

F 2893

Matthias Scheibe, Florian Hude, Josef Hegger, Janna Schoening

Hochfeste Bewehrung im
Stahlbetonbau – Identifizierung
von Anwendungsmöglichkeiten,
Entwicklung von
Bemessungsgrundlagen und Ermittlung
des wirtschaftlichen Einsparpotentials





F 2893

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

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2014

ISBN 978-3-8167-9235-2

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69 70504 Stuttgart

Nobelstraße 12 70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00 Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/bauforschung





Hochfeste Bewehrung im Stahlbetonbau -

Identifizierung von Anwendungsmöglichkeiten, Entwicklung von Bemessungsgrundlagen und Ermittlung des wirtschaftlichen Einsparpotentials

Dr.-Ing. Matthias Scheibe Dipl.-Ing. Florian Hude Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger Dipl.-Ing. Janna Schoening

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert. (Aktenzeichen: SF – 10.08.18.7-11.1 / II 3 F20-10-1-176) Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor.

Gefördert durch:



aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages



Schlussbericht

Inhaltsverzeichnis

1	Allg	emein		1		
	1.1	Motivat	tion	2		
	1.2	Kurzbe	eschreibung des Großprojekts	3		
	1.3	Ziel un	d Vorgehensweise	4		
2	Verv	wendete	Bewehrungsgüten im Forschungsprojekt	7		
	2.1	Definiti	ion "hochfeste Bewehrung"	7		
	2.2	Herkön	mmliche Bewehrung B 500	9		
	2.3	Höherf	este Bewehrung S 600	9		
	2.4	Hochfe	ste Bewehrung S 670	10		
3	Anw	endung/	sgebiete hochfester Bewehrung	12		
	3.1	Allgem	eines	12		
	3.2	In der l	Literatur beschriebene Anwendungen	12		
		3.2.1	Anwendung in Stützen	12		
		3.2.2	Andere Anwendungen	14		
	3.3	Theoretische Anwendungsgebiete14				
	3.4	16				
		3.4.1	Vierfeldrige Straßenbrücke	16		
		3.4.2	Dreifeldrige Eisenbahnbrücke	18		
		3.4.3	Abfangträger	22		
4	Empirische Ermittlung des Verbundverhaltens					
	4.1	Übersicht der durchgeführten Versuche				
	4.2	Herste	28			
		4.2.1	Herstellung und Lagerung	28		
		4.2.2	Betoneigenschaften	28		
	4.3	Versuc	hsdurchführung	30		
		4.3.1	Versuchsaufbau	30		
		4.3.2	Versuchssteuerung	31		
		4.3.3	Messtechnik	31		
	4.4	Versuc	hsergebnisse	32		
		4.4.1	Versagensart	32		
		4.4.2	Übersicht der Ergebnisse	32		
		4.4.3	Einfluss der Versuchsparameter	35		



	4.5	Vergleich	n der Ergebnisse mit Versuchen aus der Literatur	39
		4.5.1	Eurocode 2 [1]	39
		4.5.2	Model Code 2010 [2]	41
		4.5.3	Einfluss der Rippenorientierung	43
		4.5.4	Einfluss der Streckgrenze	43
		4.5.5	Einfluss der bezogenen Rippenfläche	44
		4.5.6	Einfluss des Stabdurchmessers	47
		4.5.7	Einfluss der Betonfestigkeit	48
		4.5.8	Einfluss der Umschnürung infolge Betondeckung	49
		4.5.9	Einfluss der Umschnürung infolge Querbewehrung	51
		4.5.10	Einfluss der Verbundlänge	52
	4.6	Zusamme	enfassung der Pull-Out-Versuche	52
5	Emp	irische Er	rmittlung des Rissverhaltens	53
	5.1	Übersich	t der durchgeführten Versuche	53
	5.2	Herstellu	ıng der Dehnkörperversuche	54
		5.2.1	Herstellung und Lagerung	54
		5.2.2	Betoneigenschaften	55
	5.3	Versuchs	durchführung	57
		5.3.1	Versuchsaufbau	57
		5.3.2	Versuchssteuerung	57
		5.3.3	Messtechnik	58
	5.4	Versuchs	ergebnisse	60
		5.4.1	Versagensart und Rissentwicklung	60
		5.4.2	Übersicht der Ergebnisse	62
		5.4.3	Einfluss der Versuchsparameter	63
	5.5	Vergleich	n der Ergebnissen mit der Normung	66
		5.5.1	Allgemeines	66
		5.5.2	Einfluss der Rippenorientierung	67
		5.5.3	Einfluss der Streckgrenze	67
		5.5.4	Einfluss der bezogenen Rippenfläche	67
		5.5.5	Einfluss der Betonfestigkeit	68
		5.5.6	Einfluss des Bewehrungsgrades	69
		5.5.7	Einfluss der Betondeckung	69
	5.6	Zusamme	enfassung der Dehnkörperversuche	70
6	Herl	eitung de	r Rissbreitenberechnung	71



	6.1	Allgeme	eines	71
	6.2	Rissbrei	itennachweis nach Eurocode 2 [1]	71
		6.2.1	Begrenzung der Rissbreiten ohne direkte Berechnung	71
		6.2.2	Berechnung der Rissbreite nach Eurocode 2	72
	6.3	Ermittlu	ung der Rissbreite nach Model Code 2010 [2]	74
	6.4	Ableitun	ng der Grundlagen zur Rissbreitenberechnung	76
	6.5	Ermittlu	ung der Grundlagen zur Rissbreitenberechnung	76
		6.5.1	Ermittlung der mittleren Verbundspannung	77
		6.5.2	Ermittlung des Völligkeitsbeiwertes	78
		6.5.3	Ableitung eines Verbundgesetzes	78
		6.5.4	Ermittlung des Schlupfverlaufs [21]	91
	6.6	Anpassu	ung der Rissbreitenberechnung gemäß Eurocode 2	93
		6.6.1	Ermittlung von k _t	93
		6.6.2	Ermittlung von k₁	94
7	Balk	cenversu	che	96
	7.1	Übersic	ht der durchgeführten Versuche	96
	7.2	Herstell	lung der Versuchskörper	97
		7.2.1	Herstellung und Lagerung	97
		7.2.2	Betoneigenschaften	97
	7.3	Versuch	nsdurchführung	98
		7.3.1	Versuchsaufbau	98
		7.3.2	Versuchssteuerung	99
		7.3.3	Messtechnik	99
	7.4	Versuch	sergebnisse	101
		7.4.1	Versagensart	101
		7.4.2	Ermittlung der Stahlspannung	102
		7.4.3	Durchbiegung	103
		7.4.4	Betonstauchung	104
		7.4.5	Rissentwicklung	105
		7.4.6	Verbundspannungen	108
		7.4.7	Einfluss der Versuchsparameter	108
	7.5	Vergleic	ch der Ergebnisse mit der Normung	110
		7.5.1	Eurocode 2 [1]	110
		7.5.2	Model Code 2010 [2]	110
		7.5.3	Einfluss der bezogenen Rippenfläche	111



		7.5.4	Einfluss des Bewehrungsgrades	111				
		7.5.5	Einfluss der Betondruckfestigkeit	111				
	7.6	Zusamm	nenfassung der Balkenversuche	112				
8	Num	nerische	Untersuchungen	113				
	8.1	Nachrec	hnung der Pull-Out-Versuche	113				
		8.1.1	Allgemein	113				
		8.1.2	Untersuchung der Durchmesserabhängigkeit von Spaltversagen	114				
	8.2	Nachrec	hnung der Dehnkörper-Versuche	115				
		8.2.1	Allgemeines	115				
		8.2.2	Modellierung	116				
		8.2.3	Ergebnisse	116				
	8.3	Nachrec	hnung der Balkenversuche	117				
		8.3.1	Nachrechnung mit ABAQUS	117				
		8.3.2	Numerische Berechnung mit ATENA	133				
9	Bem	Bemessungsempfehlungen						
	9.1	Baustoff	-Kennwerte (Eurocode 2, Zi. 3.2 bzw. Anhang C)	146				
	9.2	ULS-Ber	messung (Eurocode 2, Zi. 2)	147				
		9.2.1	Hochfeste Bewehrung als Längsbewehrung	147				
		9.2.2	Hochfeste Bewehrung als Schubbewehrung	148				
	9.3	SLS-Ber	messung	148				
		9.3.1	Spannungsnachweise (Eurocode 2, Zi. 7.2)	148				
		9.3.2	Begrenzung der Rissbreiten (Eurocode 2, Zi. 7.3)	149				
		9.3.3	Begrenzung der Durchbiegung (Eurocode 2, Zi. 7.4)	151				
	9.4	Weitere	Festlegungen	152				
10	Zusa	ammenfa	ssung und Ausblick	153				
11	Liter	atur		156				
12	Anha	ang		159				
	12.1	Werksze	eugnisse der verwendeten Stähle	159				
	12.2	Pull-Out	versuche	169				
	12.3	Anhang	Dehnkörperversuche	181				
		12.3.1	Zeichnungen	181				
		12.3.2	Rissbilder	185				
		12.3.3	Verformung während der Belastung	188				
		12.3.4	Rissbreiten und Rissabstände	192				
	12.4	Anhang	Biegeversuche	196				

