden wirkungsvoller sind, je geringer die Wahrscheinlichkeit ist, dass sie innerhalb der Verankerungslänge am geraden Stabende von Schubrisen gekreuzt werden.

Bei den genannten Versuchen sei darauf hingewiesen, dass in allen Versuchen die Querkraftbewehrung über die gesamte Höhe des Trägers reichte. Untersuchungsergebnisse für Bügel, die nicht die gesamte Trägerhöhe umfassen, wie beispielsweise von oben eingeschobene Steckbügel gemäß Bild 16, sind in der Literatur ebenso wenig zu finden, wie Untersuchungen zum Einfluss von glattem und geripptem Stahl auf das Querkrafttragverhalten.

2.4 Nichtlineare Finite Elemente Simulationen

2.4.1 Allgemeines

Nichtlineare Finite Elemente Simulationen basieren auf der Finite Elemente Methode und stellen auch bei sehr komplexen Materialmodellen lediglich eine Näherung dar. In Kombination mit Versuchen, welche einen Einblick in die physikalische Wirklichkeit ermöglichen, stellen nichtlineare Finite Elemente Simulationen ein wertvolles Werkzeug zur Untersuchung von Tragmechanismen und verschiedenen Versagensarten von Bauteilen dar. Durch den Vergleich von rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten mit Versuchsergebnissen kann das Rechenmodell und die Güte der Modellierung für die zu untersuchende Aufgabenstellung kalibriert werden, um eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen Rechenmodell und Realität zu erreichen. Für die komplexen Berechnungen, die für diese Näherungsverfahren erforderlich sind, stehen heute sehr leistungsfähige Programme zur Verfügung. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens werden für Nichtlineare Finite Elemente Simulationen hauptsächlich die Programme ABAQUS und ATENA eingesetzt. Hierbei handelt es sich um zwei Programmsysteme, die über einen vergleichsweise hohen Standard an Elementen und Werkstoffmodellen für das nichtlineare Werkstoffverhalten von Stahlbeton verfügen. Dadurch finden diese Programmsysteme hauptsächlich an Technischen Universitäten für wissenschaftliche Untersuchungen Anwendung.

2.4.2 Abbildung des Querkraftversagens

Da es sich bei Beton um ein anisotropes und nicht homogenes Material handelt, dessen ausgeprägtes nichtlineares Werkstoffverhalten stark von der Rissbildung abhängt, ist die Modellierung der Rissbildung bei der Anwendung der nichtlinearen finite Elemente Methode ein wesentlicher Punkt, dem besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden muss.

In realen Bauteilen aus Stahl- oder Spannbeton entstehen nach Überschreitung der Betonzugfestigkeit diskrete Risse. Die Rissbildung initiiert den Übergang im gerissenen Zustand II und führt zur Aktivierung der vorhandenen Bewehrung und gleichzeitig zu einem Steifigkeitsverlust der Bauteile. Durch Mechanismen wie Rissverzahnung und Dübelwirkung der vorhandenen Bewehrung können auch Scherkräfte parallel zum Riss übertragen werden. Diese Tragmechanismen sind bei nichtlinearen Finite Elemente Simulationen schwer realitätstreu zu erfassen. Für die Simulation der Rissbildung werden in der Regel bei nichtlinearen Finite Elemente Berechnungen Elemente mit verschmierter Rissbildung

verwendet. Bei der verschmierten Rissbildung wird das Modell mit seinen finiten Elementen weiterhin als Kontinuum behandelt, während die Auswirkung der Rissbildung durch lokale Anpassung der Materialsteifigkeit oder -festigkeit auf Elementebene erfasst wird. Daher kann das Tragverhalten von Bauteilen nach der Rissbildung in Simulationen nur näherungsweise abgebildet werden.

Das Biegetragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken lässt sich mit Hilfe von Finite Elemente Simulationen relativ leicht und realitätsnah abbilden. Im Vergleich dazu ist das Schubtragverhalten besonders im gerissenen Zustand II sehr komplex und erfordert eine wirklichkeitsnahe Modellierung des ausgeprägt nichtlinearen Werkstoffverhalten von Stahlbeton. Auch die vorhandenen normativen Regelungen zu nichtlinearen Verfahren beziehen sich im Wesentlichen auf Biegeprobleme. An dieser Stelle soll das γ_R -Verfahren (gem. DIN EN 1992-1-1/NA) für nichtlineare Berechnungen erwähnt werden, das für die rechnerische Betonzugfestigkeit keine Werte vorsieht. Für die Anwendung auf andere Fragestellungen müssen daher vom Anwender eigenverantwortlich entsprechende Festlegungen getroffen werden. Es ist aber zu beachten, dass diese Festlegungen einen deutlichen Einfluss auf die Rechenergebnisse haben können.

Bei der Modellierung von Stahlbetonstrukturen werden entweder Elemente verwendet, die den Beton, Stahl und Verbund jeweils getrennt oder Elemente, die den Verbundwerkstoff Stahlbeton als Ganzes abbilden. Die Art der Modellierung ist von der zu untersuchenden Fragestellung abhängig.

Bei der Simulation des Querkrafttragverhaltens von Stahlbeton- und Spannbetonbalken ist eine wirklichkeitsnahe Modellierung von zentraler Bedeutung. Die Tragmechanismen im Zustand II mit Biege- und Schubrisen werden von vielen Parametern beeinflusst, die teilweise sehr stark streuen. Mit Hilfe von Sensitivitätsanalysen können die maßgebenden Parameter identifiziert werden, auf die das Ergebnis der Simulation sensitiv reagiert.

2.4.3 Probabilistische Untersuchungen

In Wirklichkeit sind Einwirkungen und Widerstände keine deterministischen, sondern stochastisch verteilte Größen. Dieser Tatsache muss in der Nachweisführung Rechnung getragen werden, indem die von der Norm vorgegebene Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Zuverlässigkeit von Bauwerken einzuhalten ist.

Um das von aktuellen Normen geforderte Sicherheitsniveau einzuhalten, wurden in der Vergangenheit verschiedene Rechenmethoden entwickelt. Die

genaueste und gleichzeitig auch die aufwendigste Methode ist die vollprobabilistische Berechnung, die durch Lösung des Faltungsintegrals oder durch stochastische Simulationen (Monte Carlo Methode) eine exakte Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit P_f ermöglicht. Dieser Rechenmethode wird auch als Level 3 Methode bezeichnet und findet durch den hohen Rechenaufwand und komplexen Berechnungen selten Anwendung in der Praxis. Deshalb wurden die sogenannten Level 2 Methoden entwickelt, die Näherungsverfahren mit vereinfachten Rechenmethoden darstellen. Sie liefern keine exakte Lösung, die Näherung weist jedoch in den meisten Fällen eine ausreichende Genauigkeit auf. Durch weitere Vereinfachungen wurden die Level 1 Methoden entwickelt, die heute in den aktuellen Normen wiederzufinden sind. Durch die Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten für verschiedene Bemessungssituationen wird sichergestellt, dass die erforderliche Zuverlässigkeit erreicht wird. Durch die Definition von charakteristischen Werten für Einwirkung und Widerstände wird der stochastische Charakter der Variablen erfasst.

Die vorher genannten Methoden sind im Fall von nichtlinearen Finite Elemente Simulationen nicht ohne weiteres anwendbar. Aus diesem Grund wurden in den letzten Jahren Ansätze für Sicherheitskonzepte für Systeme mit nichtlinearem Verhalten entwickelt. Einige dieser Sicherheitskonzepte wurden in einem früheren Forschungsvorhaben (Projekt-Nr. BAST: FE 15.0523/2011/FRB) untersucht und ausgewertet. Alle hier untersuchten Sicherheitskonzepte haben das von der Norm geforderte Sicherheitsniveau zwar eingehalten, jedoch mehr oder weniger überschritten. Siehe Heft 1120 in Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik (Maurer, et. al. 2013).

Erfahrungen aus verschiedenen Versuchsnachrechnungen haben gezeigt, dass die beste Übereinstimmung zwischen dem Tragverhalten im realen Versuch und der Simulation bei der Verwendung von Materialkennwerten auf Mittelwertniveau erzielt werden kann. Eine Simulation des tatsächlichen Tragverhaltens mit deterministischen Werten der Materialparameter auf Mittelwertniveau ist jedoch zum Nachweisen der Tragfähigkeit von Bauwerken nicht ausreichend. Es ist sicherzustellen, dass die von der Norm geforderte Zuverlässigkeit von Bauwerken eingehalten wird. Dafür sind alle Unsicherheiten zu berücksichtigen, wie z.B. aus der Modellbildung oder aus der Streuung von Materialparametern und Geometrie.

Durch Verwendung geeigneter Software (siehe Cervenka, et. al., 2013) sind stochastische Finite Elemente Berechnungen möglich. Dabei streuen die

Materialparameter innerhalb eines Finite Elemente Modells nicht. Stattdessen wird eine Finite Elemente Berechnung mehrmals mit variierenden, aber nach einem bestimmten Muster festgelegten Parametersätzen durchgeführt. Die Ergebnisse aus den einzelnen Berechnungen werden stochastisch aufbereitet und ausgewertet. Durch weitere Sicherheitsüberlegungen kann anschließend ein Bemessungswert der Bruchlast ermittelt werden. Diese Methode ist sehr aufwendig und rechenintensiv, so dass sie in der Praxis kaum Anwendung findet.

2.5 Grundlagen zur Sicherheit im Bauwesen

2.5.1 Allgemeines

Als Einführung in der Zuverlässigkeitstheorie soll dieses Kapitel einen Überblick über Zufallsvariablen, Wahrscheinlichkeitsberechnungen, vorhandene Sicherheitskonzepte und die dafür entwickelten Berechnungsverfahren verschaffen.

Jeder Grenzzustand wird durch mindestens zwei Einflussgrößen, auch Basisvariablen genannt (SCHNEIDER, 1994), beschrieben. Im Normalfall beeinflusst aber eine Vielzahl von Basisvariablen einen Grenzzustand (z.B. GZT). Im Bauwesen werden diese in Einwirkungs- und Widerstandsparameter eingeteilt. Die einzelnen Parameter (Basisvariablen) haben auf den Grenzzustand einen unterschiedlichen Einfluss, der sich mit Hilfe einer Sensitivitätsanalyse quantifizieren lässt. Im Regelfall können die Basisvariablen nur durch Zufallsvariablen und nicht deterministisch durch einen einzigen Wert beschrieben werden. Entsprechend der Bezeichnung können Zufallsvariablen zufällig Werte aus einem bestimmten Intervall annehmen und somit ist ihre genaue Größe unbestimmbar.

2.5.2 Relevante Wahrscheinlichkeitsverteilungen für das Bauwesen

Stetige Zufallsvariablen können durch ihre Verteilungsfunktionen eindeutig beschrieben werden. Im Folgenden wird eine allgemeine Beschreibung der Eigenschaften von Verteilungsfunktionen und deren Parametern vorgenommen. Anschließend werden die im Bauwesen am häufigsten verwendeten Verteilungsfunktionen und Verteilungsdichtefunktionen zur Beschreibung von Zufallsvariablen vorgestellt. (vgl. ZILCH, 2010; SCHNEIDER, 1994).

Verteilungsfunktionen kommen häufig bei der Auswertung von Stichproben zum Einsatz. Hierfür werden die einzelnen Ergebnisse (Stichproben) in Klassen gleicher Eigenschaften eingeteilt. Mithilfe eines Histogramms wird die relative Häufigkeit des Eintretens eines Wertes in einer bestimmten Klasse anschaulich dargestellt (siehe Bild 19). Daraus lässt sich die Summenlinie der Häufigkeiten bestimmen (Bild 20).

Durch Zunahme des Umfanges von Stichproben und einer Verfeinerung der Klasseneinteilung werden Histogramme und Summenhäufigkeiten zu stetigen Verläufen (Bild 21, Bild 22). Durch die Verwendung geeigneter mathematischer Funktionen können diese exakt beschrieben werden.

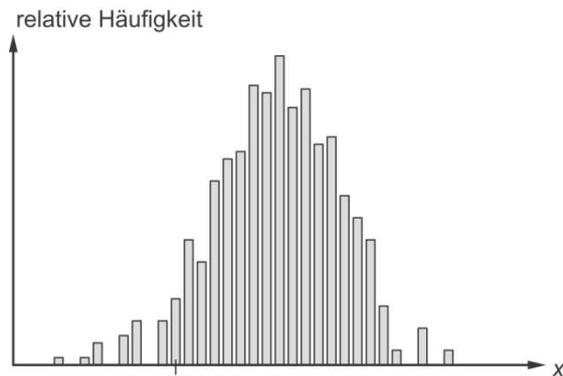


Bild 19: Relative Häufigkeit, Histogramm (Zilch, 2010)

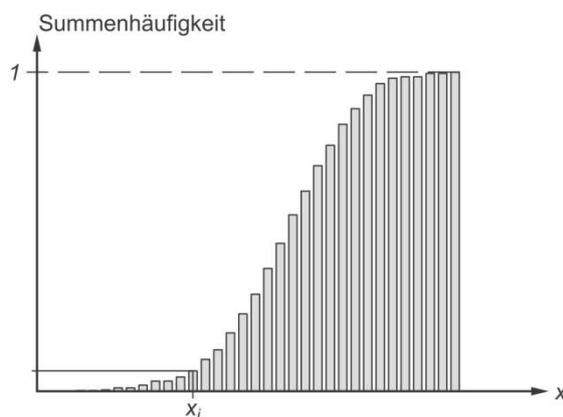


Bild 20: Summenhäufigkeit (Zilch, 2010)

Zur Beschreibung von Histogrammen werden Verteilungsdichte- $f_X(x)$ und für Summenhäufigkeiten Verteilungsfunktionen $F_X(x)$ herangezogen. Dabei gelten folgende Beziehungen:

$$F_X(x_i) = \int_{-\infty}^{x_i} f_X(x) dx, \quad (49)$$

$$0 \leq F_X(x_i) \leq 1 \quad (50)$$

Mit Hilfe der Verteilungsfunktion $F_X(x_i)$ kann die Wahrscheinlichkeit berechnet werden, mit der eine Zufallsvariable x einen bestimmten Wert x_i nicht überschreitet.

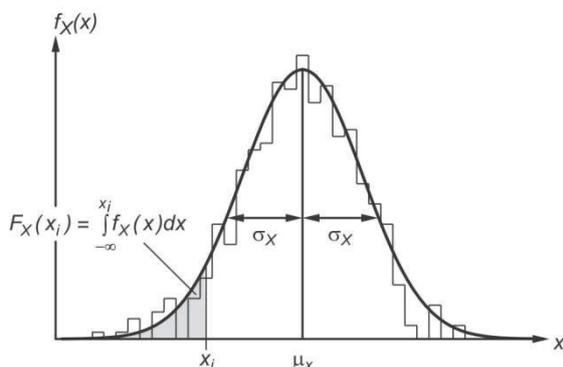


Bild 21: Verteilungsdichte (Zilch, 2010)

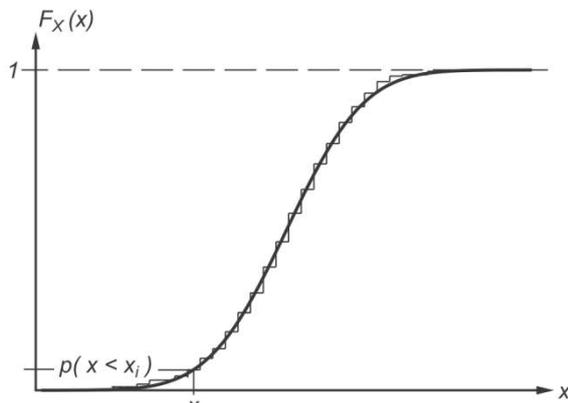


Bild 22: Verteilungsfunktion (Zilch, 2010)

Zur Beschreibung von Zufallsvariablen werden häufig das erste (Mittelwert oder Erwartungswert) μ_X und zweite (Varianz) σ_X^2 statistische Moment verwendet. Dabei gilt:

$$\mu_X = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot f_X(x) dx, \quad (51)$$

$$\sigma_X^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_X)^2 \cdot f_X(x) dx, \quad (52)$$

Die ersten beiden statistischen Momente werden bei zur Bestimmung weiterer wichtiger Parameter wie Standardabweichung σ_X und Variationskoeffizient V_X verwendet:

$$\sigma_X = \sqrt{\sigma_X^2} \quad (53)$$

$$V_X = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (54)$$

Im Folgenden werden einige der im Bauwesen am häufigsten verwendeten Verteilungsfunktionen kurz dargestellt:

(Gauß-) Normalverteilung, $N(\mu, \sigma)$

Die wohl wichtigste Verteilungsfunktion zur Beschreibung von Zufallsvariablen ist die (Gauß-) Normalverteilung. Bedingt durch ihre Form ist die Verteilungsfunktion auch als Gauß'sche Glockenkurve bekannt.

Es wird oft beobachtet, dass Größen wie z.B. Querschnittsabmessungen oder Eigengewicht eine stetige und symmetrische Verteilung aufweisen. Diese Verteilungen entsprechen in der Regel der Normalverteilung und oder ähneln ihr sehr stark.

Ein weiterer Beitrag zur Relevanz der Normalverteilung zur Beschreibung von Zufallsvariablen leistet der zentrale Grenzwertsatz. Er besagt, dass durch Aufsummieren mehrerer unabhängiger und beliebig verteilter Zufallsvariablen eine Verteilung resultiert, die sich der Normalverteilung annähert.

Anhand vom Mittelwert μ_X und der Standardabweichung σ_X wird die Normalverteilung exakt beschrieben. Ihre Dichtefunktion wird wie folgt definiert:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{(x - \mu_X)}{\sigma_X} \right]^2} \quad (55)$$

für $-\infty \leq x \leq \infty$

$$F_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \int_{-\infty}^{x_j} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{(x - \mu_X)}{\sigma_X} \right]^2} dx \quad (56)$$

Eine vereinheitlichte Form der Normalverteilung stellt die Standard Normalverteilung dar. Sie hat stets den Mittelwert Null und die Standardabweichung Eins und wird auch mit $N(0,1)$ bezeichnet. Die Verteilungsdichte und Verteilungsfunktion der Standard Normalverteilung sind in Bild 23 und Bild 24 dargestellt. Beliebige normalverteilte Zufallsvariablen werden durch folgende Formel in die standardisierte Form transformiert:

$$Y = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \quad (57)$$

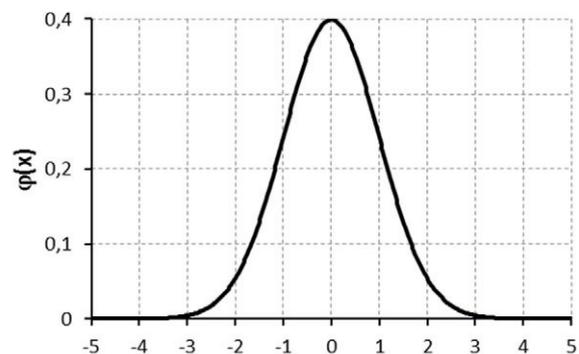


Bild 23: Verteilungsdichte der Standardnormalverteilung

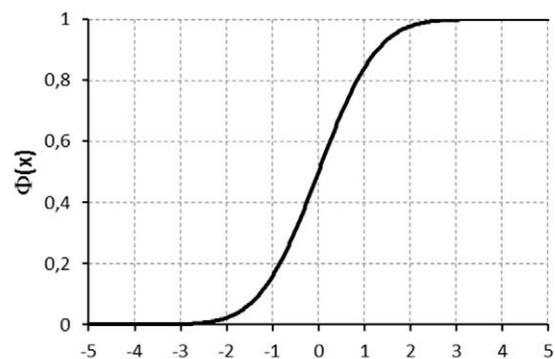


Bild 24: Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung

Logarithmische Normalverteilung, LN(λ , ζ)

Da die Verteilungsdichtefunktion der Normalverteilung von $-\infty$ bis $+\infty$ definiert ist, kann sie auch negative Werte annehmen. Daher ist sie für die Beschreibung von Materialeigenschaften z.B. Festigkeiten oder E-Moduln nicht immer geeignet. Im Gegensatz dazu ist die Logarithmische Normalverteilung kurz Lognormalverteilung ausschließlich für positive Werte definiert. Die Zufallsvariable X der Lognormalverteilung ist im logarithmischen Maßstab normalverteilt. Wenn X einer logarithmischen Normalverteilung entspricht, muss $Y = \ln(X)$ normalverteilt sein.

Folgende Formeln beschreiben die Dichte- und Verteilungsfunktion der Lognormalverteilung:

$$f(x) = \frac{1}{\zeta \cdot x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln x - \lambda}{\zeta} \right]^2} = \frac{1}{\zeta \cdot x} \cdot \phi\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right) \quad (58)$$

$$F_X(x) = \int_0^x \frac{1}{\zeta \cdot x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln x - \lambda}{\zeta} \right]^2} dx = \Phi\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right) \quad (59)$$

Die Parameter der Lognormalverteilung werden wie folgt ermittelt:

$$\lambda = E[\ln x] = \mu_{\ln x} = \ln \mu_x - \frac{1}{2} \cdot \sigma_{\ln x}^2 \quad (60)$$

$$\zeta^2 = E[(\ln x - \lambda)^2] = \sigma_{\ln x}^2 = \ln(1 + v_x^2) \quad (61)$$

Die beiden statistischen Momente einer Lognormalverteilung berechnen sich mit den folgenden Formeln:

$$\mu_x = E[X] = e^{(\lambda + \zeta^2/2)} \quad (62)$$

$$\sigma_x^2 = E[(X - \mu_x)^2] = \mu_x^2 \cdot (e^{\zeta^2} - 1) \quad (63)$$

Die Verteilungsdichte und Verteilungsfunktion einer logarithmischen Normalverteilung sind in Bild 25 und Bild 26 dargestellt.

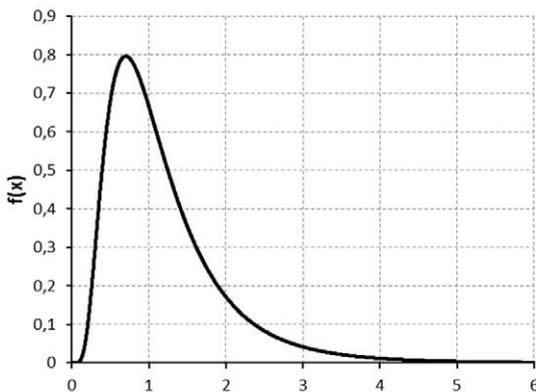


Bild 25: Verteilungsdichte der Lognormalverteilung LN(0; 0,6)

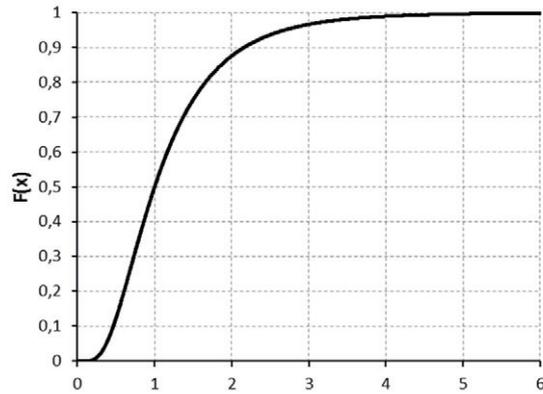


Bild 26: Verteilungsfunktion der Lognormalverteilung LN(0; 0,6)

Extremwertverteilung Typ I (Gumbel-Verteilung), EV-I(u , α)

Die Gumbel-Verteilung eignet sich zur Beschreibung von Extremwertverteilungen und wird oft für die Aufzeichnung zeitabhängiger Zufallsvariablen wie z.B. Pegelstand eines Flusses oder Windbelastungen angewendet. Für die mathematische Beschreibung der Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion und Verteilungsfunktion werden folgende Formeln angegeben:

$$f(x) = \alpha \cdot \exp[-\alpha \cdot (x - u) - \exp(-\alpha \cdot (x - u))] \quad (64)$$

$$F(x) = \exp[-\exp(-\alpha \cdot (x - u))] \quad (65)$$

Die Parameter der Gumbel-Verteilung ermitteln sich wie folgt:

$$u = \mu_x - \frac{\gamma \cdot \sqrt{6}}{\pi} \cdot \sigma_x \quad (66)$$

$$\alpha = \frac{\pi}{\sigma_x \cdot \sqrt{6}} \quad (67)$$

mit: $\gamma = 0,577215664$ (Euler-Konstante)

Zur Bestimmung der ersten beiden statistischen Momente einer Gumbel-Verteilung werden folgende Formeln angewendet:

$$\mu_x = u + \frac{\gamma}{\alpha} \quad (68)$$

$$\sigma_x = \frac{\pi}{\alpha^2 \cdot \sqrt{6}} \quad (69)$$

Beispielhaft werden in Bild 27 und Bild 28 die Verteilungsdichte und Verteilungsfunktion einer Gumbel-verteilten Zufallsvariable dargestellt.

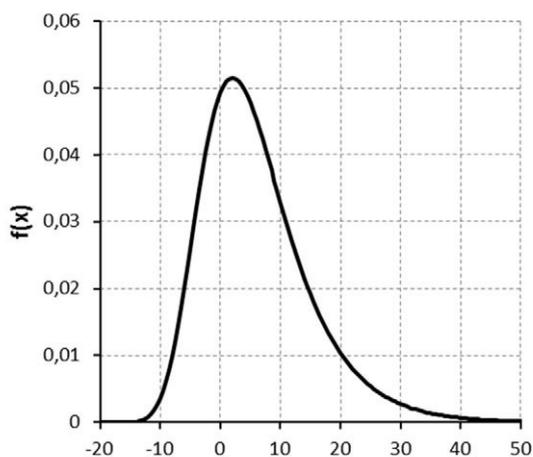


Bild 27: Verteilungsdichte einer *Gumbel*-verteilten Zufallsvariabel EV-I (2; 0,14)

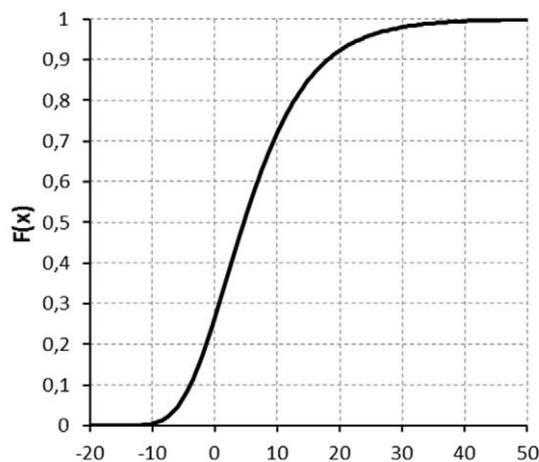


Bild 28: Verteilungsfunktion einer *Gumbel*-verteilten Zufallsvariabel EV-I (2; 0,14)

$$m_X = x_0 - \lambda^{-\frac{1}{k}} \cdot \Gamma_1 \quad (72)$$

$$\sigma_X = \lambda^{-\frac{1}{k}} \cdot (\Gamma_2 - \Gamma_1^2)^{\frac{1}{2}} \quad (73)$$

mit:

$$\Gamma_1 = \Gamma \cdot \left(1 + \frac{1}{k}\right) \quad (74)$$

$$\Gamma_2 = \Gamma \cdot \left(1 + \frac{2}{k}\right) \quad (75)$$

$$\Gamma = \int_0^{\infty} t^{x-1} \cdot e^{-t} dt \rightarrow \text{Gammaverteilung} \quad (76)$$

t = Zeitpunkt des Eintretens des Ereignisses

Die graphischen Darstellungen der Verteilungsdichtefunktion und der Verteilungsfunktion einer Weibull verteilten Zufallsvariabel sind in Bild 29 bzw. Bild 30 dargestellt.

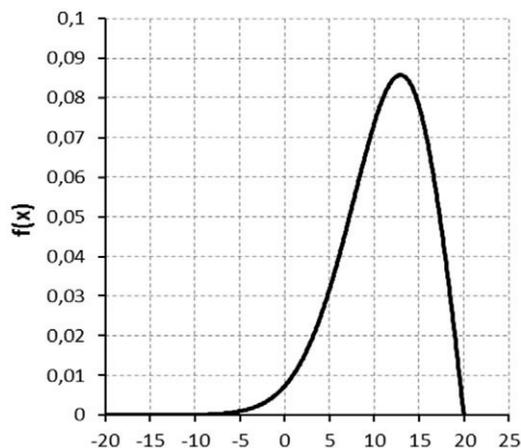


Bild 29: Verteilungsdichte einer *Weibull*-verteilten Zufallsvariabel EV-III (20; 0,01; 2)

Extremwertverteilung Typ III (Weibull-Verteilung), EV-III(x_0, λ, k)

Eine weitere wichtige Verteilungsfunktion, die im Bauwesen zur Anwendung kommt, ist die Weibull-Verteilung. Dabei handelt es sich um eine asymmetrische Verteilungsdichtefunktion, die meistens zur Darstellung von Parametern mit oberen Grenzen verwendet wird (z.B. Festigkeitseigenschaften oder Lasten).

Zur Beschreibung von Maximalwerten werden im Folgenden die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion und die Verteilungsfunktion der Weibull-Verteilung angegeben:

$$f(x) = \lambda \cdot k \cdot (x_0 - x)^{k-1} \cdot \exp[-\lambda \cdot (x_0 - x)^k] \quad (70)$$

$$F(x) = \exp[-\lambda \cdot (x_0 - x)^k] \quad (71)$$

Mittelwert m_X und Standardabweichung σ_X der Verteilungsfunktion ergeben sich zu:

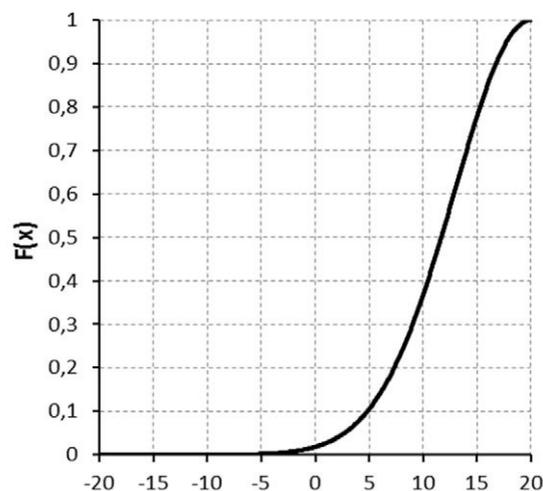


Bild 30: Verteilungsfunktion einer *Weibull*-verteilten Zufallsvariabel EV-III (20; 0,01; 2)

2.5.3 Zweidimensionale kontinuierliche Wahrscheinlichkeitsverteilungen

Soll z.B. das gemeinsame Verhalten mehrerer Merkmale eines Zustandes beschrieben werden, sind oft mehrere Zufallsvariablen gleichzeitig zu erfassen. Werden nur einzelne, also eindimensionale Zufallsvariablen betrachtet, handelt es sich in mathematischer Hinsicht um „Skalare“ Zufallsvariablen. Bei der Betrachtung eines Satzes von n stetigen Zufallsvariablen, spricht man von einem sogenannten n -dimensionalen „Zufallsvektor“ X . Abhängig davon, ob eine, zwei oder mehrere Zufallsvariablen zu untersuchen sind, werden die Verteilungen entsprechend als „univariate“, „bivariate“ oder „multivariate“ Verteilungen bezeichnet. Zur besseren Veranschaulichung werden im Folgenden vereinfacht zweidimensionale Zufallsvariablen behandelt. (Braml, 2010; Schneider, 1994). Werden gleichzeitig zwei Zufallsvariablen untersucht (z.B. $f_X(x)$ und $f_Y(y)$ mit μ_X, σ_X , und μ_Y, σ_Y), ist deren Abhängigkeit voneinander zu untersuchen. Um die Abhängigkeit zweier Zufallsvariablen zu quantifizieren, wird $\sigma_{X,Y}$ als Maßzahl für die Kovarianz eingeführt:

$$\sigma_{X,Y} = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X) \cdot (y - \mu_Y) \cdot f_{X,Y}(x,y) \cdot dx dy \quad (77)$$

Ist die Abhängigkeit zweier Zufallsvariablen voneinander so ausgeprägt, dass eine Zufallsvariable vollständig durch die andere beschrieben werden kann, handelt es sich um vollständig korrelierte Zufallsvariablen. In diesem Fall beträgt der Korrelationskoeffizient nach Gl. (78) $\rho_{X,Y}$ 1,0 oder -1,0.

$$\rho_{X,Y} = \frac{\sigma_{X,Y}}{\sigma_X \cdot \sigma_Y} \quad -1 \leq \rho_{X,Y} \leq 1 \quad (78)$$

Vollständig unkorrelierte Zufallsvariablen weisen einen Korrelationskoeffizienten von 0 auf. Das bedeutet, dass zwischen den beiden Zufallsvariablen keine Abhängigkeit besteht. (Schneider, 1994).

Zur Veranschaulichung der Zusammenhänge ist in den folgenden Bildern (Bild 31, Bild 32, Bild 33) die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion $f_{X,Y}$ einer bivariaten Normalverteilung für unterschiedlichen Korrelationskoeffizienten dargestellt.

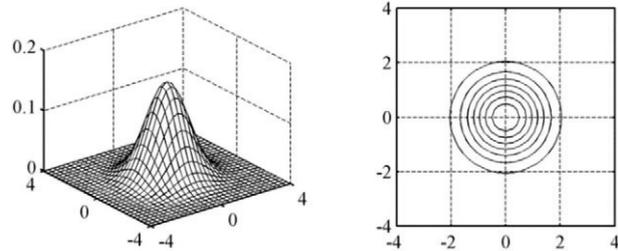


Bild 31: Verteilungsdichte einer bivariaten Normalverteilung ($\rho = 0$) (aus Six, 2001)

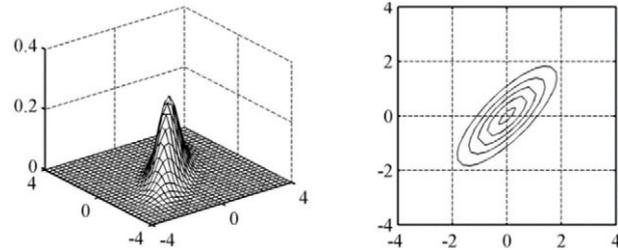


Bild 32: Verteilungsdichte einer bivariaten Normalverteilung ($\rho = +0,8$) (aus Six, 2001)

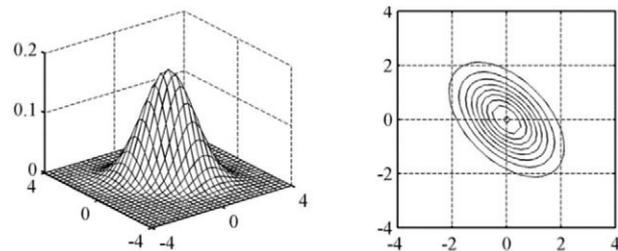


Bild 33: Verteilungsdichte einer bivariaten Normalverteilung ($\rho = -0,5$) (aus Six, 2001)

2.5.4 Der Zentrale Grenzwertsatz

Der Zentrale Grenzwertsatz spielt eine wesentliche Rolle im Rahmen der Wahrscheinlichkeitstheorie und verdeutlicht die zentrale Bedeutung der Normal- und Log-Normalverteilung bei Wahrscheinlichkeitsberechnungen. Dabei wird beschrieben, dass die Summe symmetrischer Verteilungen eine symmetrische Verteilung ergibt und das Produkt von symmetrischen Verteilungen eine schiefe Verteilung annimmt (Schneider, 1994).

Unter der Voraussetzung, dass keine der Variablen dominiert und unabhängig vom Verteilungstyp besagt der zentrale Grenzwertsatz, dass:

- Die Verteilung der Summe von n beliebigen Zufallsvariablen nähert sich, unabhängig von den Verteilungstypen der Variablen, mit wachsendem n der Normalverteilung.
- Die Verteilung des Produktes von n beliebigen Zufallsvariablen nähert sich, unabhängig von den Verteilungstypen der Variablen, mit wachsendem n der Log-Normalverteilung.

Daher ist in der Natur Vieles als normal- oder Lognormalverteilt, denn viele natürliche Sachverhalte ergeben sich aus der Summe oder dem Produkt ihrer Einflussgrößen (Schneider, 1994).

2.5.5 Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie

Die Eigenschaft eines Tragwerks, eine festgelegte Funktion unter vordefinierten Randbedingungen und festgelegter Zeitdauer mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit zu erfüllen, wird als Zuverlässigkeit des Tragwerks bezeichnet. Die Zuverlässigkeit wird oft auch als „Überlebenswahrscheinlichkeit“ betrachtet. Das Komplement der „Überlebenswahrscheinlichkeit“ (P_S) ist die „Versagenswahrscheinlichkeit“ (P_f). Deshalb müssen sie in Summe eins ergeben. Somit lässt sich die Zuverlässigkeit eines Systems für einen bestimmten Grenzzustand durch eine Wahrscheinlichkeit ausdrücken (Schneider, 1994, Spaethe, 1992).

$$P_S + P_f = 1 \quad (79)$$

Unter Überlebenswahrscheinlichkeit eines Systems ist die Einhaltung einer exakt definierten Grenzzustandsgleichung für einen bestimmten Anspruch am System zu verstehen und nicht das eigentliche Überleben des Systems. Ansprüche an Systeme können z.B. Gebrauchstauglichkeit, Tragfähigkeit, u.a. sein. Im Bauwesen ist es üblich, bei Grenzzustandsbetrachtungen die Versagenswahrscheinlichkeit und nicht die Überlebenswahrscheinlichkeit zu berechnen. (Spaethe, 1992)

Für die Berechnung von Wahrscheinlichkeiten wurden in den vergangenen Jahren unterschiedliche Methoden entwickelt. Diese werden in Abhängigkeit ihrer Komplexität und ihrer Rechengenauigkeit in verschiedene „Levels of sophistication“ eingestuft.

Im Folgenden wird eine Übersicht der vorhandenen Sicherheitskonzepte für die einzelnen „Levels of sophistication“ wiedergegeben:

Level 0: Deterministisch

Methode mit empirisch festgelegten Sicherheitsfaktoren

Level 1: Semi-Probabilistisch

Kalibriertes Verfahren der Grenzzustände im Allgemeinen mit Teilsicherheitsfaktoren

Level 2: Probabilistische Näherung

First Order Reliability Method (FORM), Second Order Reliability Method (SORM), mit Zuverlässigkeitsindex β

Level 3: Probabilistisch „exakt“

Monte-Carlo Methode oder numerische Integration zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit P_f .

Level 4: Ökonomisch optimal

Optimierungsverfahren unter Berücksichtigung ökonomischer Aspekte mit den Methoden von Level 2 und 3

Level 5: Soziologisch optimal

Optimierungsverfahren unter Berücksichtigung soziologischer und ökonomischer Aspekte mit den Methoden von Level 2 und 3

Die relevanten Sicherheitskonzepte für das vorliegende Forschungsvorhaben sind die Konzepte nach Level 1, 2 und 3. Diese werden im Folgenden näher betrachtet und die Vor- und Nachteile vorgestellt.

Die anderen Levels sind für die hier zu führenden Untersuchungen nicht zielführend, weil es sich hier entweder um stark vereinfachte Methoden handelt (z.B. Level 0) oder um Optimierungsverfahren (Level 4 und 5), die zusätzlichen Aspekte (ökonomisch, soziologisch) berücksichtigen.

2.5.5.1 Level 3 Methoden

Methoden, die eine exakte Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit P_f ermöglichen, werden als Methoden des Levels 3 bezeichnet. Für die exakte Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit sind genaue Verfahren erforderlich, die das FaltungsinTEGRAL entweder analytisch oder numerisch lösen. Ein weiteres Verfahren zur genauen Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit ist die stochastische Simulation, auch bekannt als Monte-Carlo Methode. Diese erfordert eine hohe Anzahl an Simulationen, um die im Bauwesen übliche Versagenswahrscheinlichkeit von ca. 10^{-6} mit ausreichender Genauigkeit zu bestimmen.

Für die Anwendung der Level 3 Methoden, bekannt auch als vollständig probabilistische Methoden, ist es erforderlich, die stochastisch verteilten Variablen und die exakte Grenzzustandsfunktion zu kennen.

Streuende Modelleigenschaften, die durch ein deterministisches Modell nicht erfasst werden können (z.B. streuende Bauteilabmessungen), werden meistens durch die Modellunsicherheit abgedeckt und als deterministischer Wert in der Berechnung berücksichtigt.

Numerische Integration

Voraussetzung für die Rechenmethode mittels numerischer Integration sind genaue Kenntnisse über die Zufallsvariablen und die Grenzzustandsgleichung. Werden n beliebig verteilte Zufallsvariablen betrachtet, ist es möglich diese in einem n -dimensionalen Zufallsvektor X zusammenzufassen. Die Zufallsvariablen, die dem zu untersuchenden Problem zugrunde liegen, werden auch als Basisvariablen bezeichnet. Mögliche stochastische Abhängigkeiten zwischen den Zufallsvariablen X_i können auch formuliert werden. Wenn der Sicherheitsabstand Z durch eine Funktion $g(X)$ definiert wird, kann die Verteilung von Z durch Faltung der Variablen X_i bestimmt werden (Spaethe, 1992):

$$F_Z(z) = P(Z < z) = P[g(X) < z] = \int_{g(X) < z} f_X(x) dx \quad (80)$$

Für $z = 0$ ergibt sich die Versagenswahrscheinlichkeit p_f nach folgender Formel:

$$p_f = P[g(X) < 0] = F_Z(z = 0) = \int_{g(X) < 0} f_X(x) dx \quad (81)$$

In einfachen Fällen ist die exakte Lösung der Gleichung (81) möglich. Bei komplexeren Problemstellungen, bei denen die Grenzzustandsflächen $g(X)=0$ im n -dimensionalen Hyperraum eine nichtlineare, nicht differenzierbare Funktion sein kann, wird die Berechnung des Faltungsintegrals außergewöhnlich kompliziert. Numerische Integrationsverfahren sind dadurch nur begrenzt zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit geeignet und werden in der Praxis selten verwendet.

Monte-Carlo Simulation

Die Monte-Carlo Simulation zählt zu den exakten Methoden des Levels 3 und benötigt somit genaue Angaben zu den Zufallsvariablen X_i und eine genau definierte Grenzzustandsgleichung. Diese Methode ermöglicht durch eine Vielzahl an deterministischen Rechenläufen eine Näherungslösung des Faltungsintegrals nach Gleichung (81). Unter Berücksichtigung der genau bekannten Zufallsvariablen und der Grenzzustandsgleichung werden zahlreiche Rechenläufe mit zufällig ausgewählten Parametersätzen durchgeführt. Je größer die Anzahl der Rechenläufe, umso exakter ist das Ergebnis. Mithilfe der Monte-Carlo Simulation kann die Versagenswahrscheinlichkeit P_f berechnet werden, indem das Verhältnis der simulierten Versagensereignisse x durch die Gesamtzahl der Simulationen N gebildet wird:

$$P_f = \frac{x}{N} \quad (82)$$

Im Bauwesen liegt die übliche Größenordnung von Versagenswahrscheinlichkeiten bei ca. 10^{-6} . Dadurch ist es ersichtlich, dass eine große Anzahl

($N > 1/P_f$) an Rechenläufen erforderlich ist, um diese Größenordnung der Versagenswahrscheinlichkeit mit ausreichender Genauigkeit zu berechnen (Rackwitz, 2006). Der erhöhte Rechenaufwand bei der Monte-Carlo Simulation stellt einen wesentlichen Nachteil dar, der aber durch die ständige Steigerung der Rechenleistung von heutigen Rechnern immer mehr an Relevanz verliert. Um diese Methode effizienter zu gestalten, wurden in der Vergangenheit verfeinerte Techniken für die Monte-Carlo Simulation entwickelt. Diese werden an dieser Stelle nicht weiter behandelt und es wird auf (Rackwitz, 2006) verwiesen.

2.5.5.2 Level 2 Methoden

Wie bereits in 2.5.5.1 erläutert, sind die Methoden des Levels 3 sehr aufwendig und rechenintensiv. Um diese aufwendigen Berechnungen zu vermeiden, wurden in den vergangenen Jahrzehnten vereinfachte Rechenmethoden auf Basis der Level 3 Methoden entwickelt. Vereinfacht werden im Rahmen von Level 2 Methoden die Zufallsvariablen allein durch die ersten beiden stochastischen Momente definiert. Zusätzlich wird eine lineare Approximation der Grenzzustandsgleichung vorgenommen. Durch diese Vereinfachungen können die Methoden des Levels 2 keine genaue Lösung liefern. In den meisten Fällen weist die Näherung eine ausreichende Genauigkeit auf (Ricker, 2009). Zu den Level 2 Methoden können die Momentenmethode sowie die Zuverlässigkeitstheorie I. und II. Ordnung gezählt werden. Diese werden im Folgenden kurz erläutert.

Die Momentenmethode

Wie bereits erwähnt ist es bei der Momentenmethode erforderlich, die Zufallsvariablen mithilfe der ersten beiden stochastischen Momente zu beschreiben und die Grenzzustandsfunktion zu linearisieren. Um die Zufallsvariablen vollständig bestimmen zu können, werden die wahren Verteilungen der Zufallsvariablen vernachlässigt und durch Normalverteilungen ersetzt. Der Grund dafür ist, dass nur normalverteilte Zufallsvariablen durch diese beiden Parameter (Mittelwert und Varianz) vollständig bestimmt werden können. Im Folgenden erfolgt die Beschreibung der Momentenmethode anhand von zwei unabhängigen Basisvariablen R und E . Es wird davon ausgegangen, dass die Basisvariablen R und

E unabhängig und normalverteilt sind und die Grenzzustandsgleichung $g(x)$ linear ist. Die Grenzzustandsgleichung $G = R - E$ lässt sich dann wie folgt definieren (Cornell, 1969):

$$G = R - E \tag{83}$$

Durch die Annahme, dass E und R unabhängig und gleichverteilt sind, ist auch die Differenz G normalverteilt. Dabei gilt Folgendes:

$$\mu_G = \mu_R - \mu_E \tag{84}$$

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} \tag{85}$$

Die zentrale Sicherheitszone bezeichnet den Abstand zwischen Mittelwert μ_G und $g = 0$ und kann als ein Vielfaches der Standardabweichung σ_G ausgedrückt werden (siehe Bild 34 und Bild 35). Die Definition des Sicherheitsindex β erfolgt wie folgt:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \tag{86}$$

Zur Berechnung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit p_f ist die Fläche unter der Dichtefunktion von G für Werte $G < 0$ durch Gl. (87) auszurechnen.

$$p_f = P_{(G < 0)} = F_G(g = 0) = \int_{-\infty}^0 f_G(g) dg \tag{87}$$

Um den jeweiligen Einfluss der Variablen auf die Versagenswahrscheinlichkeit zu bestimmen, werden Wichtungsfaktoren α eingeführt. Für zwei Basisvariablen lassen sich die Wichtungsfaktoren nachfolgenden Formeln berechnen:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \tag{88}$$

$$\alpha_E = \frac{\sigma_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \tag{89}$$

Dabei gilt:

$$\alpha_R^2 + \alpha_E^2 = 1 \tag{90}$$

In der Regel wird bei der Momentenmethode eine nichtlineare Grenzzustandsgleichung mittels einer Taylor-Reihenentwicklung erster Ordnung linearisiert sowie die wirklichen Verteilungen der Basisvariablen vernachlässigt und als normalverteilt angenommen (Bild 35). Die Berechnungen erfolgen hier im Standardnormalraum und der Bemessungspunkt liegt auf der Senkrechten vom Ursprungspunkt auf der Grenzzustandsgeraden.

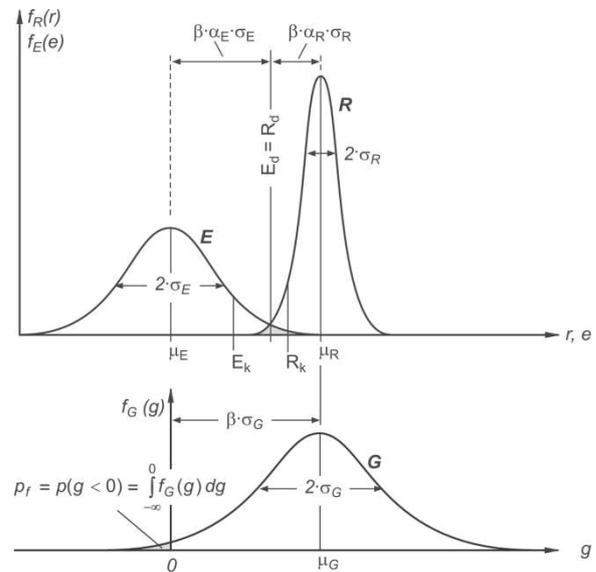


Bild 34: Zustandsfunktion $G=R-E$; Versagenswahrscheinlichkeit p_f und Sicherheitsindex β (Zilch, 2010)

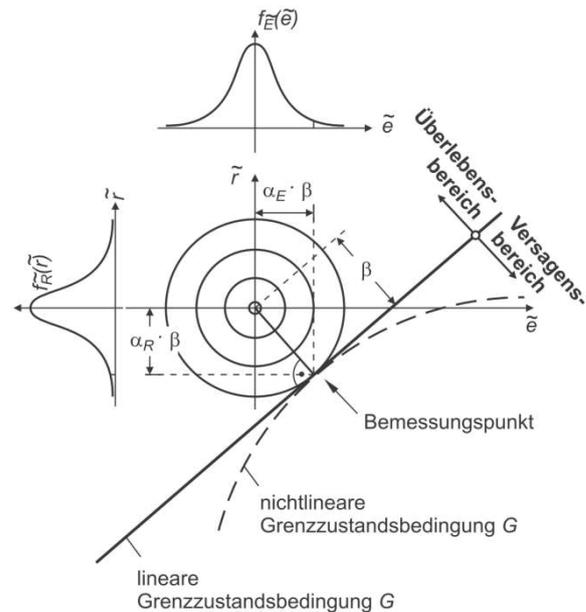


Bild 35: Zweidimensionale Verteilungsdichte und Grenzzustandsfunktion (Zilch, 2010)

Es darf nicht vergessen werden, dass es sich hierbei um vereinfachte Lösungsverfahren handelt die eine Näherung der Lösung im Vergleich zu der exakten Berechnung nach Level 3 liefern. Die Abweichungen sind in den meisten Fällen akzeptabel. Dabei gilt: Je mehr die tatsächlichen Verteilungen der Basisvariablen von der Normalverteilung abweichen, umso größer wird die Ungenauigkeit.

Zuverlässigkeitstheorie I. Ordnung (FORM)

Die Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung oder *First Order Reliability Method* (FORM) stellt eine

Verbesserung im Vergleich zu der Momentenmethode dar. Die Verbesserung besteht darin, dass die genauen stochastischen Eigenschaften der Basisvariablen in der Berechnung berücksichtigt werden. Die nicht normalverteilten Zufallsvariablen werden in den Standardnormalraum transformiert (Rackwitz, 2006). Dadurch gelingt es, die abhängigen und nicht normalverteilten Zufallsvariablen in standardnormalverteilte und statistisch unabhängige Variablen Y zu überführen. Die Transformation erfolgt gemäß Formel (91) (Eichinger, 2003).

$$Y = T(X) \quad (91)$$

Zwei Algorithmen zur Transformation von stochastisch abhängigen und beliebig verteilten Zufallsvariablen in unabhängige normalverteilte Zufallsvariablen sind die Rosenblatt-Transformation (Rosenblatt, 1952) und die Nataf-Transformation (NATAF, 1962). Die Rosenblatt-Transformation wird meistens angewendet, wenn die bedingten Verteilungen bekannt oder einfach bestimmbar sind. Die Nataf-Transformation (NATAF, 1962) ist besser geeignet, wenn nur Informationen über die Randverteilungen und die Korrelation der Zufallsvariablen X_i vorliegen. Für genauere Informationen über die genannten Transformationen wird auf weiterführende Literatur (Hohenbichler & Rackwitz 1981; Melchers, 1999) verwiesen.

Folgende Formel gibt den Zusammenhang zwischen der Grenzzustandsfunktion im Originalraum $g(X)$ und im Standardnormalraum $G(Y)$ wieder:

$$g(X) = g(T^{-1}(Y)) = G(Y) \quad (92)$$

Die Grenzzustandsfunktion wird nach der Transformation im Standard-Normalraum durch eine Taylorreihenentwicklung um den Bemessungspunkt herum angenähert. Die Bestimmung der Lage des Bemessungspunktes erfolgt in der Regel mithilfe von Optimierungsverfahren (siehe Shinozuka, 1983). Als Bemessungspunkt wird der Punkt auf der Grenzzustandsfläche mit der höchsten Eintretenswahrscheinlichkeit bezeichnet. Die Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung FORM ist eine praktikable Methode zur Anwendung im konstruktiven Ingenieurbau, die durch langjährige Erfahrung Ergebnisse mit entsprechender Genauigkeit liefert.

Zuverlässigkeitstheorie II. Ordnung (SORM)

Eine Verbesserung der Momentenmethode stellt die Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung (FORM) dar, indem die genauen stochastischen Eigenschaften der Basisvariablen berücksichtigt werden. Nichtlineare Grenzzustandsfunktionen werden weiterhin durch eine Taylor-Reihenentwicklung linearisiert und somit nur näherungsweise bestimmt. Im Fall

von stark nichtlinearem Verhalten kann diese linearisierte Näherungslösung stark von der exakten Lösung abweichen. Um ein genaueres Ergebnis zu erzielen, muss die Grenzzustandsfunktion durch eine Funktion höherer Ordnung angenähert werden, so dass die Grenzzustandsfunktion im Bereich des Bemessungspunktes zweimal differenzierbar ist. (Rackwitz; Zilch 2012).

Eine Weiterentwicklung der Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung (FORM) stellt die Zuverlässigkeitstheorie zweiter Ordnung oder „Second-Order-Reliability-Method“ (SORM) dar. Dabei wird die Grenzzustandsfunktion auch durch eine Taylor-Reihe angenähert. Die Näherung erfolgt aber bis zum zweiten Glied, um somit im Fall von stark nichtlinearem Verhalten ein genaueres Ergebnis zu erhalten. Die genauere Berechnung der Grenzzustandsfunktion ist ebenso mit erhöhtem Rechenaufwand verbunden. Als weiterführende Literatur ist an dieser Stelle (Rackwitz, 2006) zu nennen.

Im Einzelfall ist abzuwägen, ob die erhöhte Rechengenauigkeit bei der Anwendung von SORM den erhöhten Rechenaufwand im Vergleich zu einer Anwendung von FORM rechtfertigt. Die Zuverlässigkeitstheorie zweiter Ordnung SORM wird meistens zur Kontrolle der Ergebnisse der Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung FORM oder in wenigen Spezialfällen eingesetzt.

2.5.5.3 Level 1 Methoden

Für übliche Aufgabenstellungen sind die bisher vorgestellten Methoden zu aufwendig und für die regelmäßige Anwendung in der Praxis nicht geeignet. Bei den Verfahren in Level 1 wurden weitere Vereinfachungen vorgenommen, um die Anwendung zu erleichtern. Der stochastische Charakter der Variablen wird im Vergleich zu den anderen Methoden nicht über Verteilungsfunktionen oder über stochastische Momente, sondern durch einen einzigen Wert berücksichtigt (charakteristischer Wert). Charakteristische Werte werden so festgelegt, dass sie eine bestimmte Unter- oder Überschreitungswahrscheinlichkeit der Variablen einhalten (z.B. 5%-Quantilwert auf der Widerstandsseite und 98%-Quantilwert auf der Einwirkungsseite). Das bedeutet z.B. für die Widerstandsseite, dass nur 5% der Ereignisse (z.B. Festigkeiten vom Beton oder Stahl) kleiner sein dürfen als der charakteristische Wert. Charakteristische Werte für Einwirkungen und Widerstände bestimmen sich nach den Formeln (93) und (94). Zusätzlich wird durch die Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten sichergestellt, dass die erforderliche Zuverlässigkeit eingehalten wird. Erforderliche Zuverlässigkeiten von Tragwerken werden in Regelwerken wie z.B. EN 1990 durch Vorgabe

von Zielwerten für den Sicherheitsindex β für verschiedene Bemessungssituationen festgelegt. Anschließend erfolgt der Nachweis der Einhaltung der geforderten Sicherheit über den Vergleich von Bemessungswert der Beanspruchung E_d und des Widerstandes R_d .

$$E_k = \mu_E + K_{p,E} \cdot \sigma_E \tag{93}$$

$$R_k = \mu_R + K_{p,R} \cdot \sigma_R \tag{94}$$

mit:

$K_{p,E}$ und $K_{p,R}$: Quantilfaktoren

Für die Entkopplung von Teilsicherheitsbeiwerten für die Einwirkungs- und Widerstandsseite müssen konstante Wichtungsfaktoren α_E und α_R eingeführt werden (vgl. König u. a. 1982). Durch diese Linearisierung (Einführung von konstanten Wichtungsfaktoren α_E und α_R) kann der jeweilige Anteil streuender Größen auf die Versagenswahrscheinlichkeit beschrieben werden. Zur Vereinheitlichung der Teilsicherheitsbeiwerte werden in der EN 1990 konstante Wichtungsfaktoren festgelegt ($\alpha_E = 0,7$ und $\alpha_R = 0,8$). Sie werden für den Grenzzustand der Tragfähigkeit mit $\beta = 3,8$ und $0,16 < \sigma_E/\sigma_R < 7,6$ festgelegt. Dadurch wird die Bedingung nach Gleichung (90) überschritten ($0,8^2 + 0,7^2 = 1,13 > 1,0$) und es ergibt sich eine zusätzliche Sicherheit.

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} = \alpha_R \sigma_R + \alpha_E \sigma_E \tag{95}$$

Durch Umformen der Formeln (84), (85) und (86) entsteht folgender Zusammenhang:

$$\mu_R - \mu_E = \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} = \beta \alpha_R \sigma_R + \beta \alpha_E \sigma_E \tag{96}$$

Die allgemeine Nachweisgleichung des Grenzzustandes für die Methode im Level 1 ergibt sich zu:

$$\underbrace{\mu_R - \beta \alpha_R \sigma_R}_{R_d} = \underbrace{\mu_E + \beta \alpha_E \sigma_E}_{E_d} \tag{97}$$

Der Grenzzustand wird so definiert, dass der Bemessungswert der Einwirkung E_d gerade den Bemessungswert des Widerstandes R_d erreicht. Die Teilsicherheitsbeiwerte ergeben sich aus dem Verhältnis zwischen Bemessungswert und charakteristischer Wert.

$$\gamma_E = \frac{E_d}{E_k} = \frac{\mu_E + \beta \alpha_E \sigma_E}{\mu_E + K_{p,E} \sigma_E} \tag{98}$$

$$\gamma_R = \frac{R_k}{R_d} = \frac{\mu_R + K_{p,R} \sigma_R}{\mu_R - \beta \alpha_R \sigma_R} \tag{99}$$

Durch Multiplikation bzw. durch Division der charakteristischen Werte mit dem zugehörigen Teilsicherheitsbeiwert ergeben sich die Bemessungswerte der jeweiligen Größen:

$$E_d = E_k \cdot \gamma_E \tag{100}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \tag{101}$$

Aufgrund des erhöhten Rechenaufwandes finden die Verfahren nach Level 2 und 3 nur in Sonderfällen Anwendung, die eine erhöhte Rechengenauigkeit erfordern. Für die Bemessungspraxis findet sich in den aktuellen Bemessungsnormen ein semi-probabilistisches Sicherheitskonzept nach Level 1.

Die Nachweisführung im GZT beim semi-probabilistischen Sicherheitskonzept für eine Schnittgrößenermittlung auf Grundlage der Elastizitätstheorie wird schematisch im Bild 36 dargestellt (Zilch, 2010). Die Modellunsicherheit berücksichtigt eventuelle Unsicherheiten des Rechenmodells sowie geometrische Unsicherheiten, die sich bspw. aus streuenden Bauteilabmessungen oder Bewehrungslagen ergeben.

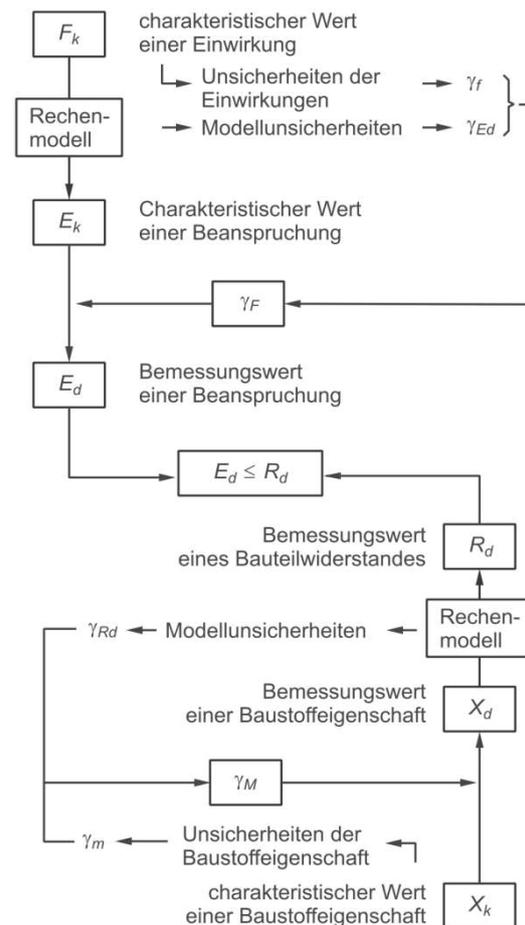


Bild 36: Nachweisconcept für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung (aus Zilch, 2010)

3 Experimentelle und theoretische Untersuchungen

3.1 Querkraftversuche an der RWTH Aachen

3.1.1 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm an der RWTH Aachen umfasst Bauteilversuche an fünf vorgespannten Durchlaufträgern. Darin werden die Einflüsse der Parameter Querkraftbewehrungsgrad, Querschnittsgeometrie und Belastungsart untersucht. Die wesentlichen Parameter der Versuche sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Es werden zwei unterschiedliche Querschnittsgeometrien untersucht, ein Rechteckquerschnitt und ein I-Profil. Es wird erwartet, dass der I-Querschnitt bei gleicher Stegbreite einen weitaus höheren Querkraftwiderstand ausweist als das Rechteckprofil, da die Flansche ein vorzeitiges Versagen der Träger durch einen Schubdruckbruch oder ein Versagen der Dübelwirkung verhindern.

Die Variation des Querkraftbewehrungsgrades erfolgt in Abhängigkeit des Mindestquerkraftbewehrungsgrades, sodass Verhältnisse von geometrischem zu Mindestbewehrungsgrad von 0,5 bis 2,0 vorliegen. Hierüber kann festgestellt werden, wann der mechanische Übergang vom Fachwerkmodell mit Betontraganteil (singulärer Schubriss bei geringem Querkraftbewehrungsgrad) zu den geneigten Druckfeldern der Plastizitätstheorie (gleichmäßige verteilte Schubrisse bei höherem Querkraftbewehrungsgrad) stattfindet.

Schließlich erfolgt der Vergleich der Tragfähigkeiten bei unterschiedlicher Belastung durch Einzel- und Streckenlasten. Aus praktischen Gründen werden Querkraftversuche in der Regel an Einfeldträgern unter Einzellasten durchgeführt. Aus Versuchen an Einfeldträgern unter Streckenlasten ist jedoch bekannt, dass diese eine vergleichsweise höhere Querkrafttragfähigkeit aufweisen (ZARARIS, 2008). Die Streckenlast soll über neun hydraulische Pressen je Feld aufgebracht werden, die in einem Abstand von 0,50 m angeordnet sind.

3.1.2 Geometrie der Versuchskörper

Die Versuchskörper selbst weisen eine Stützweite von 5,75 m im Einzellastversuch und 5,5 m im Streckenlastversuch bei einer Gesamtlänge von 12,0 m auf. Die Querschnittshöhe beträgt einheitlich 0,80 m bei einer Stegbreite von 0,25 m. Das I-Profil besitzt eine Flanshhöhe von Ober- und Untergurt von 0,15 m. Die Obergurtbreite beträgt 0,75 m und die Untergurtbreite 0,55 m. Die Profile sind in Bild 37 dargestellt. Die bauliche Durchbildung der Träger und die Spannliedführung sind exemplarisch für den Träger DLT1.2 in Bild 38 dargestellt. Zur Aufnahme der Vorspannkräfte sind die Querschnitte an den Enden des Trägers aufgeweitet, sodass die Stegbreite hier 0,55 m beträgt.

Die Spannliedführung der Träger unterscheidet sich nicht. Je Spannlied werden 3x0,6“-Litzen der Festigkeit St1570/1770 verwendet.

Tabelle 1: Übersicht Versuchsprogramm RWTH

Versuch	Querschnitt	Längsbewehrung	Querkraftbew. $\rho_{w,geom} / \rho_{w,min} [\%]$ (gewählt)		Belastung	Beton	Vorsp. σ_{cp} [MPa]
			Feld 1	Feld 2			
DLT 1.1	Rechteck	oben: 6Ø25 unten: 6Ø25	0,5 (Ø6/25)	1,5 (Ø10/25)	M + Q aus Einzellast	C30/37	2,5
DLT 1.2	I-QS	oben: 4Ø25 + 6Ø16 unten: 4Ø25 + 6Ø16	0,5 (Ø6/25)	1,5 (Ø10/25)	M + Q aus Einzellast	C30/37	2,5
DLT 1.3	I-QS	oben: 4Ø25 + 6Ø16 unten: 4Ø25 + 6Ø16	1,0 (Ø8/25)	2,0 (Ø12/25)	M + Q aus Einzellast	C30/37	2,5
DLT 1.4	Rechteck	oben: 6Ø25 unten: 6Ø25	0,5 (Ø6/25)	1,5 (Ø10/25)	M + Q aus Streckenlast	C30/37	2,5
DLT 1.5	I-QS	oben: 4Ø25 + 6Ø16 unten: 4Ø25 + 6Ø16	0,5 (Ø6/25)	1,5 (Ø10/25)	M + Q aus Streckenlast	C30/37	2,5

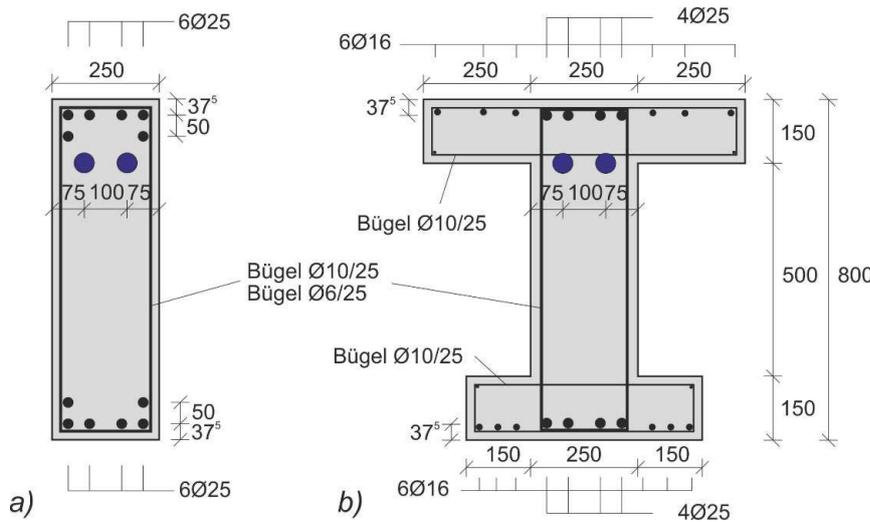


Bild 37: Querschnitte im RWTH Versuchsprogramm, a) Rechteckprofil, b) I-Profil

3.1.3 Bewehrung

Die Bewehrung des Querschnitts ist in Bild 37 dargestellt. Die Längsbewehrung des Querschnitts besteht aus durchgehenden Stäben mit einem Durchmesser von 25 und 16 mm, die nicht gestoßen werden. Die Längsbewehrung wird von Bügeln umschlossen, die über die gesamte Querschnittshöhe reichen. Bei den Trägern mit I-Profil sind zusätzliche Bügel in den Flanschen eingesetzt. Zu den äußeren Auflagern ist eine dichte Bügelbewehrung zur Ver-

meidung eines Querkraftversagens in diesem Bereich vorgesehen. Im Endbereich der Spannkrafteinleitung ist eine dichte Bewehrung in vertikaler Richtung und Querrichtung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte eingebaut. Im Schubfeld der Träger im Bereich der Innenstütze wurde die in Tabelle 1 angegebene Schubbewehrung eingebaut.

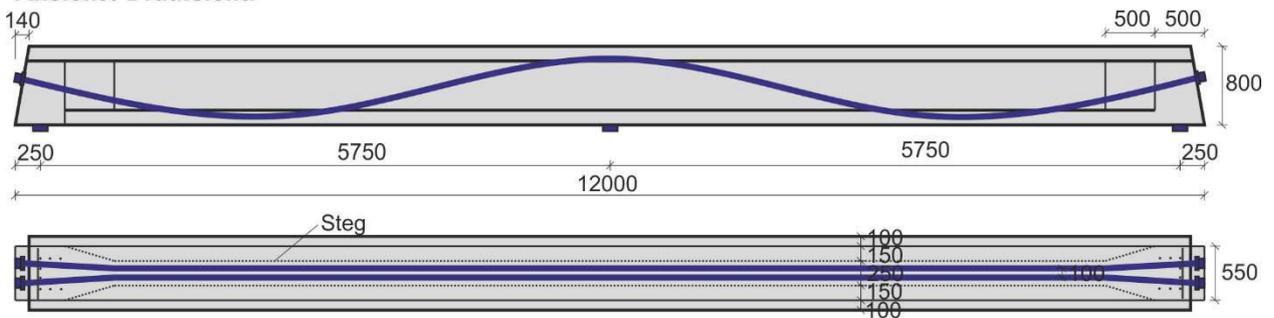
3.1.4 Baustoffkennwerte

Beton

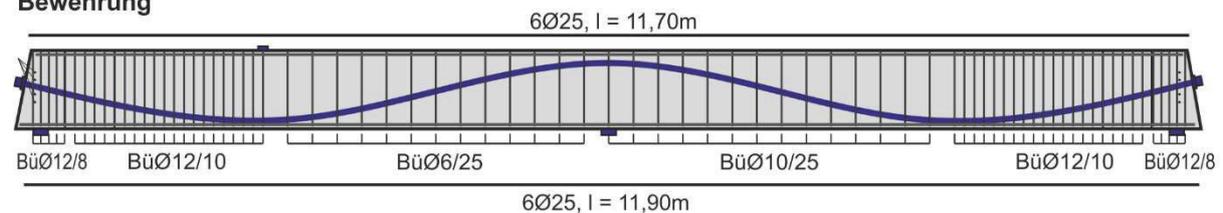
Der Beton wurde als Transportbeton mit einer geplanten Zielfestigkeit eines C30/37 bestellt. Zur Überprüfung der Frischbetonqualität wurden das Ausbreitmaß und die Frischbetonrohddichte ermittelt. Weitere Eigenschaften des verwendeten Transportbetons können Tabelle 2 entnommen werden. Das Ausbreitmaß entsprach jeweils der Konsistenzklasse F4 nach DIN 1045-2.

Die Betonzusammensetzung der Versuchsträger DLT 1.1 bis DLT 1.5 kann Tabelle 3 entnommen werden. Der Größtkorndurchmesser des Zuschlags betrug jeweils 8 mm.

Ansicht / Draufsicht:



Bewehrung



Spanngliedverlauf

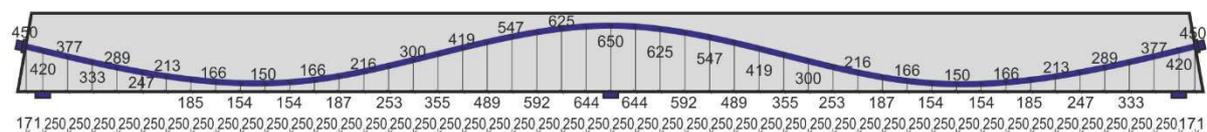


Bild 38: Bauliche Durchbildung des Trägers DLT1.2 der RWTH

Tabelle 2: Transportbetoneigenschaften

Träger	Datum Betonage	Ausbreitmaß [cm]	Konsistenzklasse	Frischbetonroh-dichte [t/m ³]
DLT 1.1	04.03.2016	42,5	F4	2,44
DLT 1.2	29.06.2016	55,0	F4	2,43
DLT 1.3	20.10.2016	46,0	F4	2,46
DLT 1.4	08.11.2016	48,5	F4	2,45
DLT 1.5	22.11.2016	47,5	F4	2,45

Zur Ermittlung der Baustoffkennwerte wurden Zylinder (d = 150 mm, h = 300 mm), Würfel (d = 150 mm, h = 150 mm) und Biegebalken hergestellt. Die Versuchsergebnisse der Prüfkörper sind in Abhängigkeit ihres Alters in Tabelle 4 zusammengefasst. Zur Bestimmung der Materialeigenschaften wurden in der Regel die Mittelwerte aus 3 bis 6 Einzelprüfungen gebildet. Anhand der Zylinder wurden die Druckfestigkeit $f_{cm,cyl}$, die Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$ und der E-Modul E_{cm} ermittelt. Die Biegezugfestigkeit wurde anhand eines Vier-Punkt-Biegeversuchs an einem Balken mit einem Querschnitt von 150x150 mm² ermittelt.

Tabelle 3: Zusammensetzung des verwendeten Transportbetons

Trägerbezeichnung	Datum Betonage	CEM I 52,5R	Wasser	VZ	FM	w/z	Körnung 0-2 mm	Körnung 2-8 mm
		[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[-]	[kg/m ³]	[kg/m ³]
DLT 1.1	04.03.2016	320	160	0,96	2,23	0,5	1043,3	913,3
DLT 1.2	29.06.2016	321	160	0,95	2,26	0,5	1040,0	905,9
DLT 1.3	20.10.2016	321	160	0,98	2,24	0,5	1058,8	917,6
DLT 1.4	08.11.2016	320	160	0,92	2,21	0,5	1050,0	913,3
DLT 1.5	22.11.2016	320	160	0,94	2,25	0,5	1044,7	924,7

Tabelle 4: Betonkennwerte aus versuchsbegleitenden Baustoffprüfungen (Anzahl der Proben in Klammern)

Trägerbezeichnung	Betonalter	$f_{cm,cyl}$	E_{cm}	$f_{cm,cube150}$	$f_{ctm,sp}$	$f_{ctm,BZ}$
	[d]	[N/mm ²]				
DLT 1.1	138	51,21 (3)	25 824 (3)	62,98 (6)	3,77 (4)	5,37 (1)
DLT 1.2	35	41,97(3)	27 237 (3)	48,88 (4)	3,56 (3)	3,08 (1)
DLT 1.3	28	40,58 (5)	25 833 (5)	47,89 (6)	3,56 (5)	3,02 (1)
DLT 1.4	154	47,57 (3)	23 369 (3)	57,13 (5)	3,25 (3)	5,73 (1)
DLT 1.5	162	47,32 (3)	26 618 (3)	58,12 (7)	3,68 (4)	5,69 (1)

Einpressmörtel

Zur Sicherstellung des nachträglichen Verbundes zwischen Hüllrohr und Spannritzen wurde der Einpressmörtel nach dem Vorspannen eingebracht. Gemäß den Anforderungen wurde ein Portland-Zement mit Festigkeitsklasse 52,5 (CEM I 52,5R) verwendet. Der Wasser-Zement-Wert betrug 0,5. Es wurden jeweils Mörtelprismen (40 mm x 40 mm x

160 mm) hergestellt, an denen mithilfe des Biegezugversuchs die Zugfestigkeit f_{BZ} ermittelt wurde. Nach der Spaltung der Körper während des Biegezugversuchs wurde die Druckfestigkeit $f_{cm,prism}$ ermittelt. Die Mörtelprismen lagerten bis zur Prüfung der Druckfestigkeit bei einer durchschnittlichen Temperatur von 20°C in Wasser.

Betonstahlbewehrung

Für die Betonstahlbewehrung der Versuchsträger wurde ausschließlich die Festigkeitsklasse B500 verwendet. Die Betonstahleigenschaften sind in Tabelle 5 zusammengefasst.

Tabelle 5: Zusammenfassung der Betonstahleigenschaften

Durchmesser [mm]	$f_{y0,2}$ [MPa]	f_{yu} [MPa]	E_s [MPa]
Ø6	561	625	200 553
Ø8	531	656	196 673
Ø10	520	597	195 510
Ø12	555	637	194 990
Ø16	596	691	196 840
Ø25	557	658	201 370

Spannstahl

Für die Vorspannung wurden Spannlitzen der Sorte St 1570/1770 mit 0,6" Durchmesser ($A_p = 140 \text{ mm}^2$) verwendet. Die Spannstahleigenschaften wurden in Zugversuchen (nach DIN EN 10138) als Mittelwert aus drei Zugproben bestimmt. Die 0,1 %-Dehngrenze $f_{p0,1}$, die 0,2 %-Dehngrenze $f_{p0,2}$, die Zugfestigkeit f_{pt} und der Elastizitätsmodul E_p sind in Tabelle 6 angegeben. Das verwendete Metallhüllrohr hatte einen Außendurchmesser von 47 mm.

Tabelle 6: Spannstahleigenschaften

Litze	$f_{p0,1}$	$f_{p0,2}$	f_{pt}	E_p
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
0,6"	1729	1764	1950	190000

3.1.5 Vorspannung

Die Versuchsträger waren mit jeweils zwei Spanngliedern ausgestattet die wiederum aus je drei Litzen bestanden. Die Vorspannung beider Spannglieder erfolgte simultan mit hydraulischen Pressen, die auf beide Trägerenden verteilt wurden. Auf diese Weise hoben sich die Reibungsverluste der Spannglieder gegenseitig auf. Als Zielvorspannung wurde eine Betondruckspannung im Schwerpunkt von $\sigma_{cp} = 2,5 \text{ MPa}$ definiert. Die Verluste aus Kriechen und Schwinden wurden mit Setzdehnungsmesspunkten an den Trägerenden und in Trägermitte dokumentiert. Die SDM-Punkte waren dabei auf Höhe

der Spannglieder angebracht, sodass die Dehnungsverluste direkt in Spannkraftverluste umgerechnet wurden. In Tabelle 7 sind die Spannkraft je Spannglied zum Zeitpunkt des Vorspannens, die Spannkraftverluste aus Reibung ΔP_{μ} in Trägermitte (mit $\mu = 0,21$), die Verluste aus Kriechen und Schwinden ΔP_{KSR} in Trägermitte und die Betondruckspannung zum Versuchszeitpunkt $\sigma_{cp, \text{test}}$ im Schwerpunkt in Trägermitte angegeben.

Tabelle 7: Vorspannkraft und Spannkraftverluste je Spannglied

Versuch	Betonalter $t = 0$ [d]	$P_{t=0}$	$\Delta P_{\mu=0,21}$	$\Delta P_{\mu=KSR}$	$\sigma_{cp, \text{test}}$
		[kN]	[kN]	[kN]	[MPa]
DLT 1.1	129	334,5	-65,3	-2,4	2,67
DLT 1.2	29	510	-99,4	-7,9	2,52
DLT 1.3	13	510	-99,4	-8,2	2,52
DLT 1.4	22	335	-65,4	-20,5	2,49
DLT 1.5	149	510	-99,4	-7,0	2,52

3.1.6 Versuchsaufbau, -durchführung und Messtechnik

Die Versuchsanordnung für die Einzellastversuche ist in Bild 39 a) bis c) dargestellt. Die Versuchslasten wurden durch zwei kraftgesteuerte hydraulische Pressen mit einer Kapazität von 4,5 MN aufgebracht.

Um das Trag- und Verformungsverhaltens der Träger mit zunehmender Belastung kontinuierlich zu erfassen, wurden Dehnungsmessstreifen (DMS), induktive Wegaufnehmer (WA), Kraftmessdosen und ein photogrammetrisches Messsystem verwendet. Durch Messrechner wurde für eine kontinuierliche Messwerterfassung gesorgt. Für die Photogrammetriemessung wurde mit Sprühfarbe ein kontrastreiches Zufallsmuster innerhalb eines Messfeldes aufgetragen, das sich in den Schubfeldern befand. Die Erstellung der Bilder erfolgte bei den Einzellastversuchen jeweils bei Laststufen im Abstand von 50 kN. Am Mittelaufleger und unterhalb der Pressen wurden die Kräfte mittels Kraftmessdosen erfasst. Die Durchbiegung der Träger wurde unterhalb der Lasteinleitung mit induktiven Wegaufnehmern (WA) gemessen. Auf der Betonoberfläche im Schubfeld erfolgte eine Dehnungs- und Verformungsmessung mittels DMS- und Wegaufnehmerrossetten zur Bestimmung der Hauptdehnungsrich-

tungen (Bild 39). Zusätzlich wurde das Risswachstum mittels photogrammetrischer Messungen (DIC) an der Lasteinleitung erfasst (Bild 39 b) und c)). Die Bügeldehnungen wurden mit Stahl-DMS gemessen. Neben konventioneller Messtechnik wurden von der Bundesanstalt für Materialforschung Ultraschallsensoren im Beton des Trägers eingesetzt und mittels Codawelleninterferometrie ausgewertet. Die Untersuchungen sind in einem gesonderten Beitrag beschrieben (NIEDERLEITHINGER, 2017). Bei der Versuchsdurchführung wurde auf beiden Zylindern eine identische Last in Schrittweiten von 50 kN aufgebracht. Kurz vor dem Versagen des schwächer bewehrten Schubfelds wurde der Versuch unterbrochen und das Schubfeld mit Schubspangen verstärkt. Der Versuch wurde anschließend bis zum Bruch des stärker bewehrten Schubfelds fortgesetzt.

Die Versuchsanordnung der Streckenlastversuche ist in Bild 40 a) bis c) dargestellt. Bei diesen Versuchen wurden neun hydraulische Pressen je Feld

verwendet, um eine gleichmäßig verteilte Last zu simulieren. Da alle Pressen in einem Ölkreislauf angeschlossen waren, übten alle Zylinder die gleiche Kraft aus. Aus praktischen Gründen wurde der Träger verkehrt herum aufgebaut, sodass die Pressen auf dem Boden standen und die Auflager des Trägers über Traversen in das Spannfeld rückverankert wurden. Auf diese Weise wurde keine lastverteilende Traverse in Längsrichtung benötigt. Die bei den Einzellastversuchen vorgenommene Messtechnik wurde bei den Streckenlastversuchen analog eingesetzt. Die Last wurde in Schrittweiten von 10 kN bezogen auf einen einzelnen Zylinder aufgebracht. Auch bei den Streckenlastversuchen sollten zwei Teilversuche je Träger durchgeführt werden. Beim Träger DLT 1.5 gelang dies auch. Bei Träger DLT 1.4 kam es im ersten Teilversuch zu einem Versagen, sodass kein zweiter Teilversuch durchgeführt wurde.

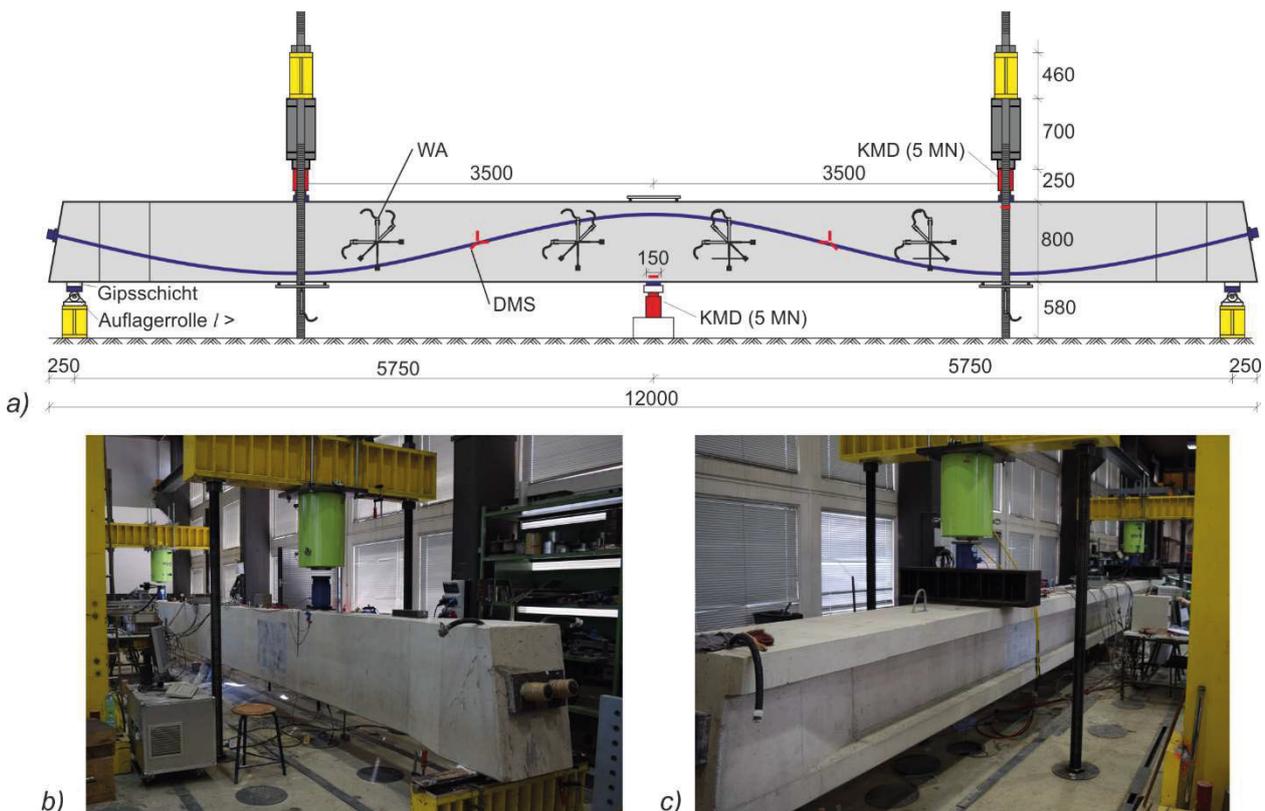


Bild 39: a) Versuchsanordnung und Messtechnik Einzellastversuch; Versuchsaufbau von b) DLT 1.1, c) DLT 1.2

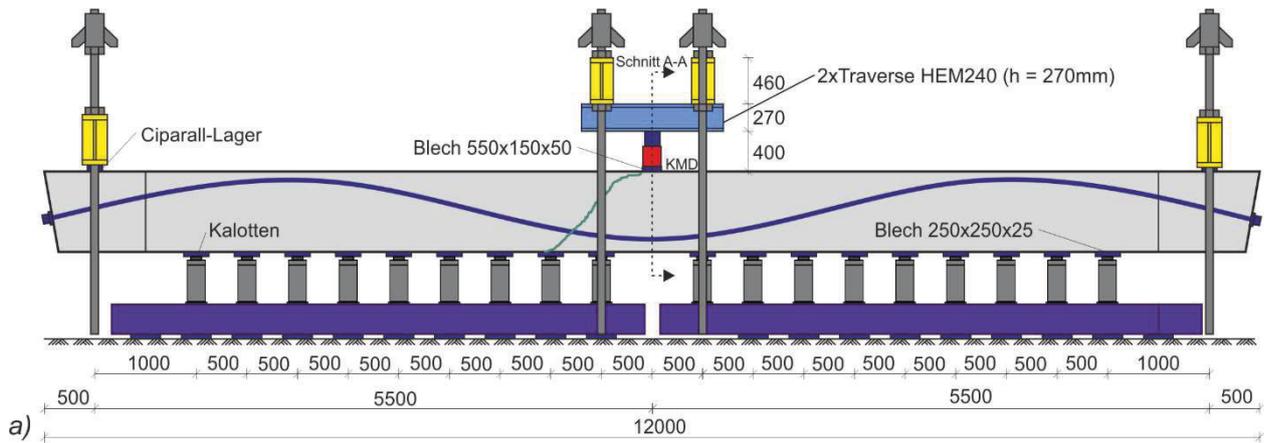


Bild 40: a) Versuchsanordnung und Messtechnik Streckenlastversuch; Versuchsaufbau von b) DLT 1.4, c) DLT 1.5

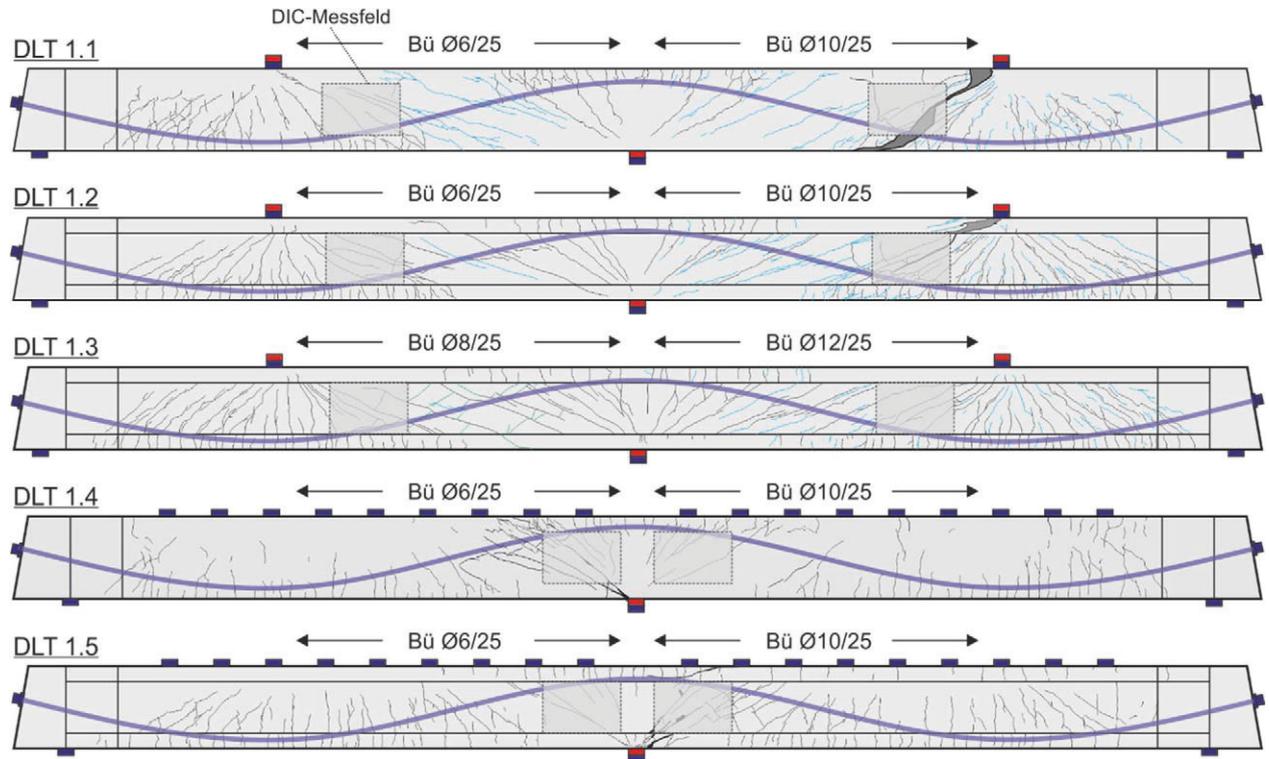


Bild 41: Rissbilder der Versuchsträger im Bruchzustand

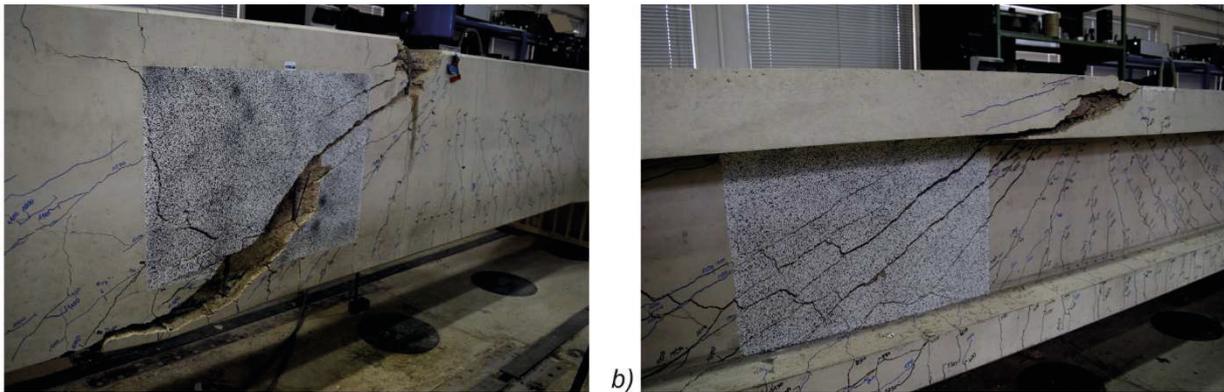


Bild 42: Schubdruckversagen im 2. Teilversuch bei a) DLT 1.1; b) DLT 1.2

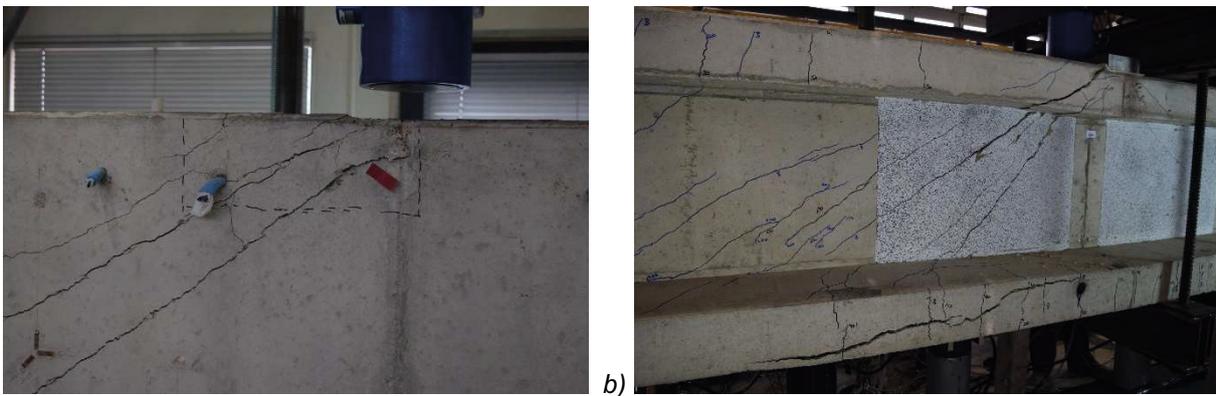


Bild 43: Schubdruckversagen am Mittellager bei a) DLT 1.4; b) DLT 1.5

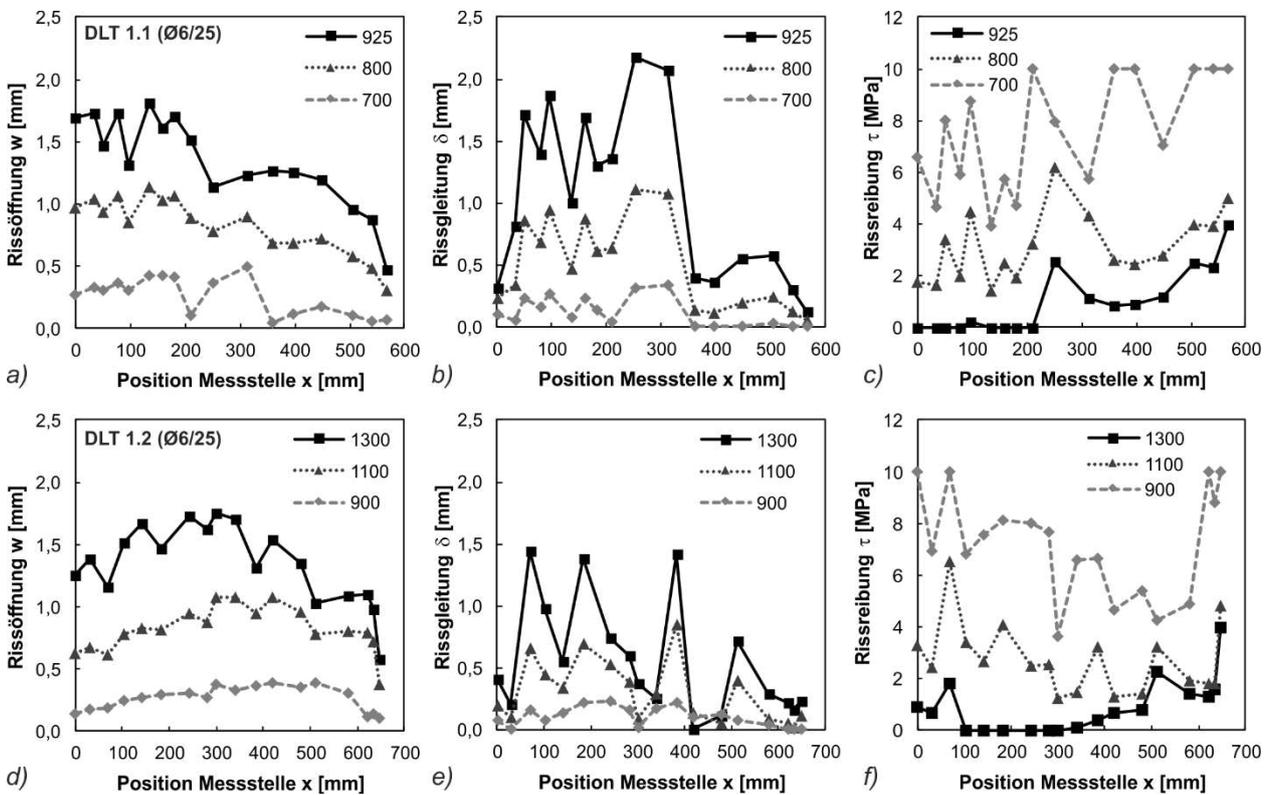


Bild 44: Auswertung der Photogrammetrie in Abhängigkeit der Pressenlast für a)-c) DLT 1.1 und d)-f) DLT 1.2

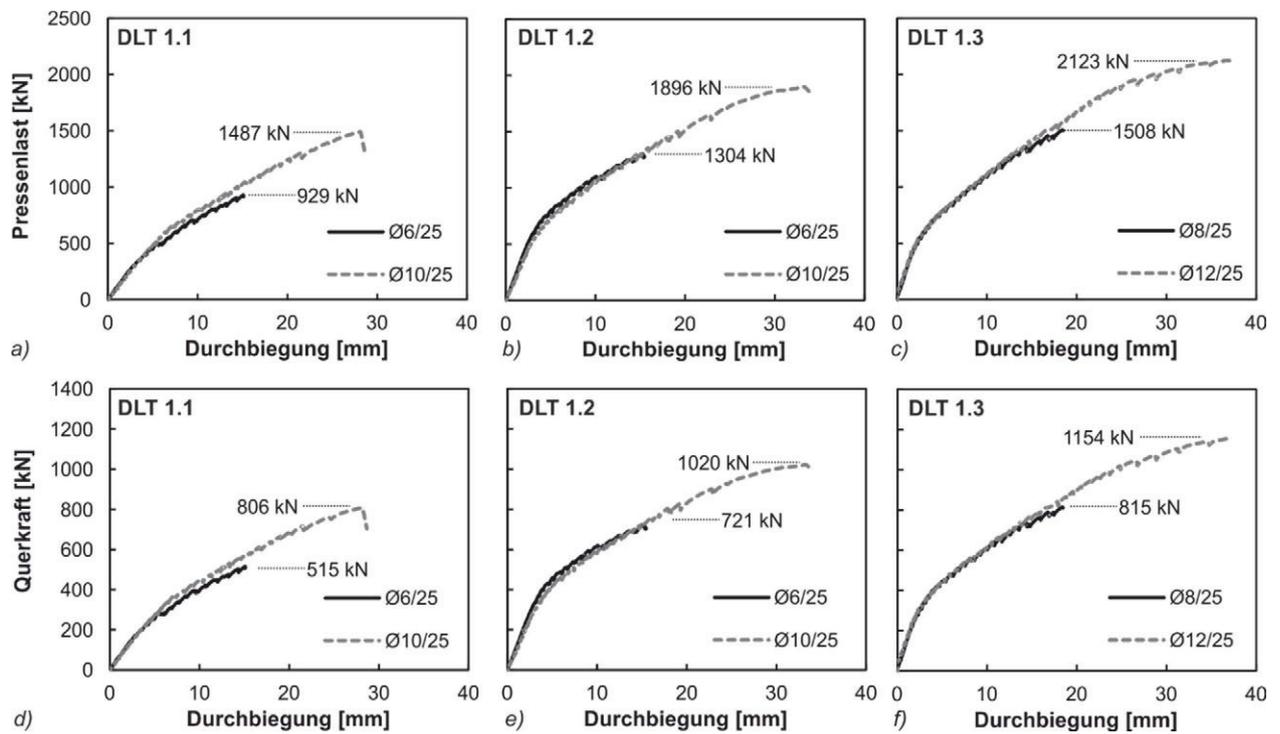


Bild 45: Last-Verformungskurven DLT 1.1 bis DLT 1.3

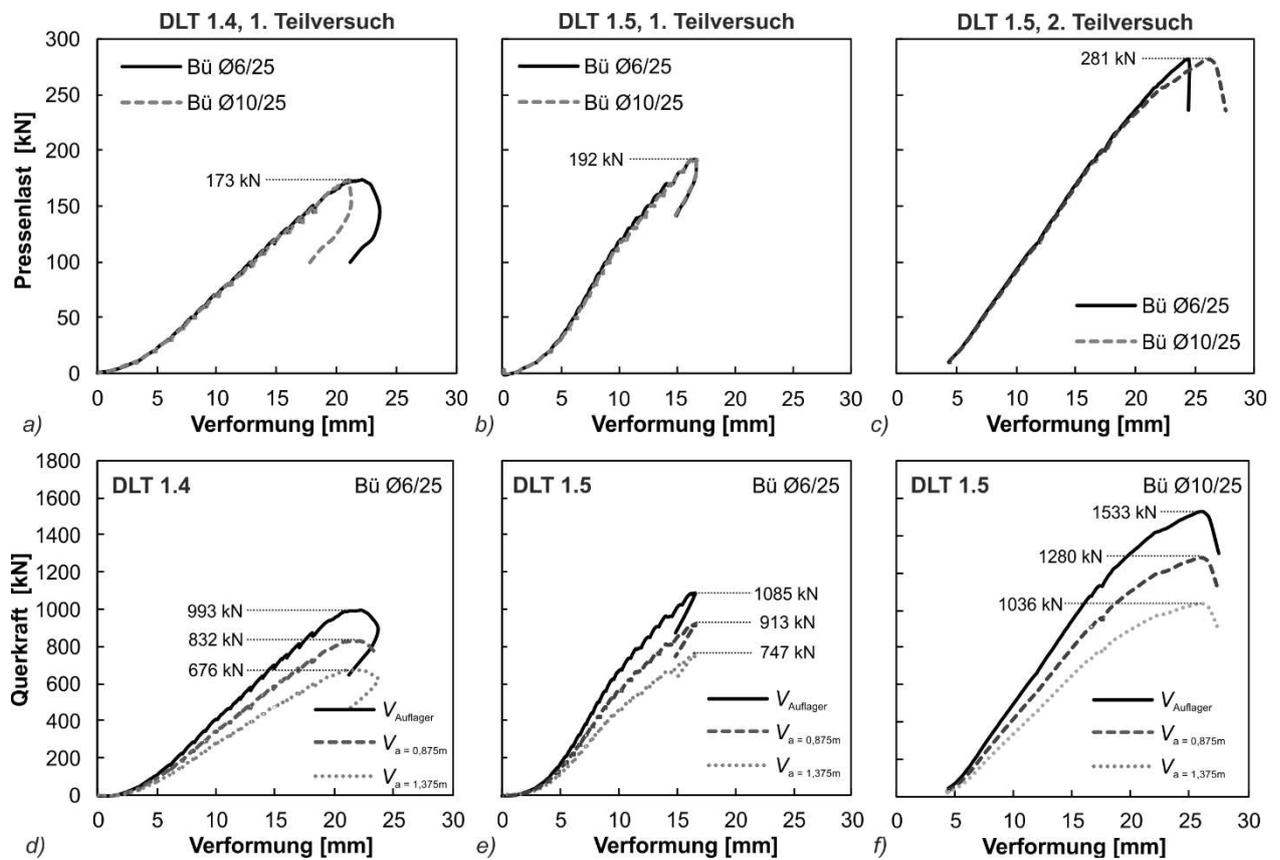


Bild 46: Last-Verformungskurven DLT 1.4 und DLT 1.5

3.1.7 Versuchsergebnisse

Rissbildung

Die während der Versuche dokumentierten Rissbilder sind in Bild 41 dargestellt. Die in schwarz gezeichneten Risse traten während des ersten und die in blau gezeichneten Risse während des zweiten Teilversuchs auf. Im Bereich des Momentennullpunktes bildeten sich sehr flache Risse bei hohen Lasten aus.