Hochfeste Bewehrung im Stahlbetonbau



12.4.1	Rissbreiten und Rissabstände	196
12.4.2	Versuch BBR-B1	197
12.4.3	Versuch BBR-B2	200
12.4.4	Versuch BBR-B3	203
12 4 5	Versuch BBR-B4	206



Abbildungsverzeichnis	
Fig. 1: Begriffsdefinition hochfeste Bewehrung	8
Fig. 2: Verwendete Stahlgüten und deren Rippengeometrien	8
Fig. 3: Arbeitslinien der höherfesten Bewehrung	10
Fig. 4: Arbeitslinien der hochfesten Bewehrung	11
Fig. 5: Rissbreitenbeschränkung nach [23]	13
Fig. 6: Querschnitte der Beispielträger für Fig. 7	15
Fig. 7: Vergleich von Tragfähigkeit (M), erforderlicher Bewehrung (A _s) und Biegesteifigke	iten
im Zustand I und II (B _I , B _{II})	15
Fig. 8: Systemplot vierfeldrige Straßenbrücke	16
Fig. 9: Bewehrungsmengen für herkömmliche Bewehrung B 500	17
Fig. 10: Bewehrungsmengen für hochfeste Bewehrung S 670	18
Fig. 11: Systemplot dreifeldrige Eisenbahnbrücke	18
Fig. 12: Erforderliche Bewehrungsmengen herkömmliche Bewehrung BSt 550	20
Fig. 13: Erforderliche Bewehrungsmengen hochfester Bewehrung S 670	21
Fig. 14: Statisches System des Abfangträgers	22
Fig. 15: Querschnitt des Abfangträgers	23
Fig. 16: Vergleich der Bewehrungsverteilung im Querschnitt	23
Fig. 17: Bewehrungsverteilung (unten) mit B 500	24
Fig. 18: Bewehrungsverteilung (unten) mit S 670	24
Fig. 19: Bewehrungsverteilung (oben) mit B 500	25
Fig. 20: Bewehrungsverteilung (oben) mit S 670	25
Fig. 21: Pull-Out-Versuch mit 2 · Ø Betondeckung und Umschnürung	26
Fig. 22: Versuchsaufbau der Pull-Out-Versuche	31
Fig. 23: Anordnung der Wegaufnehmer in den Pull-Out-Versuchen	32
Fig. 24: typisches Rissbild der Pull-Out-Versuche	33
Fig. 25 Ausrichtung der Rippen des Gewindestabes S 670 (PO-1 und PO-3 links, weitere F	ull-
Out-Versuche rechts)	35
Fig. 26 Einfluss der Rippenausrichtung auf die Verbundfestigkeit (\varnothing 25 mm, S	670,
$f_{cm} \approx 30 \text{ N/mm}^2$	36
Fig. 27: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit (S670, \varnothing 25 mm,	c =
4,5·Ø)	36
Fig. 28: Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Verbundfestigkeit (Ø 25 mm, c =	2 ·Ø ,
$f_{cm} \approx 30 \text{ N/mm}^2$	37
Fig. 29: Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundfestigkeit (S670, f _{cm} ≈ 30 N/mm²)	37



Fig.	30:	Einfluss	der Beto	ondeckung	g auf die '	Verbundfe	stigkeit	(S670, f _{cm} :	≈ 30 N/m	ım²]	38
Fig.	31:	Einflus	s der Um	nschnürur	ngsbeweh	nrung auf	die Verb	oundfestig	keit (S67	'0, Ø 25	mm,
		c = 2•Ø	5 , f _{cm} ≈ 30	N/mm²)							38
Fig.		32:	Verbund	Ispannung	gs-Schlu _l	pfkurven	in	Abhängi	gkeit	von	der
		Umsch	ınürungsl	oewehrun	g						39
Fig.	33:	Abmin	derung	der Verbu	undfestig	keit nach	Euroco	de 2 [1]	in Abhä	ngigkeit	vom
		Stabdu	ırchmess	er							39
Fig.	34: \	Verbund	dfestigkei	t $ au_{0,1}$ in Ab	hängigke	eit der Bet	ondruck	festigkeit.			40
Fig.	35: /	Abständ	de nach M	IC 2010 [2]						41
Fig.	36: \	Verhält	nis der im	Nersuch	erreichte	en Stahlsp	annung	zur Nenns	treckgre	nze	43
Fig.	37 F	Paramet	ter zur Be	schreibu	ng der Ri	ppengeom	netrie				44
Fig.	38 V	erbund/	spannun	gs-Schlup	f-Kurven	für die ur	ntersuch	ten Ripper	ngeometr	rien	46
Fig.	39:	Einflus	ss der Be	etondruck	festigkei	t auf den	Schlupf	bei Erre	ichen de	r maxim	nalen
		Verbur	ndfestigke	eit							48
Fig.	40: `	Vergleid	ch des Ve	rhältnisse	s der Vei	rbundfesti	gkeit zur	Betondru	ckfestigl	keit	49
Fig.	41:	Einfluss	der Beto	ondeckung	g auf den	Schlupf u	nd die V	erbundfes	igkeit		50
Fig.	42:	Einfluss	der Beto	ondeckung	g auf das	Verhältni	s τ/τ_{max}				51
Fig.	43: /	Ansicht	und Schr	nitt Dehnk	örperver	such DK-0) [mm]				53
Fig.	44: '	Versuch	nsaufbau	der Dehn	körperve	rsuche					57
Fig.	45:	Kraft-Z	eit-Diagra	amm Vers	uch DK1	3					58
Fig.	46:	Messte	chnik in d	en Dehnk	örperver	suchen					59
Fig.	47:	Rissbild	l des Deh	nkörpers	DK 13 se	itlich					60
Fig.	48 F	Rissabst	tände mit	zunehme	nder Län	igsstabbel	.astung				61
Fig.	49 F	Rissbild	Dehnkör	per 9 (S 6'	70, Ø 35 i	mm)					61
Fig.	50:	Zusan	nmenhan	g von Ri	ssabstan	d und Ri	ssbreite	bei eine	r Stahls	pannung	von
		300 N/	mm² (link	(s) und 40	0 N/mm²	(rechts)					62
Fig.	51:	Einflus	s der bez	ogenen F	Rippenflä	che auf di	e Rissbr	eite in De	hnkörpe	rn mit (l	inks)
			•		•			n² (Ø 25 r			
		N/mm ²	2)								64
Fig.	52:	Einflus	s der bez	ogenen F	Rippenflä	che auf di	e Rissbr	eite in De	hnkörpe	rn mit (l	inks)
								st (Ø 25 m			
		N/mm ²	²]								64
Fig.	53:	Zusam	menhang	zwische	n Betond	leckung u	nd char	akteristisc	her Riss	breite (l	inks)
								N/mm²			
		f _{cm} ≈ 30) N/mm ²)								65



гıу.	Disasterad (
	Rissabstand ($\sigma_s = 400 \text{ N/mm}^2$, $c=2\cdot\emptyset$, S 670, $f_{cm} \approx 30 \text{ N/mm}^2$)	
Fig.	. 55: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die charakteristische Rissbreite (links)	
	mittleren Rissabstand (rechts) (σ_s = 400 N/mm², Ø 25 mm, c=2·Ø, S 670)	
Fig.	. 56: Einfluss des Bewehrungsgrades auf die charakteristische Rissbreite (links)	
	mittlere Rissbreite (rechts) (σ_s = 400 N/mm², Ø 25 mm, c=2·Ø, S 670,	
	N/mm ²)	
Fig.	. 57 Einfluss des Stabdurchmessers auf den mittleren Rissabstand u	
	charakteristische Rissbreite (σ_s = 400 N/mm², f_{cm} ≈ 30 N/mm², c = 2·Ø, $\rho_{p,eff}$	
Fig.	. 58 Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den mittleren Rissabstand (links)	
	charakteristische Rissbreite (rechts) (σ_s = 400 N/mm², Ø 25 mm, c = 2·Ø	
	2,6%)	
Fig.	. 59 Einfluss des Bewehrungsgrades auf den mittleren Rissabstand (links)	
	charakteristische Rissbreite (rechts) (σ_s = 400 N/mm², Ø 25 mm, c = 2•Ø,	
	N/mm²)	
Fig.	. 60 Einfluss der Betondeckung auf den mittleren Rissabstand (links) (
	charakteristische Rissbreite (rechts) (σ_s = 400 N/mm², Ø 25 mm, $\rho_{p,eff}$ = 2,6	
	30 N/mm²)	
	. 61: Last-Dehnungs-Diagramm für einen zentrischen Stahlbeton-Zugstab	
_	. 62: Last-Dehnungs-Diagramm für einen zentrischen Zugstab aus Stahlbeton [2] .	
_	. 63. Versuchsreihe PO 4 - Anpassungsbereich bis 0.1 mm Schlupf	
_	. 64: Versuchsreihe PO 4 - Anpassungsbereich bis 0.3 mm Schlupf	
	. 65: Versuchsreihe PO 4 - Anpassungsbereich bis 0.5 mm Schlupf	
•	. 66: Auswertung der Pull-Out-Versuche	
	. 67: Verbundgesetze für verschiedene Werte von C und $lpha$	
	. 68: Parameter C in Abhängigkeit von Stabdurchmesser und Betondeckung	
•	. 69: Parameter $lpha$ in Abhängigkeit von Stabdurchmesser und Betondeckung	
	. 70: Parameter C in Abhängigkeit der Betongüte	
	. 71: Parameter $lpha$ in Abhängigkeit der Betongüte	
	. 72: Parameter C in Abhängigkeit der Stahlgüte	
Fig.	. 73: Parameter $lpha$ in Abhängigkeit der Stahlgüte	86
_	. 74: Parameter C in Abhängigkeit der Umschnürungsbewehrung	
	. 75: Parameter $lpha$ in Abhängigkeit der Umschnürungsbewehrung	
Fig.	. 76: Vergleich der Verbundgesetze für f _{cm} = 30 N/mm²	88



Fig.	. 77: Verbundgesetze für Pull-Out-Versuche PO 1 bis PO 8	89
Fig.	78: Verbundgesetze für Pull-Out-Versuche PO 9 bis PO 16	90
Fig.	79: Verbundgesetze für Pull-Out-Versuche PO 17 bis PO 22	91
Fig.	80: Schlupfverlauf	92
Fig.	81: Vergleich der Näherungslösung mit der numerischen Lösung	. 92
Fig.	82: Grenzen der mittleren Verbundspannung ($f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2 \text{ und } c = 1d_s$)	95
Fig.	83: k ₁ in Abhängigkeit der Rissbreite und Betongüte	95
Fig.	84: Ansicht Biegeversuch	. 96
Fig.	85: Betonage der Biegeversuche	97
Fig.	86: Versuchsaufbau der Biegeversuche	98
Fig.	87 Kraft-Zeit-Diagramm Versuch B-2	99
Fig.	88: Übersicht der Messtechnik im Biegeversuch	100
Fig.	89: Anordnung des Rissbleches und der Dehnungsmessstreifen in Balkenmitte	100
Fig.	90: Lage der Dehnungsmessstreifen und Abmessungen des Bleches in der Sollrissst	elle
		101
Fig.	91: Biegeversuch B2 nach dem Versagen	102
Fig.	92: Momenten-Durchbiegungsverlauf der Balkenversuche	103
Fig.	93: Stauchung der Betondruckzone der Biegeversuche	104
Fig.	94: Rissbilder der Balkenversuche bei Gebrauchsspannung	105
Fig.	95: Rissbreite der Sollrissstelle im Vergleich zur mittleren und maximalen Rissbr	eite
	im Versuch B-2	106
Fig.	96 Mittlere Rissbreiten der Biegeversuche	107
Fig.	97 Maximale Rissbreiten der Biegeversuche	107
Fig.	98 95%-Fraktile der Rissbreiten der Biegeversuche	107
Fig.	. 99 Rissabstand über Stahlspannung $\sigma_{\!\scriptscriptstyle S}$ (links) und über die mittlere Rissbreite (rec	hts)
		108
Fig.	100: Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Rissbildung	109
Fig.	101: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Rissbildung	109
Fig.	102: Einfluss der bezogenen Rippenfläche f _R auf die Rissbildung	109
Fig.	103 Einfluss des Bewehrungsgrad auf die Rissbildung (Ø 25 mm, c = 2 \cdot Ø, $f_{\rm cm}$ =	= 30
	N/mm ² , $\sigma_s = 400 \text{ N/mm}^2$)	111
Fig.	. 104 Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Rissbildung (Ø 25 mm, c = 2·Ø, ρ = 4,6%	σ
	= 400 N/mm²)	112
Fig.	105: FE-Modell Pull-Out-Versuch	114
Fia	. 106: Ausnutzung (σ/f _{ck}) am verformten System (10fache Überhöhung)	114



Fig.	107: Hauptspannungen i und II im Beton	115
Fig.	108: Stab-Feder-Modell	116
Fig.	109: Beton- und Stahlspannungen vor Erreichen der Sollrisslast	117
Fig.	110: Beton- und Stahlspannungen nach Erreichen der Sollrisslast	117
Fig.	111: Beton- und Stahlspannungen nach Erreichen der Zugfestigkeit des Dehnkörpers	;117
Fig.	112 Finite-Elemente-Modell der Versuchskörper unter Ausnutzung der Symmetrie	118
Fig.	113 Übersicht der Bewehrung im Finite-Elemente-Modell	118
Fig.	114: Materialparameter für Druck (links) und Zug (rechts)	121
Fig.	115: Rissbild der numerischen Simulation unter Gebrauchslast des Versuchs B-1	122
Fig.	116: Plastische Betondehnung in Abhängigkeit vom Abstand zur Balkenmitte	bei
	Gebrauchslast und im Versagenszustand	123
Fig.	117: Spannungs-Durchbiegungskurve B-1	123
Fig.	118: Rissbilder der numerischen Simulation von Modell B-2 unter Gebrauchs-	und
	Versagenslast und abgeschlossenes Rissbild im Versuch B-2	124
Fig.	119: Plastische Betondehnung in Abhängigkeit vom Abstand zur Balkenmitte	bei
	Gebrauchslast und im Versagenszustand	124
Fig.	120: Spannungs-Durchbiegungskurve B-2	124
Fig.	121: Rissbilder der numerischen Simulation von Modell B-3 und abgeschlosse	nes
	Rissbild vom Versuch B-3	125
Fig.	122: Plastische Betondehnung in Abhängigkeit vom Abstand zur Balkenmitte	bei
	Gebrauchslast und im Versagenszustand	126
Fig.	123: Spannungs-Durchbiegungskurve B-3	126
Fig.	124: Rissbilder der numerischen Simulation von Modell B-4 und abgeschlosse	nes
	Rissbild im Versuch B-4	126
Fig.	125: Plastische Betondehnung in Abhängigkeit vom Abstand zur Balkenmitte	bei
	Gebrauchslast und im Versagenszustand	127
Fig.	126: Spannungs-Durchbiegungskurve B-4	127
Fig.	127: Numerisch ermittelte mittlere Rissbreiten in Abhängigkeit vom Stabdurchme	sser
		129
Fig.	128: Abgeschlossene Rissbilder in Abhängigkeit vom Durchmesser	
	Bewehrungsstäbe	129
Fig.	129: Numerisch ermittelte mittlere Rissbreiten in Abhängigkeit von	
	Betondruckfestigkeit	
Fia	130. Numarisch armittalta Risshraitan in Abhängigkeit vom Rewahrungsgrad	121



Fig.	. 131: Abgeschlossene Rissbilder im Versagenszustand in Abhangigkeit	vom
	Bewehrungsgrad	131
Fig.	. 132: Numerisch ermittelte Rissbreiten in Abhängigkeit von der Betondeckung	132
Fig.	. 133: Balkenmodell in ATENA – hier exemplarisch Balken 1	133
Fig.	. 134: In ATENA verwendete Spannungs-Dehnungskurven der Bewehrung	134
Fig.	. 135: In ATENA verwendete Verbundspannung-Schlupf-Kurve	135
Fig.	. 136: Um den Kriechanteil bereinigte Spannungs-Verformungs-Kurven	136
Fig.	. 137: Last-Verformungskurve der ATENA Modelle der Balken BBR B1 bis B4 im Vergl	eich
	zu den aufbereiteten Versuchsergebnissen – Berechnungsreihe R1	137
Fig.	. 138: Nachrechnung Balkenversuch B1	139
Fig.	. 139: Nachrechnung Balkenversuch B2	140
Fig.	. 140: Nachrechnung Balkenversuch B3	141
Fig.	. 141: Nachrechnung Balkenversuch B4	142
Fig.	. 142: Last-Verformungskurve der ATENA Berechnungsreihen R1 und R2 im Vergleich	143
Fig.	. 143: Last-Verformungskurve der Versuchsergebnisse im Vergleich mit	den
	Berechnungsreihen R1 bis R3	144
Fig.	. 144: Auswertung der Stahlspannungen der Biegebewehrung von Balken 1 über	die
	gesamte abgebildete Balkenlänge (330 Elemente)	145
Fig.	. 145: Arbeitslinien für hochfeste Bewehrung	147
Fig.	. 146: Grenzen der Dehnungsverteilung im ULS [1]	148
Fig.	. 147: 3.1-Werkszeugnis herkömmliche Bewehrung B 500	159
Fig.	. 148: 3.1-Werkszeugnis höherfeste Bewehrung S 600	160
Fig.	. 149: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø18, Pull-Outversuche)	161
Fig.	. 150: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø25, Pull-Outversuche)	162
Fig.	. 151: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø35, Pull-Outversuche)	163
Fig.	. 152: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø18, Dehnkörperversuche)	164
Fig.	. 153: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø22, Dehnkörperversuche)	165
Fig.	. 154: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø25, Dehnkörperversuche)	166
Fig.	. 155: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø35, Dehnkörperversuche)	167
Fig.	. 156: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø25, Balkenversuche)	168
Fig.	. 157: PO-1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	169
Fig.	. 158: P0-2 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	169
Fig.	. 159: PO-3 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	170
Fig.	. 160: P0-4 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	170
Fig.	. 161: P0-5 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	171