Bei den Trägern DLT 1.1 bis 1.3 waren im Bereich der Lasteinleitung und des Auflagers die Risse steiler geneigt. Das Versagen im zweiten Teilversuch trat jeweils bei der Lasteinleitung durch eine Kombination von Bügelversagen und Schubdruckversagen in der Biegedruckzone auf. In Bild 42 ist der Bruchzustand der Träger DLT 1.1 und 1.2 nach dem zweiten Teilversuch zu sehen. In beiden Versuchen kam es zu einem Versagen der Biegedruckzone. Während im Versuch DLT 1.1 große Abplatzungen am Schubriss und in der Biegedruckzone zur erkennen waren (Bild 42a)), gab es im Versuch DLT 1.2 keine solchen Abplatzungen entlang der Druckstrebe (Bild 42 b)). Auch die Schubrisse sind im Versuch DLT 1.2 gleichmäßiger verteilt. Trotz der durch den Flansch verstärkten Druckzone kam es hier jedoch bei Maximallast zu einem kombinierten Schubdruckversagen.

Bei den Trägern DLT 1.4 und 1.5 kam es erwartungsgemäß zu einem Schubversagen am Auflager (Bild 41). Der Bruchzustand der beiden Träger ist in Bild 43 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich mindestens zwei kritische Schubrisse beim Bruch gebildet haben. In den Rissbildern in Bild 41 ist ferner zu erkennen, dass diese sich entlang der Verbindungslinie von Lasteinleitung und Auflager gebildet haben, sodass diese Schubrisse auf den direkten Lastabtrag ins Auflager zurückzuführen sind.

Die Auswertung der Photogrammetriemessung ist exemplarisch in Bild 44 für die Versuche DLT 1.1 und 1.2 jeweils für die schwächer querkräftbewehrte Seite dargestellt. Hierbei wurden anhand der Bildkorrelation die Rissöffnung w und die Rissgleitung δ entlang des maßgebenden Schubrisses ausgewertet (Bild 44 a,b und d,e). Die Position x zeigt dabei die Position des Messpunktes entlang des Schubrisses an (von links oben nach rechts unten). Es ist zu erkennen, dass sich die Risse mit zunehmender Pressenlast öffnen und die Rissgleitung zunimmt. Dabei werden Rissbreiten von knapp 2 mm erreicht, ohne dass der Träger versagt. Anhand der Messwerte für Rissöffnung und Schlupf kann die im Riss übertragene Rissreibungsspannung anhand eines geeigneten Rissreibungsgesetzes bestimmt werden. Hierfür wurde der vereinfachte Ansatz nach

WALRAVEN (WALRAVEN,1981) gewählt. In Bild 44 c) und f) ist die nach WALRAVEN berechnete Rissreibungsspannung für verschiedene Laststufen dargestellt. Hierbei ist zu erkennen, dass bei maximaler Last teilweise keine Schubspannungen im Riss übertragen werden können und der Rissreibungsanteil im Allgemeinen stark abnimmt, sodass sich diese Traganteile im Bruchzustand auf andere Mechanismen wie eine direkte Druckstrebe, die Druckzone oder die Dübelwirkung der Längsbewehrung umlagern müssen. Dies ist auch der Rissgeometrie geschuldet, da Schubrisse bei Spannbetonbalken oft nicht die für das Biegeschubversagen typische S-Form aufweisen, wodurch der Rissreibungsanteil automatisch geringer ausfällt.

Last-Verformungskurven

In Bild 45 sind die Last-Verformungskurven der Träger DLT 1.1 bis 1.3 jeweils für den ersten Teilversuch (bis zur Verstärkung des schwächeren Schubfelds) und zweiten Teilversuch (bis zum Bruch des höher bewehrten Schubfelds) dargestellt. Die in Bild 45 a) bis c) angegebenen Pressenlasten sind die im jeweiligen Schubfeld aufgebrachten Pressenlasten. Zusätzlich sind die im Versuch erreichten Maximalwerte der Pressenlasten in den Diagrammen angegeben. In Bild 45 d) bis f) sind die Verformungskurven in Abhängigkeit der im Schubfeld wirkenden Querkräfte angegeben. Die Querkräfte wurden aus den gemessenen Pressenlasten und der am Mittellager gemessenen Auflagerkräfte unter Vernachlässigung des Vertikalanteils der Spannglieder ermittelt. In den ersten Teilversuchen wurden die Träger nicht bis zum Bruch belastet, sodass weitere Laststeigerungen möglich gewesen wären. Allerdings deutet die Tatsache, dass die Bügel in allen Versuchen bereits über die Fließdehnung hinaus belastet waren und die Rissbildung bereits weit fortgeschritten war darauf hin, dass keine größeren Laststeigerungen möglich gewesen wären.

Die Versuche DLT 1.1 und 1.2 unterschieden sich lediglich hinsichtlich der Querschnittform. Dennoch konnte die Bruchlast im stärker bewehrten Feld um 27,5 % gesteigert werden. Im Rahmen des Querkraftnachweises nach EC2 kann der Einfluss der Querschnittsform bisher nicht erfasst werden. Die Versuche DLT 1.2 und 1.3 verfügten über eine identische Querschnittsform (I-Profil) und insgesamt vier Teilversuche mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden. In Bild 47 sind die in den Versuchen erreichten Querkräfte in Abhängigkeit des Schubbewehrungsgrads dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Tragfähigkeiten der Versuche annähernd linear in Abhängigkeit des Bewehrungsgrads verlaufen. Nach einer reinen Fachwerkanalogie wäre

hingegen von einer deutlich geringeren Tragfähigkeit für geringe Bewehrungsgrade auszugehen. Bild 47 deutet aber darauf hin, dass von einem annähernd linearen Übergang zu Bauteilen ohne Querkraftbewehrung auszugehen ist. Dies wird in Abschnitt 3.1.8 durch FE Simulationen näher untersucht.

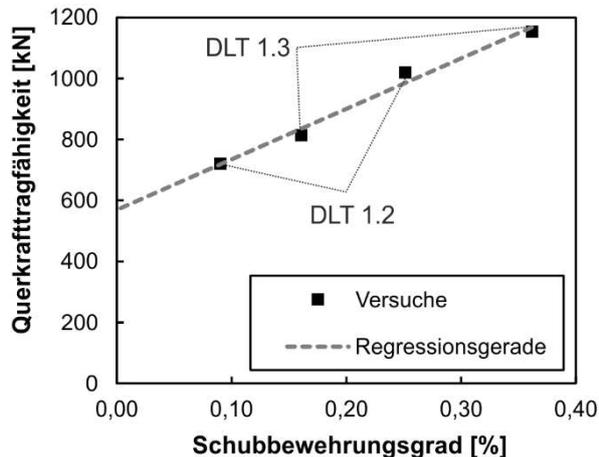


Bild 47: Querkrafttragfähigkeit von DLT 1.2 und 1.3 in Abhängigkeit des Schubbewehrungsgrads

In Bild 46 sind die Last-Verformungskurven der Träger DLT 1.4 und 1.5 unter Streckenlasten dargestellt. In Bild 46 a) bis c) sind die zu den Teilversuchen gehörigen Kräfte je Presse und die zu dem jeweiligen Feld gehörigen Verformungen angegeben. Wie zuvor erwähnt, sind die Pressenkräfte in beiden Feldern identisch. Lediglich die Verformung ist in den Feldern mit geringer Schubbewehrung etwas größer. In Bild 46 d) bis f) sind die Querkräfte im betrachteten Schubfeld in Abhängigkeit der Verformungen für verschiedene Schnitte angegeben. Der Abstand a bezieht sich dabei auf die Auflagerachse. Die Querkräfte wurden in jedem Diagramm in jeweils drei Schnitten ermittelt. Der erste Schnitt bezieht sich auf die Auflagervorderkante und die weiteren Schnitte auf die Vorderkanten der weiter im Feld liegenden Lasteinleitungsplatten. Durch einen Vergleich der nach Bild 46 d) bis f) erreichten Querkrafttragfähigkeiten mit den Querkrafttragfähigkeiten der Einzellastversuche stellt sich heraus, dass die Streckenlastversuche am Auflager deutlich höhere Querkräfte aufnehmen können als Einzellastversuche, was auf die direkte Lasteinleitung der auflagenahen Pressen zurückzuführen ist. Die Querkräfte des äußeren Schnitts bei $a = 1,375$ m entsprechen in etwa der Querkrafttragfähigkeit bei den Einzellastversuchen. Das entspricht etwa dem 1,8-fachen der statischen Nutzhöhe d . Es kann daher davon ausgegangen werden, dass die übliche Bemessungsvorschrift, den Nachweisschnitt für Querkraft im Abstand d des Auflagers zu positionieren,

für Innenaufleger von Spannbetonträgern tendenziell konservativ ist.

3.1.8 Finite Elemente Untersuchungen

Für weitergehende Untersuchungen wurden die Versuchsträger mit dem Finite-Elemente Programm Abaqus abgebildet. Die Abbildung des Betons erfolgte mit achtknotigen Volumenelementen mit reduzierter Integration (C3D8R) und einer Elementgröße von 25 mm. Die Betonstahlbewehrung und der Spannstahl wurden diskret mit Fachwerkelementen abgebildet und in den Beton eingebettet. Für den Beton wurde das Concrete Damaged Plasticity Materialmodell verwendet, wobei die verwendeten Einstellungen in (KUERES, 2015; HERBRAND, 2016) erläutert sind. Als Spannung-Dehnungslinie für den Beton wurde im Druckbereich das Modell von Sargin mit einem Duktilitätsparameter von $D = 1,0$ und im Zugbereich das Fictitious Crack Model von Hillerborg mit einer exponentiellen Entfestigungsfunktion verwendet. Die Bruchenergie G_f des Betons wurde nach Gleichung (1) (MARI, 2015) ermittelt.

$$G_f = 0,028 \cdot f_{cm}^{0,18} \cdot d_{ag}^{0,32} \quad (102)$$

Für die Bewehrung und den Spannstahl wurden elastisch-plastische Materialgesetze entsprechend den durchgeführten Materialversuchen verwendet. Zur Reduzierung des Rechenaufwandes wurden für die Simulationen die Symmetrieeigenschaften in Längs- und Querrichtung ausgenutzt, sodass nur ein Viertel des Trägers modelliert wurde. Die Volumen- und Fachwerkelemente sind in Bild 48 dargestellt.



Bild 48: Darstellung der a) Volumenelemente für Beton; b) Fachwerkelemente für Bewehrung und Spannglied

Alle Teilversuche wurden mittels FE nachgerechnet und ausgewertet. Exemplarisch ist in Bild 49 ein

Vergleich der Rissbilder von DLT 1.1 aus FE-Simulation und Versuch für das stärker bewehrte Schubfeld (Ø10/25) dargestellt. Im Falle der FE-Simulation wird die verschmierte Rissbildung durch einen Schädigungsparameter wiedergegeben, der anzeigt in welchen Bereichen der Beton auf Zug ausgefallen ist. Der Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung, insbesondere der Versagensbereich mit Abplatzungen im Versuch ist auch in der FE stark geschädigt.

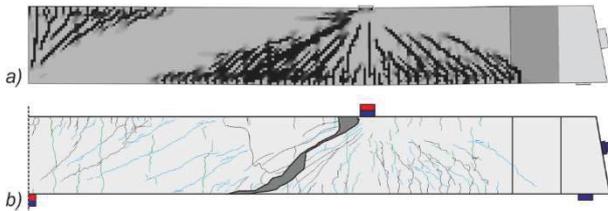


Bild 49: Vergleich Rissbilder für DLT 1.1 (Ø10/25) aus a) FE-Simulation (Schädigungsparameter) und b) Versuch

Die Last-Verformungskurven von FE und Versuch sind in Bild 50 a) ebenfalls für DLT 1.1 dargestellt. Auch hier ergibt sich eine gute Übereinstimmung von Versuch und FE, sodass die Versagenslasten annähernd identisch sind. Als Versagensursache kann durch die FE-Analyse ein plötzlicher Anstieg der Betonstauchungen vor der Lasteinleitung bestätigt werden. Die in Bild 50 b) dargestellten plastischen Betonstauchungen steigen bei Erreichen der Maximallast schlagartig auf über acht Promille an. Aufgrund des Bügelfließens und der großen Rissbreiten können im Stegbereich keine weiteren Schubkräfte aufgenommen werden, sodass sich Schub- und Druckspannungen in der Betondruckzone stärker überlagern. Dies führt letztendlich zum beobachteten Schubdruckversagen.

Zur Untersuchung des Einflusses einer Schubbewehrung wurde eine Parameterstudie auf Grundlage des Modells für den Versuch DLT 1.1 durchgeführt. Hierfür wurden acht Simulationen mit unter-

schiedlichen geometrischen Schubbewehrungsgraden und ansonsten unveränderten Parametern durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Bild 51 dargestellt.

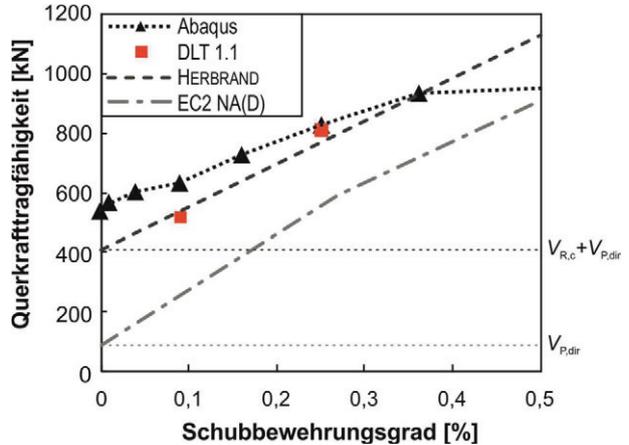


Bild 51: Parameterstudie für den Versuch DLT 1.1

Wie zuvor erwähnt, ergab sich eine gute Übereinstimmung mit der Bruchlast im zweiten Teilversuch von DLT 1.1. Für den ersten Teilversuch sagt die FE eine um 22 % höhere Bruchquerkraft als die im Versuch erreichte Kraft voraus. Es ist daher davon auszugehen, dass die Kraft im Versuch noch hätte gesteigert werden können. Die anderen Datenpunkte deuten auf einen annähernd linearen Anstieg der Querkräfte in Abhängigkeit der Schubbewehrung hin, wobei der Träger selbstverständlich auch bei nicht vorhandener Schubbewehrung über eine Querkrafttragfähigkeit verfügt. Bemerkenswert ist, dass laut Parameterstudie selbst eine geringste Menge an Schubbewehrung ausreichend ist, um eine Steigerung der Bruchlast zu bewirken. Bei höheren Schubbewehrungsgraden wird dagegen die Biegetragfähigkeit des Trägers maßgebend. Der direkte Vergleich mit einem Fachwerkmodell mit Betontraganteil (HERBRAND, 2016a) und dem Querkraftmodell von EC2 NA(D) in Bild 51 verdeutlicht,

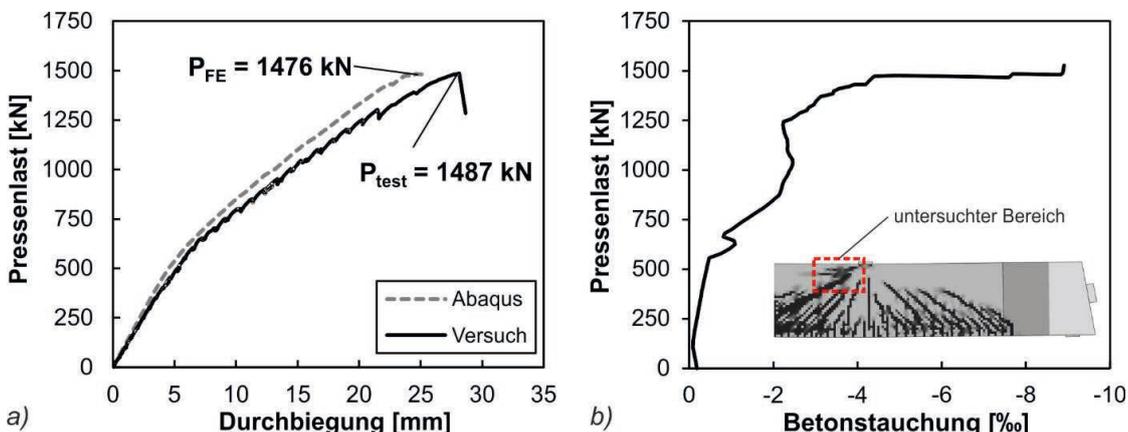


Bild 50 a) Vergleich Last-Verformungskurven aus FE-Simulation und Versuch, b) plastische Betonstauchungen an der Versagensstelle für DLT 1.1

dass das Querkrafttragverhalten der Spannbetontträger besser abgebildet werden kann, wenn ausgehend von einem Grundanteil der Biegeschubtragfähigkeit von $V_{Rd,c}$ und dem Vertikalanteil des Spannglieds $V_{p,dir}$ ein Fachwerkanteil hinzu addiert werden kann. Dagegen bedingt das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung nach EC2 einen Rückgang der Tragfähigkeit auf null für Bauteile ohne Querkraftbewehrung. Selbst wenn nach EC2 von einem Grundwert von $V_{Rd,c} + V_{p,dir}$ ausgegangen wird, ergibt sich für kleine und mittlere Bewehrungsgrade eine deutlich höhere Querkrafttragfähigkeit nach dem Fachwerkmodell mit Betontraganteil (Bild 51).

In Tabelle 8 ist ein Vergleich der maximalen Querkräfte in Versuchen, FE-Simulationen und der Mittelwerte der Tragfähigkeiten nach analytischen Ansätzen für die Träger DLT 1.1 bis 1.5 angegeben. In Klammern ist jeweils das Verhältnis von $\gamma_{mod} = V_{u,test} / V_i$ berechnet worden. Die Tragfähigkeit V_{FEM} wurde mit Abaqus in gleicher Weise wie im vorigen Abschnitt ermittelt. Es wurde die Tragfähigkeit nach DIN Fachbericht ermittelt, wobei der größere Wert aus Biegeschubformel und Fachwerkmodell mit Rissreibung verwendet wurde. Weiterhin wurde das Fachwerkmodell (FWM) der Nachrechnungsrichtlinie (NRR) und der Ansatz nach Stufe 2 der ersten Ergänzung der NRR angewendet. Bei dem Vorschlag für die zweite Erweiterung handelt es sich um einen Ansatz auf Basis von (HERBRAND, 2016a) mit einem Fachwerkmodell mit Betontraganteil. Bei dem Wert nach

dem Ansatz von Model Code 2010 (Level II) wurde die Druckstrebentragfähigkeit in Abhängigkeit der Querkzugdehnung berechnet wird und der Wert V_{MCFT} wurde nach der Modified Compression Field Theory (MCFT) (VECCHIO, 1986) mit dem Programm Response2000 ermittelt. Bei den Ansätzen nach DIN FB, MC10 und dem Vorschlag für die Erweiterung der NRR wurde der Vertikalanteil des Spannglieds $V_{p,dir} = P \cdot \sin \alpha_p$ auf der Widerstandsseite berücksichtigt, wobei eventuelle Spannkraftzuwächse vernachlässigt wurden. In Response2000 ist der Vertikalanteil bereits berücksichtigt.

Es ist zu erkennen, dass insbesondere der Ansatz nach EC2 deutliche Reserven aufweist, die durch das Fachwerkmodell mit Betontraganteil besser genutzt werden. Auch die Ansätze nach Model Code 2010 und MCFT weisen eine bessere Übereinstimmung auf. In keinem der hier angewendeten analytischen Ansätze wird die Tragwirkung des Gurts explizit berücksichtigt, was sich dadurch bemerkbar macht, dass insbesondere beim Versuch DLT 1.2 die Werte von γ_{mod} gegenüber dem Versuch DLT 1.1 deutlich ansteigen. Eine bessere Übereinstimmung dürfte daher nur erzielt werden, wenn die Tragwirkung der Flansche explizit berücksichtigt wird, insbesondere da die Rissmessungen darauf hinweisen, dass sich substanzielle Traganteile in die Druckzone umlagern müssen.

Tabelle 8: Bruchlasten in Versuchen und Modellen für DLT 1.1 bis 1.5

Ver- such	Bügel- be- weh- rung	V_{fest} [kN]	$V_{P,\text{dir}}$ [kN]	DIN FB 102 Gl. 4.118a $V_{Rm,ct}$ [kN]	FWM NRR 05/2011 Stufe 1 $V_{Rm,sy}$ [kN]	FWM NRR 04/2015 Stufe 2 $V_{Rm,sy}$ [kN]	Vor- schlag NRR $V_{Rm,sy}$ [kN]	Model Code 2010 Level II $V_{Rm,sy}$ [kN]	FEM Simula- tion Abaqus V_{FEM} [kN]	MCFT (Response 2000) V_{Res} [kN]
DLT 1.1	Ø6/25	515	93	410,3 (1,26)	261,9 (1,97)	324,8 (1,59)	534,5 (0,96)	500,3 (1,03)	628 (0,82)	507,7 (1,01)
	Ø10/25	806	93	410,3 (1,96)	541,0 (1,49)	618,6 (1,30)	739,9 (1,09)	851,5 (0,95)	823 (0,98)	748,6 (1,08)
DLT 1.2	Ø6/25	721	179	483,7 (1,49)	347,9 (2,07)	411,4 (1,75)	610,5 (1,18)	563,3 (1,28)	883 (0,82)	597,3 (1,21)
	Ø10/25	1020	179	483,7 (2,11)	627,0 (1,63)	686,3 (1,49)	820,0 (1,24)	894,8 (1,14)	992 (1,03)	754,4 (1,35)
DLT 1.3	Ø8/25	815	195	496,8 (1,64)	510,1 (1,60)	599,5 (1,36)	734,4 (1,11)	771,6 (1,06)	754 (1,08)	595,5 (1,37)
	Ø12/25	1154	195	496,8 (2,32)	849,1 (1,36)	881,1 (1,31)	1015,9 (1,14)	1115,8 (1,03)	949 (1,22)	904,0 (1,28)
DLT 1.4	Ø6/25	832	74	384,7 (2,16)	242,9 (3,43)	305,8 (2,72)	509,1 (1,63)	471,2 (1,77)	734 (1,13)	527,6 (1,58)
DLT 1.5	Ø6/25	913	119	434,3 (2,10)	287,9 (3,17)	351,4 (2,60)	559,2 (1,63)	517,4 (1,76)	839 (1,09)	604,8 (1,51)
	Ø10/25	1280	119	434,3 (2,95)	567,0 (2,26)	636,5 (2,01)	765,6 (1,67)	865,4 (1,48)	1171 (1,09)	816,8 (1,57)

3.2 Querkraftversuche - TU Dortmund

3.2.1 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm und die wesentlichen variierten Parameter der Versuchsbalken der TU Dortmund sind in Tabelle 9 dargestellt. Die Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an der TU Dortmund umfassten insgesamt vier Versuche. Die maßgebenden Einflussparameter waren der Querkraftbewehrungsgrad und die Belastungsart. Die Versuchsträger wurden im Vorfeld auf Basis vorangegangener numerischer Simulationen und vereinfachter Rechenverfahren konzipiert.

Mit den experimentellen Untersuchungen wurde an ein bereits abgeschlossenes Forschungsvorhaben angeknüpft (MAURER, 2014), bei dem bereits Untersuchungen an einem vorgespannten Zweifeldträger durchgeführt wurden (DLT2.1). Dieser war hinsichtlich der Trägergeometrie mit den später konzipierten weiteren drei Querkraftversuchen direkt vergleichbar und wird daher auch in Tabelle 9 aufgeführt.

Es wurden stets Balken mit identischer äußerer Geometrie und variiertem Querkraftbewehrungsgrad unter Einzellasten (DLT 2.1 bis DLT 2.3) sowie unter Streckenlast (Versuchsträger DLT 2.4) getestet.

Versuche an Spannbetonträgern mit Durchlaufwirkung unter Streckenlasten sind von großem Interesse, da Streckenlasten bei tatsächlichen Betonbrücken hinsichtlich der Bemessungsschnittgrößen eine dominierende Rolle spielen. Im Zuge der Untersuchungen wurde neben dem Belastungstyp auch der Querkraftbewehrungsgrad variiert, sodass das Verhältnis von vorhandenem geometrischen Schubbewehrungsgrad $\rho_{w,geom}$ nach Gleichung (103) und der nach DIN EN 1992-2:04-2013 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung $\rho_{w,min}$ zwischen 0,52 und 2,32 lag (Tabelle 9). Die Mindestquerkraftbewehrung $\rho_{w,min}$ wurde dabei auf Basis der Mittelwerte der an den Versuchsbalken festgestellten Materialfestigkeiten (f_{ctm} , f_{ym}) nach Gleichung (104) bestimmt.

$$\rho_{w,geom} = \frac{a_{s,Bü}}{100 \cdot b_w} \quad (103)$$

mit

$a_{s,Bü}$ Bügelquerschnittsfläche pro lfdm

b_w Stegbreite

$$\rho_{w,min} = 1,6 \cdot 0,16 \cdot f_{ctm}/f_{ym} \quad (104)$$

mit

f_{ctm} Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit

f_{ym} Mittelwert der Streckgrenze des Betonstahls

Tabelle 9: Übersicht über das Versuchsprogramm [GLEICH, 2018a]

Träger	Querschnitt	Längsbewehrung	Schubbewehrung		Belastung
			$\rho_{w,geom} / \rho_{w,min}$		
			Feld 1	Feld 2	
DLT 2.1	T	oben: 16Ø12 unten, Feld: 3Ø16 + 2Ø20 unten, Stütz: 3Ø16 + 2Ø25	Ø8/20 (0,91)	Ø12/20 (2,32)	Einzellast
DLT 2.2	T	oben: 16Ø12 unten, Feld: 3Ø16 + 2Ø20 unten, Stütz: 3Ø16 + 4Ø20	Ø6/20 (0,77)	Ø10/20 (1,89)	Einzellast
DLT 2.3	T	oben: 16Ø12 unten, Feld: 3Ø16 + 2Ø20 unten, Stütz: 3Ø16 + 4Ø20	Ø6/30 (0,52)	Ø8/20 (1,04)	Einzellast
DLT 2.4	T	oben: 16Ø12 unten, Feld: 3Ø16 + 2Ø20 unten, Stütz: 3Ø16 + 10Ø20	Ø6/20 (0,86)	Ø8/20 (1,51)	Streckenlast

3.2.2 Versuchsstand und -ablauf

Die Versuchsanordnung des dritten Versuches ist, stellvertretend für alle Einzellastversuche, in Bild 52 (a) und die des Streckenlastversuches in Bild 52 (b) dargestellt. Die Einzellasten im Zuge der ersten drei Versuche befanden sich jeweils im Abstand von 3,50 m von der Innenstütze. Die Streckenlast wurde im Zuge des vierten Versuches über 11 kommunizierende Hydraulikzylinder gleicher Bauart realisiert, deren Kräfte zu gleichen Anteilen durch zwei Lasteinleitungsplatten aufgebracht wurden. Daraus resultieren insgesamt 22 Lasteinleitungsbereiche im Abstand von jeweils 50 cm.

Im Zuge der Versuchsdurchführung wurden unter vorgegebenen Laststufen Risse markiert und dokumentiert. Aufgrund der umfangreichen Messtechnik konnten die Bügelspannungen sehr umfänglich erfasst werden. Vor dem zu erwartenden Versagen des schwächer querkräftbewehrten Schubfeldes wurde auf Basis dieser Messungen eine externe Querkraftbewehrung (Schubspangen) montiert. Die Träger wurden also nicht bis zum tatsächlichen Bruch des schwächer querkräftbewehrten Bereiches belastet, folglich wären u.U. noch (geringe) Laststeigerungen möglich gewesen. Allerdings waren die gemessenen Stahldehnungen, welche stets

deutlich über der Fließdehnung lagen, sowie die Rissbildungen ein deutlicher Indikator dafür, dass eine signifikante Laststeigerung nicht mehr möglich gewesen wäre. Nach dem Einbau der Schubspangen konnten die Versuche anschließend fortgesetzt werden, um die Tragfähigkeit des stärker querkräftbewehrten Feldes zu bestimmen.

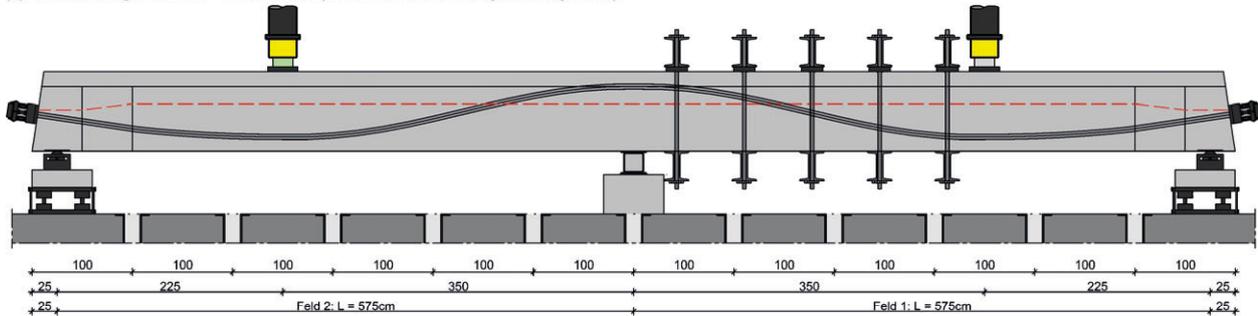
Beim DLT 2.1 konnte im Versuch 85 Tage nach Trägerherstellung aufgrund der unerwartet hohen Tragfähigkeit die Bruchlast nicht erreicht werden. Bei einer Belastung von ca. 1550 kN je Presse wurde der Versuch unplanmäßig abgebrochen [MAURER, 2104]. 175 Tage nach Trägerherstellung wurde dann im Rahmen eines weiteren Belastungsversuches mit leistungsstärkeren Pressen der Versuchsträger DLT 2.1 bis zum Bruch belastet.

Die Positionen der Schubspangen der Versuchsträger DLT 2.1-2.4 können Bild 61 entnommen werden. Im Rahmen des Versuches DLT 2.1 wurden zwei Schubspangen unmittelbar vor der Innenstütze montiert (Bild 61 (a)), das Versagen erfolgte jedoch unter der Einzellast im Feldbereich. Im Rahmen des Versuches DLT 2.2 wurden insgesamt vier Schubspangen über den Bereich zwischen Lasteinleitung und Innenstütze in Feld 1 verteilt (Bild 61 (b)), allerdings konnte damit ein Bruch im so verstärkten

Schubfeld im Bereich der Lasteinleitung ebenfalls nicht verhindert werden. Der Biegeschubbruch stand jedoch auch im stärker bewehrten und unverstärkten Schubfeld unmittelbar bevor, sodass mit

diesem Versuchsträger zwei unterschiedliche Querkraftbewehrungsgrade getestet werden konnten.

(a) Versuchsträger DLT 2.3 - Einzellasten (2 kommunizierende Hydraulikzylinder)



(b) Versuchsträger DLT 2.4 - Streckenlast (11 kommunizierende Hydraulikzylinder)

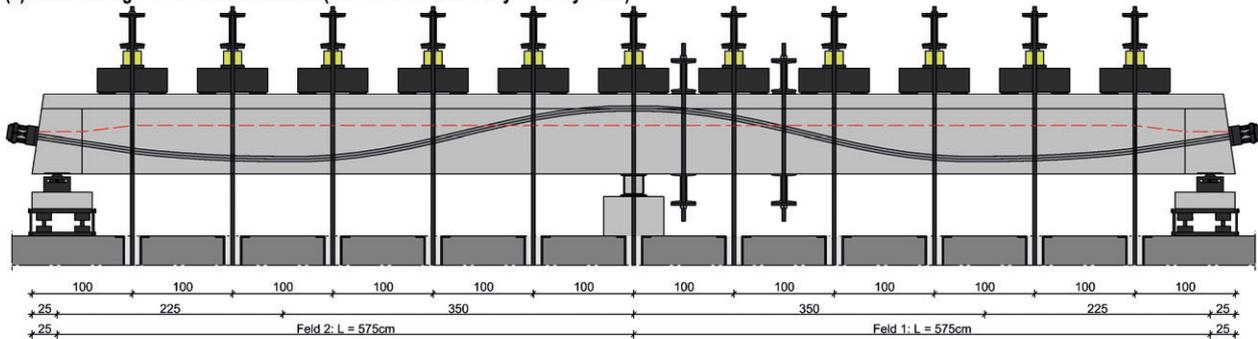


Bild 52: Versuchsaufbau der Versuchsträger DLT 2.3 (a) und DLT 2.4 (b) [GLEICH, 2018a]

3.2.3 Materialeigenschaften

Die angestrebte Festigkeitsklasse C30/37 (Größtkorndurchmesser 16 mm) entsprach der Betongüte B 450, welche bei bestehenden, älteren Betonbrücken häufig vorzufinden ist. Die Baustoffkennwerte des Festbetons zum Versuchstag sind in Tabelle 10 zusammengefasst. Die Festigkeiten wurden dabei i.d.R. als Mittelwert aus mehreren Probekörpern bestimmt, wobei deren Anzahl in Klammern angegeben ist. Die Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ sowie die Zylinderspaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp,cyl}$ wurden an Zylindern mit $\varnothing/h = 150/300$ [mm] bestimmt. Die Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ und die Würfelspaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp,cube}$ wurden an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm ermittelt.

Der Beton wurde von einem Betonwerk bezogen. Dabei wurde stets das gleiche Werk mit der gleichen Betonzusammensetzung beauftragt. Die Festigkeiten des vierten Versuchsträgers (DLT 2.4)

blieben jedoch unerwartet niedrig, wofür das Betonwerk keine plausible Erklärung hatte.

Es wurden jeweils zwei Spannglieder bestehend aus je fünf Litzen mit einer Querschnittsfläche von 140 mm^2 pro Litze verwendet. Die Spannstahlsorte entsprach einem Spannstahl St 1570/1770, die Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Spannstahls können Tabelle 4 entnommen werden. Dabei ist A_p die Spannstahlfläche, $f_{pm,0.1}$ die 0,1%-Dehngrenze, $f_{pm,0.2}$ die 0,2%-Dehngrenze, f_{pm} die Zugfestigkeit und E_{pm} der E-Modul. Der Innenhüllrohrdurchmesser des Stahlhüllrohrs betrug 50 mm.

Die Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Betonstahls wurden i.d.R. an drei Materialproben bestimmt. Die Werte der Fließspannung f_{ym} (0,2%-Dehngrenze), der Zugfestigkeit f_{tm} sowie des E-Moduls E_{sm} sind in Tabelle 12 enthalten.

Tabelle 10: Baustoffkennwerte des Festbetons Anzahl der Probekörper in (...) [GLEICH, 2018a]

Versuchsträger	Betonalter	$f_{cm,cyl}$	$f_{cm,cube}$	$f_{ctm,sp,cyl}$	$f_{ctm,sp,cube}$
	[Tage]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
DLT 2.1	30	-	47,6 (4)	-	-
(Versuche nach 85 und 175 Tagen)	88	-	50,8 (3)	2,83 (3)	-
	176	-	53,0 (1)	2,77 (3)	-
DLT 2.2	28	34,3 (3)	42,4 (3)	-	3,20 (3)
(Versuch nach 49 Tagen)	49	-	46,5 (3)	2,80 (3)	3,28 (3)
DLT 2.3	28	37,8 (3)	45,5 (3)	-	3,22 (3)
(Versuch nach 42 Tagen)	42	40,7 (3)	46,0 (3)	3,10 (3)	3,44 (3)
DLT 2.4	28	26,6 (3)	31,4 (3)	-	2,20 (3)
(Versuch nach 79 Tagen)	79	26,8 (3)	33,4 (3)	2,35 (3)	2,50 (2)

Tabelle 11: Baustoffkennwerte des Spannstahls [GLEICH, 2018a]

Versuchsträger	A_{pm}	$f_{pm,0.1}$	$f_{pm,0.2}$	f_{pm}'	E_{pm}
	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
DLT 2.1	140	1667	1718	1912'	199.837
DLT 2.2-2.4	140	1654	1713	1877'	197.331

* Die Spannstahlproben wurden in der Prüfmaschine mithilfe der zugehörigen Klemmkeile gem. Zulassung an beiden Enden in einer eingespannten Stahlhülse mit innen konischer Bohrung verankert. Das Zugversagen trat dabei stets im Bereich der Einspannung durch die Klemmkeile infolge der Kerbwirkung der gerippten Keiloberfläche auf. Die tatsächliche Zugfestigkeit des Spannstahls f_p wurde daher nicht bestimmt und liegt oberhalb des Wertes f_{pm}' .

Tabelle 12: Baustoffkennwerte des Betonstahls, ermittelt an jeweils mindestens drei Probekörpern [GLEICH, 2018a]

Versuchsträger	\varnothing [mm]	f_{ym} [MPa]	f_{tm} [MPa]	E_{sm} [MPa]
DLT 2.1	8	476,1	514,6	200.149
	12	538,3	610,9	199.671
	16	561,0	644,2	204.960
	20	586,5	671,8	196.000
	25	555,0	646,6	197.000
DLT 2.2-2.3	6	651,7	665,3	199.170
	8	486,3	590,4	198.305
	10	571,7	628,5	200.807
	12	536,4	609,2	199.696
	16	536,1	640,0	200.683
	20	554,5	649,3	204.019
DLT 2.4	6	563,3	590,0	209.564
	8	553,4	609,8	210.139
	12	617,9	691,5	220.700
	16	569,7	654,6	204.266
	20	548,1	659,9	206.379

3.2.4 Versuchsaufbau und –durchführung

Versuchsträgergeometrie

Die Trägerspannweite und Querschnittsgeometrie wurden im Rahmen der Versuchsträger DLT 2.1 – DLT 2.4 nicht variiert. Bild 54 zeigt die Geometrie dieser Versuchsträger in Ansicht (a) und Aufsicht (b). Die Stützweite je Feld betrug 5,75 m bei einer konstanten Trägerhöhe von 80 cm, einer Stegbreite von 30 cm sowie Gurtabmessungen von 15/80 [cm] (Bild 53). Aus der Trägersaufsicht (Bild 54 (b)) geht hervor, dass die Stegbreite im Bereich der Endauflager zur Verankerung der Spannglieder auf 60 cm aufgeweitet wurde.

Bewehrung

Die Anordnungen der Längsbewehrung, Bügel und Spannglieder im Querschnitt sind aus Bild 53 ersichtlich. Zudem zeigt Bild 55 die Bewehrungspläne der Versuchsträger DLT2.1 - DLT2.4. Es wird anhand dieser Bewehrungspläne deutlich, dass die Versuchsträger DLT2.2 - DLT2.4 aufgrund der Trägergeometrie und Bewehrungsführung mit dem Versuchsträger DLT2.1 direkt vergleichbar sind.

Der Unterschied des Versuchsträgers DLT2.1 (MAURER, 2014) zu den weiteren Versuchen bestand neben der variierten Querkraftbewehrung in der untenliegenden Biegezugbewehrung aus Betonstahl.

Ein Teil der unteren Längsbewehrung bestand im Zuge des ersten Versuches aus lokalen Zulagen. Im Bereich der Verankerung der gestaffelten Bewehrungsstäbe in Feld 1 zwischen Lasteinleitung und Innenstütze hat sich infolge der abgestuften Bewehrung ein Riss bilden können, der schließlich – nach dem Einbau einer zusätzlichen Querkraftverstärkung an der Innenstütze in Feld 1 bei einer Pressenlast von 1743kN – zum Bruch des Versuchsträgers bei einer Pressenlast von 1890kN führte. Für

die Versuchsträger DLT2.2 – DLT2.4 wurde von einer Abstufung der Bewehrung abgesehen. Die gestaffelte Bewehrung wurde im Zuge der Versuche 2-4 durch durchgehende Längsstäbe mit identischer resultierender Querschnittsfläche abgedeckt. Da die Träger DLT2.1 und DLT2.3 in Feld 1 identisch querkraftbewehrt sind, wird hier explizit der Einfluss der abgestuften Biegezugbewehrung untersucht.

Zu den Endauflagern hin wurde nach dem ersten Versuch zudem ein hoher Querkraftbewehrungsgrad gewählt, um in diesem Bereich ein ungewolltes vorzeitiges Querkraftversagen auszuschließen. Im Fokus der Untersuchungen standen die Schubfelder links- und rechtsseitig der Innenstütze.

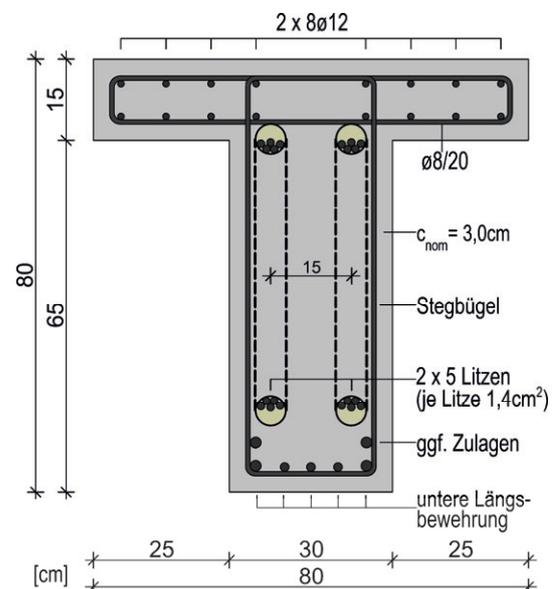
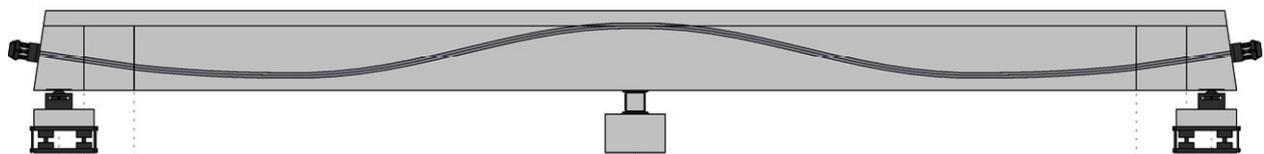


Bild 53: Schematische Darstellung eines Querschnitts des Trägers DLT2.1 im Bereich der Lasteinleitungen [GLEICH, 2018a]

(a) Ansicht mit Darstellung der internen Spannglieder, Versuchsträger DLT 2.1-2.4



(b) Aufsicht mit Darstellung der internen Spannglieder, Versuchsträger DLT 2.1-2.4

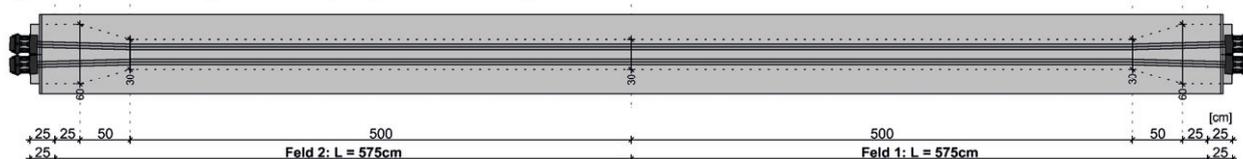
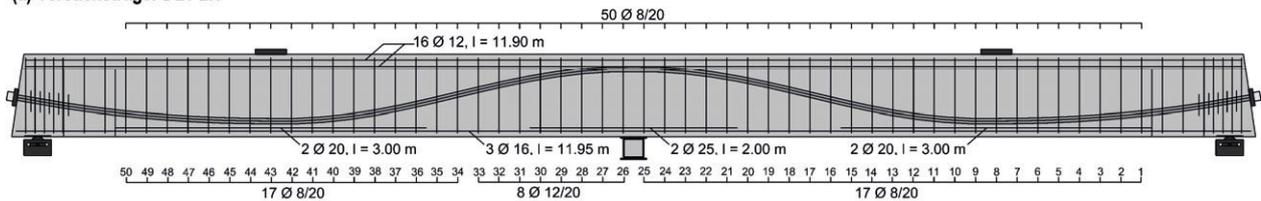


Bild 54: Geometrie der Versuchsträger DLT 2.1-2.4, Darstellung von Ansicht (a) und Aufsicht (b) [GLEICH, 2018a]

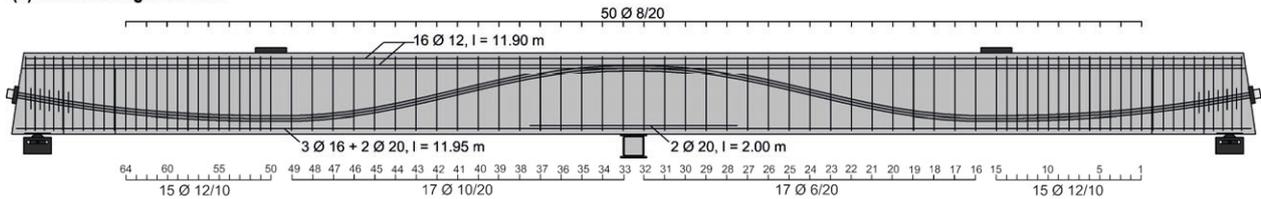
Im Rahmen der Versuche DLT2.1-DLT2.3 wurde der Einfluss einer gestaffelten Längsbewehrung sowie der Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades auf die Bauteiltragfähigkeit bei Beanspruchung durch Einzellasten untersucht.

Der Versuchsträger DLT2.4 wurde in Feld 1 wie Versuchsträger DLT2.2 und in Feld 2 wie Versuchsträger DLT2.1 bzw. DLT2.3 querkraftbewehrt. Im Rahmen dieses Versuches wurde der Einfluss einer Streckenbelastung anstelle feldweiser Einzellasten untersucht.

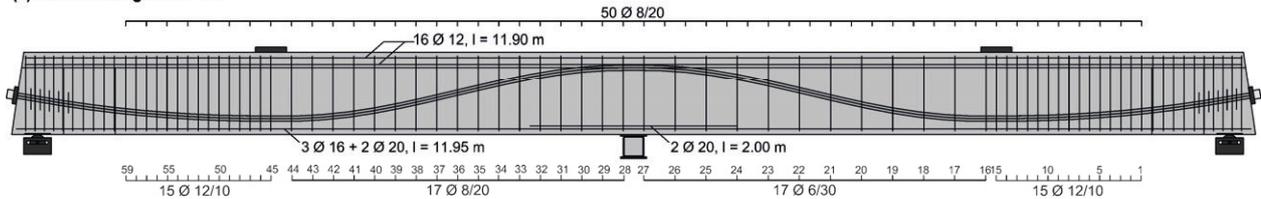
(a) Versuchsträger DLT 2.1



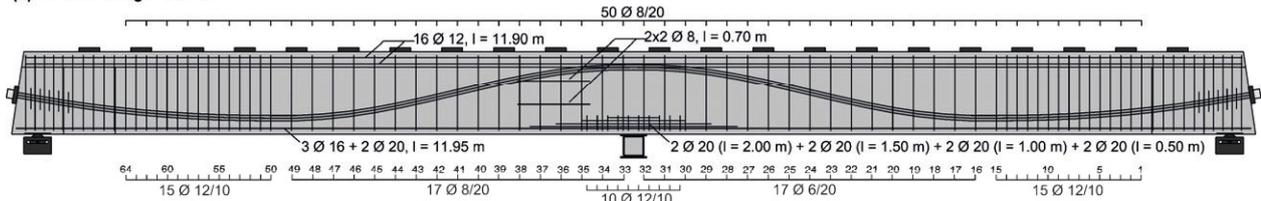
(b) Versuchsträger DLT 2.2



(c) Versuchsträger DLT 2.3



(d) Versuchsträger DLT 2.4



(e) Position Mittelachse Spannstahlhüllrohr für Versuchsträger DLT 2.1-2.4

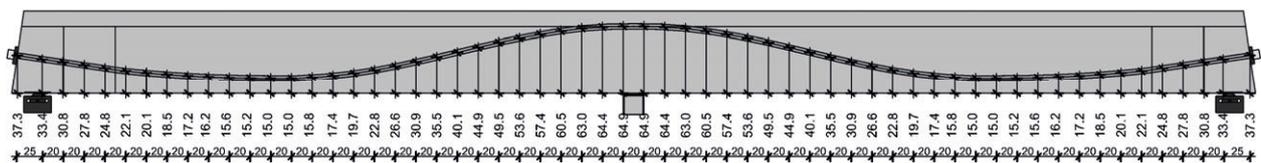


Bild 55: Bewehrungsplan Versuchsträger DLT2.1 [GLEICH, 2018a]

3.2.5 Vorspannung

Um über die Bauteillänge unter Berücksichtigung der Reibungsverluste einen möglichst konstanten Spannkraftverlauf zu realisieren, wurden die internen Spannglieder jeweils von entgegengesetzten Seiten vorgespannt. Durch diese Maßnahme gleichen sich die entlang eines Spanngliedes auftretenden Effekte aus Hüllrohrreibung und Keilschlupf näherungsweise aus.

Die maximale Spannstahlspannung vor dem Lösen der Spannpresse wurde in Anlehnung an DIN 4227:1953 nach Gleichung 95 bestimmt.

$$\sigma_p = \sigma_{p0} = 0,60 \cdot f_{pt} \quad (105)$$

mit

f_{pt} Zugfestigkeit des Spannstahls gemäß Herstellerangabe

Mithilfe einer speziell dafür konstruierten Messtechnik konnten die vorhandenen Vorspannkraft während des Vorspannens und nach der Verankerung des Spanngliedes am Spann- und Festanker bei den Versuchen 2-4 gemessen werden. Tabelle 13 liefert eine Übersicht der sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste, welche auf Basis der gemessenen Verankerungskräfte am Spann- und Festanker unter Berücksichtigung der Mittelwerte der Materialfestigkeiten errechnet wurden.

Die zeitabhängigen Verluste wurden dabei nach [DIN EN 1992-1-1, 2013] unter Berücksichtigung der Nachbehandlungsdauer und dem Zeitpunkt der Erstbelastung für eine relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung von RH = 65% rechnerisch bestimmt.

Die Vorspannkraft wurden im Rahmen des ersten Belastungsversuchs lediglich am Spannanker und vor dem Verankern des Spanngliedes erfasst. Auf Basis der gemittelten sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste der Versuchsträger DLT 2.2-2.4 wurden die Spannkraft und Spannkraftverluste des Trägers DLT 2.1 abgeschätzt. Die in Tabelle 4 angegebenen Parameter sind wie folgt definiert:

- $P_{m0,MW}$ ist der Mittelwert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t=0$ unter Berücksichtigung der sofortigen Spannkraftverluste
- t ist das Alter des Versuchsträgers zum Versuchstag
- $P_{mt,RH65,MW}$ ist der Mittelwert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt t unter Berücksichtigung der sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste für RH = 65%
- $\Delta P_{mt,RH65,MW}$ ist der Mittelwert der zeitabhängigen Vorspannkraftverluste zum Zeitpunkt t für RH = 65%
- $\sigma_{c,RH65,MW}$ ist der Mittelwert Betondruckspannungen infolge $P_{mt,RH65,MW}$

Tabelle 13: Vorspannkraft und Spannkraftverluste [GLEICH, 2018a]

Versuchsträger	$P_{m0,MW}$ [kN]	t [Tage]	$P_{mt,RH65,MW}$ [kN]	$\Delta P_{mt,RH65,MW}$ [%]	$\sigma_{c,RH65,MW}$ [MPa]
DLT 2.1	1231	85	1132	8	-3,6
	1231	175	1107	10	-3,5
DLT 2.2	1224	49	1150	6	-3,7
DLT 2.3	1225	42	1156	6	-3,7
DLT 2.4	1236	79	1156	6	-3,7

3.2.6 Messtechnik

In Anlehnung an die messtechnische Ausstattung des Versuchsträgers DLT2.1 wurden auch die Versuchsträger DLT2.2 – DLT2.4 mit sehr umfangreicher Messtechnik zur kontinuierlichen Erfassung der Bauteilverformungen sowie der Stahldehnungen ausgestattet (Bild 56).

Die verwendete Messtechnik des Versuchsträgers DLT 2.1 ist in [MAURER, 2014] ausführlich dokumentiert. Im Zuge des vorliegenden Berichtes werden ausgewählte Versuchsergebnisse aus [MAURER, 2014] in modifizierter Darstellungsart gezeigt.

Ziel war es, die Bauteilverformungen über möglichst große Bereiche integral und kontinuierlich zu erfassen und auf Basis der gewonnenen Ergebnisse ein besseres Verständnis über das tatsächliche Tragverhalten zu bekommen. Die eingesetzte Messtechnik und die zugehörigen Messstellen können Bild 57 - Bild 60 entnommen werden.

Im Rahmen der Versuche wurde großer Wert auf die Erfassung der Bügel- und Längsstabdehnungen gelegt, da diese Messwerte direkte Rückschlüsse auf die inneren Kräfte und den inneren Kraftfluss zulassen.

Im Rahmen der Versuche 2-4 wurden zudem die Betondehnungen mittels aufgeklebter DMS erfasst. Das Ziel dieser Untersuchungen ist es, die Druckbogenwirkung dadurch experimentell nachzuweisen.

Insgesamt wurde folgende Messtechnik im Rahmen der Versuche 1-4 verwendet:

- Kraftmessdosen zur Bestimmung der Pressenkräfte
- Kraftmessdosen zur Bestimmung der Auflagerkräfte an den Endauflagern
- Kraftmessdosen zur Bestimmung der Vorspannkräfte an den Fest- und Spannankern
- Induktive Wegaufnehmer für die Bestimmung der Bauteilverformung im Bereich der Lasteinleitungen
- Messung mittels Photogrammetrie
- Dehnungsmessstreifen zur Messung des Spannungszuwachses in der vorgespannten externen Querkraftbewehrung
- Dehnungsmessstreifen (einaxial und mehraxial) auf der Betonoberfläche
- Dehnungsmessstreifen auf Bügelschenkeln
- Dehnungsmessstreifen auf Längsbewehrungsstäben

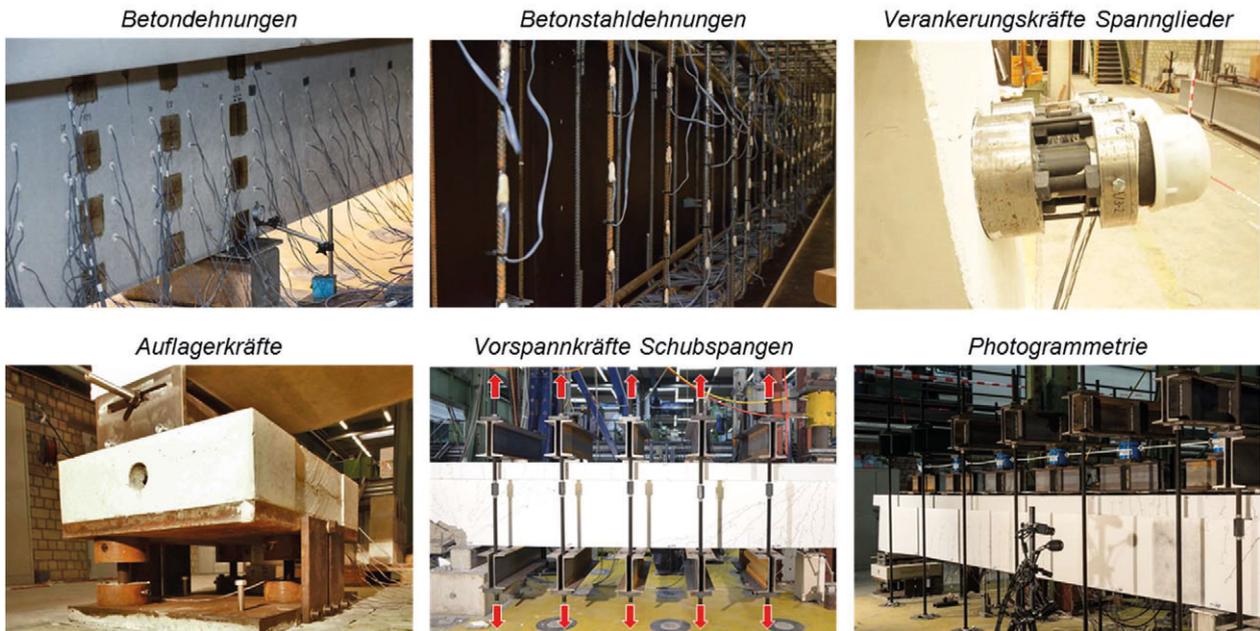


Bild 56: Darstellung ausgewählter Messstellen bzw. Messtechnik [GLEICH, 2018a]

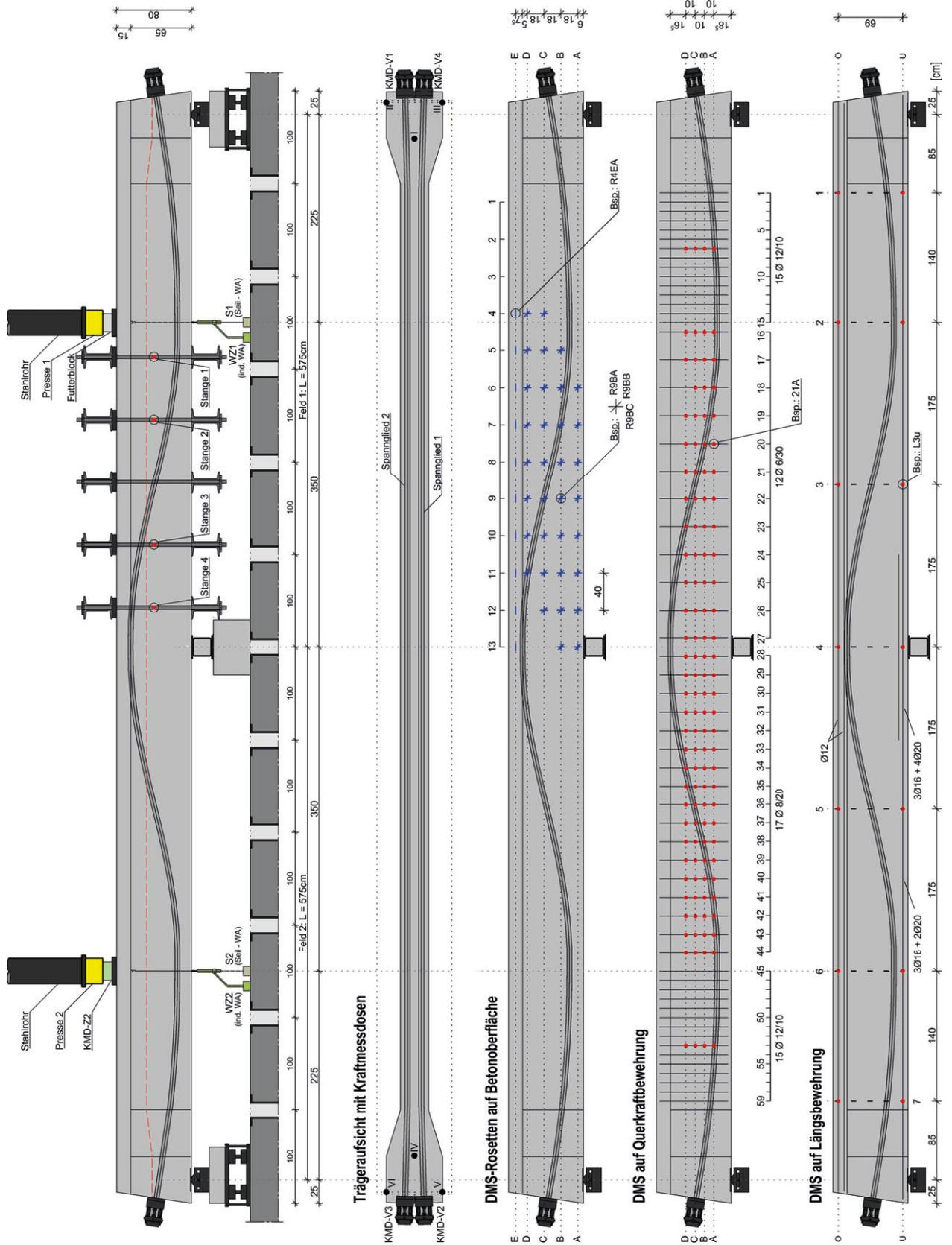


Bild 59: Messtechnik des Trägers DLT 2.3 [GLEICH, 2018b]

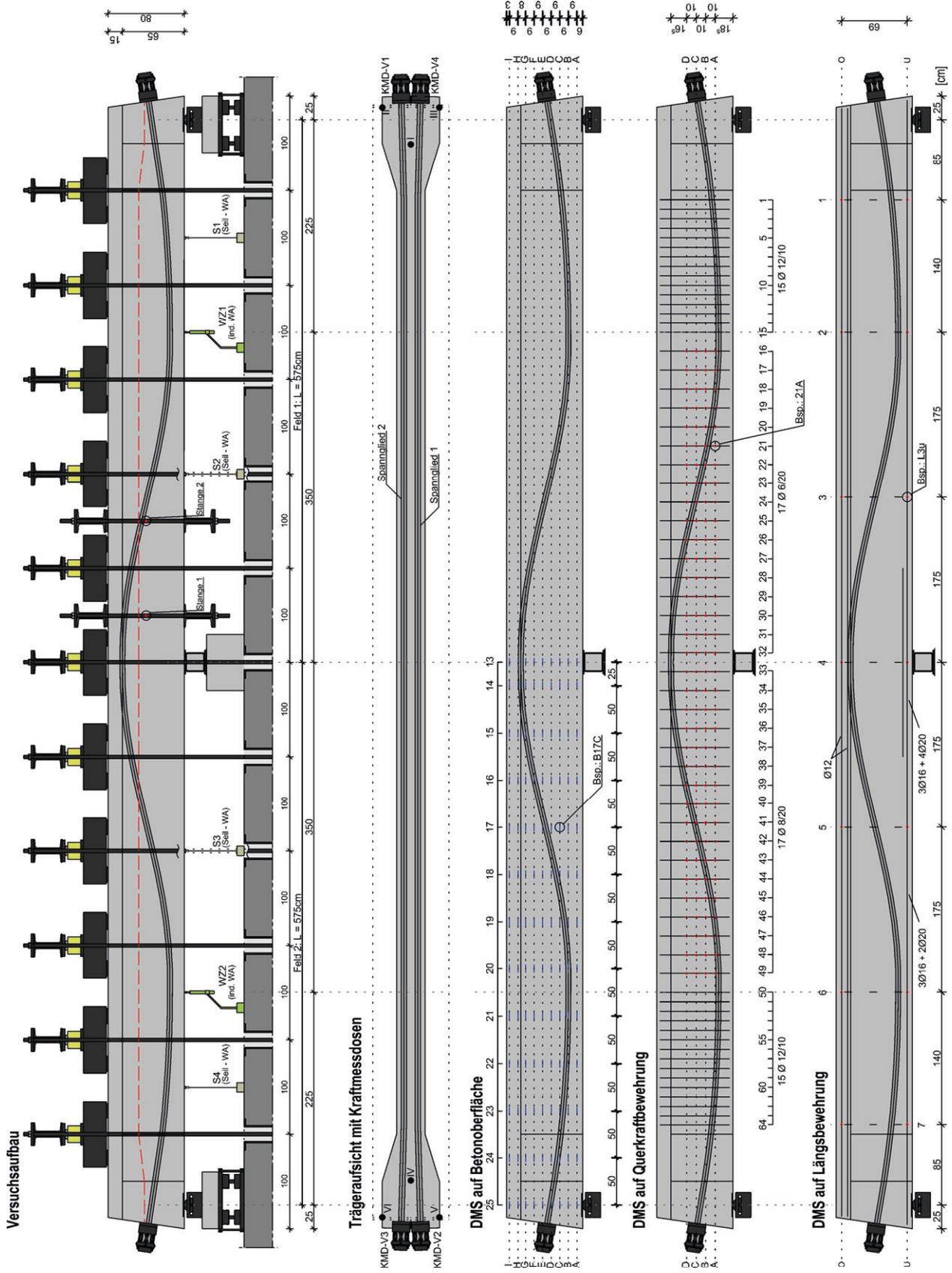


Bild 60: Messtechnik des Trägers DLT 2.4 [GLEICH, 2018b]

3.2.7 Versuchsergebnisse

Rissbilder im Bruchzustand

Bild 61 sind die zum Zeitpunkt des Einbaus der Verstärkung aufgetragenen Lasten sowie die Bruchlasten der Versuchsträger zu entnehmen. Ebenso sind die im Bruchzustand beobachteten Rissbilder dargestellt, wobei der letztlich kritische Versagensriss rot gekennzeichnet ist.

Zur Verdeutlichung der belastungsabhängigen Rissbildung und des Bauteiltragverhaltens finden sich in Anhang A 1.1 umfangreiche Rissbilder, welche so die Rissentwicklung bis zum Bauteilversagen dokumentieren.

Alle Versuchsträger zeigten im schwächer querkräftbewehrten Feld 1 (rechter Bildteil) an der Innenstütze bei hohen Lasten Fließen der Bügel über einen großen Bereich. Da an diesen Stellen aufgrund fehlender Umlagerungsmöglichkeiten auf noch nicht vollständig ausgenützte Bügel von einem unmittelbar bevorstehenden Versagen auszugehen war, wurden diese Trägerbereiche mit sich abzeichnender kritischer Rissentwicklung lokal mittels Schubspangen verstärkt.

Grundsätzlich ist festzustellen, dass die Bügel die Rissbildung infolge Biegung am Querschnittsrand initiieren.

Das Versagen der Versuchsträger DLT 2.1 und DLT 2.2 trat jeweils in Feld 1 unterhalb der Lasteinleitung auf. Die in diesem Bereich eingebaute Längs- und Bügelbewehrung wurde im Bruchzustand deutlich über ihre Fließspannung hinaus beansprucht und stark gedehnt. Die vorhandene Bewehrung war infolge des Fließens nicht in der Lage die Ausbreitung des jeweils kritischen Risses bis in die Druckzone hinein zu verhindern. Letztlich war das Fließen der Bewehrung bei den Trägern DLT 2.1 und DLT 2.2 ursächlich für das Druckzonenversagen im Bereich der Lasteinleitung.

Das Versagen der Versuchsträger DLT 2.3 und DLT 2.4 trat jeweils in Feld 2 nahe der Innenstütze ein, obgleich die Versagensursachen unterschiedliche waren. Träger DLT 2.3 versagte infolge einer Überbeanspruchung der Querkraftbewehrung, wodurch es schließlich zum Reißen der Bügel und zum Verlust der Querkrafttragfähigkeit kam.

Träger DLT 2.4 zeigte trotz einer mittels Betonstahl deutlich verstärkten Biegedruckzone ein Druckversagen an der Innenstütze, welches sich durch flächenhafte Betonabplatzungen ankündigte und auch

mit auf die unplanmäßig geringe Betonfestigkeit zurückzuführen war.

Die Versuchsträger DLT 2.1-2.3 unter Einzellasten zeigten grundsätzlich ein sehr ähnliches Muster: Im Bereich der Momentenulldurchgänge kam es bei hohen Lasten in den Stegen zur plötzlichen Ausbildung sehr flacher Schubrisse (20° bis 25°), die sich nicht aus Biegerissen entwickelten. Diese Schubrisse führten ebenso wie die Biegeschubrisse im Versuch jedoch nicht unmittelbar zu einem spröden Querkraftversagen, sondern es waren stets noch moderate Laststeigerungen möglich. Dass sich das an Versuchsträgern beobachtete ausgeprägt duktile Querkraftversagen bei realen Brückenbauwerken mit geringeren Längsbewehrungsgraden für den zusätzlichen Betonstahl in gleichem Maße einstellt wäre noch zu verifizieren. Allerdings hätte eine Reduktion der Längsbewehrung aus Betonstahl bei den Versuchsträgern immer ein Biegeversagen zur Folge gehabt bevor die Querkrafttragfähigkeit kritisch geworden wäre.

Das Rissbild des Trägers DLT 2.4 spiegelt sehr deutlich die unterschiedlichen Beanspruchungen gegenüber der Träger DLT 2.1-2.3 wieder. Das Verhältnis von Biegemoment zu Querkraft wächst zur Feldmitte stark an, die Biegebeanspruchungen dominieren in diesen Bereichen deutlich. Daher lässt sich im Feldbereich vor allem eine ausgeprägte Biegerissbildung beobachten, wohingegen insbesondere an der Innenstütze die hohe Querkraftbeanspruchung an den geneigten Schubrisse zu erkennen ist. Eine Fachwerkwirkung hat sich letztlich am Träger DLT 2.4 im Feldbereich nicht eingestellt. Dies zeigen auch die aus den gemessenen Dehnungen ermittelten Bügelspannungen, welche lediglich im Bereich der Innenstütze signifikante Spannungswerte erreichen (s. Anhang A 1.2). Die Querkrafttragfähigkeit resultiert hier maßgeblich aus dem geneigten Spannglied und einem additiven Betontraganteil, welcher sich beispielsweise über die Wirkung eines Druckbogens erklären lässt.

Im Vergleich zu den Trägern unter Einzellasten fällt auf, dass die Biegeschubrisse an der Innenstütze des vierten Versuchsträgers steiler verlaufen. Dieser Effekt ist jedoch darauf zurückzuführen, dass der Nulldurchgang des Biegemomentes unter Streckenlasten näher an der Innenstütze liegt, wodurch die Biegeschubrisse an der Innenstütze ausgehend vom oberen Rand auf einen deutlich kürzeren Bereich begrenzt wird.

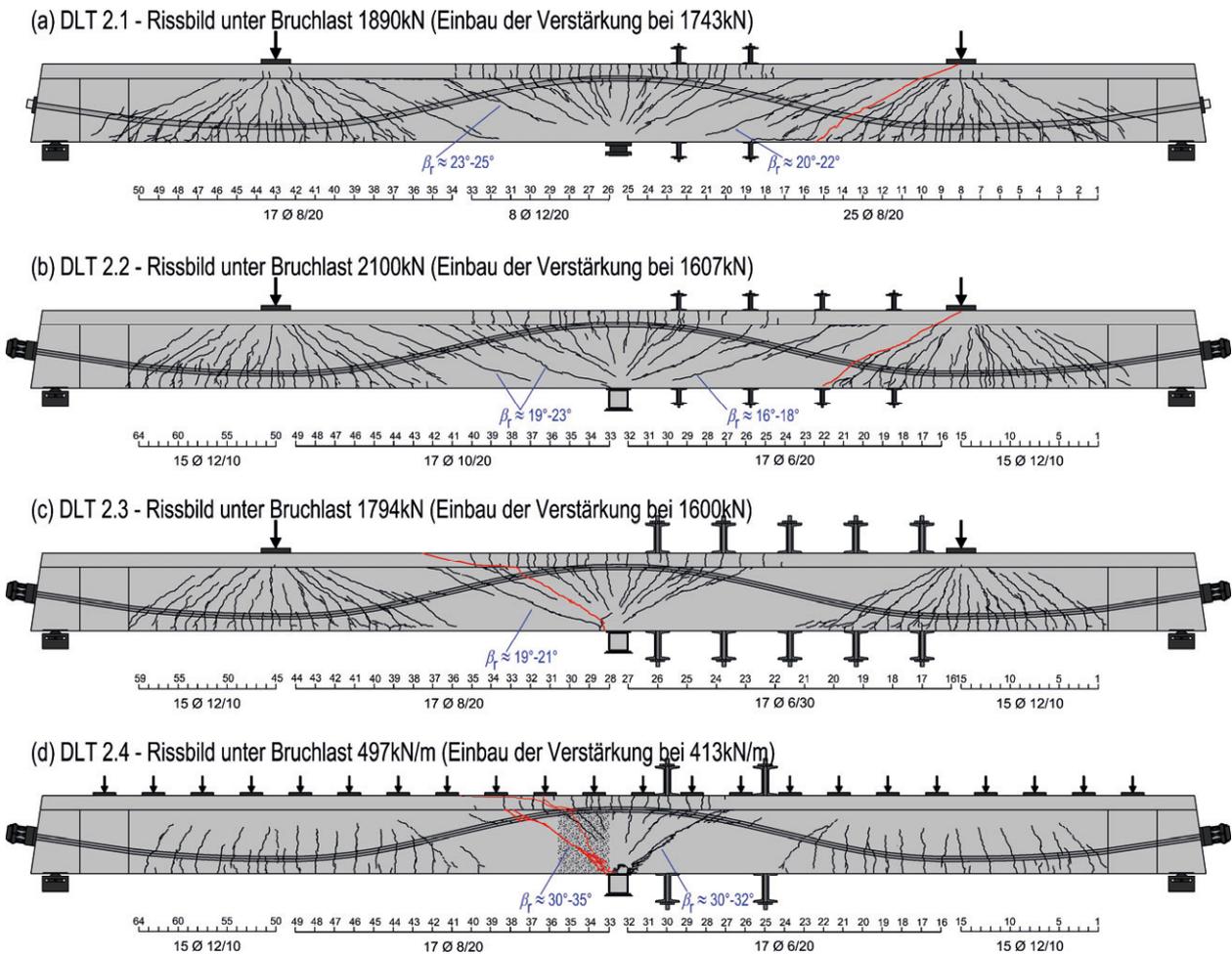


Bild 61: Rissbilder der Versuchsträger DLT 2.1 - DLT 2.3 unter der jeweiligen Bruchlast; der kritische Riss ist rot dargestellt [GLEICH, 2018a]

Betraganteil infolge Rissreibung [Valdes y Beck, 2017]

Im Rahmen der Untersuchungen am Versuchsträger DLT 2.4 wurden photogrammetrische Messungen zur Untersuchung der Rissuferkinematik durchgeführt. Aus der Rissgleitung und Rissöffnung wurden im betrachteten Messfeld nach den Gesetzmäßigkeiten von *Walraven* [WALRAVEN, 1980] die Rissreibungsspannungen berechnet. Die Integration der Rissreibungsspannungen über die Risslänge und Balkenbreite ermöglicht die Bestimmung der Rissreibungskräfte, wodurch der Querkrafttraganteil aus Rissverzahnung näherungsweise quantifiziert werden kann.

Messfeld

Das Messfeld befand sich auf dem Steg im Feld 2 nahe der Innenstütze des Trägers DLT 2.4. Es umspannte in etwa eine Fläche von $h/b = 53/40$ cm. Der rechte Rand des Messfeldes befand sich ungefähr in einem Abstand von 10-12 cm zur Achse des

Mittelauflegers. Die Lage des Messfeldes ist in Bild 62 dargestellt. Vorausberechnungen ließen ein Versagen des Trägers in diesem Bereich vermuten.

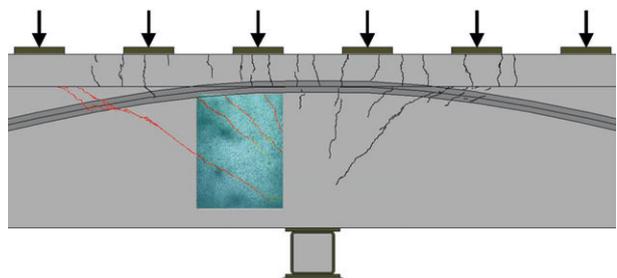


Bild 62: Lage des Messfeldes in Feld 2 des DLT 2.4

Vorgehen bei der Ermittlung der Relativverschiebungen der Rissufer

Die Rissöffnung und Rissgleitung wurden im Rahmen der durchgeführten Auswertungen an ausgewählten Messstellen der im Messfeld auftretenden

Risse bestimmt. Im Lauf des Versuches entstanden im photogrammetrisch betrachteten Bereich drei Biegeschubrisse (I-III) und ein Schubriss (IV) (Bild 63).

Die in der Auswertung ermittelten Werte zur Risskinematik stehen stets in Bezug zum globalen (mittleren) Risswinkel β_R zwischen Trägerlängsachse und Riss (Bild 63). Eine Übersicht über die für die Auswertung der Risskinematik ausgewählten Stellen befindet sich in Bild 63. Die Auswertestellen wurden so gewählt, dass die lokale Rissneigung an der jeweiligen Messstelle in etwa dem globalen Risswinkel β_R entspricht.

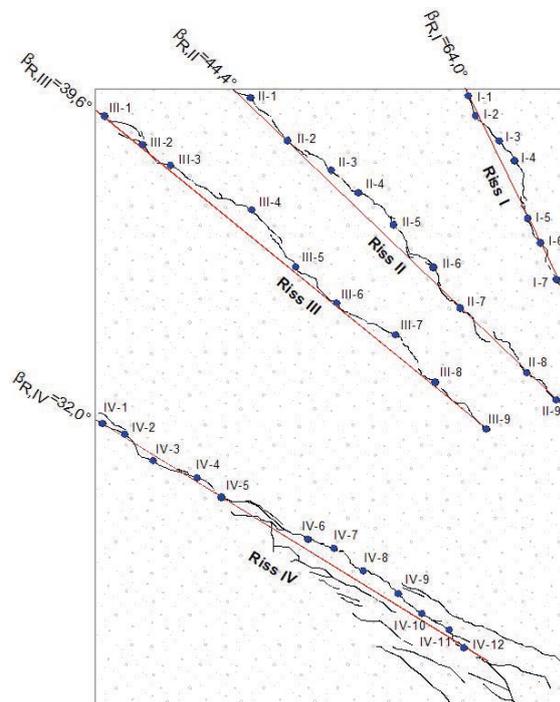


Bild 63: Bezeichnung und Lage der Auswertestellen mit zugehörigen Risswinkeln β_R im Messfeld

Ergebnisse

Bei der Auswertung der Rissbilder aus der optischen Messung ist zu beachten, dass das Messfeld lediglich einen begrenzten Stegbereich umfasst. Es können nur Aussagen zur Risskinematik im Steg innerhalb des durch das Messfeld begrenzten Bereiches getroffen werden.

Bezüglich der Beziehungen zwischen Rissgleitung und Rissöffnung sowie den längs des Risses entstehenden Schubspannungen für Beton- und Stahlbeton hat Walraven [WALRAVEN, 1980] Gesetzmäßigkeiten zum Rissreibungsmechanismus aufgestellt. Die von Walraven gegebene Abschätzung des Querkrafttraganteils infolge Rissreibung hat sich etabliert und wird im Folgenden herangezogen.

Allerdings ergeben sich nach Walraven nur nennenswerte Rissreibungsspannungen, wenn die Absolutwerte der Rissgleitung größer oder in etwa gleich denen der Rissöffnung sind.

Die zugrunde gelegten Verformungsgesetze weisen eine Abhängigkeit von der Betonfestigkeit, dem Größtkorndurchmesser und dem relativen Volumenanteil der Gesteinskörner gegenüber dem Beton auf. Die Rissreibungsspannungen wurde vereinfacht unter Annahme eines nicht verbügelten Querschnitts bestimmt.

Durch Integration der Schub- und Normalspannungen (τ_{cr} , σ_{cr}) über die Stegbreite und die Risslänge wurde die Rissreibungskraft T_{cr} in Rissrichtung und N_{cr} quer zum Riss ermittelt. Aus der Addition der Vertikalkomponenten dieser um den globalen Risswinkel β_R geneigten Kräfte resultiert der Querkrafttraganteil infolge Rissverzahnung V_{cr} im betrachteten Messfeld.

Die Rissreibungsspannungen, die an den jeweiligen Auswertestellen ermittelt wurden, wurden jeweils über die der Auswertestelle zugehörigen Risslänge integriert und anschließend über den Riss aufsummiert. Dies berücksichtigt den über die Risslänge veränderlichen Schubspannungsverlauf sowie die nicht äquidistante Abstandseinteilung der Auswertestellen.

Auffällig sind vor allem die im Vergleich zur Rissgleitung erheblich größeren Werte der Rissöffnung für die im Messfeld betrachteten Risse. Grundsätzlich konnten aufgrund der kleinen Größenordnung der Rissuferverschiebungen in den Biegeschubrisse I-III (s. Bild 63) nach Walraven keine nennenswerten Schubspannungen τ_{cr} aufgebaut werden.

Im Zuge der plötzlichen Schubrissentstehung (Riss IV) bei 368 kN/m entstanden zunächst nur geringe Rissgleitungen (Bild 64), welche ca. 10% der zugehörigen Rissöffnung entsprachen.

Im Verlauf des fortschreitenden Risswachstums vergrößerten sich sowohl Rissöffnung als auch Rissgleitung. Jedoch bauten sich ausschließlich am Rissende des Risses IV nennenswerte Schubspannungen auf. In diesem kurzen Bereich sind die Rissöffnungen geringer als am restlichen Riss, sodass das Verhältnis von Rissgleitung zu Rissöffnung in diesem lokalen Bereich hinsichtlich der Rissreibung vorteilhaft ist (Bild 65).

Maximal wurden die Schubspannungen bei einer Belastung von 450 kN/m. Allerdings ist die absolute resultierende Rissreibungskomponente mit einer Größe von etwa 7 kN dennoch sehr gering.

In der Laststufe 475 kN/m sind die Schubspannungen nur noch halb so groß wie unter der Laststufe 450 kN/m. Bei einer Belastung von 492 kN/m bauen sich kaum mehr Schubspannungen auf. Infolge der großen Rissöffnungen verringern sich die Kontaktflächen zwischen Gesteinskörnern und Zementsteinmatrix stark, wodurch nur noch sehr geringe Rissreibungsspannungen aufgebaut werden können.

Fazit

Im betrachteten Messfeld bauen sich nach den Ansätzen von *Walraven* bereits bei einer Größe der Rissgleitung zur Rissöffnung von 30% Schubspannungen τ_{cr} auf. Ein größeres Δ/w Verhältnis führt durch das Anwachsen der absoluten Rissöffnung jedoch nicht zwangsläufig zur Entstehung von Rissreibungsspannungen. Bei einer Rissöffnung von mehr als 1,4 mm lassen sich so keine nennenswerten Schubspannungen errechnen.

Für alle hier betrachteten Risse ergaben sich geringe Rissgleitungen gegenüber den vorhandenen Rissöffnungen. Dadurch lässt sich in den Biegeschubrisen (Riss I-III) keine Rissreibung nach den

Ansätzen von *Walraven* nachweisen. Der Schubriss (Riss IV) führt lediglich an wenigen Stellen nahe der Risspitze zu geringen Schubspannungen τ_{cr} nach *Walraven*.

Der im Messfeld gelegene Schubriss (Riss IV) war ursächlich für das Bauteilversagen. Die Tatsache, dass entlang des Risses keine wesentlichen Rissreibungskräfte nach *Walraven* berechnet wurden zeigt, dass die Querkraft vermutlich hauptsächlich

über das geneigte Spannglied, die Fachwerkwirkung und einen zusätzlichen Betontraganteil abgetragen wird.

Mithilfe optischer Messsysteme wurde im Zuge der Versuche an der RWTH Aachen, anders als bei den Dortmunder Versuchen, ein nennenswerter Rissreibungstraganteil begründet. Diese stark abweichenden Ergebnisse spiegeln auch die seit Jahren bestehende Kontroverse hinsichtlich eines Rissreibungstraganteils bei Querkraft im Bruchzustand wider und sind unter anderem auf die folgenden Randbedingungen zurückzuführen:

- Unterschiedliche Querschnittsgeometrien
- Unterschiedliche Längs- und Querkraftbewehrungsgrade
- Unterschiedliche Spannglieder und Vorspannungen
- Unterschiedliche Betonrezepturen mit abweichenden Gesteinskörnungen und Sieblinien

Die Berechnungsansätze nach *Walraven* zur Berechnung der Rissreibungsspannungen erfassen vermutlich gut die Größenordnung des Querkrafttraganteils. Aufgrund der stark vereinfachten Berechnungsansätze sind Streuungen der ermittelten Rissreibungskräfte jedoch einzuplanen.

Es ist zudem zu betonen, dass die vorliegenden Ergebnisse sich lediglich auf das betrachtete Messfeld des Versuchsträgers DLT 2.4 unter Streckenlast beziehen.

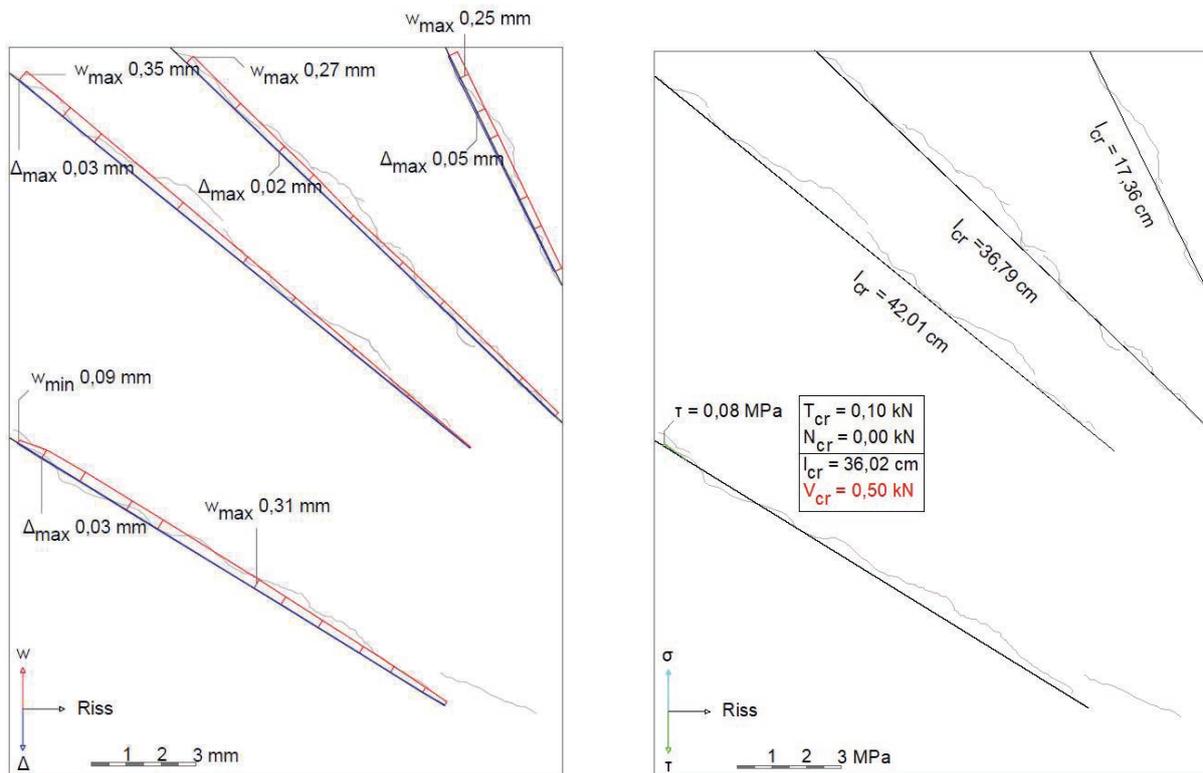


Bild 64: Darstellung der Rissöffnung und der Rissgleitung (links) sowie der daraus resultierenden Schub- und Normalspannungen inklusive der Rissreibungskräfte (rechts) über die Risslänge l_{cr} für die Laststufe 368 kN/m

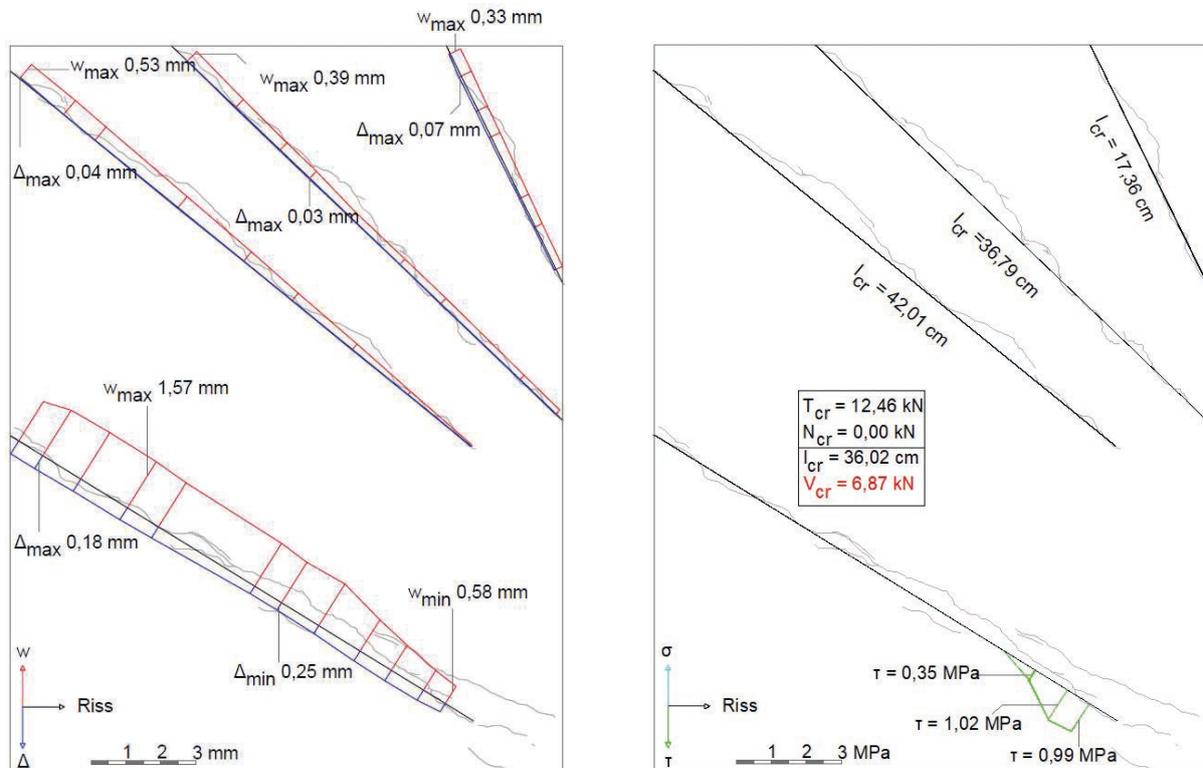


Bild 65: Darstellung der Rissöffnung und der Rissgleitung (links) sowie der daraus resultierenden Schub- und Normalspannungen inklusive der Rissreibungskräfte (rechts) über die Risslänge l_{cr} für die Laststufe 450 kN/m

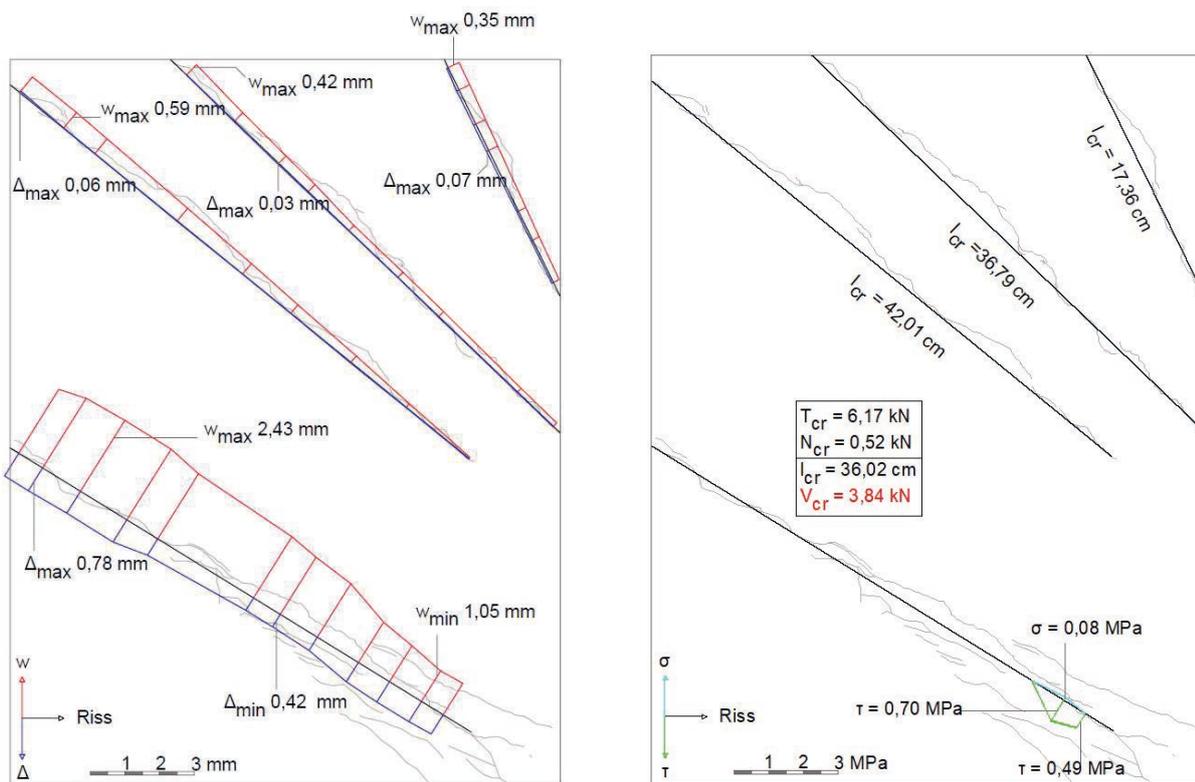


Bild 66: Darstellung der Rissöffnung und der Rissgleitung (links) sowie der daraus resultierenden Schub- und Normalspannungen inklusive der Rissreibungskräfte (rechts) über die Risslänge l_{cr} für die Laststufe 475 kN/m

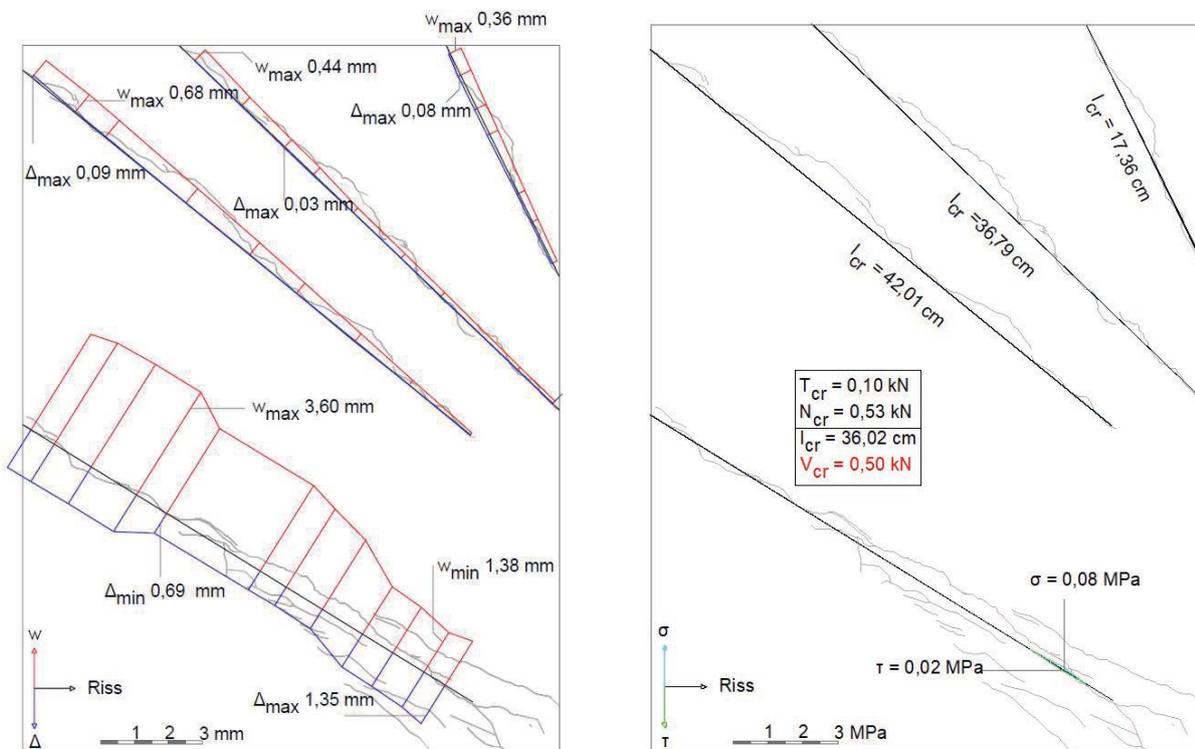


Bild 67: Darstellung der Rissöffnung und der Rissgleitung (links) sowie der daraus resultierenden Schub- und Normalspannungen inklusive der Rissreibungskräfte (rechts) über die Risslänge l_{cr} für die Laststufe 496 kN (Bruchlast)

Stahlspannungen

Auf Basis einer umfangreichen, extra programmierten VBA-Routine wurden die Messwerte der auf den Betonstahl applizierten DMS über das zuvor in Kleinteilversuchen bestimmte tatsächliche Materialgesetz eines jeweiligen Betonstahls errechnet [GLEICH, 2018b]. Diese umfangreichen Ergebnisse sind auszugsweise in Anhang A 1.2 dargestellt.

In Kombination mit den beobachteten Rissbildern liefern die zugehörigen ermittelten Stahlspannungen eine gute Möglichkeit, die inneren Kraftumlagerungen infolge Rissbildung zu erkennen und zu bewerten.

In den Darstellungen des Anhangs A 1.2 kennzeichnet die Farbe Grün eine geringe Beanspruchung, die Farbe Gelb eine Beanspruchung, welche ca. der halben Fließspannung entspricht, und die Farbe Rot eine Beanspruchung im Bereich des Fließens.

Maximalwerte der Bügelspannungen

Im Zuge der Versuche wurde die Bügelbewehrung bereichsweise umfangreich mit DMS ausgestattet (Anhang A 1.2). Letztlich dienten diese Messungen dazu, ein besseres Verständnis vom Tragverhalten bei Querkraft zu gewinnen sowie einen Querkrafttraganteil der Bügelbewehrung aus der ermittelten Stahlspannungen abzuleiten. In Anhang A 1.3 sind die maximalen lastabhängigen Bügelspannungen, welche über die Höhe eines Bügelschenkels aus vier Messungen bestimmt wurden, graphisch dargestellt.

Betondehnungen

Im Rahmen der Versuche 2.2-2.4 wurden die oberflächlichen Betondehnungen mittels aufgeklebter DMS erfasst. Die umfangreichen Ergebnisse werden im Hinblick auf die Druckbogenwirkung derzeit noch ausgewertet. Auch werden derzeit noch die fotogrammetrischen Aufnahmen ausgewertet.

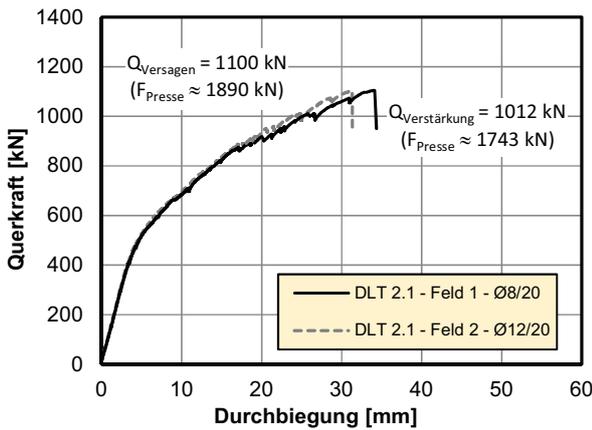
Querkraft-Durchbiegungskurven

In Bild 68 sind die in der Achse der Pressenlast gemessenen Durchbiegungen der feldweise wirkenden Pressenkräfte gegenübergestellt. Die jeweiligen Versuchsträger wurden im Verlauf des Versuches stets im schwächer querkräftbewehrten Feld 1 durch externe Querkraftbewehrung (Traversen und Gewindestangen) verstärkt (Bild 61). Ziel dieser Verstärkung war die Verhinderung eines frühen spröden Querkraftversagens, infolge dessen der jeweilige Versuchsträger für weitere Untersuchungen im stärker bewehrten Feld unbrauchbar geworden wäre. Diese externen Verstärkungen wurden dann eingebaut, wenn sich infolge der Belastung durch ausgeprägtes Fließen der Querkraftbewehrung ein Versagen ankündigte. Das endgültige Versagen der Versuchsträger DLT2.1 und DLT2.2 trat in Feld 1 zwischen Lasteinleitung und Innenstütze ein. Versuchsträger DLT 2.3 versagte in Feld 2 zwischen Innenstütze und Lasteinleitung. Die kritischen Risse sind in Bild 61 rot dargestellt.

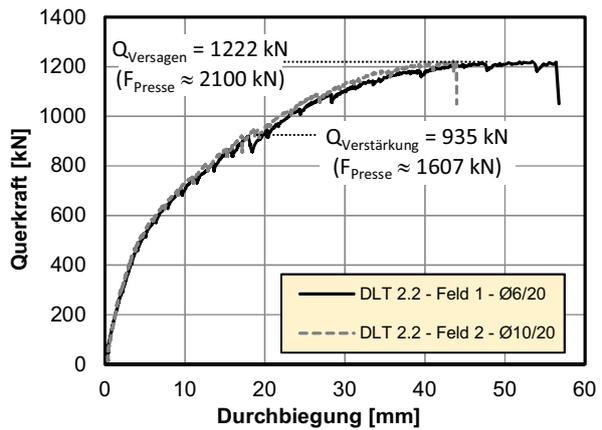
Querkraftbewehrungsgrad

Ziel der experimentellen Untersuchungen war es unter anderem, den Übergang des Tragverhaltens von Bauteilen mit geringen und mittleren Schubbewehrungsgraden experimentell zu untersuchen. Daher wurden Untersuchungen an Balken durchgeführt, bei denen das Verhältnis aus $\rho_{w,geom}$ zu $\rho_{w,min}$ zwischen 0,52 und 2,32 lag. Grundsätzlich zeigt sich eine Korrelation zwischen Tragfähigkeit und Querkraftbewehrungsgrad dahingehend, dass mit zunehmender Querkraftbewehrung die Querkrafttragfähigkeit ansteigt (Bild 69) bis schließlich Biegeversagen maßgeblich wird (Bild 68 (b)).

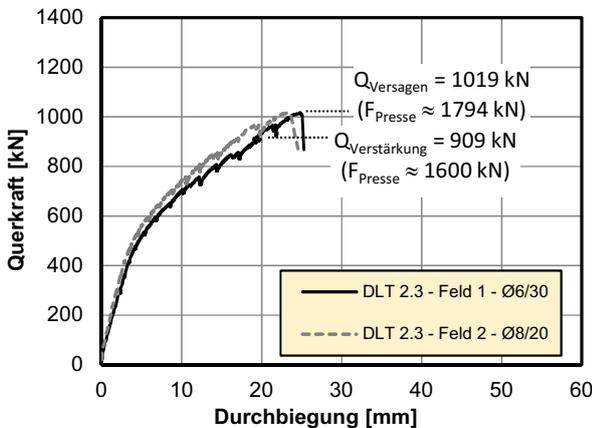
Die Anordnung der Streckenlasten des vierten Versuches und die Art der Rissbildung lassen den Schluss zu, dass sich Teile der Streckenlasten unmittelbar in das Zwischenaufleger abstützen. Daher ist in Bild 69 die einwirkende Querkraft ohne (a) und mit (b) Reduktion aufgrund der auflagnahen Einzellasten dargestellt.



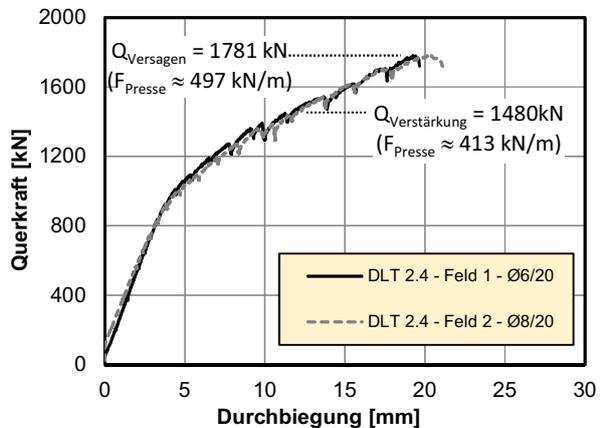
(a) DLT 2.1



(b) DLT 2.2



(c) DLT 2.3



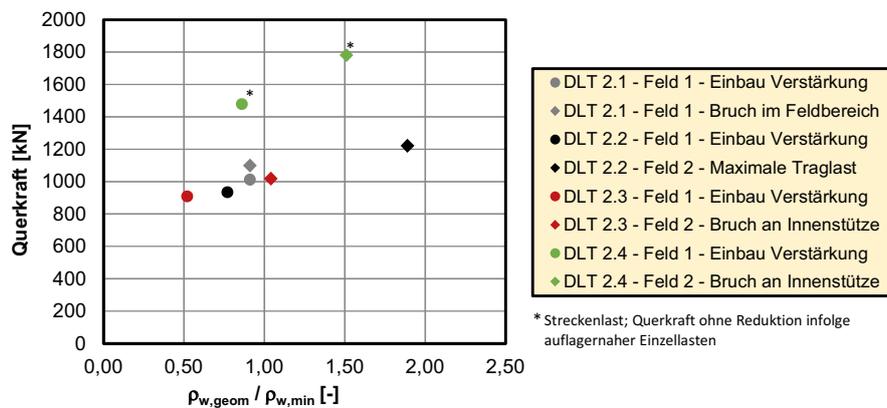
(d) DLT 2.4

Bild 68: Experimentell bestimmte Querkraft-Durchbiegungskurven DLT 2.1-2.4 [GLEICH, 2018a]

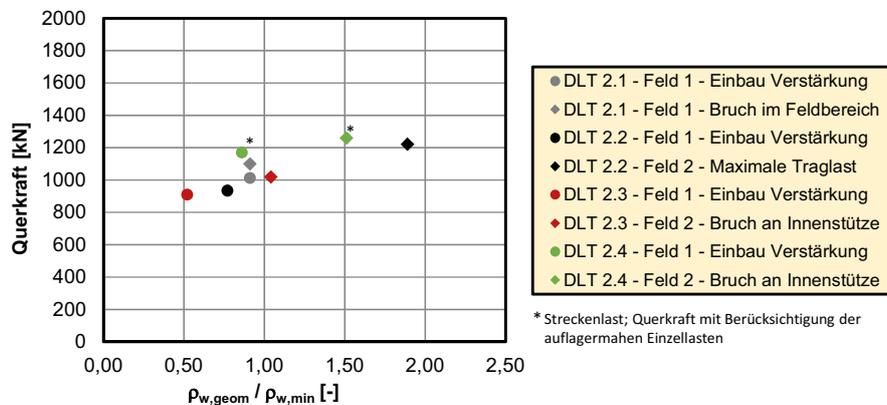
Als auflagenaher Einzellasten werden hier Lasten innerhalb des Bereichs im Abstand von 1,0 m (ca. 1,5d) von der Auflagerachse definiert.

Letztlich ist jedoch nicht nur die Querkraftbewehrung im Bruchzustand zur Realisierung des Gleichgewichtes erforderlich, sondern auch die Biegebeanspruchung und die Längsbewehrung beeinflussen die Tragfähigkeit. Schubrisse, welche nicht aus Biegerissen hervorgingen, haben sich im Rahmen der Versuche nie als kritisch herausgestellt.

Schließlich sind die kritischen schrägen Risse im Bruchzustand stets aus zunächst vertikalen Biegerissen hervorgegangen und wurden daher in ihrem Rissfortschritt gleichermaßen durch die den Riss kreuzende Längs- und Querkraftbewehrung beeinflusst (Bild 70). Daher handelt es sich bei den eingesetzten Brüchen immer um ein Versagen infolge kombinierter Biege- und Querkraftbeanspruchungen, für die die vorhandene schlaife und vorgespannte Längs- und Querkraftbewehrung keinen Gleichgewichtszustand durch die inneren Kräfte mehr sicherstellen kann.



(a) Querkraft mit Berücksichtigung der auflagenahen Einzellasten beim DLT 2.4



(b) Querkraft ohne Berücksichtigung der auflagenahen Einzellasten beim DLT 2.4

Bild 69: Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des Schubbewehrungsgrads

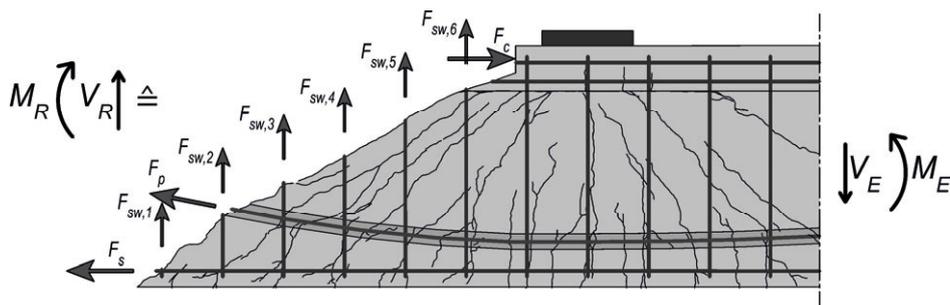


Bild 70: Gleichgewicht am schrägen Schnitt entlang des kritischen Schubrisses (DLT 2.1, DLT 2.2)

3.2.8 Nichtlineare FE-Simulationen

Modellbildung

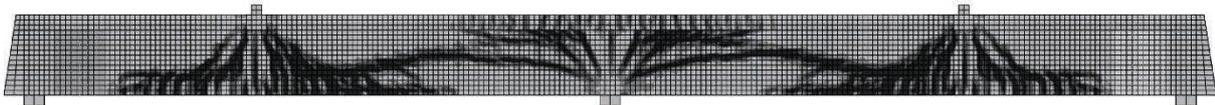
Auf Basis der Mittelwerte der Materialfestigkeiten wurde das Tragverhalten numerisch simuliert. Für die nichtlinearen numerischen Simulationen wurde das Programmsystem ABAQUS benutzt. Die Modellierung des Versuchsträgers erfolgte mit Volumenelementen (C3D20R, ca. 50x50x50 mm Elementgröße) für den Beton und eingebetteten Stabelementen (T3D2, ca. 50 mm Elementlänge) für die diskrete Modellierung der Beton- und Spannstahlbewehrung. Zur Abbildung des nichtlinearen Materialverhaltens wurde das in ABAQUS implementierte elastoplastische Materialgesetz *concrete damaged plasticity* (CDP) verwendet. Die Simulationen erfolgten unter teilweiser Ausnutzung der

Symmetriebedingungen, die Belastungen werden weggesteuert aufgebracht. Alle Auflager wurden zur Berücksichtigung ihrer Nachgiebigkeit elastisch gebettet.

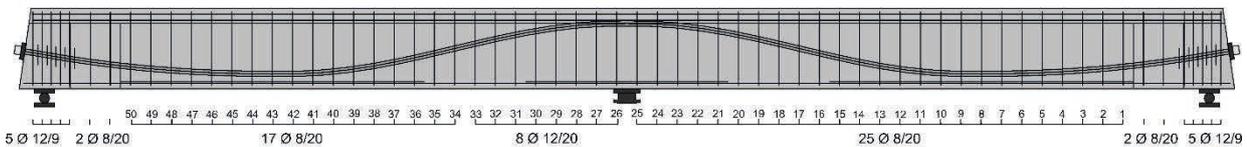
Tragverhalten

In Bild 71 sind die vorhandene Querkraftbewehrung für den Versuchsträger DLT2.1 und das Rissbild sowie die Bügeldehnungen aus der numerischen Simulation dargestellt. Es zeigt sich deutlich, dass im Bereich der Innenstütze in Feld 1 (rechtes Feld) sämtliche Bügel Dehnungen im Bereich der Fließdehnung oder darüber hinaus erfahren (s. rote Kästchen in Bild 71). In Feld 2 (linkes Feld) tritt dieser Effekt aufgrund der erhöhten Bügelbewehrung so nicht ein. Die numerische Simulation bildet also das beobachtete Versagen diesbezüglich zutreffend ab.

a) Betondehnungen aus numerischer Simulation (hellgrau: elastisch, dunkelgrau: plastisch)



b) Querkraftbewehrung



c) Bügeldehnungen aus numerischer Simulation (schwarz: elastisch, gelb: plastisch)

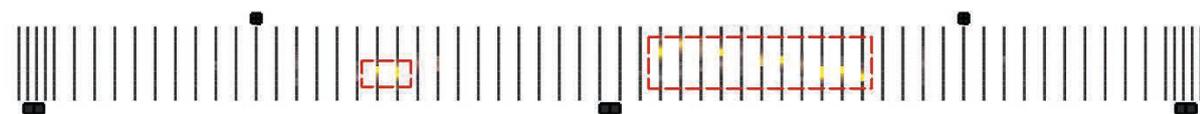
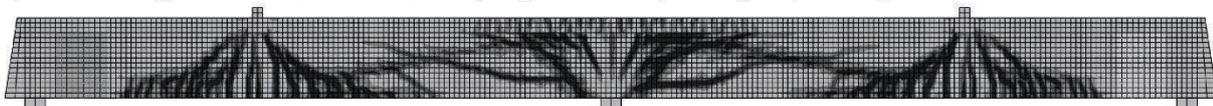
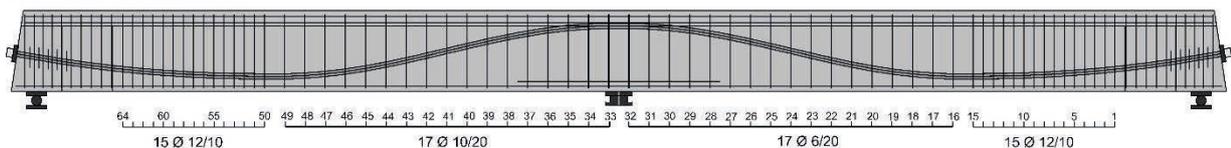


Bild 71: Beton- und Bügeldehnungen aus FE Simulation des Versuchsträgers DLT2.1

a) Betondehnungen aus numerischer Simulation (hellgrau: elastisch, dunkelgrau: plastisch)



b) Querkraftbewehrung



c) Bügeldehnungen aus numerischer Simulation (schwarz: elastisch, gelb: plastisch)

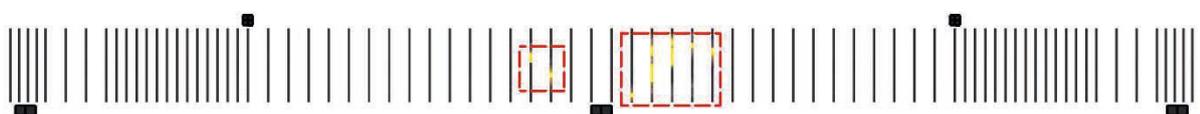


Bild 72: Beton- und Bügeldehnungen aus FE Simulation des Versuchsträgers DLT2.2

In Bild 72 sind die vorhandene Querkraftbewehrung für den Versuchsträger DLT2.2 und das Rissbild sowie die Bügeldehnungen aus der numerischen Simulation dargestellt. Es wird deutlich, dass sich infolge der veränderten mittleren Beton- und Betonstahlfestigkeiten jedoch vor allem infolge der variierten Querkraftbewehrung ein geringfügig anderes Bauteiltragverhalten einstellt. Es zeigen sich insbesondere in Feld 1 im unmittelbaren Bereich der Innenstütze (Bügel $\varnothing 6/20$) erhebliche Bügeldehnungen, die im Bereich der Fließdehnung oder darüber hinaus liegen. Aus der numerischen Simulation lässt sich ein Querkraftversagen an der Innenstütze in Feld 1 ablesen.

Das beschriebene Tragverhalten des Trägers DLT 2.2 zeigt sich gleichermaßen bei der Simulation des Versuchsträgers DLT 2.3. Daher werden die Rissbilder und Stahldehnungen dieses Trägers nicht zusätzlich dargestellt.

In Bild 73 bis Bild 75 sind die mittels Versuch ermittelten Last-Verformungs-Kurven (LVK) für die Versuchsträger DLT2.1 bis 2.3 den jeweils auf Basis der Mittelwerte der Materialfestigkeiten simulierten Last-Verformungs-Kurven gegenübergestellt. Es sind dabei nur die Last-Verformungskurven jener Felder dargestellt, in denen ein Versagen eintrat.

Zunächst wurden die Versuche ohne Querkraftverstärkung simuliert, d.h. durch die Modellierung wurde der Versuchsträger mit tatsächlicher Geometrie und Bewehrungsführung direkt abgebildet. Die Querkraftverstärkung wurde derart numerisch modelliert, dass die starke Querkraftbewehrung (des Feldes 2) auch in den Bereichen modelliert wurde, welche im tatsächlichen Versuch schwächer querkraftbewehrt waren (Feld 1).

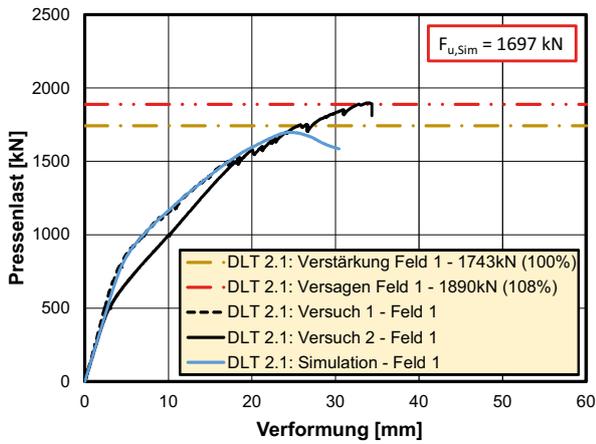
Die Simulation des Versuchsträgers DLT 2.4 liefert ab Laststufen oberhalb von ca. 70% der Last bei Einbau der Querkraftverstärkung keine zufriedenstellenden Simulationsergebnisse mehr. Infolge eines steilen Biegeschubrisses ($\beta_R \approx 50^\circ$) im schwächer bewehrten Feld 1 an der Innenstütze zeigt sich in der Simulation ein Biegezugversagen, welches im Versuch erst bei deutlich höheren Lasten beobachtet wurde (Bild 77 (e)). Das simulierte Tragverhalten kann jedoch bis zum Versagen qualitativ aus-

gewertet werden. Ursächlich für dieses Tragverhalten ist möglicherweise der Ansatz eines isotropen Entfestigungsgesetzes im Materialmodell CDP des Programmsystems ABAQUS. Zudem ist davon auszugehen, dass allein die stark bewehrte Druckzone an der Innenstütze eine erhebliche Querkrafttragfähigkeit aufgrund der Dübelwirkung der vielen Längsbewehrungsstäbe und der zusätzlichen Verbügelung aufweist. Im Rahmen der Simulationen kann jedoch zumindest die Dübelwirkung der Längsbewehrung mit den verwendeten Elementen für die Bewehrung (Truss-Elemente) nicht abgebildet werden.

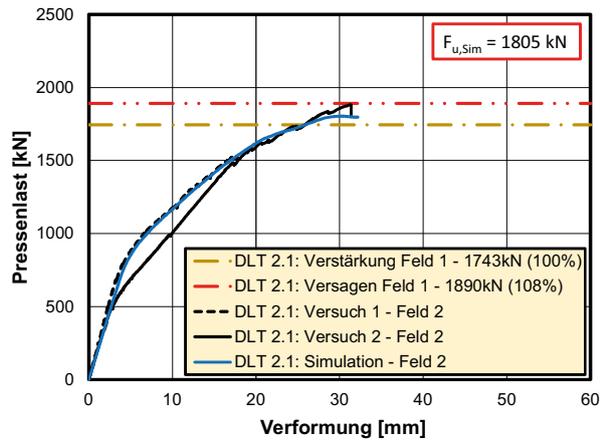
Die Variation der Querkraftbewehrung von Bügel $\varnothing 6/30$ (DLT2.3, Feld 1) zu bereichsweisen Bügel $\varnothing 12/20$ (DLT2.1, Feld 2) entspricht rechnerisch näherungsweise einer Erhöhung des Bügeltraganteils aus der Fachwerkwirkung um ca. 400%. Die Systemtragfähigkeit erhöhte sich im Zuge der numerischen Simulationen jedoch lediglich ca. 10%. Dieses Ergebnis kann z.B. auf die folgenden Ursachen zurückgeführt werden:

1. Die teilweise Umlagerung der inneren Kräfte in ein fachwerkartiges Tragsystem wird numerisch aufgrund modellierungsbedingter Vereinfachungen nicht exakt erfasst.
2. Bei hohen Querkraftbewehrungsgraden setzt ein Wechsel des Versagensmechanismus ein: Mit zunehmenden Querkraftbewehrungsgraden wird die Biegebewehrung maßgeblich hinsichtlich des Versagens.
3. Der Querkrafttraganteil der Bügelbewehrung ist hinsichtlich seiner Größenordnung bei vorgespannten Balken eher von nachrangiger Bedeutung.

Lediglich beim Versuchsträger DLT 2.2 erreicht die Last-Durchbiegungs-Kurve das Fließplateau, das durch die maximale Biegetragfähigkeit bei duktilem Versagen bestimmt wird. Die Traglast der anderen Versuchskörper (DLT 2.1 und DLT 2.3) wird durch ein vorzeitiges Biegeschubversagen begrenzt, es kommt nicht zur Ausbildung eines Fließgelenkmechanismus.

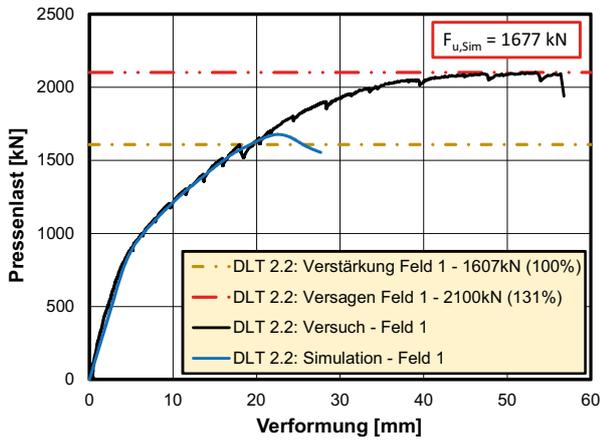


(a) DLT 2.1 – Feld 1 (nicht querkraftverstärkt)

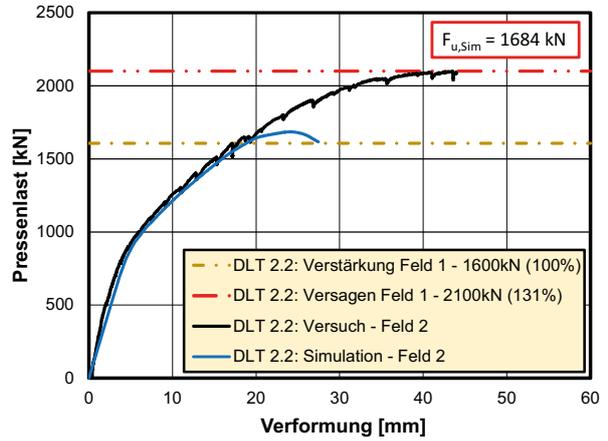


(b) DLT 2.1 – Feld 2 (querkraftverstärkt)

Bild 73: Numerisch bestimmte Last-Durchbiegungskurven DLT 2.1

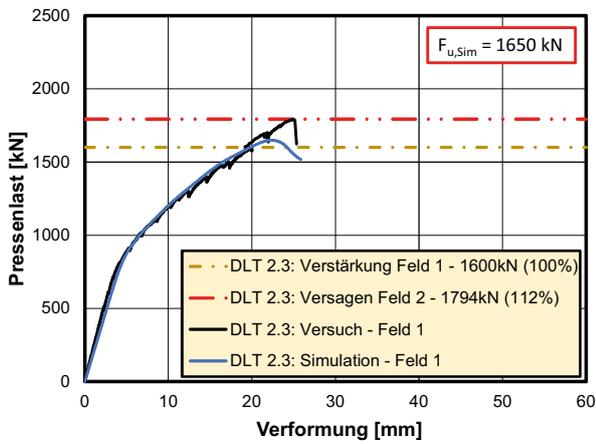


(a) DLT 2.2 – Feld 1 (nicht querkraftverstärkt)

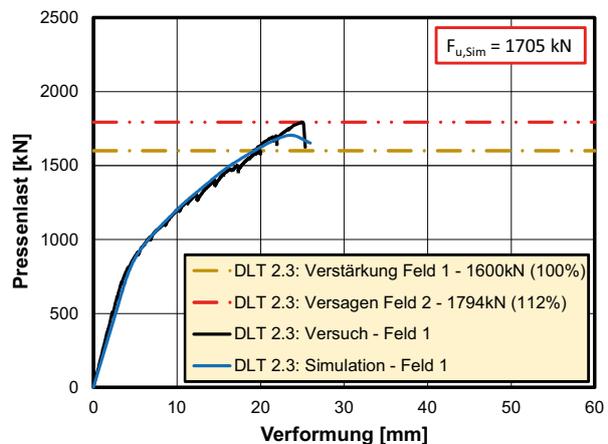


(b) DLT 2.2 – Feld 2 (querkraftverstärkt)

Bild 74: Numerisch bestimmte Last-Durchbiegungskurven DLT 2.2



(a) DLT 2.3 – Feld 1 (nicht querkraftverstärkt)



(b) DLT 2.3 – Feld 2 (querkraftverstärkt)

Bild 75: Numerisch bestimmte Last-Durchbiegungskurven DLT 2.3

In Tabelle 14 sind die numerisch ermittelten Systemtraglasten (Last je Presse) den experimentell ermittelten gegenübergestellt. Die Auswertung der Simulation der Versuchsträger DLT 2.1-2.3 zeigt folgendes:

1. Die auf Basis der Simulationen ermittelten Systemtraglasten des querkraftverstärkten Trägers liegen im Mittel 9,8% unter den Lasten, bei denen sich im Versuch ein Bruch einstellte. Die Bruchlast wird somit im Mittel mit vertretbarer Größenordnung numerisch unterschätzt. Die Simulation liefert hier auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse.
2. Die auf Basis der Simulationen ermittelten Systemtraglasten des nicht querkraftverstärkten Feldes liegen im Mittel 1,6% über den Lasten, bei denen im Versuch eine zusätzliche Querkraftbewehrung eingebaut wurde. Es ist jedoch davon auszugehen, dass im Versuch noch geringfügige Laststeigerungen möglich gewesen wären. Daher ist es wahrscheinlich, dass die numerischen Bruchlasten die tatsächlichen unterschreiten (siehe 1.)
3. Die numerischen Simulationsergebnisse sind hinsichtlich der Traglasten meistens in guter Näherung zu den experimentellen Versuchsergebnissen.

Tabelle 14: Systemtraglasten aus numerischer Simulation [GLEICH, 2018b]

Versuchs-träger	Simulation	Versuch	Abweichung
DLT2.1 (unverstärkt)	1697 kN	1743 kN	-2,6 %
DLT2.1 (verstärkt)	1805 kN	1890 kN	-4,5%
DLT2.2 (unverstärkt)	1677 kN	1607 kN	+4,4%
DLT2.2 (verstärkt)	1684 kN	2100 kN	-19,8%
DLT2.3 (unverstärkt)	1650 kN	1600 kN	+3,1%
DLT2.3 (verstärkt)	1650 kN	1794 kN	-5%
DLT2.4	ca. 300 kN/m	413 kN/m	-27%

Mit dem Ziel, den Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades auf die Systemtraglast der numerischen Simulation genauer zu untersuchen, wurden zwei weitergehende Simulationen mit identischer Trägergeometrie und statischem System durchgeführt (Tabelle 15). Die Parameterstudien basieren

hinsichtlich der Materialeigenschaften auf den Mittelwerten der Materialfestigkeiten des Versuchsträgers DLT 2.1. Dabei wurde zum einen die Querkraftbewehrung des Steges im Abstand von 3,50m vor der Innenstütze in Gänze weggelassen (Studie 1) und zum anderen die Querkraftbewehrung des Steges über die komplette Bauteillänge durch Bügel Ø16/20 ersetzt (Studie 2). Die numerischen Studien lassen die folgenden Aussagen zu:

1. Die Systemtraglast der bereichsweise im Steg nicht querkraftbewehrten Träger ist geringer als die Systemtraglast der simulierten Versuchsträger mit Querkraftbewehrung.
2. Mit zunehmenden Querkraftbewehrungsgraden lässt sich die Systemtragfähigkeit steigern, wenngleich die Längsbewehrung hinsichtlich des Systemversagens zunehmend an Bedeutung gewinnt (Biegeversagen durch Fließgelenkmechanismus).
3. Die numerischen Simulationen lassen den Schluss zu, dass die simulierten Spannbetontträger eine erhebliche Querkrafttragfähigkeit aufweisen, welche allein aus der Vorspannwirkung und der Querkrafttragfähigkeit der Betondruckzone resultiert. Diese Beobachtung deckt sich mit den Erkenntnissen aus den experimentellen Untersuchungen.

Tabelle 15: Systemtraglasten aus numerischer Simulation [GLEICH, 2018b]

Versuchsträger	Simulation
Studie 1 (ohne QK-Bewehrung im Steg im betrachteten Schubfeld)	1625 kN
Studie 2 (Bügel Ø16/20 im Steg über komplette Bauteillänge)	1847 kN

Die Ergebnisse der numerischen Simulationen der Versuche unter Einzellasten sind zusammenfassend in Bild 76 dargestellt. Es zeigt sich bei der Auswertung der numerischen Untersuchungen, dass die simulierte Systemtragfähigkeit hier nur in geringem Maße abhängig von dem Querkraftbewehrungsgrad ist. Diese Tendenz ließ sich auch im Zuge der experimentellen Untersuchungen beobachten (Bild 69).

Im Zuge der experimentellen und numerischen Untersuchungen stellten sich jeweils Biegeschubrisse als kritisch heraus. Reine Schubrisse, also Risse, welche nicht aus Biegerissen hervorgingen, waren

mit Blick auf den Versagensmechanismus nie kritisch. Das Gleichgewicht eines kritischen schrägen Biegeschubrisses wird letztlich (maßgeblich) über die den Riss kreuzenden Bewehrungselemente (Querkraftbewehrung, Längsbewehrung, Spannglied) sichergestellt (Bild 70). Daher verliert die

Querkraftbewehrung bei zunehmenden Bewehrungsgraden hinsichtlich der Systemtragfähigkeit zunehmend an Bedeutung, während die schlaife und vorgespannte Bewehrung mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad hinsichtlich der Systemtragfähigkeit zunehmend an Bedeutung gewinnt.

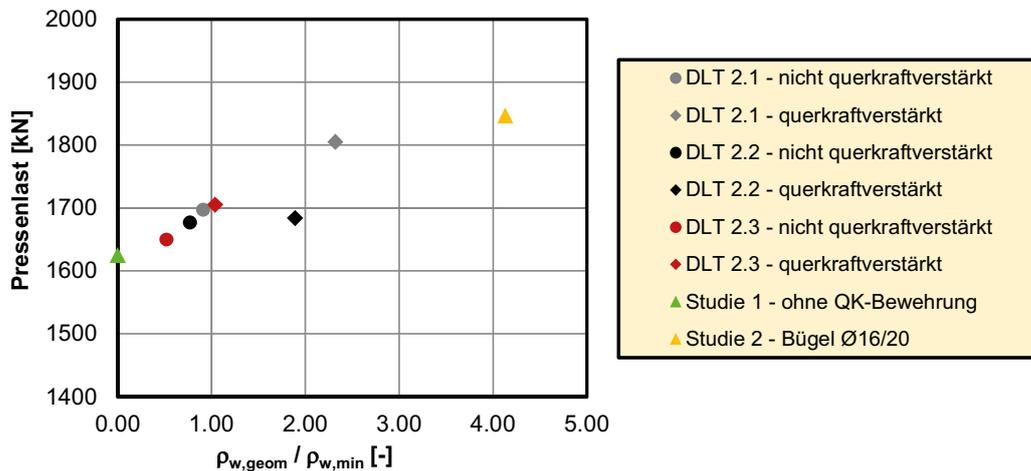


Bild 76: Systemtragfähigkeit in Abhängigkeit des Schubbewehrungsgrads [Gleich, 2018b]

Druckbogenwirkung

Die Auswertung der numerischen Simulationen zeigt, dass das tatsächliche Bauteiltragverhalten (Bruchlast, Verformung, Rissbild, Versagensmechanismus) grundsätzlich numerisch gut abgebildet werden kann.

Die Simulationen werden daher hinsichtlich der Untersuchung der Druckbogenwirkung in vertikalen Schnitten des Finite-Elemente-Modells ausgewertet. Dazu werden die Normalspannungen der Elementknoten des numerischen Modells in vertikalen Schnitten integriert und der zugehörige Angriffspunkt der resultierenden Druckkraft wird ermittelt.

Über die Integration der Elementschubspannungen in vertikalen Schnitten des numerischen Modells ergibt sich die Querschnittsbeanspruchung $|V_E|$.

Exemplarisch sind in Bild 77 und Bild 78 die numerischen Simulationsergebnisse für die Versuchsträger DLT 2.1 (Einzellastversuch) und DLT 2.4 (Streckenlastversuch) dargestellt. Es werden dabei die numerisch bestimmten plastischen Betondehnungen jeweils in den Teilbildern (a) bzw. (c) gezeigt. Stellvertretend für alle Einzellastversuche wird dabei hier lediglich Versuchsträger DLT 2.1 ausgewertet.

Der Verlauf des Druckbogens aus der numerischen Simulation ist in Bild 77 und Bild 78 jeweils in den

Teilbildern (a) und (c) schwarz dargestellt. Der Verlauf der Querkraftbeanspruchung als Betrag $|V_E|$ ist in Bild 77 jeweils in den Teilbildern (b) und (d) orange dargestellt.

Aufgrund der numerisch simulierten Breite der Lasteinleitungsplatten (10cm) bzw. der Auflagerplatte an der Innenstütze (20cm) wirkt die Belastung über diese Länge wie eine Streckenlast, weshalb in diesen Bereichen die Querkraft $|V_E|$ näherungsweise linear auf den Wert null abfällt.

Die beiden letztgenannten Bilder zeigen zudem in den Teilbildern (b) und (d) jeweils die auf Basis der Mittelwerte der Materialfestigkeiten berechneten Querkrafttraganteile $V_{cc,m}$ infolge der Druckbogenwirkung und $V_{p,m}$ infolge der Zugkraft (inklusive des Spannungszuwachses) in den geeigneten Spanngliedern. Die Traganteile $V_{cc,m}$ und $V_{p,m}$ werden im Rechenmodell prinzipiell gleich behandelt.

Bild 77 zeigt in den Teilbildern (a) und (c) die jeweils numerisch ermittelten Druckbogenverläufe für die Laststufen 800 kN und 1700 kN des Trägers DLT 2.1. Es zeigt sich, dass sich unter ansteigender Belastung aus den Einzellasten der Druckbogen schließlich sprengwerkartig mit näherungsweise konstanter Neigung zu den Auflagern ausbildet und abstützt. Damit entspricht der Druckbogenverlauf in seiner Form der Stützlinie für die gegebene Belastung.

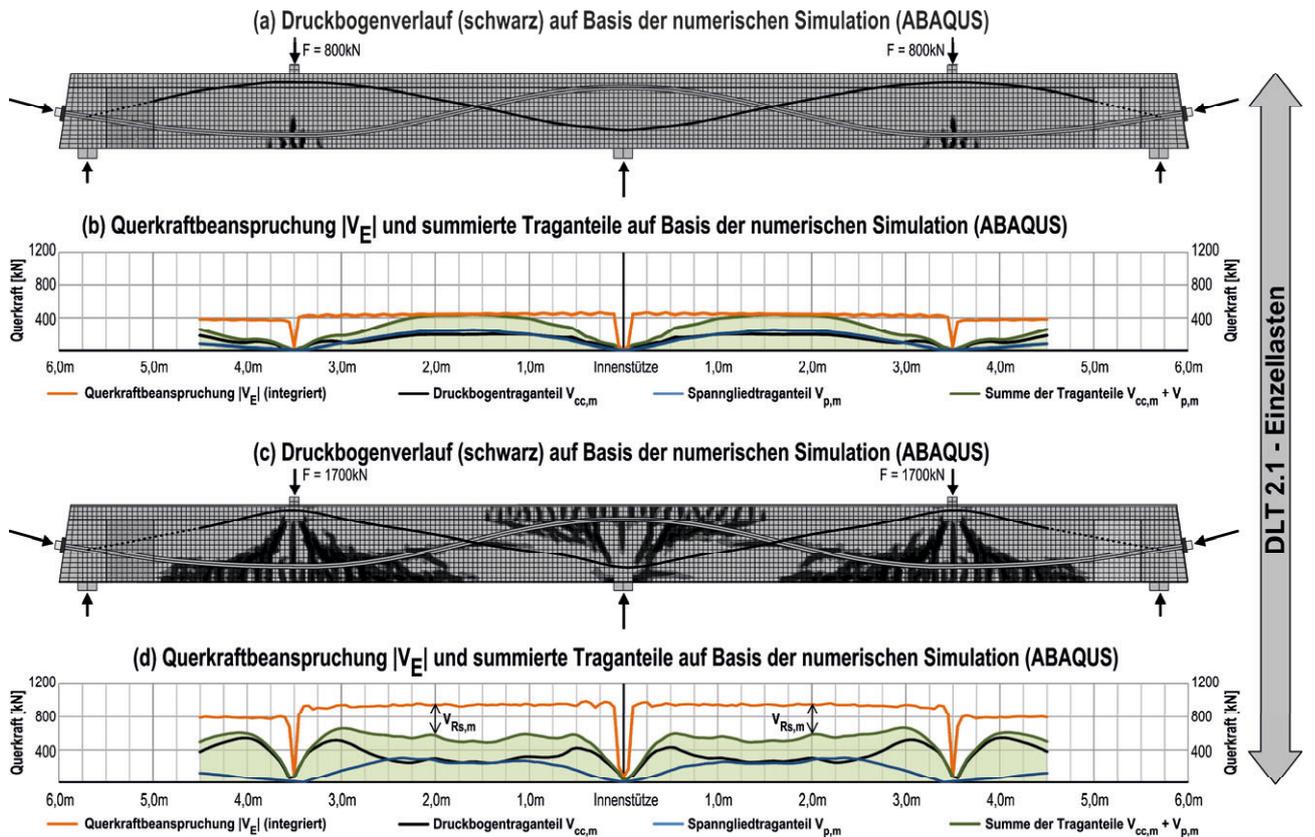


Bild 77: Auswertung der num. Simulation des Trägers DLT 2.1 für die Laststufen 800 kN und 1700 kN [GLEICH, 2017]

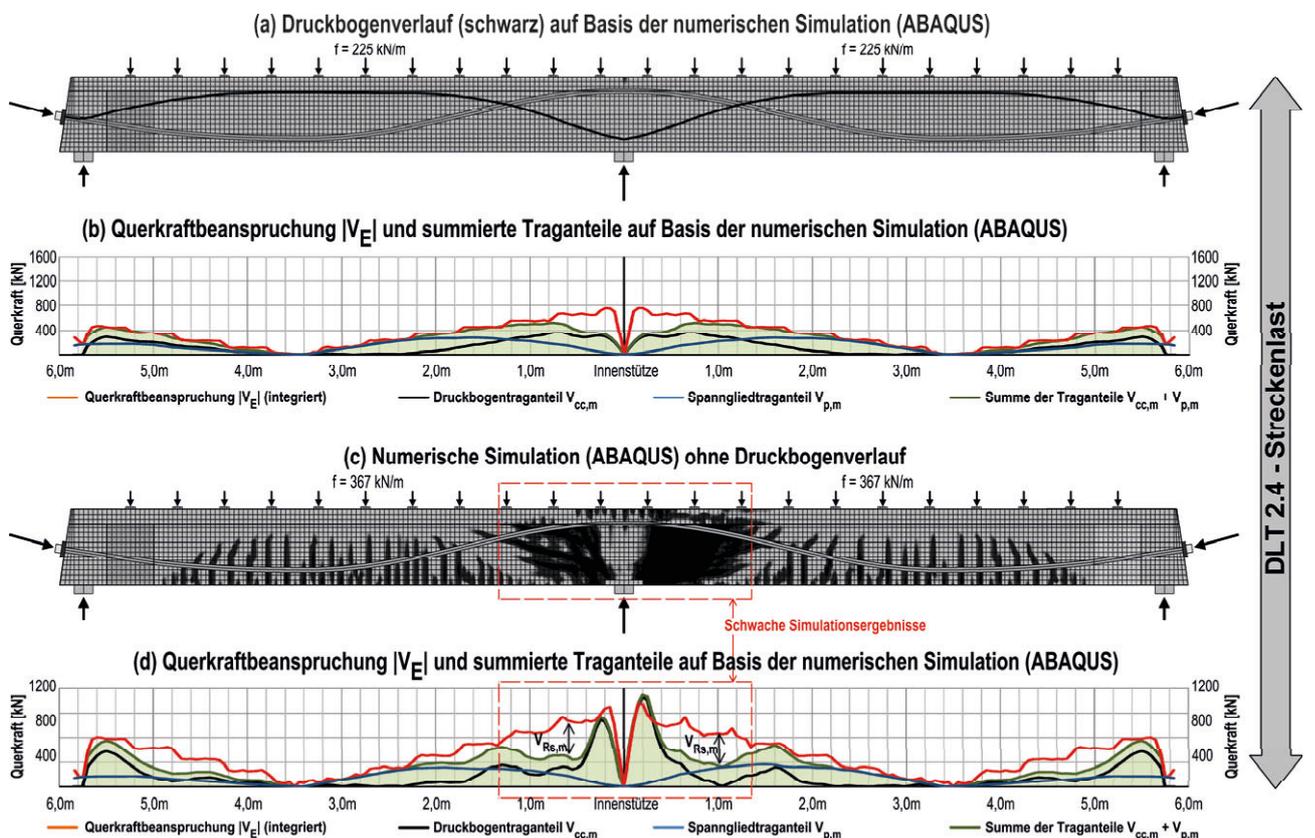


Bild 78: Auswertung der num. Simulation des Trägers DLT 2.4 für die Laststufen 225 kN/m und 367 kN/m [GLEICH, 2017]

Das Bauteilverhalten der Versuchsträger DLT 2.1-2.3 konnte insgesamt numerisch gut abgebildet werden. Unter der Laststufe 800kN wurden weder im Versuch, noch im Rahmen der numerischen Simulationen nennenswerte Bügelspannungen ermittelt. Schub- oder Biegeschubrisse sind unter dieser Laststufe nicht vorzufinden. Die numerisch bestimmten Traganteile aus der Spanngliedneigung $V_{p,m}$ und der Druckbogenwirkung $V_{cc,m}$, ermittelt über die Spannungen in den einzelnen Elementknoten des numerischen Modells, decken streckenweise exakt die über die Integration der vorhandenen Schubspannungen bestimmte Beanspruchung $|V_E|$ ab. Unter der Laststufe 1743kN wurden sowohl im Versuch als auch im Rahmen der numerischen Simulation als Folge der ausgeprägten Schrägrisse bereichsweise hohe Bügelspannungen im Bereich der Streckgrenze des Stahls und darüber hinaus ermittelt. Die für diese Laststufe ermittelten Querkrafttraganteile $V_{cc,m}$ und $V_{p,m}$ können zusammen die Beanspruchung $|V_E|$ nicht vollständig aufnehmen. Daher muss ein weiterer Traganteil in Höhe von ca. 300-350kN wirksam sein.

Dieser Traganteil wird durch die Aktivierung der Bügel infolge der Fachwerkwirkung geliefert. Dies zeigt die im Folgenden dargestellte überschlägliche Berechnung des Traganteils der Bügel $\varnothing 8/20$ mit $a_{sw} = 5,0\text{cm}^2/\text{m}$. Dazu wird vereinfacht die experimentell ermittelte Fließspannung von 475 MPa, ein innerer Hebelarm von $z = 0,60\text{m}$ und der im Versuch minimal beobachtete Schubbrisswinkel von $\beta_r = 22^\circ$ verwendet:

$$V_{R_s,m} = a_{sw} \cdot f_{y,m} \cdot z \cdot \cot \beta_r = 5,0 \cdot 47,5 \cdot 0,60 \cdot 2,48 = 353\text{kN}$$

In Summe ergibt sich so auf der Widerstandseite eine Querkrafttragfähigkeit, welche in guter Näherung die einwirkende Querkraft $|V_E|$ abdeckt. Es gilt

$$V_{R,m} \approx V_{R_s,m} + V_{cc,m} + V_{p,m} = |V_E|.$$

Bild 78 zeigt in Teilbild (a) den numerisch ermittelten Druckbogenverlauf für die Laststufe 225 kN/m des Trägers DLT 2.4. Unter der Streckenlast verläuft der Druckbogen hier stärker gekrümmt, d.h. bogenförmig, und folgt damit wieder der Stützlinie für die gegebene Belastung. Im Rahmen der Untersuchungen des DLT 2.4 wurden unter der Laststufe 225kN/m weder im Versuch, noch im Rahmen der numerischen Simulationen nennenswerte Bügelspannungen ermittelt. Schub- oder Biegeschubrisse sind unter dieser Laststufe nicht vorzufinden. Die numerisch bestimmten Traganteile aus der Spanngliedneigung $V_{p,m}$ und der Druckbogenwirkung $V_{cc,m}$, ermittelt über die Spannungen in den einzelnen Elementknoten des numerischen Modells, decken streckenweise exakt (wie zuvor auch

am Beispiel des DLT 2.1 gezeigt) die über die Integration der vorhandenen Schubspannungen bestimmte Querkraftbeanspruchung $|V_E|$ ab.

Die numerische Simulation des Versuchsträgers DLT 2.4 lieferte jedoch ab hohen Belastungen nur noch wenig zufriedenstellende Ergebnisse. Dies wird in Bild 78 (c) und (d) deutlich.

3.2.9 Anwendung des (Erweiterten) Druckbogenmodells

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse systematischer Versuchsnachrechnungen mit dem Druckbogenmodell (DBM) und dem Erweiterten Druckbogenmodell (EDBM) vorgestellt. Die jeweiligen Modellgrundlagen wurden in Kapitel 2 erläutert.

Es werden die Versuchsträger DLT 2.1-2.4 jeweils für die Laststufe bei Einbau der externen Querkraftverstärkung sowie für die Bruchlaststufe auf Basis der genannten analytischen Modelle nachgerechnet. Die im Folgenden methodisch identisch aufgebauten Ergebnisdarstellungen (Bild 79 - Bild 86) liefern in den Teilbildern (a) – (g) im Wesentlichen die folgenden Informationen:

- (a) Rissbild
Experimentell beobachtetes Rissbild; vorhandene Querkraftbewehrung; System; Position der externen Querkraftverstärkung; qualitativer Spanngliedverlauf
- (b) Druckbogenverlauf
Druckbogenverlauf nach dem DBM; Angriffspunkt der horizontalen Komponente der geneigten Druckstrebenkraft; Druckbogenverlauf nach dem EDBM; qualitativer Spanngliedverlauf
- (c) Belastungsabhängiger Querkrafttraganteil Druckbogen
Betrag der einwirkenden Querkraft; Querkrafttraganteil des Druckbogens nach DBM; Querkrafttraganteil des Druckbogens nach EDBM
- (d) Belastungsabhängiger Querkrafttraganteil Spannglied
Betrag der einwirkenden Querkraft; Querkrafttraganteil des geneigten Spanngliedes nach DBM (Berücksichtigung des Spannkraftzuwachses infolge Biegung); Querkrafttraganteil des geneigten Spanngliedes nach EDBM (Berücksichtigung des Spannkraftzuwachses infolge Biegung und Versatzmaßregel)
- (e) Maximaler Querkrafttraganteil Querkraftbewehrung
Betrag der einwirkenden Querkraft; Näherungsweise Berechnung der Tragfähigkeit der

Querkraftbewehrung am schrägen Schnitt unter Ansatz schnittweise identischer Bügelbewehrung; Ansatz: $V_{Rs,y} = a_{sw} \cdot f_{ym} \cdot z \cdot \cot \beta_r$ mit $z \approx 0,8 \cdot h$, $\cot \beta_r = 2,25$ (DLT 2.1-2.3) bzw. $\cot \beta_r = 1,75$ (DLT 2.4), f_{ym} gem. Tabelle 12

(f) Einwirkung vs. Widerstand

Betrag der einwirkenden Querkraft; Summe der Querkrafttraganteile infolge Druckbogenwirkung (nach EDBM) und infolge gezogenem geneigten Spannglied (nach EDBM); Summe der Querkrafttraganteile infolge Druckbogenwirkung (nach EDBM) und infolge gezogenem geneigten Spannglied (nach EDBM) zuzüglich der maximalen Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung

(g) Querkraftdeckung

Betrag der einwirkenden Querkraft; Resultierende Querkrafttragfähigkeit ($= V_{cc} + V_p + V_{Rs,y}$) nach DBM (in der Größe begrenzt durch die Linie der betragsmäßig einwirkenden Querkraft); Resultierende Querkrafttragfähigkeit ($= V_{cc} + V_p + V_{Rs,y}$) nach EDBM (in der Größe begrenzt durch die Linie der betragsmäßig einwirkenden Querkraft); während eines Versuches erwartete Versagensursache des unverstärkten Trägers bzw. Versagensursache des verstärkten Trägers; Position des erwarteten Versagens des unverstärkten Trägers bzw. Position des Versagens des verstärkten Trägers

Aus den Ergebnisdarstellungen (Bild 79 - Bild 86) wird ersichtlich, dass sich die Querkrafttragfähigkeit der Versuchsträger im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch die folgenden wesentlichen drei Komponenten bestimmen lässt:

1. Querkrafttragfähigkeit infolge der Druckbogenwirkung
2. Querkrafttragfähigkeit infolge des gezogenen geneigten Spanngliedes
3. Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung

Es wird deutlich, dass die rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach dem EDBM gut mit dem Versagen der Versuchsträger korreliert:

1. DLT 2.1
Ein Biegeschubversagen trat in Feld 1 unter der Lasteinleitung ein. An dieser Stelle ist die Querkraftdeckungslinie nach dem EDBM eingeschnitten.
2. DLT 2.2
Ein Biegeversagen trat in Feld 1 unter der Lasteinleitung ein. An dieser Stelle ist die Querkraftdeckungslinie nach dem EDBM

nicht eingeschnitten. Die Biegetragfähigkeit ist rechnerisch jedoch ab einer Pressenlast von ca. 2000 kN nicht mehr gegeben.

3. DLT 2.3

Ein Biegeschubversagen trat in Feld 2 im Bereich der Innenstütze ein. An dieser Stelle ist die Querkraftdeckungslinie nach dem EDBM eingeschnitten.

4. DLT 2.4

Ein Druckzonenversagen trat in Feld 1 unter der Lasteinleitung auf. An dieser Stelle ist die Querkraftdeckungslinie nach dem EDBM nicht eingeschnitten. Die Biegetragfähigkeit ist rechnerisch jedoch fast erreicht.

Zudem zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen aus der numerischen Simulation und analytischen Nachrechnung: Unter Einzellasten bildet sich die resultierende Druckkraft zu den Auflagern näherungsweise sprengwerkartig aus; unter Streckenlasten bildet sich die resultierende Druckkraft zu den Auflagern näherungsweise bogenförmig aus. Die geringfügig abweichenden Bogenverläufe sind maßgeblich durch die Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit im analytischen Modell zu begründen.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass bei Anwendung des DBM die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit im GZT rechnerisch bereichsweise deutlich unterschätzt wird. Dieser Effekt tritt bei Anwendung des EDBM – wenn überhaupt – nur in sehr abgeschwächter Form auf. Insgesamt zeigt die Versuchsnachrechnung auf Basis des EDBM das hohe Potential dieses analytischen Erweiterten Druckbogenmodells zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalken im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

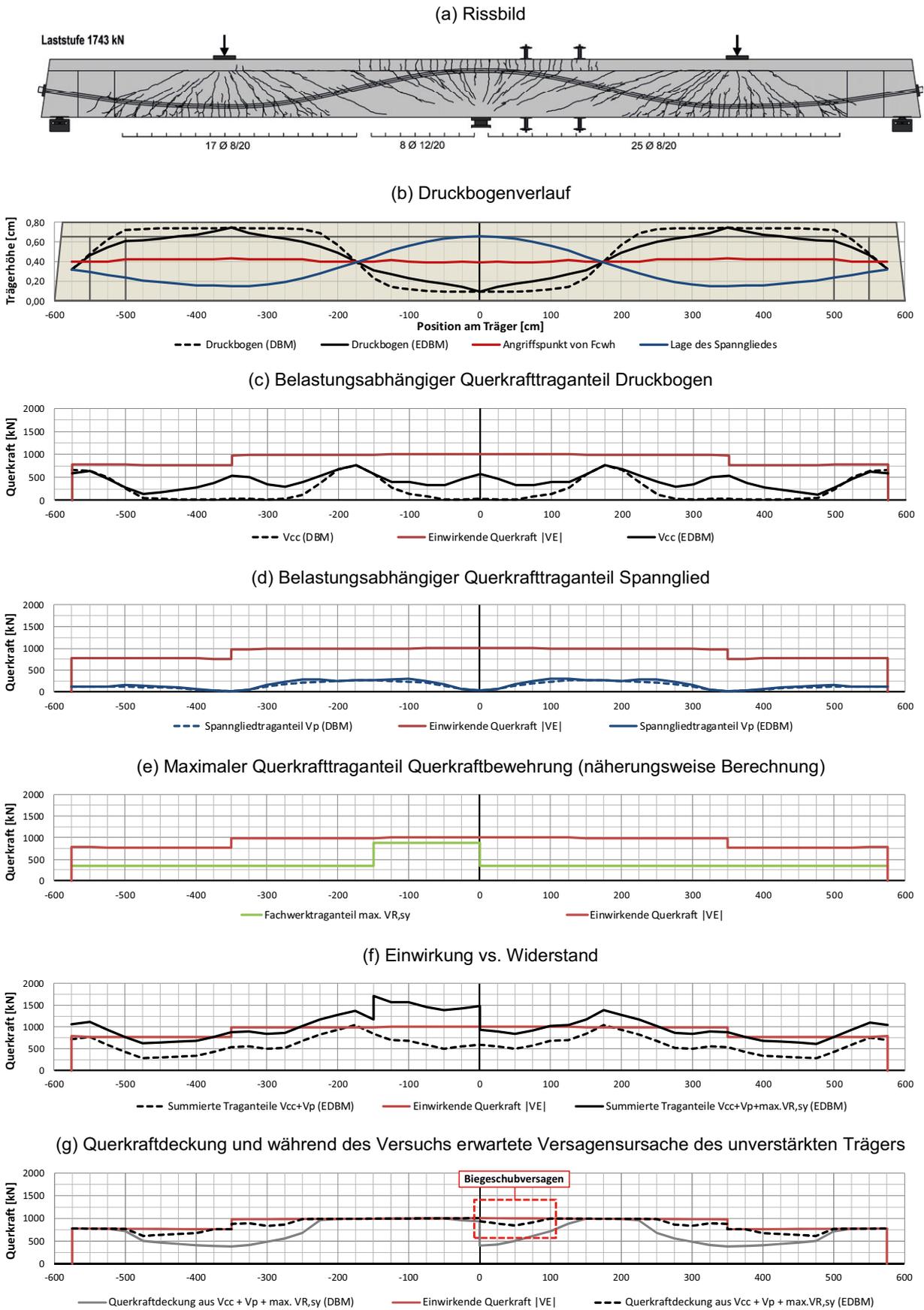


Bild 79: DLT 2.1: Berechnung der Querkraftdeckung für die Last 1743 kN bei Einbau Verstärkung; Differenzierung zwischen DBM und EDBM [Gleich, 2018b]

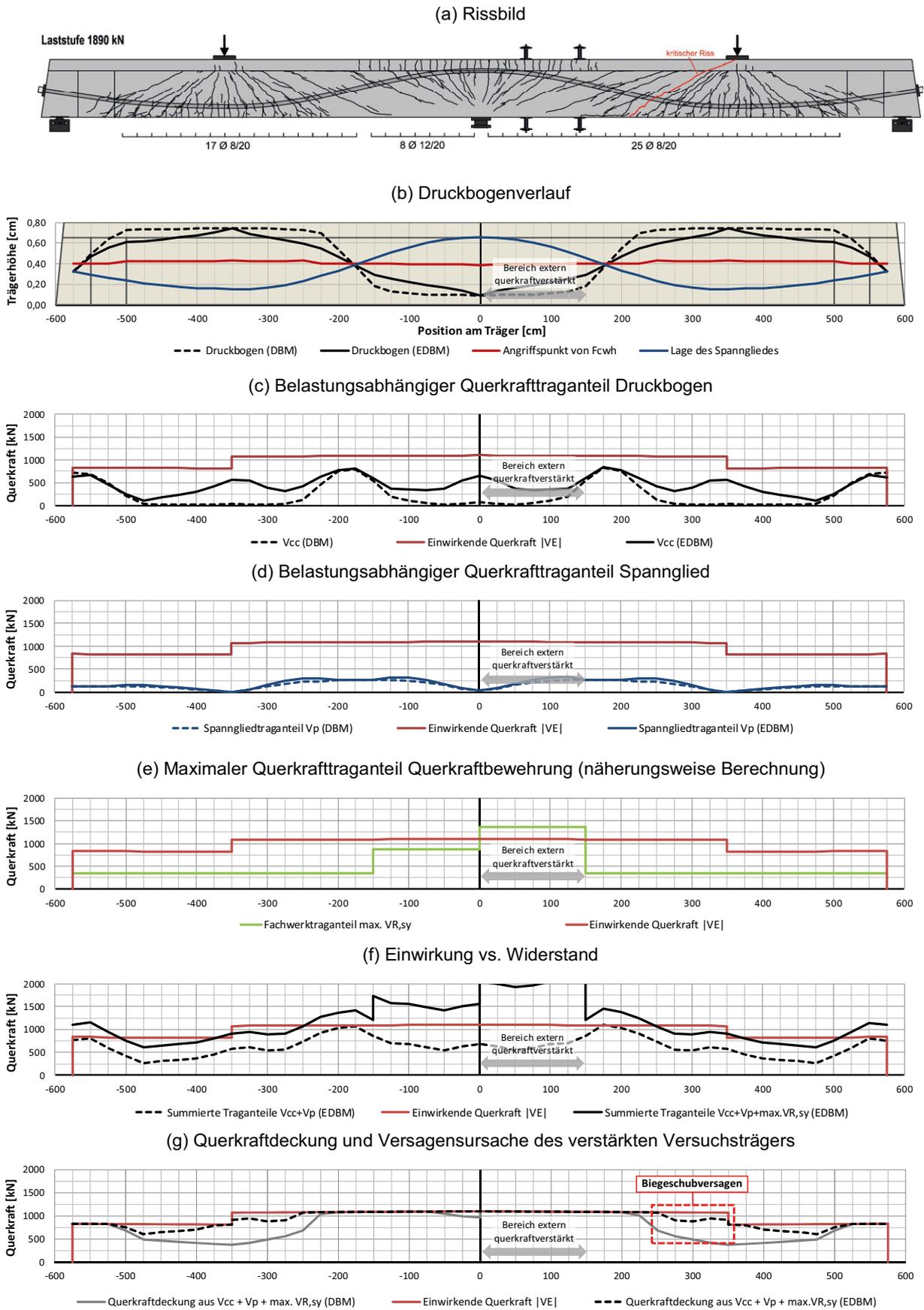


Bild 80: DLT 2.1: Berechnung der Querkraftdeckung für die Bruchlast 1890 kN (schwächer querkraftbewehrtes Feld verstärkt); Differenzierung zwischen DBM und EDBM [Gleich, 2018b]

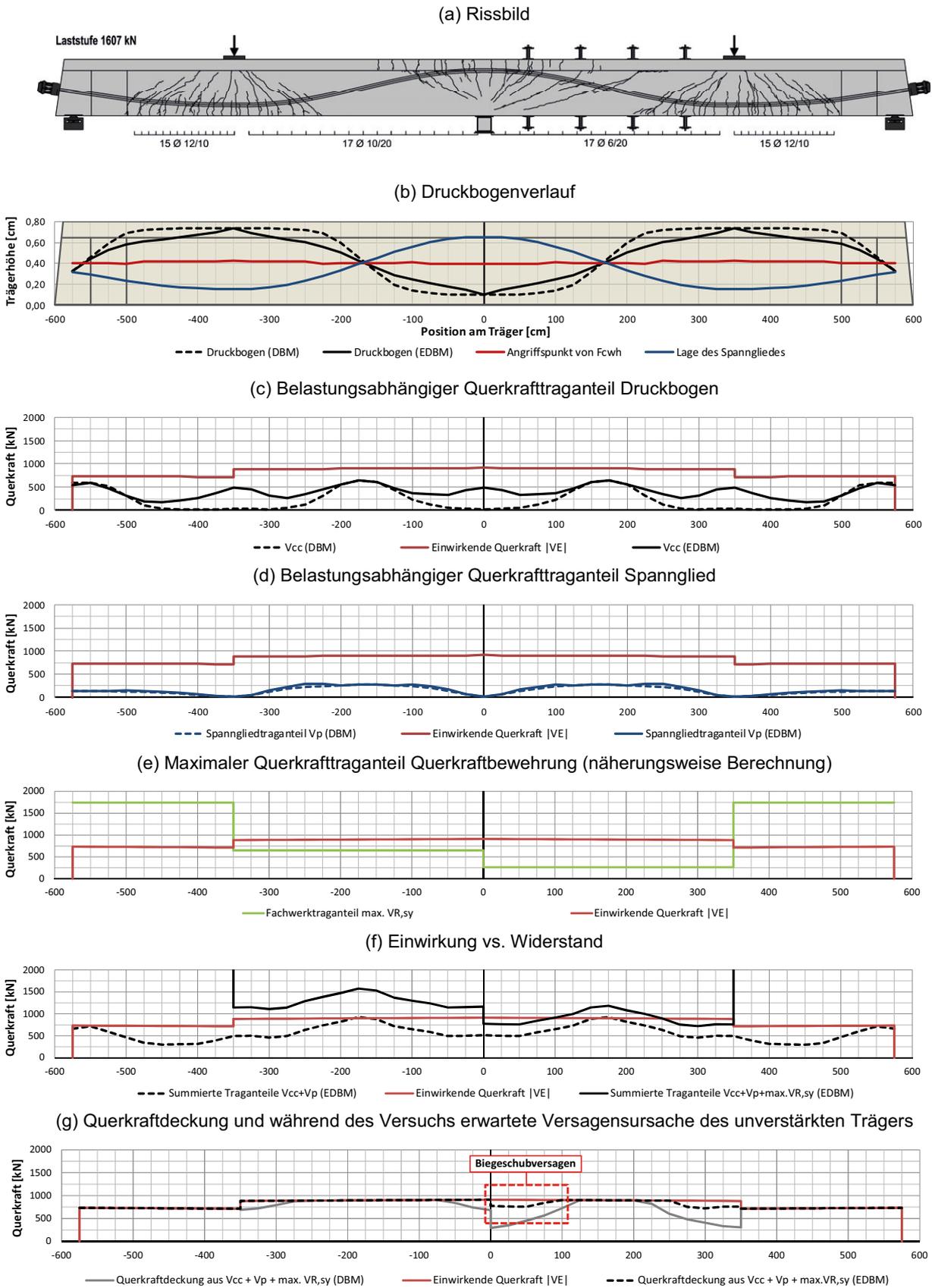


Bild 81: DLT 2.2: Berechnung der Querkraftdeckung für die Last 1607 kN bei Einbau Verstärkung; Differenzierung zwischen DBM und EDBM [Gleich, 2018b]

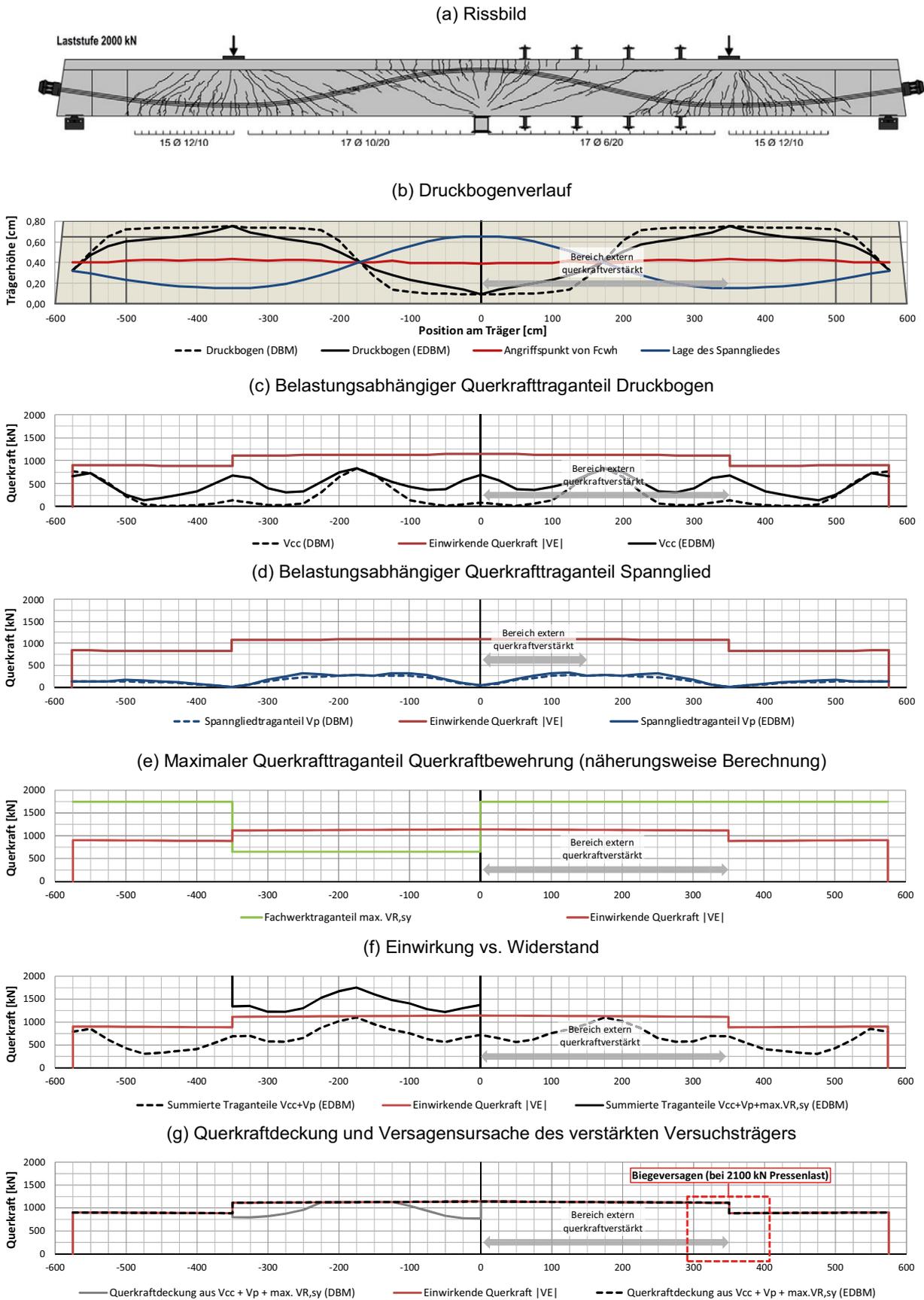


Bild 82: DLT 2.2: Berechnung der Querkraftdeckung für die Pressenlast 2000 kN, bei der rechnerisch die Biegetragfähigkeit erreicht ist (schwächer querkraftbewehrtes Feld verstärkt); Differenzierung zwischen DBM und EDBM [Gleich, 2018b]

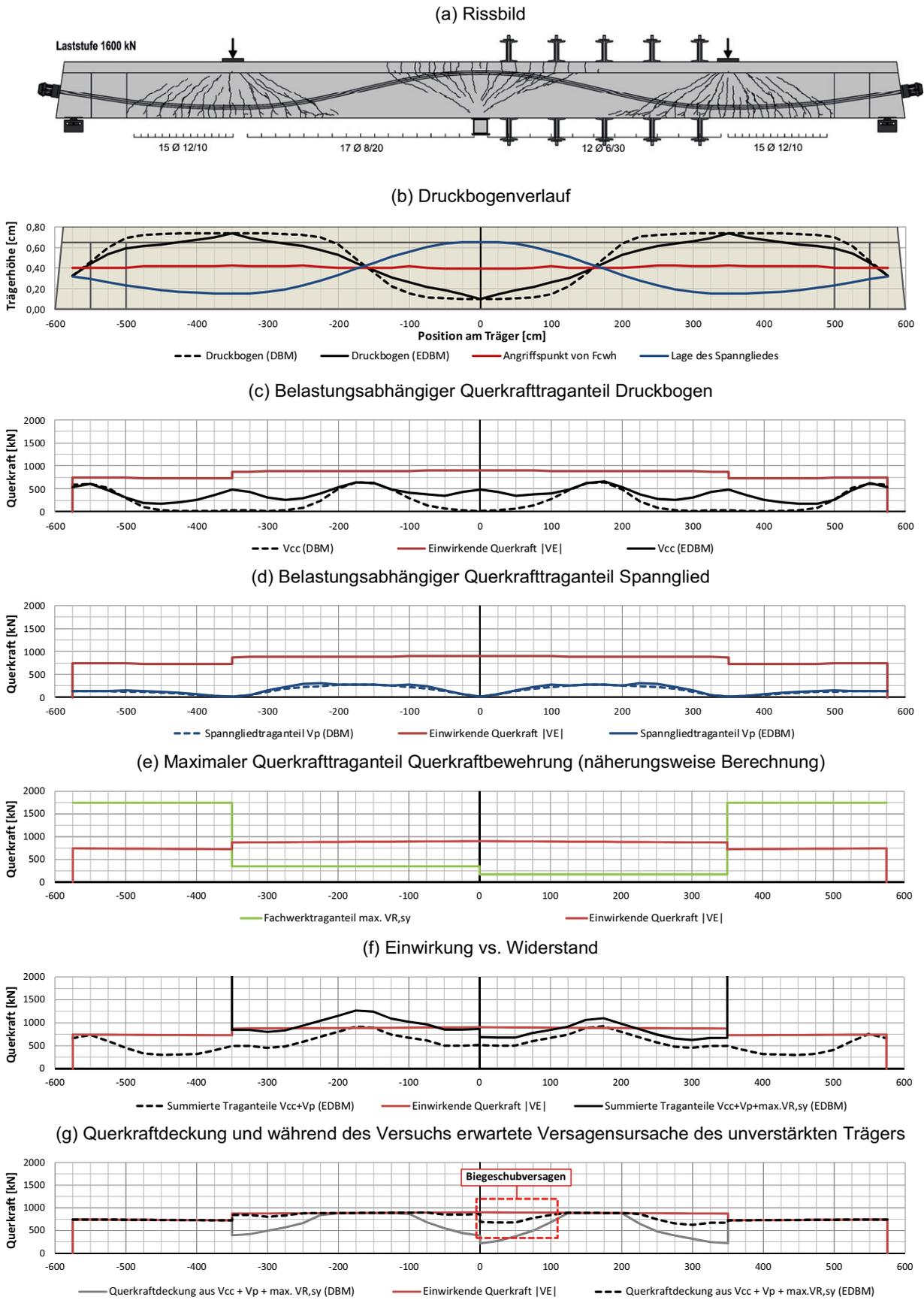


Bild 83: DLT 2.3: Berechnung der Querkraftdeckung für die Last 1600 kN bei Einbau Verstärkung; Differenzierung zwischen DBM und EDBM [Gleich, 2018b]

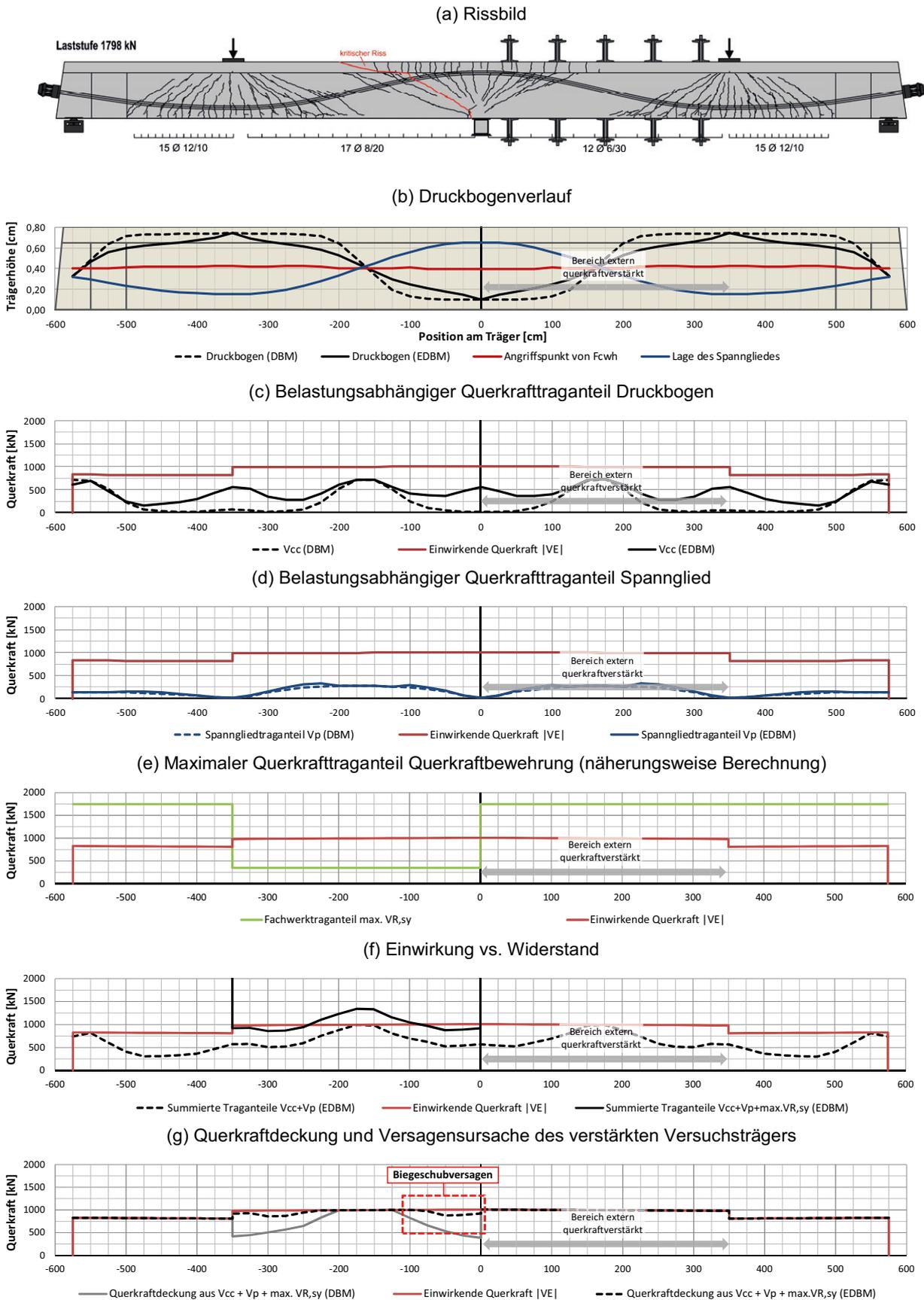


Bild 84: DLT 2.3: Berechnung der Querkraftdeckung für die Bruchlast 1798 kN (schwächer querkraftbewehrtes Feld verstärkt); Differenzierung zwischen DBM und EDBM [Gleich, 2018b]

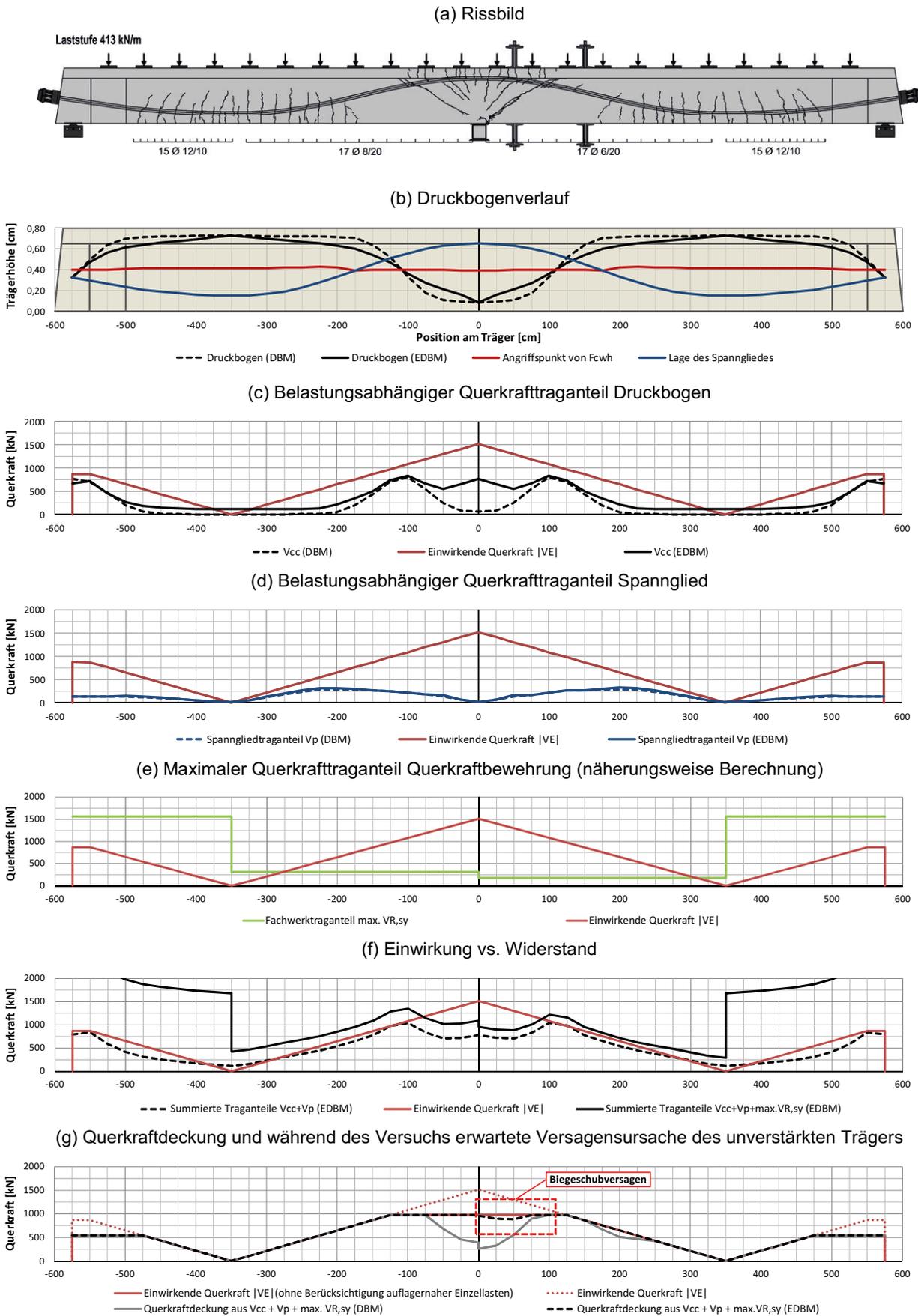


Bild 85: DLT 2.4: Berechnung der Querkraftdeckung für die Last 413 kN/m bei Einbau Verstärkung; Differenzierung zwischen DBM und EDBM [Gleich, 2018b]

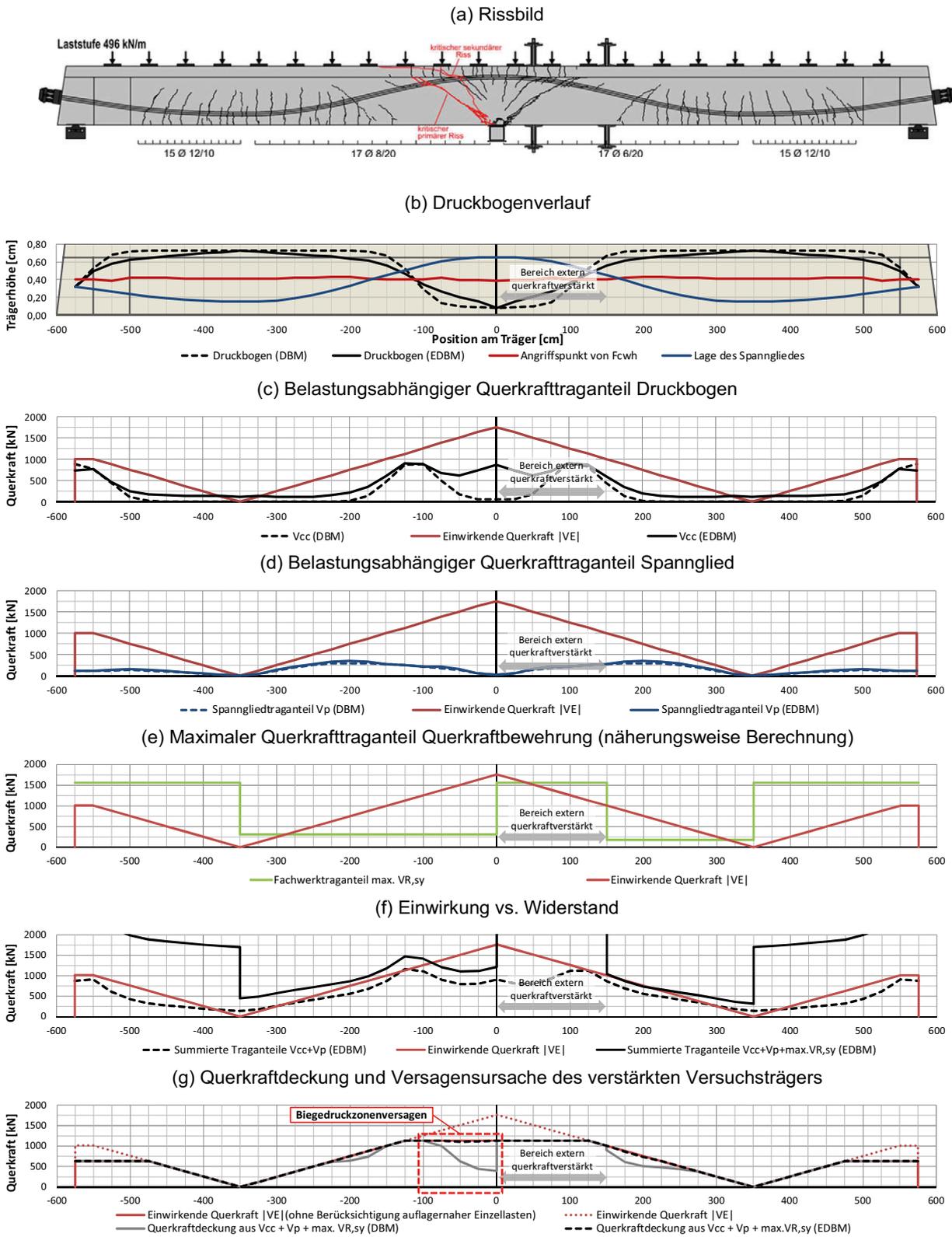


Bild 86: DLT 2.4: Berechnung der Querkraftdeckung für die Bruchlast 496 kN/m (schwächer querkraftbewehrtes Feld verstärkt); Differenzierung zwischen DBM und EDBM [Gleich, 2018b]

3.3 Versuche mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion an der TU Dortmund

3.3.1 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm der Versuche mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und zusätzlicher Torsion an der TU Dortmund umfasst Bauteilversuche an zwei vorgespannten Durchlaufträgern. An jedem der zweifeldrigen Spannbetontträger werden zwei Teilversuche durchgeführt. Dazu weisen die beiden Felder unterschiedliche Querkraftbewehrungsgrade auf. Eine Übersicht über das Versuchsprogramm der Versuche mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion ist in Tabelle 16 dargestellt.

Die Versuche mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion stellen eine Erweiterung des Versuchsprogramm der Versuche mit reiner Querkraftbiegung dar (Kapitel 3.2). Folglich sind die Versuche hinsichtlich der Trägereometrie, der Bewehrungsführung und dem Vorspanngrad weitestgehend in Übereinstimmung mit den reinen Querkraftversuchen, sodass diese als Referenzversuche herangezogen werden können und entsprechend in Tabelle 16 aufgeführt sind.

Die Versuchsträger werden dabei unter statischer Belastung annähernd bis zum Bruchzustand im schwächer bewehrten Feld beansprucht. Kurz vor Eintritt des Versagens werden sie verstärkt. Durch die Verstärkung kann auch im stärker bewehrten Feld durch weitere Laststeigerung der Versagenszustand auf einem höheren Beanspruchungsniveau auf Systemebene erreicht werden, sodass mit einem Versuchsträger die Traglasten für zwei verschiedene Bewehrungsgrade experimentell bestimmt werden können.

Im Vordergrund der Untersuchungen mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion steht der Einfluss aus der zusätzlichen Torsionsbeanspruchung auf das gesamte Tragverhalten. Dabei wird durch Variation der Längsbewehrung dieser Einfluss auf die Tragfähigkeit gezielt untersucht. Insbesondere die Mitwirkung der Spannglieder bei beliebiger Lage im Querschnitt, sowie die Rissbildung der Biegedruckzone an der Innenstütze auf Grund der Überlagerung von Biegung, Querkraft und Torsion sind dabei Gegenstand der Untersuchungen.

Darüber hinaus wird für beide Versuchsträger der Abfall der Torsionssteifigkeit durch kontinuierliche Messung der Verdrehungen dokumentiert. Auf dieser Grundlage wird das numerische Modell für weitere Parameterstudien kalibriert.

Zur Vermeidung eines Versagens der Betondruckzone an der Innenstütze wurde die Stegbreite von 30 cm auf 35 cm vergrößert.

3.3.2 Versuchsstand und -ablauf

Die Versuchsanordnung für die die Einzellastversuche mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion ist in Bild 87a dargestellt. Die Versuchslasten wurden durch zwei kraftgesteuerte, hydraulische Pressen mit einer Kapazität von 2,0 MN aufgebracht. Die Einzellasten sind jeweils in einem Abstand von 3,50 m von der Innenstütze exzentrisch zur Längsachse des Trägers angeordnet (Bild 87b). Dadurch entsteht im Bereich zwischen Lasteinleitung und Innenstütze eine konstante Torsionsbeanspruchung mit wechselndem Vorzeichen an der Innenstütze, vergleichbar mit der Beanspruchung an den Innenstützen von Plattenbalkenbrücken mit Querträgern. Der so belastete Balken wurde über einen nachträglich anbetonierten Querträger ins Gleichgewicht gesetzt.

Tabelle 16: Übersicht Versuchsprogramm – Kombinierte Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion

Versuch	Querschnitt	Längsbewehrung	Querkraftbewehrung		Belastung	Beton	Vorsp. σ_{cp} [MPa]
			$\rho_{w,geo}$	$\rho_{w,min}$ [%]			
			Feld 1	Feld 2			
Referenzversuche DLT 2.2 – Feld 1 DLT 2.3 – Feld 2	T	$A_{s,o} = 16\emptyset 12$	0,77 ($\emptyset 6/20$)	1,04 ($\emptyset 8/20$)	M+Q Einzellast	C30/37	3,9
		$A_{s,u,Feld} = 3\emptyset 16 + 2\emptyset 20$ $A_{s,u,Stütz} = A_{s,u,Feld} + 2\emptyset 20$					
DLT2.5	T	$A_{s,o} = 14\emptyset 12 + 2\emptyset 20$	1,03 ($\emptyset 8/20$)	1,66 ($\emptyset 10/20$)	M+Q+T Einzellast exzentrisch	C35/45	3,3
		$A_{s,u,Feld} = 3\emptyset 16 + 2\emptyset 20$ $A_{s,u,Stütz} = A_{s,u,Feld} + 2\emptyset 20$ $A_{s,Steg} = 4\emptyset 12$ je Seite					
DLT2.6	T	$A_{s,o} = 16\emptyset 12$	1,03 ($\emptyset 8/20$)	1,66 ($\emptyset 10/20$)	M+Q+T Einzellast exzentrisch	C35/45	3,3
		$A_{s,u,Feld} = 3\emptyset 16 + 2\emptyset 20$ $A_{s,u,Stütz} = A_{s,u,Feld} + 2\emptyset 20$					

Das Verhältnis von Torsions- zu Biegebeanspruchung wurde im Vorfeld auf reale Verhältnisse im Brückenbau angepasst. Für den in Bild 87c dargestellten Biege- und Torsionsmomentenverlauf für die DLT2.5 und DLT2.6 lässt sich das Verhältnis von Torsions- und Biegebeanspruchung wie folgt herleiten:

Feld:

$$\frac{M}{T} = \frac{0,172 \cdot F \cdot l}{F \cdot e} = \frac{0,172 \cdot 5,75 \text{ m}}{e}$$

Stütze:

$$\frac{M}{T} = \frac{0,165 \cdot F \cdot l}{F \cdot e} = \frac{0,165 \cdot 5,75 \text{ m}}{e}$$

die Versuchsträger, erhält man Exzentrizitäten zwischen 5 und 10 cm.

Bei den Versuchsträgern DLT2.5 und DLT2.6 wird folglich eine Exzentrizität von 7,5 cm zugrunde gelegt, sodass sich folgende M/T-Verhältnisse ergeben:

Feld:

$$\frac{M}{T} = \frac{0,172 \cdot 5,75 \text{ m}}{0,075 \text{ m}} = 13,2$$

Stütz:

$$\frac{M}{T} = \frac{0,165 \cdot 5,75 \text{ m}}{0,075 \text{ m}} = 12,7$$

Im Rahmen von Voruntersuchungen wurde der Einfluss des M/T-Verhältnisses auf die Tragfähigkeit von Plattenbalkenquerschnitten im Brückenbau anhand von umfangreichen Untersuchungen an ausgewählten Brückenbauwerken durchgeführt (BONDARZEW, 2017). Dabei ergaben sich reale M/T-Verhältnisse zwischen 10- 15 für gedungen Querschnitte. Überträgt man diese Verhältnisse auf

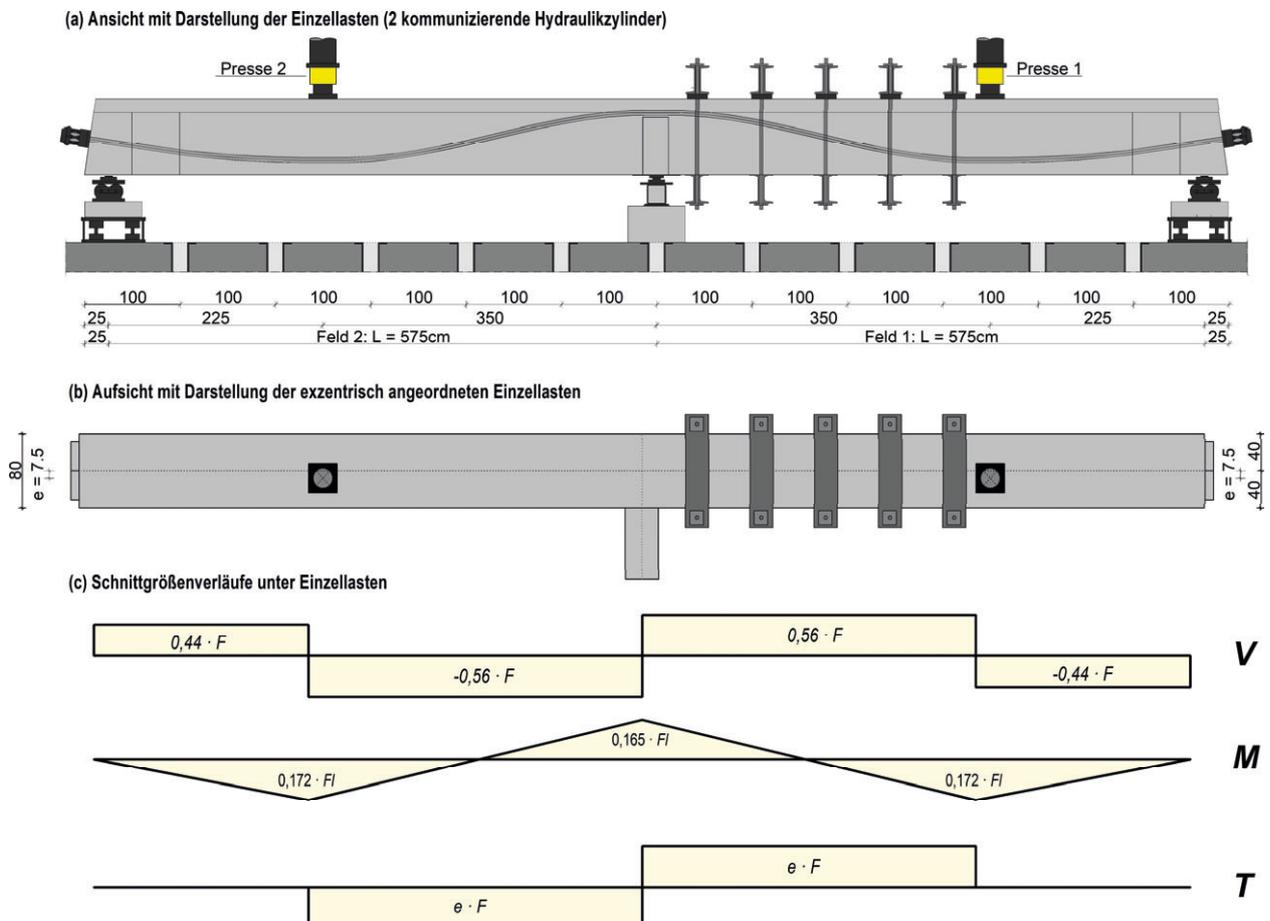


Bild 87: Übersicht, System und Schnittgrößenverteilung unter exzentrischer Belastung

3.3.3 Materialeigenschaften

Beton

Der Beton wurde als Transportbeton mit einer geplanten und für Brücken im Bestand üblichen Zielfestigkeit eines C35/45 bei einem Transportbetonwerk bestellt. Zur Überprüfung der Frischbetonqualität wurde das Ausbreitmaß ermittelt. Weitere Eigenschaften des verwendeten Transportbetons können Tabelle 17 entnommen werden.

Die Betonzusammensetzung der Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 kann Tabelle 18 entnommen werden. Zur Ermittlung der Baustoffkennwerte wurden Zylinder ($d = 150 \text{ mm}$, $h = 300 \text{ mm}$) und Würfel ($d = 150 \text{ mm}$, $h = 150 \text{ mm}$) hergestellt. Die Versuchsergebnisse der Prüfkörper sind in Abhängigkeit des Alters am Versuchstag in Tabelle 19 zusammengefasst.

Zur Bestimmung der Materialeigenschaften wurden die Mittelwerte aus jeweils 3 Einzelprüfungen gebildet. Die der Ermittlung der Festbetoneigenschaften beruht auf folgenden Normen:

- DIN EN 12390-3:2009
Ermittlung der Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$
Ermittlung der Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$
- DIN EN 12390-6:2010
Ermittlung der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$

Tabelle 17: Transportbetoneigenschaften

Träger	Datum Betonage	Ausbreitmaß [cm]	Konsistenz- klasse
DLT 2.5	03.07.2017	48	F3
DLT 2.6	06.11.2017	51	F4

Tabelle 18: Zusammensetzung Transportbeton

Träger	Zement	Größtkorn [mm]	Festigkeits- entwicklung
DLT 2.5	CEM 42,5R	16	$r \geq 0,50$
DLT 2.6	CEM 42,5R	16	$r \geq 0,50$

Tabelle 19: Materialkennwerte des Festbetons (Mittelwerte)

Träger	Betonalter [d]	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$f_{cm,sp,cube}$ [N/mm ²]
DLT 2.5	25	39,69	45,43	2,73
DLT 2.6	25	41,93	46,46	3,39

Einpressmörtel

Zur Sicherstellung des nachträglichen Verbundes zwischen Hüllrohr und Spannritzen wurde der Einpressmörtel nach dem Vorspannen eingebracht. Gemäß der Anforderung wurde ein Portlandzement mit Festigkeitsklasse 52,5 (CEM I 52,5R) verwendet. Der Wasser-Zement-Wert betrug 0,5.

Betonstahl

Für die Betonstahlbewehrung der Versuchsträger wurde ausschließlich die Festigkeitsklasse B500 verwendet. Die Materialfestigkeiten des Betonstahls der Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 wurden in Zugversuchen an je drei Prüfkörpern pro Stabdurchmesser 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 20 dargestellten Ergebnissen handelt es sich um Mittelwerte der Materialfestigkeiten.

Tabelle 20: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

Versuchsträger DLT2.5 und DLT2.6			
Durchmesser [mm]	$f_{ym,0.2}$ [MPa]	f_{tm} [MPa]	E_{sm} [MPa]
Ø8	486,3	590,4	198305
Ø10	571,7	628,5	200807
Ø12	536,4	609,2	199696
Ø16	536,1	640,0	200683
Ø20	554,5	649,3	204019

Spannstahl

Für die Vorspannung wurden Spannritzen der Sorte ST1570/1770 mit 0,6" Durchmesser und einer Querschnittsfläche von $A_p = 140 \text{ mm}^2$ verwendet. Die Materialfestigkeiten des Spannstahls für die Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 wurden in Zugversuchen nach DIN EN 10138 als Mittelwert von drei Zugproben bestimmt (Tabelle 21).

Tabelle 21: Materialkennwerte Spannstahl (Mittelwerte)

Versuchsträger DLT2.5 und DLT2.6				
A_p [mm ²]	$f_{p0.1m}$ [MPa]	$f_{p0.2m}$ [MPa]	f_{pm} [MPa]	E_{pm} [MPa]
140	1654	1713	1858*	197300

* Im Rahmen der Zugversuche wurden die Zugproben an den Enden mittels Klemmkeilen eingespannt. Aus dieser Klemmwirkung resultieren lokale Spannungsspitzen. Alle Zugproben versagten im Bereich der Klemmung. Die tatsächliche Materialzugfestigkeit liegt über dem jeweils angegebenen Wert für f_{pm} .

3.3.4 Vorspannung

Die Versuchsträger waren jeweils mit zwei Spanngliedern ausgestattet, die wiederum aus je fünf Litzen bestanden. Die Vorspannung beider Spannglieder erfolgte nacheinander mit einer hydraulischen Presse am jeweils gegenüberliegenden Trägerende. Auf diese Weise konnten Effekte aus Hüllrohrreibung und Keilschlupf entlang des Spanngliedes näherungsweise ausgeglichen und ein möglichst konstanter Spannkraftverlauf realisiert werden.

Verluste aus Kriechen und Schwinden wurden über eine speziell entwickelte Konstruktion an den Spann- und Festankern gemessen und dokumentiert. Tabelle 22 liefert eine Übersicht der sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste, welche auf Basis der gemessenen Verankerungskräfte am Spann- und Festanker unter Berücksichtigung der Mittelwerte der Materialfestigkeiten errechnet wurden.

Die maximale Spannstahlspannung vor dem Lösen der Spannpresse wurde in Anlehnung an DIN 4227:1953 nach Gleichung 98 bestimmt.

$$\sigma_p = \sigma_{p0} = 0,60 \cdot f_{pt} \quad (106)$$

mit

f_{pt} Zugfestigkeit des Spannstahls gemäß Herstellerangabe

Die zeitabhängigen Verluste wurden dabei nach DIN EN 1992-2, 2013 unter Berücksichtigung der Nachbehandlungsdauer und dem Zeitpunkt der Erstbelastung für eine relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung von RH = 65% rechnerisch bestimmt.

Die in Tabelle 22 angegebenen Parameter sind wie folgt definiert:

- $P_{m0,MW}$ ist der Mittelwert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t=0$ unter Berücksichtigung der sofortigen Spannkraftverluste
- t ist das Alter des Versuchsträgers zum Versuchstag
- $P_{mt,RH65,MW}$ ist der Mittelwert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt t unter Berücksichtigung der sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste für RH = 65%
- $\Delta P_{mt,RH65,MW}$ ist der Mittelwert der zeitabhängigen Vorspannkraftverluste zum Zeitpunkt t für RH = 65%
- $\sigma_{c,RH65,MW}$ ist der Mittelwert Betondruckspannungen infolge $P_{mt,RH65,MW}$

Tabelle 22: Vorspannkräfte und Spannkraftverluste

Versuchsträger	$P_{m0,MW}$ [kN]	t [Tage]	$P_{mt,RH65,MW}$ [kN]	$\Delta P_{mt,RH65,MW}$ [%]	$\sigma_{c,RH65,MW}$ [MPa]
DLT 2.5	1211	25	1136	6	-3,3
DLT 2.6	1232	25	1141	7	-3,3

3.3.5 Versuchsaufbau und -durchführung

Geometrie der Versuchsträger

Die Querschnittsgeometrien der Versuchsträger entsprechen den in Bild 89a-c dargestellten T- Querschnitten. Um eine Vergleichbarkeit mit den reinen Querkraftversuchen an der TU Dortmund zu gewährleisten, entsprechen die Abmessungen, Querschnittformen und feldweise Bügel- und Längsbewehrung der Versuchskörper den Referenzversuchen DLT 2.2 und DLT 2.3. Die Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 weisen daher ebenfalls eine Stützweite von 5,75 m bei einer Gesamtlänge von 12,0 m auf. Die Querschnittshöhe beträgt 0,8 m bei einer Plattenbreite von ebenfalls 0,8 m. Die Stegbreite wurde zur besseren Aufnahme des Torsionsmomentes über den Ersatzhohlkasten sowie zur Vermeidung eines Versagens der Betondruckzone an der Innenstütze von 0,30 m auf 0,35 m verbreitert. Zur Aufnahme der Vorspannkräfte sind die Querschnitte an den Enden des Trägers aufgeweitet, sodass die Stegbreite hier 0,60 m beträgt (Bild 89c und Bild 90c). Je Spannglied werden 5 x 0,6"-Litzen der Festigkeit St1570/1770 verwendet.

Bewehrung

Die Bewehrung der Querschnitte ist in Bild 89a-c dargestellt. Die Längsbewehrung des Querschnitts besteht aus durchgehenden Stäben mit einem Durchmesser von 12,16 und 20, die nicht gestoßen werden. Die Längsbewehrung setzt sich dabei zusammen aus der statisch erforderlichen Biegezugbewehrung sowie einer zusätzlichen Torsionslängsbewehrung. Diese wurde entsprechend Tabelle 16 variiert. Der Versuchsträger DLT 2.6 wurde ohne zusätzliche Torsionslängsbewehrung und somit identisch zu den reinen Querkraftversuchen ausgeführt. Mit den beiden Versuchen konnte der Einfluss der Torsionslängsbewehrung sowie die

Mitwirkung der Spannglieder auf Torsion bei beliebiger Lage im Querschnitt eingehend untersucht werden.

Die Längsbewehrung wird umschlossen von Bügeln, die über die gesamte Querschnittshöhe reichen und nach oben über Winkelhaken verankert werden. Die Bügel werden lediglich über die Querbewehrung der Platte geschlossen, wie bei Plattenbalkenbrücken üblich. Der Querkraftbewehrungsgrad zur Abdeckung der Beanspruchung aus Querkraft wird für die Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 vergleichbar zu Feld 1 von DLT 2.2 ($0,77 \cdot \rho_{w,min}$) und Feld 2 von DLT 2.3 ($1,04 \cdot \rho_{w,min}$) gewählt. Dadurch ist im Rahmen der Auswertung ein feldweiser Vergleich zwischen den reinen Querkraftversuchen und den Versuchen mit einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion möglich. Dabei wurde der erforderliche Bügelbewehrungsanteil aus der Torsionsbeanspruchung zusätzlich voll abgedeckt, sodass sich insgesamt ein Querkraftbewehrungsgrad von $1,03 \rho_{w,min}$ für Feld 1 und $1,66 \rho_{w,min}$ für Feld 2 ergaben. Ein Bewehrungsplan für die Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 ist in Bild 91 dargestellt. Die eingebauten Bügelformen entsprachen nicht den Anforderungen an Torsionsbügel gemäß DIN EN 1992-2, 9.2.3(1). Allerdings handelt es sich nicht um eine reine Torsionsbeanspruchung, sondern um eine kombinierte Beanspruchung mit Querkraftbiegung, wobei letztere überwiegt. Zu den äußeren Auflagern ist eine dichte Bügelbewehrung zur Vermeidung eines Querkraftversagens in diesem Bereich vorgesehen. Im Endbereich der Spannkrafteinleitung ist eine dichte Bewehrung in vertikaler Richtung und Querrichtung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte eingebaut. Im Schubfeld der Träger zwischen Lasteinleitung und Innenstütze ist die in Tabelle 16 angegebene Schubbewehrung eingebaut.