Hochfeste Bewehrung im Stahlbetonbau



Fig. 162: PO-6 Verbundspannungs-Schlupt-Beziehung:	171
Fig. 163: P0-7 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	172
Fig. 164: P0-8 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	172
Fig. 165: P0-9 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	173
Fig. 166: PO-10 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	173
Fig. 167: PO-11 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	174
Fig. 168: P0-12 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	174
Fig. 169: PO-13 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	175
Fig. 170: P0-14 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	175
Fig. 171: P0-15 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	176
Fig. 172: P0-16 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	176
Fig. 173: P0-17 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	177
Fig. 174: P0-18 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	177
Fig. 175: PO-19 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	
Fig. 176: P0-20 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	178
Fig. 177: PO-21 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	179
Fig. 178: PO-22 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:	179



Tabellenverzeichnis Tab. 14: Ergebnisübersicht der Pull-Out-Versuche ohne Einfluss der Betondruckfestigkeit 33 Tab. 15: Ergebnisübersicht der Pull-Out-Versuche bezogen auf die Zylinderdruckfestigkeit 34 17: Vergleich der experimentell ermittelten Verbundspannungen mit den Tab. 33: Vergleich der Parameter für PO 4 bei unterschiedlichen Auswertungsbereichen ... 79

Hochfeste Bewehrung im Stahlbetonbau



Tab. 34: Ubersicht der Parameter der Pull-Out-Versuche	81
Tab. 35: Gruppierung der Pull-Out-Versuche	83
Tab. 36: Übersicht der durchgeführten Biegeversuche	96
Tab. 37: Betonrezepturen der Biegeversuche	97
Tab. 38: Frischbetoneigenschaften der Biegeversuche	98
Tab. 39: Festbetoneigenschaften der Biegeversuche	98
Tab. 40: Prüfgeschwindigkeit der Biegeversuche	99
Tab. 41: Übersicht der Versuchsergebnisse der Biegeversuche	102
Tab. 42: Übersicht der Rissbreiten in den Biegeversuchen	106
Tab. 43 Vergleich der Rissbreiten und –abstände nach [1] mit den Versuchsergebnisser	า 110
Tab. 44 Vergleich der Rissbreiten und -abstände nach [1] mit den Versuchsergeb	nissen
(unter Berücksichtigung der ermittelten Werte $E_{\sf cm}$ und $f_{\sf ctm}$)	110
Tab. 45: Materialmodelle für die verwendeten Bewehrungsstähle	120
Tab. 46: Numerisch ermittelte Rissbreiten von Modell B1 in [mm]	122
Tab. 47: Numerisch ermittelte Rissbreiten von Modell B-2 [mm]	124
Tab. 48: Numerisch ermittelte Rissbreiten von Modell B-3 [mm]	125
Tab. 49: Numerisch ermittelte Rissbreiten von Modell B-4 [mm]	127
Tab. 50: Übersicht der im Rahmen der Parameteranalyse erstellten Modelle	128
Tab. 51: Balken 1 – Berechnungsreihe R1 - Übersicht	139
Tab. 52: Balken 2 – Berechnungsreihe R1 - Übersicht	140
Tab. 53:Balken 3 – Berechnungsreihe R1 - Übersicht	141
Tab. 54: Balken 4 – Berechnungsreihe R1 - Übersicht	142
Tab. 55: Balken 1 – Berechnungsreihe R2 - Übersicht	143
Tab. 56: Vergleich der numerischen ($w_{m,num}$) und der experimentellen ($w_{m,exp}$.) Rissbreit	en 145
Tab. 57: Eigenschaften von hochfester Bewehrung	146
Tab. 58: Eigenschaften von hochfester Bewehrung	147
Tab. 59: k ₁ in Abhängigkeit von w _k	150
Tab. 60: Grenzdurchmesser bei Betonstählen zur Begrenzung der Rissbreite	151
Tab. 61: Indirekte Begrenzung der Durchbiegung	152



1 Allgemein

Seit mehr als 20 Jahren wird in Deutschland ausschließlich Betonstahl mit einer Streckgrenze von f_{yk} = 500 N/mm² verwendet. In Österreich gab es in den 1960-er Jahren einen Stahl mit f_{yk} = 600 N/mm², der allerdings nicht mit dem heutigen Rippenstahl vergleichbar ist [4]. In Deutschland wurde im Atomkraftwerksbau ein Betonstahl mit einer Streckgrenze von f_{yk} = 1100 N/mm² verwendet, der in der üblichen Bemessungssituation wie ein Stahl B 500 angesetzt wurde und lediglich bei der Bemessung von Havarielastfällen voll ausgenutzt wurde [4]. In den USA (MMFX) und der Schweiz (TOP 700) werden zwar hochfeste Stähle erzeugt, jedoch liegen lediglich wenig Produktinformationen vor. Im Übrigen internationalen Umfeld wird Bewehrungsstahl üblicherweise bis zu einer Festigkeit von 550 N/mm² eingesetzt. Hochfeste Bewehrungsstähle mit Festigkeiten über 600 N/mm² stellen somit "Neuland" dar und sind weder von den gültigen Normen noch durch den Stand der Forschung abgedeckt.

Eine Alternative zu hochfester Bewehrung könnten Spannstähle (Litzen oder Drähte) sein. Allerdings weisen diese aufgrund der geringen bezogenen Rippenfläche - bzw. wegen der fehlenden Profilierung - ein unzureichendes Verbundverhalten auf. Zusätzlich sind Spannstähle korrosionsempfindlich und dies würde eine Verschärfung der Rissbreitenbegrenzung erfordern. Eine weitere Möglichkeit stellen nichtmetallische, hochfeste Materialien wie Glas- oder Kohlefasern dar. Diese besitzen ebenfalls geringe Verbundfestigkeiten und sind derzeit erheblich teurer als Beton- und Spannstähle. Daher werden nichtmetallische Bewehrungen nur in Sonderfällen angewendet.

Bisher wurde die hochfeste Bewehrung S 670 in Druckgliedern (z.B. hochbelasteten Stützen) eingesetzt. Anwendungsbeispiele sind unter anderem der Opernturm (Frankfurt), die Tanzenden Türme (Hamburg), das neue World Trade Center (New York) bzw. der 432-Park-Avenue-Turm (New York). Mit diesen Projekten konnten die Anwendbarkeit sowie die technischen und wirtschaftlichen Vorteile der hochfesten Bewehrung für vorwiegend druckbeanspruchte Bauteile aufgezeigt werden. (siehe unter anderem [13], [33])

Weitere Arbeiten zum Einsatz von hochfesten Stählen fanden im Anwendungsbereich Geotechnik statt. So wurde z.B. der hochfeste Stahl S 670 europäisch für den Einsatz in Mikropfählen bzw. vorgespannten Ankern bauaufsichtlich zugelassen [6]. Die Auswertung der Mitteilungsblätter der Arbeitsgemeinschaft für Bauforschung und eine Recherche in den Bauforschungsdatenbanken des IRB ergab, dass grundlegende Untersuchungen zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit hochfester Bewehrung nicht vorliegen (siehe auch Kapitel 3.2).



1.1 Motivation

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes werden die Möglichkeiten zur Einsparung von Betonstahlbewehrung durch den Einsatz von hochfesten Bewehrungsstählen (S 600 - S700) in Biegebauteilen erforscht. Die Anwendung von hochfesten Bewehrungsstählen, die eine um bis zu 1/3 höhere Streckgrenze aufweisen, ermöglicht schlankere Bauteile und damit eine ressourceneffizientere Bauweise sowie bessere Betonierbarkeit durch geringere Bewehrungskonzentration.

Das Forschungsvorhaben ermittelt und bewertet die Einsatzbereiche hochfester Bewehrung und schafft durch experimentelle und theoretische Untersuchungen die wissenschaftliche Basis für die baupraktische Anwendung. Weiterhin ist es Ziel, Bemessungstools bzw. Bemessungshilfen für die Anwendung in der Praxis zu erstellen, soweit die Bemessung nicht von bestehenden Programmen abgedeckt ist.

Eine wesentliche Fragestellung des Forschungsprojektes ist die Ermittlung des Verbundverhaltens von hochfester Bewehrung, der Vergleich mit herkömmlicher Bewehrung und Bewehrung mit hoher bezogener Rippenfläche sowie darauf aufbauend die Ableitung von Kennwerten zum Nachweis der Rissbreitenbeschränkung. Nach Eurocode 2 sind zum Nachweis der Rissbreitenbeschränkung grundsätzlich eine direkte Berechnung der Rissbreite oder eine indirekte Beschränkung über die Anwendung von Tabellenwerten und Konstruktionsregeln möglich. Es wird daher untersucht, ob durch Anpassung von Parametern auch Bauteile mit hochfester Bewehrung basierend auf diesen Grundlagen bemessen werden können.

Die überwiegende Zahl der Untersuchungen zur Herleitung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln wurde für Betonstahl B 420S in den 1970-er und 1980-er Jahren von Rehm und Eligehausen ([7], [8]) durchgeführt. Für die Ermittlung der Rissbreiten und Rissabstände liegen verschiedene Theorien auf empirischer, halbempirischer oder mechanisch-theoretischer Grundlage vor, die zur Beschreibung der Beobachtungen herangezogen werden können. Einen Überblick dieser Theorien gibt Kapitel 6.1 bzw. die Literatur (z.B. [9]).

Zur vertieften Analyse des Verbundverhaltens der hochfesten Stähle sind FE-Berechnungen vorgesehen. Nach Abbildung der Versuche und Kalibrierung der Verbundgesetze sollen numerische Parameterstudien durchgeführt werden, um die Ergebnisse des Forschungsvorhabens auf andere Randbedingungen als in den Versuchen zu übertragen.



1.2 Kurzbeschreibung des Großprojekts

Mögliche Anwendungsgebiete bzw. -konstruktionen für hochfeste Bewehrung sind: Stützen, Fundamente, Schlitzwände, Balken (Träger), Rahmen in Gebäuden in Verbund mit Normalbeton und gegebenenfalls mit höherfestem Beton.

Die erforderliche Bewehrungsstahlmenge eines Bauteils wird durch verschiedene zu erfüllende Nachweise bestimmt:

- Nachweis auf Biegung, Normalkraft bzw. Querkraft
- Robustheitsnachweis bzw. Mindestbewehrung
- Durchstanznachweis
- Nachweis der Durchbiegung
- Nachweis der Rissbreite
- Nachweise zu außergewöhnlichen Lastfälle, Schwingungsanfälligkeit, ...

Die Arbeiten sind eingebettet in die Zielsetzung der Ausnutzung der höheren Materialqualitäten des höherfesten Stahls in der Bauwirtschaft zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit, Qualität und Nachhaltigkeit. Das Ziel des Großprojektes ist eine umfangreiche Forschung für alle oben genannten Anwendungsgebiete und Nachweise.

Die rechnerischen Modelle für diese Nachweise sind für die geltenden Normen (z.B. Eurocode 2 [1]) auf Basis von herkömmlichem Bewehrungsstahl (B 500 – B 600) und kleinen Durchmessern ($d_s \leftarrow 32$ mm) ermittelt worden.

Die hochfeste Bewehrung unterscheidet sich nicht nur in der Güte, sondern weist eine höhere bezogene Rippenfläche (für B 500: $f_r \rightarrow 0.035$ gem. Eurocode 2, Anhang C, für S 670: $f_r \rightarrow 0.075$) auf. Dadurch verändern sich die Parameter, die den oben genannten Modellen zugrunde liegen.

Für die hochfeste Bewehrung liegen kaum Versuchsergebnisse vor [35]. Somit sind die Grundlagen für die Bemessung zu erforschen und zu erarbeiten. Dazu zählen Versuche, Berechnungen und Erstellung neuer, praktikabler Bemessungsverfahren. Die Bemessung für ausgewählte Anwendungsfälle soll rechnerisch optimiert und im Versuchsmaßstab verifiziert werden.



1.3 Ziel und Vorgehensweise

Das Ziel dieses Forschungsvorhabens ist die Beschreibung und Modellierung des Tragverhaltens von Biegebauteilen mit hochfester Bewehrung.

Dabei sind folgende Fragen zu beantworten:

- Welche Verbundeigenschaften (Verbundspannung-Schlupf-Beziehung) weist hochfester Stahl mit einer größeren bezogenen Rippenfläche im Vergleich zu herkömmlicher Bewehrung B 500 auf?
- Welche Betondeckungen sind erforderlich, um die Verbundkräfte einzuleiten und eine Sprengrissbildung zu vermeiden?
- Wie lassen sich die Berechnungsansätze zur Rissbreitenbeschränkung für eine Bewehrung mit größerer bezogener Rippenfläche und höherer Stahlspannungen anpassen?
- Erreichen mit hochfesten Betonstählen bewehrte Stahlbetonbauteile eine vergleichbare Rotationsfähigkeit wie solche mit üblichen Betonstählen? Ergeben sich hieraus Auswirkungen auf die Duktilität der Bauteile und dürfen die Verfahren zur Momentenumlagerung uneingeschränkt angewendet werden?

Durch die höhere Stahlgüte kann die Stahlfläche zur Erreichung der gleichen Tragfähigkeit im Vergleich zu herkömmlicher Bewehrung reduziert werden. Durch die geringere Stahlfläche erhöht sich bei gleichem Lastniveau die Stahlspannung, was zu einer Veränderung des Durchbiegungsverhaltens und der zu erwartenden Rissbreite führt. Die in den Normen angegebenen Berechnungsmethoden sind somit nicht in Frage zu stellen und müssen gegebenenfalls angepasst werden.

Hochfeste Bewehrung weist eine höhere bezogene Rippenfläche auf. Dadurch wird eine höhere Verbundspannung aktiviert. Dies müsste zu

- geringeren Verankerungslängen,
- geringeren Rissbreiten,
- höherer Verbundbeanspruchung sowie
- höherer Sprengrissbildung

führen. Hierfür sind ebenfalls die Berechnungsgrundlagen zu überprüfen und anzupassen.



Das Ziel des Forschungsvorhabens soll mit folgender Vorgangsweise erreicht werden:

- Eine höhere bezogene Rippenfläche führt zu höheren Verbundspannungen. Zur Ermittlung eines Verbundgesetzes werden Verbundversuche durchgeführt. Aus den Ergebnissen der Verbundversuche wird ein Verbundgesetz (Verbundspannung-Schlupf-Beziehung) entwickelt.
- Dieses dient als Grundlage für die Anpassung der Berechnungsformeln für die mittlere Rissbreite. Zur Kalibrierung der Formeln werden Dehnkörperversuche durchgeführt. Dabei wird auch das Sprengverhalten zufolge der höheren Verbundspannungen untersucht.
- Zur Verifizierung und Kalibrierung der FE-Berechnung an Balken werden Bauteilversuche durchgeführt. Auf Basis dieser Ergebnisse werden die Berechnungsmodelle angepasst und ein Bemessungskonzept für Biegebauteile mit hochfester Bewehrung erstellt.

Zunächst wird auf Grundlage von vorhandenen Bemessungsmethoden die Anwendbarkeit und Wirtschaftlichkeit von hochfester Bewehrung in Biegebauteilen untersucht. Dazu werden drei Beispiele bemessen und das Einsparungspotential durch den Einsatz von hochfester Bewehrung aufgezeigt. (siehe Kapitel 3.3)

Durch die im Vergleich zu herkömmlichem Betonstahl größere bezogene Rippenfläche sowie die höheren Stahl- und Verbundspannungen ist eine grundlegende Untersuchung der Verbundeigenschaften des hochfesten Betonstahls erforderlich. Anhand von Pull-Out-Versuchen mit Variation der Betondeckung, des Stabdurchmessers, der Querbewehrung, der Betondruckfestigkeit werden experimentelle Verbundspannung-Schlupf-Beziehungen bestimmt. Auf Grund der besonderen Rippengeometrie des Stahls S 670 wird auch die Lage der Rippen untersucht. Dabei soll ein möglicher Einfluss identifiziert werden und für die weiteren Versuche wird die kritischste Lage der Rippen herangezogen. (siehe Kapitel 4)

Ausgehend von den experimentellen Verbundspannung-Schlupf-Beziehungen werden anschließend die bestehenden Formeln zur Berechnung der Rissbreite und des Rissabstandes überarbeitet. Dabei gilt es, den Einfluss der oben genannten Parameter zu untersuchen und gegebenenfalls in ein allgemeines Verbundgesetz überzuführen. (siehe Kapitel 6)

Die ermittelte Rissbreitenberechnung soll im nächsten Schritt anhand von Dehnkörperversuchen verifiziert und ggf. weiter angepasst werden. Weiterhin dienen die Dehnkörperversuche zur Bestimmung eines Mindestwertes der Betondeckung zur Vermeidung einer Sprengrissbildung bei der Verbundfestigkeit der hochfesten Bewehrung. (siehe Kapitel 5)



Zur Übertragung der gewonnenen Erkenntnisse zum Rissverhalten auf biegebeanspruchte Bauteile sind Balkenversuche vorgesehen. Neben der Überprüfung des modifizierten Rissbreitenansatzes sollen die Einflüsse des geänderten Verbundverhaltens und des höheren Spannungsniveaus auf die Durchbiegungen im Gebrauchszustand und die Plastizität im Grenzzustand der Tragfähigkeit untersucht werden. (siehe Kapitel 7)

Trotz des umfangreichen Versuchsprogramms wird durch die experimentellen Untersuchungen nur ein Teil der möglichen Anwendungsfälle in der Praxis abgedeckt. Um die Untersuchungsergebnisse auf Bauteile mit anderen Abmessungen oder Bewehrungsgraden als in den Versuchen übertragen zu können, sind weiterführende numerische Untersuchungen vorgesehen. Mit Hilfe von FE-Modellen werden dabei die Versuche nachgerechnet. Dabei wird im ersten Schritt das in Kapitel 6 ermittelte Verbundgesetz zur Nachrechnung der Balkenversuche herangezogen. Nach erfolgreicher Abbildung der Versuche ist die Extrapolation der Ergebnisse auf ausgewählte Bauteile vorgesehen. (siehe Kapitel 8)

Als Abschluss werden aus den vorhandenen Ergebnissen Bemessungsempfehlungen zusammengefasst und konstruktive Regeln abgeleitet. (siehe Kapitel 9)



Verwendete Bewehrungsgüten im Forschungsprojekt

Für das Forschungsvorhaben werden drei verschiedene Bewehrungsgüten verwendet:

- B 500 (Feralpi Stahl)
- S 600 (celsa nordic)
- S 670 (Stahlwerk Annahütte, Hammerau, Deutschland)

Das Hauptaugenmerk liegt dabei auf der hochfesten Bewehrung S 670. Die zwei anderen Güten dienen als Referenz. Beide entsprechen den Anforderungen nach Eurocode 2 [1].