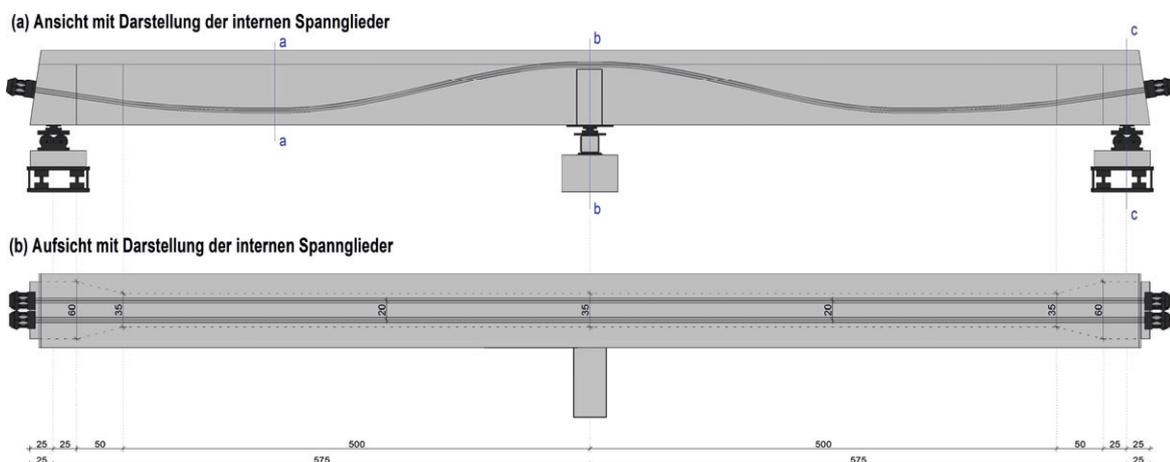


Bild 88: Feldquerschnitt, Stützquerschnitt und Auflagerquerschnitt - DLT 2.5

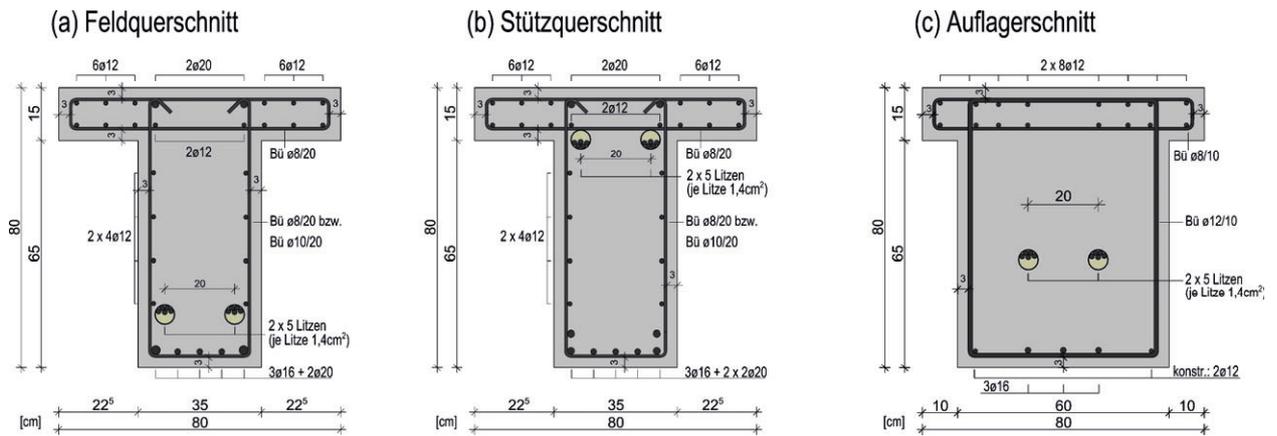


Bild 89: a) Feldquerschnitt, b) Stützquerschnitt und c) Auflagerquerschnitt - DLT 2.5 (Längsstäbe Ø20 in den Querschnittsecken des Steges)

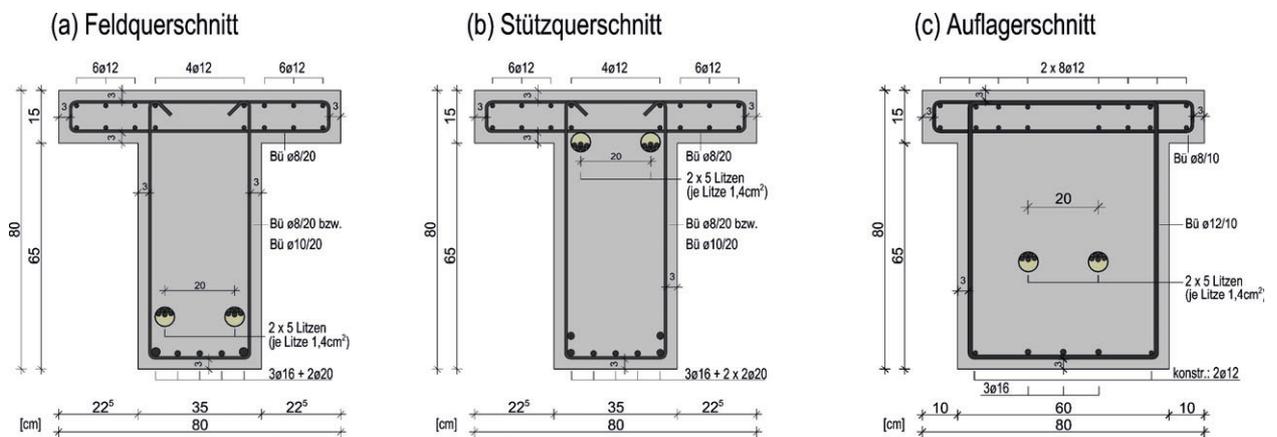


Bild 90: a) Feldquerschnitt, b) Stützquerschnitt und c) Auflagerquerschnitt - DLT 2.6 (ohne zusätzliche Torsionslängsbewehrung, keine Längsstäbe Ø20 in den oberen Querschnittsecken des Steges)

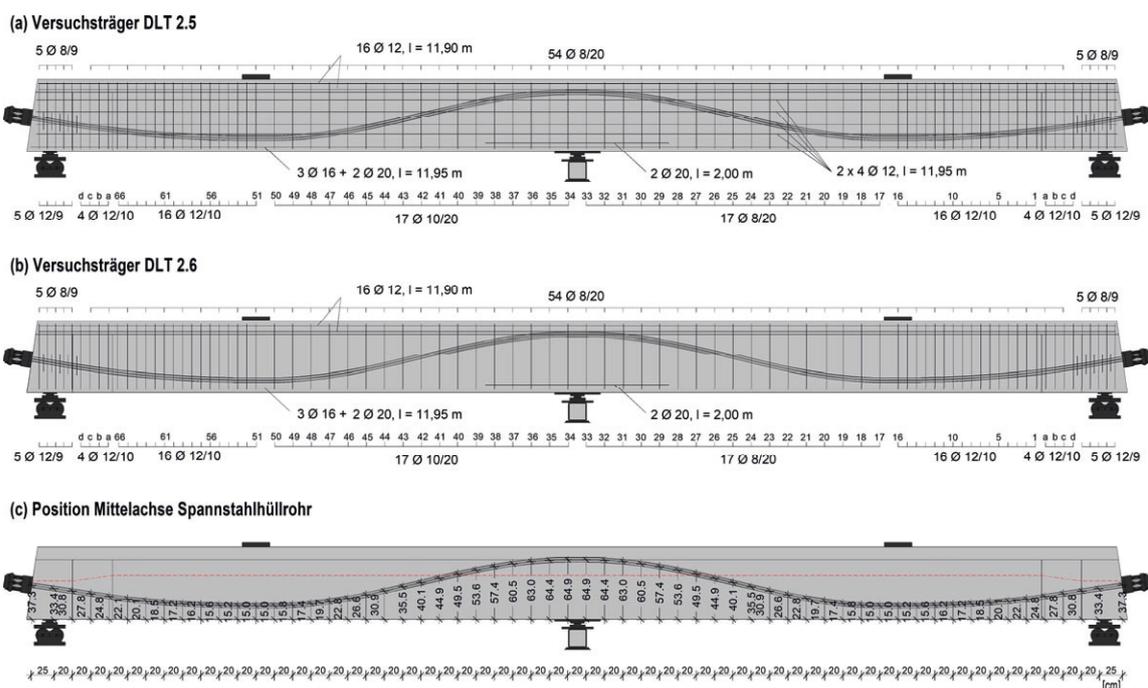


Bild 91: Bewehrung + Spanngliedverlauf DLT 2.5 + DLT.6

3.3.6 Messtechnik

In Anlehnung an die messtechnische Ausstattung der Versuchsträger DLT 2.1 – DLT 2.4 wurden auch die Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 mit sehr umfangreicher Messtechnik zur kontinuierlichen Erfassung des Trag- und Vorformungsverhaltens ausgestattet. Dabei wurden zahlreiche Dehnungsmstreifen (DMS), induktive Wegaufnehmer (IWA), Seilwegaufnehmer (SWA), Kraftmessdosen und ein photogrammetrisches Messsystem verwendet. Durch Messrechner wurde für eine kontinuierliche Messerfassung gesorgt. Für die Photogrammetriemessung wurde mit Sprühfarbe ein kontrastreiches Zufallsmuster innerhalb eines Messfeldes im stärker bewehrten Feld neben der Innenstütze aufgetragen. An den Endauflagern wurden die Kräfte mittels einer speziell entwickelten Auflagerkonstruktion gemessen. Die Auflagerkraft aus dem Torsionsmoment am Querträger, wurde über eine zusätzliche Kraftmessdose erfasst (Bild 93).

Die Vorspannkräfte wurden ebenfalls über speziell konstruierte Kraftmessdosen sowohl an den Fest- als auch an den Spannankern gemessen.

Die Durchbiegung der Träger wurde unterhalb der Lasteinleitung und in der Mitte des Schubfeldes mit induktiven Wegaufnehmern (IWA) gemessen. Zusätzlich wurde die Verdrehung des Trägers infolge Torsion über Seilwegaufnehmer (SWA) an den Unterseiten der Flanschenden ebenfalls unterhalb der Lasteinleitung und in der Mitte des Schubfeldes über induktive Wegaufnehmer (IWA) gemessen. Die Bügeldehnungen wurden sehr umfangreich über Stahl-DMS auf den Bügelschenkeln gemessen (Bild 92).

Um die Torsionsbeanspruchung im Inneren des Versuchsträgers zu erfassen wurden auf beiden Bügelschenkeln Stahl-DMS appliziert. Darüber hinaus wurden in 14 Schnitten über die Trägerlängsachse verteilt Stahl-DMS auf die Längseisen in den Ecken des Steges aufgebracht. Eine Übersicht über alle DMS-Messstellen ist in Bild 94 und Bild 95 dargestellt.

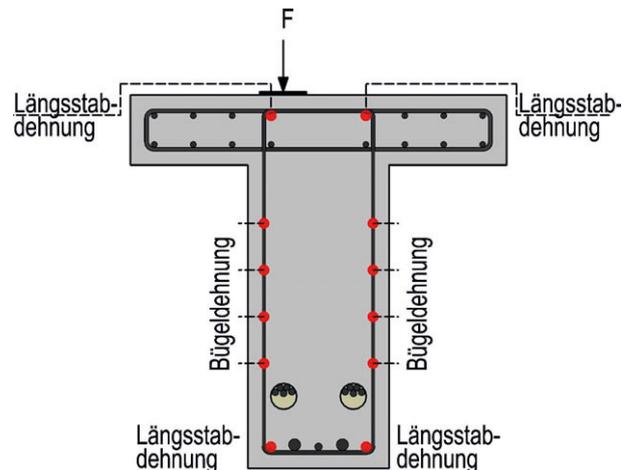


Bild 92: DMS Messstellen der Bügel- und Längsbewehrung

Bei der Versuchsdurchführung wurde durch einen geschlossenen Ölkreislauf eine identische Belastung beider Zylinder realisiert. Kurz vor dem Versagen des schwächer bewehrten Schubfeldes wurde der Versuch unterbrochen und das Schubfeld mit einer externen Querkraftbewehrung (Traversen und Gewindestangen) verstärkt. Der Versuch wurde anschließend bis zum Bruch des stärker bewehrten Schubfeldes fortgesetzt.

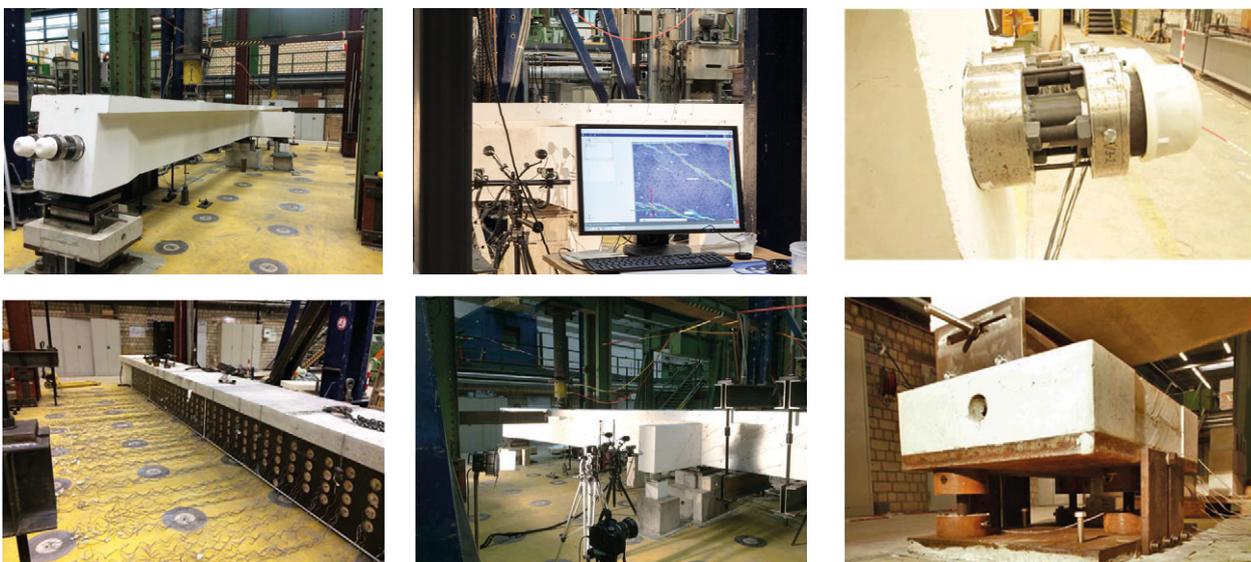


Bild 93: Versuchsaufbau und Installation der Messtechnik – DLT 2.5 + DLT 2.6

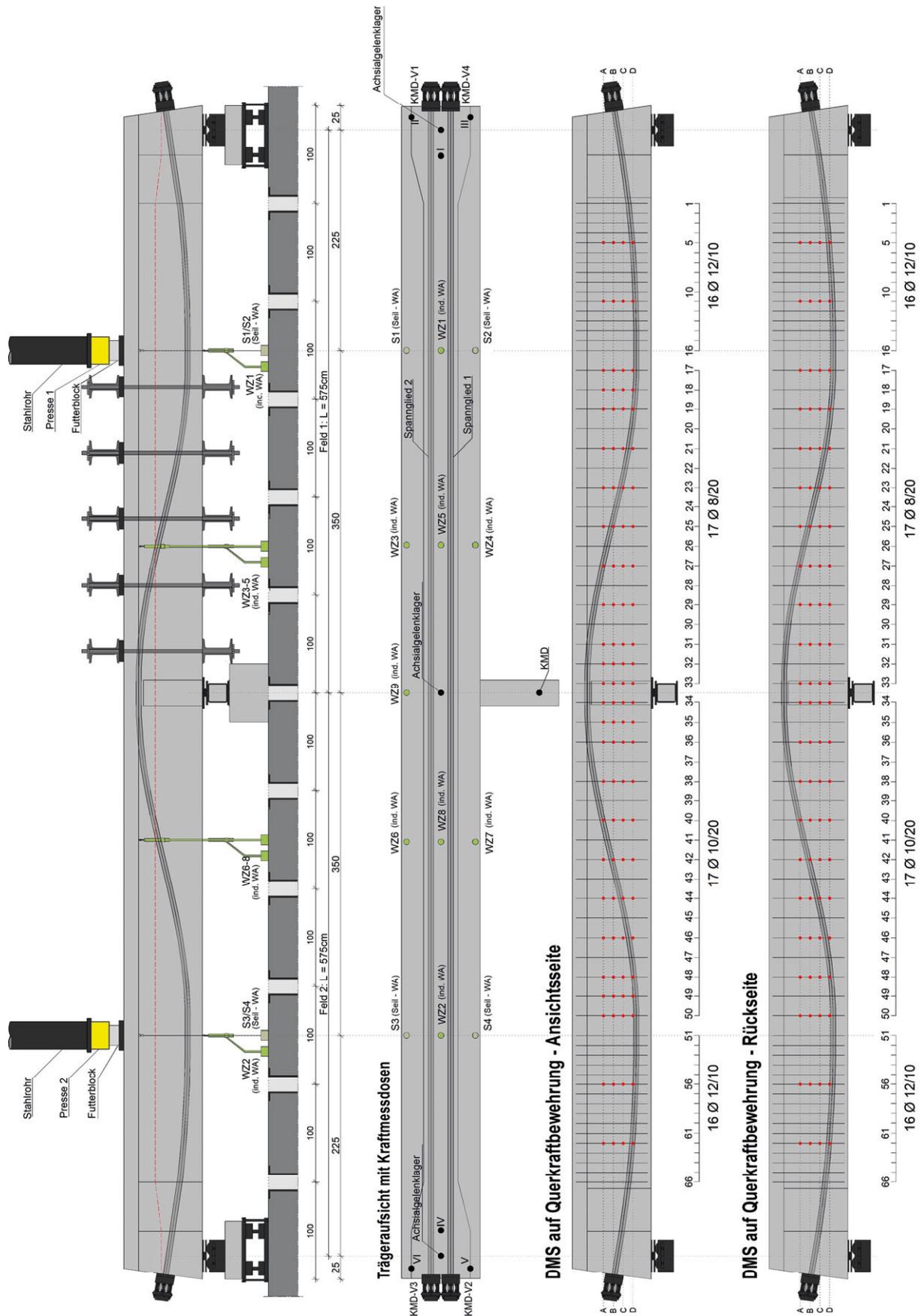


Bild 94: Versuchsanordnung und Messtechnik und DMS Positionen auf Bügelbewehrung- DLT 2.5 + DLT 2.6

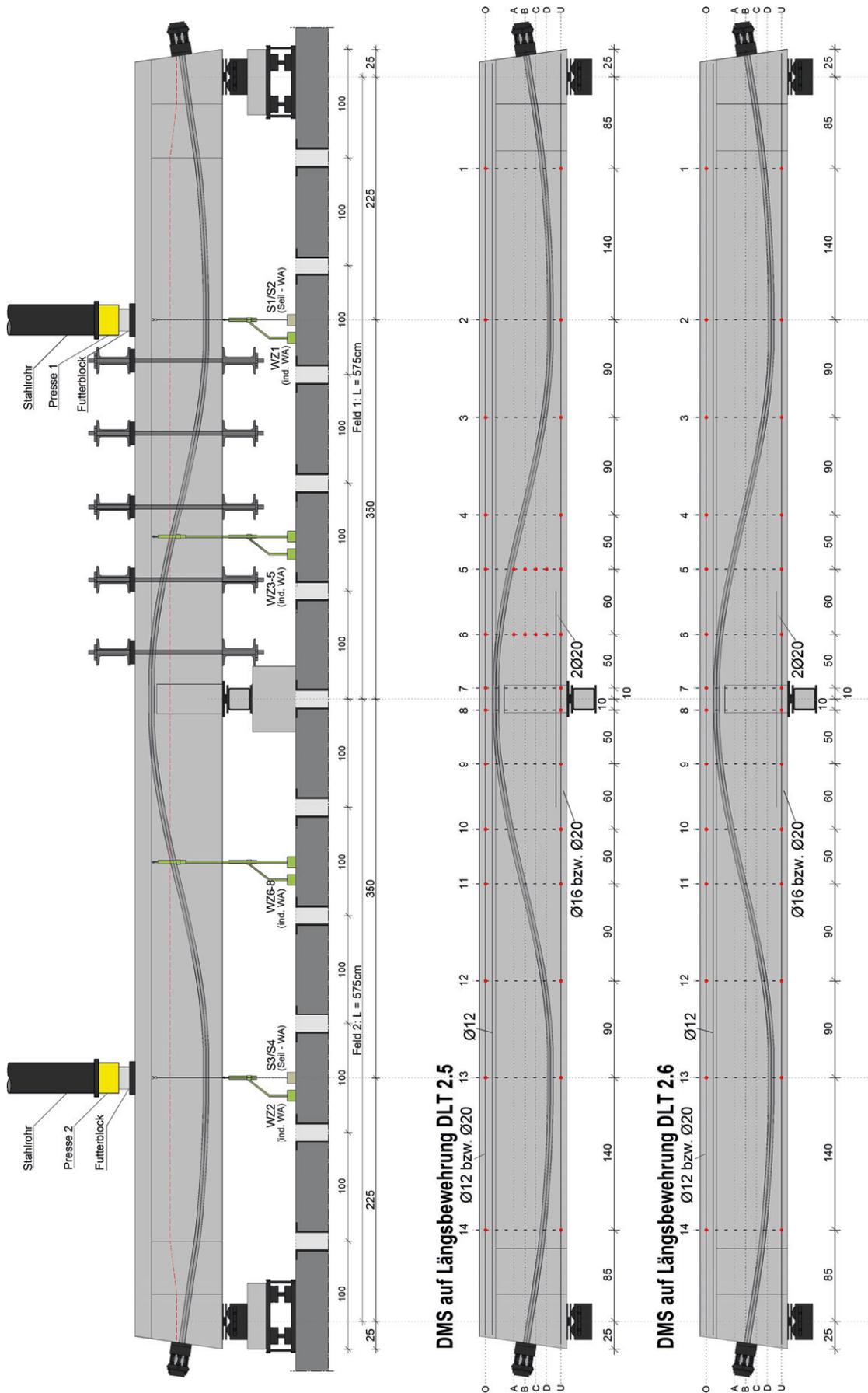


Bild 95: Versuchsanordnung DMS-Positionen auf Längsbewehrung – DLT 2.5 + DLT 2.6

3.3.7 Versuchsergebnisse

Torsionstragverhalten bei reiner Torsion und bei kombinierter Beanspruchung aus M+V+T

Die Bemessungsformeln in DIN EN 1992-2 gelten für reine Torsionsbeanspruchung bei einem Stahlbetonstab. Die horizontalen Kraftkomponenten der Betondruckstrebenkräfte an der Stirnfläche müssen durch die Torsionslängsbewehrung ins Gleichgewicht gesetzt und zurückgehängt werden (Bild 96).

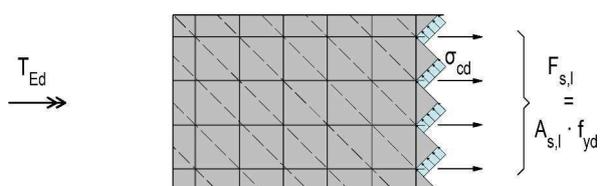


Bild 96: reine Torsion - Stahlbeton

Im Falle einer zusätzlichen äußeren Druckkraft P auf die Stirnflächen, z.B. aufgebracht durch eine

Vorspannung, reduziert sich die erforderliche Torsionslängsbewehrung, bzw. bei ausreichend großer Kraft P ist sie nicht mehr erforderlich (Bild 97).

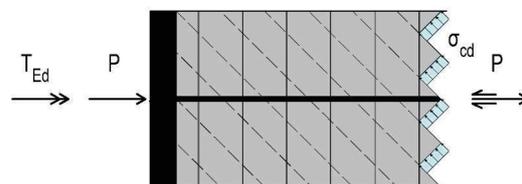


Bild 97: reine Torsion - Spannbeton

Bei einem Spannbetonbalken sind die Trägerenden mit den Spanngliedverankerungen i.d.R. ungerissen, so dass sich vergleichbare Verhältnisse ergeben, die eine Reduzierung der Torsionslängsbewehrung gemäß DIN EN 1992-2 erwarten lassen (Bild 98).

Daher wurde die nachfolgend beschriebene Vorgehensweise bei der Ermittlung der Torsionslängsbewehrung zugrunde gelegt.

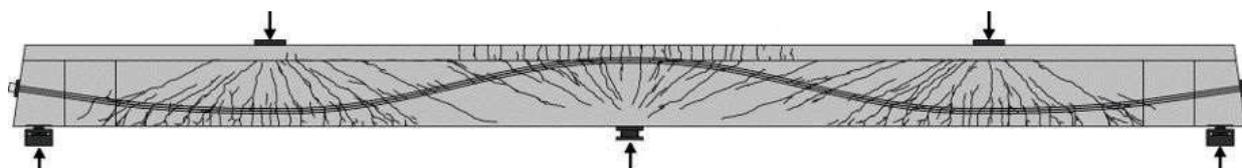


Bild 98: Kombinierte Beanspruchung – M + V + T

Traglast

Grundlage für die Bemessung der Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (M, V, T) bilden die Referenzversuche:

DLT 2.2 (Feld 1):

Bü Ø6/20 cm – Versuchstraglast: $F_u = 1600$ kN

DLT 2.3 (Feld 2).

Bü Ø8/20 cm – Versuchstraglast: $F_u = 1798$ kN

Ausgehend von den Referenzversuchen mit bekannter Versuchstraglast F_u sowie den zugehörigen Schnittgrößen M_u und V_u wurde zunächst die zusätzlich aus Torsion infolge der Lastexzentrizität e erforderliche Torsionsbügel und -längsbewehrung mit dem räumlichen Fachwerkmodell nach DIN EN 1992-2 ermittelt. Für die Neigung θ der Druckstreben im Steg wurde folgender Ansatz gewählt:

Druckstrebenneigung = Rissneigung aus dem jeweiligen Referenzversuch:

$$\cot\theta = 2,5 \rightarrow \theta \cong 22^\circ$$

Zusätzliche Schnittgrößen infolge Torsion:

$$T_u = F_u \cdot e$$

Erforderliche Bügelbewehrung infolge Torsion:

$$erf a_{sw,T} = \frac{T_u}{f_{ym} \cdot 2 \cdot A_k} \cdot \tan\theta$$

Die gesamte erforderliche Bügelbewehrung resultiert aus der Querkraftbewehrung nach dem Druckbogenmodell (entsprechend den Versuchsträgern als Referenzträger in Kapitel 3.2), superponiert mit dem zuvor ermittelten zusätzlichen Anteil aus der nach DIN EN 1992-2 erforderlichen Torsionsbügelbewehrung.

Erforderliche Bügelbewehrung aus Querkraft und Torsion je Bügelschenkel bzw. Stegbreite:

$$\text{erf} a_{sw} = \frac{\text{erf} a_{sw,V}}{2} + \text{erf} a_{sw,T}$$

Während bei der Querkraftbeanspruchung eine deutlich reduzierte Bügelbewehrung aus dem Druckbogenmodell resultiert, wurde die erforderliche Torsionsbügelbewehrung nach Norm vollständig eingebaut, da keine Bogenwirkung als zusätzlicher Betontraganteil bei Torsion erwartet wird.

Erforderliche Längsbewehrung infolge Torsion:

$$\text{erf} A_{sl,T} = \frac{T_u}{f_{ym} \cdot 2 A_k \cdot \tan \theta} \cdot u_k$$

Für die Bemessung der Längsbewehrung wurden die Versuchsträger so konzipiert, dass eine Bemessung der Torsionstragfähigkeit unter Berücksichtigung der kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion erfolgte. Es wurde dabei die resultierende Längszugkraft aus der statisch erforderlichen Torsionslängsbewehrung ermittelt, die dann als Zugkraft zentrisch im Schwerpunkt des Querschnitts angesetzt und bei der Biegebemessung berücksichtigt wurde (Bild 99).

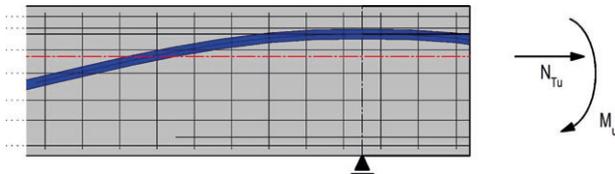


Bild 99: Berücksichtigung der zugehörigen Längskraft aus Torsion bei der Biegebemessung

Durch Längsbewehrung aufnehmbares Torsionsmoment nach DIN EN 1992-2:

$$T_u = \frac{A_{sl}}{u_k} \cdot f_{ym} \cdot 2 \cdot A_k \cdot \tan \theta$$

zugehörige Längskraft aus Torsion im Versuchsbalken auf der Grundlage von Mittelwerten:

$$N_{Tu} = A_{sl} \cdot f_{ym} = \frac{T_u}{2 \cdot A_k} \cdot u_k \cdot \cot \theta$$

Bei dieser Vorgehensweise wird der positive Effekt aus der Überdrückung der Torsionslängszugkräfte im Bereich der Biegedruckzone infolge Biegung sowie der Tragwirkung der Spannglieder bei der Bemessung automatisch mitberücksichtigt. Auf diese Weise wird die Längsbewehrung gegenüber einer Bemessung bei reiner Torsion deutlich reduziert.

Dieser reduzierte Wert entspricht ca. 50% der Torsionslängsbewehrung aus dem Nachweis bei reiner

Torsion und konnte durch das Erreichen von 97% der Traglast der Referenzversuche bestätigt werden. Mit dem Versuchsträger DLT 2.6, ohne jegliche zusätzliche Torsionslängsbewehrung konnten allerdings ca. 90% der Traglast der Referenzversuche erreicht werden. Eine Übersicht über die erreichten Traglasten im Verhältnis zu den Referenzversuchsträgern gibt Tabelle 23.

Tabelle 23: experimentell ermittelte Versuchstraglasten

Versuchsträger	Versuchs- traglast	Referenz- versuch	Abwei- chung
DLT2.5 - Feld 1	1549 kN	1607 kN	-3,2 %
DLT2.5 - Feld 2	1792 kN	1798 kN	-0,2%
DLT2.6 - Feld 1	1453 kN	1607 kN	-9,2%
DLT2.6 - Feld 2	1688 kN	1798 kN	-6,1%

Last-Durchbiegungskurven

In Bild 100 sind die Last-Durchbiegungskurven der Träger DLT 2.5 und DLT 2.6 jeweils für den ersten Teilversuch, bis zur Verstärkung des schwächer bewehrten Feldes und den zweiten Teilversuch, bis zum Bruch des stärker bewehrten Feldes, dargestellt. Die in Bild 100 angegebenen Pressenlasten sind die im jeweiligen Feld aufgebrachten Pressenlasten. Zusätzlich sind die im Versuch erreichten Maximalwerte der Pressenlasten bei Verstärkung und bei Versagen im Diagramm angegeben. In den ersten Teilversuchen wurden die Träger nicht ganz bis zum Bruch belastet, sondern vorher verstärkt, sodass weitere Laststeigerungen möglich gewesen wären. Allerdings deutet die Beanspruchung der Bügel über die Fließgrenze hinaus, sowie das bereits weit fortgeschrittene Rissbild darauf hin, dass keine weiteren nennenswerten Laststeigerungen mehr möglich gewesen wären. Die Versuche DLT 2.5 und DLT 2.6 unterschieden sich lediglich hinsichtlich der eingebauten Längsbewehrung über die Steghöhe. Durch Reduzierung der Längsbewehrung über die Steghöhe wurde die Bruchlast des Versuchsträgers DLT 2.6 um bis zu 6% gegenüber dem Versuchsträger DLT 2.5 reduziert. Das endgültige Versagen der Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 trat jeweils im stärker bewehrten Feld zwischen Lasteinleitung und Innenstütze ein. Für den Versuchsträger DLT 2.5 ist in Bild 101 die feldweise Gegenüberstellung der Last-Verformungskurven mit den Referenzversuchsträgern dargestellt.

Stahlspannungen

Die Stahlspannungen wurden über die Messwerte der zuvor auf den Betonstahl applizierten DMS in Kombination mit den zuvor an Kleinteilversuchen bestimmten σ - ϵ -Linien des jeweiligen Betonstahls errechnet. Diese Auswertungen sind für ausgewählte Laststufen in Anhang A 2.2 dargestellt. In Kombination mit den beobachteten Rissbildern liefern die zugehörigen ermittelten Stahlspannungen

eine gute Möglichkeit die inneren Kraftumlagerungen infolge Rissbildung zu erkennen. In den Darstellungen des Anhangs A 2.2 kennzeichnet die Farbe Grün eine geringe Beanspruchung, die Farbe Gelb eine Beanspruchung, welche der halben Fließspannung entspricht und die Farbe Rot eine Beanspruchung auf Fließspannungsniveau.

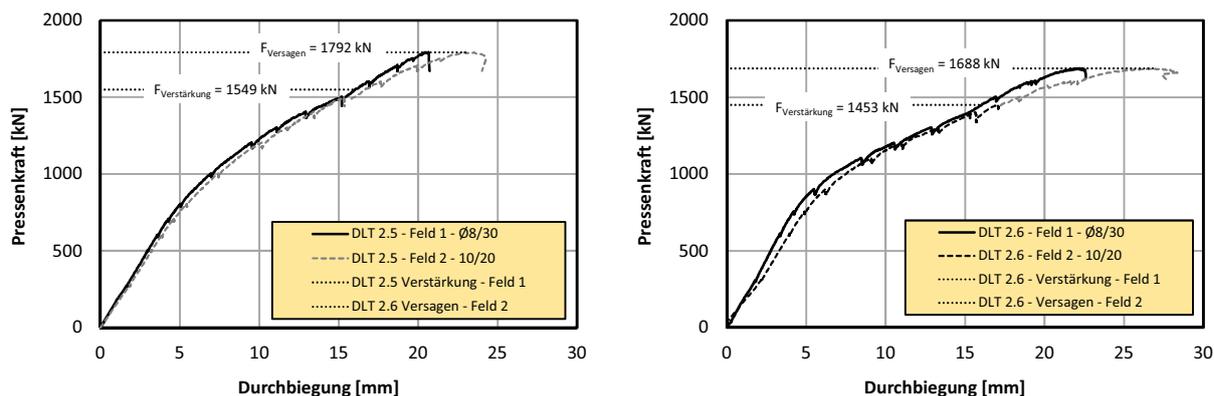


Bild 100: Experimentell bestimmte Last-Durchbiegungskurven DLT 2.5, DLT 2.6

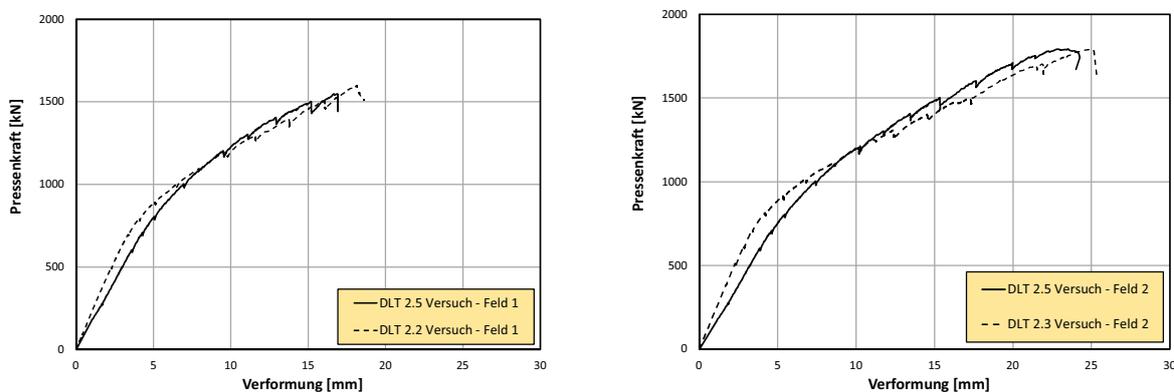


Bild 101: Vergleich der Last-Durchbiegungskurven DLT 2.5 / Referenzversuche DLT 2.2 + DLT 2.3

Last-Verdrehungskurven

In Bild 102a, Bild 103a und Bild 104a sind die Vertikalverschiebungen der Seilwegaufnehmer (SWA) und die Verdrehungen der Träger DLT 2.5 und DLT 2.6 unter der Lasteinleitung für den ersten Teilversuch, bis zur Verstärkung des schwächer bewehrten Feldes dargestellt. Bild 102b, Bild 103b und Bild 104b zeigen die Vertikalverschiebungen der Seilwegaufnehmer (SWA) und die Verdrehungen der Träger DLT 2.5 und DLT 2.6 für den zweiten Teilversuch, bis zum Bruch des stärker bewehrten Fel-

des. Zusätzlich sind die im Versuch erreichten Maximalwerte der Pressenlasten bei Verstärkung und bei Versagen im Diagramm angegeben.

Während die beiden Versuchsträger bis zur Verstärkungslast jeweils eine annähernd gleiche Vertikalverschiebung bzw. Verdrehung aufweisen, sind im Versagenszustand deutliche Unterschiede zu erkennen. Beide Versuchsträger weisen im Feld 2 unter der höheren Last zunehmende Vertikalverschiebungen und Verdrehungen auf, allerdings verhält sich der Versuchsträger DLT 2.5 auf Grund der zusätzlichen Torsionslängsbewehrung unter einer vergleichsweise höheren Last deutlich steifer.

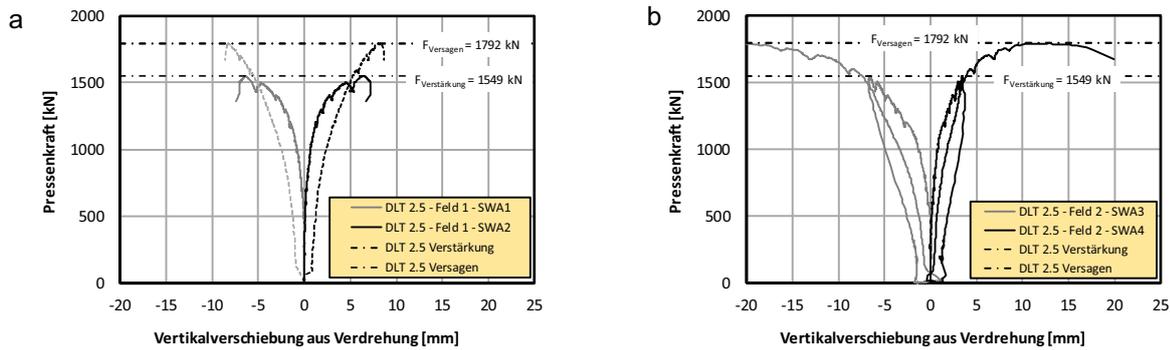


Bild 102: Experimentell bestimmte Vertikalverschiebungen aus Verdrehung; (a) DLT 2.5 Feld 1; (b) DLT 2.5 Feld 2

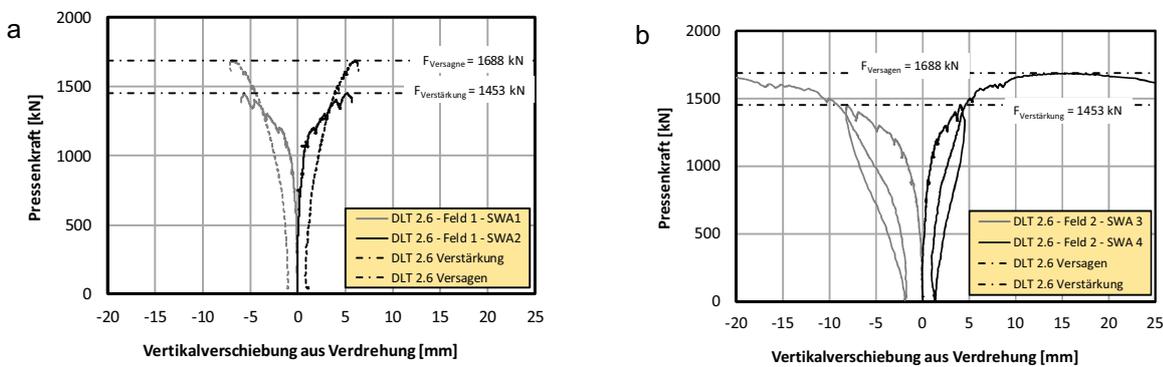


Bild 103: Experimentell bestimmte Vertikalverschiebungen aus Verdrehung; (a) DLT 2.6 Feld 1; (b) DLT 2.6 Feld 2

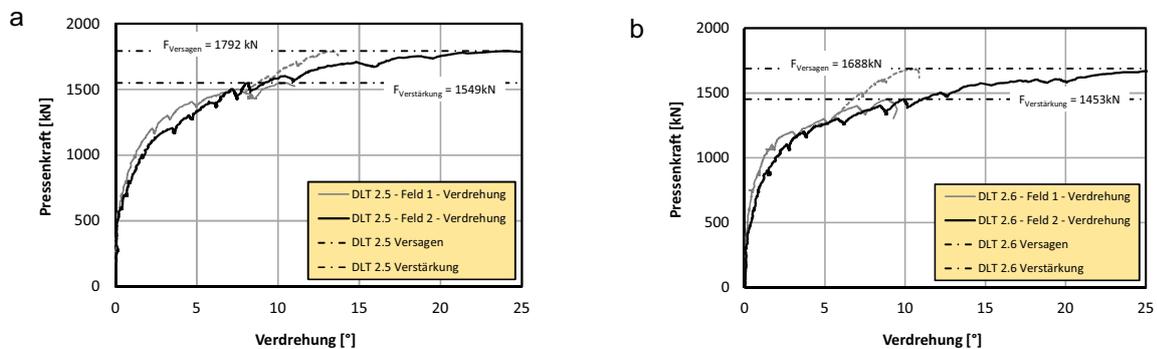


Bild 104: Experimentell bestimmte Verdrehung; (a) DLT 2.6 Feld 1; (b) DLT 2.6 Feld 2

Rissbilder im Bruchzustand

Die Entwicklung der Risse wurde kontinuierlich erfasst und ist in Bild 105 jeweils für die Ansichtsseite der Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 dargestellt. Die kritischen Risse sind in den Rissbildern rot eingezeichnet.

Im Bereich der Lasteinleitung und des Auflagers waren die Risse steiler geneigt. Das Versagen im zweiten Teilversuch der Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 trat jeweils bei der Lasteinleitung durch

eine Kombination von Bügelversagen und Schubdruckversagen in der Biegedruckzone auf. In Bild 105 ist der Bruchzustand der Träger DLT 2.5 und DLT 2.6 nach dem zweiten Teilversuch dargestellt. In beiden Versuchen kam es jeweils zu einem Versagen der Biegedruckzone an der Lasteinleitung.

Zur Verdeutlichung der belastungsabhängigen Rissbildung und des Bauteiltragverhaltens finden sich in Anhang A 2.1 umfangreiche Rissbilder, welche so die Rissentwicklung bis zum Bauteilversagen dokumentieren.

Alle Versuchsträger zeigten im schwächer querkraftbewehrten Feld 1 (rechter Bildteil) im Bereich der Innenstütze bei hohen Lasten ein Fließen der Bügel. Da an diesen Stellen von einem unmittelbar bevorstehenden Versagen auszugehen war, wurden diese Trägerbereiche mit sich abzeichnender kritischer Rissentwicklung lokal mittels Schubspannen verstärkt.

Das Versagen der Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 trat jeweils in Feld 2 unterhalb der Lasteinleitung auf. Die in diesem Bereich eingebaute Längs- und Bügelbewehrung wurde im Bruchzustand deutlich über die Fließspannung hinaus beansprucht und stark gedehnt. Die vorhandene Bewehrung war infolge Fließens nicht in der Lage die Ausbreitung des jeweils kritischen Risses bis in die Druckzone hinein zu verhindern. Letztlich war das Fließen der Bewehrung bei beiden Trägern ursächlich für das Druckzonenversagen im Bereich der Lasteinleitung.

Während der Träger DLT 2.5 jedoch infolge einer Überbeanspruchung der Bügel versagte, zeigte sich bei dem Träger DLT 2.6 auf Grund der fehlenden Torsionslängsbewehrung ein für die Betondruckzone an der Innenstütze deutlich ungünstigeres Rissbild. Durch die deutlich flacher geneigten und stärker in die Druckzone hineinlaufenden Risse auf

der Trägerseite, wo sich der Schub aus Querkraft und Torsion überlagert, kündigte sich bei diesem Versuchsträger ein Versagen der Biegedruckzone an der Innenstütze an.

Nachrechnungen der Biegedruckzone unter Berücksichtigung der Interaktionsbedingungen nach EC2, wie in Kapitel 2.2 erläutert, lassen jedoch nicht auf eine ausgeschöpfte Tragfähigkeit der Druckzone schließen, allerdings wird bei der Interaktionsbedingung nach EC2 kein Einfluss aus der Kombination von Biegung mit zusätzlicher Querkraft und Torsion berücksichtigt.

Weiterhin ist festzustellen, dass die Risse bei den Versuchsträgern mit zusätzlicher Torsionsbeanspruchung im Vergleich zu den Versuchsträgern ohne zusätzliche Torsionsbeanspruchung steiler verlaufen. Während sich bei den Träger ohne Torsion Risswinkel zwischen 16 und 23 Grad gemessen wurden, verlaufen die Risse bei den Versuchsträgern mit zusätzlicher Torsionsbeanspruchung im Allgemeinen zwischen $\beta_R = 20^\circ$ und 30° . Die Neigung der kritischen Versagensrisse ist in Bild 105 für beide Versuchsträger rot dargestellt und beträgt im Mittel $\beta_{R, \text{Versagen}} \approx 30^\circ$.

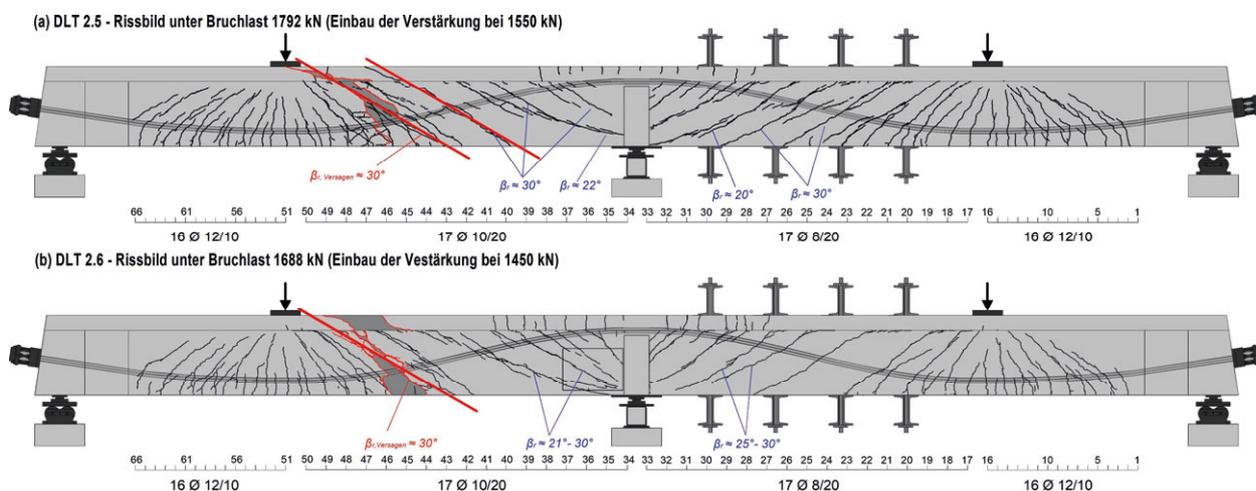


Bild 105: Rissbilder im Bruchzustand; der kritische Riss ist rot dargestellt

3.3.8 Nichtlineare FE-Simulationen

Modellbildung

Auf Basis der in Abschnitt 3.3.2 dargestellten Mittelwerte der Materialfestigkeiten wurden in einem ersten Schritt die Versuchsträger DLT2.2 und DLT 2.3 als Referenzversuchsträger simuliert und auf Übereinstimmung mit den experimentellen Versuchen kontrolliert. Auf dieser Grundlage konnten die Versuchsnachrechnungen im nächsten Schritt um die

zusätzliche Torsionsbeanspruchung erweitert und nachgerechnet werden. Für die nichtlinearen numerischen Simulationen wird das nichtlineare FE-Programmsystem ATENA 3D (Cervenka Consulting) benutzt. Die Modellierung der Versuchsträger erfolgt mit 8-knotigen Volumenelementen (Bild 106) für den Beton und eingebetteten Stabelementen für die diskrete Modellierung der Beton- und Spannstahlbewehrung (Bild 107). Zur Abbildung des nichtlinearen Materialverhaltens wurde das in ATENA

implementierte Materialgesetz *3D Nonlinear Cementitious 2* verwendet.

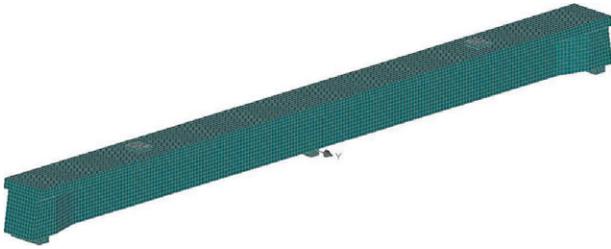


Bild 106: Volumenmodell des Referenzversuchsträgers DLT2.2

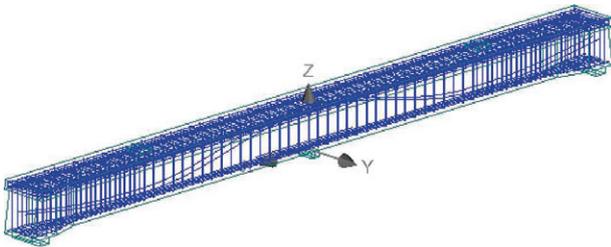


Bild 107: Diskrete Bewehrung im Volumenmodell des Referenzversuchsträgers DLT2.2

In der Programmdokumentation wird empfohlen mindestens 6 und maximal 10 Elemente pro Bauteildicke zu verwenden. Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt daher 0,08 m. Die Belastungen werden dabei weggesteuert aufgebracht und die Auflagersteifigkeiten wurden über eine Modellierung mittels elastischer Bettung berücksichtigt. Die Modellierung der Versuchsträger basiert auf den nichtlinearen Materialeigenschaften der einzelnen Versuchsträger, welche an Prüfkörpern bestimmt wurden.

Tragverhalten

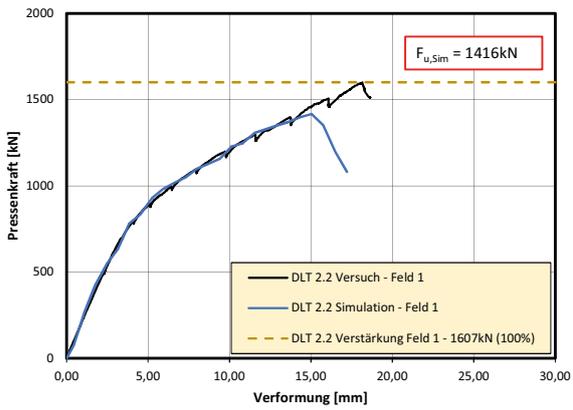
In Bild 108 bis Bild 110 sind die experimentell bestimmten Last-Verformungs-Kurven (LVK) der Referenzversuchsträger DLT 2.2 – Feld 1 und DLT 2.3 – Feld 2 sowie der Versuchsträger mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion DLT 2.5 und DLT 2.6, den jeweils auf Basis der Mittelwerte der Materialfestigkeiten simulierten Last-Verformungs-Kurven gegenübergestellt. Es

werden dabei nur die Last-Verformungskurven dargestellt, in deren Feld das Versagen eintrat.

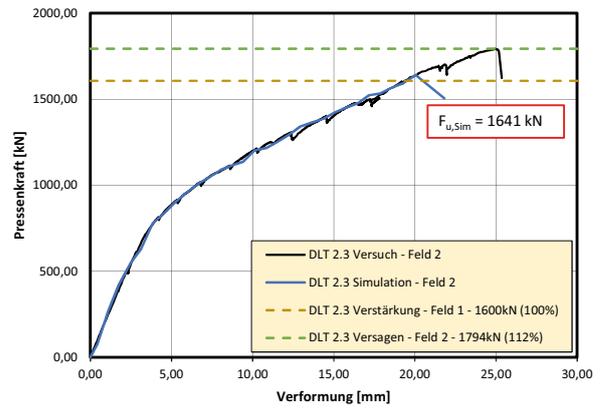
Zunächst wurden die Referenzversuchsträger ohne zusätzliche Torsionsbelastung modelliert, um das numerische Modell anhand dieser Simulationsberechnungen kalibrieren zu können. Dabei wurde zunächst der erste Teilversuch ohne Querkraftverstärkung des Versuchsträgers DLT 2.2 simuliert, d.h. der Versuchsträger wurde durch die Modellierung mit tatsächlicher Geometrie und Bewehrungsführung abgebildet. Die Ergebnisse dieser Simulationsberechnung können Bild 108a entnommen werden. Das Tragverhalten wird grundsätzlich zutreffen erfasst und die in der Simulation erreichte Versuchstraglast beträgt ca. 88% der im Versuch erreichten Verstärkungslast. Im zweiten Schritt wurde der zweite Teilversuch des Versuchsträgers DLT 2.3 simuliert, indem sowohl das schwächer bewehrte und nun „verstärkte“ Feld 1 als auch das stärker bewehrte Feld 2 mit dem höheren Querkraftbewehrungsgrad modelliert wurden. Hier beträgt die in der Simulation erreichte Traglast ca. 92% der im Versuch erreichten Versagenslast. Für die Nachrechnung der Versuchsträger mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion wurden vergleichbare Ergebnisse erreicht. In Tabelle 24 sind die numerisch ermittelten Systemtraglasten den experimentell ermittelten gegenübergestellt. Die numerischen Simulationen bilden das Tragverhalten also insgesamt in gute Näherung zu den experimentellen Versuchen ab, wenn gleich die Versuchstraglasten teilweise um bis zu 20% unterschätzt werden.

Tabelle 24: Systemtraglasten aus numerischer Simulation

Versuchsträger	Simulation	Versuch	Abweichung
DLT 2.2 (Feld 1)	1416 kN	1607 kN	-11,8 %
DLT 2.3 (Feld 2)	1641 kN	1794 kN	-8,5%
DLT 2.5 (Feld 1)	1353 kN	1549 kN	-13,0%
DLT 2.5 (Feld 2)	1674 kN	1792 kN	-6,6%
DLT 2.6 (Feld 1)	1247 kN	1453 kN	-14,2%
DLT 2.6 (Feld 2)	1581 kN	1688 kN	-6,4%

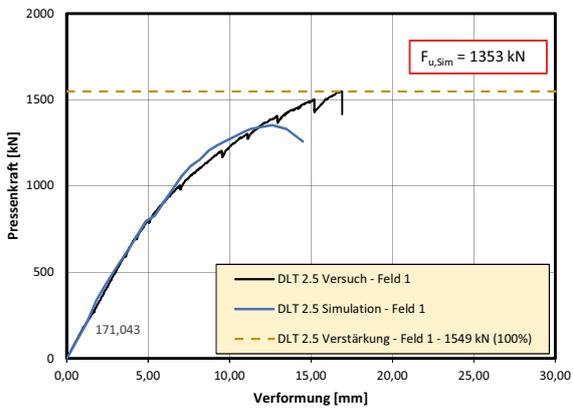


(a) DLT 2.2 – Feld 1 (nicht querkraftverstärkt)

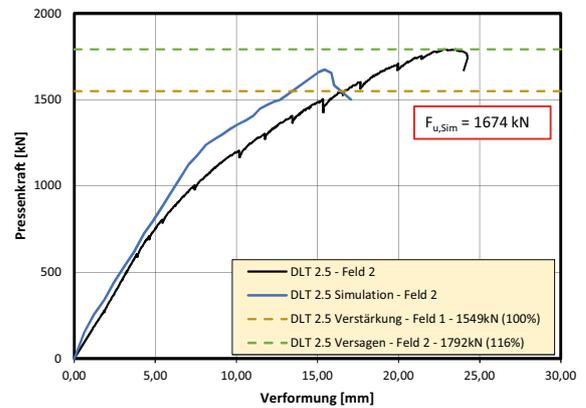


(b) DLT 2.3 – Feld 2 (querkraftverstärkt)

Bild 108: Numerisch bestimmte Last-Durchbiegungskurven der Referenzversuche; (a) DLT 2.2 Feld 1; (b) DLT 2.3 Feld 2

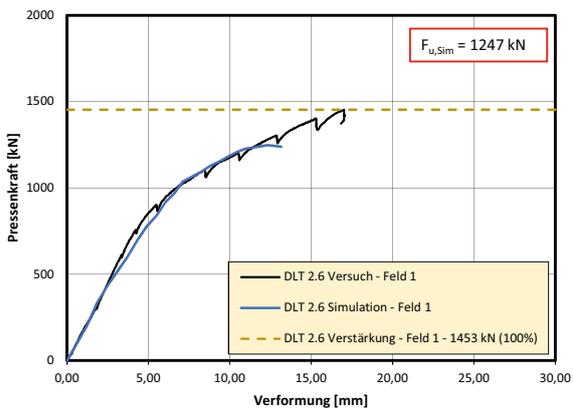


(a) DLT 2.5 – Feld 1 (nicht querkraftverstärkt)

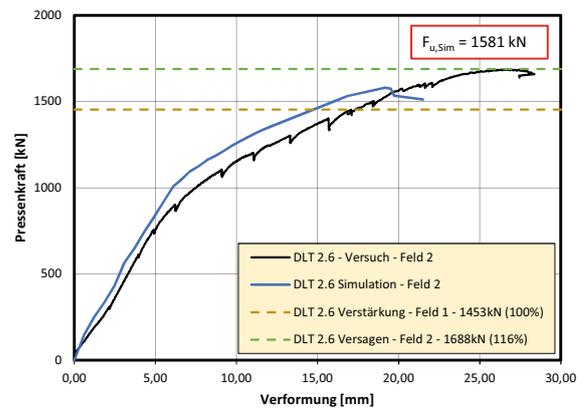


(b) DLT 2.5 – Feld 2 (querkraftverstärkt)

Bild 109: Numerisch bestimmte Last-Durchbiegungskurven DLT 2.5; (a) Feld 1; (b) Feld 2



(a) DLT 2.6 – Feld 1 (nicht querkraftverstärkt)



(b) DLT 2.6 – Feld 2 (querkraftverstärkt)

Bild 110: Numerisch bestimmte Last-Durchbiegungskurven DLT 2.6; (a) Feld 1; (b) Feld 2

3.4 Substruktur-Querkraftversuche an der Technischen Universität München (TUM)

3.4.1 Allgemeines

Zur Ergänzung der Trägerversuche (siehe Kapitel 3.1 und 3.2) wurden im Rahmen des Arbeitspaketes 3 zusätzliche experimentelle Untersuchungen an Trägerschnitten (sogenannten Substrukturen, siehe Bild 111) durchgeführt.

Mit den Versuchen wurden die Einflüsse verschiedener Querkraftbewehrungsformen sowie reduzier-

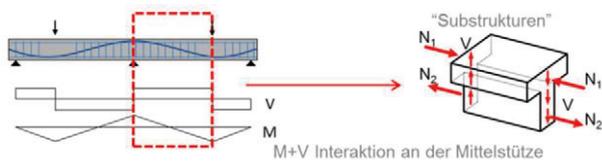


Bild 111: Anwendung des Prinzips der Substrukturtechnik für experimentelle Untersuchungen von Durchlaufträger-Teilsystemen

ter Übergreifungslängen der Querkraftbewehrung untersucht. Anhand eines direkten Vergleichs unterschiedlicher Bewehrungsformen bei ansonsten identischen Querschnitten lassen sich unmittelbar Aussagen über den Einfluss auf das Schubtragverhalten treffen. Darüber hinaus wurden auch Refe-

renzversuche mit geschlossener sowie ohne Bügelbewehrung durchgeführt. Zudem wurden die Ergebnisse der Substruktur-Versuche mit den Resultaten aus den Versuchen an ganzen Trägern verglichen. Für nähere Informationen siehe auch (SCHRAMM & FISCHER, 2016), (SCHRAMM & FISCHER, 2017) und (FISCHER, et al., 2017).

3.4.2 Versuchstechnik

Die Versuche wurden an sogenannten Substrukturen bzw. Teilsystemen durchgeführt. Hierzu wurde ein Teilbereich des Gesamtsystems herausgelöst und dessen Interaktion mit der Gesamtstruktur über eine entsprechende Wahl der Rand- und Übergangsbedingungen realisiert. Somit konnten systematisch Effekte bei sonst gleichen (einstellbaren) Randbedingungen untersucht werden. Die Größe bzw. Länge der Prüfkörper war dabei entsprechend reduziert und es konnten dennoch großformatige Bauteile realitätsnah geprüft werden. Insgesamt konnte folglich eine größere Anzahl an Versuchen bei klar definierten Randbedingungen durchgeführt und auch die Größe des Messbereichs reduziert werden.

Um diese Versuchstechnik zu realisieren wurde am Lehrstuhl für Massivbau der TUM ein neuartiger Versuchsstand für die experimentelle Untersuchung von vorgespannten Balkenelementen (siehe Bild 112 und Bild 113) entwickelt und realisiert.

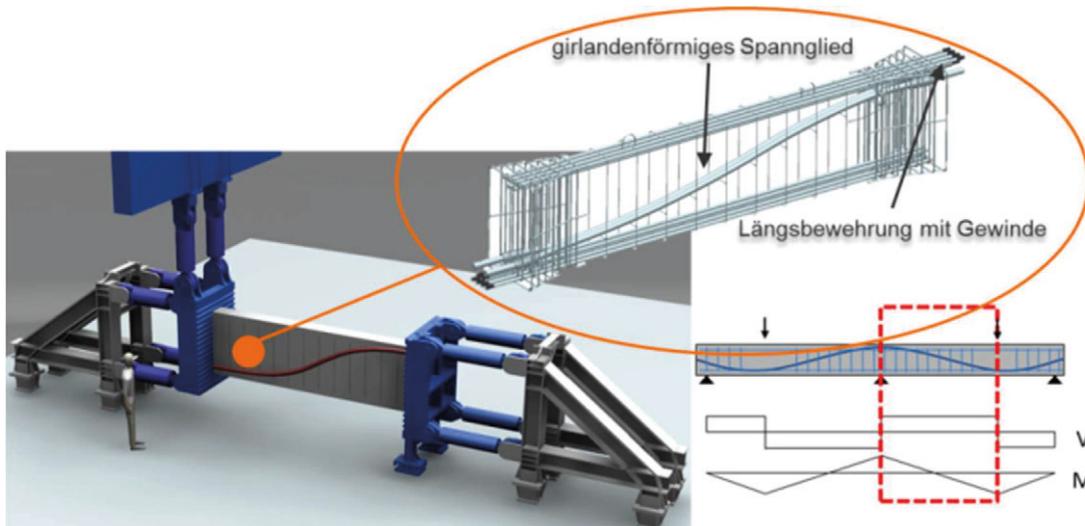


Bild 112: Versuchsanlage für die Prüfung von Durchlaufträger- Teilsystemen nach dem Prinzip der "Substrukturtechnik" (Computeranimation) (SCHRAMM, 2020)

Als Randbedingungen sind (geometrisch) maximale Konstruktionshöhen von 1,80 m, Querschnittsbreiten von 1,30 m sowie Kapazitäten für die Lastaufbringung von 3,3 MNm für das maximale Biegemoment und 3,2 MN für die maximale Querkraft definiert. Zudem ist der Versuchsstand so konzipiert,

dass sowohl eine Prüfung von Trägern mit Vorspannung im sofortigen als auch im nachträglichen Verbund sowie eine Überlagerung mit Torsion, die Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit bei schiefer Biegung und auch die Aufbringung einer zyklischen Belastung grundsätzlich möglich sind.

Die Einleitung der Biegemomente erfolgt über vier einzeln servohydraulisch ansteuerbare, doppelwirkende Hydraulikzylinder mit maximalen Druckkräf-

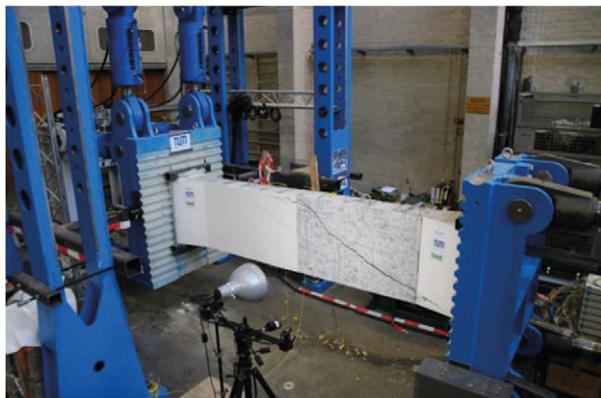


Bild 113: Versuchsanlage zur Prüfung von vorgespannten Balkenelementen unter Anwendung der Substrukturtechnik am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (SCHRAMM, 2020)

ten von je 1,6 MN, respektive einer Zugkraft von je 1,1 MN, wobei das Moment über ein Kräftepaar aus jeweils zwei Druck- und Zugkräften aufgebracht wird. Durch die einzelne Ansteuerung der jeweiligen Zylinder und die Möglichkeit der Querverdrehung der Radialgelenklager an den Augen der Pressen, ist es z. B. auch möglich, eine Querbiegung auf den Prüfling aufzubringen. Bei beidseitiger Lasteinleitung sorgen starre Reaktionsstäbe am anderen Bauteilende für das Momentengleichgewicht und zwei Rollenlager für das Gleichgewicht der vertikalen Kräfte. Durch diese Anordnung lässt sich eine nahezu beliebige Interaktionen von Moment und Querkraft im Trägerelement simulieren. Massive Stahlplatten mit eingefrästen Schubnocken dienen der Einleitung von Biegemomenten und Querkraften. Die Verankerung der schlaffen Bewehrung und der Spannglieder bzw. -litzten erfolgt über drei herausnehmbare Passteile mit entsprechenden Bohrungen.

Die Steuerung der Versuchsanlage sowie die Messdatenerfassung wurde auf Basis der Programmierumgebung LabVIEW® (National Instruments®) eigens entwickelt. Durch die Anordnung der sechs hydraulischen Achsen und die Ausbildung der Anschlüsse mit Radial-Gelenklagern sind grundsätzlich alle räumlichen Freiheitsgrade in globalen und lokalen Koordinatensystemen einzeln regelbar. Die Regelung berechnet zunächst die zugehörigen Transformationen und daraus die jeweiligen Sollwerte der Zylinderwege nach dem Prinzip der Trilateration zur exakten Positionsbestimmung in Echtzeit. Zur Rückführung von Ist-Werten der resultierenden Schnitt- und Weggrößen für die Regelung dienen insgesamt 20 Weg- und Kraftsensoren. Durch die dreidimensionale Beweglichkeit der

Lasteinleitungsplatte lassen sich herstellbedingte Imperfektionen des Prüfkörpers ausgleichen. Für die vorliegenden Querkraftversuche wird die aus den Vertikalanteilen der Hydraulikzylinder resultierende Querkraft als Regelgröße verwendet und die Normalkraft sowie Torsion im Träger ausgeregelt.

3.4.3 Versuchsträgergeometrie

Um die Beanspruchungsverhältnisse im Bereich neben der Zwischenstütze eines Durchlaufträgersystems abzubilden, wurden die zu untersuchenden Trägerelemente jeweils durch eine konstante Querkraft sowie ein linear veränderliches Biegemoment mit Nullpunkt in Trägermitte beansprucht (siehe auch Bild 111).

Die Länge der Trägerelemente betrug 3,50 m. Als Querschnitt wurde entsprechend der Trägerversuche in Kapitel 3.1 ein Rechteckquerschnitt mit einer Querschnittshöhe von 80 cm und einer Breite von 25 cm im Regelbereich (= Prüfbereich) gewählt. Im Bereich der beidseitigen Lasteinleitung wurden die Trägerelemente über eine Länge von 45 cm linear auf eine Querschnittsbreite von 50 cm aufgeweitet, wobei trapezförmige Schubnocken (vergleichbar mit einer Fuge im Segmentbrückenbau) in einem Raster von 100 mm die passgenaue Verbindung mit der Lasteinleitungsplatte herstellten (siehe Bild 114).

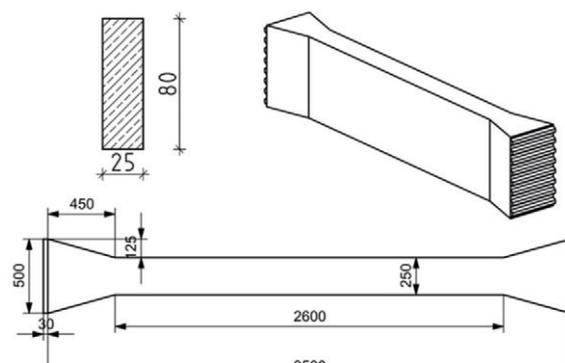


Bild 114: Geometrie der Prüfkörper in der Draufsicht, perspektivischen Ansicht sowie im Querschnitt

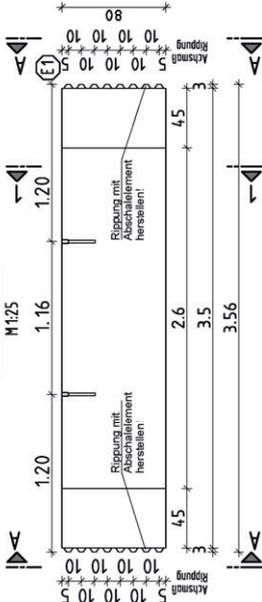
Die Elemente wurden jeweils mit zwei parabelförmigen Spanngliedern (3 Litzten, Nenndurchmesser 15,2 mm) mit einem Normalkraftanteil der Vorspannung von 2,5 MPa bezogen auf die Betonquerschnittsfläche im Regelbereich vorgespannt. Als Längsbewehrung wurden analog zu den Versuchen an der RWTH Aachen für alle Prüflinge oben und unten symmetrisch 6 Stäbe $\varnothing 25$ in 2 Lagen gewählt.

Bild 115 zeigt beispielhaft einen Bewehrungsplan für die Träger V1 und V2.

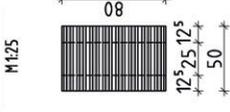
Versuchsträger VT1 + VT2

Schalung

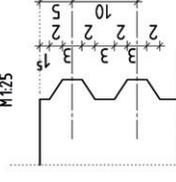
Schnitt 1-1



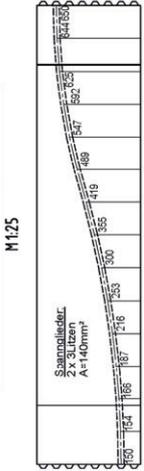
Ansicht A-A



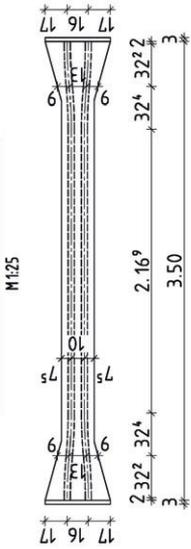
Detail Trapezprofil



Seitenansicht - Spanngliedführung



Draufsicht - Spanngliedführung

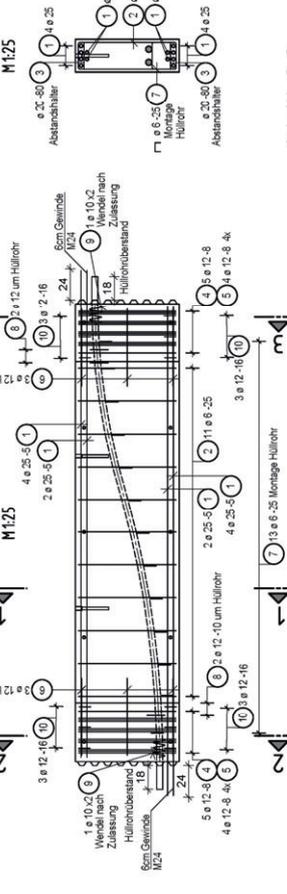


Inhalt: 0,802 m ³	Gewicht: 2,01 t ₀	
Stück: 1		
JAGE	EXPOSITIONSKLASSE	BETONDECKUNG
stl-seitig XC1	C30/37	20mm
B500 B Biegeprüfung nach DIN EN 1992-1-1		
Anzüge sind zum Teil aufgekoppelt dargestellt!		

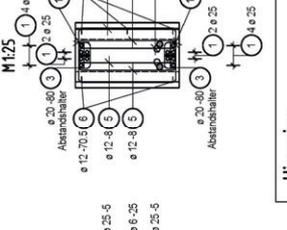
Versuchsträger VT1 + VT2

Bewehrung

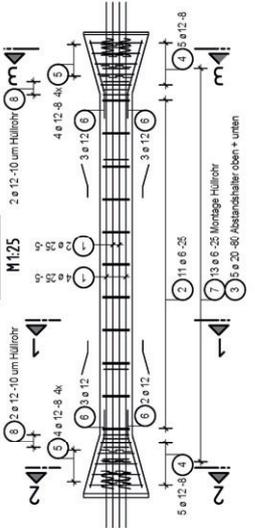
Schnitt 1-1



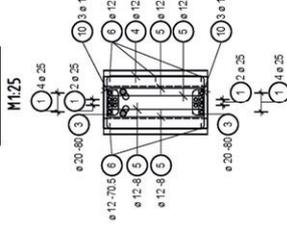
Schnitt 2-2



Draufsicht



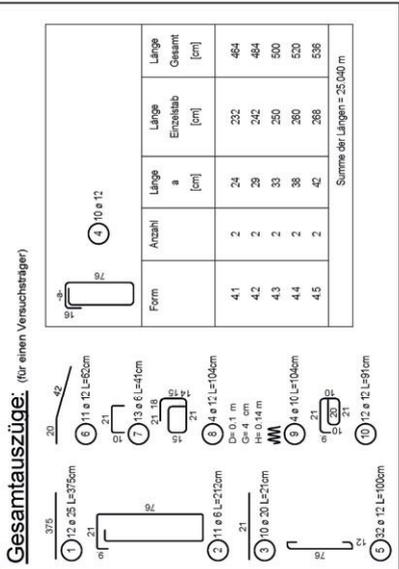
Schnitt 3-3



Hinweise:

- Zulagebewehrung für Transportanker entsprechend Zulassung!
- Zulagebewehrung Spannglieder entsprechend Zulassung!
- Bügel im Steg, welche Hüllrohr kreuzen örtlich anpassen!

Einbauteile	Bezeichnung	Abmessung	Länge	Stück
E1	Pfeifer Wellenanker	RD24 (25 kN)		2



Gesamtaufzüge: (für einen Versuchsträger)

Form	Anzahl	Länge a [cm]	Länge Einzelstab [cm]	Länge Gesamt [cm]
4.1	2	24	232	464
4.2	2	29	242	484
4.3	2	33	250	500
4.4	2	36	260	520
4.5	2	42	268	536
Summe der Längen = 25.040 m				

Bild 115: Bewehrungsplan- Versuchsträger V1 und V2 (SCHRAMM, 2020)

3.4.4 Baustoffkennwerte

Beton

Alle Versuchsträger wurden, analog zu den Versuchen an der RWTH Aachen und der TU Dortmund, aus Normalbeton der Festigkeitsklasse C30/37 (mit einem Größtkorndurchmesser von 8 mm) hergestellt. Die Druckfestigkeit des Betons wurde je Versuchskörper an 12 Würfeln 150x150 mm sowie 12 Zylindern 300x150 mm ermittelt. Für die Ermittlung der Spaltzugfestigkeit wurden je Versuchskörper 6 Zylinder 300x150 mm geprüft.

Der Beton wurde im Labor des MPA Bau bzw. LKI der Technischen Universität München eigens hergestellt. Für jeden Träger wurden vier Betonbomben à 240 l angemischt und der Beton wurde ohne nennenswerten Zeitverzug nacheinander in den Versuchskörper eingebracht. Zur Verdichtung wurden 4 hintereinander angebrachte Schalungs-Außenrüttler verwendet.

Die resultierenden Materialparameter des Betons für die einzelnen Versuche (Mittelwerte aus allen Versuchen) sind in Tabelle 25 zusammengefasst. Die Prüfung der Begleitversuchskörper erfolgte jeweils an dem Tag, an dem auch der eigentliche Versuchskörper geprüft wurde.

Versuchsträger	Betonalter [Tage]	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$f_{ctm,sp,cyl}$ [MPa]
V1	51	41.9	50.9	3.4
V2	51	47	52.7	3.8
V3	88	48.1	56.1	4.1
V4	27	37.6	51.6	3.3
V5	27	45.6	51.1	3.3
V6	33	40.8	49.5	3.3
V7	30	38.8	51.3	2.8
V8	27	44.4	49.6	3.4
V9	39	38.7	53	3.4
V10	30	43.4	49.6	3.3
V11	29	41.4	50.9	3

Betonstahlbewehrung

Die Mittelwerte der Festigkeiten des Betonstahls wurden für die verschiedenen Durchmesser jeweils an drei Proben je Stahlcharge ermittelt. Für die Versuchsträger V3-V5 wurde dabei die gleiche Stahlcharge verwendet wie für die Versuche V6 und V7, sodass die gleichen Festigkeitswerte approximiert werden können. Gleiches gilt für die Festigkeiten des Betonstahls der Versuche V8 und V9, die aus der gleichen Stahlcharge wie die Versuche V10 und V11 stammen.

Die resultierenden Festigkeitswerte des Betonstahls für die einzelnen Versuche (Mittelwerte aus allen Versuchen) sind in Tabelle 26 zusammengefasst.

Versuchsträger	Größe	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]
V1	6	610.5	654.8	175300
	10	530.2	628	194200
	12	546.8	631	186100
V2	6	588.2	680.2	187900
	10	520.8	617.2	195300
	12	528.2	621	185200
V3 - V5				
V6 - V7	6	583.5	697	186300
	10	534.2	632.5	197600
	12	531.8	619.9	181600
	20	535.2	628.8	19600
V8 - V9				
V10 - V11	6	593.8	700.7	219000
	10	535.9	662.5	190000
	12	543.3	619.3	190700
	25	526.3	637	186700

Spannstahl

Es wurden jeweils zwei Spannglieder à 3 Litzen mit einer Querschnittsfläche von je 140 mm² verwendet. Die Spannstahlsorte entsprach einem Spannstahl St 1660/1860. Für alle Versuchskörper wurde die gleiche Stahlcharge des Spannstahls verwendet, daher wurden insgesamt nur fünf Materialproben geprüft.

Die resultierenden Festigkeitswerte des Spannstahls für die einzelnen Versuche (Mittelwerte aus allen Versuchen) sind in Tabelle 27 zusammengefasst.

Einpressmörtel

Versuchsträger	A_{pm} [mm ²]	$f_{pm0.01}$ [MPa]	$f_{pm0.1}$ [MPa]	f_{pm} [MPa]	E_{pm} [MPa]
V1-V11	140	1347	1648	1881	198100

Es wurde für alle Versuche ein Einpressmörtel CEM I 42,4 R(ep)-rheoment der Fa. dornburger zement GmbH & Co. KG verwendet. Die Druckfestigkeit an Mörtelprismen lag bei Versuchsdurchführung (in der Regel 24 h nach Verpressen der Spannglieder) im Bereich von ca. 70-75 MPa und die zugehörige Biegezugfestigkeit bei ca. 6 MPa.

3.4.5 Versuchsprogramm und Durchführung

Insgesamt wurden 11 Versuche durchgeführt, wobei lediglich die Form der Bügelbewehrung variiert und in Summe 5 verschiedene Bügelformen/-konfigurationen (und somit je zwei Versuche je Bügelart) untersucht wurden: Referenzträger ohne bzw. mit konventionellen Bügeln (nach aktuellem Regelwerk), zweiteilige Steckbügel mit reduzierter Übergreifungslänge ($l_{bd}=11,5\text{ cm}$), einseitig offene Bügel

(durchgehend oben offen verlegt) und Steckbügel (mit halber Querschnittshöhe) als Zulagebewehrung im Stützbereich (siehe Bild 116 und Tabelle 28).

Zudem wurde ein Versuch mit erhöhtem Bügelbewehrungsgrad durchgeführt, um eine Vergleichbarkeit zu den Versuchen der RWTH Aachen an ganzen Zweifeldträgern herzustellen. Die Herstellung der Versuchsträger erfolgte aus Normalbeton der Festigkeitsklasse C30/37, als Bügelbewehrung wurden, bis auf den Referenzversuch mit erhöhtem Schubbewehrungsgrad ($\varnothing 10/25\text{ cm}$, $\rho_{w,geom}/\rho_{w,min}=1,50$), $\varnothing 6/25\text{ cm}$ gewählt, was einem Verhältnis von vorhandenem geometrischen Schubbewehrungsgrad zu erforderlichem Grad der Mindestquerkraftbewehrung nach EC 2 von $\rho_{w,geom}/\rho_{w,min}= 0,56$ entspricht. Somit wurde der Schubbewehrungsgrad vergleichsweise gering gewählt, um die Gegebenheiten von alten Spannbetonbrücken möglichst realistisch nachzustellen.

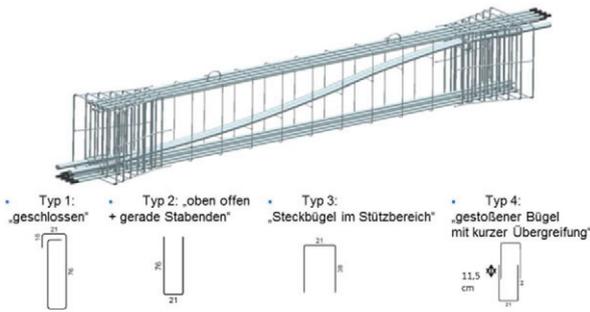


Bild 116: Animierte 3D-Darstellung des Bewehrungskorbs mit parabelförmigen Spanngliedern und Illustrationen der untersuchten Bügelformen (SCHRAMM, 2020)

Tabelle 28: Versuchsmatrix der Versuche an Substrukturen an der Technischen Universität München (SCHRAMM, 2020)

Versuch	Querschnitt	Längsbewehrung	Querkraftbewehrung	Bügelart	Beton	Vorspannung [MPa]
VT 1	Rechteck	oben: 6 $\varnothing 25$ unten: 6 $\varnothing 25$	keine	Keine Bügel	C 30/37	2,5
VT 2	Rechteck	oben: 6 $\varnothing 25$ unten: 6 $\varnothing 25$	$\varnothing 6/25$ ($\cong 0,56 \rho_{w,min}$)	Typ 1: geschlossen	C 30/37	2,5
VT 3	Rechteck	oben: 6 $\varnothing 25$ unten: 6 $\varnothing 25$	$\varnothing 6/25$ ($\cong 0,56 \rho_{w,min}$)	Typ 1: geschlossen	C 30/37	2,5
VT 4	Rechteck	oben: 6 $\varnothing 25$ unten: 6 $\varnothing 25$	$\varnothing 6/25$ ($\cong 0,56 \rho_{w,min}$)	Typ 2: oben offen	C 30/37	2,5
VT 5	Rechteck	oben: 6 $\varnothing 25$ unten: 6 $\varnothing 25$	$\varnothing 6/25$ ($\cong 0,56 \rho_{w,min}$)	Typ 2: oben offen	C 30/37	2,5
VT 6	Rechteck	oben: 6 $\varnothing 25$ unten: 6 $\varnothing 25$	$\varnothing 6/25$ ($\cong 0,56 \rho_{w,min}$) + Steckbügel Stützbereich $\varnothing 6/25$	Typ 1+3: geschlossen+ Steckbügel	C 30/37	2,5
VT 7	Rechteck	oben: 6 $\varnothing 25$ unten: 6 $\varnothing 25$	$\varnothing 6/25$ ($\cong 0,56 \rho_{w,min}$) + Steckbügel Stützbereich $\varnothing 6/25$	Typ 1+3: geschlossen+ Steckbügel	C 30/37	2,5
VT 8	Rechteck	oben: 6 $\varnothing 25$ unten: 6 $\varnothing 25$	$\varnothing 6/25$ ($\cong 0,56 \rho_{w,min}$)	Typ 4: gestoßener Bügel	C 30/37	2,5
VT 9	Rechteck	oben: 6 $\varnothing 25$ unten: 6 $\varnothing 25$	$\varnothing 6/25$ ($\cong 0,56 \rho_{w,min}$)	Typ 4: gestoßener Bügel	C 30/37	2,5
VT 10	Rechteck	oben: 6 $\varnothing 25$ unten: 6 $\varnothing 25$	-	Keine Bügel	C 30/37	2,5
VT 11	Rechteck	oben: 6 $\varnothing 25$ unten: 6 $\varnothing 25$	$\varnothing 10/25$ ($\cong 1,50 \rho_{w,min}$)	Typ 1: geschlossen	C 30/37	2,5

Die Trägerelemente wurden im Versuchsstand unter ständiger Kompensation der äußeren Schnittgrößen im nachträglichen Verbund vorgespannt und verpresst. Die Lasteinleitung während des Versuchs erfolgte dabei kraft- und weggesteuert, wobei die resultierende Querkraft als Hauptregelgröße

verwendet und ggf. auftretende Normalkräfte in Echtzeit ausgeregelt wurden. Zur Übertragung von Schubkräften in der stirnseitigen Fuge zwischen Prüfling und Lasteinleitungsplatten kamen trapezförmige Schubnocken (analog einer Fuge im Seg-

mentbrückenbau) zur Anwendung. Um die Beanspruchungsverhältnisse im Bereich neben der Zwischenstütze eines Durchlaufträgersystems abzubilden, wurden die zu untersuchenden Trägerelemente jeweils durch eine konstante Querkraft sowie ein linear veränderliches Biegemoment mit Nullpunkt in Trägermitte beansprucht. Die statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung ist bei den Versuchen wie eine externe Schnittgröße gesondert aufzubringen, da die Zwangsschnittgrößen während dem Vorspannen ausgegletzt werden. Bild 113 zeigt die Versuchsanlage im Betrieb.

3.4.6 Messtechnik

Zur kontinuierlichen Erfassung der Beanspruchungsverhältnisse und des Tragverhaltens während des Versuchs kam in den Untersuchungen eine sehr umfangreiche Messtechnik zum Einsatz. In allen Versuchen wurden Translationen und Rotationen an der Lasteinleitungsplatte in allen Raumrichtungen mittels sechs Wegaufnehmern an den einzelnen Hydraulikzylindern, einem Seilzugaufnahme zur Verschiebungsmessung in Querrichtung sowie einem einachsigen Inklinometer zum zusätzlichen Abgleich der Plattenhauptrotation gemessen. Zudem wurden die im Plattenanschnitt aufgebrachten Schnittgrößen durch Differenzdruckmessung aus 12 Drucksensoren der Hydraulikzylinder rückgerechnet.

Darüber hinaus wurde für ein etwa 90 cm breites Messfeld ein optisches Messsystem (GOM) eingesetzt, welches die Messung von Formänderungen bzw. des Riss- und Verformungsverhaltens des Trägers ermöglichte. Die Dehnung in der Bügelbewehrung (falls vorhanden) und der Längsbewehrung wurden mittels Dehnmessstreifen (DMS) sowie mit Hilfe von faseroptischer Messtechnik erfasst. An den Bügeln wurden jeweils ein Sensor für faseroptische Messungen sowie insgesamt bis zu 63 DMS je Versuch appliziert. Die Dehnung der Längsbewehrung wurde über 8 konventionelle DMS gemessen.

Durch die faseroptische Messung konnten die Dehnungen quasi-kontinuierlich entlang der Bügelchenkel gemessen werden. Hierzu wurde die Messfaser nahezu entlang des kompletten Bügels aufgeklebt.

3.4.7 Versuchsergebnisse

Vergleichbarkeit mit Referenzversuchen

Um eine Vergleichbarkeit zu konventionellen Versuchen an ganzen Balken zu ermöglichen, wurde ein Referenzversuch zu dem Versuch DLT 1.1 der RWTH Aachen durchgeführt, bei dem ein 12,0 m

langer Zweifeldträger mit feldweiser Einzellast (im Abstand von jeweils 3,5 m von der Achse der Mittelstütze) geprüft wurde.

Generell wurde bei der Versuchsplanung aus Gründen einer einfacheren Durchführung (insbesondere

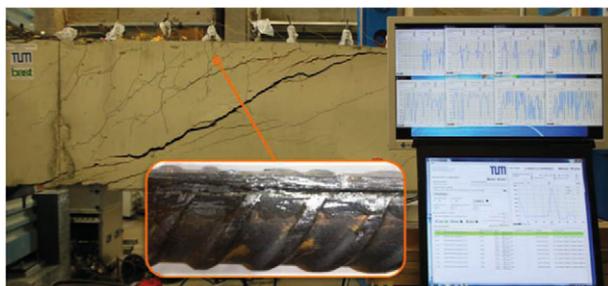


Bild 117: Einsatz faseroptischer Messtechnik zur quasi-kontinuierlichen Dehnungsmessung entlang der Bügelbewehrung

mit Blick auf Wirtschaftlichkeit und einen schnellen Ein- und Ausbau) bewusst von gewissen Randbedingungen mit Bezug auf den Referenzversuch abgewichen, sodass von Anfang an mit gewissen Unterschieden zwischen den beiden Versuchsergebnissen gerechnet wurde. Zu erwartende Unterschiede ergeben sich dabei zum einen aufgrund der beidseitigen Vouten, welche für die Substrukturversuche zur Krafteinleitung über die Schubnocken und somit einem schnellen Ein- und Ausbau gewählt wurden, und zum anderen durch die Ungleichheiten hinsichtlich der Lasteinleitung (kein Aufbringen einer Punktlast).

Trotz der zu erwartenden Unterschiede zeigt ein Vergleich der Versuchsergebnisse eine sehr gute Übereinstimmung bezüglich des Niveaus der Bruchlast sowie der Rissbildung. In Bild 118 sind die beiden Rissbilder bei Versagen für die jeweiligen Versuche dargestellt.



Bild 118: Vergleich der Rissbilder (kritischer Schubriss im Feldbereich) für ein Durchlaufträger-Teilsystem bei Prüfung im Substruktur-Versuchsstand (linkes Teilbild) und einen ganzen Durchlaufträger (rechtes Teilbild, Querkraftversuch DLT 1 RWTH Aachen) (SCHRAMM, 2020)

Der Versagensmodus (Bügelgießen mit sekundärem Biegeschubversagen im Bereich der Biegedruckzone) war für beide Versuche exakt gleich und

der kritische Schubriss bildete sich bei beiden Versuchen im positiven Momentenbereich (Feldbereich) aus. Auch der Verlauf der restlichen Schub- und Biegerisse stellte sich sehr ähnlich ein. Für den konventionellen Versuch am ganzen Durchlaufträger lag die erreichte Bruchquerkraft bei 806 kN und für den Substruktur-Versuch an dem Teilsystem bei 910 kN, was einem prozentualen Unterschied von ca. 13 % entspricht, wobei bei dem Vergleich keine Unterschiede hinsichtlich Materialkennwerten, Vorspannung usw. eingerechnet wurden. Die höhere Bruchlast bei dem Substruktur-Versuch ist auf einen „Traganteil“ der beidseitigen Vouten zurückzuführen, der auch in numerischen, materiell nichtlinearen FE-Berechnungen gut nachvollzogen werden konnte. Aus den numerischen Berechnungen ergab sich dabei ein zusätzlicher Traganteil aufgrund der beidseitigen Vouten von 100 kN, der sich in gleicher Größenordnung in den Versuchen zeigte. Unter rechnerischer Berücksichtigung des Beitrags der Vouten ergeben sich somit nahezu exakt die gleichen Bruchquerkräfte.

Gleichfalls zeigten sich in beiden Versuchen sehr ähnliche Abplatzungen in der Druckzone, die in beiden Fällen an der Stelle der Lasteinleitung zu sehen waren (vgl. Bild 119).

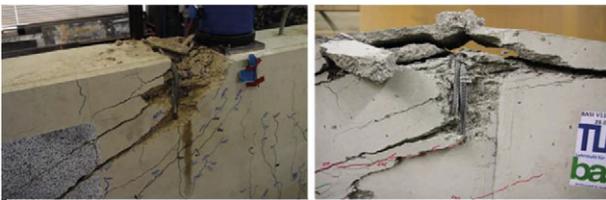


Bild 119: Vergleich der Abplatzungen in der Druckzone im Bereich der Lasteinleitung für den Versuch an einem ganzen Träger (linkes Teilbild) und dem Versuch an einem Teilsystem (rechtes Teilbild) (SCHRAMM, 2020)

Bild 120 vergleicht die Querkraft-Durchbiegungskurven für den Versuch V11 der Technischen Universität München und den Versuch DLT1.1. der RWTH Aachen.

Die Verformung für den V11 wurde dabei als reiner Maschinenweg der vertikalen Hydraulikzylinder und zusätzlich über Seilzugsensoren am Ende der Vouten ausgewertet. Es wird ersichtlich, dass die Verformungswerte des Maschinenwegs aufgrund von elastischen Verformungen der

Versuchsapparatur etc. deutlich größer sind als die Werte für die Differenz der Seilzugsensoren an den Enden der Vouten. Die Steifigkeit der Versuchskurve von V11 ist jedoch auch bei einer Auswertung der Verformungen über die beiden Seilzugsensoren geringer als für den Versuch DLT1.1 an einem gan-

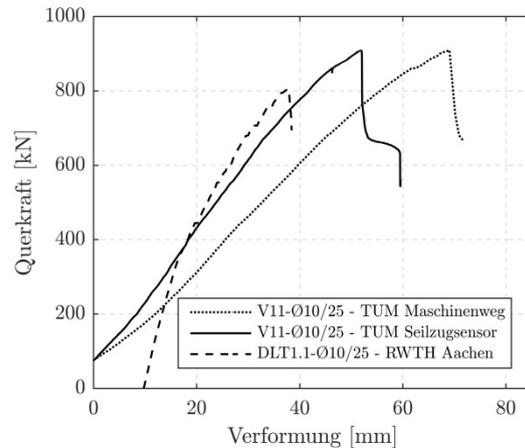


Bild 120: Vergleich der Querkraft-Durchbiegungskurven für Versuch V11 der Technischen Universität München (unter Berücksichtigung unterschiedlicher Verformungsmesswerte) und Versuch DLT1.1 der RWTH Aachen (SCHRAMM, 2020)

zen Träger. Dies ist mitunter darauf zurück zu führen, dass sich für die Versuche an den Teilsystemen aufgrund von Abweichungen bei der Passgenauigkeit der Schubnocken zwischen Träger und Stahlplatten sowie der weicheren Einspannung an den Trägerstirnseiten (insbesondere durch eine fehlende Mitwirkung des Betons auf Zug im Bereich der Kopplung) eine geringere vertikale Federsteifigkeit ergibt. Zu Anschauungszwecken zeigt Bild 121 einen weiteren Vergleich der Querkraft-Verformungskurven für den die Verformungswerte der Versuchskurve von V11 jedoch um dem Faktor 0,75 reduziert wurden, um die geringere Ersatzfedersteifigkeit zu berücksichtigen.

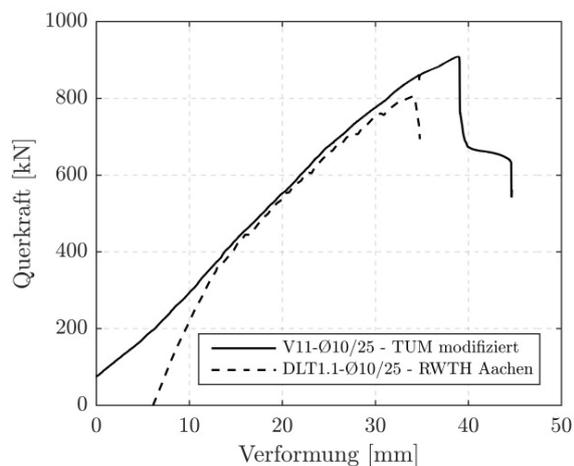


Bild 121: Vergleich der Querkraft-Durchbiegungskurven für Versuch DLT1.1 der RWTH Aachen und V11 der Technischen Universität München mit um Faktor 0,75 reduzierten Verformungswerten (SCHRAMM, 2020)

Der Vergleich zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der Versuchskurven außerhalb des linear-elastischen Anfangsbereichs, für den der Versuch V11, durch das Anlegen der Schubnocken, ein weiches Verhalten aufweist. Im Bereich der Höchstlast ist zudem der laststeigernde Einfluss der beidseitigen Vouten von Versuch V11 zu erkennen. Zusammenfassend lässt sich somit feststellen, dass die Versuche an Substrukturen das Tragverhalten eines ganzen Trägers sehr gut abbilden können.

Querkrafttragverhalten

Bezeichnung	Bügelart	Bruchquerkraft [kN]
V1	keine Bügel	596
V2	Bü Ø6/25 cm, geschlossen	711
V3	Bü Ø6/25 cm, geschlossen	713
V4	Bü Ø6/25 cm, oben offen	659
V5	Bü Ø6/25 cm, oben offen	583
V6	Bü Ø6/25 cm, geschlossen	704
V7	& Stecker Ø6/25 cm im Stützbereich Bü Ø6/25 cm, geschlossen	668
V8	Bü Ø6/25 cm, mit kurzer Übergreifungslänge	704
V9	Bü Ø6/25 cm, mit kurzer Übergreifungslänge	661
V10	keine Bügel	596
V11	Bü Ø8/25 cm, geschlossen	910

Bei allen Trägern mit Schubbewehrung kam es primär zu einem Zugversagen der Bügelbewehrung, wobei sich nach dem Fließen der Schubbewehrung ein sekundäres Biegeschubversagen, zumeist mit Abplatzungen im Bereich der Biegedruckzone, ausbildete. Für die beiden Träger ohne Schubbewehrung stellte sich ein Biegeschubversagen ein. Die Bruchquerkräfte aller 11 Versuche sind in Tabelle 29 zusammengefasst. Hierbei sei darauf hingewiesen, dass es sich bei Versuch V5 um einen „Ausreißer“ handelt. Während dem Versuch wies der Träger bereits bei vergleichsweise geringen Lasten deutliche Biegerisse auf.

Wie zu erwarten führte ein höherer Schubbewehrungsgrad zu einer höheren Bruchquerkraft (siehe Bild 122), wobei der Betontraganteil für die vorliegenden Versuche (analog zu vielen älteren Be-

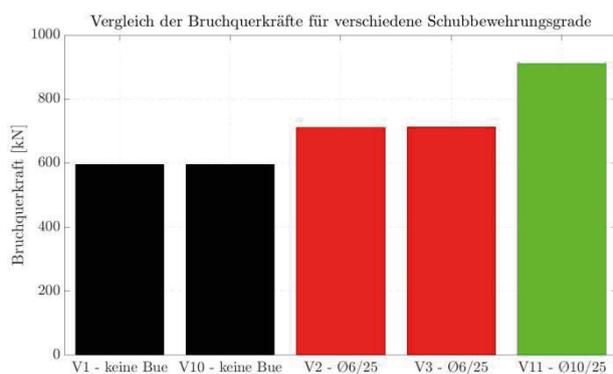


Bild 122: Vergleich der Bruchquerkräfte für verschiedene Schubbewehrungsgrade (SCHRAMM, 2020)

standsbrücken) sehr dominierend war. Im Mittel erreichten die Träger mit der schwächeren Bügelbewehrung (Ø6/25 cm) eine um 19 % höhere Bruchlast als die Versuchsträger ohne Bügelbewehrung. Für die Versuchskörper mit erhöhter Bügelbewehrung (Ø10/25 cm) lag die Steigerung bei 57 %.

Querkraft-Durchbiegungs-Kurven

Nachfolgend sind alle Querkraft-Verformungsdiagramme für die Versuche V1-V11 dargestellt (SCHRAMM, 2020). Wie im Kapitel „Vergleichbarkeit mit Referenzversuchen“ erläutert, ergeben sich im linear elastischen Bereich bzw. im unteren Belastungsniveau, durch Imperfektionen bei der Passgenauigkeit der Schubnocken, für die Substrukturversuche größere Verformungen im Vergleich zu dem Referenzversuch an einem ganzen Träger. Zu Vergleichszwecken wird der linear elastische Bereich des Referenzversuchs, der unabhängig von der Bügelform für jeden Versuch gleich ist, gestrichelt in der Versuchskurve mit aufgeführt.

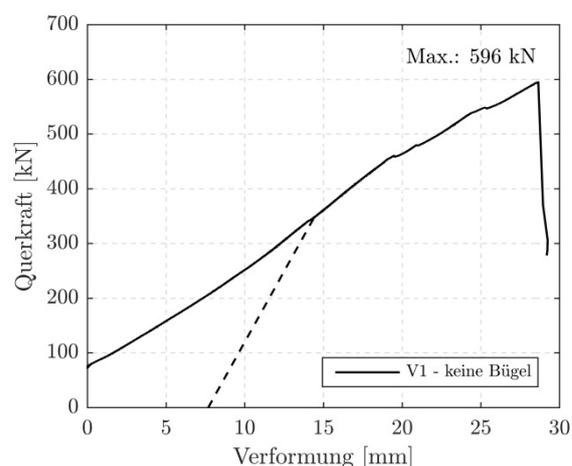


Bild 124: Querkraft-Verformungsdiagramm für Versuch V1 - ohne Bügelbewehrung

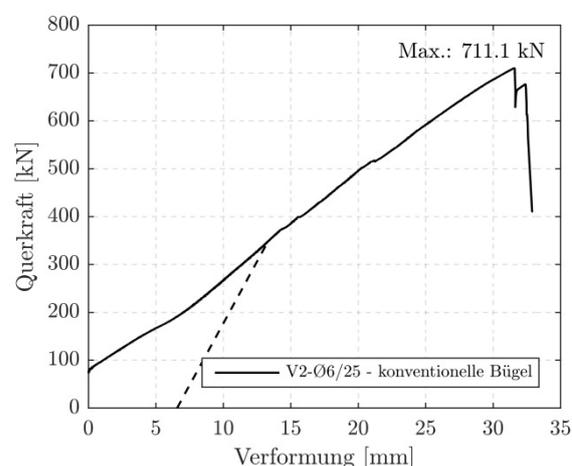


Bild 123: Querkraft-Verformungsdiagramm für Versuch V2 - geschlossene, konventionelle Bügel Ø6/25

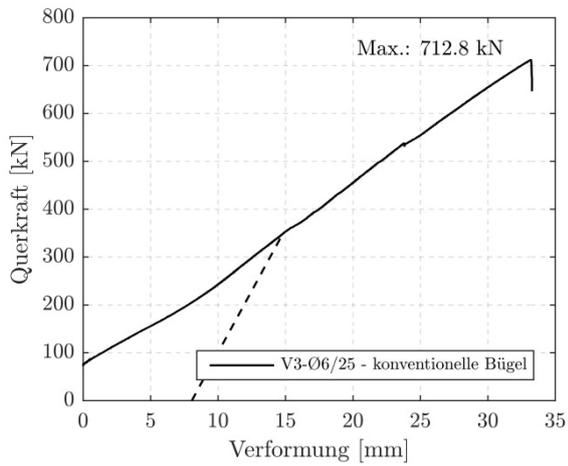


Bild 125: Querkraft-Verformungsdiagramm für Versuch V3 - geschlossene, konventionelle Bügel Ø6/25

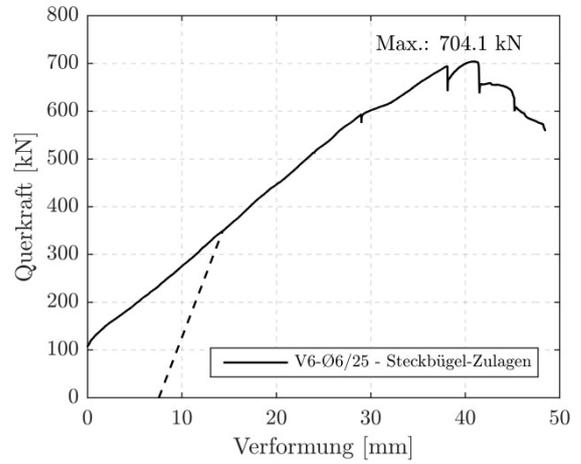


Bild 128: Querkraft-Verformungsdiagramm für Versuch V6 - geschlossene Bügel Ø6/25 + Steckbügel im Stützbereich

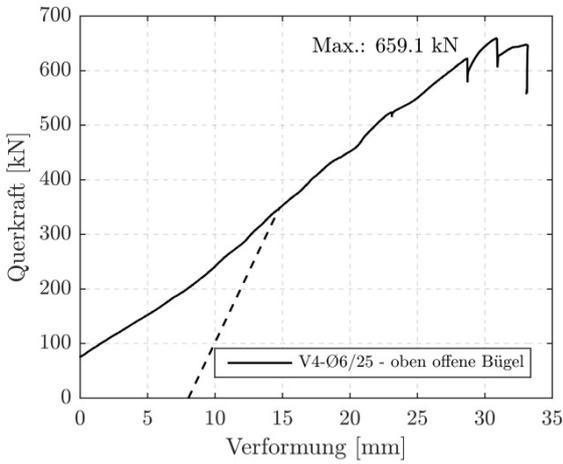


Bild 126: Querkraft-Verformungsdiagramm für Versuch V4 - oben offene Bügel Ø6/25

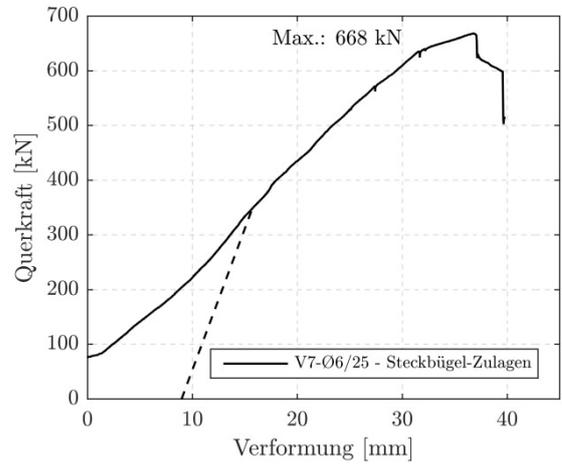


Bild 129: Querkraft-Verformungsdiagramm für Versuch V7 - geschlossene Bügel Ø6/25 + Steckbügel im Stützbereich

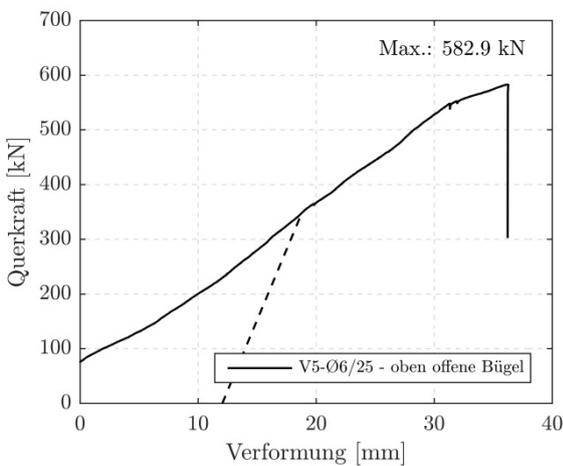


Bild 127: Querkraft-Verformungsdiagramm für Versuch V5 - oben offene Bügel Ø6/25

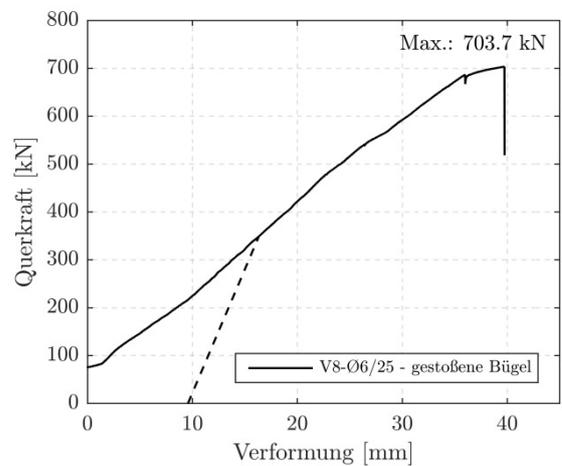


Bild 130: Querkraft-Verformungsdiagramm für Versuch V8 - gestoßene Bügel Ø6/25

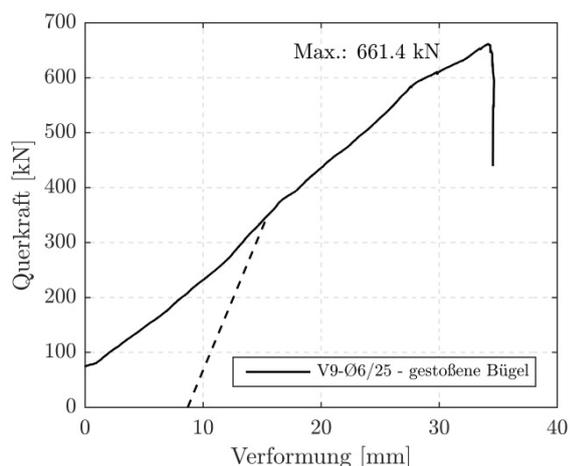


Bild 131: Querkraft-Verformungsdiagramm für Versuch V9 - gestoßene Bügel Ø6/25

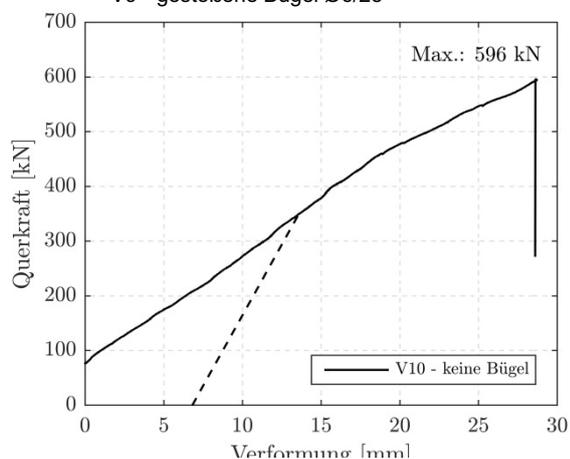


Bild 132: Querkraft-Verformungsdiagramm für Versuch V10 - ohne Bügelbewehrung

Die in den Bildern angegebenen Querkräfte wurden über eine Differenzdruckmessung aus insgesamt 12 Drucksensoren der Hydraulikzylinder bestimmt, wobei diese Messungen über Kalibrierversuche mit Kraftmessdosen abgeglichen wurden und eine sehr gute Übereinstimmung zeigten.

Für die Ermittlung der Querkräfte wurde das Eigengewicht der Versuchsträger und der Lasteinleitungsplatten berücksichtigt, in dem der Anfangswert der Querkraft um 45 kN erhöht wurde. Für eine bessere Regelbarkeit des Kraft- und Wegsignals im unteren Lastniveau wurde, analog dem Vorgehen bei

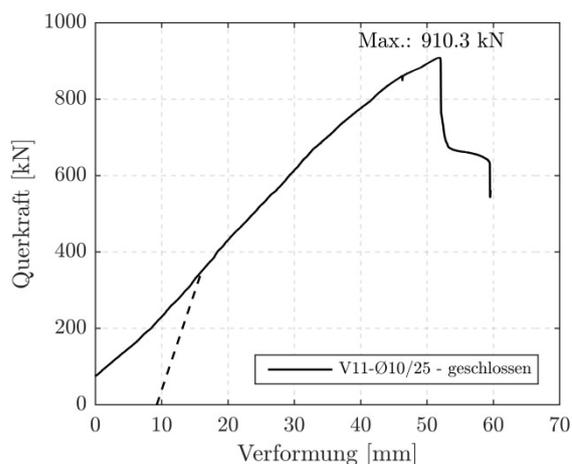


Bild 133: Querkraft-Verformungsdiagramm für Versuch V11 - geschlossene, konventionelle Bügel Ø10/25

Universalprüfmaschinen, eine kraftgesteuerte Vorlaststufe von i.d.R. 25 kN (für Versuch V6 50 kN) angefahren. Demnach beginnen die dargestellten Querkraft-Verformungs-Kurven bei einer Querkraft von 70 kN (bzw. 95 kN für Versuch V6).

Rissbildung

Für die Prüfkörper mit Querkraftbewehrung war die Rissbildung grundsätzlich ähnlich. Zunächst entstanden Biege- bzw. Biegeschubrisse am Querschnittsrand im Stützbereich des Trägers (siehe Bild 134, linke Teilbilder), die sich, für den Träger mit geschlossener Bügelbewehrung Ø6/25 beispielsweise ab einer Laststufe von etwa 400 kN (vgl. Bild 134 rechte Teilbilder), weiter in den Träger fort-pflanzen und schließlich - aufgrund der schwachen Dimensionierung der Bügelbewehrung - bei einer Last in der Höhe von 711 kN (für den Träger mit geschlossener Bügelbewehrung Ø6/25) zum Fließen der Bügelbewehrung und somit zum Versagen führten.

Eine Auswertung der optischen Messungen für den Bereich neben der Mittelstütze (negativer Momentenbereich) analog Bild 134 für die Laststufen 25 % V_{max} , 50 % V_{max} , 75 % V_{max} , und 100 % V_{max} wurde für alle Versuche durchgeführt und ist in Anhang A.4.1 dargestellt.

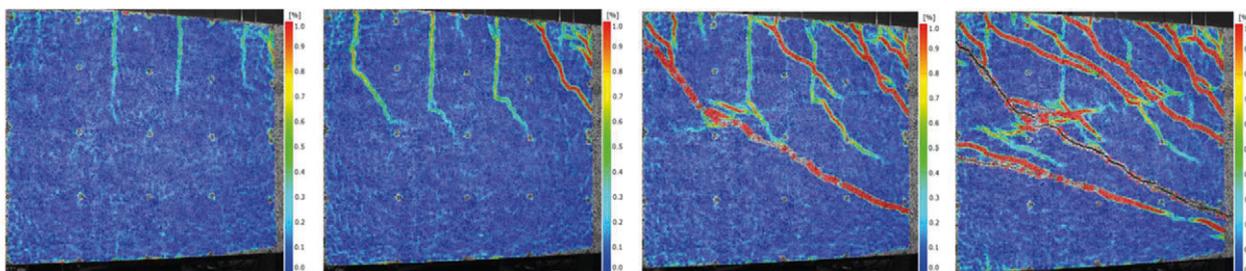


Bild 134: Entstehung des "kritischen Schubrisse" durch Fortpflanzung aus einem Biegeriss am Trägerrand für einen Träger mit geschlossener Bügelbewehrung Ø6/25; Laststufen von links nach rechts: 25 % V_{max} , 50 % V_{max} , 75 % V_{max} , 100 % V_{max} ;

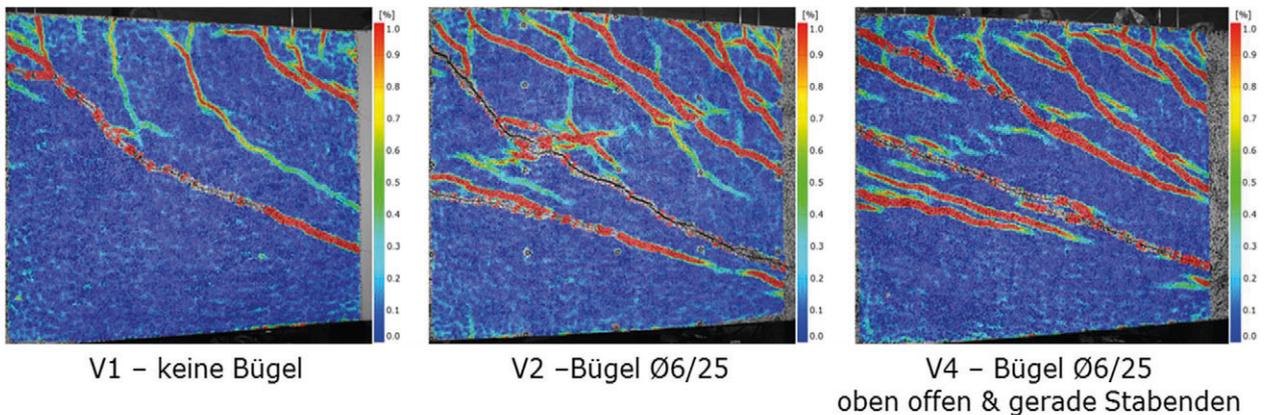


Bild 135: Vergleich der Rissbildung (Formänderungsarbeit aus fotooptischen Messungen) bei Erreichen der Höchstlast für einen Träger V1 ohne Bügelbewehrung (linkes Teilbild), Träger V2 mit konventioneller, geschlossener Bügelbewehrung (mittleres Teilbild) und Träger V4 mit oben offenen Bügeln und geraden Stabenden

Ein Vergleich der sich einstellenden Rissbildung (Erreichen der Höchstlast) für keine, geschlossene sowie oben offene Bügelbewehrung (vgl. Bild 134) zeigt, dass sich bei den beiden bügelbewehrten Trägern durch die höhere Bruchlast und rissverteilende Wirkung der Bewehrung insgesamt mehr Risse ausbildeten als beim unbewehrten Träger.

Das sich einstellende Rissbild für die beiden Träger mit Bügelbewehrung war ähnlich, wobei beim Träger mit offenen Bügeln am oberen Bauteilrand (dort offene, gerade Stabenden) teilweise etwas mehr Rissbildung beobachtet werden konnte.

Bild 136 zeigt das Bruchbild des Trägers V4 mit oben offenen Bügeln mit geraden Stabenden nach dem Versuch.



Bild 136: Bruchbild des Trägers V4 mit oben offenen Bügeln und geraden Stabenden im Bereich der Mittelstütze

Die Träger ohne, mit geschlossenen, oben offenen sowie mit gestoßenen Bügeln Ø6/25 versagten alle im Bereich negativer Momente (Stützbereich) und somit in der zur Mittelstütze hin gerichteten Trägerhälfte. Dem hingegen versagten der Träger mit höherem Schubbewehrungsgrad (geschlossene Bügel Ø10/25) sowie logischerweise auch die Prüf-

linge mit Stecker-Zulagen (Zulagen lediglich im negativen Momentenbereich), auf der Trägerseite mit positiver Momentenbeanspruchung (Feldbereich).

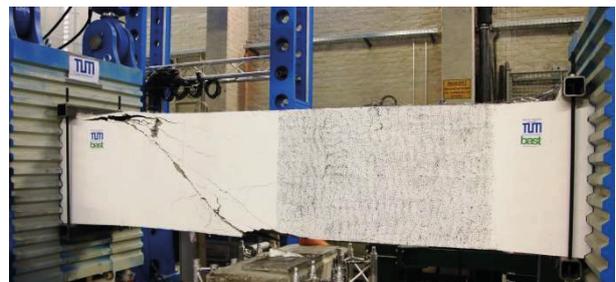


Bild 137: Bruchbild des Trägers V11 mit geschlossenen, konventionellen Bügeln Ø10/25; Versagensstelle im Feldbereich



Bild 138: Bruchbild des Trägers V6 mit geschlossenen konventionellen Bügel Ø6/25 und Stecker-Zulagen im Stützbereich; Versagensstelle im Feldbereich

Die Bruchbilder der Versuchsträger mit Versagensstelle im Feldbereich sind in Bild 137 und Bild 138 dargestellt.

Die Änderung der Versagensstelle für die Versuche V6 und V7 lässt sich einfach mit dem Beitrag der Steckbügel im Stützbereich, welche über die halbe Trägerhöhe verlaufen, zur Querkrafttragfähigkeit begründen. Das Versagen von Versuchsträger V11 im Feldbereich kann womöglich dadurch begründet werden, dass sich für diesen Träger aufgrund des höheren Schubbewehrungsgrads, und somit einer

höheren Bruchlast, ein größerer Spannungszuwachs im Spannglied ausbilden konnte und sich durch Umlagerungen ein anderes Tragverhalten einstellte. Die Umlagerung in den Feldbereich wird auch dadurch begünstigt, dass die Spannglieder im Feldbereich minimal exzentrischer lagen als im Stützbereich. Durch den höheren Schubbewehrungsgrad stellte sich zudem vermehrt ein Tragverhalten nach der Fachwerkanalogie ein, das (durch das Aufhängen der Druckstreben im Spannglied) wiederum zu lokalen Spanngliedzuwächsen führen konnte.

Neben den kamerabasierten optischen Messungen der Formänderungsarbeiten zur Messung der Risswicklung wurden die Risse (bis auf Versuch V1) auch konventionell angezeichnet, wobei keine Pausen bei bestimmten Laststufen eingehalten wurden, sondern alle Risse beim jeweiligen Auftreten kontinuierlich bis zu einer Laststufe von etwa 75% der Bruchlast angezeichnet wurden. In den nachfolgenden Bildern sind die Rissbilder aller Versuche nach dem Bruch dargestellt (SCHRAMM, 2020). Der jeweilige primäre kritische Schubriss ist rot markiert. Zudem sind in Anhang A.4.2 alle Rissbilder für die Laststufen $0,25\% V_{\max}$, $0,50\% V_{\max}$, $0,75\% V_{\max}$ und die letzte angezeichnete Stufe dargestellt.

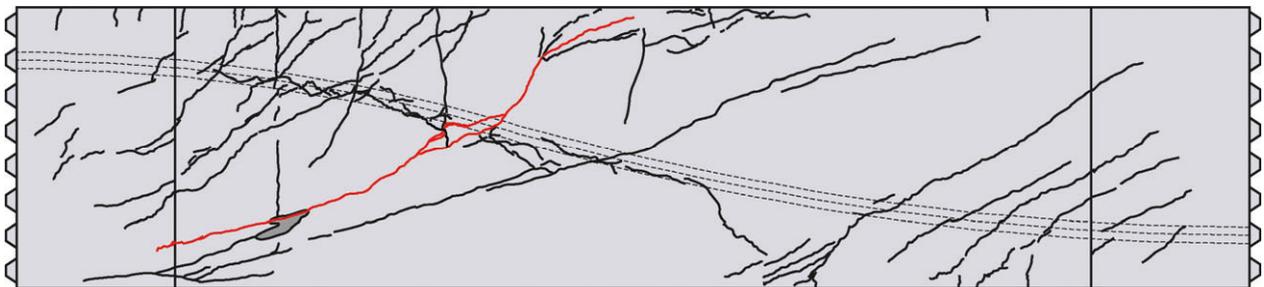


Bild 139: Rissbild Versuch V2, geschlossene Bügel Ø6/25, nach dem Bruch

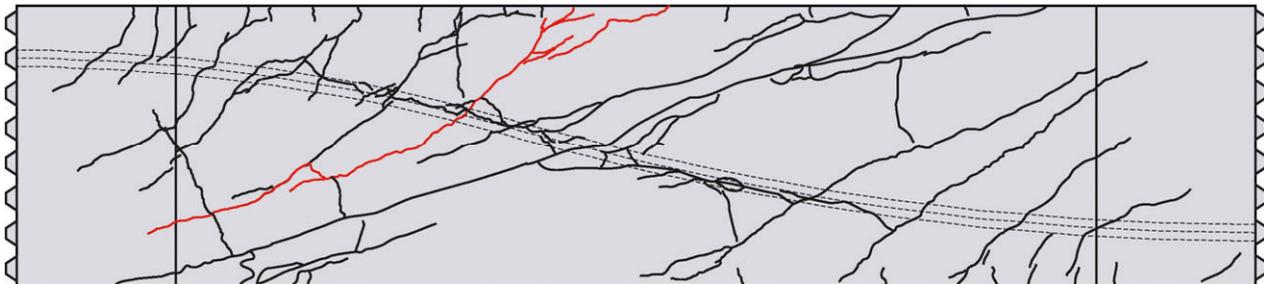


Bild 140: Rissbild Versuch V3, geschlossene Bügel Ø6/25, nach dem Bruch

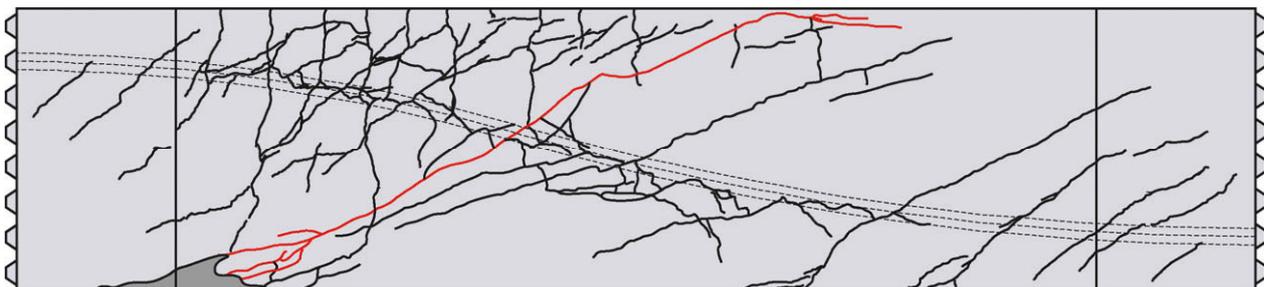


Bild 141: Rissbild Versuch V4, oben offene Bügel Ø6/25, nach dem Bruch

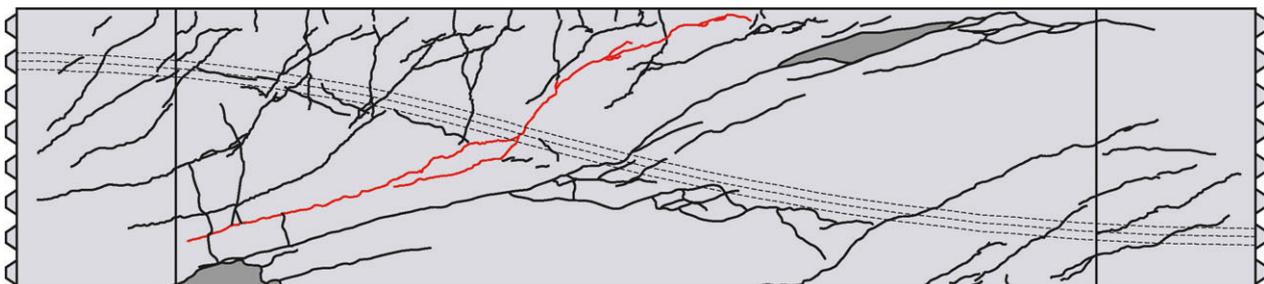


Bild 142: Rissbild Versuch V5, oben offene Bügel Ø6/25, nach dem Bruch



Bild 143: Rissbild Versuch V6, , geschlossene Bügel Ø6/25 + Steckbügel im Stützbereich, nach dem Bruch

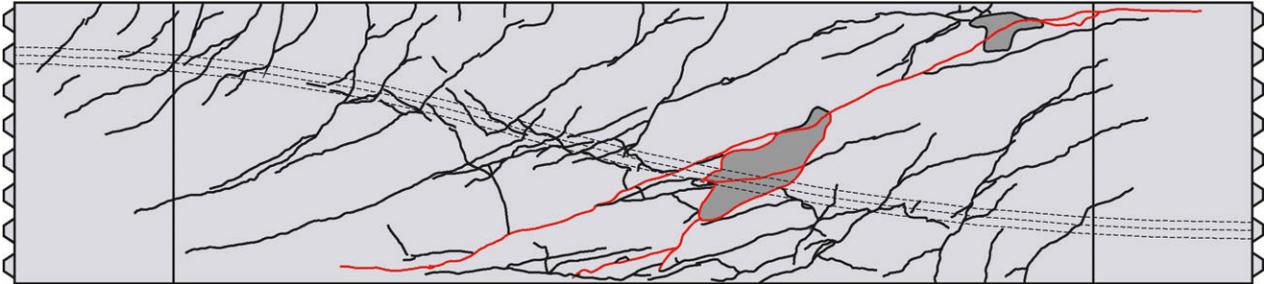


Bild 144: Rissbild Versuch V7, oben offene Bügel Ø6/25 + Steckbügel im Stützbereich, nach dem Bruch

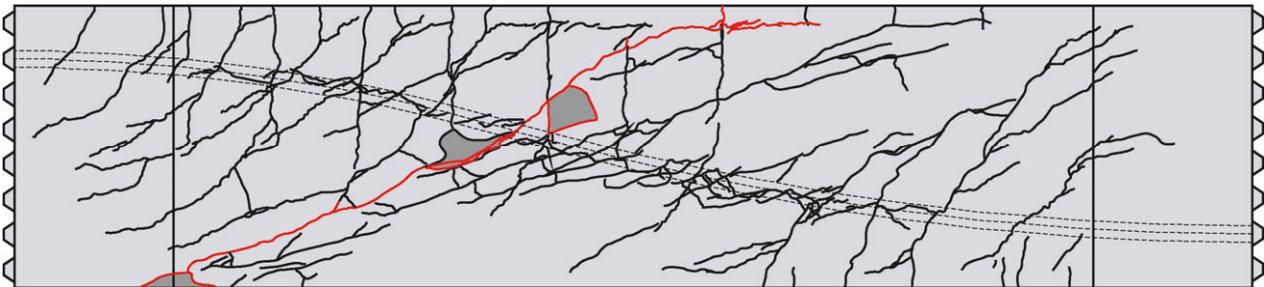


Bild 145: Rissbild Versuch V8, gestoßene Bügel Ø6/25, nach dem Bruch



Bild 146: Rissbild Versuch V9, gestoßene Bügel Ø6/25, nach dem Bruch

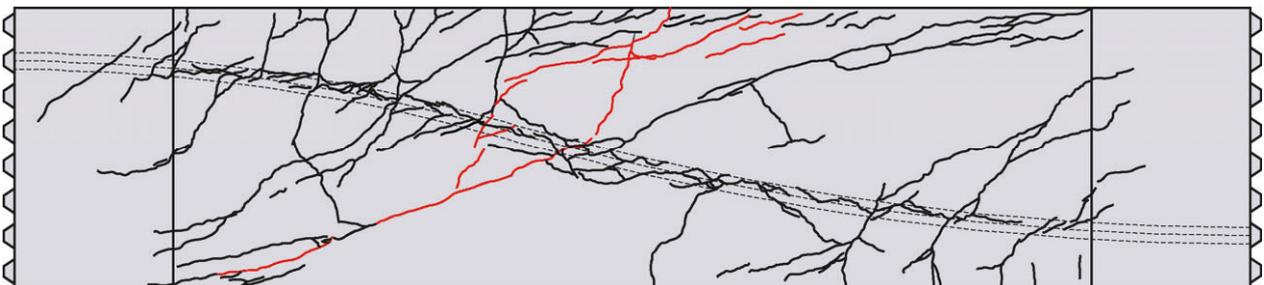


Bild 147: Rissbild Versuch V10, ohne Bügel, nach dem Bruch

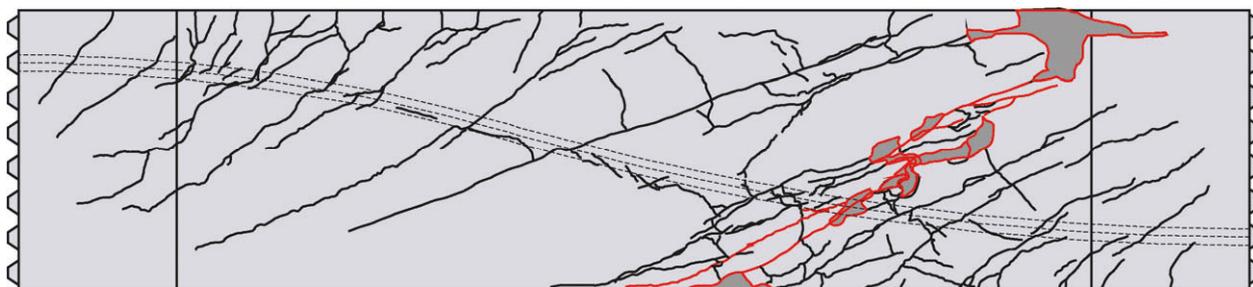


Bild 148: Rissbild Versuch V11, geschlossene Bügel Ø10/25, nach dem Bruch

Ergebnisse der faseroptischen Messungen

Für die Träger mit Bügelbewehrung wurde der genaue Dehnungsverlauf quasi-kontinuierlich entlang der Bügelschenkel mit Hilfe von faseroptischen Sensoren erfasst. (SCHRAMM, 2020)

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Dehnungsmessungen für die jeweiligen Bügeltypen an ausgewählten Stellen dargestellt und die resultierenden Effekte aufgezeigt. Für die Ergebnisdarstellung werden die insgesamt elf Bügel mit Nummern von 1 (äußerster Bügel im Feldbereich) bis 11 (äußerster Bügel im Stützbereich) bezeichnet (siehe Bild 149).

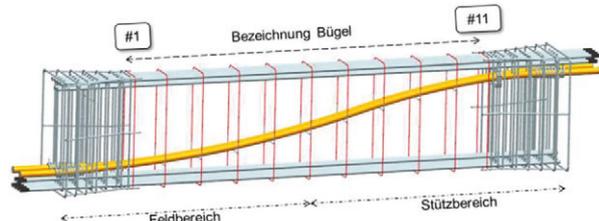


Bild 149: Bezeichnung der Bügel für die Darstellung der faseroptischen Messungen an ausgewählten Bügeln

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen für jede Bügelform werden zum einen für alle Zeitschritte bzw. in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft als Übersichtsgrafik dargestellt, wobei die Stationierung entlang der Bügelgeometrie abgewickelt wird. Zudem werden die Dehnungsverläufe für ausgewählte Laststufen entlang der Bügelgeometrie dargestellt.

konventionelle, geschlossene Bügel:

Bild 146 zeigt den Dehnungsverlauf entlang von Bügel Nr. 8 (konventioneller, geschlossener Bügel Ø6 im Stützbereich) für Versuch V3 in Abhängigkeit der Querkraft sowie die dazugehörige Stationierung entlang des Bügels und Bild 151 stellt das Rissbild nach dem Versuch und die zugehörige Lage von Bügel Nr. 8 dar. Es wird ersichtlich, dass die Dehnung erst beim Übergang in den gerissenen Zustand, ab einer Querkraft von ca. 340 kN, ansteigt und die Bügel zuvor nicht aktiviert werden. Der bekannte Zusammenhang zwischen dem Zeitpunkt

der Schrägrißbildung und dem Anstieg der Bügeldehnung lässt sich somit deutlich identifizieren.

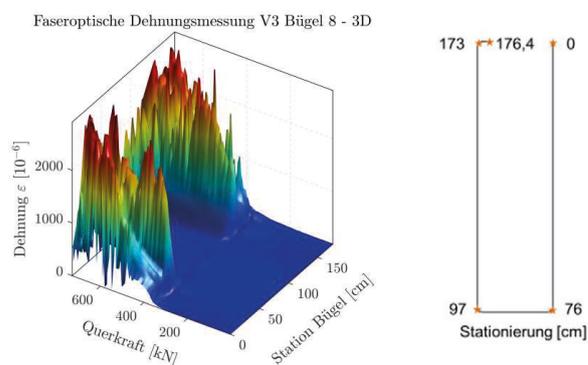


Bild 150: Dehnungsverlauf entlang von Bügel Nr. 8 (konventioneller, geschlossener Bügel im Stützbereich) für Versuch V3; Übersichtsdarstellung in Abhängigkeit der Querkraft mit abgewickelter Stationierung

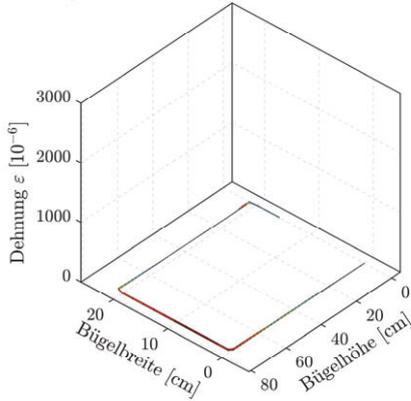


Bild 151: Rissbild V3 für Laststufe 88% V_{max} und zugehörige Lage des betrachteten Bügels Nr. 8

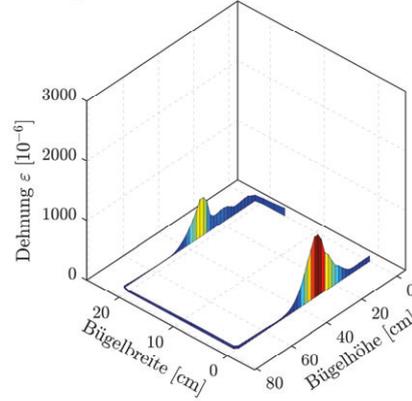
Für den betrachteten Bügel im Stützbereich werden, entsprechend der Lage der Risse (siehe Bild 151), lediglich die oberen Bereiche der vertikalen Bügelschenkel nennenswert beansprucht. In Bild 152 sind die Dehnungsverläufe zusätzlich für ausgewählte Laststufen (25% V_{max} , 50% V_{max} , 75% V_{max} und $\approx 100\%$ V_{max}) entlang der Bügelgeometrie dargestellt. Es zeigt sich eine ungleichmäßige Verteilung der Dehnungen über die Bügelhöhe, die stark vom (zufälligen) Verlauf der die Bügelschenkel kreuzenden Schrägriße abhängig ist, wie sie auch aus vorangegangenen Untersuchungen, mit bis zu 12 DMS über die Bügelhöhe, nach (RÜSCH & MAYER, 1967) bekannt ist.

Die ersten Schrägriße, die sich vor Erreichen der Bruchquerkraft einstellen und den betrachteten Bü-

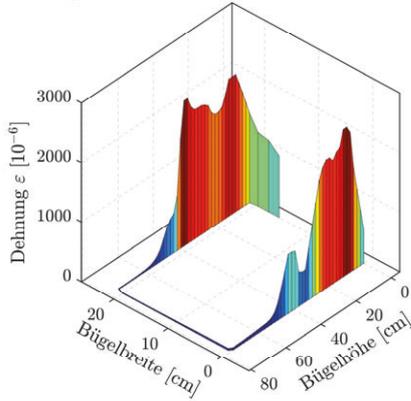
Dehnungsverlauf - V3 - Bügel 8 - $V=25\%V_{max}=178.2\text{ kN}$



Dehnungsverlauf - V3 - Bügel 8 - $V=50\%V_{max}=356.4\text{ kN}$



Dehnungsverlauf - V3 - Bügel 8 - $V=75\%V_{max}=534.6\text{ kN}$



Dehnungsverlauf - V3 - Bügel 8 - $V=100\%V_{max}=712.8\text{ kN}$

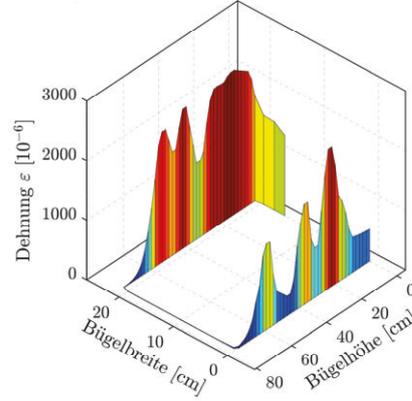


Bild 152: Dehnungsverläufe entlang von Bügel Nr. 8 für Versuch V3; Darstellung für Laststufen 25% V_{max} , 50% V_{max} , 75% V_{max} und $\approx 100\% V_{max}$

gel kreuzen, bilden sich in der oberen Trägerhälfte (Zugzone) aus, was sich durch entsprechende Dehnungsspitzen in diesem Bereich wieder spiegelt. Der kritische Schubriss kreuzt die vertikalen Bügelchenkel ungefähr mittig, was am resultierenden Anstieg der Dehnung ersichtlich wird. Im Bereich des unteren Rissufers (Biegedruckzone) verankert sich die Zugkraft des Bügelchenkels bereits nach ca. 22 cm und die Bügeldehnung in der Druckzone fällt (mit einem nahezu linearen Verlauf) fast vollständig ab. Bei einer Querkraft von 75% der Bruchlast (Bild 152, Teilbild 3) erreicht der betrachtete Bügel bereits nahezu seine Fließdehnung. Bei Vergleich der beiden parallelen Bügelchenkel fällt auf, dass der Dehnungsverlauf, durch den dreidimensionalen Verlauf der Schrägrisse und Materialinhomogenitäten, nicht exakt gleich ist.

Oben offene Bügel mit geraden Stabenden:

Um die Beanspruchungsverhältnisse und zugehörige Effekte in oben offenen Bügeln mit geraden Stabenden aufzuzeigen, werden die faseroptischen Dehnungsmessungen für Versuch V4 an unterschiedlichen Bügeln (alle Bügel $\varnothing 6$ in Feld- und Stützbereich nach oben geöffnet) ausgewertet.

Bild 153 zeigt den Dehnungsverlauf entlang von Bügel Nr. 2 in Abhängigkeit der Querkraft sowie die dazugehörige Stationierung entlang des Bügels und Bild 154 stellt das Rissbild für die Laststufe 94% V_{max} sowie die zugehörige Lage aller betrachteten Bügel dar. Auch für die oben offenen Bügel wird ersichtlich, dass sich Dehnungsspitzen in den Bereichen ausbilden, wo die vertikalen Bügelchenkel von Schubrisse gekreuzt werden (siehe Bild 155 und Bild 153, im Vergleich mit Bild 154).

Faseroptische Dehnungsmessung V4 Bügel 2 - 3D

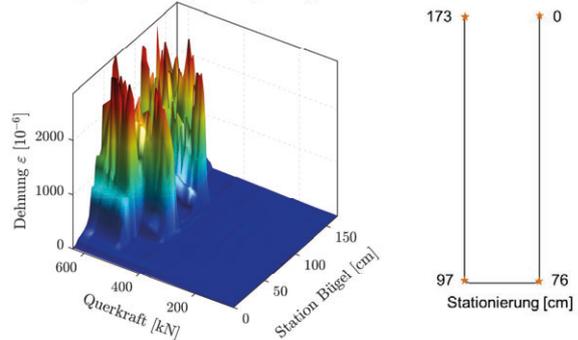


Bild 153: Dehnungsverlauf entlang von Bügel Nr. 2 (oben offener Bügel mit geraden Stabenden) für Versuch V4; Übersichtsdarstellung in Abhängigkeit der Querkraft mit abgewickelter Stationierung

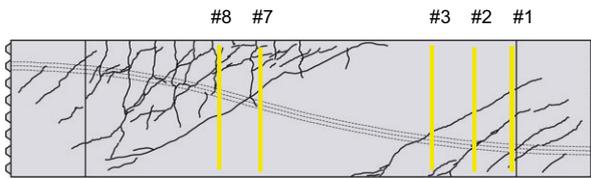
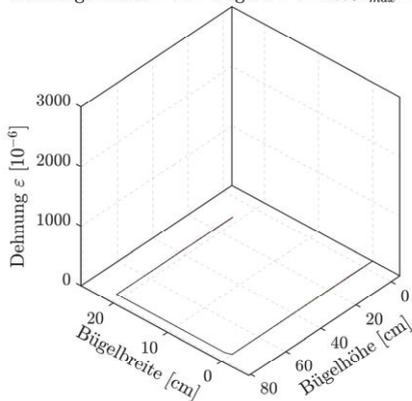


Bild 154: Rissbild V4 für Laststufe 94% V_{max} und zugehörige Lage der betrachteten Bügel

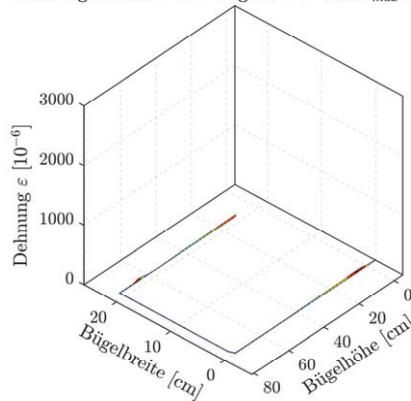
Für Bügel Nr. 2, der sich im Feldbereich befindet und somit durch Schrägrisse in den unteren Bügelabschnitten gekreuzt wird, zeigen sich erwartungsgemäß auch nur dort entsprechend hohe Dehnungen. Für die beiden Laststufen 25% V_{max} und 50% V_{max} treten keine nennenswerten Dehnungen auf, erst ab einer Querkraft von ca. 480 kN steigt die Dehnung schlagartig an. Diese Entwicklung der Dehnung entlang des Bügels deckt sich sehr gut mit dem Verlauf der Rissbildung für die verschiedenen Laststufen (siehe Anhang A.4), wonach erst bei der Laststufe von 75% V_{max} Risse im Bereich von Bügel 2 auftreten. Für diese Laststufe liegt dann jedoch bereits eine Dehnung im Bereich von 90% der Fließdehnung vor. Gleich wie bei den geschlossenen Bügeln, verankert sich die Kraft im vertikalen Bügelschenkel, auf dem der Druckzone zugewandten

Rissufer, bereits nach 22 cm. Bei Laststeigerung erfährt der Bügel durch weitere Schrägrissbildung nahezu über die gesamte Höhe einen entsprechenden Dehnungsanstieg. Auch für die oben offenen Bügel kann gezeigt werden, dass keine exakt symmetrischen Beanspruchungsverhältnisse in den beiden parallelen, vertikalen Bügelschenkeln vorliegen und sich insbesondere bei Erreichen der Bruchlast unsymmetrische Verhältnisse einstellen. Der horizontale Bügelschenkel wird in allen Laststufen nur minimal beansprucht. Auch für die Bügel Nr. 1 und Nr. 3 lassen sich grundsätzlich die gleichen Beobachtungen machen, wobei Bügel Nr. 1 (erster Bügel im Feldbereich außerhalb der Voute), durch die Lage im Bereich höherer Biegemomente und somit einer vermehrten Rissbildung, größere Dehnungen über nahezu die gesamte Bügelhöhe erfährt. Für Bügel Nr. 3 gilt Gegenteiliges, sodass geringere Dehnungen und generell lediglich Beanspruchungen im Randbereich der Zugzone vorliegen. Nachdem Bügel Nr. 1 und Nr. 3, wie bereits erwähnt, in den ersten beiden Laststufen keine nennenswerten Dehnungen erfahren, werden nachfolgend lediglich die letzten beiden Laststufen (75% V_{max} und 100% V_{max}) dargestellt (vgl. Bild 157, Bild 156, Bild 158 und Bild 159).

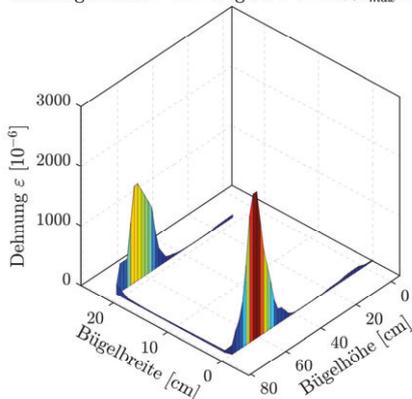
Dehnungsverlauf - V4 - Bügel 2 - $V=25\%V_{max}=165$ kN



Dehnungsverlauf - V4 - Bügel 2 - $V=50\%V_{max}=330$ kN



Dehnungsverlauf - V4 - Bügel 2 - $V=75\%V_{max}=494$ kN



Dehnungsverlauf - V4 - Bügel 2 - $V=100\%V_{max}=659$ kN

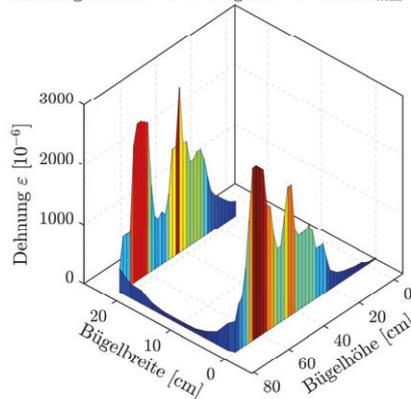


Bild 155: Dehnungsverläufe entlang von Bügel Nr. 2 für Versuch V4; Darstellung für Laststufen 25% V_{max} , 50% V_{max} , 75% V_{max} und $\approx 100\% V_{max}$

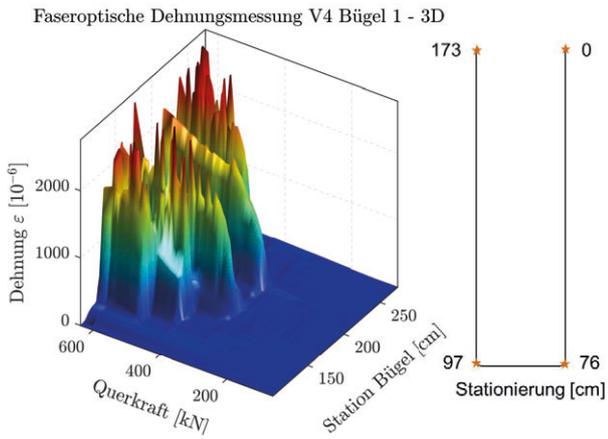


Bild 156: Dehnungsverlauf entlang von Nr. Bügel 1 (oben offener Bügel mit geraden Stabenden) für Versuch V4; Übersichtsdarstellung in Abhängigkeit der Querkraft mit abgewickelter Stationierung

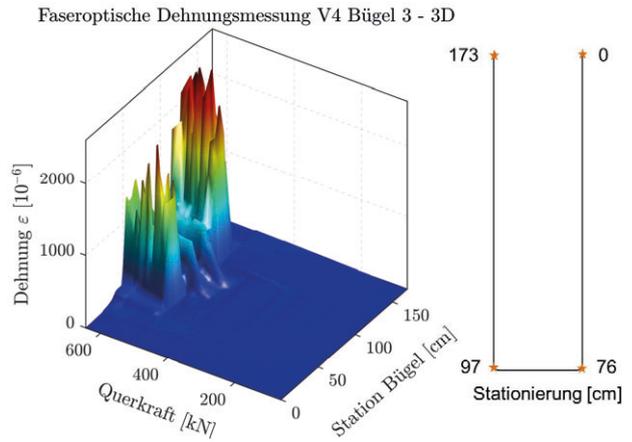
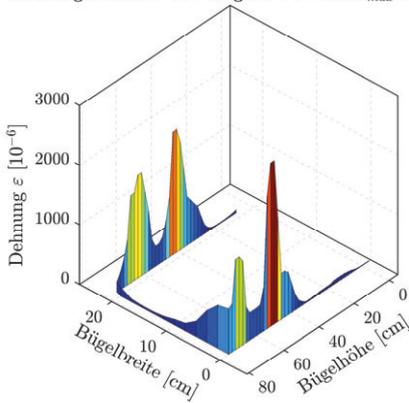


Bild 157: Dehnungsverlauf entlang von Bügel Nr. 3 (oben offener Bügel mit geraden Stabenden) für Versuch V4; Übersichtsdarstellung in Abhängigkeit der Querkraft mit abgewickelter Stationierung

Dehnungsverlauf - V4 - Bügel 1 - $V=75\%V_{max}=494$ kN



Dehnungsverlauf - V4 - Bügel 1 - $V=100\%V_{max}=659$ kN

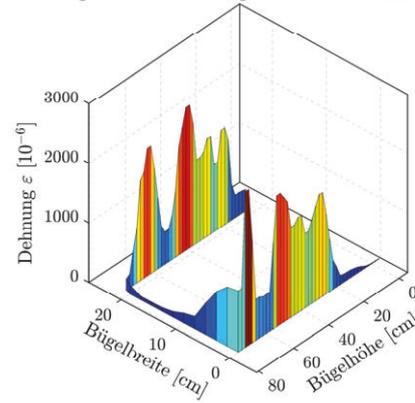
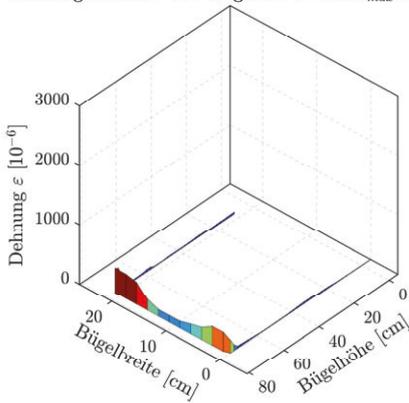


Bild 158: Dehnungsverläufe entlang von Bügel Nr. 1 für Versuch V4; Darstellung für Laststufen $75\% V_{max}$ und $\approx 100\% V_{max}$

Dehnungsverlauf - V4 - Bügel 3 - $V=75\%V_{max}=494$ kN



Dehnungsverlauf - V4 - Bügel 3 - $V=100\%V_{max}=659$ kN

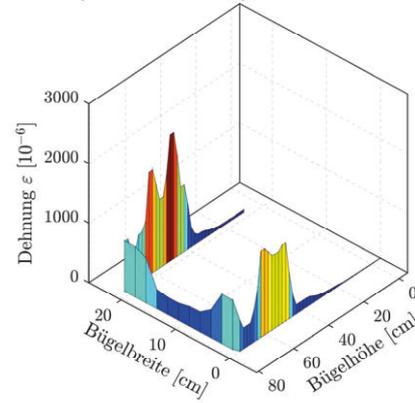


Bild 159: Dehnungsverläufe entlang von Bügel Nr. 3 für Versuch V4; Darstellung für Laststufen $75\% V_{max}$ und $\approx 100\% V_{max}$

Um die Beanspruchungsverhältnisse der Bügel im Bereich der oben offenen Stabenden zu analysieren, wurden die beiden Bügel Nr. 7 und Nr. 8 im Stützbereich ausgewertet, da diese insbesondere im oberen Bereich (dort gerade Stabenden und keine Verankerung im horizontalen Schenkel möglich) durch Schrägrisse gekreuzt werden.

Die Dehnungsverläufe sind in Bild 160, Bild 161, Bild 162 und Bild 163 als Übersichtsdarstellung in Abhängigkeit der Querkraft sowie für die letzten Laststufen ($75\% V_{max}$ und $\approx 100\% V_{max}$) dargestellt.

Insgesamt zeigt sich, dass die resultierenden Dehnungen entlang der betrachteten Bügel (die in der Zugzone offen mit geraden Stabenden ausgeführt sind) im Vergleich zu den zuvor analysierten Bügeln (in der Druckzone offen mit geraden Stabenden) geringer ausfallen. Dies ist womöglich darauf zurückzuführen, dass in der linken Trägerhälfte zum einen mehr Risse im Bereich des unter Zugspannungen stehenden Trägerrands auftreten (Vergleich Bild

154) und zum anderen vergleichsweise schlechtere Verbundbedingungen entlang der Bügelschenkel aufgrund von fehlendem Querdruck und der Beto-nierichtung des Trägers vorliegen. Für die Bereiche, in denen die vertikalen Bügelschenkel im Bereich der offenen Stabenden durch Schubrissse gekreuzt werden, zeigt sich zudem eine größere erforderliche Verankerungslänge der Bügelkraft (vgl. Bild 163). Dies begründet mitunter auch die reduzierten Tragfähigkeiten, die bei den Versuchen mit oben offenen im Vergleich zu geschlossenen Bügeln beobachtet werden konnten.

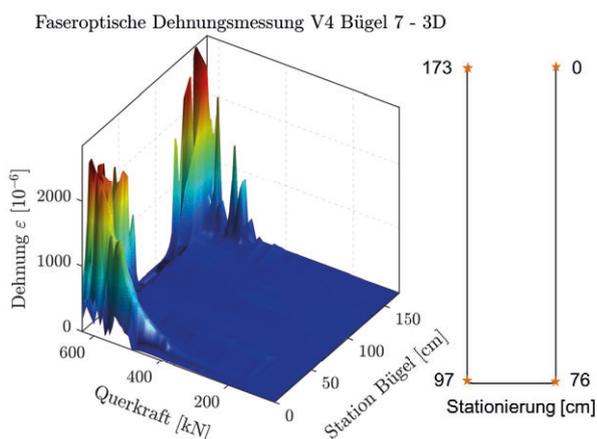


Bild 160: Dehnungsverlauf entlang von Bügel Nr. 7 (oben offener Bügel mit geraden Stabenden) für Versuch V4; Übersichtsdarstellung in Abhängigkeit der Querkraft mit abgewickelter Stationierung

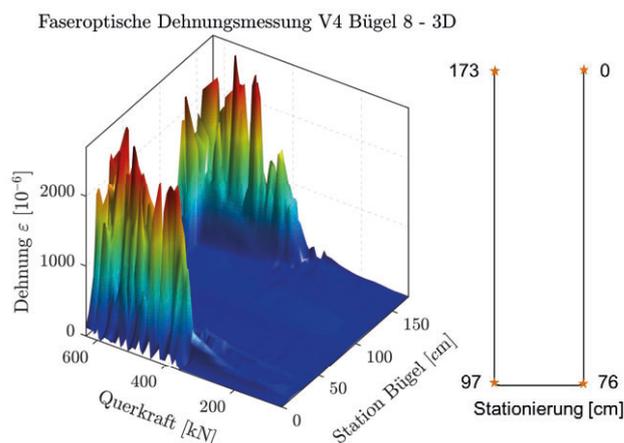
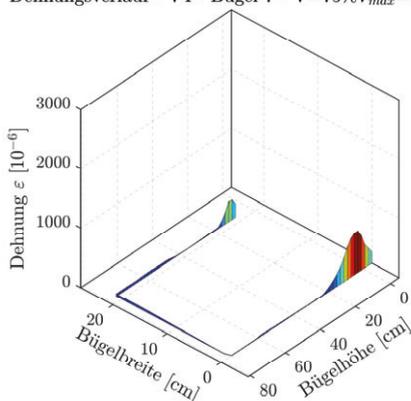


Bild 161: Dehnungsverlauf entlang von Bügel Nr. 8 (oben offener Bügel mit geraden Stabenden) für Versuch V4; Übersichtsdarstellung in Abhängigkeit der Querkraft mit abgewickelter Stationierung

Dehnungsverlauf - V4 - Bügel 7 - $V=75\%V_{max}=494$ kN



Dehnungsverlauf - V4 - Bügel 7 - $V=100\%V_{max}=659$ kN

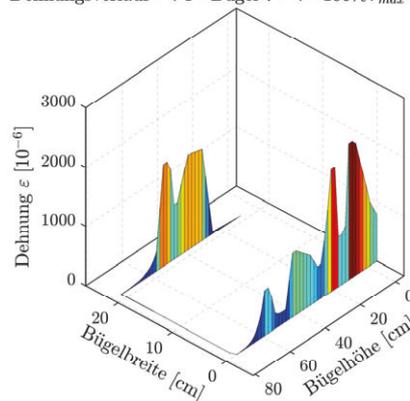
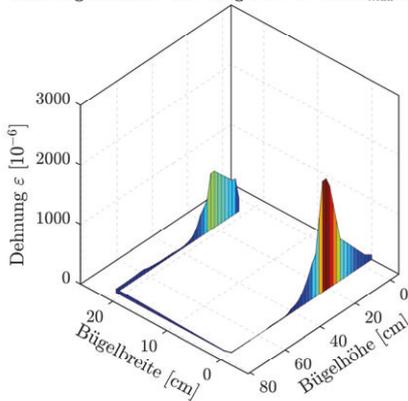
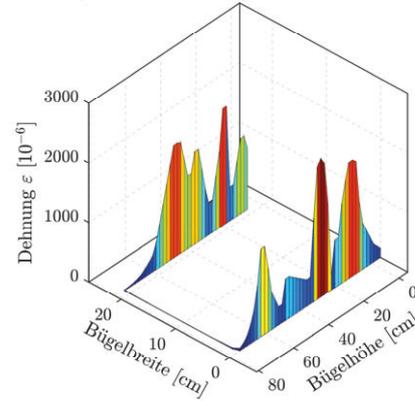


Bild 162: Dehnungsverläufe entlang von Bügel Nr. 7 für Versuch V4; Darstellung für Laststufen $75\% V_{max}$ und $\approx 100\% V_{max}$

Dehnungsverlauf - V4 - Bügel 8 - $V=75\%V_{max}=494$ kNDehnungsverlauf - V4 - Bügel 8 - $V=100\%V_{max}=659$ kNBild 163: Dehnungsverläufe entlang von Bügel Nr. 8 für Versuch V4; Darstellung für Laststufen $75\% V_{max}$ und $\approx 100\% V_{max}$

Steckbügel mit halber Querschnittshöhe im Stützbereich:

Nachfolgend werden die Ergebnisse der faseroptischen Dehnungsmessungen von Versuch V6 für vier Steckbügel (Bügel Nr. 6, Nr. 8, Nr. 12 und Nr. 14) im Stützbereich (vgl. Bild 164) aufgezeigt. Da

Bügelchenkeln entsprechen für Bügel Nr. 6 und Nr. 8 wieder in etwa den analogen Werten wie bei den restlichen Bügelarten. Für die Bügel Nr. 12 und Nr. 14, die im mittleren Bereich durch die Achsen der beiden Spannglieder gekreuzt werden, verankert sich die Kraft in den vertikalen Bügelchenkeln hingegen deutlich schneller, was womöglich auf bes-

Faseroptische Dehnungsmessung V6 Bügel 8 - 3D

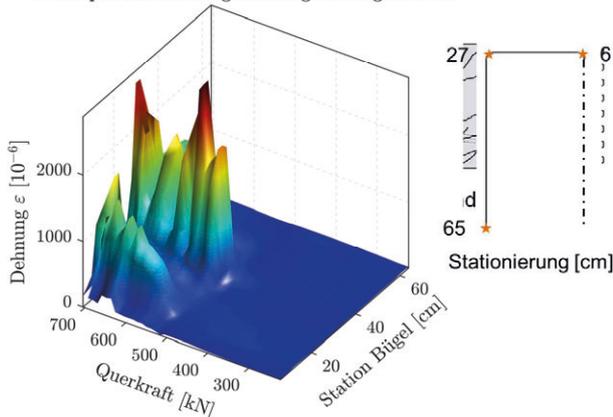


Bild 165: Dehnungsverlauf entlang von Bügel Nr. 8 (Steckbügel im Stützbereich) für Versuch V6; Übersichtsdarstellung in Abhängigkeit der Querkraft mit abgewickelter Stationierung

Faseroptische Dehnungsmessung V6 Bügel 6 - 3D

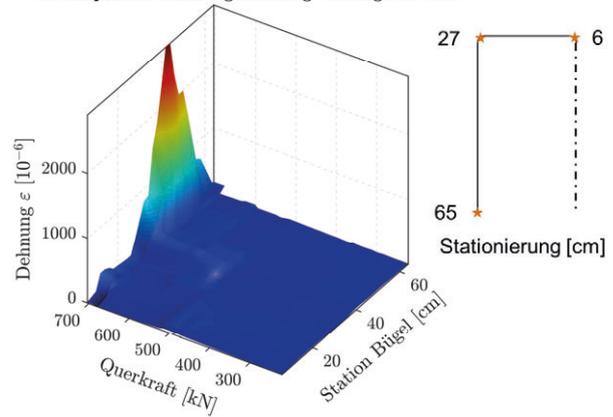
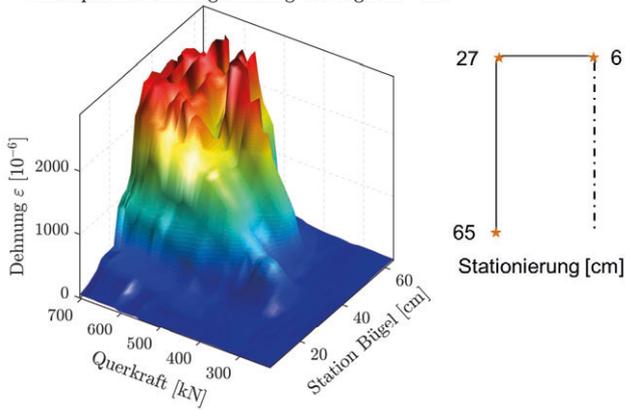


Bild 166: Dehnungsverlauf entlang von Bügel Nr. 6 (Steckbügel im Stützbereich) für Versuch V6; Übersichtsdarstellung in Abhängigkeit der Querkraft mit abgewickelter Stationierung

die Messfaser an der Oberseite des Trägers herausgeführt werden musste, konnten die Dehnungen lediglich für jeweils einen vertikalen Bügelchenkel gemessen werden. Aus den Übersichtsdarstellungen in Bild 165 / 167 und Bild 169 / 170 wird ersichtlich, dass die betrachteten Bügel umso früher beansprucht werden, je näher sie am Rand liegen. Dies lässt sich durch den linearen Anstieg des negativen Moments zum Rand hin und einer damit einhergehenden Biegerissbildung erklären. Bei der höchsten Laststufe (vgl. Bild 167, Bild 168, Bild 172 und Bild 171) geraten die Bügel Nr. 6 und Nr. 8 lokal ins Fließen und Bügel Nr. 12 und Nr. 14 erreichen Dehnungen nahe der Fließdehnung. Die den jeweiligen Bügel kreuzenden Schrägrisse zeichnen sich dabei als deutliche lokale Maxima im Dehnungsverlauf ab. Die Verankerungslängen der Kraft in den vertikalen

sere Verbundbedingungen durch den Querdruck aus (dem Spannungszuwachs) der Vorspannung zurückgeführt werden kann (vgl. Bild 172 und Bild 171). Für den Fall, dass die Bügel oberhalb der Verankerungslänge von Schrägrissen gekreuzt werden, leisten die Steckbügel im Stützbereich somit einen wesentlichen Beitrag zur Abtragung der Querkräfte.

Faseroptische Dehnungsmessung V6 Bügel 12 - 3D



Faseroptische Dehnungsmessung V6 Bügel 14 - 3D

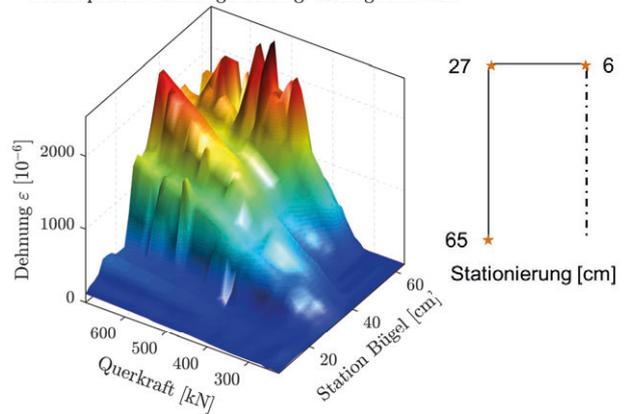
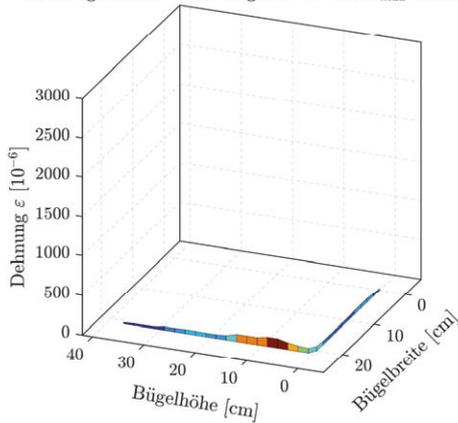


Bild 169: Dehnungsverlauf entlang von Bügel Nr. 12 (Steckbügel im Stützbereich) für Versuch V6; Übersichtsdarstellung in Abhängigkeit der Querkraft mit abgewickelter Stationierung

Bild 170: Dehnungsverlauf entlang von Bügel Nr. 14 (Steckbügel im Stützbereich) für Versuch V6; Übersichtsdarstellung in Abhängigkeit der Querkraft mit abgewickelter Stationierung

Dehnungsverlauf - V6 - Bügel 6 - $V=75\%V_{max}=528$ kN



Dehnungsverlauf - V6 - Bügel 6 - $V=100\%V_{max}=704$ kN

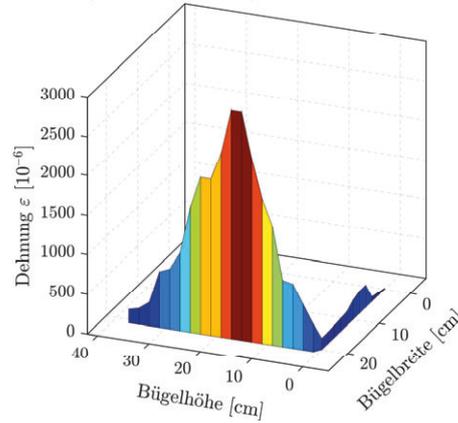
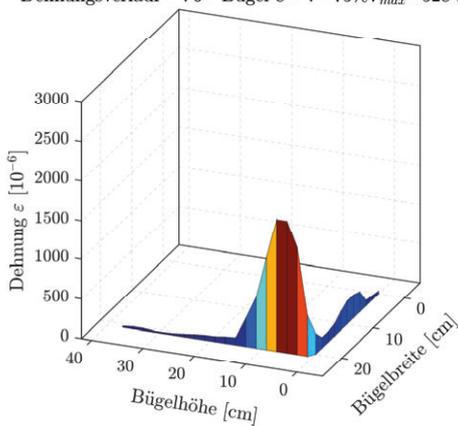


Bild 168: Dehnungsverläufe entlang von Bügel Nr. 6 für Versuch V6; Darstellung für Laststufen 75% V_{max} und $\approx 100\% V_{max}$

Dehnungsverlauf - V6 - Bügel 8 - $V=75\%V_{max}=528$ kN



Dehnungsverlauf - V6 - Bügel 8 - $V=100\%V_{max}=704$ kN

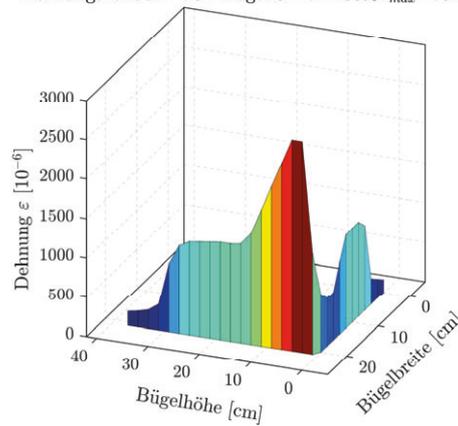


Bild 167: Dehnungsverläufe entlang von Bügel Nr. 8 für Versuch V6; Darstellung für Laststufen 75% V_{max} und $\approx 100\% V_{max}$

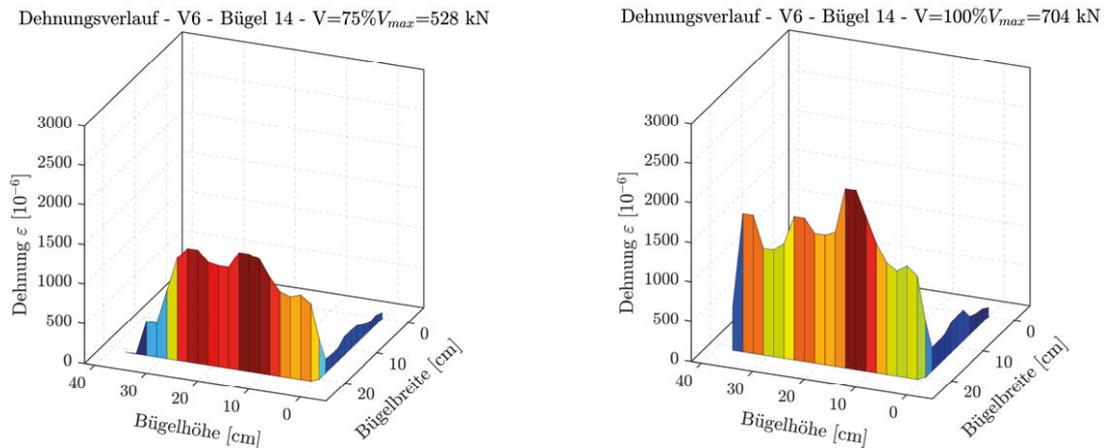


Bild 171: Dehnungsverläufe entlang von Bügel Nr. 14 für Versuch V6; Darstellung für Laststufen 75% V_{max} und $\approx 100\%$ V_{max}

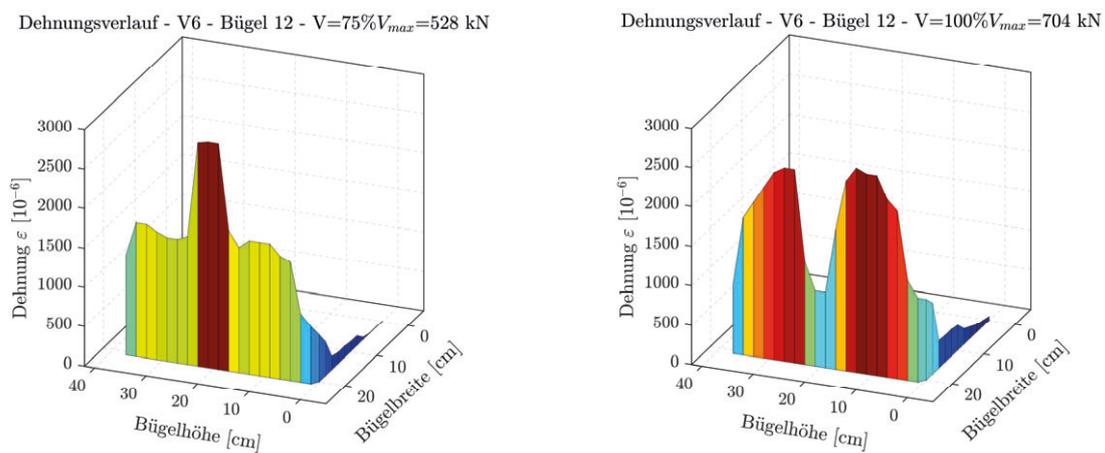


Bild 172: Dehnungsverläufe entlang von Bügel Nr. 12 für Versuch V6; Darstellung für Laststufen 75% V_{max} und $\approx 100\%$ V_{max}

Zweiteilige, gestoßene Bügel mit reduzierter Übergreifungslänge:

Für die Bügelform eines zweiteiligen, gestoßenen Bügels mit reduzierter Übergreifungslänge wird der Bügel Nr. 8 (vgl. Bild 173) betrachtet, der in etwa mittig durch den kritischen Schubriss gekreuzt wird. Für den Versuch V8 wurden insgesamt 22 Messfasern appliziert, sodass das Messraster auf 3 cm erhöht wurde und die Auflösung der Messergebnisse etwas gröber ist. Aus dem Rissbild (vgl. Bild 173) wird ersichtlich, dass insbesondere im Stützbereich feine vertikale Risse entlang der vertikalen Bügelschenkel auftreten. Ab einer Querkraft von ca. 400 kN (vgl. Bild 176 und Bild 175) steigen die Dehnungen im Bügel nennenswert an. Im Bereich der

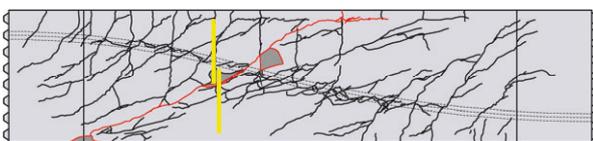


Bild 173: Rissbild V8 nach dem Versuch mit kritischem Schubriss (rot) und zugehörige Lage des betrachteten gestoßenen Bügels Nr. 8

Übergreifung der beiden Bügelteile resultieren die maximalen Dehnungen, wobei beide Bügelteile lokal maximale Dehnungen im Bereich von ca. 80% der Fließdehnung erfahren. Für den hier nicht dargestellten Versuch V9 konnte sogar ein lokales Erreichen der Fließdehnung im Bereich der Übergreifung festgestellt werden. Im oberen Bügelteil fiel die Messung nach Erreichen einer Laststufe von ca. 75% V_{max} aus, was womöglich auf eine hohe Rückstreuung im Bereich der Übergreifung zurückzuführen ist. Dadurch, dass die Achsen der beiden Spannglieder wieder in etwa im Bereich der offenen geraden Stabenden bzw. der Übergreifung der beiden Bügelteile liegen, ist die Verankerungslänge durch den Querdruck reduziert, was in Bild 174 durch eine schnelle Verankerung der Kraft im vertikalen Bügelschenkel ersichtlich wird. Für den betrachteten Bügel Nr. 8, der auf Höhe der Übergreifung durch den kritischen Schubriss gekreuzt wird, ist die höchste Reduktion des Bügeltraganteils zu erwarten, wobei selbst dieser Bügel, wie bereits erwähnt, mit einer Dehnung von bis zu 80% der Fließdehnung beansprucht wird.

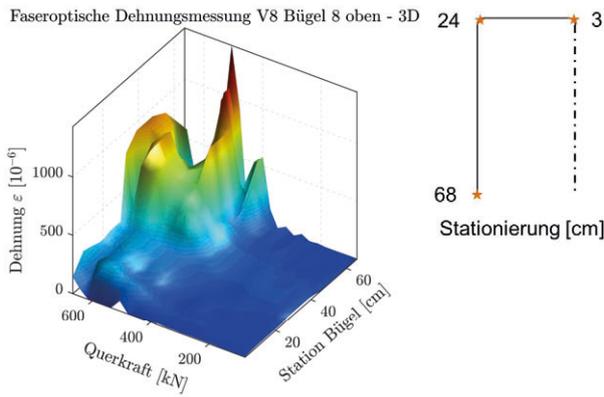


Bild 175: Dehnungsverlauf entlang von Bügel Nr. 8, oberer Teil (gestoßener, zweiteiliger Bügel) für Versuch V8; Übersichtsdarstellung in Abhängigkeit der Querkraft mit abgewickelter Stationierung

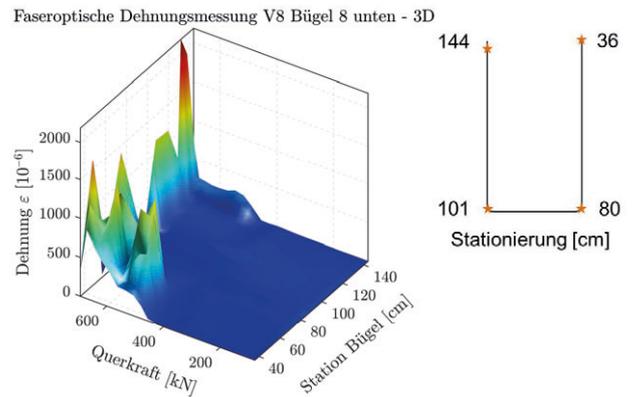
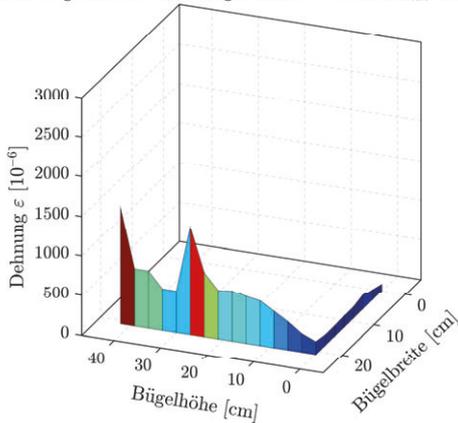


Bild 176: Dehnungsverlauf entlang von Bügel Nr. 8, unterer Teil (gestoßener, zweiteiliger Bügel) für Versuch V8; Übersichtsdarstellung in Abhängigkeit der Querkraft mit abgewickelter Stationierung

Dehnungsverlauf - V8 - Bügel 8 oben - $V=75\%V_{max}=528$ kN



Dehnungsverlauf - V8 - Bügel 8 oben - $V=100\%V_{max}=704$ kN

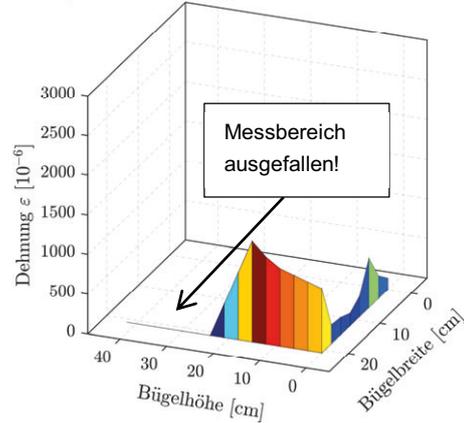
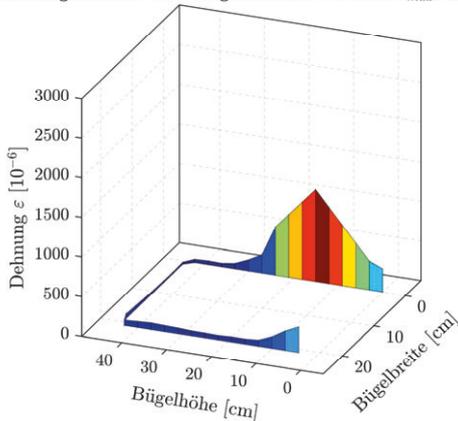


Bild 177: Dehnungsverläufe entlang von Bügel Nr. 8, oberer Teil für Versuch V8; Darstellung für Laststufen $75\% V_{max}$ und $\approx 100\% V_{max}$

Dehnungsverlauf - V8 - Bügel 8 unten - $V=75\%V_{max}=528$ kN



Dehnungsverlauf - V8 - Bügel 8 unten - $V=100\%V_{max}=704$ kN

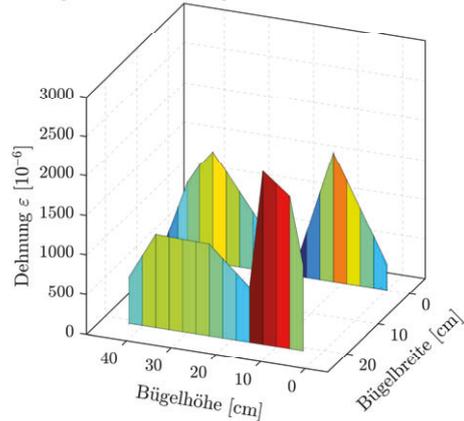


Bild 178: Dehnungsverläufe entlang von Bügel Nr. 8, unterer Teil für Versuch V8; Darstellung für Laststufen $75\% V_{max}$ und $\approx 100\% V_{max}$

Erkenntnisse zu unterschiedlichen BÜGELFORMEN

Trotz des vergleichsweise geringen Traganteils der BÜGELBEWEHRUNG, wie für Bestandsbrücken üblich, konnten, insbesondere auch durch die kontinuierli-

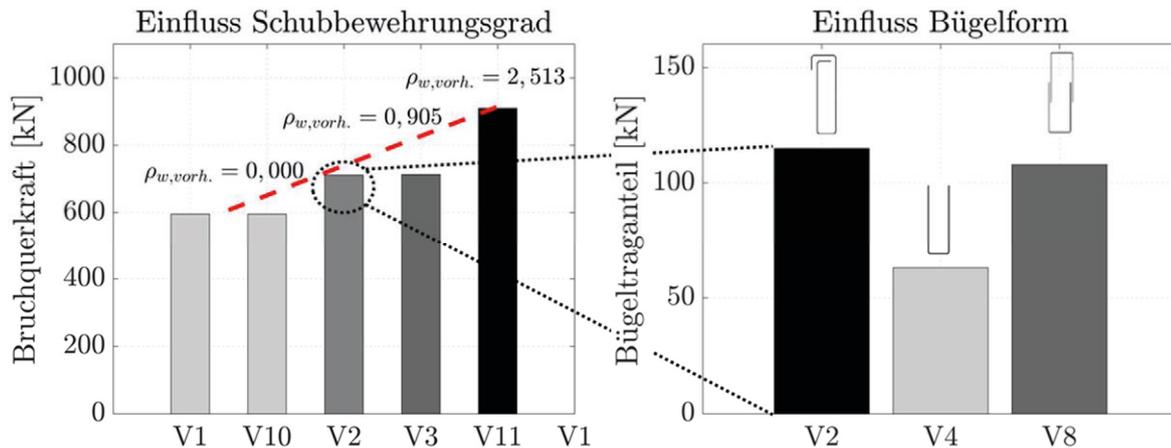


Bild 179: Vergleich der BÜGELTRAGANTEILE für verschiedene BÜGELFORMEN (SCHRAMM, 2020)

Für die Versuchsträger mit zweiteiligen BÜGELN und reduzierter Übergreifungslänge (Mindestübergreifungslänge von lediglich 11,5 cm nach Untersuchungen von Kupfer (KUPFER, 1975)) konnten nahezu die gleichen Bruchlasten wie für die Versuchsträger mit geschlossener BÜGELBEWEHRUNG ermittelt werden. Dies ist zum einen darauf zurückzuführen, dass die Tragwirkung im Vergleich zu einem geschlossenen BÜGEL lediglich in den Bereichen reduziert ist, in denen die Übergreifung der beiden BÜGELTEILE durch Schubrisse gekreuzt wird, da nur dort gerade Stabenden vorliegen. In den restlichen Bereichen können sich die Kräfte in den vertikalen BÜGELSCHENKELN voll verankern. Zum anderen zeigen die faseroptischen Messungen der Dehnungen in den beiden BÜGELTEILEN, dass selbst für den Fall, dass ein Schubriss den Übergreifungsbereich kreuzt, Dehnungen im Bereich von 80% bis mehr als 100% der Fließdehnung auftreten. Unter Annahme von guten Verbundbedingungen sowie einer möglichen Rissbildung infolge Querzug, ist nach EC2 (für einen Beton C 30/37 und einem Stabdurchmesser von 6 mm) eine Übergreifungslänge von 31,5 cm erforderlich. Die vorhandene Übergreifungslänge der BÜGELSCHENKEL von lediglich 11,5 cm scheint jedoch nahezu ausreichend zu sein.

Demgegenüber reduziert sich der Traganteil für oben offene BÜGEL (BÜGEL Typ 2 in Bild 116) mit geraden Stabenden deutlich. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der kritische Schubriss die BÜGELSCHENKEL zum Teil in Bereichen kreuzt, in denen sich die BÜGELKRAFT durch die verringerte Verankerung aufgrund der geraden Stabenden nicht bis zur

Streckgrenze aufbauen kann. In den restlichen Bereichen kann hingegen die gleiche Querlast wie bei konventionellen BÜGELN abgetragen werden. Bei Ansatz von mäßigen Verbundbedingungen aufgrund der Betonierichtung (gerade Stabenden an der Oberseite) sowie der Berücksichtigung des Faktors $\alpha_5=1,5$ für Rissbildung infolge Querzug, ergibt sich nach EC2 (für einen Beton C 30/37 und einem Stabdurchmesser von 6 mm) eine Mindestverankerungslänge für gerade Stabenden von 46,5 cm. Aus den faseroptischen Dehnungsmessungen entlang der vertikalen BÜGELSCHENKEL lässt sich schließen, dass bereits eine Verankerungslänge von 22 bis ca. 28 cm ausreichend ist, um die Kraft bei Erreichen der Streckgrenze zu verankern. Die erforderliche Verankerungslänge hängt dabei von der Lage im Träger ab: falls sich die offenen geraden Stabenden im Bereich der Biegezugzone befinden, ergibt sich aufgrund von Rissbildung eine größere Verankerungslänge, wohingegen die Verankerung der Kraft in den geraden Stabenden in der Druckzone bereits nach einer kürzeren Länge gegeben ist. Der BÜGELTRAGANTEIL der oben offenen BÜGEL im Vergleich zu geschlossenen, konventionellen BÜGELN reduziert sich daher in Abhängigkeit dessen, wie viele BÜGEL der kritische Schubriss im Bereich der Verankerungslänge der oben offenen Stabenden kreuzt. Zudem ist das Verhältnis zwischen dem Abstand des Kreuzungspunktes (des kritischen Schubrisses mit dem vertikalen BÜGELSCHENKEL) zu dem Stabende und der Verankerungslänge entscheidend.

chen Dehnungsmessungen entlang der BÜGELSCHENKEL, wesentliche Erkenntnisse zu veralteten BÜGELFORMEN gewonnen werden.

Bild 179 zeigt einen Vergleich des BÜGELTRAGANTEILS für verschiedene BÜGELFORMEN.

Durch die erwähnte Verlagerung des Versagens in den Feldbereich für die Träger mit offenen Steckbügeln (Bügel Typ 3, Bild 116), als Zulage im negativen Momentenbereich, konnte zudem ein deutlicher Einfluss auf das Querkrafttragverhalten festgestellt werden. Die Dehnungsmessungen zeigen generell ein ähnliches Verhalten wie für die oben offenen durchgehend verlegten Bügel, wonach ein Fließen in den vertikalen Bügelschenkeln auftreten kann, falls der Kreuzungspunkt mit einem Schubriss außerhalb der Verankerungslänge liegt. Durch die Ausrichtung der geraden Stabenden nach unten, und somit in Richtung der Druckzone, ergibt sich im Vergleich zu den Bügeln mit offenem Ende in der Zugzone jedoch ein gutmütigeres Verankerungsverhalten. Insbesondere für die Steckbügel, deren gerade Stabenden im Bereich der Spanngliedachsen liegen (Zone um den Momentennullpunkt), ergibt sich, durch die günstige Wirkung des Querdrucks, eine reduzierte Verankerungslänge und die Kraft in den Bügelschenkeln kann sich somit schneller aufbauen.

Duktilität und Versagensvorankündigung

Für die untersuchten Bügelformen mit Bügeln $\varnothing 6$ konnten keine ausgeprägten Unterschiede hinsichtlich der Duktilität des Querkraftversagens bzw. einer Versagensvorankündigung festgestellt werden. Demgegenüber zeigte sich für die Versuchskörper ohne Bügelbewehrung, dass generell weniger Risse vor dem Versagen auftreten und sich die Rissweite des kritischen Schubrisses sehr schlagartig von nahezu 0 mm auf ca. 0,7 mm einstellt. Nach dem plötzlichen Auftreten des kritischen Schubrisses lässt sich die Querkraft nur noch um ca. 23 % steigern, bevor das letztendliche Versagen auftritt (vgl. Bild 180).

Für Versuch V11 mit einem höheren Bügelbewehrungsgrad ($\varnothing 10/25$, $\rho_w=1,5$) konnte hingegen festgestellt werden, dass nach der Ausbildung von sichtbaren Schubrissen noch eine deutliche Laststeigerung möglich ist und der Lastabfall nach Erreichen der maximalen Querkraft geringer ausfiel.

3.4.8 Numerische Untersuchungen

Voruntersuchungen

Um den Einfluss unterschiedlicher Bügelformen auf das Querkrafttragverhalten auch numerisch zu untersuchen, wurden nichtlineare Finite-Elemente Berechnungen mit dem Programm Abaqus durchgeführt. Analog zu den Berechnungen der Projektpartner wurde das Materialmodell Concrete Damaged Plasticity verwendet, wobei es sich um einen elastoplastischen Ansatz mit isotroper Schädigung handelt. Für betrachtete Problemstellungen kann

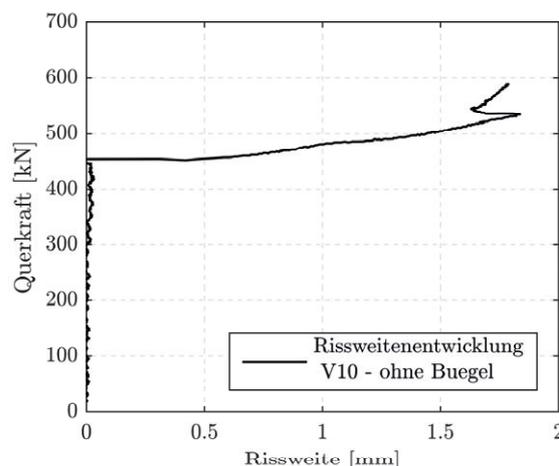


Bild 180: Entwicklung der Rissweite des kritischen Schubrisses für Versuch V10 ohne Bügelbewehrung in Abhängigkeit der Querkraft aus kamerabasierten optischen Messungen

das verwendete Materialmodell als geeignet eingestuft werden, die Regularisierung der Schädigung über die Bruchenergie bei Definition einer Spannungs-Rissöffnungsbeziehung für den Beton zeigte zufriedenstellende Ergebnisse. Da ein Hauptaugenmerk der numerischen Berechnungen auf den Möglichkeiten zur Abbildung des Verbundverhaltens zwischen Bügelbewehrung und Beton lag, wurden unterschiedliche Ansätze für eine Umsetzung in dem FE-Programm untersucht. Die Diskretisierung des Betons erfolgte stets mit Volumenelementen (C3D8R mit reduzierter Integration und Hourglass-Control), die schlaffe und vorgespannte Bewehrung wurde zumeist mit Fachwerk- bzw. Balkenelementen (T3D2 bzw. B31) abgebildet. Für einzelne Untersuchungen (Abbildung der Verbundbedingungen über flächenhaften Kontakt mit Kontaktelementen) wurde auch die Bügelbewehrung mit Volumenelementen diskretisiert.

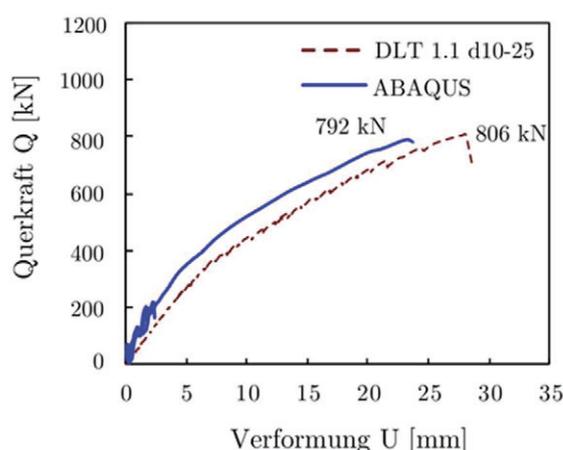


Bild 181: Vergleich von FE Simulation und Versuch DLT 1.1 (Querkraft in Feld mit Bügeln $\varnothing 10/25$)

Zunächst wurde ein FE-Modell zur Simulation bzw. Abbildung des Versuchsträgers DLT 1.1 der RWTH Aachen erstellt und der Versuch nachgerechnet (siehe Bild 181), um die bisherigen Eingangsparameter des Modells zu verifizieren und zu validieren. Die Bruchlast und das Last-Verformungs-Verhalten konnten dabei in der FE-Simulation gut abgebildet werden.

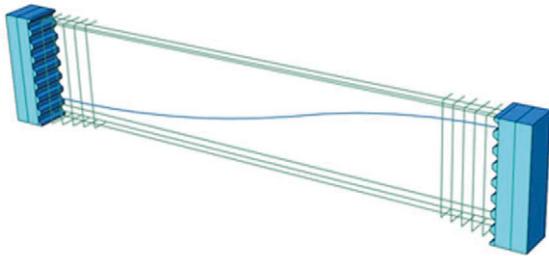
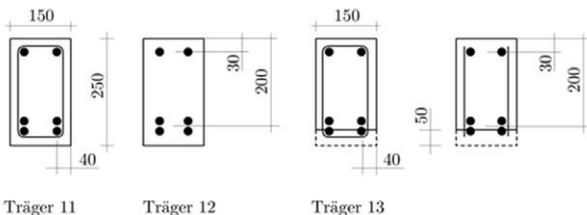


Bild 182: FE Modell für die Nachrechnung der Substrukturversuche (SCHRAMM, 2020)

Das steifere Tragverhalten der FE-Berechnung kann auf die Lagerung des Modells zurückgeführt werden, die in Abaqus über vertikal starre, gelenkige Linienlager unter verteilenden Lastplatten realisiert wurde. Die Anfangsneigung des Traglastpfads, der unter Annahme eines zunächst linear elastischen Materialverhaltens für Versuch und Simulation kongruent verlaufen müsste, zeigt aller-



Träger 11 Träger 12 Träger 13

Bild 183: Versuchskörpergeometrien von (REGAN & KENNEDY REID, 2004)

dings, dass der Versuchsträger bereits zu Beginn deutlich weicher reagiert, was somit auf Nachgiebigkeiten im Versuchsaufbau zurückgeführt werden kann. Eine Adaption der Lagerungsverhältnisse wäre über besonders weiche Lagerplatten oder zusätzliche Senkfedern im FE-Modell möglich, was im Rahmen dieser Untersuchungen allerdings nicht weiter verfolgt wurde.

Darüber hinaus wurden Versuche von (REGAN & KENNEDY REID, 2004) an Balken mit geschlossenen, abschnittsweise beidseitig offenen oder gänzlich fehlenden Bügeln (siehe Bild 183) nachgerechnet. Intention der Autoren war die Untersuchung geschädigter Bügel infolge Stahlkorrosion, sodass auch einzelne Versuche bei fehlender Betondeckung auf Balkenunterseite durchgeführt wurden.

Das Tragverhalten der Bügelschenkel ohne Verankerung in Druck- und Zuggurt ist in entscheidendem Maße vom Verbundverhalten der Bewehrung abhängig, da sich Spannungen im Schenkel über eine gewisse Verankerungslänge im Bügel erst aufbauen müssen. Erreichbare Bügelspannungen werden durch die minimale Verbundlänge vor oder nach einem Schubriss begrenzt. Da mit Blick auf die Substrukturversuche mit heute nicht mehr zulässigen Bügelformen und geraden Schenkeln ähnliche Effekte in der Verteilung dominanter Tragmechanismen zu erwarten sind, wird diese Versuchsreihe genutzt, um einen eigenen, vereinfachten Ansatz zur Berücksichtigung einer Verankerung über Verbundspannungen zu validieren. Der Ansatz, der sich einer Modifikation Stahlarbeitslinie betroffener Bügel bedient, wird nachfolgend näher erläutert.

Die Traglasten (Last-Verformungs-Kurven wurden nicht dokumentiert) konnten dabei sehr gut abgebildet werden (vgl. Bild 184)

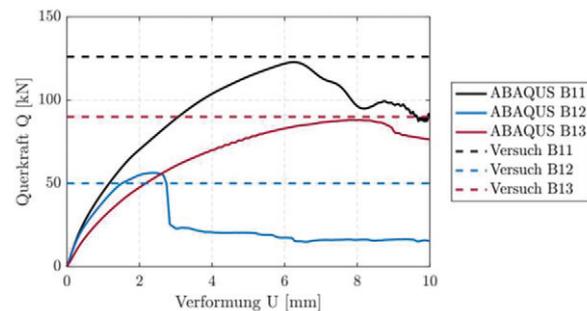


Bild 184: Vergleich von Bruchlasten aus Versuchen nach (REGAN & KENNEDY REID, 2004) (gestrichelte Linie) und numerischen Simulationen

Numerische Abbildung der Substrukturversuche

Im Anschluss an diese Voruntersuchungen wurde die Versuchsmatrix der Substrukturversuche numerisch aufbereitet. Dabei wurden auch die einflussreichen Randbedingungen des Versuchstands im numerischen Modell berücksichtigt, um eine möglichst realistische Abbildung der Lagerung des Versuchskörpers über Schubnocken und die damit verbundene Lasteinleitung bzw. Auflagerung sicher zu stellen. Linear elastische Stahlplatten treten mit der Betonkubatur entlang der Profilierung über eine einfache Reibkontaktbedingung in Verbindung. Darüber hinaus wurden analog zur Versuchsdurchführung Längsbewehrung und Spannglieder in den Stahlplatten verankert (siehe Bild 182).

In ersten Simulationen wurden für die Nachrechnung der Substrukturversuche vorerst nur die Maximallasten aus Versuch und Berechnung miteinander

der verglichen, da die bisher ausgewerteten experimentellen Last-Verformungs-Kurven Schlupfanteile und zusätzliche Verformungsanteile aus der Versuchsanordnung beinhalten. Analog den Erläuterungen bezüglich Verformungsdifferenzen zwischen Versuch und Modell bei DLT 1.1 der RWTH Aachen folgend, könnte auch hier der numerische Traglastverlauf durch Senkfedern und lastabhängige Rotationsbedingungen der einspannenden Platte angepasst werden.

Bild 185 zeigt beispielhaft einen Vergleich der im Versuch erreichten Bruchquerkraft mit dem Last-Verformungs-Diagramm aus der numerischen Berechnung unter Variation des Dilatanzwinkels. Es wird ersichtlich, dass der Dilatanzwinkel zwar einen großen Einfluss auf das Tragverhalten hat, die Bruchlast bei Ansatz eines üblichen Wertes von ca. 36° aber sehr gut nachgerechnet werden kann. Auch der Verlauf der plastischen Dehnungen (vgl. Bild 187) deckt sich dabei gut mit dem Rissbild im Versuch.

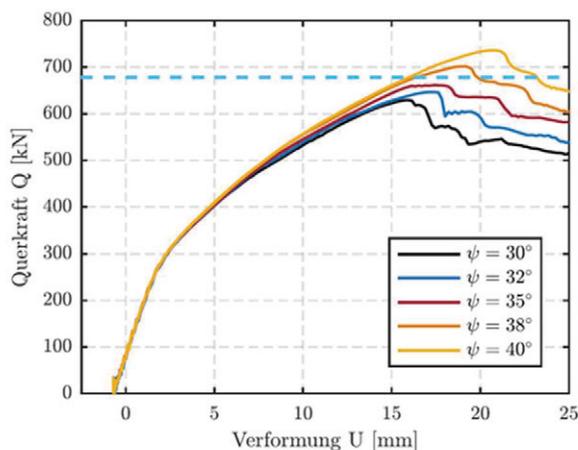


Bild 185: Vergleich von numerischer Simulation und Bruchlast aus Substruktur-Versuch V2 unter Variation des Dilatanzwinkels

Auch die numerischen Untersuchungen zeigen, dass die beidseitigen Vouten einen Einfluss auf das

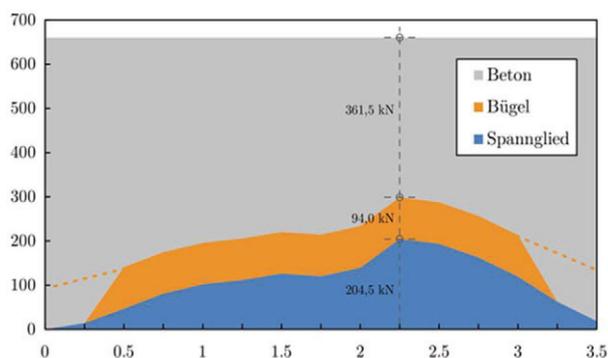


Bild 186: Traganteile des Querkraftwiderstands für Versuch V2 aus der numerischen Simulation

Tragverhalten haben. Die um ca. 100 kN erhöhten Traglasten im Vergleich zu den klassisch geprüften Referenzversuchen an der RWTH Aachen lassen sich auf einen konstanten Traganteil aus den Vouten zurückführen.

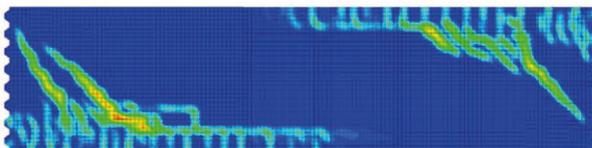


Bild 187: Plastische Zug-Dehnungen der numerischen Simulation von Versuch V2 bei Erreichen der Höchstlast

Um die jeweiligen Traganteile aus dem Versuch besser nachvollziehen zu können, wurden diese aus der numerischen Simulation über die Trägerlänge von 3,50 m ausgewertet. Hierbei wurden jeweils die vertikalen Normalkraftanteile aus Bewehrung und Spannglied ausgelesen und der verbleibende Traganteil dem Beton zugeordnet. Bild 186 zeigt beispielhaft die Auswertung für Versuch V2. Der Spanngliedanteil wirkt zunächst gering, allerdings begünstigt die Vorspannung natürlich auch den Lastabtrag über Rissflanken im Beton hinweg entscheidend.

Möglichkeiten zur Berücksichtigung einer nachgiebigen Verbundbedingung

Neben der Nachrechnung von Durchlaufträger-Teilsystemen ohne bzw. mit geschlossener Bügelbewehrung, die gewissermaßen die Randbedingungen erreichbarer Traglasten und erwarteter Systemantworten bezüglich Verformung und Rissbildung darstellen, wurden weitere Versuchsträger unter Verwendung verschiedener, heute nicht mehr zulässiger Bügelgeometrien (gerade Schenkel, Zulagen, kurze Übergreifungslängen) betrachtet, sodass aus erreichten Traglasten Rückschlüsse auf spezifische Traganteile der Bügelbewehrung gezogen werden konnten. Im Zusammenhang dieser weiterführenden Studien war die Abbildung des Verbunds zwischen Bügelschenkeln und Beton von besonderem Interesse. Neben der konventionellen Annahme einer starren Einbettung der Bewehrung in den Beton ohne Relativverschiebung, wurden zwei weitere Ansätze für eine genauere Abbildung des Verbundverhaltens untersucht. Ein zielführender Ansatz liegt dabei im Ansatz die Relativverschiebung eines Bewehrungsstabs (Schlupf) als zusätzliche Stahldehnung zu interpretieren. Die Arbeitslinie des Stahls verliert somit an Steifigkeit, kann aber weiterhin den starr eingebetteten Fachwerkelementen der Bewehrung im Beton zugeordnet werden, sodass kein erhöhter Aufwand bei der

Modellierung entsteht. Dieser Ansatz ermöglicht die Erfassung globaler Einflüsse eines lokal nachgiebigen Verbundes, allerdings können keinen Aussagen zu Verbundspannungen oder Relativverschiebungen gemacht werden, da diese im FE-Modell schlicht nicht vorhanden sind. Der verwendete Ansatz zur Reduktion der Stahlsteifigkeit beruht auf dem Modell nach (DEHESTANI & MOUSAVI, 2015), das für Biegebewehrung in der Zugzone konzipiert wurde. Das Modell wurde mit Blick auf das Schubtragverhalten eines Trägers ohne bzw. mit schwachem Schubbewehrungsgrad abgewandelt. Der entscheidende Gedanke liegt in der Beobachtung, dass das Tragverhalten von Trägern ohne bzw. mit schwacher Schubbewehrung sehr ähnlich ist, wobei ein Versagen durch einen maßgebenden Schubriss, der aus Biegerissen hervorgeht, eintritt. Wurde im ursprünglichen Modell für die Übertragungslänge der Verbundspannungen noch der mittlere Rissabstand des abgeschlossenen Rissbilds in der Biegezugzone angesetzt, gilt mit Blick auf einen Schubriss die nötige Verankerungslänge des Bügels in Abhängigkeit der Verbundbedingung und des Stabdurchmessers als neue, kritische Übertragungslänge. Das Modell wird im Folgenden detailliert erläutert.

Zunächst wird die Streckgrenze der Bügelbewehrung reduziert. Dies erscheint in Kombination mit der Rissöffnungsbeziehung im Materialmodell des Betons sinnvoll, da Bewehrungsstahl im Verbund, im ungerissenen Zustand, seine Streckgrenze nicht erreichen kann. Erst im echten Riss sind die dazu erforderlichen Stahldehnungen möglich.

$$f_y^* = (0,93 - 2B) \cdot f_y$$

$$B = (f_{cr}/f_y)^{1,5} / \rho$$

f_y	Streckgrenze Bewehrungsstahl
f_y^*	Mod. Streckgrenze
f_{cr}	Betonzugfestigkeit f_{ctm}
ρ	Längsbewehrungsgrad

Nun wird unter Ansatz der neuen Streckgrenze und eines zusätzlichen, fiktiven Dehnungsanteils aus Schlupf ein neuer E-Modul für die Stahlkennlinie bestimmt.

$$E_s^* = \frac{f_y^*}{\varepsilon_s + (\delta/l)}$$

ε_s	Stahldehnung bei f_y
δ	Maximaler Schlupf der Bewehrung

l Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$

Die Bestimmung des gewählten Schlupfwerts δ erfolgt nach folgendem Ansatz:

$$\delta = \frac{0,7315 + K}{5,176 + 0,333 \cdot K}$$

$$K = K_{co} + 33 \cdot K_{st}$$

$$K_{co} = C/d_b$$

C Betondeckung

d_b Stabdurchmesser Bügelbewehrung

K_{st} wird vernachlässigt, da dieser Wert für Längsbewehrung eine günstige Querdehnungsbehinderung durch Bügel berücksichtigen kann. Im vorliegenden Fall sind die Bügel aber selbst das Ziel der Untersuchung und es liegt keine Querdehnungsbehinderung für die Bügel vor. Mit Hilfe der Werte f_y^* , $f_t^* = 1,05 \cdot f_y^*$ und E_s^* kann nun eine neue Stahlkennlinie aufgebaut werden, die dann wiederum in Abaqus implementiert werden kann.

Der zweite betrachtete Ansatz nutzt eine echte Verbundbedingung entsprechend eines vereinfachten Verbundspannungs-Schlupf-Gesetzes (siehe Bild 188) auf der echten Oberfläche der Bügel, die mit Volumenelementen diskretisiert werden.

Der Aufwand im Zuge der Modellbildung für diesen

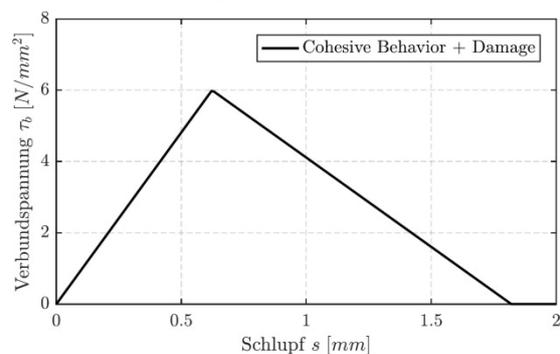


Bild 188: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in Abaqus

Ansatz der Verbundabbildung ist extrem hoch, da die Volumenelemente der Bügelbewehrung nicht einfach in die Betonkubatur eingelassen werden können. Um die Kontaktbeziehung auf der Oberfläche der Bügel zu initialisieren, muss auch im Beton entlang der Bügelwandung eine echte Oberfläche vorhanden sein. Hierzu muss der Betonkörper in Abschnitte, deren Länge dem Achsmaß eines Bügelabstands entsprechen, unterteilt werden. Beidseitig muss nun der halbe Querschnitt eines angrenzenden Schubbügels entlang seiner Bügelform in den Beton „eingefräst“ werden. Somit entsteht die

nötige Negativwandung für den anschließenden Bügel, der in das freigewordene Volumen eingesetzt werden kann. Ein Ausschnitt einer derartigen Negativwandung im Beton als Platzhalter für Schubbügel aus Volumenelementen ist nachfolgend in Bild 190 dargestellt.

Hierbei stiegen die Rechenzeiten jedoch auf mehr als 100 Stunden an, sodass diese Variante nicht

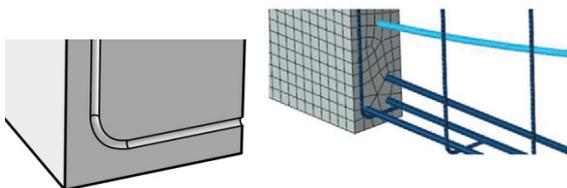


Bild 190: Detailsansicht Betonvolumen und Vernetzung

zielführend erscheint, zumal der vereinfachte Ansatz einer modifizierten Stahlarbeitslinie (Steel-slip-stiffness) die Traglast in einer ersten vergleichenden Betrachtung besser approximiert. Für den betrachteten Versuch überschätzt die Berechnung unter Vernachlässigung eines expliziten Schlupfanteils die Traglast nur minimal (siehe Bild 189). Die Ursache liegt in der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung des Betons, die über eine Regularisierung die Rissbildung im kontinuierlichen FE-Netz annähern kann. Bei lokaler Verzerrung der Betonelemente infolge plastischer Zugdehnung, die als Rissbildung interpretiert werden kann, wird der oben offene Bügelschenkel, dessen Freiheitsgrade starr an die der Betonelemente gekoppelt sind, zu einer Betondehnung gezwungen, die erst dadurch ermöglicht wurde, dass kein geschlossener Bügel vorliegt. Den unverhältnismäßigen Rechenzeiten geschuldet, wurde keine verfeinerte Betrachtung der komplexen Verbundmodellierung unternommen.

In Bild 191 und Bild 192 sind die Verläufe der Bügelspannungen über die Höhe (für einen Bügel im Feld- und Stützbereich) dargestellt, die aus einer

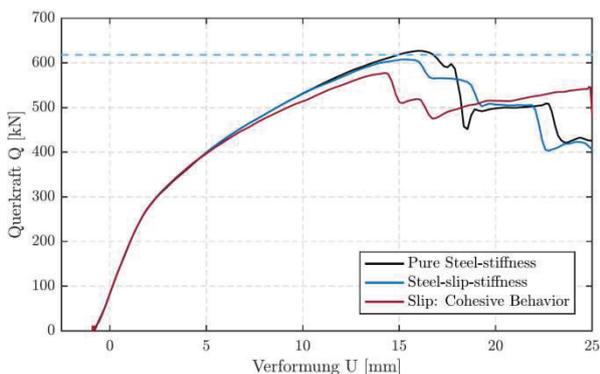


Bild 189: Vergleichende Betrachtung der Tragfähigkeit bei oben offenen Bügeln unter verschiedenen Ansätzen zur Berücksichtigung des Verbunds

Berechnung mit Abbildung der Verbundbedingungen über komplexe Kontaktbedingungen resultieren.

Weiterführender Aspekt wäre in diesem Zusammenhang beispielsweise eine inkrementelle Anpassung der erreichbaren Verbundspannungen in Abhängigkeit eines günstig wirkenden Querdrucks aus Vorspannung. Der Ansatz einer modifizierten Arbeitslinie des Stahls bietet einen Weg mögliche Schlupfanteile der Bewehrung ingenieurmäßig zu erfassen, ohne dass der Aufwand im Rahmen der Modellbildung respektive die Rechenzeiten stark ansteigen. Ein besonderer Vorteil des vorgestellten Ansatzes liegt in seiner Plattformunabhängigkeit. Die Implementierung eigener Arbeitslinien ist in vielen kommerziellen Software-Paketen möglich und somit nicht auf das Programm Abaqus beschränkt.