Die herkömmliche Bewehrung B 500 dient als Vergleich zu vielen Versuchen aus der Literatur. Dafür ist eine große Ergebnisdatenbasis vorhanden und die im Rahmen des Forschungsprojekts durchgeführten Versuche können damit validiert werden. Die Vergleichbarkeit zwischen B 500 und S 670 ist nicht direkt gegeben, sodass sich die Versuchsergebnisse deutlich unterscheiden müssten.

S 600 weist eine sehr hohe bezogene Rippenfläche auf und dient somit als Referenz über den Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Verbund- und Risseigenschaften. Die Rippengeometrie entspricht grundsätzlich der des B 500, die bezogene Rippenfläche jedoch der des S 670. Somit sind zwei Vergleichsebenen möglich, womit Rückschlüsse sowohl über den Einfluss der Rippengeometrie als auch der bezogenen Rippenfläche gezogen werden können.

Die tatsächlichen bezogenen Rippenflächen der drei verwendeten Stähle wurden am Institut für Bauforschung (ibac) der RWTH nach DIN 488 [39] ermittelt. Die Mittelwerte der bezogenen Rippenflächen aus mehreren Rippenmessungen enthält die Tab. 1.

Ctablasita	Bezogene Rippenfläche f _R		
Stahlgüte	Nennwerte	Ist-Werte	
B 500	≥ 0.056	0,075	
S 600	≥ 0.056	0,129	
S 670	≥ 0.075	0,142	

Tab. 1: Bezogene Rippenflächen fr

2.1 Definition "hochfeste Bewehrung"

Eine zum Thema "hochfeste Bewehrung" durchgeführte Literaturrecherche hat zahlreiche Literaturquellen gefunden. Diese Ergebnisse sind differenziert zu betrachten, da es keine allgemein gültige Definition des Begriffs "hochfeste Bewehrung" gibt.

So bezeichnen Falkner et al. [13] einen Stahl mit einer Fließgrenze von f_{yk} = 670 N/mm² und einer Bruchfestigkeit von f_{uk} = 800 N/mm² als hochfeste Bewehrung. Bei Zebe [14] liegen die Festigkeiten sogar bei f_{yk} = 750 N/mm² und f_{uk} = 1200 N/mm², bei Tilly [15] jedoch nur bei f_{yk} = 460 N/mm².



Auf Grund der fehlenden Definition in der Literatur wird hier folgende Einteilung entsprechend Fig. 1 festgelegt:

Herkömmliche Bewehrung: $f_{yk} \le 550 \text{ N/mm}^2$

Höherfeste Bewehrung: $550 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} \le 650 \text{ N/mm}^2$ Hochfeste Bewehrung: $650 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} < 835 \text{ N/mm}^2$

Spannstahl: $f_{yk} > 835 \text{ N/mm}^2$

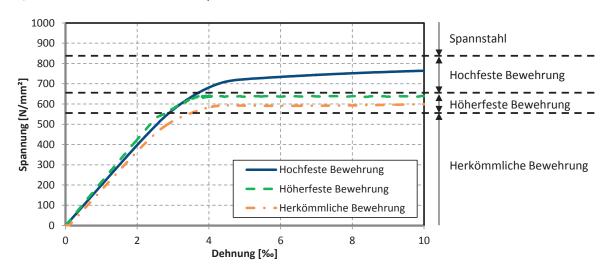


Fig. 1: Begriffsdefinition hochfeste Bewehrung

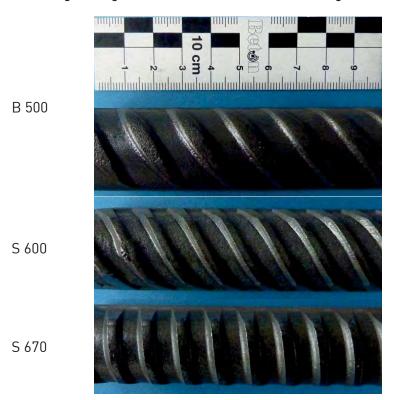


Fig. 2: Verwendete Stahlgüten und deren Rippengeometrien



2.2 Herkömmliche Bewehrung B 500

Die herkömmliche Bewehrung B 500 wurde von einem Biegebetrieb (Kerschgens) bezogen. Die normativen und experimentellen mechanischen und geometrischen Eigenschaften sind Tab. 2 zu entnehmen.

Bezeichnung	Einheit	Normativ	Experimentell
Fließgrenze	N/mm²	> 500	556
Bruchfestigkeit	N/mm²	1.08 • 500	664
Dehnung bei Höchstlast	%	> 5.0	
Bruchdehnung	%		10
Bezogene Rippenfläche	-	→0.056	0.075

Tab. 2: Mechanische Eigenschaften der herkömmlichen Bewehrung

2.3 Höherfeste Bewehrung S 600

Die als Referenz eingesetzte höherfeste Bewehrung ist ein Bewehrungsstahl aus Schweden. Sowohl das in Kapitel 12.1 dargestellte Werkszeugnis als auch die ermittelten Arbeitslinien zeigen die tatsächlichen Materialkennwerte. Es wurden in zwei Versuchen (V1 und V2) jeweils die Spannungs-Dehnungs- und die Spannungs-Verlängerungslinie aufgezeichnet (siehe Fig. 3). Diese zwei Versuche zeigen eine sehr geringe Streuung der Arbeitslinien. Die Eigenschaften sind in Tab. 3 zusammengefasst.

Bezeichnung	Einheit	Normativ	Experimentell
Fließgrenze	N/mm²	→600	635
Bruchfestigkeit	N/mm²	→ 648	730
Dehnung bei Höchstlast	%	→ 5.0	11.9
Bezogene Rippenfläche	-	→0.056	0.138

Tab. 3: Mechanische Eigenschaften der höherfesten Bewehrung

Die Arbeitslinien zeigen zwar eine geringe Abweichung vom ideal elastischen Verhalten über einer Spannung von ca. 550 N/mm², trotzdem weist der Stahl eine ausgeprägte Streckgrenze auf. Die höhere Spannung beeinträchtigt nicht die Duktilität. Mit einer Gleichmaßdehnung von 11.9% wäre sogar Anforderung der Duktilitätsklasse C ($\epsilon_{uk} \rightarrow 7.5\%$) erfüllt.



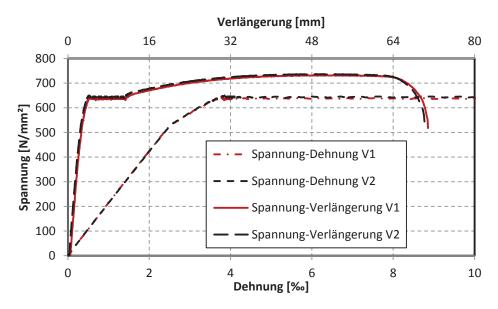


Fig. 3: Arbeitslinien der höherfesten Bewehrung

2.4 Hochfeste Bewehrung S 670

Die hauptsächlich im Forschungsprojekt zu untersuchende Bewehrung ist die Stahlgüte S 670. Diese unterscheidet sich zwar in den Festigkeitseigenschaften von herkömmlicher und höherfester Bewehrung, weist aber ansonsten ähnliche bis gleiche Eigenschaften auf. S 670 ist ebenfalls

- schweißbar,
- biegbar und hat eine
- geringe Spannungsrisskorrosionsempfindlichkeit.

Die mechanischen Eigenschaften sind in Tab. 4 zusammengefasst. Detaillierte Ergebnisse sind Kapitel 12.1 zu entnehmen.

Bezeichnung	Einheit	Normativ	Experimentell
Fließgrenze	N/mm²	<i>→</i> 670	750
Bruchfestigkeit	N/mm²	→800	860
Dehnung bei Höchstlast	%	> 5.0	7.1
Bezogene Rippenfläche	-	→0.075	0.142

Tab. 4: Mechanische Eigenschaften der hochfesten Bewehrung

Die in Fig. 4 dargestellten Arbeitslinien stellen einen Auszug der im Rahmen des Forschungsprojektes durchgeführten Zugversuche mit Feindehnung dar. Man sieht, dass die Streuung sehr gering ist und man somit mit hinreichender Genauigkeit eine Mittelwertlinie für die theoretischen Berechnungen heranziehen kann.