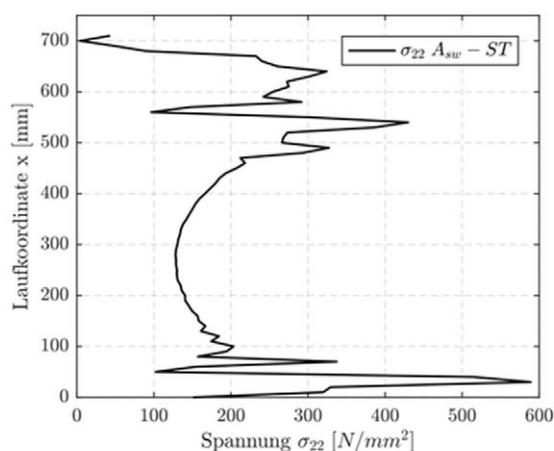


Bild 191: Verlauf der Bügelspannungen über die Höhe aus der numerischen Berechnung, für einen Bügel im Stützbereich; Berücksichtigung des Verbunds über komplexe Kontaktbedingungen

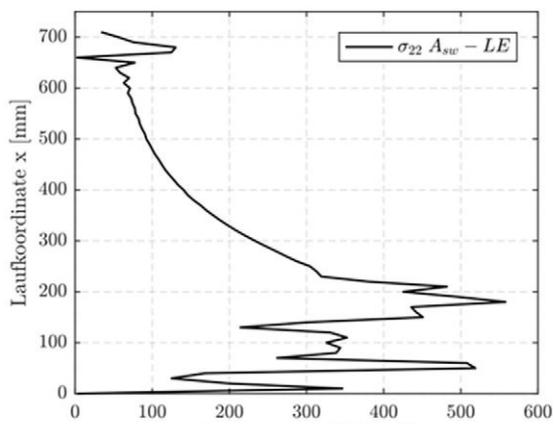


Bild 192: Verlauf der Bügelspannungen über die Höhe aus der numerischen Berechnung, für einen Bügel im Feldbereich; Berücksichtigung des Verbunds über komplexe Kontaktbedingungen

3.5 Finite Elemente Simulationen / probabilistische Untersuchungen

3.5.1 Programmvorstellung ATENA

Das nichtlineare Finite Elemente Programm ATENA (Cervenka Consulting) wurde für die Simulation von Beton- und Stahlbetontragwerken entwickelt. Das Programm bietet die Möglichkeit an, je nach Problemstellung entweder zweidimensionale oder dreidimensionale Modelle zu simulieren. Für diese zwei Modellierungsarten werden auch verschiedene Materialmodelle vorgesehen. Im Folgenden sollen, die im Rahmen dieser Untersuchung verwendeten, Materialmodelle kurz vorgestellt werden um einen Überblick über die Möglichkeiten und Grenzen des Programms zu verschaffen.

Sbeta (für 2D Modellierung)

Dieses Materialmodell wurde für ein ATENA-Vorgängerprogramm entwickelt und wird auch in der aktuellen ATENA Version für die zweidimensionale Modellierung von Beton verwendet. Der Name Sbeta steht für die Abkürzung von **Stahlbeton**analyse.

Das Konzept vom Materialmodell sieht folgende Effekte für die Simulation von Betontragverhalten vor:

- Nichtlineares Verhalten unter Druckbeanspruchung inklusive Verfestigung und Entfestigung
- Versagen im Zugbereich auf Grundlage bruchmechanischer Implementierung
- Biaxiale Versagenskurve nach Kupfer
- Reduktion der Druckfestigkeit nach Rissentstehung
- Tension Stiffening-Effekt
- Reduktion der Schubsteifigkeit nach Rissbildung (variabler Reduktionsfaktor)
- Zwei Rissmodelle: mit unveränderlichen orthogonalen Rissebenen (fixiertes Rissmodell) oder mit in jedem Lastschritt sich ändernden Rissebenen (rotierendes Rissmodell)

Die Formulierung der Materialbeziehung erfolgt durch die Gleichgewichtsbedingung in einem Materialpunkt für den ebenen Spannungszustand wie folgt:

$$s = D \cdot e, \quad s = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}^T \quad (107)$$

$$e = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}\}^T$$

Hierbei sind s , D und e der Spannungsvektor, die Materialsteifigkeitsmatrix und der Dehnungsvektor.

Die Spannungs- und Dehnungsvektoren bestehen aus den einzelnen Komponenten des ebenen Spannungszustands (siehe Bild 193:). Während die Dehnungen für alle Materialien gleich sind, können der Spannungsvektor und die Steifigkeitsmatrix in einen Teil für den Beton und einen Teil für die Bewehrung wie folgt zerlegt werden:

$$s = s_c + s_s, \quad D = D_c + D_s \quad (108)$$

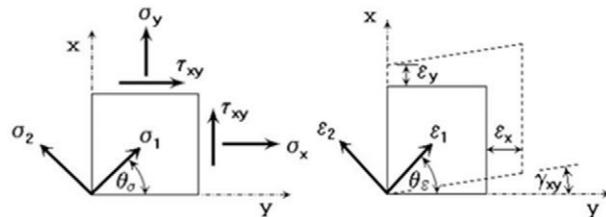


Bild 193: Komponenten des Ebenen Spannungszustands (Cervenka, et. al., 2013)

Näherungsweise werden die Betonspannungen auf die Bruttofläche des Betons bezogen, sodass die von der Bewehrung eingenommene Betonfläche vernachlässigt wird. Bei großen Bewehrungsgraden kann dieser Effekt einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben.

Die Steifigkeitsmatrix D wird nach dem Hook'schen Gesetz definiert. Diese wird im Fall von ungerissemem Beton für ein isotropes Material und im Fall von gerissemem Beton für ein orthotropes Material erstellt.

Für die Ermittlung der Spannungen in der Bewehrung werden die Dehnungen in Bewehrungsrichtung verwendet.

Äquivalente einachsige Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton

Durch das Einführen einer effektiven Spannung σ_c^{ef} und eine äquivalente einachsige Dehnung ε^{eq} wird versucht das nichtlineare Verhalten vom Beton im zweiachsigen Spannungszustand durch eine äquivalente einachsige Spannungs-Dehnungs-Linie zu beschreiben (siehe Bild 194). Dabei werden die maximalen Spannungen im Druckbereich $\sigma_c^{ef} (f_c^{'ef})$ und im Zugbereich $\sigma_t^{ef} (f_t^{'ef})$ nach der zweiachsigen Versagenskurve nach Kupfer berechnet (Cervenka, et. al., 2013).

Die maximale Spannung im Druck-Druck Bereich berechnet sich wie folgt:

$$f_c^{'ef} = \frac{1 + 3,65a}{(1 + a)^2} \cdot f_c', \quad a = \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}} \quad (109)$$

σ_{c1} und σ_{c2} sind die Hauptspannungen im Beton und f_c' ist die einachsiale Druckfestigkeit des Betons. Im Zug-Zug Bereich bleibt die Zugfestigkeit konstant und entspricht der einachsigen Zugfestigkeit f_t' . Im ungerissenen Zustand wird das Tragverhalten des Betons unter Zugbeanspruchung als linear-elastisch angenommen. Für die Zugseite wird der Tangenten-E-Modul E_c verwendet. Für einaxiale Druckfestigkeit bei Rissentstehung erfolgt die Betrachtung anschließend.

Nach dem Erreichen der Zugfestigkeit wird die Rissentstehung durch ein fiktives Rissbandmodell simuliert. Dieses Rissbandmodell basiert auf eine Zugspannung-Rissöffnung-Beziehung und der Bruchenergie. Das Materialmodell bietet mehrere Entfestigungsfunktionen für den Zugbereich, die ausführlich in (Cervenka, et. al., 2013) beschrieben werden. Die hier verwendete Entfestigungsfunktion geht auf (Hordijk, 1991) zurück und ist im Bild 195 graphisch dargestellt.

Die Rissmodellierung kann in drei Phasen eingeteilt werden. In der ersten Phase ist die Betonzugfestigkeit $f_t^{'ef}$ noch nicht erreicht und somit der Beton ungerissen. In der zweiten Phase der Rissentstehung ist die Zugfestigkeit überschritten, die ersten Risse entstehen und die Zugfestigkeit wird reduziert. In der dritten Phase ist die Zugfestigkeit des Betons nicht mehr vorhanden und nur die Rissöffnung bzw. die Dehnung ε_{cr} senkrecht zum Riss nimmt zu. Programmintern werden auch Rissbreiten ausgerechnet. Diese ergeben sich aus der Summe aller Dehnungen ε_{cr} innerhalb eines Rissbandes der Breite L_t (siehe Bild 195).

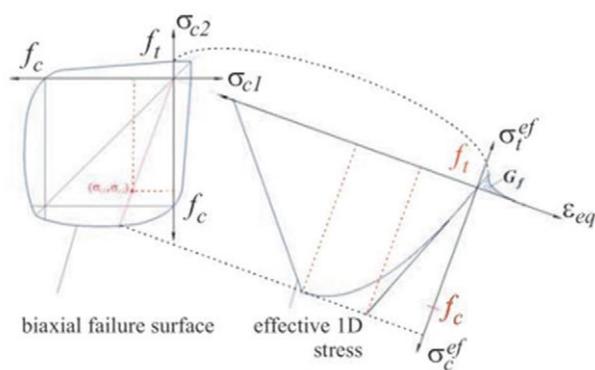


Bild 194: Zweiachsige Versagenskurve und äquivalentes einachsiges Gesetz für Beton (Novak, et. al., 2005)

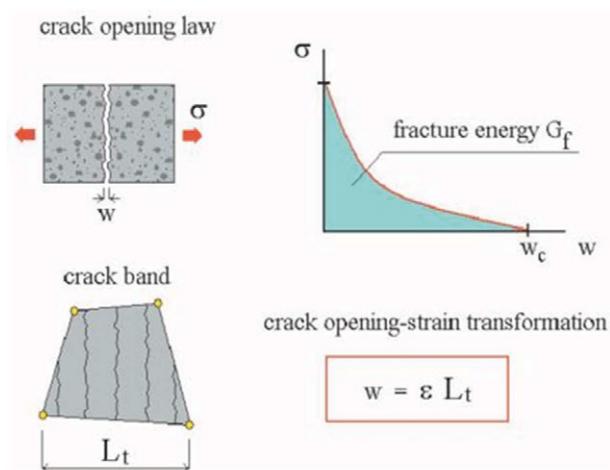


Bild 195: Verschmiertes Rissmodell für Zugverhalten von Beton (Novak, et. al., 2005)

Die Abbildung von Rissen wird im Materialmodell SBETA auf zwei Arten durch das Konzept der verschmierten Risse wie in Bild 196 dargestellt.

Fixiertes Rissmodell

Dieses Rissmodell basiert auf der Annahme, dass wenn die Zugfestigkeit überschritten wird sich ein Riss in der Ebene senkrecht zu der Richtung der Hauptzugspannungen bildet (Cervenka, 1985). Die Rissebene bzw. die Rissneigung nach Rissinitiierung bleibt auch im weiteren Berechnungsverlauf unverändert. Nach der Rissentstehung wird ein lokales Koordinatensystem eingeführt mit der schwachen Achse m_1 normal und der starken Achse m_2 parallel zur Rissrichtung und die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen am lokalen Koordinatensystem formuliert (siehe Bild 196 links). In Wirklichkeit drehen sich die Richtungen der Hauptspannungen bei weiterer Belastung und somit auch die Richtung der sich fortpflanzenden Risse. Ein wesentlicher Nachteil dieses Rissmodells ist, dass evtl. für das Versagen maßgebliche zweite Risse, welche in spitzem Winkel zu den Erstrissen auftreten, nicht abgebildet werden können was zu einer Überschätzung der Traglast einer Struktur führen kann. (Hofstetter, 2006). Die in ATENA implementierte Schubspannungsübertragung im Riss basiert auf das Gesetz von (Kolmar, 1985; Cervenka et. al., 2013). Mit zunehmender Rissöffnung (Rissdehnung) nimmt der Schubspannungsübertragungsfaktor im Riss ab.

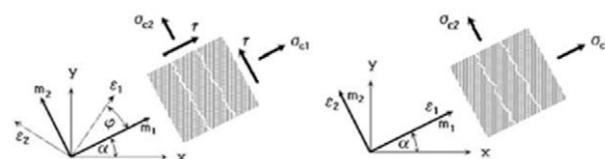


Bild 196: Fixiertes Rissmodell (links) Rotierendes Rissmodell (rechts) (Cervenka, et. al., 2013)

Der Anteil aus der Dübelwirkung der vorhandenen Bewehrung im Riss wird in ATENA vernachlässigt.

Rotierendes Rissmodell

Beim rotierenden Rissmodell (Vecchio, et al., 1986), (Crisfield, et al., 1989) wird die Richtung der Hauptspannungen in jeden Berechnungsschritt überprüft und die Richtung der Hauptdehnungen stimmt mit der Richtung der Hauptspannungen überein, sodass sich an den Rissufern keine Schubspannungen ergeben. Die Bezeichnung „rotierendes Rissmodell“ bezieht sich auf die Tatsache, dass sich die Richtung der Risse von einem zum nächsten Berechnungsschritt ändern kann. Der Ansatz des rotierenden Rissmodells ist so zu verstehen, dass immer nur der zuletzt in einem Punkt gebildete Riss betrachtet wird. (Hofstetter, 2006).

Schubspannung und Steifigkeit in gerissenem Beton

Wie schon erwähnt ist beim fixierten Rissmodell die Schubübertragung im Riss sehr wichtig. Aus diesem Grund wird in ATENA ein variabler Reduktionsbeiwert eingeführt, mit dem der Schubmodul in Abhängigkeit der Rissdehnung reduziert wird. Die rissdehnungsabhängige Funktion zur Bestimmung des Reduktionsbeiwertes ist im Bild 197 dargestellt (Kolmar, 1985).

Druckfestigkeit in gerissenem Beton

Das Materialmodell Sbeta berücksichtigt auch eine Reduktion der Betondruckfestigkeit nach Rissbildung. Dafür wird ein Reduktionsbeiwert r_c eingeführt der in Abhängigkeit der Rissdehnung die Betondruckfestigkeit parallel zum Riss reduziert (siehe Bild 198). Die Reduktion erfolgt nach Gleichung (110).

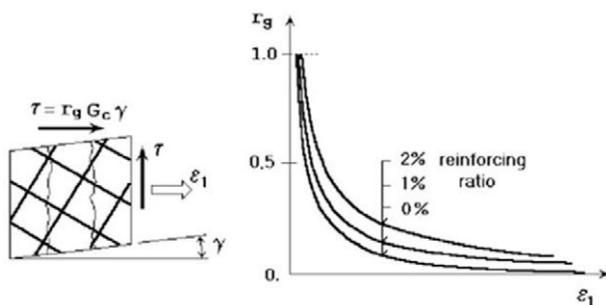


Bild 197: Variabler Schubreduktionsfaktor (Cervenka, et. al., 2013)

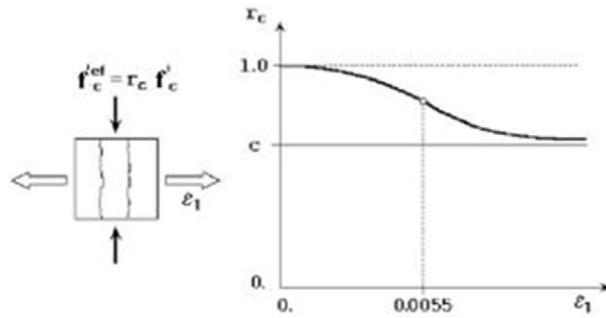


Bild 198: Druckfestigkeitsreduktion im gerissenen Beton (Cervenka, et. al., 2013)

$$f'_c{}^{ef} = r_c \cdot f'_c \tag{110}$$

Zugversteifungseffekt (Tension stiffening)

Durch die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen ergibt sich eine Zugversteifung. Im Materialmodell Sbeta gibt es kein expliziter Faktor zur Berücksichtigung dieses Effektes, weil in ATENA dieser Effekt automatisch durch Lokalisierung der Dehnungen im gerissenen Beton berücksichtigt wird. Ein expliziter Faktor zur Berücksichtigung der Zugversteifung würde zu einer Überschätzung der Auswirkungen dieses Effektes führen.

Tabelle 30: Parameter SBETA Materialmodell (Cervenka, et. al., 2013)

Parameter	Formel
Druckfestigkeit	$f'_c = -0,85 \cdot f'_{cu}$
Zugfestigkeit	$f'_t = 0,24 \cdot f'_{cu}{}^{1/3}$
Tangenten E-Modul	$E_c = (6000 - 15,5 \cdot f'_{cu}) \sqrt{f'_{cu}}$
Querdehnzahl	$\nu = 0,2$
Entfestigung im Druckbereich	$w_d = -0,0005 \text{ mm}$
Typ der Zugentfestigung	1 für Exponentialfunktion
Druckfestigkeit Reduktionsbeiwert	C=0,8
Zugversteifungseffekt	$\sigma_{st} = 0$
Schubreduktionsbeiwert	variabel
Zug-Druck Funktion bei 2-achsialer Belastung	linear
Bruchenergie G_f [MN/m] nach (Vos, 1983)	$G_f = 0,000025 \cdot f'_t{}^{ef}$
Richtungsfaktor für Dehnungslokalisierung	$\gamma_{max} = 1,5$

Parameter des konstitutiven Modells

Für die Modellierung des Betons mit Hilfe des Materialmodells Sbeta werden 20 Parameter vorgesehen. Diese werden aus Mittelwerten der Würfeldruckfestigkeit f'_{cu} für einen Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm automatisch gemäß den Formeln in Tabelle 30 ausgerechnet. Die Parameter die in Tabelle 30 nicht erfasst sind haben den Wert 0 voreingestellt.

3D Non Linear Cementitious 2

Dieses Materialmodell, wie der Name schon sagt wurde für 3D Rechenmodelle entwickelt und basiert auf der Plastizitäts- und Schädigungstheorie.

Das Materialmodell 3D Non Linear Cementitious 2 verfügt über folgende Beziehungen und theoretische Grundlagen zur Abbildung des Betontragverhaltens:

- Plastisches Schädigungsmodell; kombiniert Schädigungsverhalten im Zug- und plastisches Verhalten im Druckbereich
- Die Formulierung des Modells greift auf die Dehnungszerlegung von (De Borst, 1986) in elastische, plastische und geschädigte Anteile zurück
- basiert auf der klassischen orthotropen verschmierten Rissbandmodellierung
- Bruchkriterium nach Rankine für Risse im Beton, exponentielle Entfestigung
- Fixiertes und rotiertes Rissbandmodell

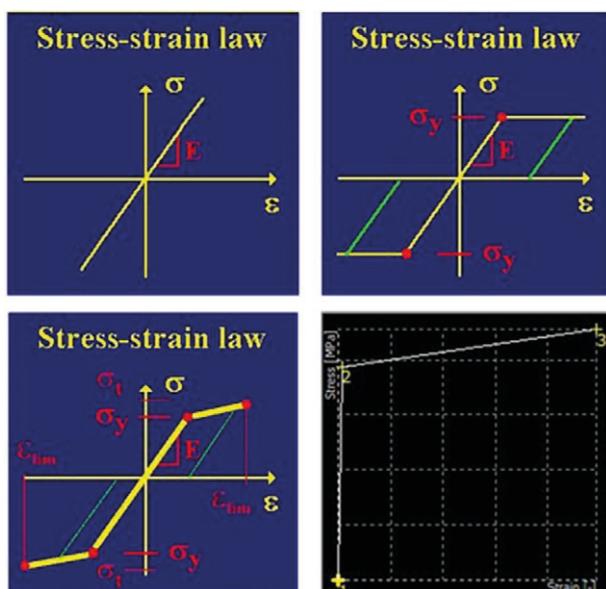


Bild 199: Mögliche Spannungs-Dehnungs-Linien für Bewehrungsstahl in ATENA

- Plastizitätsmodell von Verfestigung/Entfestigung nach der Bruchfläche von (Menetrey, William, 1995)
- Tension stiffening kann durch einen Faktor gesteuert werden, um die Grenzfestigkeit des Betons im Entfestigungsbereich zu definieren
- Empfohlen wenn Kriecheinflüsse zu beachten sind oder wenn die Änderung der Materialeigenschaften während der Simulation erforderlich ist

Für weitere Details zum Stoffmodell 3D Non Linear Cementitious 2 wird auf (Cervenka, et. al., 2013) und (Cervenka, et. al., 2008) verwiesen.

Bewehrung

In ATENA gibt es die Möglichkeit die Bewehrung auf zwei Arten zu modellieren. Eine einfache Möglichkeit ist die Bewehrung verschmiert über den kompletten Betonkörper zu modellieren. Dadurch wird praktisch ein Kompositmaterial generiert. Der Nachteil bei dieser Modellierungsart ist, dass die Dehnungen und Spannungen nicht getrennt im Beton und in der Bewehrung angezeigt werden können. Eine andere Möglichkeit die Bewehrung zu definieren ist die diskrete Modellierung. Hierbei werden die Bewehrungsseisen einzeln definiert und mit dem entsprechenden Querschnitt und Material versehen.

Für die Modellierung der Bewehrung werden vier mögliche Spannungs-Dehnungs-Beziehungen zur Verfügung gestellt (Bild 199). Die jeweils erforderlichen Eingabeparameter werden rot gekennzeichnet.

Folgende Spannungs-Dehnungsgesetze werden vorgesehen:

- Linear-elastisch
- Elastisch-plastisch
- Elastisch-plastisch mit Verfestigung
- Multilinear als Polygonzug

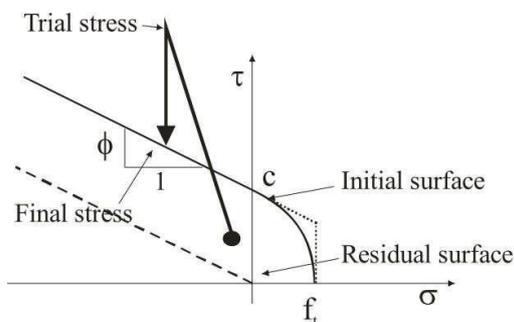


Bild 200: Bruchfläche für Interface Elemente (Cervenka, et. al., 2013)

Kontaktmaterial 2D Interface

Um die Kontaktbedingungen zwischen zwei Flächen zu modellieren wird das Materialmodell 2D Interface zur Verfügung gestellt. Dieses Materialmodell basiert auf dem Kriterium von Mohr-Coulomb und wird als Beziehung über die Gleitverschiebung und Öffnungsverschiebung auf der Kontaktfläche beschrieben

Für die Definition der Bruchfläche nach Mohr-Coulomb im Zugbereich wird die Gleichung eines Ellipsoids verwendet (siehe Gleichung (111)). Grafisch wird die Beziehung im Bild 200 dargestellt.

$$|\tau| \leq c - \sigma \cdot \Phi, \sigma \leq 0 \quad (111)$$

Lösungsverfahren

Neben den im Programm zur Verfügung gestellten Materialmodellen spielen bei nichtlinearen Finite Elemente Berechnungen auch die verwendeten Lösungsverfahren eine wesentliche Rolle. Zwei übliche Lösungsverfahren sind in ATENA implementiert. Diese sind das Newton-Raphson Verfahren und die Bogenlängen-Methode. Das Prinzip der beiden Lösungsverfahren ist im Bild 201 dargestellt.

Dem Anwender stehen zusätzlich zu den Lösungsverfahren auch weitere Einstellungsmöglichkeiten zu Verfügung:

- Die Line-Search-Methode kann in Verbindung mit beiden Lösungsverfahren verwendet werden, um die Konvergenzgeschwindigkeit zu beschleunigen
- Optimierte Nummerierung der Knoten; Sloan Methode oder Gibbs-Pole Methode
- Zwei Möglichkeiten zur Aktualisierung der Steifigkeitsmatrix: nach Iteration oder nach Laststufe
- Zwei Steifigkeitstypen für die Aufbringung der Laststufen: tangential oder elastisch
- Maximale Anzahl an Iterationen. Beim Erreichen dieses Grenzwerts wird die nächste Laststufe aufgebracht
- Vier Konvergenzkriterien werden überprüft: Verschiebungsincrement, normalisierte Restkraft, absolute Restkraft und Energie-Toleranz. Eine Laststufe wird beendet, wenn alle Konvergenzkriterien eingehalten werden.
- Entsprechend den vier Konvergenzkriterien können vier Multiplikatoren eingestellt werden, entweder nach jeder Iteration oder nach jeder Laststufe um die Simulation abzubrechen, wenn die berechneten Residuen zu groß sind („Break immediately“, „Break after step“)

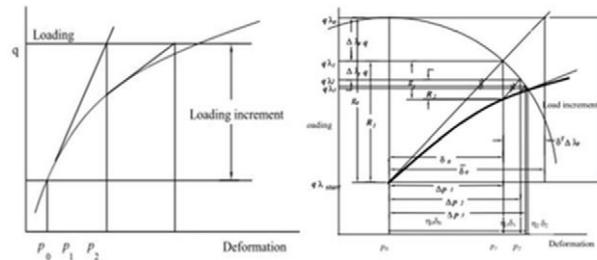


Bild 201: Newton-Raphson Lösungsverfahren (links) und Bogenlängen-Methode (rechts) (Cervenka, et. al., 2013)

Grundsätzlich unterscheiden sich die beiden Lösungsverfahren dadurch, dass beim Newton-Raphson Verfahren entweder die Kraft oder die Verschiebung vorgegeben und festgehalten wird und der jeweils andere Wert im Rahmen der Iterationen bestimmt wird, bis die Konvergenzkriterien erfüllt sind. Bei der Bogenlängen-Methode wird sowohl die Kraft als auch die Verschiebung in jeder Laststufe angepasst. Eine aus der Strukturoptimierung für zwangslose Probleme hergeleitete Methode ist die Line Search Methode. Zur Minimierung des aufgetragenen Verschiebungsincrements und der Ungleichgewichtskräfte wird ein neuer Parameter η eingeführt. Das üblicherweise zur Anwendung kommende Verfahren zur Berechnung nichtlinearer Gleichungssysteme ist das Newton-Raphson Verfahren. Aus mathematischer Sicht ist das Newton-Raphson Verfahren ein iteratives Verfahren zur Bestimmung einer Nullstelle einer nichtlinearen Funktion. Für die Simulation des Nachbruchverhaltens wird die Bogenlängen-Methode empfohlen.

3.5.2 Finite Elemente Simulation mit ATENA vor der Versuchsdurchführung

Die Erläuterungen zur Modell- und Materialbildung sind aus Vollständigkeitsgründen und zu einem besseren Verständnis für jede Simulation vollständig zusammengestellt.

3.5.2.1 Simulation Versuch DLT2.2 TU Dortmund

Modellierung

Die geometrische Modellierung des Versuchskörpers erfolgt nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Die Netzgenerierung der Makroelemente erfolgt automatisch. Für den Beton und die Stahlplatten werden 8-knotige, lineare Volumenelemente eingesetzt. Die Modellierung der Bewehrung erfolgt durch diskrete Stabelemente.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,1m. In der Programmdokumentation wird empfohlen mindestens 6 und

maximal 10 Elemente pro Bauteildicke zu verwenden. Um diese Empfehlung einzuhalten wurden in bestimmten Bereichen zusätzliche Randbedingungen für die automatische Netzverfeinerung definiert. Das generierte FE-Netz ist für den halben Versuchsträger in Bild 202 dargestellt.

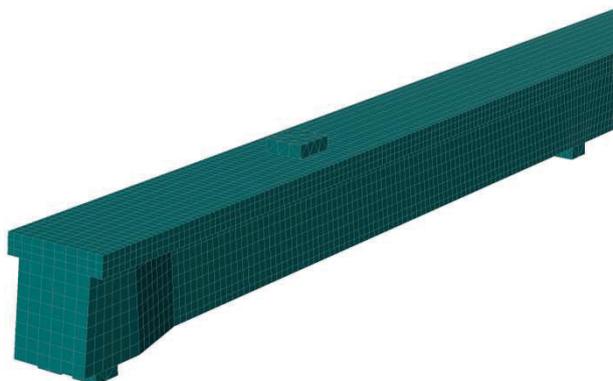


Bild 202: Darstellung des verwendeten FE-Netzes für die Simulationen des Versuchsträgers

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialgesetz „3D Nonlinear Cementitious 2“ eingesetzt. Dadurch, dass es sich in diesen Fall um Versuchsvorberechnungen handelt, d.h. dass die Simulationen zu einem früheren Zeitpunkt stattfanden als die eigentlichen Versuchsdurchführungen gibt es für die Eingangsparameter keine gemessenen Werte. Um möglichst realistische Eingangswerte zu verwenden, wurden die gemessenen Materialparameter aus einem Vorgängerversuch verwendet, der im Rahmen eines früheren Forschungsvorhaben (Maurer, R. et. al. 2015, Heft B120) an der TU Dortmund durchgeführt wurde. Die im Materialmodell eingesetzten Materialeigenschaften des Betons sind in Tabelle 31 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter die keinen physikalisch messbaren Wert haben wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt

Tabelle 31: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	32830	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-48,45	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,195	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	3,483	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$9,0 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des Trägers DLT2.2 wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Aufgrund von fehlenden Messwerten für Streckgrenze und Zugfestigkeit sowie E-Modul wurden wie beim Beton die Angaben aus einem Vorgängerversuch angesetzt (Maurer, R. et. al. 2015, Heft B120). Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Die Betonstahlbewehrung und der Spannstahl wurden mit diskreten Bewehrungsstäben modelliert (Bild 203).

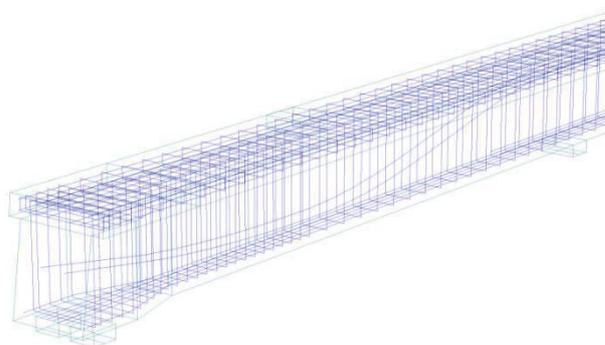


Bild 203: Darstellung der diskreten Bewehrungsstäbe im Beton

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 32 und Tabelle 33 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 32: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy}	f_t	ϵ_t	E-Modul
	N/mm ²	N/mm ²	‰	[N/mm ²]
Ø6	475	514,6	100	184000
Ø8	475	514,6	100	184000
Ø10	532	610,9	100	200750
Ø12	532	610,9	100	200750
Ø16	554	644,2	100	205200
Ø20	580	671,0	100	196000

Tabelle 33: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Ø 15,3	1718	1911	10	199700

Eingabe der Belastung

Bei der nichtlinearen Finite Elemente Simulation der Versuchsträger wird die Last schrittweise bis zum Erreichen der Bruchlast gesteigert. Das Eigengewicht und die Vorspannung wurden für eine bessere Konvergenz zu Beginn der Simulation in zehntel Lastschritte aufgebracht. Die Vorspannung wurde mit einer Vorspannkraft von 521kN je Spannglied berücksichtigt. Die Belastung durch die hydraulischen Pressen wird durch eine vorgegebene Verformung von 0,35 mm je Lastschritt an den Lasteinleitungsplatten aufgebracht. Der Versuch wird somit „weggesteuert“ simuliert, dadurch ist es möglich, den abfallenden Ast der Last-Verformungs-Kurve nach Erreichen der Höchstlast abzubilden.

Last-Verformungs-Kurve

Aufgrund von fehlenden Referenzkurven für die Last-Verformungs-Kurven aus einem realen Versuch werden in Bild 204 nur die simulierten Last-Verformungs-Kurven für die zwei Pressen dargestellt. Hier ist zu erkennen, dass bei einer Pressenkraft von ca. 750 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II stattfindet. Es ist auch zu erkennen, dass die Pressenkraft links einen höheren Wert erreicht als die Pressenkraft rechts. Dieser Effekt kann auf die erhöhte Schubsteifigkeit aufgrund des größeren Bügelbewehrungsgrades im linken Feld (Ø10/20) im Vergleich zum rechten Feld (Ø6/20) zurückgeführt werden.

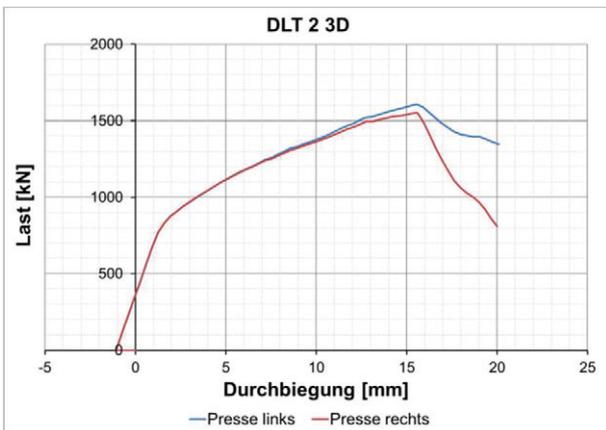


Bild 204: Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der Bruchlast (1606 kN links und 1552 kN rechts) trat in der ATENA Simulationen ein Fließen der Bügelbewehrung auf.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel rechts des Mittelaufagers bei einer Pressenkraft von ca. 1552 kN ins Fließen. Der Bereich mit den Bügeln, die ins Fließen kommen, ist in Bild 206 rot gekennzeichnet. In Bild 205 sind deutliche Schubrisse im Bereich rechts vom Mittelauflager kurz vor dem Erreichen der Bruchlast zu erkennen

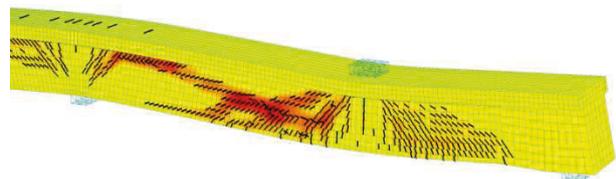


Bild 205: Rissbild Simulation (kurz vor Bruch)

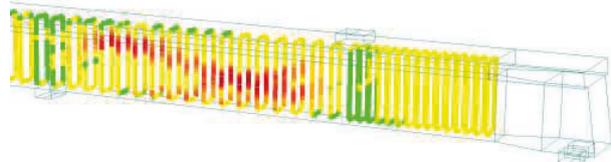
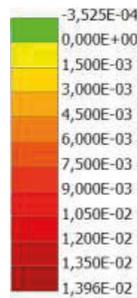


Bild 206: Dehnungen der Bügel (kurz vor Bruch)

3.5.2.2 Simulation Versuch DLT2.3 TU Dortmund

Modellierung

Die geometrische Modellierung des Versuchskörpers erfolgt nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Die Netzgenerierung der Makroelemente erfolgt automatisch. Für den Beton und die Stahlplatten werden 8-knotige, lineare Volumenelemente eingesetzt. Die Modellierung der Bewehrung erfolgt durch diskrete Stabelemente.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,1m. In der Programmdokumentation wird empfohlen mindestens 6 und

maximal 10 Elemente pro Bauteildicke zu verwenden. Um diese Empfehlung einzuhalten wurden in bestimmten Bereichen zusätzliche Randbedingungen für die automatische Netzverfeinerung definiert. Das generierte FE-Netz ist für den halben Versuchsträger in Bild 207 dargestellt.

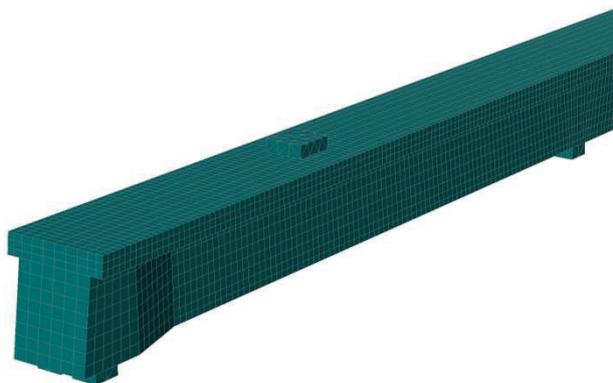


Bild 207: Darstellung des verwendeten FE-Netzes für die Simulation des Versuchsträgers

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialgesetz „3D Nonlinear Cementitious 2“ eingesetzt.

Dadurch, dass es sich in diesen Fall um Versuchsvorberechnungen handelt, d.h. dass die Simulationen zu einem früheren Zeitpunkt stattfanden als die eigentlichen Versuchsdurchführungen gibt es für die Eingangsparameter keine gemessenen Werte. Um möglichst realistische Eingangswerte zu verwenden, wurden die gemessenen Materialparameter aus einem Vorgängerversuch der im Rahmen eines früheren Forschungsvorhabens (Maurer, R. et al. 2015, Heft B120) an der TU Dortmund durchgeführt wurde. Die im Materialmodell eingesetzten Materialeigenschaften des Betons sind in Tabelle 34 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter die keinen physikalisch messbaren Wert haben wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 34: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	32830	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-48,45	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,195	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	3,483	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$9,0 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT2.3 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Aufgrund von fehlenden Messwerten für Streckgrenze und Zugfestigkeit sowie E-Modul wurden wie beim Beton die Angaben aus einem Vorgängerversuch angesetzt. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Die Betonstahlbewehrung und der Spannstahl werden mit diskreten Bewehrungsstäben modelliert (Bild 208).

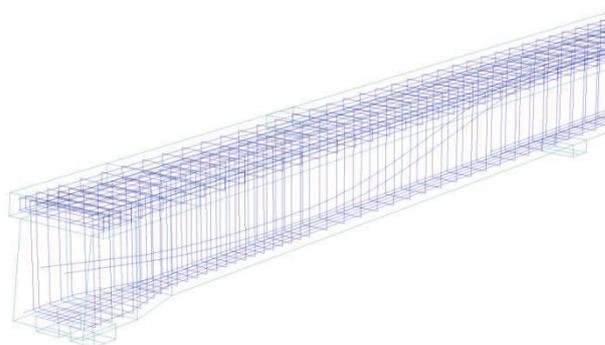


Bild 208: Darstellung der diskreten Bewehrungsstäbe im Beton

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 35 und Tabelle 36 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 35: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø6	475	514,6	100	184000
Ø8	475	514,6	100	184000
Ø10	532	610,9	100	200750
Ø12	532	610,9	100	200750
Ø16	554	644,2	100	205200
Ø20	580	671,0	100	196000

Tabelle 36: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Ø 15,3	1718	1911	10	199700

Eingabe der Belastung

Bei der nichtlinearen Finite Elemente Simulation der Versuchsträger wird die Last schrittweise bis zum Erreichen der Bruchlast gesteigert. Das Eigengewicht und die Vorspannung wurden für eine bessere Konvergenz zu Beginn der Simulation in zehntel Lastschritte aufgebracht. Die Vorspannung wurde mit einer Vorspannkraft von 521kN je Spannglied berücksichtigt. Die Belastung durch die hydraulischen Pressen wird durch eine vorgegebene Verformung von 0,35 mm je Lastschritt an den Lasteinleitungsplatten aufgebracht. Der Versuch wird somit „weggesteuert“ simuliert, dadurch ist es möglich, den abfallenden Ast der Last-Verformungs-Kurve nach Erreichen der Höchstlast abzubilden.

Last-Verformungs-Kurve

Aufgrund von fehlenden Referenzkurven für die Last-Verformungs-Kurven aus einem realen Versuch werden in Bild 209 nur die simulierten Last-Verformungs-Kurven für die zwei Pressen dargestellt. Hier ist zu erkennen, dass bei einer Pressenkraft von ca. 750 kN der Übergang im gerissenen Zustand II stattfindet. Es ist auch zu erkennen, dass die Pressenkraft links einen höheren Wert erreicht als die Pressenkraft rechts. Dieser Effekt kann auf die erhöhte Schubsteifigkeit aufgrund des größeren Bügelbewehrungsgrades im linken Feld (Ø10/20) im Vergleich zum rechten Feld (Ø6/20) zurückgeführt werden.

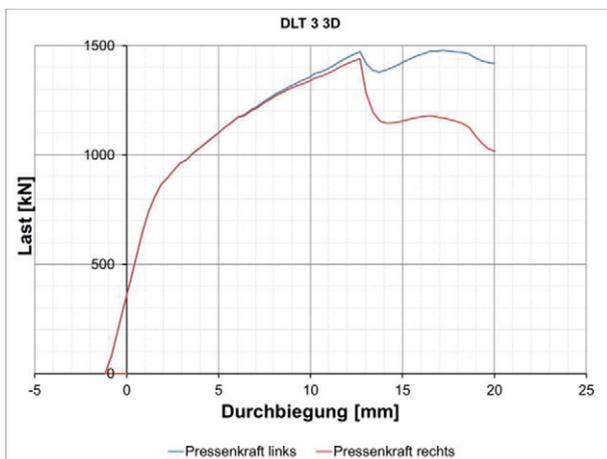


Bild 209: Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der Bruchlast (1479 kN links und 1441 kN rechts) trat in der ATENA Simulationen ein Fließen der Bügelbewehrung auf.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel rechts des Mittelaufagers bei einer Pressenkraft von ca. 1441 kN ins Fließen. Der Bereich mit den Bügeln, die ins Fließen kommen, ist in Bild 211, rot gekennzeichnet. In Bild 210 sind deutliche Schubrisse im Bereich rechts vom Mittelauflager kurz vor dem Erreichen der Bruchlast zu erkennen

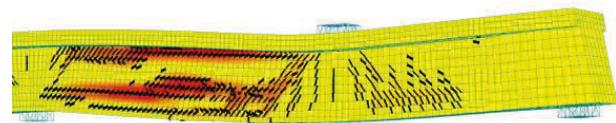


Bild 210: Rissbild Simulation (Bruch)

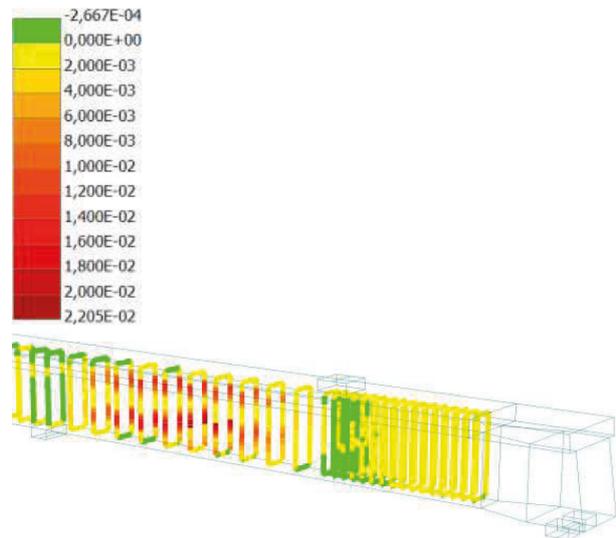


Bild 211: Dehnungen der Bügel (Bruch)

3.5.2.3 Simulation von DLT 1.1 RWTH Aachen

Modellierung

Wie bei den anderen Versuchskörpern erfolgt die geometrische Modellierung des Versuchskörpers nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Die Netzgenerierung der Makroelemente erfolgt automatisch. Für den Beton und die Stahlplatten (Lasteinleitungs- und Lagerplatten) werden 8-knotige, lineare Volumelemente (Brick-Elemente) eingesetzt. Die Bewehrungsstäbe werden einzeln als diskrete Stabelemente modelliert.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,1m. In der Programmdokumentation wird empfohlen mindestens 6 und

maximal 10 Elemente pro Bauteildicke zu verwenden. Um diese Empfehlung einzuhalten wurden in bestimmten Bereichen zusätzliche Randbedingungen für die automatische Netzverfeinerung definiert. Das generierte FE-Netz ist für den halben Versuchsträger in Bild 212 dargestellt.

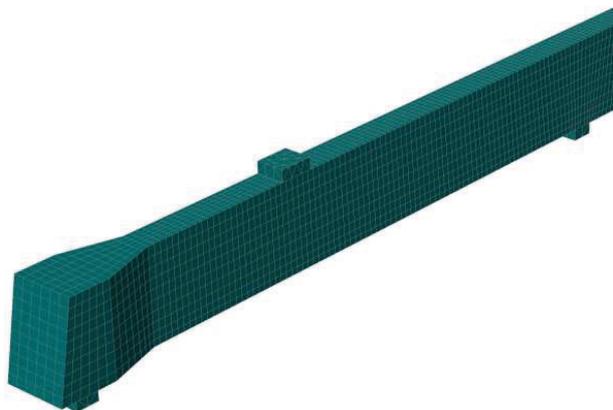


Bild 212: Darstellung des verwendeten FE-Netzes für die Simulationen des Versuchsträgers

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialgesetz „3D Nonlinear Cementitious 2“ verwendet.

Dadurch, dass es sich in diesen Fall um Versuchsvorberechnungen handelt, d.h. dass die Simulationen zu einem früheren Zeitpunkt stattfanden als die eigentlichen Versuchsdurchführungen gibt es für die Eingangsparameter keine gemessenen Werte. Aus diesem Grund wurden für die nichtlineare Finite Elemente Simulation die Mittelwerte der Betondruck und -zugfestigkeit gem. DIN EN 1992-1-1 eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten Materialeigenschaften des Betons sind in Tabelle 37 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter die keinen physikalisch messbaren Wert haben wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 37: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	32800	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0,20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-38,00	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,195	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	2,90	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$7,250 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 1.1 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Aufgrund von fehlenden Messwerten für Streckgrenze und Zugfestigkeit sowie E-Modul wurden wie beim Beton die Mittelwerte gem. DIN EN 1992 – 1 - 1 angesetzt. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Die Betonstahlbewehrung und der Spannstahl werden mit diskreten Bewehrungsstäben modelliert (Bild 213).

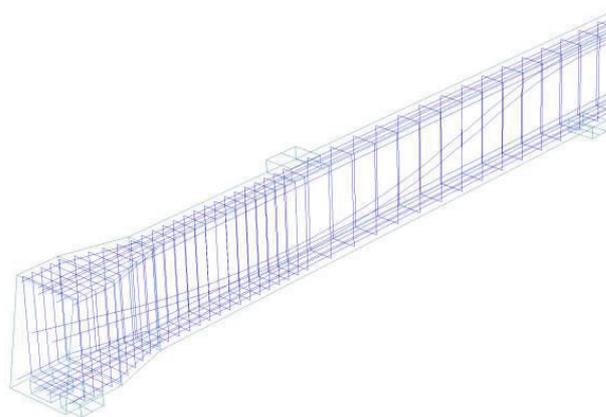


Bild 213: Darstellung der diskreten Bewehrungsstäbe im Beton

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 38 und Tabelle 39 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 38: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø6	550	594,0	25	200000
Ø8	550	594,0	25	200000
Ø10	550	594,0	25	200000
Ø12	550	594,0	25	200000
Ø25	550	594,0	25	200000

Tabelle 39: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1718	1911	6	199700

Eingabe der Belastung

Bei der nichtlinearen Finite Elemente Simulation der Versuchsträger wird die Last schrittweise bis zum Erreichen der Bruchlast gesteigert. Das Eigengewicht und die Vorspannung wurden für eine bessere Konvergenz zu Beginn der Simulation in zehntel Lastschritte aufgebracht. Die Vorspannung wurde mit einer Vorspannkraft von 250 kN je Spannglied berücksichtigt. Die Belastung durch die hydraulischen Pressen wird durch eine vorgegebene Verformung von 0,4 mm je Lastschritt an den Lasteinleitungsplatten aufgebracht. Der Versuch wird somit „weggesteuert“ simuliert, dadurch ist es möglich, den abfallenden Ast der Last-Verformungs-Kurve nach Erreichen der Höchstlast abzubilden.

Last-Verformungs-Kurve

Aufgrund von fehlenden Referenzkurven für die Last-Verformungs-Kurven aus einem realen Versuch werden im Bild 214 nur die simulierten Last-Verformungs-Kurven für die zwei Pressen dargestellt. Hier ist zu erkennen, dass bei einer Pressenkraft von ca. 450 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II stattfindet. Es ist auch zu erkennen, dass die Pressenkraft rechts einen höheren Wert erreicht als die Pressenkraft links. Dieser Effekt kann auf die erhöhte Schubsteifigkeit aufgrund des größeren Bügelbewehrungsgrades im rechten Feld (Ø10/25) im Vergleich zum linken Feld (Ø6/25) zurückgeführt werden.

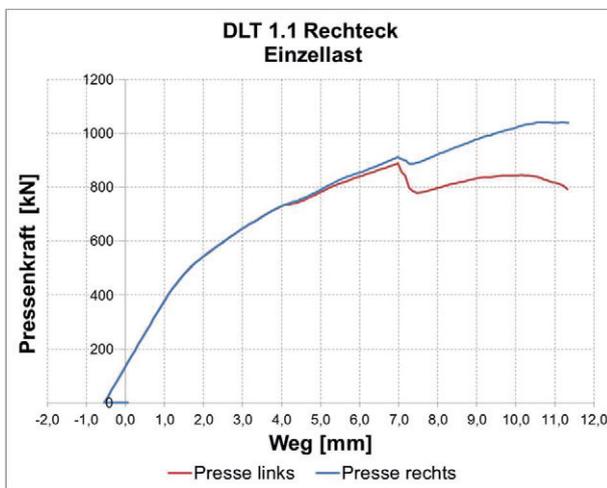


Bild 214: Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der Bruchlast (887,8 kN links und 911,6 kN rechts) trat in der ATENA Simulation ein Fließen der Bügelbewehrung auf.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel links des Mittelaufagers bei einer Pressenkraft von ca. 887,8 kN ins Fließen. Der Bereich mit den Bügeln, die ins Fließen kommen, ist im Bild 216 rot gekennzeichnet. Im Bild 215 sind deutliche Schubarisse im Bereich links vom Mittelauflager beim Erreichen der Bruchlast zu erkennen

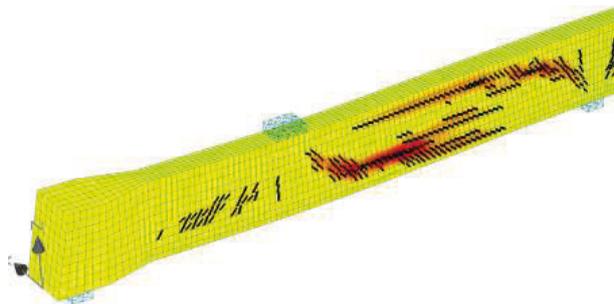


Bild 215: Rissbild Simulation (Bruch)

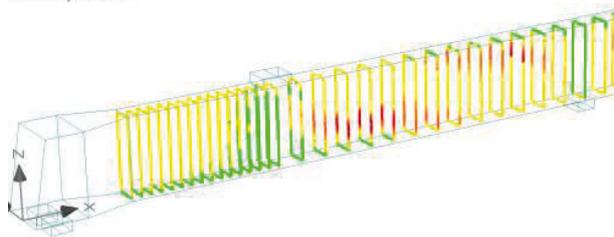
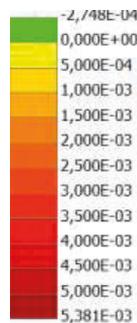


Bild 216: Dehnungen der Bügel (Bruch)

3.5.2.4 Simulation von DLT 1.2 RWTH Aachen

Modellierung

Wie bei den anderen Versuchskörpern erfolgt die geometrische Modellierung des Versuchskörpers nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Die Netzgenerierung der Makroelemente erfolgt automatisch. Für den Beton und die Stahlplatten (Lasteinleitungs-

und Lagerplatten) werden 8-knotige, lineare Volumenelemente (Brick-Elemente) eingesetzt. Die Bewehrungsstäbe werden einzeln als diskrete Stabelemente modelliert.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,1 m. In der Programmdokumentation wird empfohlen mindestens 6 und maximal 10 Elemente pro Bauteildicke zu verwenden. Um diese Empfehlung einzuhalten wurden in bestimmten Bereichen zusätzliche Randbedingungen für die automatische Netzverfeinerung definiert. Das generierte FE-Netz ist für den halben Versuchsträger in Bild 217 dargestellt.

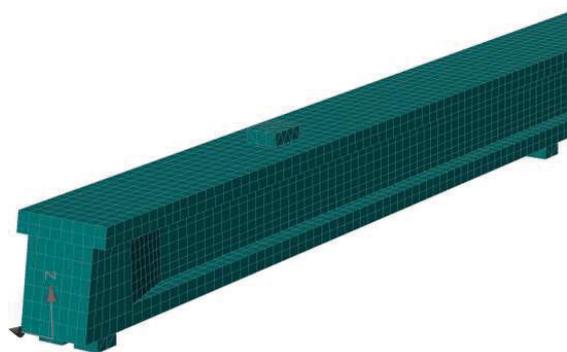


Bild 217: Darstellung des verwendeten FE-Netzes für die Simulationen des Versuchsträgers

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialgesetz „3D Nonlinear Cementitious 2“ verwendet.

Dadurch, dass es sich in diesen Fall um Versuchsvorberechnungen handelt, d.h. dass die Simulationen zu einem früheren Zeitpunkt stattfanden als die eigentlichen Versuchsdurchführungen gibt es für die Eingangsparameter keine gemessenen Werte. Aus diesem Grund wurden für die nichtlineare Finite Elemente Simulation die Mittelwerte der Betondruck- und -zugfestigkeit gem. DIN EN 1992 – 1 – 1 eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten Materialeigenschaften des Betons sind in Tabelle 40 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter die keinen physikalisch messbaren Wert haben wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 40: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	32800	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0,20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-38,00	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,195	‰

Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	2,90	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$7,250 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 1.2 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Aufgrund von fehlenden Messwerten für Streckgrenze und Zugfestigkeit sowie E-Modul wurden wie beim Beton die Mittelwerte gem. DIN EN 1992 – 1 – 1 angesetzt. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Die Betonstahlbewehrung und der Spannstahl werden mit diskreten Bewehrungsstäben modelliert (Bild 218).

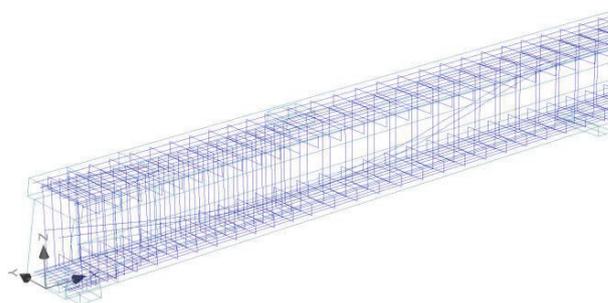


Bild 218 Darstellung der diskreten Bewehrungsstäbe im Beton

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 41 und Tabelle 42 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 41: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy}	f_t	ϵ_t	E-Modul
	N/mm ²	N/mm ²	‰	[N/mm ²]
Ø6	550	594,0	25	200000
Ø8	550	594,0	25	200000
Ø10	550	594,0	25	200000
Ø12	550	594,0	25	200000
Ø25	550	594,0	25	200000

Tabelle 42: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1718	1911	6	199700

Eingabe der Belastung

Bei der nichtlinearen Finite Elemente Simulation der Versuchsträger wird die Last schrittweise bis zum Erreichen der Bruchlast gesteigert. Das Eigengewicht und die Vorspannung wurden für eine bessere Konvergenz zu Beginn der Simulation in zehntel Lastschritte aufgebracht. Die Vorspannung wurde mit einer Vorspannkraft von 400 kN je Spannglied berücksichtigt. Die Belastung durch die hydraulischen Pressen wird durch eine vorgegebene Verformung von 0,1 mm je Lastschritt an den Lasteinleitungsplatten aufgebracht. Der Versuch wird somit „weggesteuert“ simuliert, dadurch ist es möglich, den abfallenden Ast der Last-Verformungs-Kurve nach Erreichen der Höchstlast abzubilden.

Last-Verformungs-Kurve

Aufgrund von fehlenden Referenzkurven für die Last-Verformungs-Kurven aus einem realen Versuch werden im Bild 219 nur die simulierten Last-Verformungs-Kurven für die zwei Pressen dargestellt. Hier ist zu erkennen, dass bei einer Pressenkraft von ca. 700 kN der Übergang im gerissenen Zustand II stattfindet. Es ist auch zu erkennen, dass die Pressenkraft rechts einen höheren Wert erreicht als die Pressenkraft links. Dieser Effekt kann auf die erhöhte Schubsteifigkeit aufgrund des größeren Bügelbewehrungsgrades im rechten Feld (Ø10/25) im Vergleich zum linken Feld (Ø6/25) zurückgeführt werden.



Bild 219: Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der Bruchlast (1182 kN links und 1233 kN rechts) trat in der ATENA Simulationen ein Fließen der Bügelbewehrung auf.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel links des Mittelaufagers bei einer Pressenkraft von ca. 1182 kN ins Fließen. Der Bereich mit den Bügeln, die ins Fließen kommen, ist im Bild 221 rot gekennzeichnet. Im Bild 220 sind deutliche Schubarisse im Bereich links vom Mittelauflager beim Erreichen der Bruchlast zu erkennen

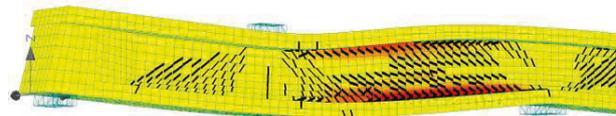


Bild 220: Rissbild Simulation (Bruch)

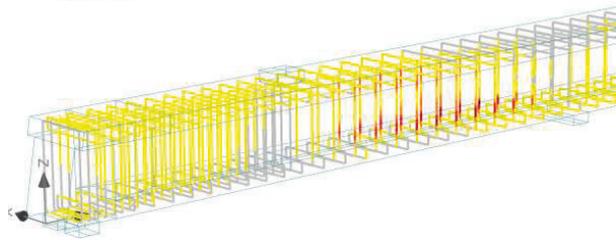
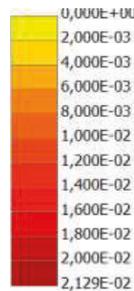


Bild 221: Dehnungen der Bügel (Bruch)

3.5.2.5 Simulation von DLT 1.3 RWTH Aachen

Modellierung

Wie bei den anderen Versuchskörpern erfolgt die geometrische Modellierung des Versuchskörpers nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Die Netzgenerierung der Makroelemente erfolgt automatisch. Für den Beton und die Stahlplatten (Lasteinleitungs- und Lagerplatten) werden 8-knotige, lineare Volumenelemente (Brick-Elemente) eingesetzt. Die Bewehrungsstäbe werden einzeln als diskrete Stabelemente modelliert.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,1m. In der Programmdokumentation wird empfohlen mindestens 6 und maximal 10 Elemente pro Bauteildicke zu verwenden. Um diese Empfehlung einzuhalten wurden in bestimmten Bereichen zusätzliche Randbedingungen für die automatische Netzverfeinerung definiert. Das generierte FE-Netz ist für den halben Versuchsträger in Bild 222 dargestellt.

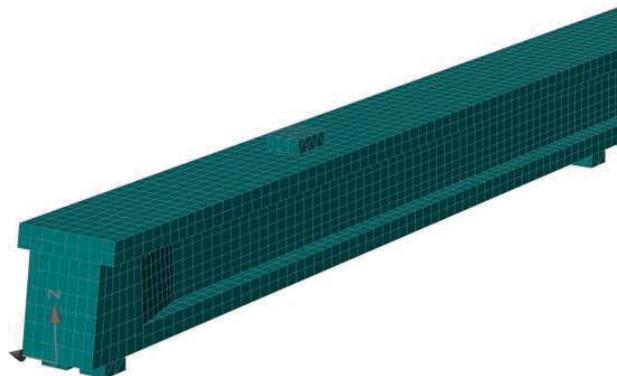


Bild 222: Darstellung des verwendeten FE-Netzes für die Simulationen des Versuchsträgers

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialgesetz „3D Nonlinear Cementitious 2“ verwendet.

Dadurch, dass es sich in diesen Fall um Versuchsvorberechnungen handelt, d.h. dass die Simulationen zu einem früheren Zeitpunkt stattfanden als die eigentlichen Versuchsdurchführungen gibt es für die Eingangsparameter keine gemessenen Werte. Aus diesem Grund wurden für die nichtlineare Finite Elemente Simulation die Mittelwerte der Betondruck- und -zugfestigkeit gem. DIN EN 1992 - 1 - 1 eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten Materialeigenschaften des Betons sind in Tabelle 43 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter die keinen physikalisch messbaren Wert haben wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 43: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	32800	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0,20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-38,00	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,195	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	2,90	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$7,250 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 1.3 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Aufgrund von fehlenden Messwerten für Streckgrenze und Zugfestigkeit sowie E-Modul wurden wie beim Beton die Mittelwerte gem. DIN EN 1992 – 1 - 1 angesetzt. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Die Betonstahlbewehrung und der Spannstahl werden mit diskreten Bewehrungsstäben modelliert (Bild 223).

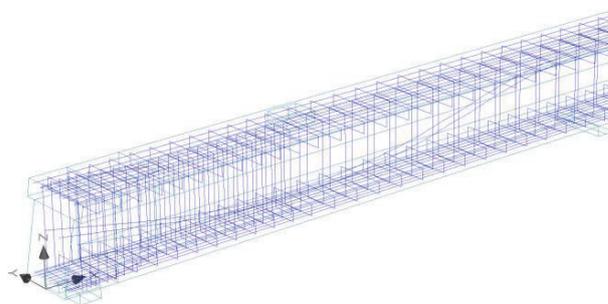


Bild 223: Darstellung der diskreten Bewehrungsstäbe im Beton

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 44 und Tabelle 45 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 44: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy}	f_t	ϵ_t	E-Modul
	N/mm ²	N/mm ²	‰	[N/mm ²]
Ø8	550	594,0	25	200000
Ø10	550	594,0	25	200000
Ø12	550	594,0	25	200000
Ø25	550	594,0	25	200000

Tabelle 45: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$	f_{pt}	ϵ_{pt}	E_p
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]
Spannstahl	1718	1911	6	199700

Eingabe der Belastung

Bei der nichtlinearen Finite Elemente Simulation der Versuchsträger wird die Last schrittweise bis zum Erreichen der Bruchlast gesteigert. Das Eigengewicht und die Vorspannung wurden für eine bessere Konvergenz zu Beginn der Simulation in zehntel Lastschritten aufgebracht. Die Vorspannung wurde mit einer Vorspannkraft von 400 kN je Spannglied berücksichtigt. Die Belastung durch die hydraulischen Pressen wird durch eine vorgegebene Verformung von 0,1 mm je Lastschritt an den Lasteinleitungsplatten aufgebracht. Der Versuch wird somit „weggesteuert“ simuliert, dadurch ist es möglich, den abfallenden Ast der Last-Verformungs-Kurve nach Erreichen der Höchstlast abzubilden.

Last-Verformungs-Kurve

Aufgrund von fehlenden Referenzkurven für die Last-Verformungs-Kurven aus einem realen Versuch werden im Bild 224 nur die simulierten Last-Verformungs-Kurven für die zwei Pressen dargestellt. Hier ist zu erkennen, dass bei einer Pressenkraft von ca. 700 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II stattfindet. Es ist auch zu erkennen, dass die Pressenkraft rechts einen höheren Wert erreicht als die Pressenkraft links. Dieser Effekt kann auf die erhöhte Schubsteifigkeit aufgrund des größeren Bügelbewehrungsgrades im rechten Feld ($\varnothing 12/25$) im Vergleich zum linken Feld ($\varnothing 8/25$) zurückgeführt werden.

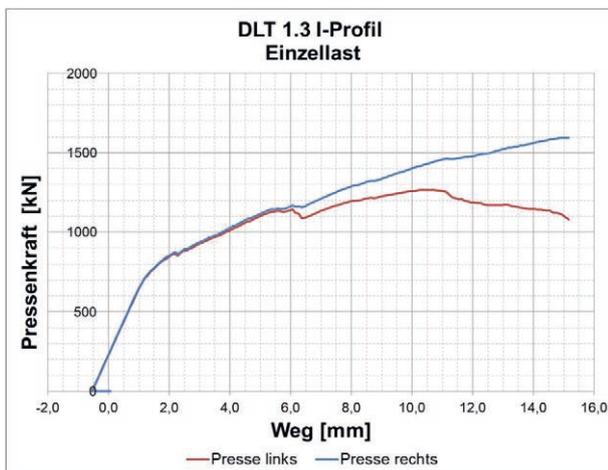


Bild 224: Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der Bruchlast (1265 kN links und 1594 kN rechts) trat in der ATENA Simulationen ein Fließen der Bügelbewehrung auf.

Versagensmechanismus

Aus den Last-Verformungs-Kurven aus Bild 224 ist zu erkennen, dass nach dem Übergang im Zustand II die Steifigkeit des Trägers abnimmt und somit die Belastungskurven abflachen. Die Last wird kontinuierlich bis zu einem Wert von ca. 1144 kN (linke Presse) gesteigert. Ab dieser Laststufe fällt die Last bei ansteigender Verformung um ca. 50 kN ab. Anschließend stabilisiert sich die Simulation und die Last nimmt wieder zu. Bild 225 zeigt das Rissbild bei einer Pressenkraft von ca. 1144 kN, in dem deutliche Schubrissse zu erkennen sind. Bei der Betrachtung der Bügeldehnungen wird deutlich, dass im Bereich links des Mittelaufagers fast alle Bügel die Fließgrenze überschritten haben (Bild 226).

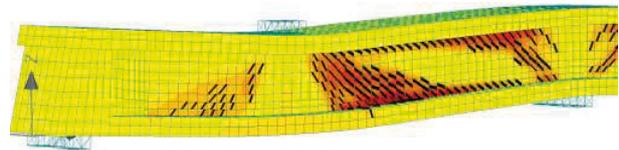


Bild 225: Rissbild Simulation (bei 1144 kN)

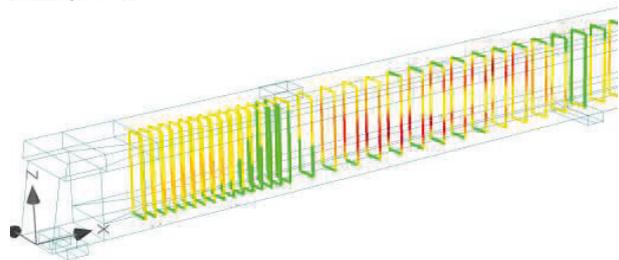
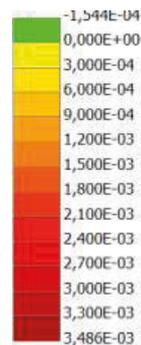


Bild 226: Dehnungen der Bügel (bei 1144 kN)

Die Pressenkraft kann weiter bis ca. 1265 kN gesteigert werden. Dabei ist zu erkennen, dass zwischen der linken Lasteinleitungsplatte und dem Mittelaufleger vermehrt Schubrissse auftreten, während die Bügelbewehrung in diesem Bereich weiter fließen. Die Bügeldehnungen vergrößern sich von ca. 3,5‰ bei einer Pressenkraft von 1144 kN auf 16,5‰ bei einer Pressenkraft von 1265 kN. Die Dehnung der Bügel links des Mittelaufagers sind in Bild 228 rot gekennzeichnet. In Bild 227 sind die dazugehörigen Schubrissse beim Erreichen der Bruchlast dargestellt.



Bild 227: Rissbild Simulation (Bruch bei 1265 kN)

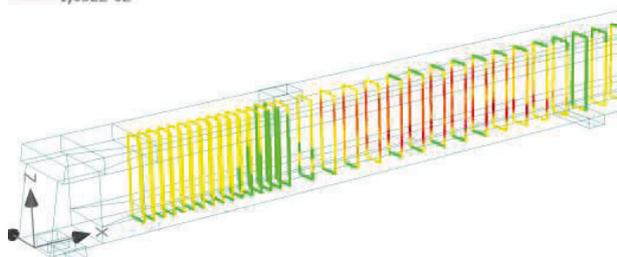
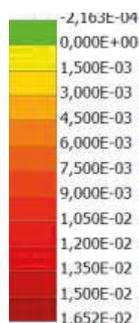


Bild 228: Dehnungen der Bügel (Bruch bei 1265 kN)

3.5.2.6 Simulation von DLT 1.4 RWTH Aachen

Modellierung

Wie bei den anderen Versuchskörpern erfolgt die geometrische Modellierung des Versuchskörpers nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Die Netzgenerierung der Makroelemente erfolgt automatisch. Für den Beton und die Stahlplatten (Lasteinleitungs- und Lagerplatten) werden 8-knotige, lineare Volumelemente (Brick-Elemente) eingesetzt. Die Bewehrungsstäbe werden einzeln als diskrete Stabelemente modelliert.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,1m. In der Programmdokumentation wird empfohlen, mindestens 6 und maximal 10 Elemente pro Bauteildicke zu verwenden. Um diese Empfehlung einzuhalten, wurden in bestimmten Bereichen zusätzliche Randbedingungen für die automatische Netzverfeinerung definiert. Das generierte FE-Netz ist für den halben Versuchsträger in Bild 229 dargestellt.

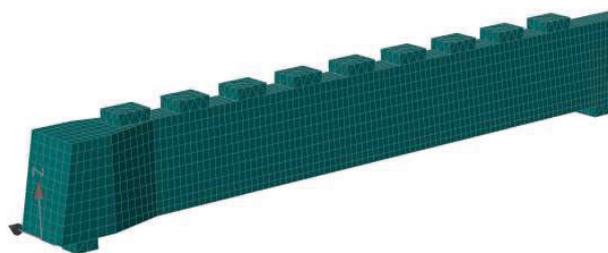


Bild 229: Darstellung des verwendeten FE-Netzes für die Simulationen des Versuchsträgers

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird hier ebenfalls das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialgesetz „3D Nonlinear Cementitious 2“ verwendet.

Dadurch, dass es sich in diesen Fall um Versuchsvorberechnungen handelt, d.h. dass die Simulationen zu einem früheren Zeitpunkt stattfanden als die eigentlichen Versuchsdurchführungen, gibt es für die Eingangsparameter keine gemessenen Werte. Aus diesem Grund wurden für die nichtlineare Finite Elemente Simulation die Mittelwerte der Betondruck und -zugfestigkeit gem. DIN EN 1992-1-1 eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten Materialeigenschaften des Betons sind in Tabelle 46 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter, die keinen physikalisch messbaren Wert haben, wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 46: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	32800	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0,20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-38,00	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,195	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	2,90	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$7,250 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 1.4 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Aufgrund von fehlenden Messwerten für Streckgrenze und Zugfestigkeit sowie E-Modul wurden wie beim Beton die Mittelwerte gem. DIN EN 1992 – 1 - 1 angesetzt. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material

mit einem E-Modul $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Die Betonstahlbewehrung und der Spannstahl werden mit diskreten Bewehrungsstäben modelliert (Bild 230).

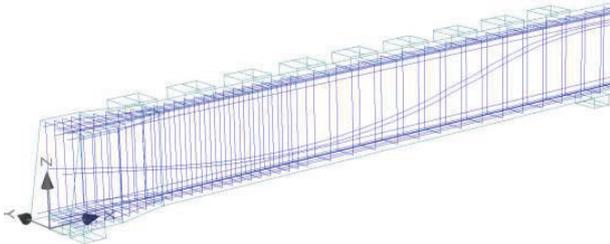


Bild 230: Darstellung der diskreten Bewehrungsstäbe im Beton

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 47 und Tabelle 48 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 47: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø6	550	594,0	25	200000
Ø8	550	594,0	25	200000
Ø10	550	594,0	25	200000
Ø12	550	594,0	25	200000
Ø25	550	594,0	25	200000

Tabelle 48: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1718	1911	6	199700

Eingabe der Belastung

Bei der nichtlinearen Finite Elemente Simulation der Versuchsträger wird die Last schrittweise bis zum Erreichen der Bruchlast gesteigert. Die Vorspannung wurde für eine bessere Konvergenz zu Beginn der Simulation in zehntel Lastschritten aufgebracht. Die Vorspannung wurde mit einer Vorspannkraft von 250 kN je Spannglied aufgebracht.

Bei diesem Versuch, anders als bei den vorherigen, ist es geplant, die Belastung als Linienlast durch neun Pressen je Feld im Abstand von 0,575 m aufzubringen. In diesem Fall ist es nicht möglich, die Belastung als vorgegebene Verformung an den

Lasteinleitungsplatten zu simulieren, weil die Durchbiegung des Trägers über die Trägerlänge nicht konstant ist. Die Belastung durch die hydraulischen Pressen wird durch eine vorgegebene Last von 1,0 kN je Lastschritt und Lasteinleitungsplatten aufgebracht. Der Versuch wird somit „kraftgesteuert“ simuliert. In jeder Laststufe wird die vorgegebene Last aufgebracht und die sich bei Gleichgewicht ergebende Durchbiegung ermittelt. Aus diesem Grund ist in der Last-Verformungs-Kurve (Bild 231) kein abfallender Ast nach Erreichen der Höchstlast dargestellt.

Last-Verformungs-Kurve

Aufgrund von fehlenden Referenzkurven für die Last-Verformungs-Kurven aus einem realen Versuch wird im Bild 231: nur die simulierte Last-Verformungs-Kurve dargestellt. Für die Erstellung der Last-Verformungs-Kurven wurden die aufgebrachten Einzellasten in Linienlasten umgerechnet (Kraft / 0,575 m). Hier ist zu erkennen, dass bei einer Linienlast von ca. 140 kN/m der Übergang in den gerissenen Zustand II stattfindet. Dargestellt sind hier die Linienlast und die Durchbiegung im linken Feld.

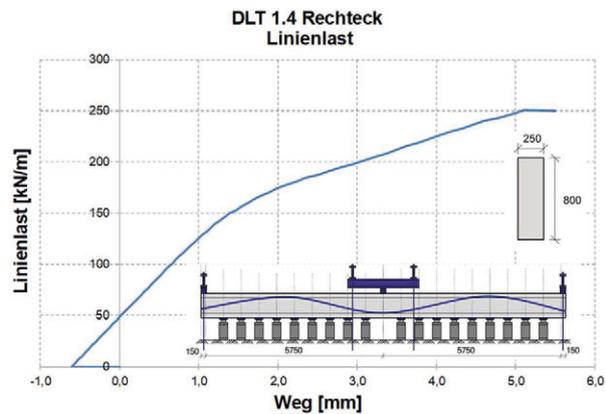


Bild 231: Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation

Traglast

Die Last wird kontinuierlich gesteigert bis das Modell kein Gleichgewicht mehr findet und die Verformungen sehr stark zunehmen. Bei einer Linienlast von 250 kN/m konnte kein Gleichgewicht gefunden werden und die Berechnung brach ab.

Versagensmechanismus

Aus den Last-Verformungs-Kurven aus Bild 231 ist zu erkennen, dass nach dem Übergang im Zustand II die Steifigkeit des Trägers abnimmt und somit die Belastungskurven abflachen. Die Last wird kontinuierlich bis zu einem Wert von ca. 250 kN/m gesteigert. Bild 232 zeigt das Rissbild bei einer Lastkraft

von 250 kN/m, in dem deutliche Schubrisse zu erkennen sind. Bei der Betrachtung der Bügeldehnungen wird deutlich, dass beide Bereiche links und rechts des Mittelaufagers jeweils die ersten vier bis fünf Bügel größere Dehnungen aufweisen (siehe Bild 233).

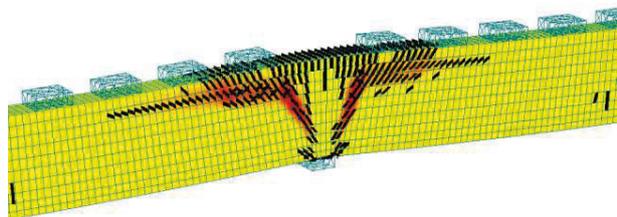


Bild 232: Rissbild Simulation (bei 250 kN/m)

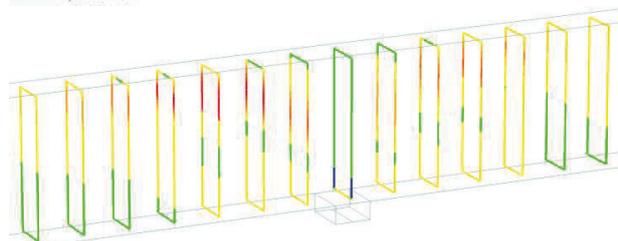
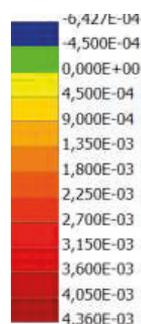


Bild 233: Dehnungen der Bügel (bei 250 kN/m)

Der zweite, dritte und vierte Bügel links des Mittelaufagers übersteigt die Fließgrenze (siehe Bild 234) und die Last kann nicht weiter gesteigert werden nur die Verformungen nehmen weiter zu.

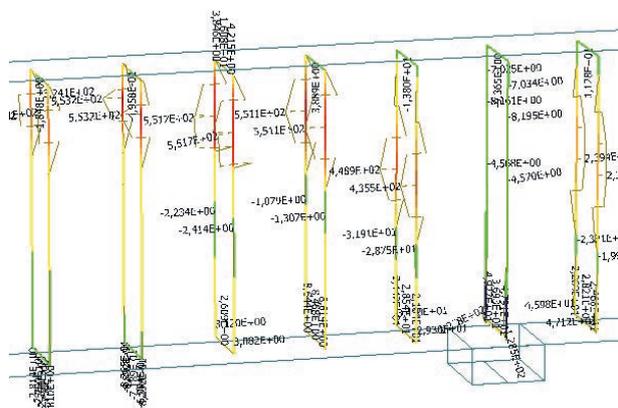


Bild 234: Spannungen der Bügel links des Mittelaufagers (bei 250 kN/m)

3.5.2.7 Simulation von DLT 1.5 RWTH Aachen

Modellierung

Wie bei den anderen Versuchskörpern erfolgt die geometrische Modellierung des Versuchskörpers nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Die Netzgenerierung der Makroelemente erfolgt automatisch. Für den Beton und die Stahlplatten (Lasteinleitungs- und Lagerplatten) werden 8-knotige, lineare Volumelemente (Brick-Elemente) eingesetzt. Die Bewehrungsstäbe werden einzeln als diskrete Stabelemente modelliert.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,1 m. In der Programmdokumentation wird empfohlen, mindestens 6 und maximal 10 Elemente pro Bauteildicke zu verwenden. Um diese Empfehlung einzuhalten, wurden in bestimmten Bereichen zusätzliche Randbedingungen für die automatische Netzverfeinerung definiert. Das generierte FE-Netz ist für den halben Versuchsträger in Bild 235 dargestellt.

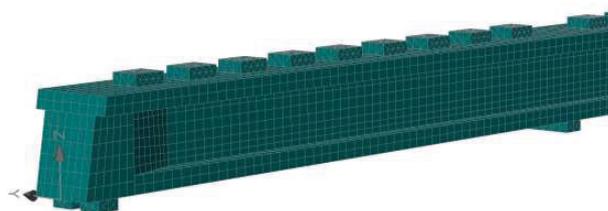


Bild 235: Darstellung des verwendeten FE-Netzes für die Simulationen des Versuchsträgers

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird hier ebenfalls das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialgesetz „3D Nonlinear Cementitious 2“ verwendet.

Tabelle 49: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	32800	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0,20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-38,00	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,195	%
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	2,90	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$7,250 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23,00	kN/m ³

Dadurch, dass es sich in diesem Fall um Versuchsvorberechnungen handelt, d.h. dass die Simulationen zu einem früheren Zeitpunkt stattfanden als die eigentlichen Versuchsdurchführungen gibt es für die Eingangsparameter keine gemessenen Werte.

Aus diesem Grund wurden für die nichtlineare Finite Elemente Simulation die Mittelwerte der Betondruck und -zugfestigkeit gem. DIN EN 1992 – 1 - 1 eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten Materialeigenschaften des Betons sind in Tabelle 49 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter, die keinen physikalisch messbaren Wert haben, wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 1.5 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Aufgrund von fehlenden Messwerten für Streckgrenze und Zugfestigkeit sowie E-Modul wurden wie beim Beton die Mittelwerte gem. DIN EN 1992 – 1 – 1 angesetzt. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000\text{N/mm}^2$ angenommen. Die Betonstahlbewehrung und der Spannstahl werden mit diskreten Bewehrungsstäben modelliert (Bild 236).

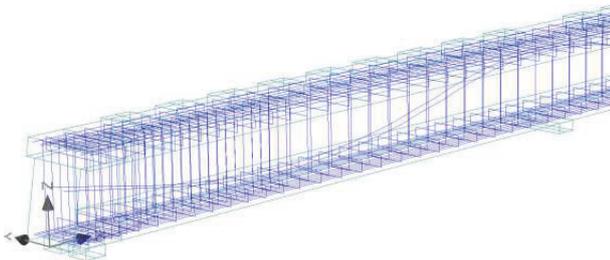


Bild 236: Darstellung der diskreten Bewehrungsstäbe im Beton

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 50 und Tabelle 51 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 50: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø6	550	594,0	25	200000
Ø8	550	594,0	25	200000
Ø10	550	594,0	25	200000
Ø12	550	594,0	25	200000
Ø25	550	594,0	25	200000

Tabelle 51: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1718	1911	6	199700

Eingabe der Belastung

Bei der nichtlinearen Finite Elemente Simulation der Versuchsträger wird die Last schrittweise bis zum Erreichen der Bruchlast gesteigert. Die Vorspannung wurde für eine bessere Konvergenz zu Beginn der Simulation in zehntel Lastschritten aufgebracht. Die Vorspannung wurde mit einer Vorspannkraft von 400 kN je Spannnglied berücksichtigt.

Bei diesem Versuch, wie bei dem Versuchsbalken DLT 1.4, ist es geplant, die Belastung als Linienlast durch neun Pressen je Feld im Abstand von 0,575 m aufzubringen. In diesem Fall ist es nicht möglich, die Belastung als vorgegebene Verformung an den Lasteinleitungsplatten zu simulieren, weil die Durchbiegung des Trägers über die Trägerlänge nicht konstant ist. Die Belastung durch die hydraulischen Pressen wird durch eine vorgegebene Last von 1,0 kN je Lastschritt und Lasteinleitungsplatten aufgebracht. Der Versuch wird somit „kraftgesteuert“ simuliert. In jeder Laststufe wird die vorgegebene Last aufgebracht und die sich bei Gleichgewicht ergebende Durchbiegung ermittelt. Aus diesem Grund ist in der Last-Verformungs-Kurve (Bild 237) kein abfallender Ast nach Erreichen der Höchstlast dargestellt.

Last-Verformungs-Kurve

Aufgrund von fehlenden Referenzkurven für die Last-Verformungs-Kurven aus einem realen Versuch wird im Bild 237 nur die simulierte Last-Verformungs-Kurve dargestellt. Für die Erstellung der Last-Verformungs-Kurve wurden die aufgebrachten einzellasten in Linienlasten umgerechnet (Kraft / 0,575 m). Hier ist zu erkennen, dass bei einer Linienlast von ca. 240 kN/m der Übergang im gerissenen Zustand II stattfindet. Dargestellt sind hier die Linienlast und die Durchbiegung im linken Feld.

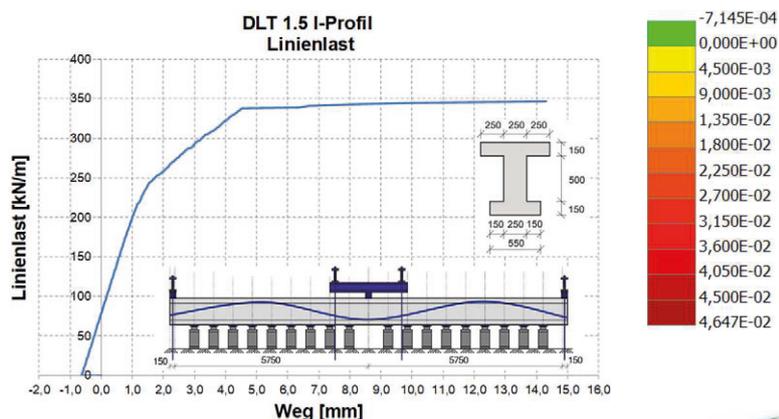


Bild 237: Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation

Traglast

Die Last wird kontinuierlich gesteigert, bis das Modell kein Gleichgewicht mehr findet und die Verformungen sehr stark zunehmen. Bei einer Linienlast von 346 kN/m konnte kein Gleichgewicht gefunden werden und die Berechnung brach ab.

Versagensmechanismus

Aus den Last-Verformungs-Kurven aus Bild 237 ist zu erkennen, dass nach dem Übergang in den Zustand II die Steifigkeit des Trägers abnimmt und somit die Belastungskurven abflachen. Die Last wird kontinuierlich bis zu einem Wert von ca. 346 kN/m gesteigert. Bild 238 zeigt das Rissbild bei der maximalen Last, in dem deutliche Schubrisse zu erkennen sind. Bei der Betrachtung der Bügeldehnungen wird deutlich, dass beide Bereiche links des Mittelauflegers jeweils die ersten vier bis fünf Bügel größere Dehnungen aufweisen (siehe Bild 239).

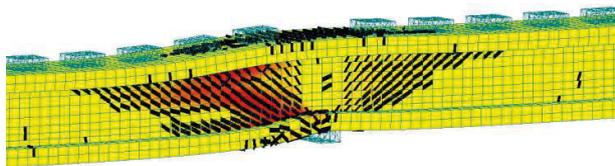


Bild 238: Rissbild Simulation (bei 346 kN/m)

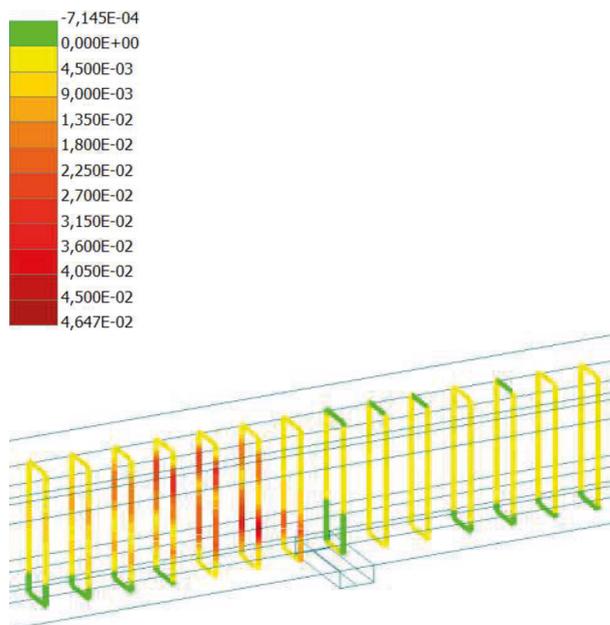


Bild 239: Dehnungen der Bügel (bei 346 kN/m)

Die Spannungen in den ersten fünf Bügeln links des Mittelauflegers übersteigen die Fließgrenze (siehe Bild 239) und die Last kann nicht weiter gesteigert werden. Nur die Verformungen nehmen weiter zu.

3.5.3 Finite Elemente Simulation in ATENA mit gemessenen Materialparameter

Im Anschluss an die Versuchsdurchführung und die Auswertung der gemessenen Daten werden die im vorherigen Kapitel vorgestellten FE-Modelle angepasst und erneut berechnet. Die Ergebnisse der Finite Elemente Berechnungen werden im Folgenden für die einzelnen Versuchsträger dargestellt.

3.5.3.1 Simulation Versuch DLT2.2 TU Dortmund mit gemessenen Materialparametern

Modellierung

Die Modellierung des Versuchskörpers erfolgt wie unter Abs. 3.5.2.1 beschrieben und wird an dieser Stelle nicht erneut vorgestellt. Es werden hier nur die Parameter dargestellt, die angepasst wurden.

Modellierung des Betons

Die Modellierung der Betons erfolgt wie im Abs. 3.5.2.1 beschrieben. Die Materialparameter werden entsprechend der gemessenen Betonfestigkeiten angepasst.

Die am Versuchstag gemessene Betondruckfestigkeit an Würfeln wurde auf die einachsiale Betondruckfestigkeit mit folgender Formel nach Heft 597 umgerechnet:

$$f_{1c,cu} = 0,81 \cdot f_{c,cu} \quad (112)$$

Die gemessene Spaltzugfestigkeit wird auch mit folgender Formel nach Heft 597 auf die einachsiale Betonzugfestigkeit umgerechnet:

$$f_{1c,ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (113)$$

Die in der Simulation verwendeten Materialparameter sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 52: Materialeigenschaften des Betons (Messwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	32830	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-37,63	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,195	%
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	2,955	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$7,38 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Folgende gemessene Materialparameter wurden für die Modellierung des Beton- und Spannstahls verwendet.

Tabelle 53: Materialkennwerte des Betonstahls (Messwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø6	651,7	665,3	100	199170
Ø8	486,3	590,4	100	198305
Ø10	571,7	628,5	100	200807
Ø12	536,4	609,2	100	199696
Ø16	536,1	640,0	100	200683
Ø20	554,5	649,3	100	204019

Tabelle 54: Materialkennwerte des Spannstahls (Messwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Ø 15,3	1718	1911	6	199700

Last-Verformungs-Kurve

Die Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation werden den Last-Verformungs-Kurven aus dem realen Versuch in Bild 240 gegenübergestellt. Hier ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Pressenkraft von ca. 850 kN der Übergang in

den gerissenen Zustand II anfängt. Es ist auch zu erkennen, dass die Pressenkraft links einen höheren Wert erreicht als die Pressenkraft rechts. Dieser Effekt kann auf die erhöhte Schubsteifigkeit aufgrund des größeren Bügelbewehrungsgrades im linken Feld (Ø10/20) im Vergleich zum rechten Feld (Ø6/20) zurückgeführt werden. Bei einer Last von 1734 kN ist im rechten Feld die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden.

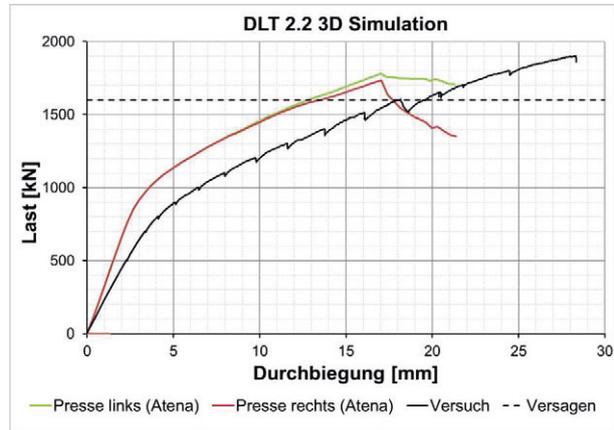


Bild 240: Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der berechneten Bruchlast (1734 kN rechts) trat in der ATENA Simulation ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation eine Überschätzung der Traglast von 8%.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel rechts des Mittelaufagers bei einer Pressenkraft von ca. 1734 kN ins Fließen. Der Bereich mit den Bügeln, die ins Fließen kommen, ist in Bild 243 rot gekennzeichnet. In Bild 241 und Bild 242 sind deutliche Schubrisse im Bereich rechts vom Mittelaufleger kurz vor Erreichen der Bruchlast zu erkennen.

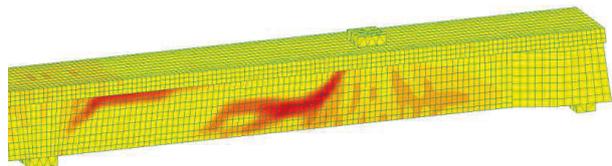


Bild 241: Hauptdehnungen im Feld 2 (kurz vor Bruch)

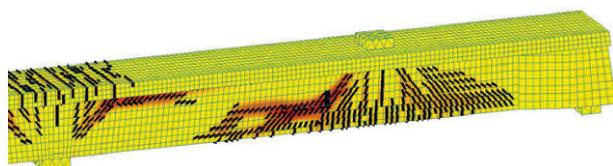


Bild 242: Rissbild Simulation (kurz vor Bruch); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

Bild 243 zeigt die Dehnung der Bügelbewehrung kurz vor dem Versagen.

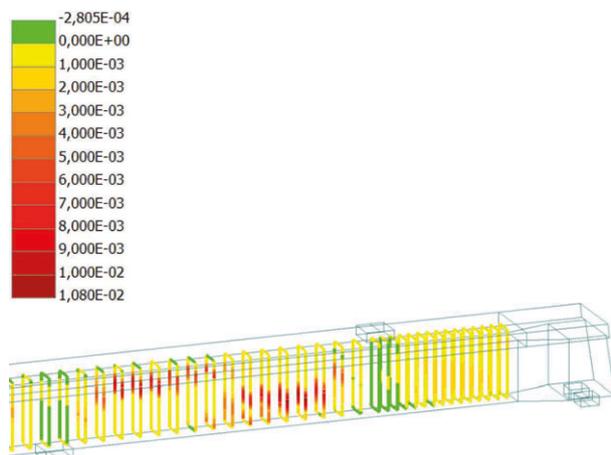


Bild 243: Dehnungen der Bügel (kurz vor Bruch)

Bild 244 zeigt den Verlauf der Bügelspannungen im rechten Feld. Die Nummerierung der Bügel erfolgt von links nach rechts, also vom Mittelaufleger in Richtung Endaufleger. Es ist gut zu erkennen, dass beim Erreichen der Bruchlast fast alle Bügel im rechten Feld die Fließgrenze erreicht haben.

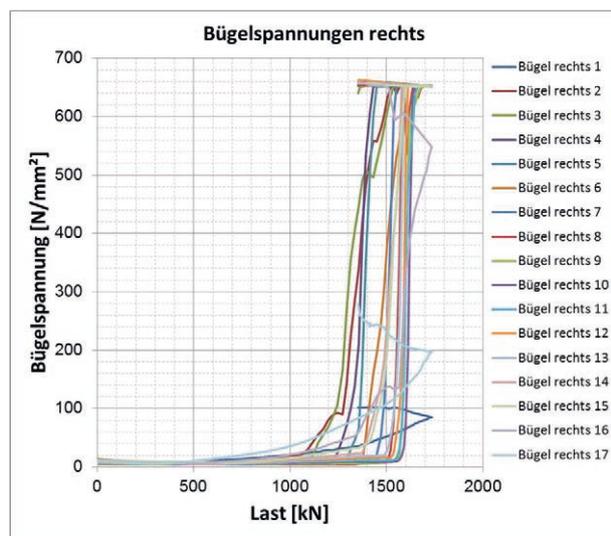


Bild 244: Bügelspannungen im rechten Feld

3.5.3.2 Simulation Versuch DLT2.3 TU Dortmund

Modellierung

Die Modellierung des Versuchskörpers erfolgt wie unter Abs. 3.5.2.2 beschrieben und wird an dieser Stelle nicht erneut vorgestellt. Es werden hier nur die Parameter dargestellt, die angepasst wurden.

Modellierung des Betons

Die Modellierung des Betons erfolgt wie in Abs. 3.5.2.2 beschrieben. Die Materialparameter werden entsprechend der gemessenen Betonfestigkeiten angepasst.

Die am Versuchstag gemessene Betondruckfestigkeit an Würfeln wurde auf die einachsiale Betondruckfestigkeit mit folgender Formel nach Heft 597 umgerechnet:

$$f_{1c,cu} = 0,81 \cdot f_{c,cu} \quad (114)$$

Die gemessene Spaltzugfestigkeit wird auch mit folgender Formel nach Heft 597 auf die einachsiale Betonzugfestigkeit umgerechnet:

$$f_{1c,ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (115)$$

Die in der Simulation verwendeten Materialparameter sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 55: Materialeigenschaften des Betons (Messwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	32830	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-37,26	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\varepsilon_{cp} =$	-1,195	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	3,096	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$7,74 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Folgende gemessene Materialparameter wurden für die Modellierung des Beton- und Spannstahls verwendet.

Tabelle 56: Materialkennwerte des Betonstahls (Messwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø6	651,7	665,3	100	199170
Ø8	486,3	590,4	100	198305
Ø10	571,7	628,5	100	200807
Ø12	536,4	609,2	100	199696
Ø16	536,1	640,0	100	200683
Ø20	554,5	649,3	100	204019

Tabelle 57: Materialkennwerte des Spannstahls (Messwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Ø 15,3	1713	1858	10	197300

Last-Verformungs-Kurve

Die Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation werden den Last-Verformungs-Kurven aus dem realen Versuch in Bild 245 gegenübergestellt. Hier ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Pressenkraft von ca. 900 kN der Übergang im gerissenen Zustand II startet. Es ist auch zu erkennen, dass die Pressenkraft links einen höheren Wert erreicht als die Pressenkraft rechts. Dieser Effekt kann auf die erhöhte Schubsteifigkeit aufgrund des größeren Bügelbewehrungsgrades im linken Feld (Ø8/20) im Vergleich zum rechten Feld (Ø6/30) zurückgeführt werden. Bei einer Last von 1503 kN ist im rechten Feld die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden.

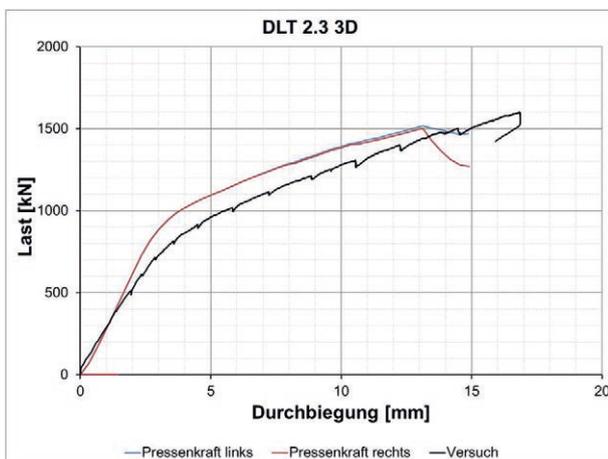


Bild 245: Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der berechneten Bruchlast (1503 kN rechts) trat in der ATENA Simulation ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation eine Unterschätzung der Versuchstraglast von 6%.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel rechts des Mittelaufagers bei einer Pressenkraft von ca. 1503 kN ins Fließen. Der Bereich mit den Bügeln, die ins Fließen kommen, ist in Bild 247 rot gekennzeichnet. In Bild 246 sind deutliche Schubrisse im Bereich rechts vom Mittelaufleger kurz vor dem Erreichen der Bruchlast zu erkennen.

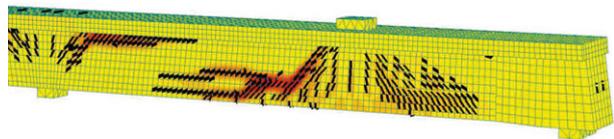


Bild 246: Rissbild Simulation (kurz vor Bruch)

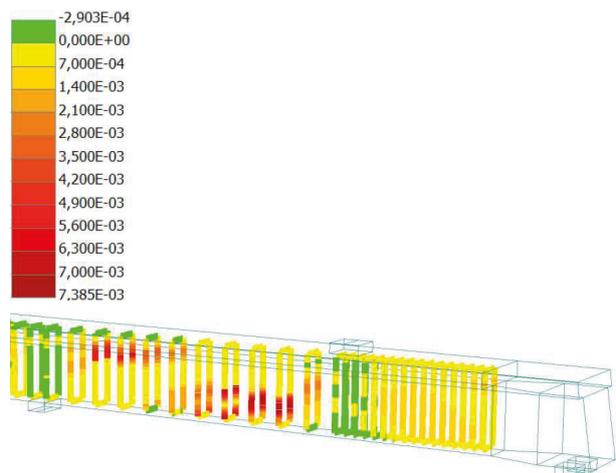


Bild 247: Dehnungen der Bügel (kurz vor Bruch)

Bild 248 zeigt den Verlauf der Bügelspannungen im rechten Feld. Die Nummerierung der Bügel erfolgt von links nach rechts, also vom Mittelaufleger in Richtung Endauflager. Es ist zu erkennen, dass beim Erreichen der Bruchlast fast alle Bügel im rechten Feld die Fließgrenze erreichten.

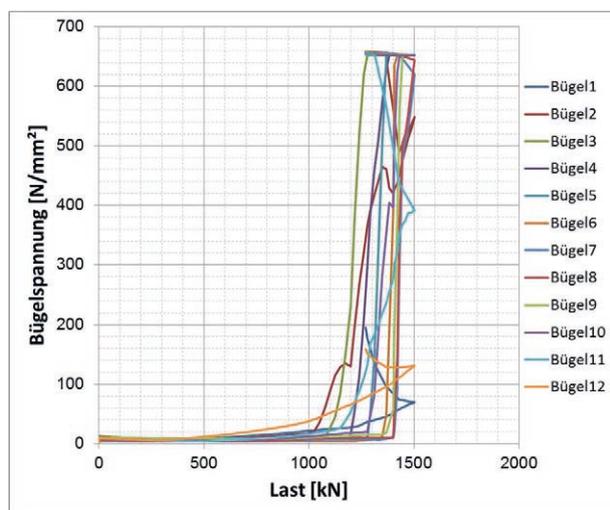


Bild 248: Bügelspannungen im rechten Feld

3.5.3.3 Simulation von DLT 1.1 RWTH Aachen

Modellierung

Die Modellierung des Versuchskörpers erfolgt wie unter Abs. 3.5.2.3 beschrieben und wird an dieser Stelle nicht erneut vorgestellt. Es werden hier nur die Parameter dargestellt, die angepasst wurden.

Modellierung des Betons

Die Modellierung des Betons erfolgt wie im Abs. 3.5.2.3 beschrieben. Die Materialparameter werden entsprechend der gemessenen Betonfestigkeiten angepasst.

Die gemessene Zylinderdruckfestigkeit des Betons wurde auf die einachsiale Betondruckfestigkeit mit folgender Formel nach Heft 597 umgerechnet:

$$f_{1c,cu} = 0,95 \cdot f_{c,cyl} \quad (116)$$

Die gemessene Spaltzugfestigkeit wird auch mit folgender Formel nach Heft 597 auf die einachsiale Betonzugfestigkeit umgerechnet:

$$f_{1c,ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (117)$$

Die in der Simulation verwendeten Materialparameter sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 58: Materialeigenschaften des Betons (Messwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	25824	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0,20	[-]
Einachsiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-48,65	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,195	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	3,393	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$8,48 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Folgende gemessene Materialparameter wurden für die Modellierung des Beton- und Spannstahls verwendet:

Tabelle 59: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø6	550	594,0	25	200000
Ø8	550	594,0	25	200000
Ø10	550	594,0	25	200000
Ø12	550	594,0	25	200000
Ø25	550	594,0	25	200000

Tabelle 60: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1500	1770	6	195000

Last-Verformungs-Kurve

Die Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation werden den Last-Verformungs-Kurven aus dem realen Versuch in Bild 249 gegenübergestellt. Hier ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Pressenkraft von ca. 500 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II startet. Es ist auch zu erkennen, dass die Pressenkraft rechts einen höheren Wert erreicht als die Pressenkraft links. Dieser Effekt kann auf die erhöhte Schubsteifigkeit aufgrund des größeren Bügelbewehrungsgrades im rechten Feld (Ø10/25) im Vergleich zum linken Feld (Ø6/25) zurückgeführt werden. Bei einer Last von 971 kN ist im linken Feld die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden.

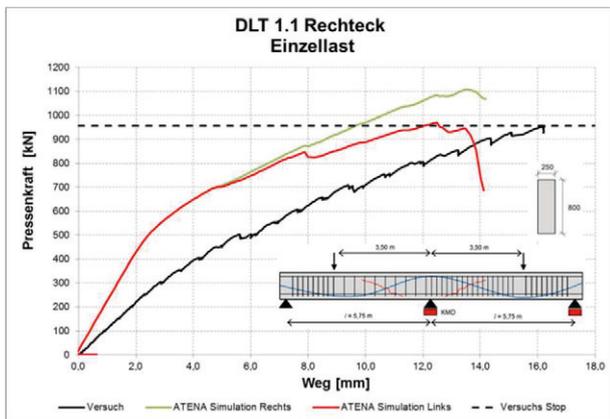


Bild 249: Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der berechneten Bruchlast (971 kN links) trat in der ATENA Simulation ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation eine Überschätzung der Traglast von 1,5%.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel links des Mittelauflegers bei einer Pressenkraft von ca. 971 kN ins Fließen. Der Bereich mit den Bügeln, die ins Fließen kommen ist in Bild 251 rot gekennzeichnet. In Bild 250 sind deutliche Schubrisse im Bereich links vom Mittelaufleger beim Erreichen der Bruchlast zu erkennen

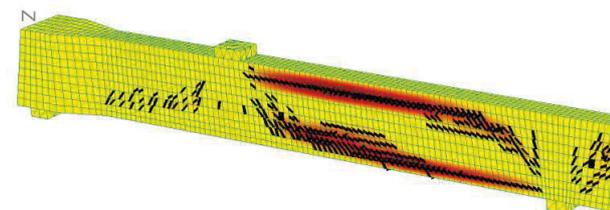


Bild 250: Rissbild Simulation (Bruch)

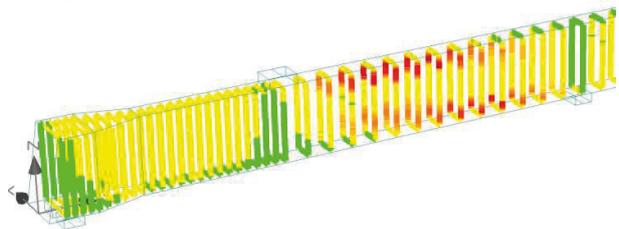
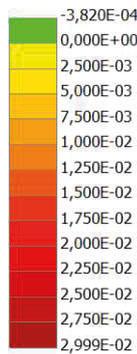


Bild 251: Dehnungen der Bügel (Bruch)

Das folgende Bild 252 zeigt den Verlauf der Bügelspannungen im linken Feld. Die Nummerierung der Bügel erfolgt von rechts nach links, also vom Mittelaufleger in Richtung Endauflager. Es ist gut zu erkennen, dass beim Erreichen der Bruchlast fast alle Bügel im linken Feld die Fließgrenze erreicht haben.

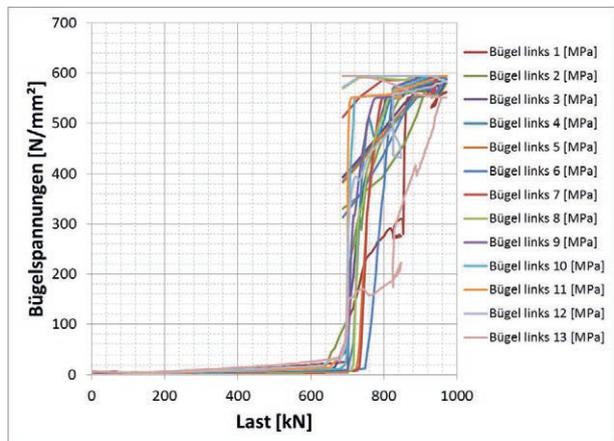


Bild 252: Bügelspannungen im rechten Feld

3.5.3.4 Simulation von DLT 1.2 RWTH Aachen

Modellierung

Die Modellierung des Versuchskörpers erfolgt wie unter Abs. 3.5.2.4 beschrieben und wird an dieser Stelle nicht erneut vorgestellt. Es werden hier nur die Parameter dargestellt, die angepasst wurden.

Modellierung des Betons

Die Modellierung des Betons erfolgt wie im Abs. 3.5.2.4 beschrieben. Die Materialparameter

werden entsprechend der gemessenen Betonfestigkeiten angepasst.

Die gemessene Zylinderdruckfestigkeit des Betons wurde auf die einachsiale Betondruckfestigkeit mit folgender Formel nach Heft 597 umgerechnet:

$$f_{1c,cu} = 0,95 \cdot f_{c,cyl} \quad (118)$$

Die gemessene Spaltzugfestigkeit wird auch mit folgender Formel nach Heft 597 auf die einachsiale Betonzugfestigkeit umgerechnet:

$$f_{1c,ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (119)$$

Die in der Simulation verwendeten Materialparameter sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 61: Materialeigenschaften des Betons (Messwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	27237	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0,20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-39,87	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,195	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	3,20	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$8,00 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Folgende gemessene Materialparameter wurden für die Modellierung des Beton- und Spannstahls verwendet.

Tabelle 62: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø6	550	594,0	25	200000
Ø8	550	594,0	25	200000
Ø10	550	594,0	25	200000
Ø12	550	594,0	25	200000
Ø25	550	594,0	25	200000

Tabelle 63: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1500	1770	6	195000

Last-Verformungs-Kurve

Die Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation werden den Last-Verformungs-Kurven aus dem realen Versuch in Bild 253 gegenübergestellt. Hier ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Pressenkraft von ca. 700 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II startet. Es ist auch zu erkennen, dass die Pressenkraft rechts einen höheren Wert erreicht als die Pressenkraft links. Dieser Effekt kann auf die erhöhte Schubsteifigkeit aufgrund des größeren Bügelbewehrungsgrades im rechten Feld (Ø10/25) im Vergleich zum linken Feld (Ø6/25) zurückgeführt werden. Bei einer Last von 1456 kN ist im linken Feld die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden.

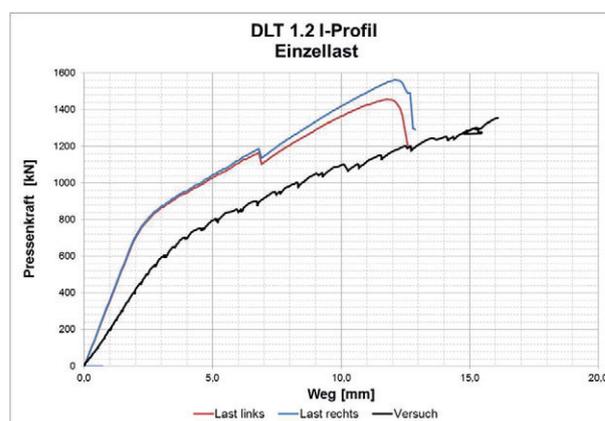


Bild 253: Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der berechneten Bruchlast (1456 kN links) trat in der ATENA Simulation ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation eine Überschätzung der Traglast von 7,5%.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel links des Mittelaufagers bei einer Pressenkraft von ca. 1456 kN ins Fließen. Der Bereich mit den Bügeln, die ins Fließen kommen, ist im Bild 255 rot gekennzeichnet. In Bild 254 sind deutliche Schubrisse im Bereich links vom Mittelauflager beim Erreichen der Bruchlast zu erkennen.

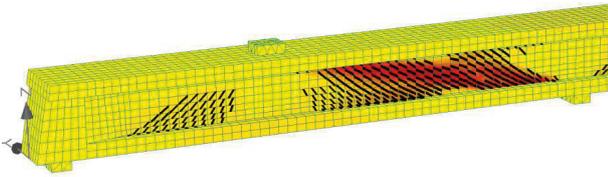


Bild 254: Rissbild Simulation (Bruch)

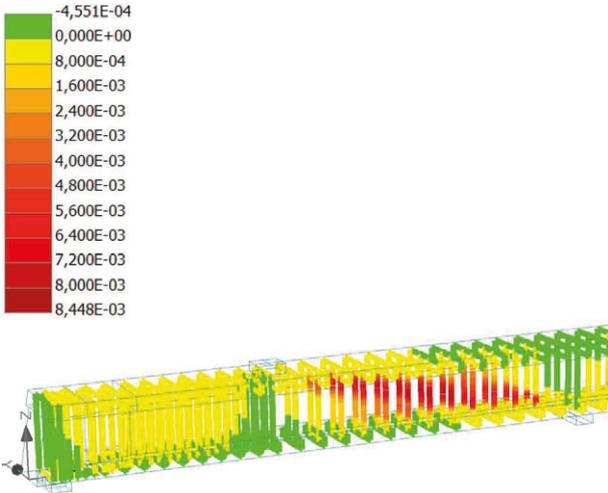


Bild 255: Dehnungen der Bügel (Bruch)

Das folgende Bild 256 zeigt den Verlauf der Bügelspannungen im linken Feld. Die Nummerierung der Bügel erfolgt von rechts nach links, also vom Mittellaufleger in Richtung Endauflager. Es ist gut zu erkennen, dass beim Erreichen der berechneten Bruchlast fast alle Bügel im linken Feld die Fließgrenze erreicht haben.

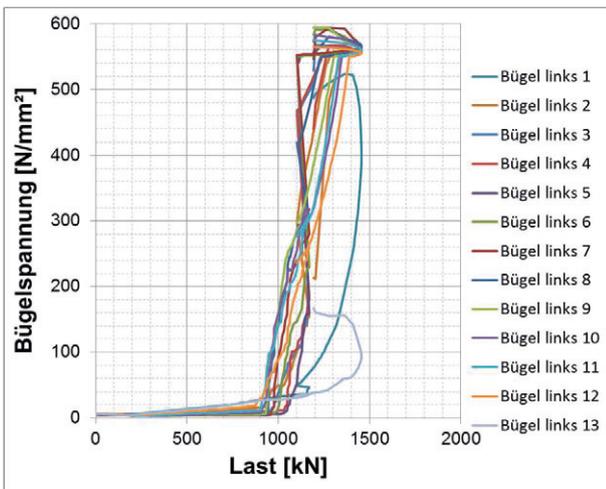


Bild 256: Bügelspannungen im rechten Feld

3.5.4 Vorbereitung der Finite Elemente Rechenmodelle in ATENA 2D für die Auswertung der Sicherheitskonzepte

Querkraftversuche an Balken lassen sich aufgrund der im Wesentlichen zweiachsialen Spannungszustände im Bauteil relativ genau mit zweidimensionalen Finite Elemente Modellen abbilden. Der Vorteil bei der Verwendung von 2D Rechenmodellen im Vergleich zu 3D Rechenmodellen ist die geringere Elementanzahl und somit die verkürzte Rechenzeit. Für Parameterstudien bzw. für wiederholte Berechnungen für die Auswertung von Sicherheitskonzepten bietet sich an, 2D Rechenmodelle zu verwenden. Aus diesem Grund werden im Folgenden 2D Rechenmodelle für die zu untersuchenden Versuchsträger erstellt und an den Versuchsergebnissen kalibriert. Anschließend werden die kalibrierten Rechenmodelle für die Auswertung der Sicherheitskonzepte verwendet.

Die Ergebnisse der zweidimensionalen Finite Elemente Berechnungen werden im Folgenden für die einzelnen Versuchsträger dargestellt.

3.5.4.1 Simulation Versuch DLT 2.1 TU Dortmund mit gemessenen Materialparametern

Geometrische Modellierung

Die geometrische Modellierung des Versuchskörpers erfolgt nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Die Makroelemente bilden einzelne Bereiche der Versuchsträger mit konstanten Bauteildicken ab. Somit werden für die Modellierung von Steg, von der Platte und von den Lasteinleitungsplatten Makroelemente mit unterschiedlichen Dicken verwendet. Die Netzgenerierung der Makroelemente erfolgt automatisch mit quadrilateralen Elementen (4-knotige zweidimensionale Finite Elemente). Die Modellierung der Bewehrung erfolgt durch diskrete Stabelemente. Dabei wird darauf geachtet, dass mehrere über die Bauteildicke verteilte Bewehrungsstäbe zu einem Stab mit der entsprechenden Querschnittsfläche zusammengefasst werden.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,07 m. Das generierte FE-Netz und die eingegebene Bewehrung sind für den halben Versuchsträger in Bild 257 dargestellt.

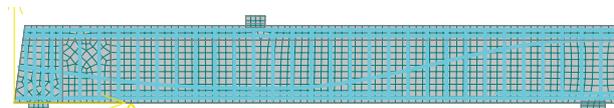


Bild 257: Darstellung des halbe FE-Modells mit FE-Netzes und diskreter Bewehrung

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialmodell „SBeta“ eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten Werte der Materialparameter des Betons sind in Tabelle 64 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter, die keinen physikalisch messbaren Wert haben, wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 64: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	32830	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-41,15	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-2,22	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	2,688	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$6,72 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 2.1 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen.

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 65 und Tabelle 66 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 65: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø8	475	514,6	30	184000
Ø12	532	610,9	30	200750
Ø16	554	644,2	30	205200
Ø20	580	671,0	30	196000
Ø25	555	646,6	30	196000

Tabelle 66: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Ø 15,3	1666	1911	10	199700

Last-Verformungs-Kurve

Die Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation werden der Last-Verformungs-Kurven aus dem realen Versuch in Bild 258 gegenübergestellt. Hier ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Pressenkraft von ca. 750 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II startet. Bei einer Last von 1530 kN ist im rechten Feld die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden.

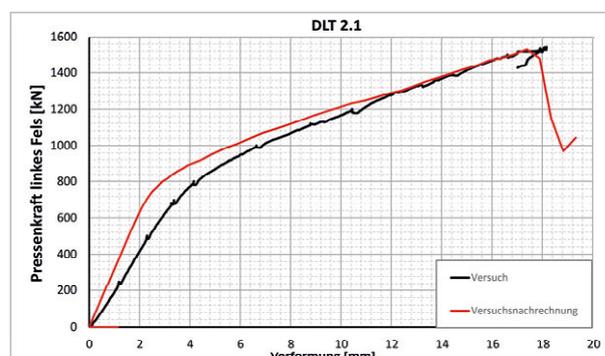


Bild 258: Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der berechneten Bruchlast (1530 kN rechts) trat in der ATENA Simulation ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation eine Unterschätzung der Traglast von 1 %.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel rechts des Mittelaufagers bei einer Pressenkraft von ca. 1530 kN ins Fließen. Der Bereich mit den plastischen Dehnungen der Bügel, ist in Bild 261 dargestellt. In Bild 259 und Bild 260 sind deutliche Schubrisse links und rechts der Lasteinleitungsplatte im rechten Feld kurz vor dem Erreichen der Bruchlast zu erkennen.

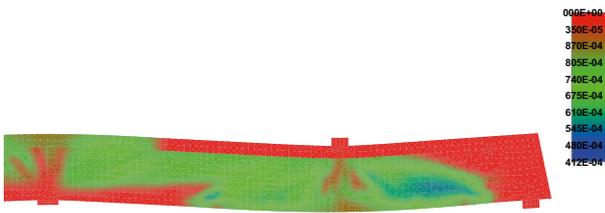


Bild 259: Rissbreiten im Feld 2 (kurz vor Bruch)

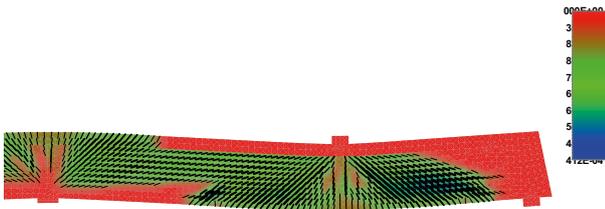


Bild 260: Rissbild Simulation (kurz vor Bruch); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

Bild 261 zeigt die plastischen Dehnungen der Bügelbewehrung kurz vor dem Versagen.



Bild 261: plastische Dehnungen der Bügel (kurz vor Bruch)

3.5.4.2 Simulation Versuch DLT 2.2 TU Dortmund mit gemessenen Materialparametern

Geometrische Modellierung

Die geometrische Modellierung des Versuchskörpers erfolgt nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Die genaue Modellierung erfolgt ähnlich wie beim Versuchsträger DLT 2.1 beschrieben und wird an dieser Stelle nicht erneut erläutert.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,07 m. Das generierte FE-Netz und die eingegebene Bewehrung sind für den halben Versuchsträger in Bild 262 dargestellt.

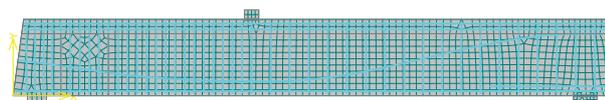


Bild 262: Darstellung des halbe FE-Modells mit FE-Netzes und diskreter Bewehrung

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialmodell „SBeta“ eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten

Werte der Materialparameter des Betons sind in Tabelle 67 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter, die keinen physikalisch messbaren Wert haben, wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 67: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	32830	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-37,83	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-2,25	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	3,116	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$7,79 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 2.2 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000$ N/mm² angenommen.

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 68 und Tabelle 69 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 68: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø6	651,7	665,3	30	199170
Ø10	571,7	628,5	30	200807
Ø12	536,4	609,2	30	199696
Ø16	536,1	640	30	200683
Ø20	554,5	649,3	30	204019

Tabelle 69: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1718	1911	10	199700

Last-Verformungs-Kurve

Die Last-Verformungs-Kurve aus der ATENA Simulation wird der Last-Verformungs-Kurve aus dem realen Versuch in Bild 263 gegenübergestellt. Hier ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Pressenkraft von ca. 800 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II startet. Bei einer Last von 1604 kN ist im rechten Feld die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden.

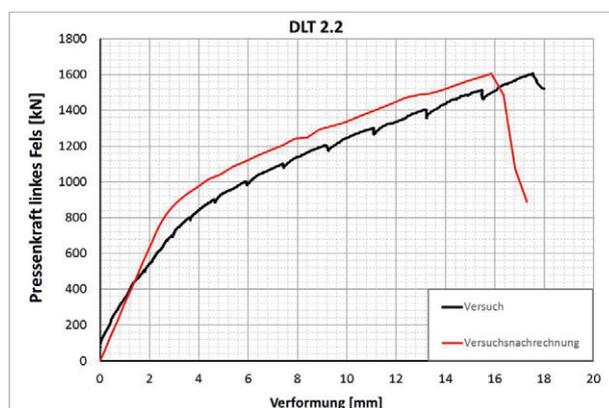


Bild 263: Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der berechneten Bruchlast (1604 kN rechts) trat in der ATENA Simulation ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation eine Unterschätzung der Traglast von weniger als 1 %.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel rechts des Mittelaufagers bei einer Pressenkraft von ca. 1604 kN ins Fließen. Der Bereich mit den plastischen Dehnungen der Bügel ist in Bild 266 dargestellt. In Bild 264 und Bild 265 sind deutliche Schubrisse im Bereich zwischen Mittelaufleger und der rechten Lasteinleitungsplatte zu erkennen.

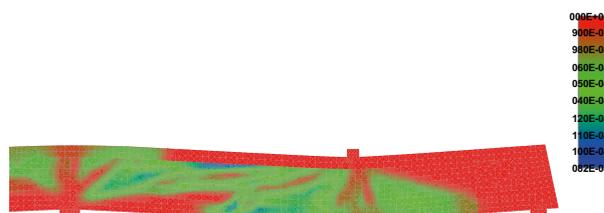


Bild 264: Rissbreiten im Feld 2 (kurz vor Bruch)

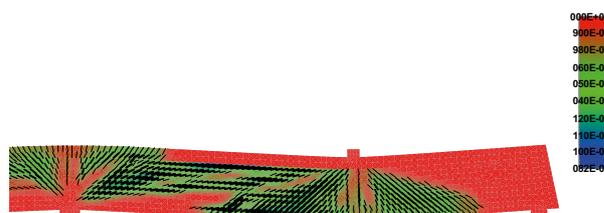
Bild 265: Rissbild Simulation (kurz vor Bruch); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

Bild 266 zeigt die plastischen Dehnungen der Bügelbewehrung kurz vor dem Versagen.

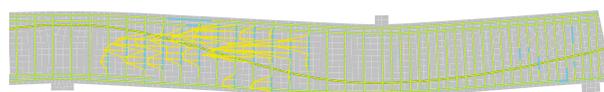


Bild 266: plastische Dehnungen der Bügel (kurz vor Bruch)

3.5.4.3 Simulation Versuch DLT 2.3 TU Dortmund mit gemessenen Materialparametern

Geometrische Modellierung

Die geometrische Modellierung des Versuchskörpers erfolgt nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Die genaue Modellierung erfolgt ähnlich wie beim Versuchsträger DLT 2.1 beschrieben und wird an dieser Stelle nicht erneut erläutert.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,08 m. Das generierte FE-Netz und die eingegebene Bewehrung sind für den halben Versuchsträger in Bild 267 dargestellt.

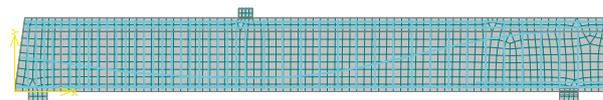


Bild 267: Darstellung des halbe FE-Modells mit FE-Netzes und diskreter Bewehrung

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialmodell „SBeta“ eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten

Werte der Materialparameter des Betons sind in Tabelle 70 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter, die keinen physikalisch messbaren Wert haben wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 70: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	32828	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-38,67	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-2,17	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	3,096	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$7,74 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 2.3 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen.

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 71 und Tabelle 72 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 71: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø6	651,7	665,3	30	199170
Ø8	486,3	590,4	30	198305
Ø12	536,4	609,2	30	199696
Ø16	536,1	640	30	200683
Ø20	554,5	649,3	30	204019

Tabelle 72: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1718	1911	10	199700

Last-Verformungs-Kurve

Die Last-Verformungs-Kurve aus der ATENA Simulation wird der Last-Verformungs-Kurve aus dem realen Versuch in Bild 268 gegenübergestellt. Hier ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Pressenkraft von ca. 820 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II startet. Bei einer Last von 1593 kN ist im rechten Feld die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden.

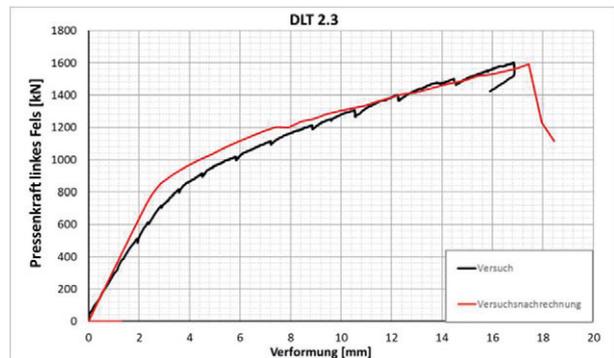


Bild 268: Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der berechneten Bruchlast (1593 kN rechts) trat in der ATENA Simulation ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation eine Unterschätzung der Traglast von weniger als 1 %.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel rechts des Mittelaufagers bei einer Pressenkraft von ca. 1593 kN ins Fließen. Der Bereich mit den plastischen Dehnungen der Bügel, ist in Bild 271 dargestellt. In Bild 269 und Bild 270 sind deutliche Schubrisse im Bereich zwischen Mittelaufleger und der rechten Lasteinleitungsplatte zu erkennen.

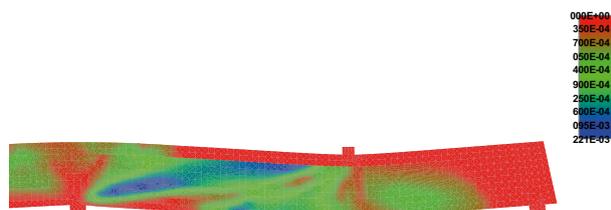


Bild 269: Rissbreiten im Feld 2 (kurz vor Bruch)

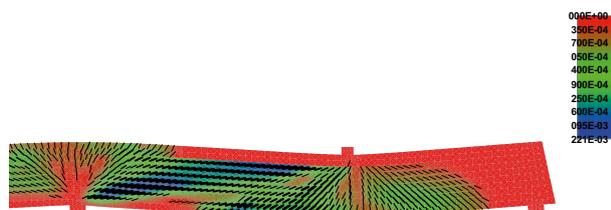
Bild 270: Rissbild Simulation (kurz vor Bruch); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

Bild 271 zeigt die plastischen Dehnungen der Bügelbewehrung kurz vor dem Versagen.

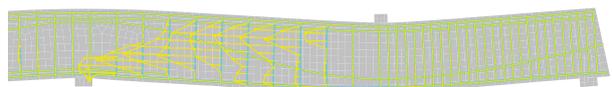


Bild 271: plastische Dehnungen der Bügel (kurz vor Bruch)

3.5.4.4 Simulation Versuch DLT 2.4 TU Dortmund mit gemessenen Materialparametern

Geometrische Modellierung

Die geometrische Modellierung des Versuchsträgers erfolgt nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Die genaue Modellierung erfolgt ähnlich wie beim Versuchsträger DLT 2.1 beschrieben und wird an dieser Stelle nicht erneut erläutert. Eine Besonderheit bei diesem Versuchsträger ist, dass die Last an mehreren Lasteinleitungsplatten aufgebracht wird um eine kontinuierliche Streckenlast zu simulieren.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,07 m. Die eingegebene Bewehrung ist für den halben Versuchsträger in Bild 272 dargestellt. Im Bereich des Mittelaufagers wurden mehrere Lagen an Zulagebewehrung vorgesehen, um ein frühzeitiges Versagen in diesem Bereich zu vermeiden.

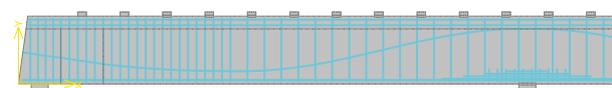


Bild 272: Darstellung des halbe FE-Modells mit diskreter Bewehrung

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialmodell „SBeta“ eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten Werte der Materialparameter des Betons sind in Tabelle 73 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter, die keinen physikalisch messbaren Wert haben, wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 73: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	32828	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]
Würfeldruckfestigkeit	$f_{c,cube} =$	-33,39	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,97	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	2,50	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$6,25 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 2.4 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000$ N/mm² angenommen.

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 74 und Tabelle 75 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 74: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy}	f_t	ϵ_t	E-Modul
	N/mm ²	N/mm ²	‰	[N/mm ²]
Ø6	651,7	665,3	30	199170
Ø8	486,3	590,4	30	198305
Ø12	536,4	609,2	30	199696
Ø16	536,1	640	30	200683
Ø20	554,5	649,3	30	204019

Tabelle 75: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1718	1911	10	199700

Last-Verformungs-Kurve

Die Last-Verformungs-Kurven aus der ATENA Simulation werden den Last-Verformungs-Kurven aus dem realen Versuch in Bild 273 gegenübergestellt. Um eine gleichmäßige Streckenlast zu erzeugen, musste dieser Versuch lastgesteuert simuliert werden. Das heißt, dass in jedem Belastungsschritt die Belastung in Form einer Kraft und nicht einer Zwangsverformung aufgebracht wird. Für die Generierung der Last-Verformungs-Kurve werden die aufgebrachte Kraft an einer Lasteinleitungsplatte und die Durchbiegung an der gleichen Stelle wie bei den anderen Versuchsträgern aufgezeichnet.

Bei der Last-Verformungs-Kurve ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Pressenkraft von ca. 130 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II startet. Bei einer Last von 185 kN nehmen die zugehörigen Verformungen stark zu und die Last kann nicht weiter gesteigert werden. Das deutet auf ein Versagen hin. Das Fließplateau der Last-Verformungs-Kurve deutet nicht auf ein duktilen Versagen hin, sondern ergibt sich aufgrund der Laststeuerung der Simulation.

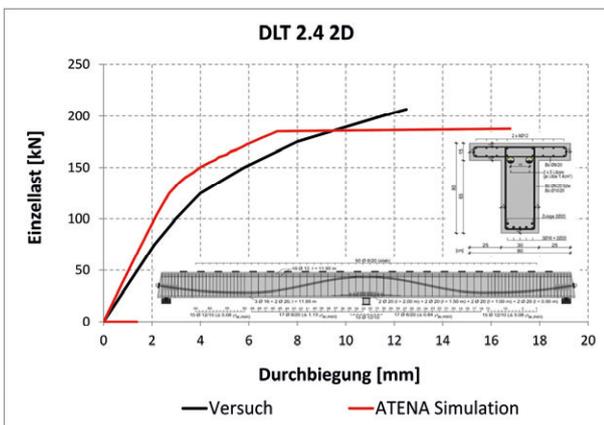


Bild 273: Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation

Traglast

Der erste Teilversuch wurde bei einer Pressenlast von ca. 206 kN beendet, bevor die Verstärkung für den zweiten Teilversuch eingebaut wurde. Die im Versuch gemessene Bruchlast von ca. 206 kN je Lasteinleitungsstelle konnte in der Simulation nicht erreicht werden. Die maximal erreichte Belastung in

der Simulation beträgt 185 kN je Lasteinleitungsplatte. Dabei ergibt sich eine Unterschreitung der Bruchlast von ca. 11 %.

Versagensmechanismus

Beim Erreichen der maximalen Last in der ATENA Simulation konnte festgestellt werden, dass es zu einem lokalen Druckversagen im Bereich des Mittelauflegers gekommen ist, siehe Bild 274. Gleichzeitig konnte beobachtet werden, dass die Bügelbewehrung rechts vom Mittelaufleger ins Fließen geraten ist. Dies deutet auf ein kombiniertes Versagen hin. Durch die Bildung breiter Schubrissse und das Fließen der Schubbewehrung wird die Druckzone immer stärker eingeschnürt bis es zu einem lokalen Betondruckversagen im Bereich des Mittelauflegers kommt.

Die Abweichung zwischen Versuch und Berechnung lässt vermuten, dass das FE-Modell den Lastabtrag im Bereich des Mittelauflegers nicht ganzheitlich erfassen konnte. Bei genauerer Betrachtung des Bewehrungsplanes für den DLT 2.4 Träger fällt die dichte Zulagebewehrung im Bereich des Mittelauflegers auf. Die Zulagebewehrung wird mit geschlossenen Bügeln $\varnothing 12/10$ umfasst. Eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit aufgrund von zweiachsialen Spannungszuständen wird von Programm automatisch berücksichtigt. Durch die 2D Modellierung bleiben aber dreiachsiale Spannungszustände unberücksichtigt. Die Bügelbewehrung $\varnothing 12/10$ im Bereich des Mittelauflegers hat eine Umschnürungswirkung und ermöglicht somit dreiachsiale Spannungszustände und somit erhöhte Betonfestigkeiten im Bereich des Mittelauflegers.

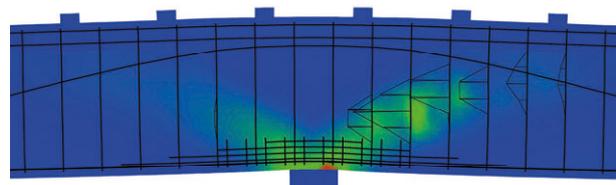


Bild 274: Druckversagen im Bereich des Mittelauflegers

3.5.4.5 Simulation Versuch DLT 1.1 RWTH Aachen mit gemessenen Materialparametern

Geometrische Modellierung

Die geometrische Modellierung des Versuchskörpers erfolgt nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Das genaue Vorgehen bei der Modellierung erfolgt ähnlich wie beim Versuchsträger DLT 2.1 beschrieben und wird an dieser Stelle nicht erneut erläutert.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,1 m. Das generierte FE-Netz und die eingegebene Bewehrung sind für den halben Versuchsträger in Bild 275 dargestellt.

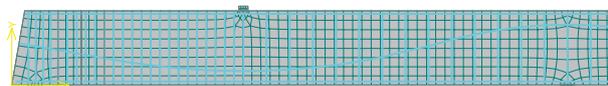


Bild 275: Darstellung des halben FE-Modells mit FE-Netz und diskreter Bewehrung

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialmodell „SBeta“ eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten Werte der Materialparameter des Betons sind in Tabelle 76 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter, die keinen physikalisch messbaren Wert haben, wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 76: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	25820	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-48,65	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,937	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	3,570	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$8,925 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 1.1 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen.

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 77 und Tabelle 78 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 77: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø8	531	656	30	196673
Ø10	520	597	30	195510
Ø12	555	637	30	194990
Ø16	596	697	30	196840
Ø25	557	658	30	201370

Tabelle 78: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1729	1950	10	190000

Last-Verformungs-Kurve

Die Last-Verformungs-Kurve aus der ATENA Simulation wird der Last-Verformungs-Kurve aus dem realen Versuch in Bild 276 gegenübergestellt. Hier ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Presskraft von ca. 450 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II startet. Bei einer Last von 954,9 kN ist im linken Feld die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden.

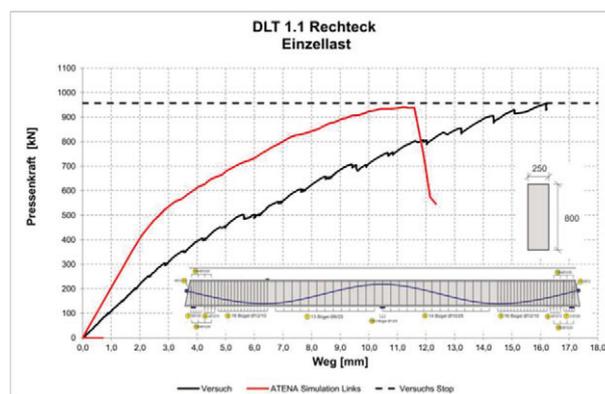


Bild 276: Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der berechneten Bruchlast (954,9 kN links) trat in der ATENA Simulation ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation eine Unterschätzung der Traglast von weniger als 1 %.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel links des Mittelauflegers bei einer Pressenkraft von ca. 954,9 kN ins Fließen. Der Bereich mit den plastischen Dehnungen der Bügel, ist in Bild 279 dargestellt. In Bild 277 und Bild 278 sind deutliche Schubrisse im Bereich zwischen Mittelaufleger und der rechten Lasteinleitungsplatte zu erkennen.

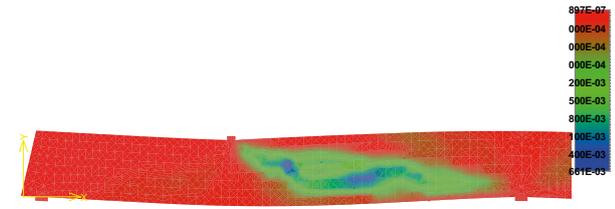


Bild 277: Rissbreiten im linken Feld (kurz vor Bruch)



Bild 278: Rissbild Simulation (kurz vor Bruch); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

Bild 279 zeigt die plastischen Dehnungen der Bügelbewehrung kurz vor dem Versagen.

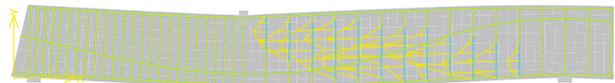


Bild 279: plastische Dehnungen der Bügel (kurz vor Bruch)

3.5.4.6 Simulation Versuch DLT 1.2 RWTH Aachen mit gemessenen Materialparametern

Geometrische Modellierung

Die geometrische Modellierung des Versuchskörpers erfolgt nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Das genaue Vorgehen bei der Modellierung erfolgt ähnlich wie beim Versuchsträger DLT 2.1 beschrieben und wird an dieser Stelle nicht erneut erläutert.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,08 m. Das generierte FE-Netz und die eingegebene Bewehrung sind für den halben Versuchsträger in Bild 280 dargestellt.

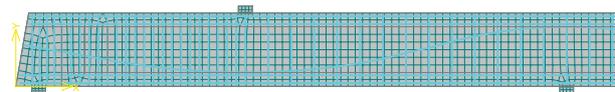


Bild 280: Darstellung des halbe FE-Modells mit FE-Netzes und diskreter Bewehrung

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialmodell „SBeta“ eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten Werte der Materialparameter des Betons sind in Tabelle 79 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter, die keinen physikalisch messbaren Wert haben, wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 79: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	27240	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-39,87	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-2,194	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	3,20	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$8,00 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 1.2 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000$ N/mm² angenommen.

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in

Tabelle 80 und Tabelle 81 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 80: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø6	561	625	50	200553
Ø8	531	656	30	196673

Ø10	520	597	30	195510
Ø12	555	637	30	194990
Ø16	596	697	30	196840
Ø25	557	658	30	201370

Tabelle 81: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1729	1950	10	190000

Last-Verformungs-Kurve

Die Last-Verformungs-Kurve aus der ATENA Simulation wird der Last-Verformungs-Kurve aus dem realen Versuch in Bild 281 gegenübergestellt. Hier ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Pressenkraft von ca. 700 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II startet. Bei einer Last von 1301 kN ist im linken Feld die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden.

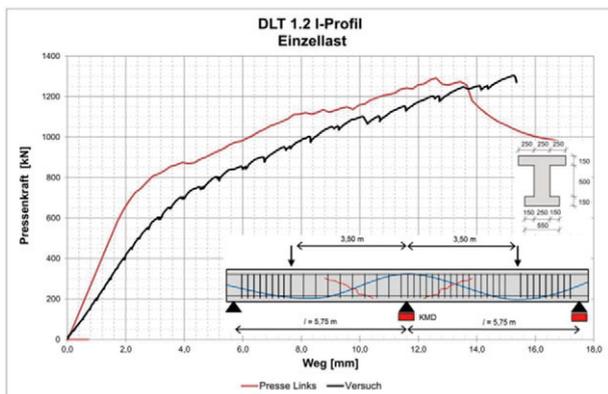


Bild 281: Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der berechneten Bruchlast (1301 kN links) trat in der ATENA Simulation ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation eine Unterschätzung der Traglast von weniger als 1 %.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel links des Mittelaufagers bei einer Pressenkraft von ca. 1301 kN ins Fließen. Der Bereich mit den plastischen Dehnungen der Bügel, ist in Bild 284 dargestellt. In Bild 282 und Bild 283 sind deutliche Schubrisse im Bereich zwischen Mittelaufleger und der rechten Lasteinleitungsplatte zu erkennen.

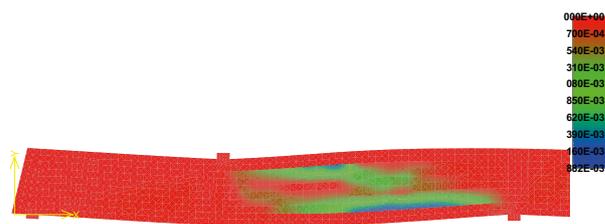


Bild 282: Rissbreiten im linken Feld (kurz vor Bruch)

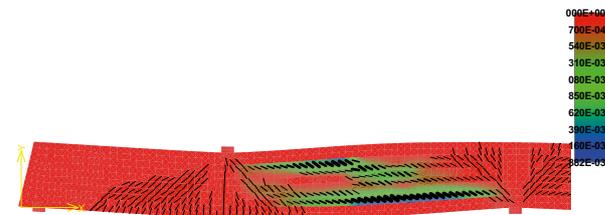


Bild 283: Rissbild Simulation (kurz vor Bruch); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

Bild 284 zeigt die plastischen Dehnungen der Bügelbewehrung kurz vor dem Versagen.

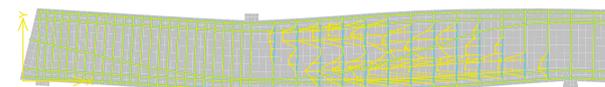


Bild 284: plastische Dehnungen der Bügel (kurz vor Bruch)

3.5.4.7 Simulation Versuch DLT 1.3 RWTH Aachen mit gemessenen Materialparametern

Geometrische Modellierung

Die geometrische Modellierung des Versuchskörpers erfolgt nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Das genaue Vorgehen bei der Modellierung erfolgt ähnlich wie beim Versuchsträger DLT 2.1 beschrieben und wird an dieser Stelle nicht erneut erläutert.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,08 m. Das generierte FE-Netz und die eingegebene Bewehrung sind für den halben Versuchsträger in Bild 285 dargestellt.

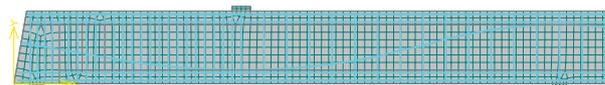


Bild 285: Darstellung des halbe FE-Modells mit FE-Netzes und diskreter Bewehrung

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialmodell „SBeta“ eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten Werte der Materialparameter des Betons sind in Ta-

belle 82 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter, die keinen physikalisch messbaren Wert haben, wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 82: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	25830	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-39,62	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,937	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	3,20	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$8,01 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 1.3 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000\text{N/mm}^2$ angenommen.

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 83 und Tabelle 84 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 83: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø8	531	656	30	196673
Ø10	520	597	30	195510
Ø12	555	637	30	194990
Ø16	596	697	30	196840
Ø25	557	658	30	201370

Tabelle 84: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1718	1911	10	199700

Last-Verformungs-Kurve

Die Last-Verformungs-Kurve aus der ATENA Simulation wird der Last-Verformungs-Kurve aus dem realen Versuch in Bild 286 gegenübergestellt. Hier ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Pressenkraft von ca. 700 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II startet. Bei einer Last von 1511 kN ist im linken Feld die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden.

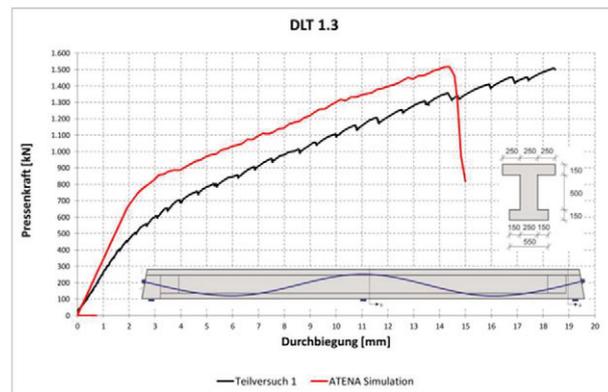


Bild 286: Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der berechneten Bruchlast (1511 kN links) trat in der ATENA Simulation ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation eine Überschätzung der Traglast von 0,2 %.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen fast alle Bügel links des Mittelaufagers bei einer Pressenkraft von ca. 1517 kN ins Fließen. Der Bereich mit den plastischen Dehnungen der Bügel, ist in Bild 289 dargestellt. In Bild 287 und Bild 288 sind deutliche Schubrisse im Bereich zwischen Mittelaufleger und der rechten Lasteinleitungsplatte zu erkennen.

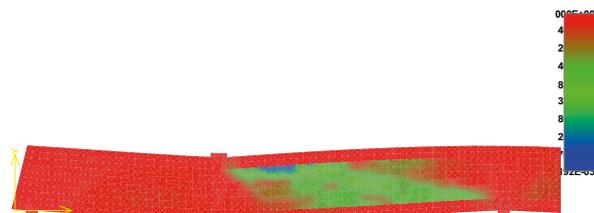


Bild 287: Rissbreiten im linken Feld (kurz vor Bruch)

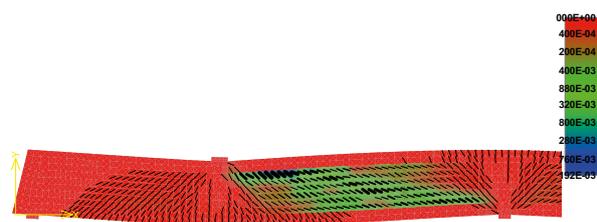


Bild 288: Rissbild Simulation (kurz vor Bruch); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

Bild 289 zeigt die plastischen Dehnungen der Bügelbewehrung kurz vor dem Versagen.

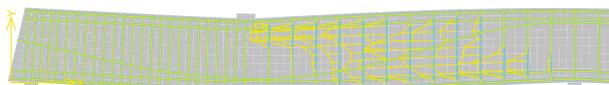


Bild 289: plastische Dehnungen der Bügel (kurz vor Bruch)

3.5.4.8 Simulation Versuch DLT 1.4 RWTH Aachen mit gemessenen Materialparametern

Geometrische Modellierung

Die geometrische Modellierung des Versuchskörpers erfolgt nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Das genaue Vorgehen bei der Modellierung erfolgt ähnlich wie beim Versuchsträger DLT 2.1 beschrieben und wird an dieser Stelle nicht erneut erläutert.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,08 m. Das generierte FE-Netz und die eingegebene Bewehrung sind für den halben Versuchsträger in Bild 290 dargestellt.



Bild 290: Darstellung des halbe FE-Modells mit FE-Netzes und diskreter Bewehrung

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialmodell „SBeta“ eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten Werte der Materialparameter des Betons sind in Tabelle 85 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter, die keinen physikalisch messbaren Wert haben, wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 85: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	23370	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]

Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-46,93	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,937	%
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	3,816	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$9,54 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 1.4 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000$ N/mm² angenommen.

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 86 und Tabelle 87 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 86: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t %	E-Modul [N/mm ²]
Ø8	531	656	30	196673
Ø10	520	597	30	195510
Ø12	555	637	30	194990
Ø16	596	697	30	196840
Ø25	557	658	30	201370

Tabelle 87: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1729	1950	10	190000

Last-Verformungs-Kurve

Die Last-Verformungs-Kurve aus der ATENA Simulation wird der Last-Verformungs-Kurve aus dem realen Versuch in Bild 291 gegenübergestellt. Dabei ist hier zu beachten, dass anders als bei den anderen Versuchen, hier die aufgezeichnete Last die Auflagerkraft am Mittelauger darstellt. An den Last-Verformungs-Kurven ist zu erkennen, dass die

Steifigkeit des Versuchs stark von der Steifigkeit der Simulation abweicht. Dieser Effekt ist durch die im Versuch eingesetzten Lager zu erklären. Dabei handelt es sich um eine Art Elastomerlager, das eine spannungsabhängige, nichtlineare Steifigkeit aufweist. Aufgrund von fehlenden Materialangaben für die Lager und den erhöhten Modellierungsaufwand der Rückhängung aus dem Versuchsaufbau wird die Steifigkeit nicht weiter betrachtet und sich auf die Bruchlast fokussiert.

Aus der Last-Verformungs-Kurve ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Mittelauflegerkraft von ca. 1200 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II startet. Bei einer Auflagerkraft von 1984 kN ist links des Mittelauflegers die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden.

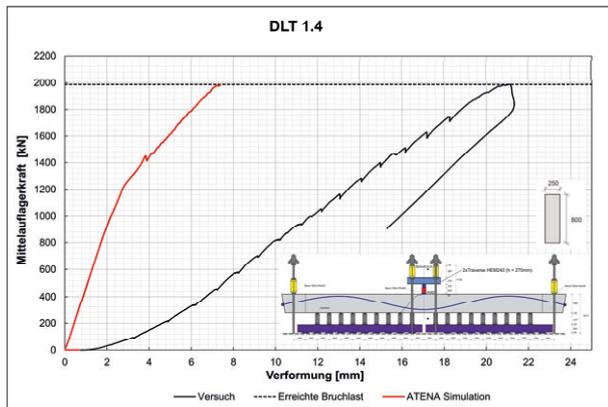


Bild 291: Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der berechneten Bruchlast (1984 kN) trat in der ATENA Simulation ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation eine Unterschätzung der Traglast von unter 1,0 %.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen vier der Bügel links des Mittelauflegers bei einer Auflagerkraft von ca. 1984 kN ins Fließen. Der Bereich mit den plastischen Dehnungen der Bügel, ist in Bild 294 dargestellt. In Bild 292 und Bild 293 sind deutliche Schubrisse im Bereich links des Mittelauflegers zu erkennen.

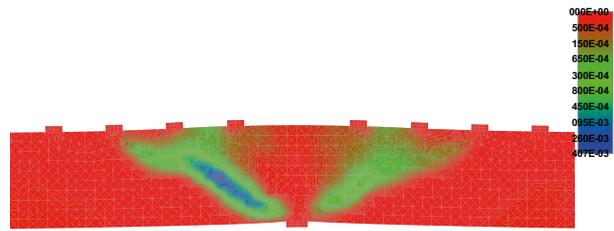


Bild 292: Rissbreiten am Mittelaufleger (kurz vor Bruch)

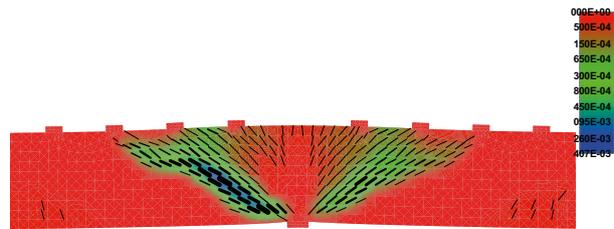


Bild 293: Rissbild Simulation (kurz vor Bruch); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

Bild 294 zeigt die plastischen Dehnungen der Bügelbewehrung kurz vor dem Versagen.

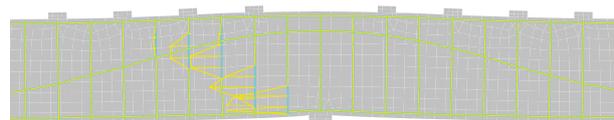


Bild 294: plastische Dehnungen der Bügel (kurz vor Bruch)

3.5.4.9 Simulation Versuch DLT 1.5 RWTH Aachen mit gemessenen Materialparametern

Geometrische Modellierung

Die geometrische Modellierung des Versuchskörpers erfolgt nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Das genaue Vorgehen bei der Modellierung erfolgt ähnlich wie beim Versuchsträger DLT 2.1 beschrieben und wird an dieser Stelle nicht erneut erläutert.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,08 m. Das generierte FE-Netz und die eingegebene Bewehrung sind für den halben Versuchsträger in Bild 295 dargestellt.

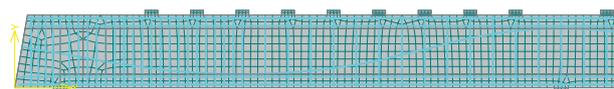


Bild 295: Darstellung des halbe FE-Modells mit FE-Netzes und diskreter Bewehrung

Modellierung des Betons

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialmodell „SBeta“ eingesetzt. Die im Materialmodell eingesetzten

Werte der Materialparameter des Betons sind in Tabelle 88 dargestellt. Die weiteren Eingangsparameter die keinen physikalisch messbaren Wert haben wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Tabelle 88: Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte)

E-Modul	$E_{cm} =$	26620	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	-44,95	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,90	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	3,312	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$8,28 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Modellierung des Beton- und Spannstahls

Für die Simulation des DLT 1.5 Trägers wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Die Materialeigenschaften des Spannstahls wurden ebenfalls mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie definiert. Für die Lasteinleitungs- und Lagerplatten wurde ein linear-elastisches Material mit einem E-Modul $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen.

Die angesetzten Materialeigenschaften für die Modellierung des Beton- und Spannstahls sind in Tabelle 89 und Tabelle 90 zusammengefasst. Die Werte für die maximale Dehnung bei Höchstbelastung ϵ_t für den Betonstahl bzw. ϵ_{pt} für den Spannstahl wurden aufgrund fehlender Angaben geschätzt.

Tabelle 89: Materialkennwerte des Betonstahls (Mittelwerte)

	f_{sy} N/mm ²	f_t N/mm ²	ϵ_t ‰	E-Modul [N/mm ²]
Ø6	561	625	30	200553
Ø8	531	656	30	196673
Ø10	520	597	30	195510
Ø12	555	637	30	194990
Ø16	596	697	30	196840
Ø25	557	658	30	201370

Tabelle 90: Materialkennwerte des Spannstahls (Mittelwerte)

	$f_{p0,2}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	ϵ_{pt} [%]	E_p [N/mm ²]
Spannstahl	1729	1950	10	190000

Last-Verformungs-Kurve

Die Last-Verformungs-Kurve aus der ATENA Simulation wird der Last-Verformungs-Kurve aus dem realen Versuch in Bild 296 gegenübergestellt. Dabei ist hier zu beachten, dass anders als bei den anderen Versuchen, die aufgezeichnete Last die Auflagerkraft am Mittelauger darstellt. An den Last-Verformungs-Kurven ist zu erkennen, dass die Steifigkeit des Versuchs stark von der Steifigkeit der Simulation abweicht. Dieser Effekt ist durch die im Versuch eingesetzten Lager zu erklären. Dabei handelt es sich um eine Art Elastomerlager, das eine spannungsabhängige, nichtlineare Steifigkeit aufweist. Aufgrund von fehlenden Materialangaben für die Lager und den erhöhten Modellierungsaufwand der Rückhängung aus dem Versuchsaufbau wird die Steifigkeit nicht weiter betrachtet und sich auf die Bruchlast fokussiert.

Aus der Last-Verformungs-Kurve ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Mittelaugerkraft von ca. 1600 kN der Übergang in den gerissenen Zustand II startet. Bei einer Auflagerkraft von 2264 kN ist links des Mittelaugers die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden.

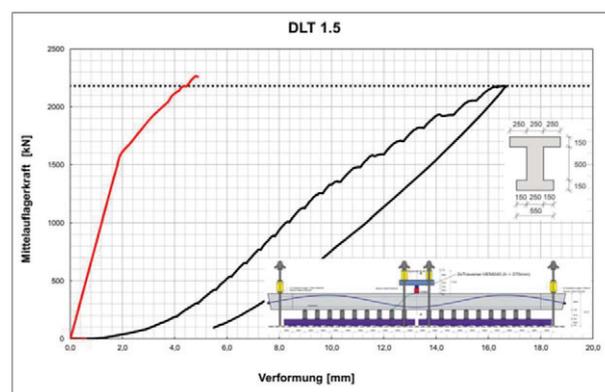


Bild 296: Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation

Traglast

Vor dem Erreichen der berechneten Bruchlast (2264 kN) trat in der ATENA Simulation ein Fließen der Bügelbewehrung auf. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation eine Überschätzung der Traglast von 3,9 %.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation kommen vier der Bügel links des Mittelaufagers bei einer Auflagerkraft von ca. 1930 kN ins Fließen. Der Bereich mit den plastischen Dehnungen der Bügel, ist in Bild 299 dargestellt. In Bild 297 und Bild 298 sind deutliche Schubrisse im Bereich links des Mittelaufagers zu erkennen.

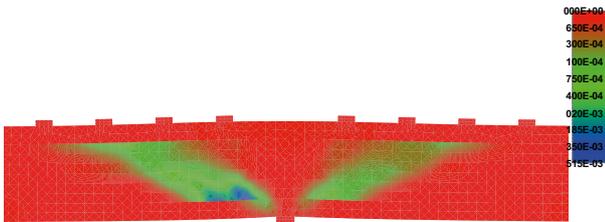


Bild 297: Rissbreiten am Mittelaufleger (kurz vor Bruch)

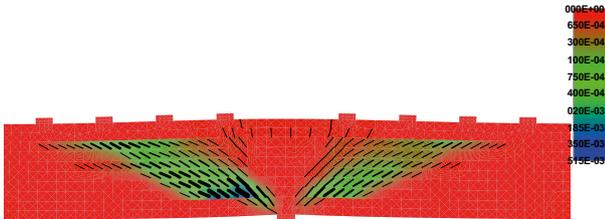


Bild 298: Rissbild Simulation (kurz vor Bruch); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

Bild 299 zeigt die plastischen Dehnungen der Bügelbewehrung kurz vor dem Versagen.

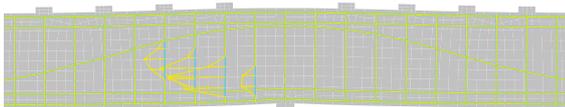


Bild 299: plastische Dehnungen der Bügel (kurz vor Bruch)

3.5.5 Anwendung der Sicherheitskonzepte an den kalibrierten Rechenmodellen

Oftmals ist bei nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen unklar, wie aus den Berechnungsergebnissen Bemessungswerte abgeleitet werden können, die ein ausreichendes Sicherheitsniveau sicherstellen. Ebenso ist dieses Problem bei der Auswertung von Einzelversuchen hinsichtlich eines Bemessungswertes vorhanden. Diese Fragestellung hat große praktische Bedeutung bei Anwendung wissenschaftlicher Methoden in der Praxis wie beispielsweise bei der Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie.

In [fib Model Code 2010] werden mehrere vereinfachte Sicherheitskonzepte für nichtlineare-Finite-Elemente-Berechnungen vorgestellt, die im Folgenden kurz erläutert werden.

3.5.5.1 Vorstellung der Sicherheitskonzepte die ausgewertet werden

Berechnung mit Bemessungswerten (partial factor method)

Bei dieser Methode werden alle Unsicherheiten (Materialstreuung, Modellunsicherheit u.a.) bereits auf Materialebene in Form von Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt. Durch die Berücksichtigung aller Unsicherheiten auf der Materialebene stellt das Ergebnis dieser Berechnung den Bemessungswert des Tragwiderstandes dar. Die Berechnung lässt sich mit folgender Formel beschreiben:

$$R_d = R(f_{cd}; f_{yd}; f_{pd}; a_{nom})$$

dabei sind:

$f_{cd}; f_{yd}; f_{pd}$: Bemessungswerte der Materialparameter

a_{nom} = nominale Abmessungen

γ_R -Verfahren (Sicherheitskonzept nach EC2)

Aktuell ist dieses Verfahren in [DIN EN 1992-1-1/NA] enthalten und wurde bereits in [DIN 1045-1:2001-07] geregelt. Für die Berechnung sieht das Verfahren rechnerische Mittelwerte der Materialparameter vor. Die angegebenen Mittelwerte für Beton können als "vorsichtig gewählte Mittelwerte" bezeichnet werden, denn sie sind aus statistischer Sicht keine echten Mittelwerte, sondern zur Erfassung der größeren Streuung des Betons umgerechnete Materialparameter.

Die Kalibrierung des Verfahrens erfolgte an einfeldrigen Biegebalken. Das Endergebnis der Berechnung wird anschließend durch einen einzigen globalen Teilsicherheitsbeiwert γ_R geteilt, um den Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d zu berechnen. Das Verfahren kann durch folgende Formel beschrieben werden:

$$R_d = R(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}; f_{p0,1R}; f_{pR}; a_{nom})/\gamma_R$$

Mit: γ_R = Teilsicherheitsbeiwert für den Systemwiderstand

$\gamma_R = 1,3$ für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen und Nachweis gegen Ermüdung

$\gamma_R = 1,1$ für außergewöhnliche Bemessungssituationen.

Die Rechenwerte der Materialparameter, die in die Berechnung einfließenden, sind wie folgt definiert:

$$f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk}$$

$$f_{tR} = 1,08 \cdot f_{yk} \text{ (für B500B)}$$

$$f_{tR} = 1,05 \cdot f_{yk} \text{ (für B500A)}$$

$$f_{p0,1R} = 1,1 \cdot f_{p0,1k}$$

$$f_{pR} = 1,1 \cdot f_{pk}$$

$$f_{cR} = 0,85 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}$$

Dabei ist $\alpha_{cc} = 0,85$ ein Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit und von ungünstiger Auswirkung der Belastungsart.

α_{nom} = nominale Abmessungen

An dieser Stelle ist anzumerken, dass weder [DIN EN 1992-1-1/NA] noch [DIN 1045-1:2001-07] für die Betonzugfestigkeit Festlegungen oder Angaben vorsieht. Bei den Materialmodellen im Rahmen von nichtlinearen FEM-Berechnungen ist eine Angabe für die Betonzugfestigkeit erforderlich. Aus diesem Grund wird für die nachfolgenden Berechnungen folgende Festlegung getroffen:

$$f_{ctR} = 0,85 \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctk}$$

Dabei wird α_{ct} in Anlehnung an die Vorgabe für α_{cc} zu 0,85 festgelegt. Der weitere Vorfaktor 0,85 berücksichtigt die Umrechnung des Sicherheitsbeiwertes für Beton von 1,5 auf den globalen Beiwert 1,3 und wird beibehalten.

Methode mit charakteristischen und Mittelwerten der Materialeigenschaften

Die Methode ist unter dem Begriff ECOV (Estimate of coefficient of variation) bekannt. Dabei wird der Variationskoeffizient des Tragwiderstandes durch zwei getrennte Berechnungen abgeschätzt. Der Mittelwert des Widerstandes wird mit Mittelwerten der Materialfestigkeiten bestimmt. Die zweite Berechnung erfolgt mit charakteristischen Werten der Materialfestigkeiten und das Ergebnis stellt den charakteristischen Wert des Widerstandes dar. Aus diesen beiden Werten soll unter Berücksichtigung des angenommenen Log-normalverteilten Widerstandes der Variationskoeffizient des Widerstandes ausgerechnet werden. Die Berechnung erfolgt nach folgender Formel:

$$V_R = \frac{1}{1,65} \cdot \ln\left(\frac{R_m}{R_k}\right)$$

mit:

R_m = Mittelwert der Tragfähigkeit ermittelt mit Mittelwerten der Materialparameter.

R_k = charakteristischer Wert der Tragfähigkeit ermittelt mit charakteristischen Werten (5% Fraktile) der Materialparameter.

Nach der Ermittlung des Variationskoeffizienten kann der globale Sicherheitsbeiwert wie folgt berechnet werden:

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R)$$

mit:

$\alpha_R = 0,8$ – Wichtungsfaktor der berücksichtigt, dass die Widerstandsseite getrennt von der Einwirkungsseite betrachtet wird.

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes berechnet sich wie folgt:

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_R}$$

γ_{Rd} - ist dabei eine Empfehlung für den Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Modellunsicherheit.

Stochastische Ermittlung des Bemessungswertes des Tragwiderstandes (SARA)

Die stochastische Ermittlung des Bemessungswertes wird als die genaueste der hier vorgestellten Methoden angesehen, ist aber auch die rechenintensivste. Für diese Berechnungen wird das Programm SARA verwendet. Dabei wird die Berechnung eines kalibrierten FEM-Rechenmodell „N“-mal mit verschiedenen Materialparametersätzen wiederholt. Die eingesetzten Materialparametersätze folgen vordefinierten Verteilungsfunktionen, welche durch die Vorgabe der statistischen Momente als Zufallsvariablen definiert werden. Eine Korrelation der streuenden Materialparameter untereinander kann ebenfalls festgelegt werden.

Die errechneten Bruchlasten werden stochastisch in Form eines Histogramms ausgewertet. Eine hierfür zutreffende Verteilungsfunktion wird angenommen und durch einen Kolmogorow-Smirnow Test [BRONSTEIN, I.N.; et al.] überprüft. Bei Annahme einer Log-Normalverteilung kann unter Berücksichtigung des vorgegebenen Sicherheitsindex $\beta = 3,8$ und $\alpha_R = 0,8$ ein Bemessungswert des Tragwiderstandes wie folgt berechnet werden.

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_{sys} \cdot \gamma_R}$$

dabei sind:

$\gamma_{sys} = 1,065$ - Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Modellunsicherheit, nach [KÖNIG, G.; HOSSER, D.; SCHOBBE, W.]

$\gamma_R = \exp(\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R)$ – Teilsicherheitsfaktor für Log-Normalverteilten Widerstand

Aufgrund der relativ hohen Anzahl an durchgeführten Berechnungen (Stichproben = 100 > 30) wurde eine Absicherung durch einen adäquaten Vertrauensinterвал als nicht notwendig betrachtet [DIN EN 1990, Anhang D].

3.5.5.2 Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 2.1

Für die Anwendung der Sicherheitskonzepte an den Versuchsträgern werden die kalibrierten Rechen-

modelle der Versuchsnachrechnungen herangezogen. Dabei werden die Materialparameter entsprechend der Vorgaben der jeweiligen Sicherheitskonzepte angepasst und die Berechnungen geführt. Die genaue Modellierung wird an dieser Stelle nicht erneut beschrieben. Hier werden lediglich die Ergebnisse der einzelnen Sicherheitskonzepte trägerbezogen zusammengefasst. Die genauen Eingangswerte sind dem Anhang A 4 zu entnehmen.

Folgendes Bild 300 zeigt die Last-Verformungs-Kurven des Trägers DLT 2.1 berechnet mit den Materialparametern gemäß den einzelnen Sicherheitskonzepten während die horizontalen Linien den jeweils berechneten Bemessungswert des Tragwiderstandes darstellen.

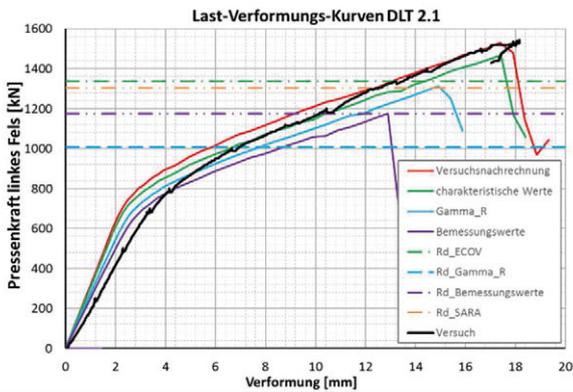


Bild 300: Last-Verformungs-Kurven und Auswertung der Sicherheitskonzepte

3.5.5.3 Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 2.2

Folgendes Bild 301 zeigt die Last-Verformungs-Kurven des Trägers DLT 2.2 berechnet mit den Materialparametern gemäß den einzelnen Sicherheitskonzepten während die horizontalen Linien den jeweils berechneten Bemessungswert des Tragwiderstandes darstellen.

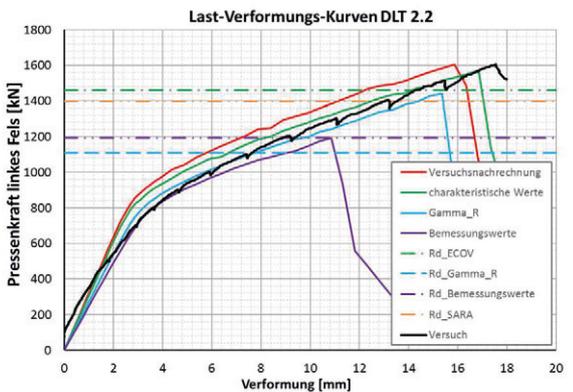


Bild 301: Last-Verformungs-Kurven und Auswertung der Sicherheitskonzepte

3.5.5.4 Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 2.3

Folgendes Bild 302 zeigt die Last-Verformungs-Kurven des Trägers DLT 2.3 berechnet mit den Materialparametern gemäß den einzelnen Sicherheitskonzepten während die horizontalen Linien den jeweils berechneten Bemessungswert des Tragwiderstandes darstellen.

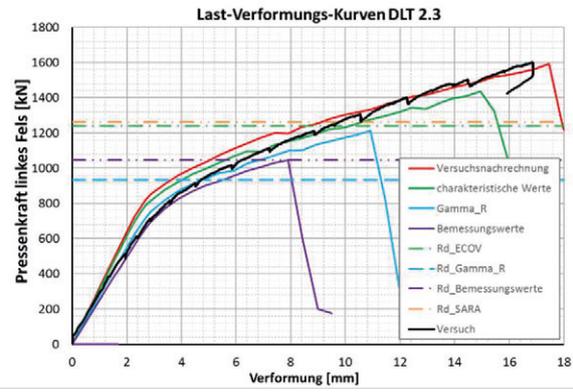


Bild 302: Last-Verformungs-Kurven und Auswertung der Sicherheitskonzepte

3.5.5.5 Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 1.1

Folgendes Bild 303 zeigt die Last-Verformungs-Kurven des Trägers DLT 1.1 berechnet mit den Materialparametern gemäß den einzelnen Sicherheitskonzepten während die horizontalen Linien den jeweils berechneten Bemessungswert des Tragwiderstandes darstellen.

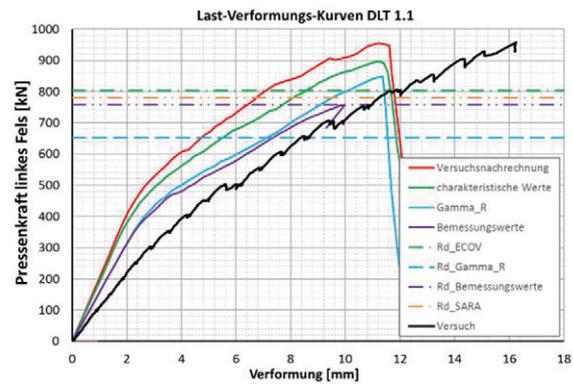


Bild 303: Last-Verformungs-Kurven und Auswertung der Sicherheitskonzepte

3.5.5.6 Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 1.2

Folgendes Bild 304 zeigt die Last-Verformungs-Kurven des Trägers DLT 1.2 berechnet mit den Materialparametern gemäß den einzelnen Sicherheitskonzepten während die horizontalen Linien den jeweils berechneten Bemessungswert des Tragwiderstandes darstellen.

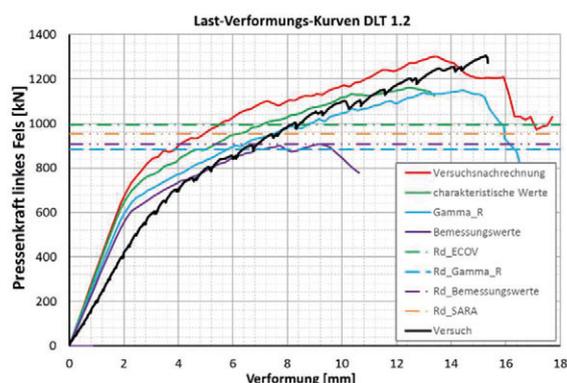


Bild 304: Last-Verformungs-Kurven und Auswertung der Sicherheitskonzepte

3.5.5.7 Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 1.3

Folgendes Bild 305 zeigt die Last-Verformungs-Kurven des Trägers DLT 1.3 berechnet mit den Materialparametern gemäß den einzelnen Sicherheitskonzepten während die horizontalen Linien den jeweils berechneten Bemessungswert des Tragwiderstandes darstellen.

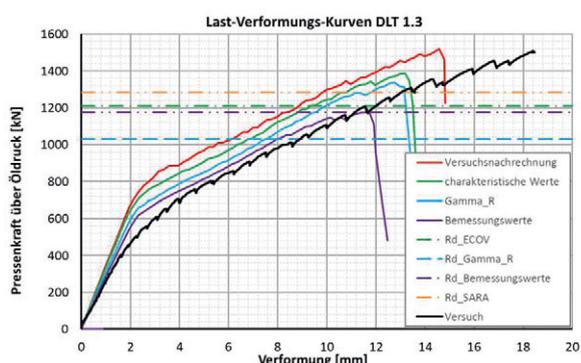


Bild 305: Last-Verformungs-Kurven und Auswertung der Sicherheitskonzepte

3.5.5.8 Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 1.4

Folgendes Bild 306 zeigt die Last-Verformungs-Kurven des Trägers DLT 1.4 berechnet mit den Materialparametern gemäß den einzelnen Sicherheitskonzepten während die horizontalen Linien den jeweils berechneten Bemessungswert des Tragwiderstandes darstellen.

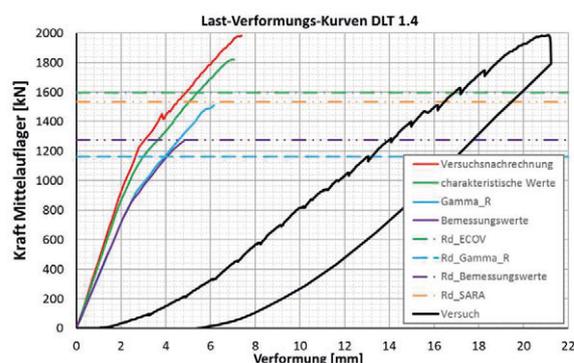


Bild 306: Last-Verformungs-Kurven und Auswertung der Sicherheitskonzepte

3.5.5.9 Anwendung der Sicherheitskonzepte an DLT 1.5

Folgendes Bild 307 zeigt die Last-Verformungs-Kurven des Trägers DLT 1.5 berechnet mit den Materialparametern gemäß den einzelnen Sicherheitskonzepten während die horizontalen Linien den jeweils berechneten Bemessungswert des Tragwiderstandes darstellen.

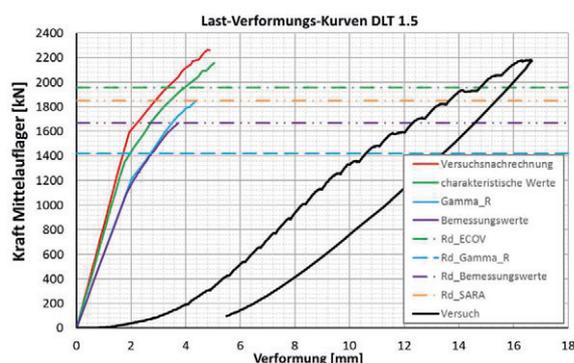


Bild 307: Last-Verformungs-Kurven und Auswertung der Sicherheitskonzepte

3.5.5.10 Zusammenfassung der Ergebnisse

Im Rahmen der Auswertung der Berechnungsergebnisse werden die ermittelten Bemessungswerte der Tragwiderstände gegenübergestellt. Um die Bemessungswerte versuchsübergreifend vergleichen zu können, werden diese auf die im Versuch gemessene Bruchlast bezogen. Bild 308 zeigt die Gegenüberstellung der berechneten Bemessungswerte des Tragwiderstandes als Prozentsatz von der Versuchslast für die Versuchsträger, welche an der Technischen Universität Dortmund durchgeführt wurden. Die gleiche Darstellung wird im Bild 309 für die Versuche gezeigt, die an der RWTH Aachen durchgeführt wurden. Aus diesen beiden Bildern ist zu erkennen, dass das Sicherheitskonzept γ_R die geringsten Bemessungswerte liefert und somit das höchste Sicherheitsniveau aufweist. Dabei liegen die Werte im Bereich 60 - 70 % der Versuchslast. Danach folgt die Berechnung mit Bemessungswerten der Materialparameter mit Werten zwischen

60 % und 80 %. Die anderen beiden Sicherheitskonzepte liefern Bemessungswerte, welche, bezogen auf der Versuchslast, im Bereich zwischen 70 % und 90 % liegen. An dieser Stelle ist anzumerken, dass die Sicherheitskonzepte so angewendet wurden, wie sie in der entsprechenden Literatur beschrieben sind. Ausnahme hierzu macht die Regelung für die Festlegung der Betonzugfestigkeit beim γ_R Verfahren.

Bei genauerer Betrachtung der Sicherheitskonzepte ist zu erkennen, dass bei den letzten beiden Verfahren (ECOV und Berechnung mit streuenden

Materialparameter) die Beiwerte α_{cc} und α_{ct} zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen und durch ungünstige Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung gemäß [DIN EN 1992-1-1/NA] nicht berücksichtigt werden. Um gleiche Voraussetzungen für alle Sicherheitskonzepte zu schaffen müssten die betroffenen Sicherheitskonzepte angepasst und neu angewendet werden.

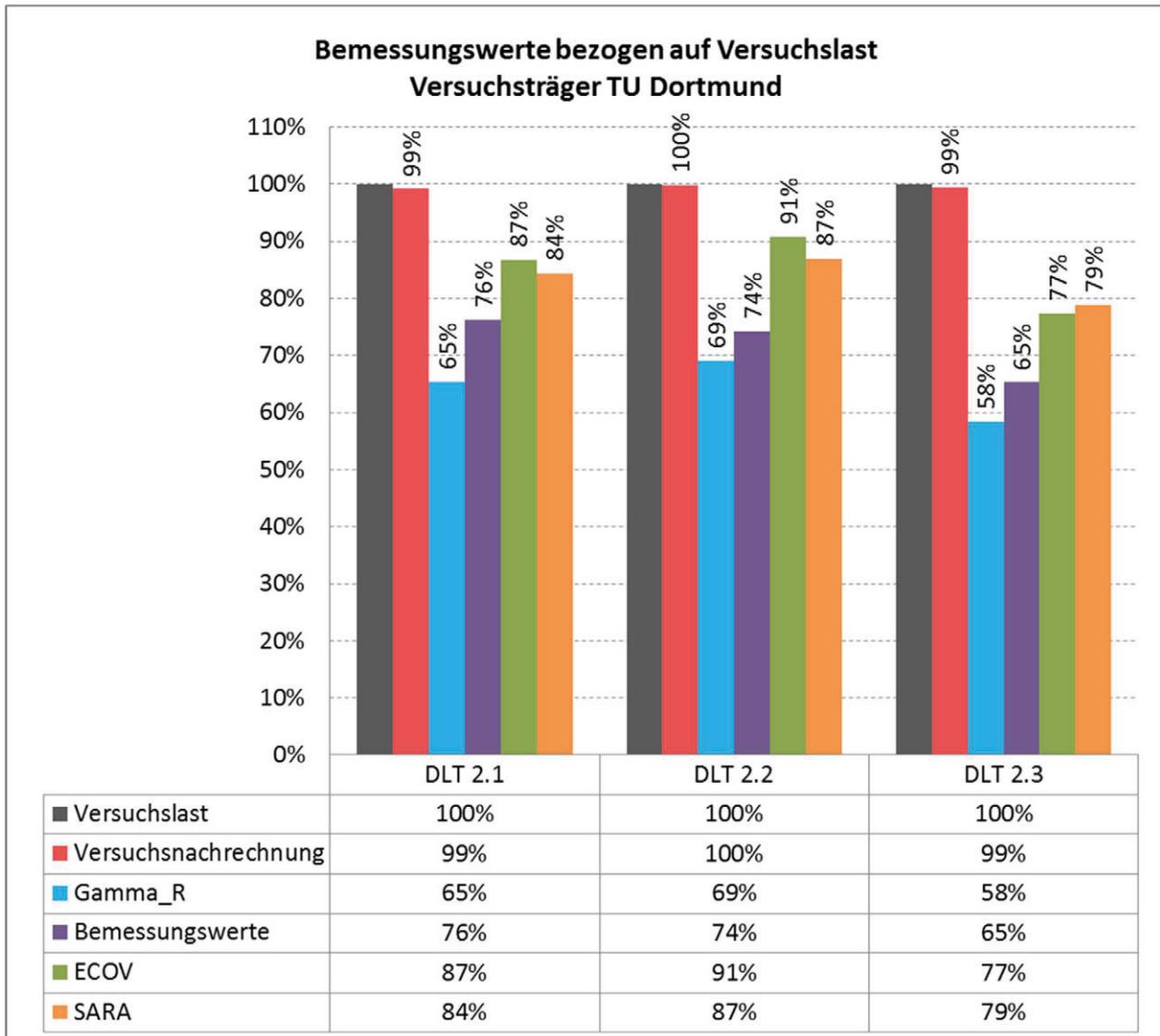


Bild 308: Bemessungswerte des Tragwiderstandes nach den einzelnen Sicherheitskonzepten bezogen auf der Versuchslast, Versuchsträger TU Dortmund

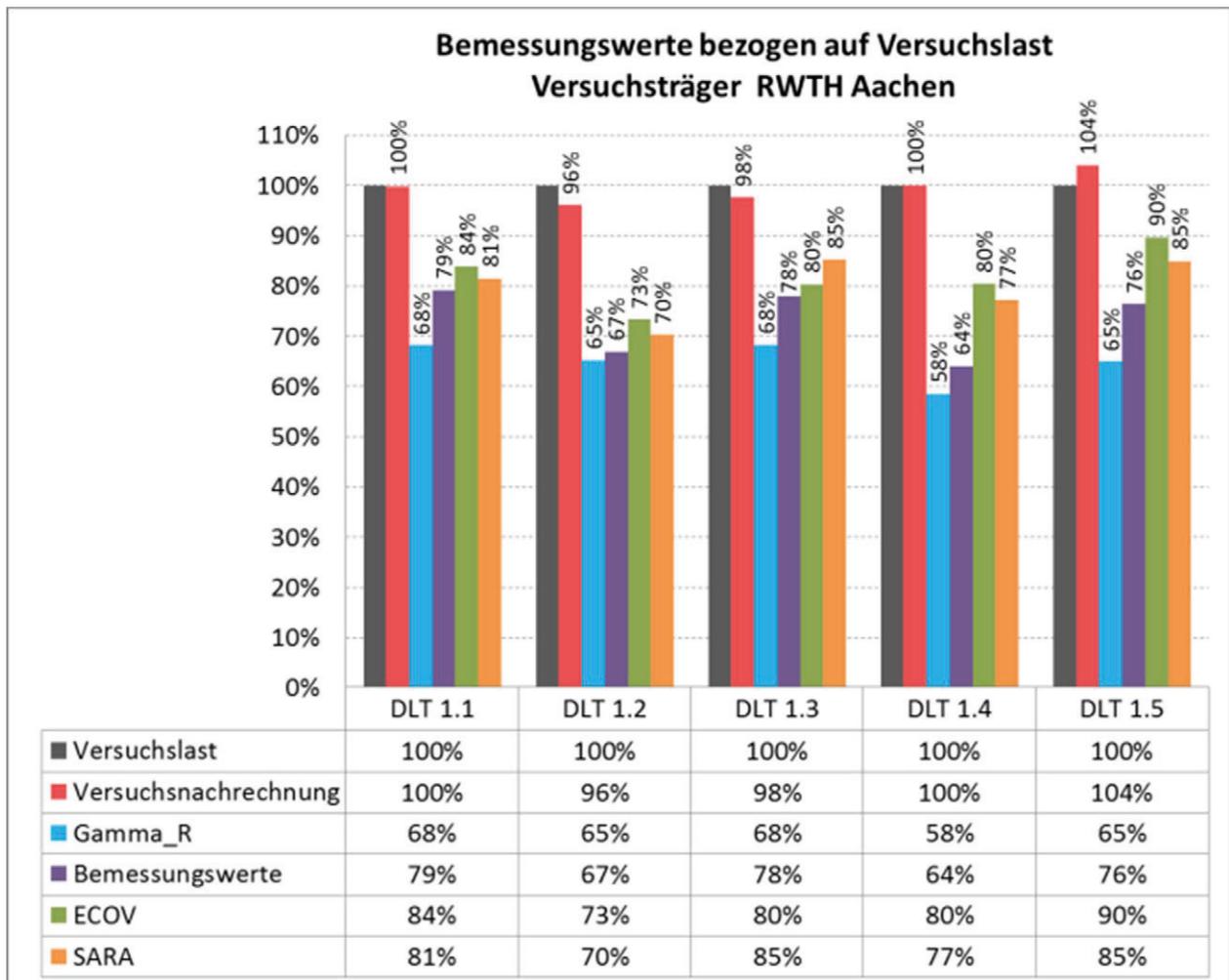


Bild 309: Bemessungswerte des Tragwiderstandes nach den einzelnen Sicherheitskonzepten bezogen auf der Versuchslast, Versuchsträger RWTH Aachen

4 Vorschläge zur Erweiterung der Nachrechnungsrichtlinie

4.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden Modelle und Vorschläge zur Erweiterung der Nachrechnungsrichtlinie für Brücken im Bestand erläutert. Der Fokus liegt hierbei insbesondere darin, praxisnahe Vorschläge zur Erweiterung von Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie zu machen.

4.2 Erweitertes Fachwerkmodell für Stufe 2 der NRR

4.2.1 Allgemeines

Bereits zu Beginn der Entwicklung der Fachwerkmodelle wurde ein über die Bügeltragwirkung hinausgehender Betontraganteil vermutet, da experimentelle Untersuchungen nahelegten, dass nicht die gesamte Bügelbewehrung notwendig war, um die Querkräfte aufzunehmen (TALBOT 1908). Auch LEONHARDT war der Ansicht, dass ein Fachwerk mit geneigten Druckgurten und damit einem Vertikalanteil der Biegedruckkraft das Bauteilverhalten besser widerspiegeln als ein parallelgurtiges Fachwerk (STIGLAT, 2003). Die Addition eines Betontraganteils, der dem Anteil eines unbewehrten Bauteils entsprach, war als Folge auch in den Regeln von Model Code 1978 (Model Code 1978) enthalten. Auch im Model Code 2010 (Model Code 2010) wird als Level III Ansatz ein additiver Betontraganteil vorgeschlagen, der mit der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung identisch ist. Der Begriff „Betontraganteil“ wird oft synonym verwendet um die Wirkung der Rissreibung bei querkraftbewehrten Bauteilen zu beschreiben (REINECK, 2001). Im Sinne der Plastizitätstheorie ergibt sich der Betontraganteil aus dem oberen Grenzwertsatz bei Bauteilen mit geringer Querkraftbewehrung (NIELSEN, 2010). Aus Sicht der Autoren sollte ein einheitlicher Betontraganteil aus praktischen Gründen gleich groß sein wie die Biegeschubtragfähigkeit des Bauteils ohne Querkraftbewehrung. Dies wird von einigen Forschern abgelehnt, da sich Widersprüche zu den Modellannahmen der in Abschnitt 2.2 beschriebenen Fachwerk- bzw. Druckfeldmodelle ergeben. Gegen diese Auffassung spricht, dass die folgenden Vorhersagen auch für Bauteile mit geringen Querkraftbewehrungsgraden zutreffen müssten, wenn Druckfeldmodelle für alle Schubbewehrungsgrade die mechanisch und physikalisch zutreffende Lösung wären:

- (1) Die Höhe der Druckzone entlang des Bauteils ist konstant, sodass die Druckgurte parallel zur Bauteilachse verlaufen.
- (2) Es bildet sich ein gleichmäßig verteiltes Schubrissbild mit annähernd konstanten Rissabständen
- (3) Die Schubrisse verlaufen in einem konstanten Winkel zwischen Zug- und Druckgurt (keine Rotation der Riss spitze)

Experimentelle und theoretische Untersuchungen belegen allerdings, dass bei Bauteilen mit geringen Schubbewehrungsgraden keine dieser drei Annahmen zutrifft.

Zu (1): Die Auswertung von Versuchen an Spannbetonträgern belegt eindeutig, dass der Einfluss der veränderlichen Druckzonenhöhe auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden sollte (HERBRAND, 2013; MAURER, 2013; MAURER, 2014). Auch bei Bauteilen ohne Vorspannung trägt der veränderliche innere Hebelarm z bei Berücksichtigung des Einflusses der Querkraft auf die Druckzonenhöhe zur Querkrafttragfähigkeit bei (MAURER, 2016).

Zu (2): Es zeigte sich in Versuchen, dass Bauteile mit geringen Bewehrungsgraden infolge eines einzelnen und konzentrierten Schubrisses versagen und keine gleichmäßig verteilten Schubrisse aufweisen (z.B. (FROSCH, 2000; HERBRAND, 2015; RESENDE, 2016)).

Zu (3): Bei Stahlbetonbauteilen verlaufen diese Schubrisse zusätzlich nicht geradlinig, sondern besitzen einen für Bauteile ohne Querkraftbewehrung charakteristisch gekrümmten Verlauf (FROSCH, 2000; RESENDE, 2016).

Dennoch existiert vermutlich tatsächlich ein Übergang des Tragverhaltens von Trägern ohne zu Trägern mit geringer Querkraftbewehrung existiert. Da bisher noch keine vollumfänglich mechanische Theorie des Querkraftversagens von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung existiert, die eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit Versuchsdatenbanken liefert, liegt es nahe, die verfügbaren empirischen Modelle als additiven Betontraganteil zu verwenden. Ein Haupteinwand ist, dass die konsistente Abbildung dieses Übergangs für Bauteile mit ausreichender Querkraftbewehrung nicht erforderlich ist, der in der Praxis ohnehin durch die Mindestquerkraftbewehrung sichergestellt wird. Dem steht gegenüber, dass in Deutschland derzeit vor allem die Nachrechnung der bestehenden Betonbrücken Probleme bereitet, die nicht die nach den heutigen Regelwerken erforderliche Mindestquerkraftbewehrung aufweisen (HEGGER, 2015; HEGGER 2015).

Insbesondere in Stützbereichen kann die Querkrafttragfähigkeit mit den Ansätzen der derzeit gültigen Bemessungsnormen oft nicht nachgewiesen werden (TEWORTE 2014; TEWORTE 2015).

4.2.2 Hintergrund des Modells

Die Hintergründe des Modells werden unter anderem in (HERBRAND, 2017) ausführlicher erläutert. Zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wird der bisherige Ansatz nach Gl. 6.2a von EC2 übernommen. Auf Grundlage einer Datenbankauswertung werden lediglich die Beiwerte k_1 zur Berücksichtigung der günstigen Wirkung von Drucknormalspannungen infolge Vorspannung angepasst. Die Querkrafttragfähigkeit kann somit nach Gl. (120) ermittelt werden.

$$V_{Rd,c} = \frac{1}{\gamma_c} \left[0,15 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (120)$$

mit einem Mindestwert

$$V_{Rd,c} = \left[v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w d \quad (121)$$

dabei ist

$$C_{Rd,c} = (0,15/\gamma_c)$$

f_{ck} die charakteristische Betondruckfestigkeit [MPa]

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,0$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$$

A_{sl} die Fläche der Zugbewehrung, die mindestens $(l_{bd} + d)$ über den betrachteten Querschnitt hinausgeführt wird

b_w die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{ck} \text{ (Druckspannungen positiv)}$$

N_{Ed} die Normalkraft im Querschnitt infolge Lastbeanspruchung oder Vorspannung

A_c die Betonquerschnittsfläche

$$v_{\min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d \leq 600 \text{ mm}$$

$$v_{\min} = (0,0375/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d > 800 \text{ mm}$$

Auf Grundlage einer Datenbankauswertung in (HERBRAND, 2016a) wurde auch die bisherige Begrenzung der Normalspannung σ_{cp} modifiziert. Da in der Datenbank eine ausreichende Anzahl an Versuchen mit einer Druckspannung von $\sigma_{cp} = 0,2f_{ck}$ vorliegt, wurde die Begrenzung von $0,2f_{cd}$ auf $0,2f_{ck}$ angehoben.

Es existieren zwar bereits weiter entwickelte Modelle zur Vorhersage des Biegeschubversagens, je-

doch bietet es sich kurzfristig an, ein bereits etabliertes Modell für die Nachrechnung vorzuschlagen. Andere Modelle könnten aber zu einem späteren Zeitpunkt problemlos als Betontraganteil implementiert werden.

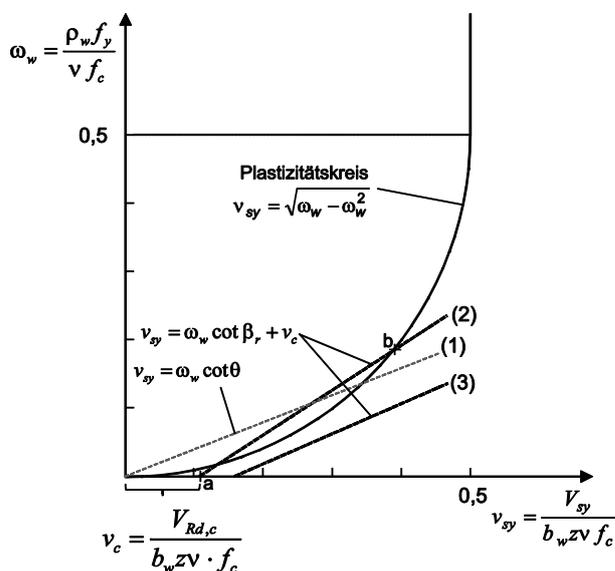


Bild 310: Plastizitätskreis mit (1) Begrenzung des Druckstrebenwinkels θ und (2) bis (3) Fachwerk- und Betontraganteil

Die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung kann nach Gl. (122) ermittelt werden. Der Betontraganteil $V_{Rd,c}$ entspricht dem Betontraganteil für Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach Gl. (120). Die Ermittlung des rechnerischen Risswinkels $\cot \beta_r$ erfolgt nach Gl. (123).

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \beta_r + V_{Rd,c} \quad (122)$$

mit

$$\cot \beta_r = 1,2 + 1,4 \sigma_{cp} / f_{cd} \quad (123)$$

Wird Gl. (4) für eine Darstellung im Plastizitätskreis (Bild 310) normiert, ergibt sich die bezogene Querkrafttragfähigkeit nach Gl. (124).

$$v_{sy} = \omega_w \cot \beta_r + v_c \quad (124)$$

mit

$$v_{sy} = \frac{V_{sy}}{b_w z v f_c}$$

$$\omega_w = \frac{\rho_w f_y}{v f_c}$$

$$v_c = \frac{V_{Rd,c}}{b_w z v \cdot f_c}$$

Gl. (124) ist in Bild 310 als Gerade (2) im Diagramm eingetragen. Der eigentliche Plastizitätskreis wird durch eine vom Nullpunkt ausgehende Kreisgleichung nach Gl. (125) beschrieben.

$$V_{sy} = \sqrt{\omega_w - \omega_w^2} \quad (125)$$

Für kleine Schubbewehrungsgrade ergeben sich hierdurch allerdings unrealistisch kleine Werte der Druckstrebenneigung θ , sodass in der Regel ein unterer Grenzwert der zulässigen Druckstrebenneigung definiert wird (z.B. $\cot \theta \leq 2,5$). Die daraus resultierende Bügeltragfähigkeit wird nach Gl. (126) ermittelt.

$$V_{sy} = \omega_w \cot \theta \quad (126)$$

Die sich daraus ergebende Gerade (1) ist ebenfalls in Bild 310 eingezeichnet. Für kleine Bewehrungsgrade wird dieser obere Grenzwert für $\cot \theta$ maßgebend. Für höhere Bewehrungsgrade sollten größere Winkel für θ entsprechend dem Plastizitätskreis gewählt werden, um die Druckstreben vollständig auszunutzen. Sowohl die Gerade (1) als auch der Plastizitätskreis gehen auf einen Wert von $V_{sy} = 0$ für $\omega_w = 0$ zurück. Tatsächlich werden die Bauteile aber den nach Gerade (2) beschriebenen unteren Grenzwert der Tragfähigkeit v_c (Punkt a in Bild 310) aufweisen. Rein rechnerisch gehen nach Gl. (126) die Werte für $\cot \theta$ an diesem Punkt gegen unendlich.

Dies ist auch das Problem im Fachwerkmodell mit Rissreibung (REINECK, 2001), das im Grunde eine Begrenzung einführt, die dem Minimum der Werte der Geraden (1), (2) und dem Plastizitätskreis entspricht und somit sehr geringe Tragfähigkeiten für kleine Bewehrungsgrade liefert. Aus dem Diagramm in Bild 310 geht aber hervor, dass für kleine Schubbewehrungsgrade eine Begrenzung des Druckstrebenwinkels θ in Gl. (8) überflüssig ist, da das Bauteil zumindest über die Tragfähigkeit eines Bauteils ohne Schubbewehrung v_c verfügt. Ebenfalls ist kein Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit zwischen den Punkten a und b in Bild 310 erforderlich. Ein Druckstrebennachweis wird erst oberhalb von Punkt b, dem Schnittpunkt der Geraden (2) mit dem Plastizitätskreis erforderlich. Dieser Schnittpunkt kann nach Gl. (127) durch Gleichsetzen der Gleichungen (124) und (125) ermittelt werden.

$$V_{sy} = \omega_w \cot \beta_r + v_c = \sqrt{\omega_w - \omega_w^2} \quad (127)$$

Hierdurch ergeben sich nach Gl. (128) zwei mögliche Schnittpunkte der Gerade (2) mit dem Plastizitätskreis.

$$\omega_{w,12} = \frac{0,5 - v_c \cot \beta \pm \sqrt{0,25 - v_c \cot \beta - v_c^2}}{1 + \cot^2 \beta} \quad (128)$$

Für einen vorhandenen mechanischen Bewehrungsgrad, der kleiner als $\omega_{w,2}$ ist, kann der Druckstrebennachweis also entfallen (Gl. (129)).

$$\omega_{w,vorh.} \leq \omega_{w,2} = \frac{0,5 - v_c \cot \beta + \sqrt{0,25 - v_c \cot \beta - v_c^2}}{1 + \cot^2 \beta} \quad (129)$$

Für größere Bewehrungsgrade ($\omega_{w,vorhanden} > \omega_{w,2}$) kann die Tragfähigkeit direkt nach Gl. (125) ermittelt werden.

$$V_{Rd,sy} = \omega_w \cot \theta \leq \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (130)$$

Der Druckstrebenwinkel $\cot \theta$, der zur vollen Ausnutzung von Druck- und Zugstreben führt, entspricht natürlich der Lösung nach Plastizitätstheorie (Gl. (131)).

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{v \cdot f_c}{\rho_w \cdot f_y} - 1} \quad (131)$$

Zu beachten ist natürlich, dass die Anwendung von Gl. (129), voraussetzt, dass mindestens ein Schnittpunkt von Gerade (2) mit dem Plastizitätskreis vorliegt. Es sind allerdings auch Parameter entsprechend Gerade (3) in Bild 310 denkbar, für die keine Schnittpunkte mit dem Plastizitätskreis vorliegen. Für diesen theoretischen Fall ist eine Begrenzung des Schubbrisswinkels $\cot \beta_r$ sinnvoll. Mindestens ein Schnittpunkt liegt vor, wenn die Diskriminante der Gl. (128) einen Wert größer oder gleich null aufweist. Der Wert $\cot \beta_r$ ist somit entsprechend Gl. (132) zu begrenzen.

$$0,25 - v_c \cot \beta - v_c^2 \geq 0 \Rightarrow \cot \beta \leq \frac{1 - 4v_c^2}{4v_c} \quad (132)$$

Für im Brückenbau übliche Parameter wird Gl. (132) allerdings nicht maßgebend. Das hier vorgestellte Modell ermöglicht eine konsequente Unterscheidung der unterschiedlichen Querkraftversagensarten bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung und bildet einen fließenden Übergang zu Bauteilen ohne Querkraftbewehrung. Allerdings ist festzuhalten, dass es sich nicht um ein Bemessungsmodell, sondern ein Modell zur Ermittlung einer Bruchlast handelt. Für die Bemessung sollte z.B. die Möglichkeit gegeben werden den Druckstrebenwinkel in vorgegeben Grenzen frei zu wählen, auch hinsichtlich des Nachweises der Längsbewehrung und der Torsion. Daher wird im Folgenden ein für die Nachrechnung angepasstes Modell vorgestellt, das aber zu den gleichen Ergebnissen führt.

4.2.3 Anpassung des Modells für die NRR

Nachfolgend wird das Fachwerkmodell mit Betontraganteil als potentielles Modell zur Erweiterung von Stufe 2 der NRR angepasst.

Der Betontraganteil $V_{Rd,c}$ wird wie zuvor analog zu EC2 nach Gl. (133) bestimmt, wobei der Koeffizient für die Vorspannung auf 0,15 erhöht wurde.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15\sigma_{cp} \right] b_w d \geq V_{Rd,c,min} \quad (133)$$

$$\text{mit } V_{Rd,c} \leq 0,2 \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}$$

Allerdings ist als zusätzliche Bedingung der dimensionslose Betontraganteil v_c auf 20% zu begrenzen, was einer Begrenzung des Betontraganteils auf 40 % der maximalen Druckstreben­tragfähigkeit entspricht. Die Hintergründe werden im Folgenden erläutert. Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,s}$ ist nach Gl. (134) die Summe aus Betontraganteil und Fachwerkanteil und wird begrenzt durch die Druckstreben­tragfähigkeit $V_{Rd,max}$.

$$V_{Rd,s} = \alpha_c V_{Rd,c} + \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \beta_r \leq V_{Rd,max} \quad (134)$$

In Gl. (134) wurde ein zusätzlicher Koeffizient α_c für den Betontraganteil eingeführt. Dieser berücksichtigt das duktilere Verhalten von Bauteilen mit vorhandener Mindestquerkraftbewehrung, bzw. gleicht die unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte für sprödes und duktileres Versagen aus. Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung beträgt der Teilsicherheitsbeiwert für sprödes Versagen $\gamma_c = 1,5$. Für Bauteile mit Mindestquerkraftbewehrung ist dagegen ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_s = 1,15$ ausreichend. Der Betontraganteil $V_{Rd,c}$ kann somit bei vorhandener Mindestquerkraftbewehrung mit einem Faktor von $1,5/1,15 = 1,3$ multipliziert werden. Zwischenwerte können dann nach Gl. (135) linear interpoliert werden.

$$\alpha_c = 1,0 + 0,3 \cdot \frac{\rho_w}{\rho_{w,min}} \leq 1,3 \quad (135)$$

Der Risswinkel $\cot \beta_r$ kann in den in Gl. (136) angegebenen Grenzen frei gewählt werden. Somit ergibt sich für die Bemessung eine Steuerungsmöglichkeit im Falle einer unzureichenden Längsbewehrung.

$$0,58 \leq \cot \beta_r \leq 12 + 14 \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 3 - 10 \cdot v_{Rd,c} \quad (136)$$

mit $v_{Rd,c} = V_{Rd,c} / (b_w z v f_{cd})$

Die Begrenzung von Gl. (136) auf $3 - 10 \cdot v_{Rd,c}$ ist darin begründet, dass der rechnerische Druckstrebenwinkel θ beim Übergang vom Fachwerkmodell mit Betontraganteil zum Plastizitätskreis einen zu definierenden Maximalwert θ_{max} nicht überschreiten sollte, was in Gl. (137) ausgedrückt ist.

$$\frac{v_c}{\omega_w} + \cot \beta_r \leq \cot \theta_{max} \quad (137)$$

Gl. (137) sollte somit in Kombination mit dem zuvor ermittelten Schnittpunkt nach Gl. (129) gültig sein, sodass sich Gl. (138) ergibt.

$$\frac{v_c (1 + \cot^2 \beta_r)}{0,5 - v_c \cot \beta_r + \sqrt{0,25 - v_c \cot \beta_r - v_c^2}} + \cot \beta_r \leq \cot \theta_{max} \quad (138)$$

Für $\cot \theta_{max} = 3,0$ ergibt sich als Lösung von Gl. (138) die bereits gezeigte Lösung nach Gl. (139).

$$\cot \beta_r \leq 3,0 - 10 v_c \quad (139)$$

Gl. (139) ist in Bild 311 zusammen mit Gl. (132) dargestellt. Es ist zu erkennen, dass Gl. (139) für alle Werte von v_c konservativer als Gl. (132) ist, sodass diese entfallen kann. Für große Werte von v_c ergeben sich allerdings sehr geringe Werte für $\cot \beta_r$. Bei $v_c = 0,2$ würde der maximale rechnerische Risswinkel 45° , sodass hier die zuvor bereits erwähnte Begrenzung des Betontraganteils auf 40% der Druckstreben­tragfähigkeit festgelegt wurde.

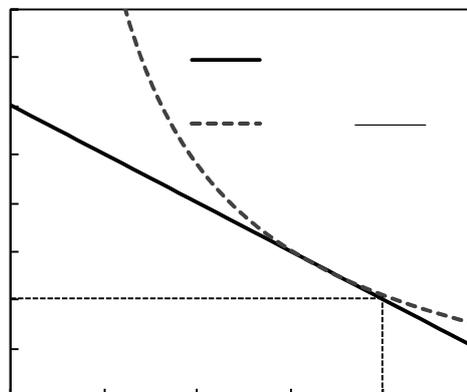


Bild 311: Darstellung der Begrenzungen für $\cot \beta_r$

Der Druckstrebenwinkel $\cot \theta$ zur Ermittlung der Druckstreben­tragfähigkeit und zur Ermittlung der Zusatzkraft in der Längsbewehrung kann nach Gl. (140) bestimmt werden. Der obere Grenzwert von $\cot \theta$ liefert den optimalen Druckstrebenwinkel nach Plastizitätstheorie zur wirtschaftlichen Ausnutzung von Bügel- und Druckstreben­tragfähigkeit.

$$\cot \theta = \cot \beta_r + \frac{\alpha_c V_{Rd,c}}{(A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{yd}} \leq \sqrt{\frac{1}{\omega_w} - 1} \quad (140)$$

Der mechanische Schubbewehrungsgrad ω_w ergibt sich nach Gl. (141). Der untere Grenzwert bewirkt, dass der Druckstreben­nachweis bei geringen Schubbewehrungsgraden nicht geführt werden muss. Da der ungünstigste Druckstrebenwinkel $\cot \theta = 3,0$ ist, ist der zugehörige Grenzwert von ω_w der Wert $0,1$, da $(1/0,1 - 1)^{1/2} = 3,0$. Der obere Grenzwert trägt der Tatsache Rechnung, dass ab einem mechanischen Schubbewehrungsgrad von $0,5$ keine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit mehr möglich ist.

$$0,1 \leq \omega_w = \frac{\rho_w \cdot f_{ywd}}{v \cdot f_{cd}} \leq 0,5 \quad (141)$$

Die Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ kann mit Gl. (142) berechnet werden.

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (142)$$

Der Abminderungsbeiwert v für die Betondruckfestigkeit wird nach Gl (143) ermittelt. Aufgrund von Datenbankauswertungen wurde dieser konservativer als nach EC2 NA(D) definiert.

$$v = \begin{cases} 0,6 & \text{und } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \\ 0,9 - f_{ck}/200 \geq 0,5 \text{ und } f_{ck} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad (143)$$

Der Vorschlag wurde auf alle im Rahmen des Projekts durchgeführten Großversuche angewendet und die Ergebnisse mit den Berechnungen auf Basis des aktuellen Ansatzes der Nachrechnungsrichtlinie verglichen. Bild 312 zeigt die Gegenüberstellung der Querkrafttragfähigkeiten aller Bauteilversuche bezogen auf die rechnerischen Tragfähigkeiten entsprechend der Nachrechnungsrichtlinie (grau) und nach dem vorgestellten Vorschlag nach HERBRAND für Stufe 2 (schwarz) in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrades. Bei der Auswertung wurden die Teilversuche mit erreichten Bruchlasten (dreieckige Markierungen) getrennt von den Versuchen ausgewertet, die vorzeitig beendet wurden, um einen zweiten Teilversuch am Träger durchführen zu können (runde Markierungen).

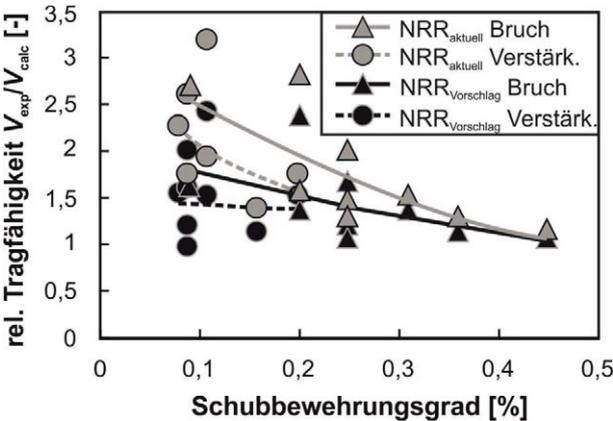


Bild 312: Vergleich des aktuellen Ansatzes nach Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie und dem Vorschlag anhand der durchgeführten Großversuche

Infolge der auf der sicheren Seite liegend gewählten Lasten zum Zeitpunkt der Verstärkung der ersten Trägerhälfte wurden die erreichten Beanspruchungsniveaus von beiden Ansätzen deutlich unterschätzt (gestrichelte Trendlinien). Bei den Teilversuchen, die ihre Bruchlast erreichten (durchgehende Trendlinien), zeigt sich eine gute Vorhersage der Querkrafttragfähigkeiten auf Basis des Vorschlags für Stufe 2. Im Vergleich zum aktuellen Bemessungsansatz können insbesondere für geringe

Querkraftbewehrungsgrade zutreffendere Ergebnisse erzielt werden.