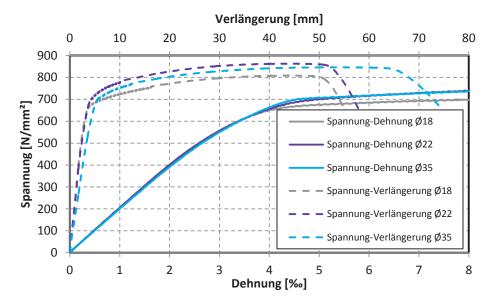


Fig. 4: Arbeitslinien der hochfesten Bewehrung

Für das Forschungsprojekt wurden verschiedene Chargen verwendet. Die eingesetzten Chargen sind in Tab. 5 aufgelistet.

Charge	Durchmesser	Durchgeführte Versuche	
430896	18		
430899	25	Pull-Out	
327322	35		
730949	18		
568317	22	Dobakäraar	
568332	25	Dehnkörper	
327322	35		
568326	25	Balken	

Tab. 5: Verwendete Chargen der hochfesten Bewehrung



3 Anwendungsgebiete hochfester Bewehrung

3.1 Allgemeines

Wie in Kapitel 2 beschrieben, weist hochfeste Bewehrung abgesehen von der Streckgrenze und Bruchfestigkeit ähnliche mechanische Eigenschaften wie herkömmliche Bewehrung auf. Auch der E-Modul ist gleich und liegt bei $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$.

Durch die höhere Festigkeit bei gleichem E-Modul ist auch die zu erwartende Dehnung höher.

Eigenschaft		Herkömmliche Bewehrung	Hochfeste Bewehrung
Charakteristische Streckgrenze	f _{yk} [N/mm²]	500	670
Bemessungswert der Streckgrenze	f _{yd} [N/mm²]	435	582
Dehnung beim Erreichen des Bemessungswerts der Streckgrenze	ε _{yd} [‰]	2.17	2.91

Tab. 6: Vergleich der bemessungsrelevanten Eigenschaften

Damit schränkt sich die Anwendung von hochfester Bewehrung auf jene Bauteile bzw. Bauwerke ein, bei denen nicht die Durchbiegung der maßgebende Bemessungslastfall ist.

3.2 In der Literatur beschriebene Anwendungen

Die Literaturrecherche zum vorliegenden Forschungsthema zeigte auf, dass es keine allgemein gültige Definition von "hochfester Bewehrung" gibt. Deshalb wurde in Kapitel 2.1 eine Abgrenzung gewählt.

Auf jene Literatur, die auf Bewehrungsgüten eingehen, die nicht unter die in diesem Forschungsprojekt verwendete Definition von "hochfester Bewehrung" fallen, wird hier nicht näher eingegangen.

3.2.1 Anwendung in Stützen

Die meisten Forschungsergebnisse und auch Anwendungsbeschreibungen beziehen sich auf den Einsatz von hochfester Bewehrung in Stützen. Bereits vor den "HH-Stützen" (siehe unter anderem [14]) und dem "neuen Bewehrungssystem" (siehe [13]) wurden von Leonhardt [17] Stähle mit einer Streckgrenze von 900 N/mm² als Stützenbewehrung eingesetzt.

Neben den theoretischen Überlegungen in [13] wurden für die hochfeste Bewehrung auch Zustimmungen im Einzelfall für den "Opernturm" in Frankfurt und die "Tanzenden Türme" in Hamburg erwirkt und die Bewehrung damit baupraktisch erprobt.



Die Anwendung in Druckgliedern unterscheidet sich wesentlich von der Anwendung in Biegebauteilen. Bei Druckgliedern

- ist kein Rissbreitennachweis erforderlich.
- ist eine Durchbiegungsbeschränkung nicht notwendig.
- ist die Betonstauchung zwischen ϵ_c = 2.00 ‰ (zentrischer Druck) und ϵ_c = 3.50 ‰ (Biegedruck) begrenzt bzw. zu begrenzen und damit der Stahl ohne weitere Nachweise nicht voll ausnutzbar.

Da die Gebrauchstauglichkeitsnachweise (SLS-Nachweise) nicht maßgebend sind, ist für diese Anwendungen eine Anpassung der Rissbreiten- und Durchbiegungsberechnung nicht notwendig. Der einzige Punkt, der einer genaueren Untersuchung bedarf, ist die Beschränkung der zentrischen Druckspannung. Ein möglicher Ansatz wurde in [13] erarbeitet. Weitere Möglichkeiten werden in [16] und [18] aufgezeigt. Diese theoretischen und empirischen Ergebnisse bewirkten die Erteilung einer Europäisch-Technischen Zulassung zum Einsatz von hochfester Bewehrung in Stützen [18].

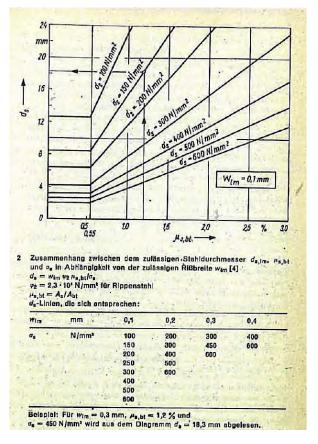


Fig. 5: Rissbreitenbeschränkung nach [23]



3.2.2 Andere Anwendungen

Weitere Anwendungsmöglichkeiten von höherfesten Bewehrungsstählen zeigt [23]. Dabei werden die theoretische Anwendungsmöglichkeit diskutiert und die technischen Grenzen aufgezeigt. Weiterhin werden nur Stähle bis zu einer Stahlgüte S 600 berücksichtigt.

In [23] wird die Anwendung von höherfesten Stählen in Balken, Platten und Zuggliedern beschrieben: "Die gezielte Anwendung hochfester Rippenstähle mit hohen Verbundeigenschaften ist die wesentliche Voraussetzung für die Erhöhung der Tragfähigkeit zug- und biegebeanspruchter Bauteile, in geringem Umfang auch für Druckglieder."

Es werden bereits in [23] die Gebrauchstauglichkeitsprobleme (Rissbreitenbegrenzung und Durchbiegung) angesprochen (siehe z.B. Fig. 5). Ein konkreter Anwendungsfall wird nicht beschrieben.

Ein weiteres Anwendungsgebiet ist der Einsatz von hochfester Bewehrung zur Aufnahme der außergewöhnlichen Belastungskombination. Dabei wird der Stahl für die gewöhnlichen Kombinationen (ULS und SLS) rechnerisch wie herkömmliche Bewehrung angesetzt. Lediglich für außergewöhnliche Lastfälle (z.B. Flugzeugabsturz bei Kernkraftwerken) wird die hohe Festigkeit ausgenutzt. (siehe auch [35])

3.3 Theoretische Anwendungsgebiete

Aus den mechanischen Rahmenbedingungen "höhere Festigkeit bei gleichem E-Modul" können folgende Rahmenbedingungen abgeleitet werden:

- Für die gleiche Kraftübertragung wird eine geringere Querschnittsfläche benötigt und damit Bewehrungskonzentrationen reduziert.
- Bei gleicher Laststufe ist durch die geringere Querschnittsfläche eine höhere Dehnung erforderlich.
- Durch die Querschnittsreduzierung nimmt die Steifigkeit ab.
- Die geringere Steifigkeit verschärft die Durchbiegungsproblematik. Dies kann nicht durch eine optimierte Rippengeometrie bzw. einem besseren Verbundverhalten entschärft werden.
- Eine höhere Dehnung bedeutet auch eine größere Rissbreite oder eine größere Rissanzahl. Dies ist von den Verbundeigenschaften abhängig.



Daraus ergeben sich folgende Anforderungen an mögliche Anwendungsgebiete:

- Durchbiegungsbeschränkung kein maßgebender Bemessungslastfall
- Rissbreitenbeschränkung nicht kritisch
- Hohe Bewehrungsdichte zufolge Tragfähigkeitsanforderungen
- Hohe Bewehrungskonzentrationen bei der Verwendung von normalfester Bewehrung
- Ausreichende Dehnung der Bewehrung zur vollen Ausnutzung der hohen Festigkeit

Es ist offensichtlich, dass einige Bauteile (wie z.B. klassische Hochbauplatten) als Anwendungsgebiete ausfallen. Insbesondere wenn die erforderliche Bewehrung durch die Durchbiegungsbeschränkung definiert wird. In Fig. 7 werden die Tragfähigkeit, die erforderliche Bewehrung sowie die Biegesteifigkeiten eines Balkens (siehe Fig. 6) verglichen.

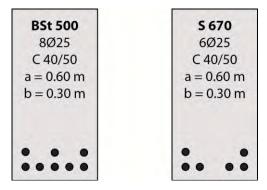


Fig. 6: Querschnitte der Beispielträger für Fig. 7

Dabei sieht man, dass beim Einsatz von hochfester Bewehrung bei gleicher Tragfähigkeit die erforderliche Bewehrungsfläche um 25% sinkt. Die Biegesteifigkeiten sinken um 4% (Zustand I) bzw. 17% (Zustand II).