In Bild 313 sind die relativen Querkrafttragfähigkeiten der Großversuche in Bezug auf den Querkraftbewehrungsgrad in Abhängigkeit ihrer Querschnittsform abgebildet. Dabei wurde der Vorschlag für die zweite Erweiterung der Nachrechnungsrichtlinie nach HERBRAND zugrunde gelegt.

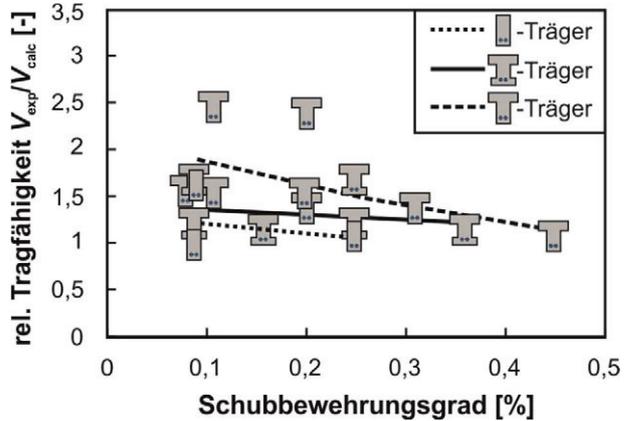


Bild 313: Vergleich des aktuellen Ansatzes nach Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie und dem Vorschlag anhand der durchgeführten Großversuche

Die Ergebnisse zeigen, dass die Querschnittsform einen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat. Dabei weisen die Rechteckträger die insgesamt kleinsten und die Träger mit T-Querschnitt die größten bezogenen Traglasten auf.

4.2.4 Textvorschläge zur Erweiterung der Nachrechnungsrichtlinie

Querkrafttragfähigkeit des Längssystems

12.4.3.3.1 Querkraft (Nachrechnungsrichtlinie):

- (1) Alternativ zu den in Abs. 12.4.3.3 angegebenen Bemessungsverfahren, darf die Querkrafttragfähigkeit mit einem Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil ermittelt werden.
- (2) Die Querkrafttragfähigkeit ergibt sich aus der Summe Biegeschubtragfähigkeit und eines Bügeltraganteils nach den Gleichungen (12.101) und (12.102).

$$V_{Rd,sy} = k_{ct} \cdot V_{Rd,ct} + \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \beta_r \leq V_{Rd,max} \quad (12.101)$$

$$k_{ct} = 1,0 + 0,3 \cdot \frac{\rho_{w,prov}}{\rho_{w,min}} \leq 1,3 \quad (12.102)$$

Dabei ist $V_{Rd,ct}$ nach DIN FB 102, Gl. 4.118 zu ermitteln, wobei der Koeffizient zur Berücksichtigung von

Normalspannungen auf 0,15 erhöht werden darf. Allerdings ist $V_{Rd,ct}$ nach Gleichung (12.103) so zu begrenzen, dass die bezogene Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,ct}$ den Wert 0,2 nicht überschreitet.

$$v_{Rd,ct} = \frac{V_{Rd,ct}}{b_w z \cdot v \cdot f_{cd}} \leq 0,2 \quad (12.103)$$

Dabei ist

- v Beiwert für die Druckstreben­tragfähigkeit nach Gleichung (12.106)

Der rechnerische Schub­riss­winkel β_r darf in den in Gleichung (12.104) angegebenen Grenzen gewählt werden.

$$\frac{4}{7} \leq \cot\beta_r \leq 1,2 - 1,4 \sigma_{cd}/f_{cd} \leq 3 - 10v_{Rd,ct} \quad (12.104)$$

- (3) Die Druckstreben­tragfähigkeit für eine Querkraftbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse ergibt sich nach Gleichung (12.105).

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (12.105)$$

Der Faktor v ergibt sich nach Gleichung (12.106).

$$v = \begin{cases} 0,6 & \text{und } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \\ 0,9 - f_{ck}/200 \geq 0,5 & \text{und } f_{ck} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad (12.106)$$

Der rechnerische Druckstreben­winkel zur Berechnung von $V_{Rd,max}$ ergibt sich nach Gleichung (12.107)

$$\cot\theta = \cot\beta_r + \frac{k_{ct} \cdot V_{Rd,ct}}{(A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd}} \leq \sqrt{\frac{1}{\omega_w} - 1} \quad (12.107)$$

Der mechanische Querkraftbewehrungsgrad ergibt sich nach Gleichung (12.108).

$$0,1 \leq \omega_w = \frac{\rho_{w,prov} \cdot f_{ywd}}{v \cdot f_{cd}} \leq 0,5 \quad (12.108)$$

4.3 Druckbogenmodelle für Stufe 4 der NRR

4.3.1 Allgemeines

Im vorliegenden Forschungsbericht wurden zwei verwandte analytische Modelle vorgestellt, welche unter Berücksichtigung der Druckbogenwirkung bei Spannbetonbalken zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit herangezogen werden können. Bei diesen Modellen handelt es sich um das Druckbogenmodell (DBM) und das Erweiterte Druckbogenmodell (EDBM). Die Hintergründe dieser Modelle wurden in Kapitel 2 beschrieben.

Bei beiden Modellen wird ein zusätzlicher Beton­traganteil infolge Bogenwirkung additiv zu den derzeit normativ geregelten Querkrafttraganteilen in Ansatz gebracht. Daraus resultieren deutlich höhere Querkrafttragfähigkeiten.

Bei dem Druckbogenmodell handelt es sich um ein anschauliches Modell zur näherungsweise Bestimmung des zusätzlichen Querkrafttraganteils infolge Bogenwirkung bei Spannbetonbalken im Zustand I und bei reiner Biegerissbildung. Bei der Ermittlung des zusätzlichen Querkrafttraganteils werden das einwirkende Biegemoment und die Vorspannung berücksichtigt.

Der Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Versuchsnachrechnungen mit dem DBM an durchlaufenden Spannbetonträgern hat gezeigt, dass dieses Modell bei moderaten Lastniveaus, welche ca. 40%-50% unterhalb des Bruchlastniveaus liegen, im Hinblick auf die rechnerische Querkrafttragfähigkeit sehr zufriedenstellende Ergebnisse liefert. Die Querkrafttragfähigkeiten lassen sich mithilfe dieses Modells sehr gut abbilden, solange keine Schub­riss­bildung erfolgt.

Im Bruchzustand mit ausgeprägter Schub­riss­bildung lässt sich die Querkrafttragfähigkeit eines Spannbetonbalkens jedoch insbesondere in den Diskontinuitätsbereichen nach dem DBM nicht mehr ausreichend genau ermitteln. Dies ist jedoch mithilfe des Erweiterten Druckbogenmodells möglich.

Das Erweiterte Druckbogenmodell basiert methodisch auf dem Druckbogenmodell, jedoch wird bei der Ermittlung des zusätzlichen Querkrafttraganteils infolge Bogenwirkung auch die einwirkende Längskraftkomponente der geneigten Druckstrebenkräfte im Steg in Ansatz gebracht. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit lassen sich mithilfe dieses Modells die tatsächlichen Querkrafttragfähigkeiten von Spannbetonbalken in guter Näherung und auf der sicheren Seite liegend bestimmen.

Während bei der Nachrechnung von Versuchen die Materialeigenschaften mit ihren Mittelwerten zu berücksichtigen sind (f_{cm} , f_{ym} , f_{pm} , etc.) sind bei der Anwendung auf reale Tragwerke deren Bemessungswerte anzusetzen (f_{cd} , f_{yd} , f_{pd}).

4.3.2 Vorgehen bei der Anwendung in der Stufe 4 der NRR

Abgrenzung von DBM zu EDBM

Mithilfe des Druckbogenmodells (DBM) lassen sich auf anschauliche Art und Weise die Querkrafttragfähigkeiten vorgespannter Balken ermitteln. Die Vorgehensweise liegt i.d.R. auf der sicheren Seite, jedoch werden die rechnerischen Tragfähigkeiten bei ansteigenden Belastungen zunehmend unterschätzt. Ursächlich dafür ist die Vernachlässigung der einwirkenden Längskraftkomponente der geneigten Druckstrebenkräfte im Steg bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufs. Das Modell zeigt dementsprechend bei Schubrissbildung (Ebenbleiben der Querschnitte gilt nicht mehr) eine deutliche Unschärfe.

Die Theorie des Druckbogenmodells (DBM) lässt grundsätzlich eine Anwendung auf nicht querkraftbewehrte Balken zu, jedoch sollte insbesondere im Hinblick auf ein duktileres Querkrafttragverhalten eine Querkraftbewehrung bzw. Spaltzugbewehrung vorhanden sein.

Die Theorie des Erweiterten Druckbogenmodells basiert auf einer teilweisen Umlagerung der inneren Kräfte im Zustand II in ein fachwerkartiges Tragsystem. Dies setzt das Vorhandensein von Querkraftbewehrung voraus. Bei nicht querkraftbewehrten Balken oder Balken, deren Querkraftbewehrung nicht den Konstruktionsanforderungen gemäß der Fachwerkanalogie entspricht, darf dieses Modell nicht ohne weitergehende Überlegungen angewendet werden. Bei querkraftbewehrten Balken mit zu erwartender Schubrissbildung im GZT sollte das EDBM dem DBM vorgezogen werden.

Anhand von Versuchen konnte gezeigt werden, dass ein duktileres Querkrafttragverhalten auch noch mit verhältnismäßig geringen Querkraftbewehrungsgraden zu realisieren ist. Zur Anwendung des Erweiterten Druckbogenmodells wird als untere Grenze der erforderlichen Querkraftbewehrung $\rho_{w,grenz} = 0,5 \cdot \rho_{w,min}$ vorgeschlagen.

Die im Folgenden aufgeführten Vorschläge zur Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie (NRR) beziehen sich in erster Linie auf das EDBM, falls nicht explizit das DBM genannt wird.

4.3.3 Methodik des DBM

Allgemeine Hinweise zum DBM

Die Bemessungswerte der Tragwiderstände, ersichtlich am Index d , werden nach dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte bestimmt und ergeben sich aus den Spannungs-Dehnungs-Linien gem. DIN EN 1992-2/NA.

Der Querkrafttraganteil V_{pd} eines geneigten gezogenen Spanngliedes ist analog zu der beschriebenen Vorgehensweise bei der Berechnung von V_{ccd} zu bestimmen (siehe zu (9)).

Spezifikation des DBM

Das Vorgehen bei der Bestimmung des Querkrafttraganteils infolge Druckbogenwirkung im GZT nach dem DBM ist methodisch in Bild 315 dargestellt wird im Wesentlichen durch die im Folgenden aufgeführten und erläuterten Rechenschritte charakterisiert.

- (1) Diskretisierung des Systems durch äquidistante vertikale Schnitte
- (2) Bestimmung der Biegedruckkraft F_{cd} und ihrer Lage im vertikalen Schnitt aus der Dehnungsebene für das einwirkende Biegemoment und die Vorspannungswirkung
- (3) Bestimmung des Druckbogenverlaufs als Verbindungslinie der für die diskreten vertikalen Schnitte bestimmten Lagen der Druckkräfte F_{cd}
- (4) Bestimmung der Vertikalkomponente V_{ccd} des geneigten Druckbogens in vertikalen Schnitten

Zu (1)

Eine (äquidistante) Diskretisierung mindestens in den Zehntelpunkten eines Feldes wird empfohlen.

Ggf. sollten die Rechenschritte (2)-(4) an allen last- und geometriebedingten Diskontinuitätsstellen erfolgen.

Zu (2)

Es gelten die zulässigen Dehnungsbereiche gem. DIN EN 1992-2/NA.

Zu (3)

Der Verlauf des Druckbogens darf bei ausreichend feiner Diskretisierung an der Stelle x gemäß Bild 314 bestimmt werden.

Zu (4)

Die Vertikalkomponente V_{ccd} des geneigten Druckbogens berechnet sich aus der resultierenden horizontalen Druckkraft F_{cd} in den in vertikalen Schnitten über Gl. (144).

$$V_{ccd} = F_{ch,d} \cdot \tan \psi_{pg} \quad (144)$$

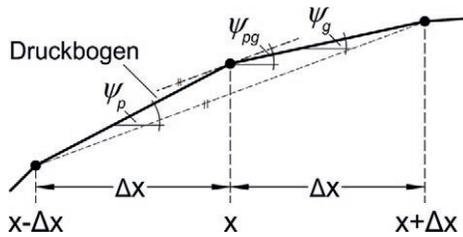


Bild 314: Polygonzugartiger Druckbogenverlauf
[Gleich, 2018b]

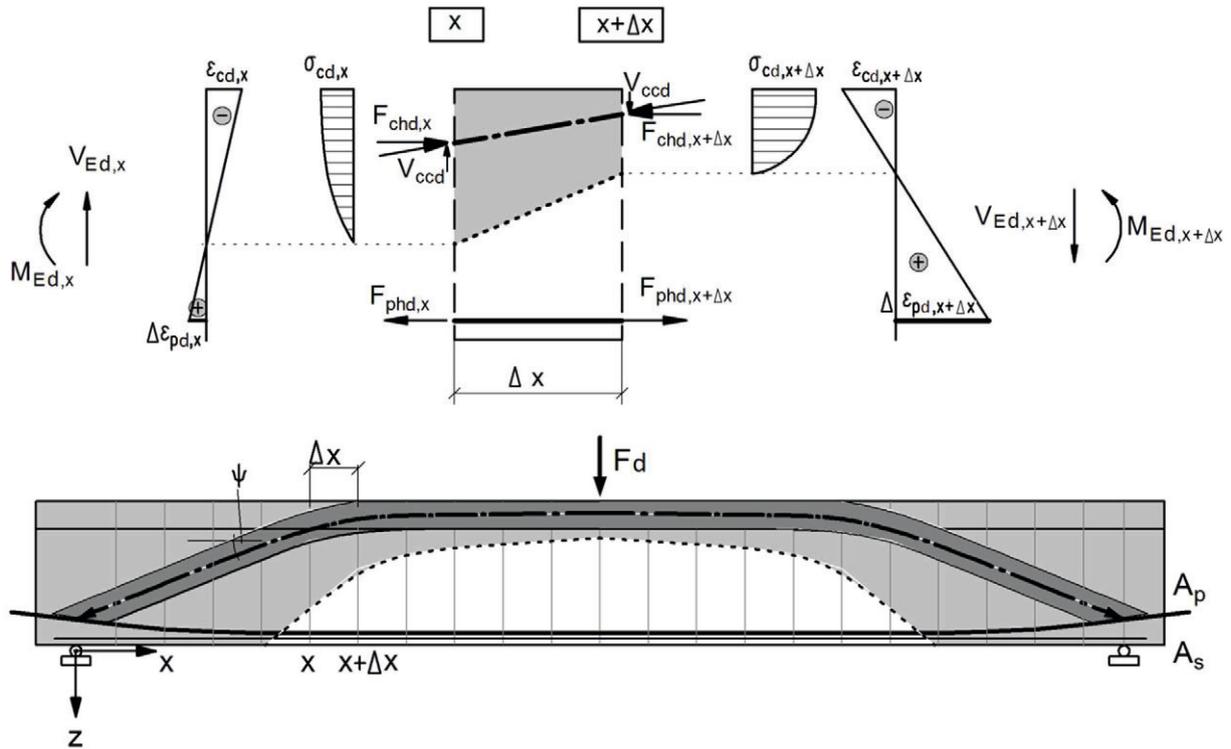


Bild 315: Ermittlung der Druckbogenform unter Annahme ebenbleibender Querschnitt

4.3.4 Methodik des EDBM

Allgemeine Hinweise zum EDBM

Die Bemessungswerte der Tragwiderstände, ersichtlich am Index d , werden nach dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte bestimmt und ergeben sich aus den Spannungs-Dehnungs-Linien gem. DIN EN 1992-2/NA.

Der Querkrafttraganteil V_{pd} eines geneigten gezogenen Spanngliedes ist analog zu der beschriebenen Vorgehensweise bei der Berechnung von V_{ccd} zu bestimmen (siehe zu (9)).

Spezifikation zum EDBM

Bild 267 zeigt das idealisierte Fachwerkmodell bei Querkraftbiegung für den B-Bereich mit positivem

Moment (a) und für den D-Bereich mit negativem Moment (b).

Das Vorgehen bei der Bestimmung des Querkrafttraganteils infolge Druckbogenwirkung im GZT nach dem EDBM wird im Wesentlichen durch die im Folgenden aufgeführten und erläuterten Rechenschritte charakterisiert.

- (1) Diskretisierung des Systems durch äquidistante vertikale Schnitte
- (2) Bestimmung der Biegedruckkraft F_{cd} und ihrer Lage im vertikalen Schnitt aus der Dehnungsebene für das einwirkende Biegemoment und die Vorspannung
- (3) Bestimmung der Zugkraft im Betonstahl F_{sd} und im Spannstahl F_{pd}
- (4) Bestimmung des gewichteten inneren Hebelarms Z_{gew}

- (5) Festlegung der rechnerischen Druckstrebenneigung θ_B bzw. θ_R
- (6) Bestimmung der horizontalen Komponente der geneigten Druckstrebenkraft $F_{cwh,d}$ und ihrer Lage im vertikalen Schnitt
- (7) Bestimmung der zugehörigen inneren Druck- und Zugkräfte infolge $F_{cwh,d}$ und der Lage der so berechneten resultierenden inneren Druckkraft $F_{cd,M+V}$
- (8) Bestimmung des Druckbogenverlaufs als Verbindungslinie der für die diskreten vertikalen Schnitte bestimmten Lagen der resultierenden Druckkräfte $F_{cd,M+V}$ infolge Querkraftbiegung
- (9) Bestimmung der Vertikalkomponente V_{cd} des geneigten Druckbogens in vertikalen Schnitten

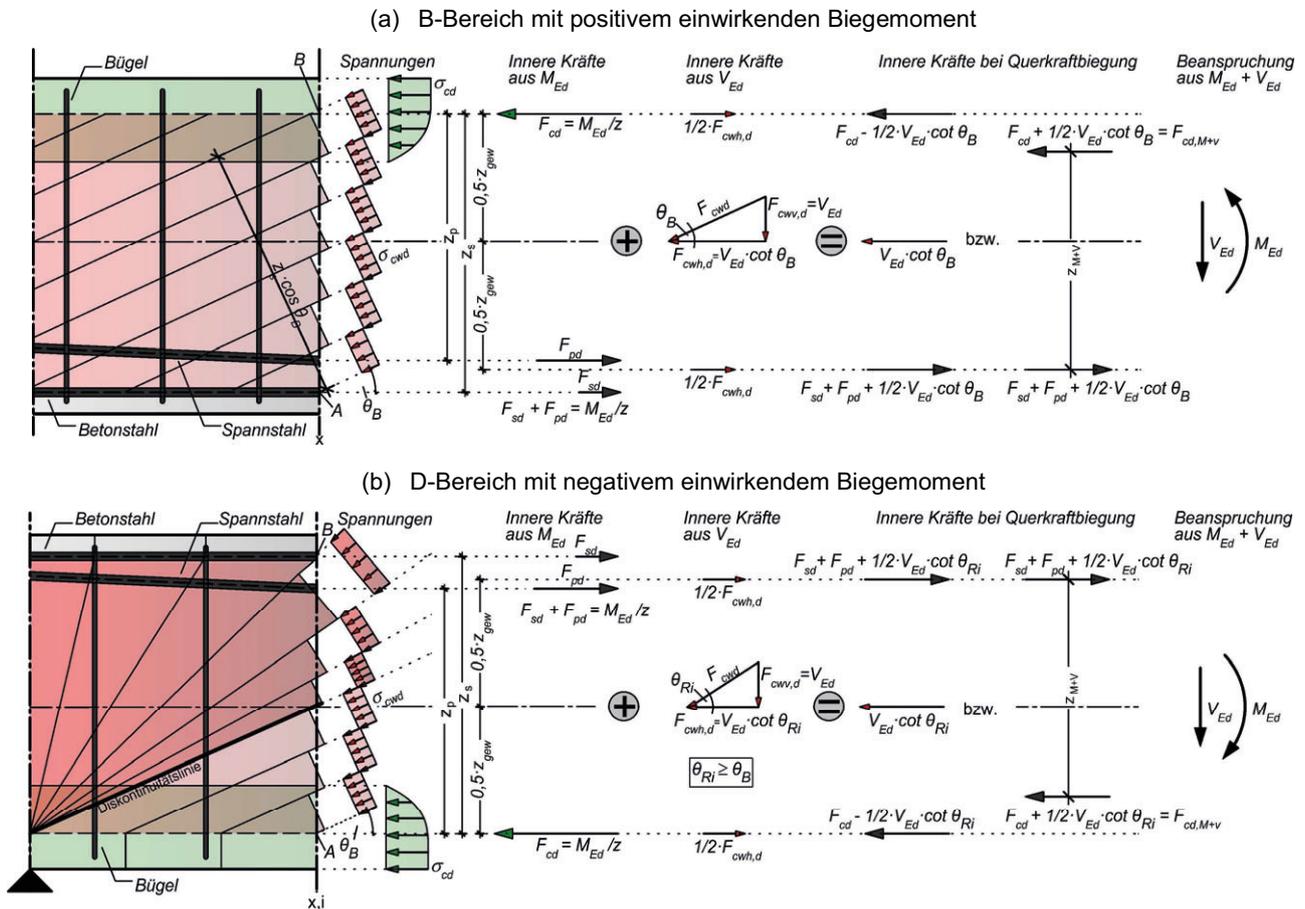


Bild 316: Idealisiertes Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens bei Querkraftbiegung [GLEICH, 2018b]

Zu (1)

Eine (äquidistante) Diskretisierung mindestens in den Zehntelpunkten eines Feldes wird empfohlen.

Zudem sollten ggf. die Rechenschritte (2) - (9) an allen last- und geometriebedingten Diskontinuitätsstellen erfolgen.

Zu (2)

Es gelten die zulässigen Dehnungsbereiche gem. DIN EN 1992-2/NA.

Zu (3)

Der Spannkraftanstieg ΔF_{pd} aus dem zugehörigen Biegemoment ist zu bestimmen.

Zu (4)

Der gewichtete innere Hebelarm z_{gew} wird gem. Gl. (12.12) der NRR bestimmt. Befindet sich das Spannglied im gedrückten Bereich der Dehnungsebene, darf der Hebelarm vereinfacht nach Gl. (145) bestimmt werden.

$$z = 0,9 \cdot d_s \quad (145)$$

Zu (5)

Modellbedingt wird zwischen der Druckstrebenneigung θ_B in den B-Bereichen (Bild 316(a)) und der resultierenden Druckstrebenneigung θ_R im Bereich des idealisierten Druckstrebenfächers des D-Bereiches (Bild 316(b)) unterschieden. Der Wert $\cot \theta_B$ ist im B-Bereich als konstant anzusetzen und darf für Spannbetonbalken zu $\cot \theta_B \leq 2,50$ angesetzt werden. Für Spannbetonbalken wird empfohlen, die

Druckstrebenneigung mit $\cot \theta_B \leq 2,25$ zu wählen. Bei Spannbeton Plattenbalken unter zusätzlicher Torsionsbeanspruchung sind diese Grenzwerte für $\cot \theta_B$ ggf. zu reduzieren (s. Kapitel 4.4).

Im Bereich von Einzellasten oder Auflagern kommt es innerhalb der Länge $z \cdot \cot \theta_B$ (mit $z \approx 0,8 \cdot h$) im GZT zur Bildung eines Druckstrebenfächers mit unterschiedlichen mittleren Druckstrebenneigungen θ_{Dj} (Bild 318(b)).

Zur Bestimmung der resultierenden Druckstrebenneigung θ_R innerhalb des D-Bereiches kann Bild 318(d) herangezogen werden. Alternativ sind als Bemessungshilfe die resultierenden Druckstrebenneigungen für nachrechnungsrelevante Brückenrandbedingungen (Balkenhöhen $h = 1,0 \div 4,0$ m, $\cot \theta_B = 1,75 \div 2,50$) ausgewertet worden und in Bild 317 graphisch dargestellt. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden

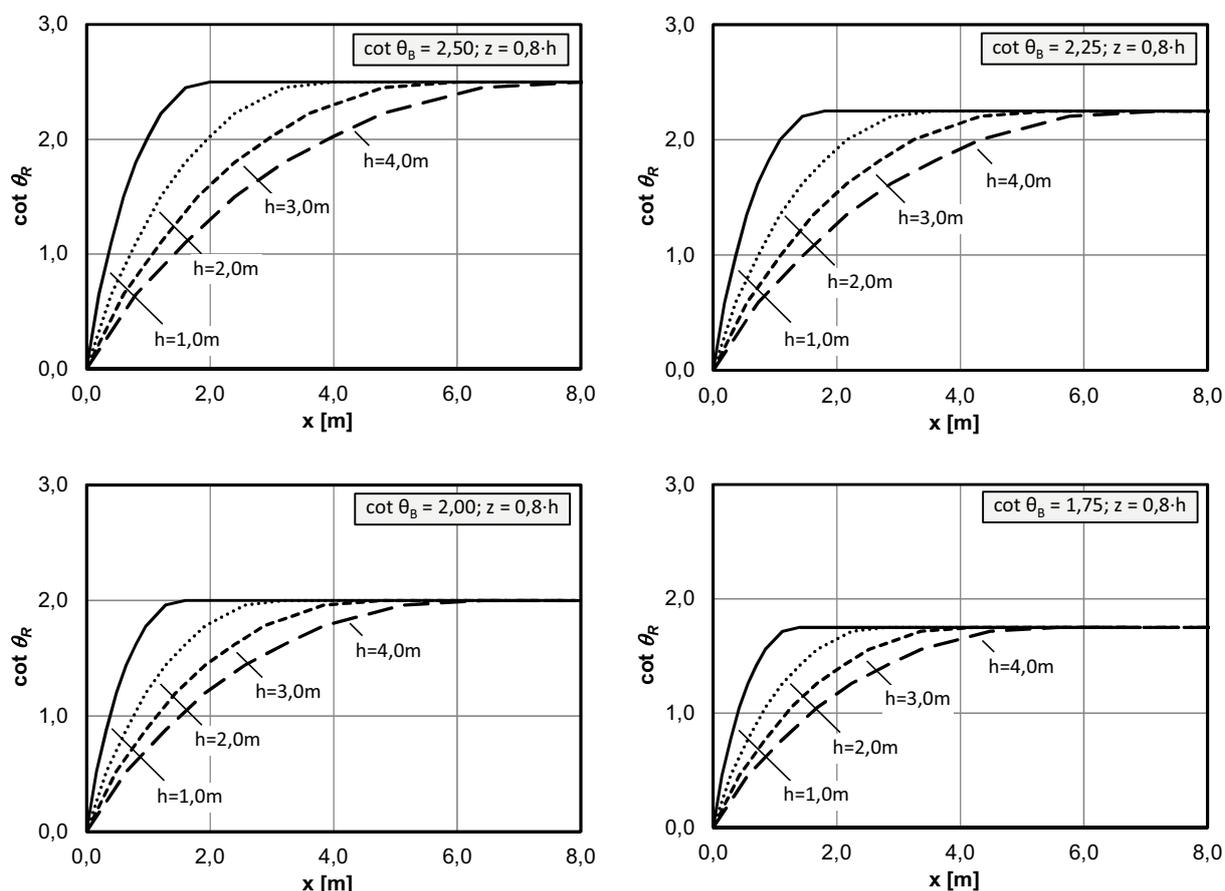


Bild 317: Bemessungshilfe zur Bestimmung der resultierenden Druckstrebenneigung θ_R innerhalb des idealisierten Druckstrebenfächers eines D-Bereiches [Gleich, 2018b]

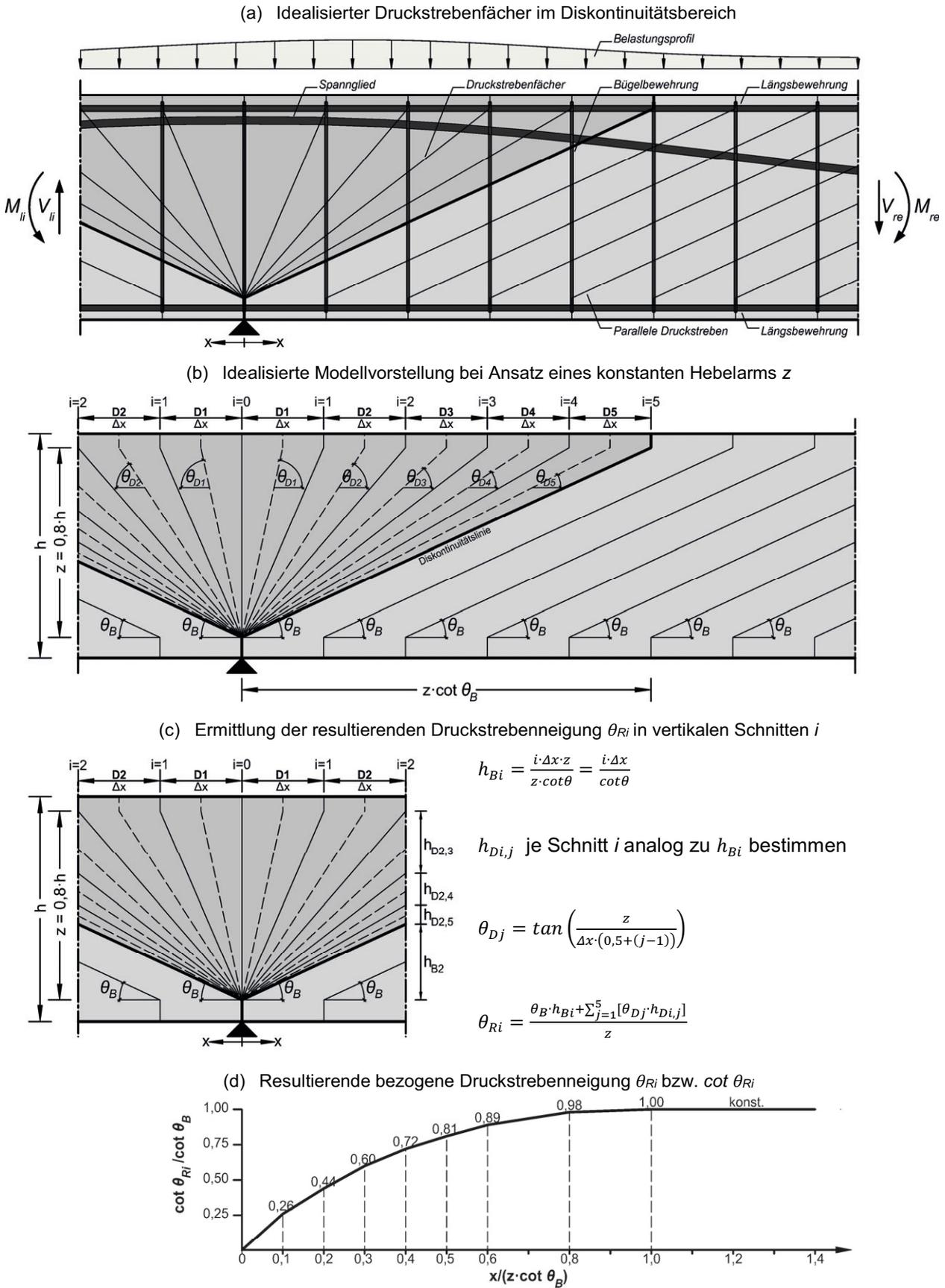


Bild 318: Resultierende Druckstrebenneigung $\cot \theta_R$ in vertikalen Schnitten i im idealisierten Druckstrebenfächer (D-Bereich) [GLEICH, 2018b]

Zu (6)

Die horizontale Komponente der Druckstrebenkraft $F_{cwh,d}$ (Bild 316) wirkt im Abstand $a + z_{gew}/2$ vom gedrückten Querschnittsrand, wobei a den Abstand vom gedrückten Querschnittsrand zur Lage der Biegedruckkraft F_{cd} (gemäß (2)) beschreibt. Befindet sich das Spannglied im gedrückten Bereich der Dehnungsebene, darf der Angriffspunkt vereinfacht bei $h/2$ (h = Querschnittshöhe) angesetzt werden.

Zu (7)

Die inneren Druck- und Zugkräfte bei Querkraftbiegung berechnen sich über das Gleichgewicht der Kräfte am vertikalen Schnitt wie folgt:

Druckkraft F_{cd} infolge M_{Ed} :

$$M_{Ed} = F_{cd} \cdot z \quad (146)$$

$$F_{cd} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Zugkraft F_{sd+pd} infolge M_{Ed} :

$$M_{Ed} = (F_{sd+pd}) \cdot z \quad (147)$$

$$F_{sd+pd} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Druckbogenkraft $F_{c,M+V}$ infolge $M_{Ed} + V_{Ed}$:

$$\begin{aligned} F_{c,M+V} &= F_{cd} - 0,5 \cdot F_{cwh,d} + F_{cwh,d} \cdot d \quad (148) \\ &= \frac{M_{Ed}}{z} + 0,5 \cdot F_{cwh,d} \end{aligned}$$

mit $F_{cwh,d} = V_{Ed} \cdot \cot \theta$

$$F_{c,M+V} = \frac{M_{Ed}}{z} + 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot \cot \theta$$

Zugkraft $F_{sd+pd, M+V}$ infolge $M_{Ed} + V_{Ed}$:

$$\begin{aligned} F_{sd+pd, M+V} &= F_{sd+pd} + 0,5 \cdot F_{cwh,d} \quad (149) \\ &= \frac{M_{Ed}}{z} + 0,5 \cdot F_{cwh,d} \end{aligned}$$

mit $F_{cwh,d} = V_{Ed} \cdot \cot \theta$:

$$F_{sd+pd, M+V} = \frac{M_{Ed}}{z} + 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot \cot \theta$$

Der innere Hebelarm z_{M+V} infolge Querkraftbiegung berechnet sich wie folgt:

Hebelarm z_{M+V} infolge $M+V$

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= (F_{cd} - 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot \cot \theta) \cdot z_{gew} \quad (150) \\ &\quad + V_{Ed} \cdot \cot \theta \cdot 0,5 \cdot z_{gew} \\ &= (F_{cd} + 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot \cot \theta) \cdot z_{M+V} \end{aligned}$$

$$z_{M+V} = \frac{M_{Ed}}{F_{cd} + 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot \cot \theta} \quad (151)$$

Zu (8)

Der Verlauf des Druckbogens darf bei ausreichend feiner Diskretisierung (s. Rechenschritt (1)) an der Stelle x gemäß Bild 319 angesetzt werden.

Zu (9)

Die Vertikalkomponente $V_{cc,d}$ des geneigten Druckbogens berechnet sich aus der resultierenden horizontalen Druckkraft $F_{cd, M+V}$ in den in vertikalen Schnitten über Gl. (152).

$$V_{cc,d} = F_{cd, M+V} \cdot \tan \psi_{pg} \quad (152)$$

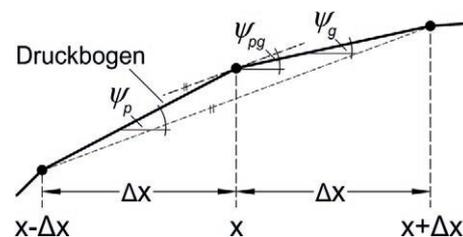


Bild 319: Polygonzugartiger Druckbogenverlauf [Gleich, 2018b]

4.4 Das Druckbogenmodell bei zusätzlicher Torsion

4.4.1 Nachweis der Torsionsbügelbewehrung

Auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse aus den durchgeführten experimentellen und theoretischen Untersuchungen kann für die Nachrechnung von Bestandsbauwerken gemäß Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie folgendes Vorgehen empfohlen werden:

- (1) Bestimmung der, für Nachweis der Torsionstragfähigkeit nach DIN EN 1992-2 rechnerisch erforderlichen Torsionsbügelbewehrung.
- (2) Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit der verbleibenden Bügel-Querschnittsfläche auf Grundlage des Druckbogenmodells bzw. erweiterten Druckbogenmodells

Dieses Vorgehen konnte für die durchgeführten Versuchsträger mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion bei dem Vergleich mit Referenzversuchen mit reiner Querkraftbiegung bestätigt werden. Dabei ist die nach Norm erforderliche Torsionsbügelbewehrung vollzständig einzubauen, da bei Torsion im Vergleich zur Querkraftbeanspruchung keine Bogenwirkung als zusätzlicher Betontaganteil erwartet wird. Somit resultiert die gesamte rechnerisch erforderliche Bügelbewehrung aus der Querkraftbewehrung nach dem Druckbogenmodell, superponiert mit dem zusätzlichen Anteil der nach DIN EN 1992-2 erforderlichen Torsionsbügelbewehrung. Dieses Vorgehen kann sowohl für Plattenbalken- als auch für Hohlkastenquerschnitte angewandt werden.

Wie die Beobachtungen aus den Versuchen an Plattenbalken mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion gezeigt haben, stellen sich unter dieser Beanspruchungskombination steilere Risswinkel als unter reiner Querkraftbiegung ein. Die Empfehlungen für den Ansatz des Druckstrebenwinkels θ für die Nachrechnung von Bestandsbauwerken gemäß Nachrechnungsrichtlinie lauten daher:

- (1) Für Plattenbalkenquerschnitte sollte der Druckstrebenwinkel $\cot \theta$ innerhalb der folgenden Grenzen gewählt werden:

$$1,75 \leq \cot \theta \leq 2,0$$

- (2) Für Hohlkastenquerschnitte kann der Druckstrebenwinkel für den Nachweis der Torsionstragfähigkeit, wie für Bauteile unter reiner Querkraftbiegung mit etwa $\cot \theta = 2,5$ gewählt werden.

4.4.2 Nachweis der Torsionslängsbewehrung - Anrechnung von Spanngliedern

Gegenüber der Bemessung bei reiner Torsion, besteht für die Bestimmung der rechnerisch erforderlichen Torsionslängsbewehrung nach DIN EN 1992-2 bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion die Möglichkeit, die erforderliche Torsionslängsbewehrung in den Druckgurten entsprechend den vorhandenen Druckkräften abzumindern. Bei entsprechend großen Biegemomenten bleibt die Druckzone sogar ungerissen. Überwiegt das Biegemoment, stellen sich zunächst Biegerisse ein. Die geeigneten Torsionsrisse bilden sich erst unter einer höheren Laststufe.

Bei der Biegebemessung darf die Resultierende der infolge Torsion entstehenden Längszugkraft $N_{Td} = A_{s,l} \cdot f_{yd}$ als im Schwerpunkt des betrachteten dünnwandigen Ersatzquerschnitts angreifend angenommen werden. Dadurch ist die Anrechnung von Spanngliedern grundsätzlich auch bei nicht direkt in den Ecken liegenden Spanngliedern möglich.

- (1) Ausgangspunkt ist das Nachweisformat für die Torsionslängsbewehrung auf dem Niveau von Bemessungswerten nach DIN EN 1992-2:

$$T_{Ed} = T_{Rd,s} = \frac{A_{sl}}{u_k} \cdot f_{yd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot \tan \theta$$

Damit ermittelt sich die Längskraft aus Torsion im GZT:

$$N_{Td} = A_{sl} \cdot f_{yd} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \cdot u_k \cdot \cot \theta \quad (153)$$

Hinweis: Der Druckstrebenwinkel θ kann analog zu den Empfehlungen für die Ermittlung der Torsionsbügelbewehrung gewählt werden.

- (2) Diese resultierende Längskraft N_{Td} aus Gleichung (153) wird dann als Zugkraft zentrisch im Schwerpunkt des Querschnitts angesetzt und bei der Biegebemessung mitberücksichtigt.

Bei dieser Vorgehensweise wird der positive Effekt aus der überdrückten Biegedruckzone, sowie der Tragwirkung der Spannglieder bei der Bemessung automatisch mitberücksichtigt und die rechnerisch erforderliche Längsbewehrung gegenüber einer Bemessung bei reiner Torsion deutlich reduziert.

4.4.3 Berücksichtigung von Bügelbewehrung bei nicht eingehaltenen Bewehrungs- und Konstruktionsregeln

Um den Einfluss von Bewehrungs- und Konstruktionsregeln gezielt unter dem Einfluss einer zusätzlichen Torsionsbeanspruchung zu untersuchen, wurden die beiden Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 mit Bügeln, die in der Druck- bzw. Zugzone über Winkelhaken verankert wurden, hergestellt. Die nach oben offenen Bügel wurden, wie bei Brückenbauwerken üblich, lediglich über die Querbewehrung der Platte geschlossen.

Diese Bewehrungsform entspricht nicht den Anforderungen an Torsionsbügel gemäß DIN EN 1992-2, 9.2.3 (1) bei reiner oder überwiegender Torsionsbeanspruchung. Allerdings handelt es sich bei Brücken nicht um eine reine Torsionsbeanspruchung, sondern um eine kombinierte Beanspruchung mit Querkraftbiegung, wobei letztere überwiegt. Dementsprechend konnte die Traglast der Referenzversuchsträger mit reiner Querkraftbiegung auch mit dieser Art die Bügel zu verankern und zu schließen auch bei den Versuchsträgern mit exzentrischer Belastung und zusätzlicher Torsion nahezu in voller Höhe erreicht werden.

Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen kann für die Nachrechnungsrichtlinie folgende Empfehlung gegeben werden:

- (1) Bügel in Plattenbalkenstegen, die über die Querbewehrung der Platte geschlossen werden, können bei überwiegender Biegung auf die erforderliche Torsionsbügelbewehrung angerechnet werden.

4.4.4 Nachweis der Betondruckzone unter kombinierter Beanspruchung aus M+V+T

Für den Nachweis der Betondruckzone von schlanken Homberg-Querschnitten ist es von Interesse, ob aufgrund der großen absoluten Abmessungen der Stege die effektive Wanddicke beispielsweise mit $b/6$ bzw. $b_k/5$ (LEONHARDT, 1984) größer als nach DIN EN 1992-2 anzusetzen ist. In diesem Fall liegen die Resultierenden der Zugstreben, die durch die Bewehrung gebildet werden, und die Resultierenden der Betondruckstreben nicht mehr in einer Ebene. Dadurch erfolgt eine exzentrische Belastung der Betondruckstrebe des räumlichen Fachwerks. Allerdings sind die Druckstreben über die Betonzugfestigkeit mit dem Querschnittskern verbunden, wodurch eine Zentrierung erfolgt und ein „Ausknicken“ verhindert wird.

Durch Aufnahme dieser Regelung in die Nachrechnungsrichtlinie können Defizite, die infolge der Interaktionsbedingung für V_{Ed} und T_{Ed} mit $V_{Rd,max}$ und $T_{Rd,max}$ in manchen Fällen auftreten meist behoben werden.

4.5 Berücksichtigung der Bügelbewehrung bei nicht eingehaltenen Konstruktionsregeln

4.5.1 Allgemeines

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojekts wurden experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Anrechenbarkeit von Bügelbewehrung mit heute nicht mehr zulässigen Bügelformen durchgeführt. Um den Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit zu untersuchen, wurden neben Referenzversuchen mit konventioneller sowie ohne Bügelbewehrung drei verschiedene Bügelformen analysiert: einseitig offene Bügel mit geraden Stabenden, Steckbügel mit geraden Stabenden (die lediglich über die halbe Querschnittshöhe verlaufen und nur im Stützbereich angeordnet sind) und zweiteilige Bügel mit Übergreifungsstoß.

Nachfolgend werden Vorschläge für Anwendungsregeln zur rechnerischen Berücksichtigung der untersuchten Bügelformen unterbreitet, die in Stufe 2 der NRR angewendet werden dürfen. Die Versuche wurden lediglich an Trägern mit einem Querkraftbewehrungsgehalt von $\rho_w \approx 0,5 \cdot \rho_{w,\min}$ durchgeführt. Somit liegen keine Untersuchungen dazu vor, ob ein deutlich höherer Querkraftbewehrungsgrad die Rissbildung und somit das Tragverhalten der veralteten Bügelbewehrung beeinflusst. In Folge gelten die nachfolgend aufgeführten Anwendungsregeln lediglich für einen Querkraftbewehrungsgehalt von $\rho_w, \text{vorh.} < 1,5 \cdot \rho_{w,\min}$.

Die Regelungen zur rechnerischen Berücksichtigung abweichender Bügelformen wurden aktuell lediglich für eine Anwendung in Kombination mit dem erweiterten Fachwerkmodell mit konstantem Betontraganteil definiert.

4.5.2 Modell des Eurocode 2/ DIN-FB 102 für konventionelle Bügel nach heute gültigen Konstruktionsregeln

Für konventionelle Bügel, die die heutzutage geforderten Konstruktionsregeln einhalten, wird die durch Querkraftbewehrung aufnehmbare Querkraft nach Gl. (7), die vollständigshalber Gl.(154) entspricht, ermittelt (siehe auch Bild 319):

$$V_{Rd,sy,mod} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (154)$$

mit:

- a_{sw} Querkraftbewehrungsmenge in cm^2/m
- f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls

- θ Druckstrebenneigungswinkel
- z Hebelarm der inneren Kräfte

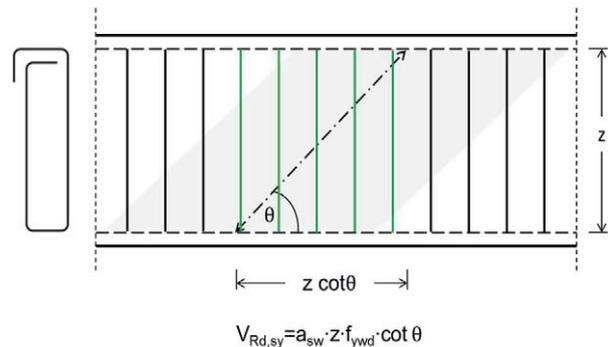


Bild 320: Berechnung der durch Querkraftbewehrung aufnehmbaren Querkraft nach dem Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung für konventionelle Bügel

Bild 320 und die nachfolgenden Bilder zeigen in grün dargestellt die Bügel, die durch die Druckstrebe gekreuzt werden und voll als Bügeltraganteil für den Querkraftwiderstand angerechnet werden dürfen und in Rot die Bügel, die rechnerisch nicht in Ansatz gebracht werden dürfen.

Bei Anwendung des erweiterten Fachwerkmodells für Stufe 2 der NRR (vgl. Kapitel 4.4) errechnet sich der „Bügeltraganteil“ hingegen über den rechnerischen Risswinkel β_r (vgl. Gl. (122), Gl. (123) und Bild 321).

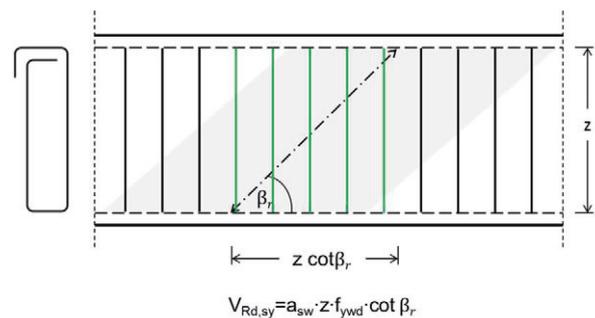


Bild 321: Berechnung des Bügeltraganteils für das erweiterte Fachwerkmodell mit konstantem Betontraganteil

4.5.3 Anwendungsregeln für Stufe 2 der NRR

Allgemeines

Die nachfolgenden Regelungen zur rechnerischen Berücksichtigung von nicht normenkonformen Bügelformen wurden für eine Anwendung in Kombination mit dem erweiterten Fachwerkmodell mit konstantem Betontraganteil formuliert. Demnach errechnet sich der ansetzbare Bügeltraganteil im Vergleich zu bisherigen Regelungen in Abhängigkeit des rechnerischen Risswinkels β_r . Ein Anteil aus Rissreibung entfällt und die Druckstrebenneigung entspricht somit dem Risswinkel.

Auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse aus den durchgeführten experimentellen und theoretischen Untersuchungen kann für die Nachrechnung von Bestandsbauwerken gemäß Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie folgendes Vorgehen empfohlen werden:

Anrechenbarkeit einseitig offener Bügel:

Beim Vorhandensein von oben offenen Bügeln mit geraden Stabenden dürfen für Rechteckquerschnitte lediglich die Bügel rechnerisch für den Querkraftwiderstand in Ansatz gebracht werden, die nicht im Bereich der Verankerungslänge $l_{bd,Bü}$ an den geraden Stabenden von der mit dem Winkel β_r geneigten Druckstrebe gekreuzt werden (siehe Bild 322).

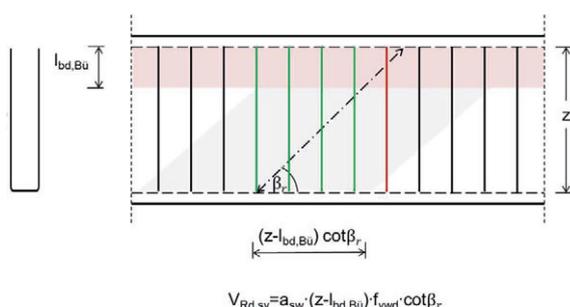


Bild 322: Berechnung des Bügeltraganteils für einseitig offene Bügel

Für den Bereich mit einseitig offenen Bügeln darf der Bügeltraganteil nachfolgender Gleichung berechnet werden:

$$V_{Rd,sy,mod} = a_{sw} \cdot (z - l_{bd,Bü}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot\beta_r \quad (155)$$

mit:

- a_{sw} Querkraftbewehrungsmenge in cm^2/m
- f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
- β_r rechnerischer Risswinkel
- z Hebelarm der inneren Kräfte
- $l_{bd,Bü}$ Verankerungslänge des vertikalen Bügelschenkels mit geraden Stabenden

mit $\cot\beta_r = 1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cp} / f_{cd}$

Aus den Versuchen im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens geht hervor, dass der kritische Schubriss die Bügelschenkel zum Teil in Bereichen am Trägerrand kreuzt, in denen sich die Bügelkraft durch die verringerte Verankerung aufgrund der geraden Stabenden nicht bis zur Streckgrenze aufbauen kann. In den restlichen Bereichen kann hingegen die gleiche Querkraft wie bei konventionellen Bügeln abgetragen werden. Demnach kann

der innere Hebelarm z zur Berechnung des Bügeltraganteils um das Maß der Verankerungslänge des Bügels reduziert werden, sodass sich aus den geometrischen Beziehungen ein reduzierter Bereich für die Anrechnung von Bügelbewehrung ergibt. Für die vorliegenden Versuche an Trägern mit Rechteckquerschnitten zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen dem Modellansatz und den Versuchsergebnissen. Die Verankerungslänge des vertikalen Bügelschenkels wurde für die Vergleichsrechnung nach EC 2 für gerade Stabenden ermittelt. Hierzu wurden mäßige Verbundbedingungen angenommen und keine Abminderungen oder Erhöhungen durch entsprechende α -Beiwerte vorgenommen. Demnach entspricht die in der Vergleichsrechnung angesetzte Verankerungslänge dem Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$.

Der Ansatz den Bügeltraganteil über den Risswinkel β_r zu berechnen wurde – zunächst unabhängig von der Bügelform – anhand der Versuche überprüft. Dabei zeigte sich grundsätzlich eine sehr gute Übereinstimmung. Demgegenüber wurde der Bügeltraganteil bei Berechnung nach EC 2 für $V_{Rd,sy}$ deutlich überschätzt.

Für den in der Praxis oftmals vorhandenen Fall, dass die Verankerungslängen im Bereich der Fahrbahnplatte (bzw. generell im Bereich von Gurten, ggf. auch wenn diese in der Zugzone liegen, vgl. hierzu auch 12.4.3.3 (8) in NRR 05/2015) angeordnet sind, ist es unter bestimmten Voraussetzungen womöglich gerechtfertigt die einseitig offenen Bügel voll in Ansatz zu bringen, falls nicht mit einem Schubriss im Verankerungsbereich zu rechnen ist. In aktuellen experimentellen Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträgern mit I-Querschnitt und oben offenen Bügeln (RUPF, 2014) konnte kein Einfluss der mangelhaften Verankerung auf den Querkraftwiderstand, die Versagensart oder das Tragverhalten festgestellt werden. Im Rahmen dieser Untersuchungen wird jedoch explizit darauf hingewiesen, dass der Bruch stets in Trägermitte und somit im Bereich kleiner Biegebeanspruchungen auftrat. Die Dehnungen bzw. die Rissbildung im Bereich der Verankerung waren demnach nur sehr gering bzw. nicht vorhanden. Es konnten somit keine allgemein gültigen Schlussfolgerungen zur Anrechenbarkeit von oben offenen Bügeln mit Verankerungen im Bereich von Gurten getroffen werden. Somit sind weitergehende Untersuchungen zu dieser Thematik erforderlich. Bis dahin sollte der Bügeltraganteil für oben offene Bügel unabhängig von der Querschnittsform auf der sicheren Seite liegend nach den oben genannten Regelungen in Ansatz gebracht werden.

Für die anzusetzende Verankerungslänge $l_{bd,Bü}$ ist zwingend zwischen glatten und gerippten Bügeln zu unterscheiden. Für glatte Betonstähle ist nach 12.4.3.1(2) der Nachrechnungsrichtlinie vorzugehen und das von DIN-Fachbericht 102 abweichende Verbundverhalten zu berücksichtigen. Demnach dürfen „...als Bemessungswerte der Verbundspannung für glatte Stäbe bei guten Verbundbedingungen die Werte der Tabelle 12.1 verwendet werden; bei nur mäßigen Verbundbedingungen sind die Werte nach Tabelle 12.1 mit dem Faktor 0,7 zu multiplizieren. Sofern eine nicht vorwiegend ruhende Belastung zu berücksichtigen ist, dürfen die Werte der Tabelle 12.1 generell nur mit ihrem 0,85-fachen Betrag in Rechnung gestellt werden; die Verbundbedingungen sind separat zu erfassen.“

Anrechenbarkeit einseitig offener Steckbügel die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen:

Beim Vorhandensein von einseitig offenen Steckbügeln, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen, dürfen lediglich die Bügel rechnerisch für den Querkraftwiderstand in Ansatz gebracht werden, die nicht im Bereich der Verankerungslänge $l_{bd,Bü}$ an den geraden Stabenden von der mit dem Winkel β_r geneigten Druckstrebe gekreuzt werden (siehe Bild 323).

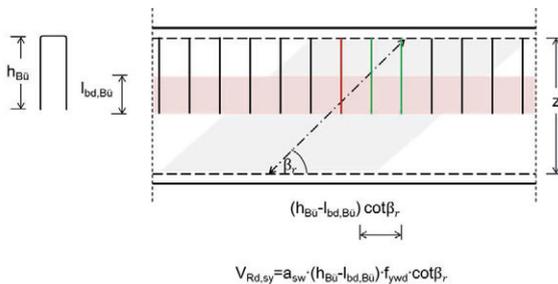


Bild 323: Berechnung der durch Querkraftbewehrung aufnehmbaren Querkraft nach dem Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung für einseitig offene Steckbügel, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen

Für den Bereich mit Steckbügeln darf ein additiver Bügeltraganteil nach folgender Gleichung berechnet werden:

$$V_{Rd,sy,mod} = a_{sw} \cdot (h_{Bü} - l_{bd,Bü}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot\beta_r \quad (156)$$

mit:

- a_{sw} Querkraftbewehrungsmenge in cm^2/m
- f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
- β_r rechnerischer Risswinkel
- $h_{Bü}$ Höhe des vertikalen Bügelschenkels

$l_{bd,Bü}$ Verankerungslänge des vertikalen Bügelschenkels mit geraden Stabenden

mit $\cot\beta_r = 1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cp} / f_{cd}$

Es gelten die analogen Beobachtungen in den Versuchen sowie Überlegungen wie für die zuvor beschriebenen einseitig offenen Bügel mit geraden Stabenden. Die Steckbügel im Stützbereich, die außerhalb der Verankerungslänge durch Schubrisse gekreuzt wurden, gerieten lokal ins Fließen, sodass davon ausgegangen werden kann, dass sie, im Bereich außerhalb der Verankerungslänge, gleichwertig mit geschlossenen Bügeln zu behandeln sind.

Anrechenbarkeit von zweiteiligen Steckbügeln mit geraden Stabenden und nicht ausreichender Übergreifungslänge:

Beim Vorhandensein von zweiteiligen Steckbügeln mit geraden Stabenden und nicht ausreichender Übergreifungslänge ist ein zweistufiges Vorgehen anzuwenden:

- 1) für die erforderliche Übergreifungslänge der zweiteiligen Bügel darf, im Vergleich zu den Regelungen für gerade Stabenden nach EC2/ DIN-Fachbericht 102, ein Beiwert $\alpha_5=2/3$ (analog zu einer direkten Lagerung) angesetzt werden. Die Übergreifungslänge $l_{0,Bü}$ der zweiteiligen Bügel mit geraden Stabenden darf demnach wie folgt berechnet werden:

$$l_{0,Bü} = 2/3 \cdot l_{b,rqd} \quad (157)$$

mit:

$l_{b,rqd}$ Grundwert der Verankerungslänge in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse und Verbundbedingung

Falls die vorhandene Übergreifungslänge der zweiteiligen Bügelbewehrung größer oder gleich der erforderlichen Übergreifungslänge nach Gleichung (157) ist, darf diese wie eine geschlossene Bügelbewehrung betrachtet werden.

- 2) Für den Fall, dass die vorhandene Übergreifungslänge die reduzierte Übergreifungslänge nach Gleichung (157) dennoch unterschreitet, so ist der Hebelarm der inneren Kräfte z für die Berechnung des effektiven Bügeltraganteils um die Differenz aus erforderlicher Übergreifungslänge $l_{0,Bü}$ nach Gleichung (157) und vorhandener Übergreifungslänge $l_{vorh.}$ zu reduzieren. Die durch Querkraftbewehrung aufnehmbare Querkraft darf für die zweiteiligen Steckbügel mit ge-

raden Stabenden und nicht ausreichender Übergreifungslänge demnach wie folgt berechnet werden:

$$V_{Rd, sy, mod} = a_{sw} \cdot (z - (l_{0, Bü} - l_{vorh})) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \beta_r \quad (158)$$

mit:

a_{sw}	Querkraftbewehrungsmenge in cm^2/m
f_{ywd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
β_r	rechnerischer Risswinkel
z	Hebelarm der inneren Kräfte
$l_{0, Bü}$	Übergreifungslänge des zweiteiligen Bügels nach Gleichung 157
l_{vorh}	vorhandene Übergreifungslänge

mit $\cot \beta_r = 1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cp} / f_{cd}$

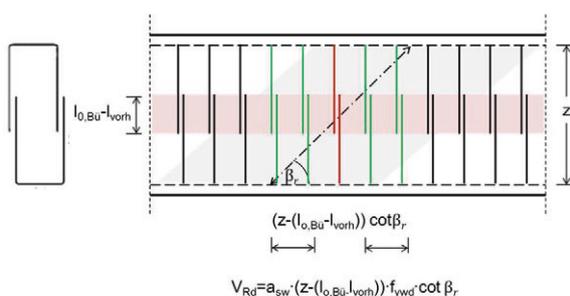


Bild 324: Berechnung des Bügeltraganteils für zweiteilige Steckbügel mit geraden Stabenden und nicht ausreichender Übergreifungslänge

In den Versuchen wurde die Verankerungslänge der zweiteiligen Bügel $\varnothing 6$ zu lediglich 11,5 cm gewählt. Dieser Wert stützt sich auf Untersuchungen von (KUPFER, 1975) zu Übergreifungsstößen von zweiteiligen Bügeln. Da die experimentell ermittelten Tragfähigkeiten der Versuchskörper mit gestoßenen, zweiteiligen Bügeln nahezu gleich wie die der Versuchsträger mit geschlossenen, konventionellen Bügeln waren, scheint es gerechtfertigt, die Übergreifungslängen für Bügel in ähnlichem Maße wie (KUPFER, 1975) anzusetzen. In Analogie zu den Regelungen in EC2/ DIN-Fachbericht 102 wird daher vorgeschlagen für die erforderliche Übergreifungslänge von zweiteiligen Bügeln mit geraden Stabenden den Grundwert der Verankerungslänge nach EC2/ DIN-Fachbericht 102 um den Faktor $\alpha_5=2/3$ zu reduzieren. Der Faktor $\alpha_5=2/3$ darf nach EC2/ DIN Fachbericht analog auch für den Nachweis von Übergreifungslängen bei direkter Lagerung angesetzt werden. Hintergrund für die Reduzierung der Übergreifungslänge infolge einer direkten Lagerung ist dabei der günstig wirkende Druckspannungszustand im Auflagerbereich, der

sich infolge von direkten Druckstreben für den Verankerungsbereich einstellt. Diese Logik lässt sich analog auch auf den Übergreifungsstoß eines zweiteiligen Bügels übertragen.

4.5.4 Textvorschläge zur Erweiterung der Nachrechnungsrichtlinie

Berücksichtigung von Bügelbewehrung bei nicht eingehaltenen Konstruktionsregeln

Die nachfolgend aufgeführten Regelungen zur Anrechnung abweichender Bügelformen dürfen lediglich angewendet werden, falls der vorhandene Querkraftbewehrungsgehalt $\rho_{w, vorh.}$ unterhalb des Grenzwertes $1,5 \cdot \rho_{w, min}$ liegt.

- (1) Beim Vorhandensein von einseitig offenen Bügeln mit geraden Stabenden dürfen für Rechteckquerschnitte lediglich die Bügel rechnerisch für den Querkraftwiderstand in Ansatz gebracht werden, die nicht im Bereich der Verankerungslänge $l_{bd, Bü}$ an den geraden Stabenden von der mit dem Winkel β_r geneigten Druckstrebe gekreuzt werden (siehe Bild 325).

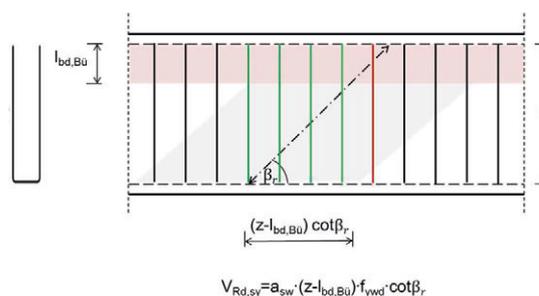


Bild 325: Traganteil der Querkraftbewehrung für einseitig offene Bügel

Für den Bereich mit einseitig offenen Bügeln darf der Bügeltraganteil wie folgt berechnet werden:

$$V_{Rd, sy, mod} = a_{sw} \cdot (z - l_{bd, Bü}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \beta_r \quad (159)$$

mit:

a_{sw}	Querkraftbewehrungsmenge in cm^2/m
f_{ywd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
β_r	rechnerischer Risswinkel
z	Hebelarm der inneren Kräfte
$l_{bd, Bü}$	Verankerungslänge des vertikalen Bügel-schenkels mit geraden Stabenden (für glatte Betonstähle siehe 12.4.3.1(2))

mit $\cot\beta_r = 1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cp} / f_{cd}$

- (2) Für einseitig offene Steckbügel, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen, dürfen lediglich die Bügel rechnerisch für den Querkraftwiderstand in Ansatz gebracht werden, die nicht im Bereich der Verankerungslänge $l_{bd,Bü}$ an den geraden Stabenden von der mit dem Winkel β_r geneigten Druckstrebe gekreuzt werden (siehe Bild 326).

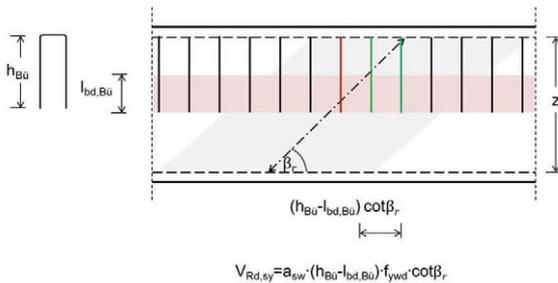


Bild 326: Traganteil der Querkraftbewehrung für einseitig offene Steckbügel, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen

Für den Bereich mit Steckbügel darf ein additiver Bügeltraganteil nach folgender Gleichung berechnet werden:

$$V_{Rd,sy,mod} = a_{sw} \cdot (h_{Bü} - l_{bd,Bü}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot\beta_r \quad (160)$$

mit:

- a_{sw} Querkraftbewehrungsmenge in cm^2/m
- f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
- β_r rechnerischer Risswinkel
- $h_{Bü}$ Höhe des vertikalen Bügelchenkels
- $l_{bd,Bü}$ Verankerungslänge des vertikalen Bügelchenkels mit geraden Stabenden (für glatte Betonstähle siehe 12.4.3.1(2))

mit $\cot\beta_r = 1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cp} / f_{cd}$

- (3) Für die Anrechnung von zweiteiligen Steckbügel mit geraden Stabenden und nicht ausreichender Übergreifungslänge darf die erforderliche Übergreifungslänge $l_{0,Bü}$ wie folgt berechnet werden:

$$l_{0,Bü} = 2/3 \cdot l_{b,rqd} \quad (161)$$

mit:

$l_{b,rqd}$ Grundwert der Verankerungslänge in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse und Verbundbedingung (für glatte Betonstähle siehe 12.4.3.1(2))

Falls die vorhandene Übergreifungslänge der zeitweiligen Bügelbewehrung größer oder gleich der erforderlichen Übergreifungslänge nach Gleichung (161) ist, darf diese wie eine geschlossene Bügelbewehrung betrachtet werden.

Für den Fall, dass die vorhandene Übergreifungslänge die reduzierte Übergreifungslänge nach Gleichung (161) dennoch unterschreitet, so ist der Hebelarm der inneren Kräfte z für die Berechnung des effektiven Bügeltraganteils um die Differenz aus erforderlicher Übergreifungslänge $l_{0,Bü}$ nach Gleichung (161) und vorhandener Übergreifungslänge l_{vorh} zu reduzieren.

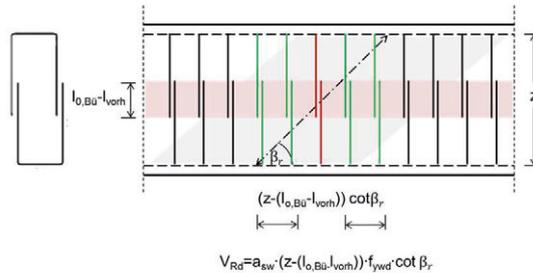


Bild 327: Traganteil der Querkraftbewehrung für zweiteilige Steckbügel mit geraden Stabenden und nicht ausreichender Übergreifungslänge

Die durch Querkraftbewehrung aufnehmbare Querkraft darf für die zweiteiligen Steckbügel mit geraden Stabenden und nicht ausreichender Übergreifungslänge demnach wie folgt berechnet werden:

$$V_{Rd,sy,mod} = a_{sw} \cdot (z - (l_{0,Bü} - l_{vorh})) \cdot f_{ywd} \cdot \cot\beta_r \quad (162)$$

mit:

- a_{sw} Querkraftbewehrungsmenge in cm^2/m
- f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
- β_r rechnerischer Risswinkel
- z Hebelarm der inneren Kräfte
- $l_{0,Bü}$ Übergreifungslänge des zweiteiligen Bügels nach Gleichung (161)
- l_{vorh} vorhandene Übergreifungslänge

mit $\cot\beta_r = 1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cp} / f_{cd}$

4.6 Anwendung von nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen in der Stufe 4 der NRR

4.6.1 Allgemeines

Die Versuchsnachrechnungen im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens zeigen, dass nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen bei fachgerechter Anwendung ein gut geeignetes Werkzeug für die Abbildung eines wirklichkeitsnahen Tragverhaltens von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen darstellen. Eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Simulation deutet auf eine zutreffende Erfassung von nichtlinearen Effekten im Rechenmodell, sagt aber nichts über die vorhandene Zuverlässigkeit des betrachteten Bauteils aus. Für die Anwendung von nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen in der Praxis bzw. in der Stufe 4 der NRR ist es unerlässlich ein geeignetes Sicherheitskonzept dazu zu verwenden um sicherzustellen, dass die von der aktuellen Norm geforderte Zuverlässigkeit eingehalten wird.

4.6.2 Gewonnene Erkenntnisse

Untersucht wurden vier Sicherheitskonzepte bzw. vier Methoden zur Bestimmung des Bemessungswertes des Tragwiderstandes unter Berücksichtigung der geforderten Zuverlässigkeit bei nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen. Davon sind drei vereinfachte und eine genauere Rechenmethode betrachtet worden. Bei der genaueren Rechenmethode handelt es sich um eine stochastische Ermittlung des Tragwiderstandes mit Hilfe von nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen. Diese Methode wird als genau angesehen, weil sie am besten den streuenden Charakter der Materialparameter erfasst. Zusätzliche Unsicherheiten wie Modell- oder geometrische Unsicherheiten sind durch entsprechende Teilsicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen. Das Ergebnis dieser Berechnung dient weiterhin als Vergleichswert für die Ergebnisse der anderen Methoden.

Im Vergleich zu der stochastischen Berechnung liefert das Verfahren für nichtlineare Schnittgrößenermittlung (γ_R -Verfahren) aus dem EC2 [DIN EN 1992-1-1/NA] sehr konservative Werte für den Bemessungswert der Tragfähigkeit. Dies könnte darauf zurückgeführt werden, dass das γ_R -Verfahren an einfeldrige Biegebalken kalibriert wurde und für andere Versagensarten ein zu sicheres Ergebnis liefert. Ein wichtiger Aspekt der bei der Anwendung des γ_R -Verfahrens, ist die fehlende Definition des rechnerischen Mittelwerts für die Betonzugfestigkeit. Die meisten Materialmodelle welche in den nichtlinearen Finite-Elemente-Programmen implementiert sind, funktionieren ohne die Vorgabe einer Betonzugfestigkeit nicht bzw. nicht richtig. Um

dieses Verfahren überhaupt anwenden zu können, ist die Festlegung eines Rechenwertes für die Betonzugfestigkeit erforderlich. Im Rahmen dieser Untersuchung wurde die Betonzugfestigkeit nach dem gleichen Vorgehen wie die Betondruckfestigkeit ermittelt. Diese Methode berücksichtigt alle von der Norm vorgesehenen Unsicherheiten durch entsprechende Faktoren.

Ein weiteres vereinfachtes Sicherheitskonzept stellt die Berechnung mit Bemessungswerten der Materialparameter dar. Dieses ist das Standardverfahren für querschnittsweise Bemessung nach aktueller Norm und erfasst alle Unsicherheiten in Form von Teilsicherheitsbeiwerten auf Materialebene. Durch den Einsatz von Bemessungswerten für Materialparameter in der Finite-Elemente-Berechnung befindet sich die berechnete Traglast bereits auf Bemessungsniveau und muss nicht weiteren Umrechnungen unterzogen werden. Diese Rechenmethode ist sehr einfach in der Anwendung und berücksichtigt alle von der Norm vorgesehenen Unsicherheiten durch entsprechende Faktoren. Stark reduzierte Materialparameter wie im Fall von Bemessungswerten, können den Versagensmechanismus stark beeinflussen und die Versagensart verfälschen. Dadurch kann es beispielsweise bei einer Simulation mit Bemessungswerten der Materialparameter zu einem Betondruckversagen im Bereich der Mittelstütze kommen obwohl sich im realen Versuch ein Querkraftversagen einstellt hat.

Die ECOV-Methode gehört zu den Sicherheitskonzepten mit globalen Sicherheitsfaktoren. Dabei wird für die Widerstandseite ein globaler Sicherheitsfaktor vorgesehen, der alle Unsicherheiten berücksichtigen soll. Bei der ECOV-Methode wird der globale Sicherheitsfaktor nicht pauschal vorgegeben, sondern aus einem abgeschätzten Variationskoeffizient der Tragfähigkeit berechnet. Die Abschätzung erfolgt auf Grundlage zweier Berechnungen mit Mittelwerten und charakteristischen Werten. Für die Berücksichtigung der Modellunsicherheit wird ein Modellunsicherheitsfaktor von 1,06 für gut validierte Rechenmodelle empfohlen. Für andere Fälle kann dieser Wert auch größer gewählt werden. Effekte, welche bei den anderen beiden vereinfachten Sicherheitskonzepten durch den Beiwert α_{cc} abgedeckt werden, berücksichtigt das ECOV-Verfahren nicht. Die Ergebnisse nach dem ECOV-Verfahren liegen sehr nahe an der genauen stochastischen Berechnung des Tragwiderstandes und überschreiten diese teilweise sogar. Somit kann es bei der Anwendung dieser Methode vorkommen, dass die Zielzuverlässigkeit nach aktueller Norm unterschritten wird, siehe hierzu auch [BLOMFORS, M., et al. 2016].

4.6.3 Empfehlungen für die Stufe 4 der NRR

Für die Anwendung in der Stufe 4 der NRR ist das γ_R -Verfahren und die Berechnung mit Bemessungswerten der Materialparameter geeignet. Das ECOV-Verfahren ist nicht ohne weiteres anwendbar, weil es die Effekte, die durch die Faktoren α_{cc} und α_{ct} für die Ermittlung der Bemessungswerte der Betondruckfestigkeit sowie -zugfestigkeit [DIN EN 1992-2] benötigt werden, nicht abdeckt. Werden alle von der aktuellen Norm vorgesehenen Sicherheitsfaktoren in geeigneter Form berücksichtigt, kann das ECOV-Verfahren auch in der Stufe 4 der NRR angewendet werden. Die stochastische Ermittlung des Tragwiderstandes ist die genaueste der hier vorgestellten Methoden und kann bei fachgerechter Anwendung in der Stufe 4 der NRR eingesetzt werden. Das Ergebnis hängt stark von den Eingangswerten ab, deshalb ist es von großer Wichtigkeit die Eingangswerte möglichst zutreffend zu bestimmen und einzusetzen.

Bei der Anwendung von nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen in der Stufe 4 der NRR wird

empfohlen validierte Rechenmodelle zu verwenden. Für die jeweilige Aufgabenstellung können zunächst Bauteilversuche aus der Literatur (Benchmarks) vorgegeben werden, welche mit dem vorgesehenen Programm nachgerechnet werden, um das Rechenmodell zu kalibrieren bevor es am realen Bauwerk angewendet wird. Dadurch soll sichergestellt werden, dass das reale Bauteiltragverhalten auf Mittelwertniveau zutreffend vom Programm erfasst werden kann. Die restlichen Unsicherheiten in Form von Materialstreuung, Geometrie u.a. müssen durch das Sicherheitskonzept abgedeckt werden durch eine Berechnung mit den entsprechend definierten Materialparametern und Sicherheitsbeiwerten.

Für die Anwendung der Sicherheitskonzepte bei nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen in der Stufe 4 der NRR für Bauteile ohne äußere Normalkraft (Th. II. O.) sind die Anmerkungen der folgenden Tabelle 91 zu beachten.

Tabelle 91: Empfehlungen zur Anwendung der Sicherheitskonzepte bei nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen in der Stufe 4 der NRR

Sicherheitskonzept	Eignung für die Stufe 4 der NRR	Empfehlung / Kommentar
γ_R Verfahren	Ja	Für die Anwendung des γ_R Verfahrens ist die Festlegung des Rechenwerts für die Betonzugfestigkeit erforderlich. Dies wird wie folgt empfohlen: $f_{ctR} = 0,85 \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctk}$ mit: $\alpha_{ct} = 0,85$ gemäß [DIN EN 1992-2] f_{ctk} – charakteristischer Wert der Betonzugfestigkeit nach [DIN EN 1992-2] Das von der aktuellen Norm geforderte Zuverlässigkeitsniveau wird sichergestellt.
Berechnung mit Bemessungswerten der Materialparameter	Ja	Dieses Verfahren liefert konservative Bemessungswerte, stellt aber sicher, dass alle Unsicherheiten und das von der aktuellen Norm geforderte Zuverlässigkeitsniveau abgedeckt werden.
ECOV-Verfahren	Bedingt Ja	Bei der Anwendung dieses Verfahrens ist zu beachten, dass nicht alle von der aktuellen Norm geforderten Sicherheitselemente erfasst werden. So werden z.B. im [Model Code 2010] die durch die Faktoren α_{cc} und α_{ct} hervorgerufenen Effekte nicht abgedeckt. Diese sind in geeigneter Form zu berücksichtigen.
Stochastische Ermittlung des Tragwiderstandes	Ja in Ausnahmefällen	Diese Rechenmethode ist bei fachgerechter Anwendung sehr genau, erfordert aber bei komplexen Rechenmodellen sehr viel Rechenleistung und -zeit. Die Ergebnisse dieser Rechenmethode hängen stark von den Eingangswerten wie z.B. Streuung und Korrelation der Materialparameter ab. Bei Brückennachrechnungen in der Praxis fehlen in den meisten Fällen diese Informationen. Bei aus fachspezifischer Literatur, z.B. [JCSS], entnommenen Werten sind diese kritisch mit den Normenanforderungen abzustimmen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

5.1 Zusammenfassung

Die Anforderungen an die Brückenbauwerke im Bestand haben sich in den vergangenen Jahren infolge steigender Verkehrszahlen vor allem im Bereich des Güterverkehrs deutlich erhöht und werden laut aktuellen Studien in den nächsten Jahren weiter ansteigen (NAUMANN, 2010).

In diesem Forschungsvorhaben erfolgte daher die Verifikation verschiedener weitergehender Bemessungsansätze zur Nachrechnung von Brücken unter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung. Hierfür wurden zunächst experimentelle Untersuchungen an großformatigen Spannbetondurchlaufträgern und Spannbetonträgern als Substrukturversuch durchgeführt um das Tragverhalten von Durchlaufsystemen unter Querkraftbeanspruchung zu untersuchen. Zusätzlich wurden numerische und probabilistische Untersuchungen durchgeführt. Ziel war es, verschiedene Fragestellungen, die sich im Zuge der Nachrechnung von Bestandsbrücken ergeben zu klären und die Erkenntnisse für eine Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie für Brücken im Bestand (NRR) aufzubereiten. Hierbei lag der Fokus insbesondere auf einer Erweiterung von Stufe 2 der NRR, um eine möglichst breite Anwendung der Modifikationen zu ermöglichen.

Zur Erweiterung des Querkraftnachweises von Stufe 2 der NRR wurde ein erweitertes Fachwerkmodell mit Betontraganteil vorgeschlagen. Der Betontraganteil des auf einem Querschnittsnachweis beruhenden Modells ist dabei identisch zur Biegeschubtragfähigkeit für Bauteile ohne Querkraftbewehrung. Das Sicherheitsniveau dieses Ansatzes wurde anhand von Querkraftdatenbanken verifiziert. Zusätzlich wurde mit dem erweiterten Druckbogenmodell ein Modell vorgeschlagen, welches das Systemtragverhalten in den Querkraftnachweis mit einbezieht. In diesem Modell stellt der Vertikalanteil der geneigten Biegedruckkraft eine zusätzliche Komponente beim Querkraftlastabtrag dar, so dass sich die Ausnutzung der Bügel reduziert. Hinsichtlich der Untersuchungen zur Interaktion von Querkraft-Biegung und Torsion konnte festgestellt werden, dass Bügel in Plattenbalkenstegen, die über die Querbewehrung der Platte geschlossen werden, bei überwiegender Biegung auf die erforderliche Torsionsbügelbewehrung angerechnet werden können.

Für den Schubnachweis bei abweichenden Bügelformen wurden auf Grundlage der experimentellen

Untersuchungen Vorschläge zur teilweisen Anrechnung auf die Querkrafttragfähigkeit gemacht. Die Vorschläge umfassen sowohl Bügel mit Übergreifungsstößen, einseitig offene Bügel, sowie Steckbügel, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen.

Die Anwendung nichtlinearer Finite Elemente Simulationen sowie probabilistischer Methoden für die Nachrechnung von Brücken soll nach wie vor einer Untersuchung in Stufe 4 der NRR vorbehalten bleiben, da diese Methoden eine tiefe Sachkenntnis und Anwendungserfahrung voraussetzen. Die durchgeführten Untersuchungen zeigten allerdings, dass sich zur Ermittlung eines Bemessungswiderstandes für nichtlineare Finite Elemente Simulationen nach Stufe 4 das γ_R -Verfahren und die Berechnung mit Bemessungswerten der Materialparameter eignen. Die stochastische Ermittlung des Tragwiderstands im Sinne einer Monte Carlo Simulation bedeutet dagegen einen hohen Rechenaufwand und setzt a priori Wissen über Eingangsparameter voraus, welches für ältere Bestandsbauwerke nur selten zur Verfügung steht.

5.2 Ausblick

Mit Abschluss dieses Forschungsprojekts konnten aus Sicht der Autoren einige der dringenden Probleme, die sich bei der Nachrechnung von Brücken ergeben, gelöst werden. Insbesondere die Möglichkeit, einige der Vorschläge in Stufe 2 der NRR zur Verfügung zu stellen dürfte in vielen Fällen die Möglichkeit eröffnen auf Verstärkungs- oder Ersatzbaumaßnahmen zu verzichten, bzw. die Lebensdauer der Bauwerke zu verlängern.

Der Fokus zukünftiger Forschungsarbeiten hinsichtlich der Nachrechnung wird sich daher unter anderem den vielen speziellen Problemen widmen müssen, die sich durch die vielfältigen Konstruktionsweisen im Betonbrückenbau ergeben. Durch die naturgemäß vereinfachenden Bemessungsmodelle stoßen diese in extremen Fällen immer noch auf Grenzen, in denen die Anwendbarkeit der Modelle zu hinterfragen ist. Insbesondere die zutreffende Berücksichtigung von Maßstabeffekten (sowohl Bauteile ohne als auch mit Querkraftbewehrung) oder Schubschlankheiten (sowohl Bauteile ohne als auch mit Querkraftbewehrung) hat noch nicht Eingang in die derzeitigen Normenmodelle gefunden. Auch die Interaktion von Biegung, Querkraft und Torsion beruht auf anschaulichen, aber dennoch vereinfachenden Modellvorstellungen. Hier fehlt insbesondere noch die Breite an Versuchen, die bei Einfeldträgern unter Biege- und Querkraftbeanspruchung gegeben ist.

Weitere Forschungsschwerpunkte ergeben sich weiterhin bei Stufe 4 Verfahren. Während z.B. die probabilistische Ermittlung einer Versagenswahrscheinlichkeit eines Nachweispunktes bereits häufig angewendet wird, ist die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Systems unter Berücksichtigung verschiedener Versagensarten weiterhin eine Herausforderung, insbesondere wenn von einer nicht klar definierten Laststellung im Versagensfall ausgegangen werden muss oder nur begrenzte Informationen zu Materialkennwerten vorliegen (Fuzzy Konzept). Auch die (Weiter-)Entwicklung der Finite-Elemente Programme hinsichtlich realistischer Materialmodelle für Beton (mehraxiales Tragverhalten), der Berücksichtigung der Beton-Beton-Interaktion im Riss (Rissreibung) oder der Stahl-Beton-Interaktion (Abbildung des Verbundverhaltens) wird in Zukunft weiter vorangetrieben werden.

Danksagung

Der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) wird für die Beauftragung des Projektes und den Mitgliedern des Betreuungsausschusses für die hilfreichen Diskussionen gedankt.

Literatur

- BENTZ, E.C.; COLLINS, M.P.: Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 33, No. 5, Mai 2006, S. 521-534
- BLOMFORS, M., ENGEN, M., PLOS, M.: Evaluation of safety formats for non-linear finite element analyses of statically indeterminate concrete structure subjected to different load paths. *Technical Paper, Structural Concrete 17 (2016)*, No.1. Ernst&Sohn Verlag.
DOI: 10.1002/suco.201500059
- BONDARZEW, V.: Einfluss des M/T-Verhältnisses auf die Tragfähigkeit von Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitten im Brückenbau. Bachelor-Thesis, TU Dortmund, 2017.
- Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Bonn, Mai 2011
- BRAML, T. (2010): Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2010.
- BRONSTEIN, I.N.; et al.: Taschenbuch der Mathematik. Thun und Frankfurt/Main : Verlag Harri Deutsch, 1993.
- CERVENKA, J. und PAPANIKOLAOU, VASSILLIS K. 2008. Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete. *International journal of plasticity*. Volume 24, 2008.
- CERVENKA, V. 1985. Constitutive Model for cracked reinforced concrete. *ACI Journal*. V. 82, 1985, Bd. No. 6.—. 2013. Reliability-based non-linear analysis according to fib Model Code 2010. *Structural Concrete*. 14, 2013, Bd. 1.
- CERVENKA, V., JENDELE, L. und CERVENKA, J. 2013. ATENA Program Documentation. Part 1. Theory. Prag: s.n., 2013.
- CRISFIELD, M.A. und WILLS, J. 1989. The Analysis of concrete panels using different concrete models. *Journal of engineering mechanics*, ASCE. Vol. 19, 1989, Bd. No. 3.
- CORNELL, C. A. (1969): A probability-based structural code. *ACI Journal*, 12: 974-985, 1969.
- CRISFIELD, M.A. und WILLS, J. 1989. The Analysis of concrete panels using different concrete models. *Journal of engineering mechanics*, ASCE. Vol. 19, 1989, Bd. No. 3.
- CLADERA, A.; MARI, A.; RIBAS, C.; BAIRAN, J.; OLLER, E.: Predicting the shear-flexural strength of slender reinforced concrete T and I shaped beams. *Engineering Structures* Vol. 101, pp. 386-398, 2015
- DEHESTANI, M., & MOUSAVI, S. (2015). Modified steel bar model incorporating bond-slip effects for embedded element method. *Construction and Building Materials*, S. 284-290.
- DE BORST, R. (1986), Non-linear analysis of frictional materials, Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, 1986.
- DIN 1045-1:2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Berlin, 2001
- DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Deutsches Institut für Normung (DIN), 2010
- DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung, Ausgabe April 2013
- DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- DIN EN 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung, Ausgabe April 2013
- DIN-FB 102: Betonbrücken. Berlin: Beuth Verlag, Ausgabe März 2009
- EICHINGER, E. M. (2003): Beurteilung der Zuverlässigkeit bestehender Massivbrücken mit Hilfe probabilistischer Methoden. Dissertation, Technische Universität Wien, 2003.
- EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung, Europäisches Komitee für Normungen, Brüssel. 2002-04.
- FISCHER, O., SCHRAMM, N., & GEHRLEIN, S. (11 2017). Labor- und Feldversuche zur realitätsnahen Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Spannbetonbrücken. *Bauingenieur 92*, S. 455-463.
- GLEICH, P.; KATTENSTEDT, S.; MAURER, R.: Erweitertes Druckbogenmodell für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und

- Spannbetonbalken. Beton- und Stahlbetonbau 111, Heft 5, S. 268-277, 2016a.
- GLEICH, P.; MAURER, R.: Erweitertes Druckbogenmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bereich von Innenstützen. Technische Akademie Esslingen, Tagungshandbuch 2016 zum 2. Brückenkolloquium. S. 93-101, 2016b.
- GLEICH, P. (2017): Das Druckbogenmodell. Beiträge zur 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium (ISBN 978-3-00-057267-8), 2017.
- Gleich, P., Maurer, R. (2018a): Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Plattenbalkenquerschnitt. Bauingenieur 93, Heft 2, S. 51-61, 2018a.
- Gleich, P. (2018b): Das Erweiterte Druckbogenmodell zur Beschreibung des Betontraganteils bei Querkraft. Dissertation (in Vorbereitung), TU Dortmund, 2018b.
- GÖRTZ, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Dissertation, RWTH Aachen, 2004.
- FROSCHE, R.J. (2000): Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams with Minimum Shear Reinforcement. ACI Structural Journal Vol. 97, No. 6, S. 814-820
- HEGGER, J.; MAURER, R.; ZILCH, K.; ROMBACH, G. (2014a): Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – Kurzfristige Lösungsansätze. Schlussbericht zu BASt FE 15.0482/2009/FRB.
- HEGGER, J.; MAURER, R.; ZILCH, K.; et al. (2014b): Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbrücken im Bestand. Bauingenieur 89, Heft 12, S. 500-509.
- HEGGER, J.; HERBRAND, M.: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken – Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung in Längsrichtung. BASt Heft B109, Bericht zu FE 15.0498/2010/FRB, Dezember 2014c
- HEGGER, J.; MARZAHN, G.; TEWORTE, F.; HERBRAND, M. (2015): Zur Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 110, Heft 2, S. 82-95, 2015
- HEGGER, J.; HERBRAND, M.; STARK, A.; CLASSEN, M. (2015): Betonbau der Zukunft: leicht, filigran und nachhaltig. Bauingenieur 90, Heft 7/8, S. 337-344, 2015
- HERBRAND, M.; HEGGER, J. (2013): Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss einer externen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Durchlaufträger. Bauingenieur 88, Heft 12, S. 509-517.
- HERBRAND, M.; CLASSEN, M. (2015): Shear Tests on Continuous Prestressed Concrete Beams with External Prestressing. Structural Concrete Vol. 16, Iss. 3, pp. 428-437.
- HERBRAND, M.; KUERES, D.; CLASSEN, M.; HEGGER, J.: Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand. Beton- und Stahlbetonbau 111, Heft 2, S. 58-67, 2016a
- HERBRAND, M. et al.: Numerische Simulation von balken- und plattenförmigen Bauteilen aus Stahlbeton und UHPC mit einem plastischen Schädigungsmodell. In: Bauingenieur 91, Heft 2, S. 46-56, 2016b.
- HERBRAND, M.: Strength Models for Reinforced and Prestressed Concrete Members. Dissertation, RWTH Aachen, 2017
- HORDIJK, D.A. 1991. Local Approach to fatigue of concrete. Dissertation. Delft University of Technology, 1991.
- HOFSTETTER, G., 2006. Konstitutive Modellierung von Beton. BetonKalender 2006. 2006, Ernst & Sohn.
- HOHENBICHLER, M. & RACKWITZ, R. (1981): Non-normal dependent vectors in structural safety. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 107 (1981)
- JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY (JCSS): Probabilistic Model Code 12 th draft, Part 1 Basis of design.
- KOLMAR, W. 1985. Beschreibung der Kraftübertragung über Risse in nichtlinearen Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetontragwerke. Dissertation. Darmstadt: s.n., 1985.
- KOLODZIEJCZYK, A. 2015. Untersuchungen um Kippen schlanker Stahlbeton- und Spannbetonträger beliebiger Geometrie mit der nichtlinearen FEM. Dissertation. TU Dortmund. 2015.
- KÖNIG, G.; HOSSER, D.; SCHOBBE, W. (1982): Sicherheitsanforderungen für die Bemessung baulicher Anlagen nach den Empfehlungen des NABau – eine Erläuterung. In: Bauingenieur 57 (1982).

- KUERES, D. et al.: Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schädigungsmodell – Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC. *Bauingenieur* 90, Heft 6, S. 252-264, 2015.
- KUPFER, H. (1975). Neue Untersuchungen an Übergreifungsstößen. In *Vorträge „Betontag 1975“* (S. 388-401). Wiesbaden: Deutscher Beton-Verein.
- LEONHARDT, F. (1984). *Vorlesungen über Massivbau, Teil 1 Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, dritte Auflage*, Berlin, Springer-Verlag
- MENETREY, P., WILLAM, K.J. (1995), Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. *ACI, Structural Journal*, 1995, 92(3), pp 311-318.
- MELCHERS, R.E. (1999): *Structural reliability and prediction*. Chichester: John Wiley & Sons Ltd., 1999.
- MARI, A.; BAIRAN, J.; CLADERA, A.; OLLER, E.; RIBAS, C.: Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams. *Structure and Infrastructure Engineering* Vol. 11, Iss. 11, pp. 1399-1419, 2015
- MAURER, R.; BÄÄTJER, G.: Sicherheit von Spannbetonbrücken – Entwicklung von Konstruktions- und Bemessungsgrundsätzen in Deutschland. *Bauingenieur* 82, Nr.1, S. 1-13, 2007
- MAURER, R.; KIZILTAN, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken. *Bauingenieur* 88, Heft 4, S. 165-176, 2013
- MAURER, R.; GLEICH, P.; ZILCH, K.; DUNKELBERG, D.: Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton. *Beton und Stahlbetonbau* 109, Heft 10, S. 654-665, 2014
- MAURER, R.; GLEICH, P.; KATTENSTEDT, S. (2016): Erweitertes Druckbogenmodell für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken. *Beton- und Stahlbetonbau* 111, Heft 5, S. 268-277
- MAURER, R.; KATTENSTEDT, S.; GLEICH, P. (2016): Nachrechnung von Betonbrücken - Verfahren für die Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie: Tragsicherheitsbeurteilung von Bestandsbauwerken, Heft 1120
- MAURER, R.; ZILCH, K.; GLEICH, P. (2015): Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger, *BAST Heft B120, Bericht zu FE 89.0264/2011/FRB*
- MUTTONI, A.; RUIZ, M.F.: Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. *ACI Structural Journal* 105, Iss. 2, pp. 163-172, 2008
- MODEL CODE 1978: CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Euro-Internationales Beton-Komitee (CEB), 1978
- MODEL CODE 2010: CEB-FIB Model Code 2010. International Federation for Structural Concrete (fib), Final Draft, März 2012
- NAKAMURA, E., WATANABE, H., & KOGA, H. (2006). Shear resisting mechanism in RC beams with fractured stirrups. In *Proceedings of the 22nd US-Japan Bridge Engineering Workshop* (S. 50-60).
- NAUMANN, J.: Brücken und Schwerverkehr – eine Bestandsaufnahme. *Bauingenieur* 85, Nr.1, S. 1-9, 2010
- NATAF, A. (1962). Determination des distributions de probabilités dont les marges sont données. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences*, Vol. 225.
- NIEDERLEITHINGER, E.; HERBRAND, M.; MÜLLER, M. (2017): Monitoring von Querkraftversuchen an Spannbetondurchlaufträgern mit Ultraschall und Codawelleninterferometrie. *Bauingenieur* 92, Heft 11, S. 474-481, 2017.
- NIELSEN, M.P.; HOANG, L.C. (2010): *Limit Analysis and Concrete Plasticity*. 3rd Edition, CRC Press.
- NOWAK, D., et al. 2005. Stochastic nonlinear fracture mechanics finite element analysis of concrete structures. *ICOSSAR 2005*. 2005.
- RACKWITZ, R. (2006): *Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau. Teil I – Zuverlässigkeitstheoretische Grundlagen*. Technische Universität München. 1993-2006.
- RACKWITZ, R.; ZILCH, K. (2012): Zuverlässigkeit von Tragwerken. In: Zilch, K. et. al.: *Handbuch für Bauingenieure*, 2. Auflage. Berlin: Springer-Verlag 2012.
- REGAN, P., & KENNEDY REID, I. (April 2004). Shear strength of RC beams with defective stirrup anchorages. *Magazine of Concrete Research*, S. 159-166.

- RESENDE et al. (2016): Shear strength of self-compacting concrete beams with small stirrups ratios. *Structural Concrete* Vol. 17, No. 1, S. 3-10.
- REINECK, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. *Bauingenieur* 76, Nr. 14, S. 168-179, 2001.
- RICKER, M. (2009): Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzelfundamenten. Dissertation, RWTH Aachen, 2009.
- ROSENBLATT, M. (1952). Remarks on a Multivariate Transformation. *The Annals of Mathematical Statistics*, Vol. 23.
- RUPF, M.M.: Querkraftwiderstand von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mittels Spannungsfeldern. Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2014.
- RÜSCH, H., & MAYER, H. (1967). 5 Versuche zum Studium der Verformungen im Querkraftbereich eines Stahlbetonbalkens. *DAfStb Heft 195/2*.
- RUIZ, M.F.; MUTTONI, A.; SAGASETA, J.: Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects. *Engineering Structures* 99, pp. 360-372, 2015
- SCHNEIDER, J. (1994): Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen - Grundwissen für Ingenieure, Zürich: vdf Hochschulverl ETH Zürich 1994.
- SCHRAMM, N. (2020). Zur Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balkenelemente (Arbeitstitel), Dissertation (in Vorbereitung). München: Technische Universität München.
- SCHRAMM, N., & FISCHER, N. (2017). Spezielle Aspekte der Querkrafttragfähigkeit – Laborversuche an Teilsystemen. *Tagungsband zum 21. Münchener Massivbau Seminar* (S. 43-52). München: Förderverein Massivbau der TU München e.V.
- SCHRAMM, N., & FISCHER, O. (2016). Anwendung der Substrukturtechnik für Querkraftversuche an vorgespannten Balkenelementen. *Tagungsband zum 20. Münchener Massivbau Seminar* (S. 51-61). München: Förderverein Massivbau der TU München e.V.
- SHINOZUKA, M. (1983). Basic Analysis of Structural Safety. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 109, No. 2
- SIX, M. (2001): Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 2001
- SPAETHE, G. (1992): Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen -2., neubearb. Aufl. – Wien; New York; Springer, 1992.
- STIGLAT, K. (2003): Bauingenieure und ihr Werk. 1. Auflage, Ernst & Sohn Verlag.
- TALBOT, A.N. (1908): Tests of Reinforced Concrete Beams: Resistance to Web Stresses. *University of Illinois Bulletin* No. 29, Series of 1907 and 1908.
- TEWORTE, F.; HERBRAND, M. (2014): Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit einer Bestandsbrücke unter statischen Lasten und Ermüdung. *Bauingenieur* 89, Heft 12, S. 531-536
- TEWORTE, F.; HERBRAND, M.; HEGGER, J. (2015): Structural Assessment of Concrete Bridges in Germany - Shear Resistance under Static and Fatigue Loading. *Structural Engineering International* Vol. 25, Iss. 3, S. 266-274
- TOMPOS, E. J., & FROSCHE, R. J. (2002). Influence of Beam Size, Longitudinal Reinforcement, and Stirrup Effectiveness on Concrete Shear Strength. *ACI Structural Journal*, S. 559-567.
- TOONGOENTHONG, K., & MAEKAWA, K. (Februar 2005). Computational performance assessment of damaged RC members with fractured stirrups. *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 3, No. 1, S. 123-136.
- VALDES Y BECK, V. S.: Untersuchungen zur Rissreibungstragfähigkeit anhand photogrammetrischer Auswertungen. Bachelor-Thesis, TU Dortmund, 2017.
- VARNEY, C., BROWN, M., & BAYRAK, O. (April 2011). Effect of stirrup anchorage on shear strength of reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal*, Vol. 108, S. 469-478.
- VECCHIO, F.J.; COLLINS, M.P.: The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal Proceedings* Vol. 83, Iss. 2, pp. 219-231, 1986
- VOS, E. 1983. Influence of loading rate and radial pressure on bond in reinforced concrete. Delft: s.n., 1983.
- WALRAVEN, J.C.: Aggregate Interlock – A theoretical and experimental analysis. Dissertation, Delft University of Technology, 1980.

-
- WALRAVEN, J.C.; REINHARDT, H.W.: Theory and Experiments on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading. HERON 26 (1A), Delft University of Technology, 1981.
- WALRAVEN, J.C.: Background document for EC-2, Chapter 6.2 Shear. Delft University of Technology, Januar 2002
- WALRAVEN, J.C.; GMAINER, S.: Vergleich der nationalen Anhänge der EN 1992-1-1 zum Thema Querkraft und Durchstanzen. Beton- und Stahlbetonbau 109, Heft 1, S. 15-23, 2014
- ZARARIS, P.D.; ZARARIS, I.P.: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams under Uniformly Distributed Loads. ACI Structural Journal Vol. 105, Iss. 6, pp. 711-719, 2008
- ZILCH, K.; WEIHER, H.: Sicherheit von Spannbetonbrücken – Zustand von Brücken im Zuge der Bundesfernstraßen. Bauingenieur 82, Nr. 1, S. 14-24, 2007
- ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G. (2010). Bemessung im konstruktiven Betonbau, nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2) 2., neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin: Springer Verlag, 2010
- ZSUTTY, T.C.: Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data. ACI Journal Proceedings Vol. 65, Iss. 11, pp. 943-951, 1968
- ZSUTTY, T.C.: Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests. ACI Journal Proceedings Vol. 68, Iss. 2, pp. 138-143, 1971

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2015

B 112: Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken

Kuhlmann, Maier, Ummerhofer, 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 Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

Siegert, Holst, Empelmann, Budelmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 119: Untersuchungen zum Brandüberschlag in Straßentunneln

Schmidt, Simon, Guder, Juknat,
Hegemann, Dehn € 16,00

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.

B 121: Zerstörungsfreie Detailuntersuchungen von vorgespannten Brückenplatten unter Verkehr bei der objektbezogenen Schadensanalyse

Diersch, Taffe, Wöstmann, Kurz, Moryson
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 122: Gussasphalt mit integrierten Rohrregistern zur Temperierung von Brücken

Eilers, Friedrich, Quaas, Rogalski, Staack
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2016

B 123: Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung

Geißler, Krohn € 15,50

B 124: Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

Fischer, Lechner, Wild, Müller, Kessner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 125: Entwicklung einheitlicher Bewertungskriterien für Infrastrukturbauwerke im Hinblick auf Nachhaltigkeit

Mielecke, Kistner, Graubner, Knauf, Fischer, Schmidt-Thrö
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 126: Konzeptionelle Ansätze zur Nachhaltigkeitsbewertung im Lebenszyklus von Elementen der Straßeninfrastruktur

Mielecke, Graubner, Roth
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 127: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden

Kuhlmann, Hubmann € 21,50

B 128: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden

Ungermann, Brune, Giese € 21,00

B 129: Weiterentwicklung von Verfahren zur Bewertung der Nachhaltigkeit von Verkehrsinfrastrukturen

Schmellekamp
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 130: Intelligente Straßenverkehrsinfrastruktur durch 3D-Modelle und RFID-Tags

Tulke, Schäfer, Brakowski, Braun
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 132: Pre-Check der Nachhaltigkeitsbewertung für Brückenbauwerke

Graubner, Ramge, Hess, Ditter, Lohmeier
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 133: Anforderungen an Baustoffe, Bauwerke und Realisierungsprozesse der Straßeninfrastrukturen im Hinblick auf Nachhaltigkeit

Mielecke, Graubner, Ramge, Hess, Pola, Caspari
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 134: Nachhaltigkeitsbewertung für Erhaltungs- und Erhaltungskonzepte von Straßenbrücken

Gehrlein, Lingemann, Jungwirth
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2017

B 135: Wirksamkeit automatischer Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln

Kohl, Kammerer, Leucker, Leismann, Mühlberger, Gast
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 136: HANV als Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden

Stranghöner, Lorenz, Raake, Straube †, Knauff
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 137: Verstärkung von Stahlbrücken mit hochfestem Beton

Mansperger, Lehmann, Hofmann, Krüger, Lehmann € 14,50

B 138: Rückhaltesysteme auf Brücken – Einwirkungen aus Fahrzeuganprall und Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken

Mayer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 139: Unterstützung der Bauwerksprüfung durch innovative digitale Bildauswertung – Pilotstudie

Sperber, Gößmann, Reget, Müller, Nolden, Köhler, Kremkau € 16,50

B 140: Untersuchungen zum Beulnachweis nach DIN EN 1993-1-5

U. Kuhlmann, Chr. Schmidt-Rasche, J. Frickel, V. Pourostad
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 141: Entwurf von hydrogeothermischen Anlagen an deutschen Straßentunneln

Moormann, Buhmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 142: Einsatz von offenporigen Belägen in Einhausungs- und Tunnelbauwerken

Baltzer, Riepe, Zimmermann, Meyer, Brungsberg, Mayer, Brennberger, Jung, Oeser, Meyer, Koch, Wienecke
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2018**B 143: Analyse des menschlichen Verhaltens bei Aktivierung von stationären Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln**

Mühlberger, Gast, Plab, Probst € 15,50

B 144: Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

Neumann, Brauer € 16,50

B 145: 8. BAST-Tunnelsymposium vom 6. Juni 2018 in der Bundesanstalt für Straßenwesen Bergisch Gladbach – Tagungsband

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2019**B 147: Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen**

Blosfeld, Schreck, Decker, Wawrzyniak
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2020**B 146: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von vollverschlossenen Seilen mit Korrosionsschäden**

Paschen, Dürrer, Gronau, Rentmeister
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 148: Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung Maßgebende Einflussparameter in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Maurer, Bettin
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 149: Untersuchungen zum Einfluss von Modellparametern auf die Lebensdauerprognose für Brückenbauwerke

Keßler, Gehlen € 16,00

B 150: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze

Hegger, Herbrand, Adam, Maurer, Gleich, Stuppak, Fischer, Schramm, Scheufler, Zilch, Tecusan
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel.+(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-48

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.