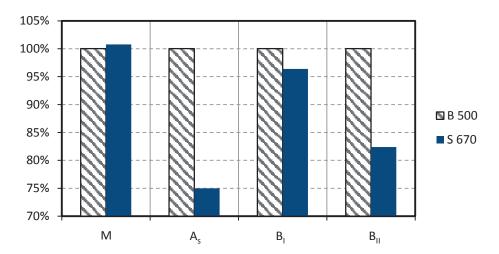


Fig. 7: Vergleich von Tragfähigkeit (M), erforderlicher Bewehrung (A_s) und Biegesteifigkeiten im Zustand I und II (B_I , B_{II})



Damit ist die Reduktion der Biegesteifigkeit geringer, als die der Querschnittsfläche. Es zeigt sich jedoch, dass bei gleicher Tragfähigkeit, die Durchbiegung um bis zu 17% höher liegen kann.

Mit diesen Rahmenbedingungen lassen sich wiederum folgende Anwendungsgebiete abgrenzen:

- Vorgespannte Systeme (dabei wird mittels Vorspannung die Durchbiegung begrenzt und die hochfeste Bewehrung hilft Bewehrungskonzentrationen zu reduzieren)
- Brückenbauwerke mit geringer Schlankheit (bei hohen Verkehrslasten werden die Gebrauchstauglichkeitsnachweise nicht maßgebend; maßgebende sind die Tragfähigkeitsnachweise)
- Fundamente (z.B. für Windkrafttürme, wo geringe ständige Lasten, aber hohe ULS-Bemessungslasten auftreten)
- Alle anderen Bauwerke und -teile, bei denen die SLS-Nachweise für die Auslegung der Bewehrung nicht maßgebend sind.

3.4 Praktische Anwendungsgebiete

Zur Ermittlung der Einsatzgebiete und der Einsatzmöglichkeiten von praxisüblichen Softwarepaketen wurden Vergleichsberechnungen von Bauwerken mit herkömmlicher und hochfester Bewehrung durchgeführt.

3.4.1 Vierfeldrige Straßenbrücke

Das erste Vergleichsobjekt ist eine vierfeldrige Spannbetonbrücke (siehe Fig. 8). Diese ist als Bundesstraße B (Österreich) ausgelegt. Die Gesamtlänge beträgt 145 m.

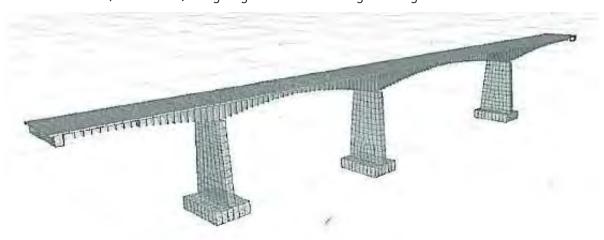


Fig. 8: Systemplot vierfeldrige Straßenbrücke

Das statische System wird als Stabwerk EDV-gestützt berechnet.



Zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmenge werden folgende Nachweise geführt:

- Tragfähigkeit
- Rissbreitenbeschränkung (Stabdurchmesser Ø 25mm, $w_k = 0.15$ mm)
- Robustheit

Die Nachweise wurden alle automatisiert durchgeführt. Die höheren Festigkeiten von S 670 konnten im Modell angepasst werden. Es war jedoch keine Anpassung der Verbundgesetze bzw. der Rissgesetze möglich.

In Fig. 9 sind die erforderlichen Bewehrungsmengen für herkömmliche Bewehrung B 500 und in Fig. 10 für hochfeste Bewehrung S 670 dargestellt.

Die maximalen Bewehrungsmengen sind in Tab. 7 zusammengefasst.

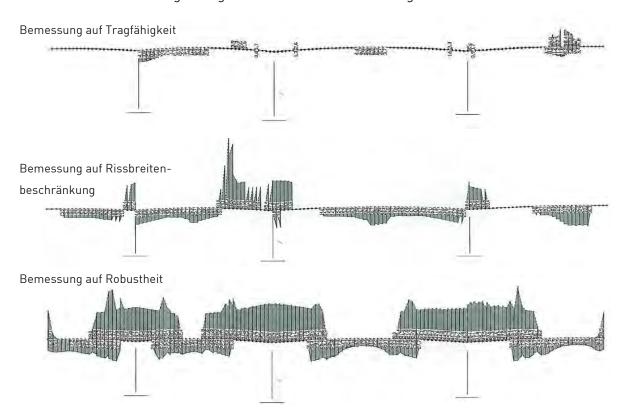


Fig. 9: Bewehrungsmengen für herkömmliche Bewehrung B 500

Der Vergleich der Bewehrungsmengen zeigt, dass nur für die Tragfähigkeit die höhere Streckgrenze vom Programm berücksichtigt wird. Für die anderen beiden Nachweise wird der hochfeste Stahl wie herkömmliche Bewehrung angesetzt.

Nachwaia	Erforderliche Bewehrungsmenge [cm²/m]			
Nachweis 	B 500 S 670			
Tragfähigkeit	24.9	22.5		
Rissbreitenbeschränkung	130.3	130.3		
Robustheit	78.4	78.4		

Tab. 7: Vergleich der maximalen Bewehrungsmengen



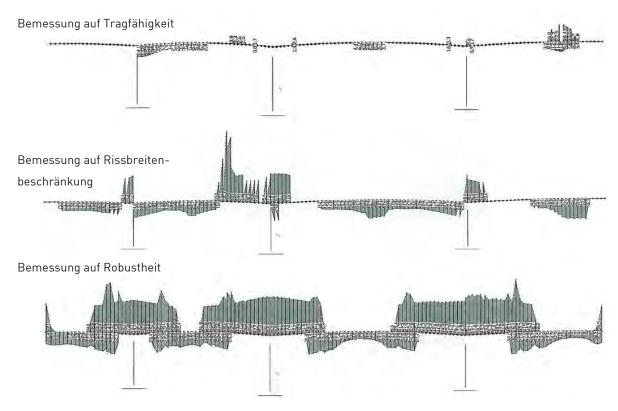


Fig. 10: Bewehrungsmengen für hochfeste Bewehrung S 670

3.4.2 Dreifeldrige Eisenbahnbrücke

Das zweite Vergleichsobjekt ist eine dreifeldrige, vorgespannte Plattenbrücke (siehe Fig. 11). Die Gesamtlänge beträgt 42 m. Als herkömmliche Bewehrung wird hier BSt 550 eingesetzt.

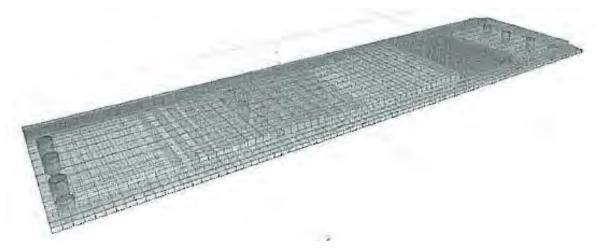


Fig. 11: Systemplot dreifeldrige Eisenbahnbrücke

Das statische System wird als Flächentragwerk EDV-gestützt berechnet. Zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmenge werden folgende Nachweise geführt:

- Tragfähigkeit
- Rissbreitenbeschränkung (Stabdurchmesser Ø 25mm, $w_k = 0.3$ mm)



Die Nachweise wurden alle automatisiert durchgeführt. Die höheren Festigkeiten von S 670 konnten im Modell angepasst werden. Jedoch war wiederum keine Anpassung der Verbundgesetze bzw. Rissgesetze möglich.

In Fig. 12 sind die erforderlichen Bewehrungsmengen für herkömmliche Bewehrung BSt 550 und in Fig. 13 für hochfeste Bewehrung S 670 dargestellt.

Die maximalen Bewehrungsmengen sind in Tab. 8 zusammengefasst. Dabei ist die X-Richtung die Bewehrung in Brückenlängsrichtung und Y-Richtung die Bewehrung in Brückenquerrichtung.

Nachweig	Erforderliche Bewehrungsmenge [cm²/m]			
Nachweis 	BSt 550 S 670		570	
	X Y X		Χ	Υ
Tragfähigkeit	111.38	40.01	91.43	32.85
Rissbreitenbeschränkung	25.55	17.67	25.55	17.67

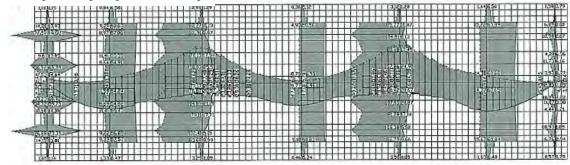
Tab. 8: Vergleich der maximalen Bewehrungsmengen

Dieses Beispiel zeigt, dass für beide Richtungen der Tragfähigkeitsnachweis maßgebend ist. In diesem Fall kommt es zu einer Einsparung an Bewehrung von über 18%.

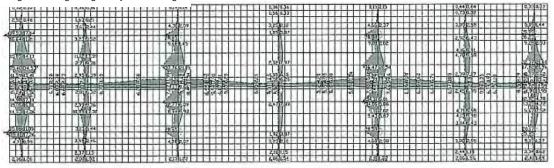
Vor allem der Bewehrungsabstand kann entsprechend vergrößert werden. Anstatt BSt 550, Ø32/7.5 cm verlegen zu müssen, kann man S 670 Ø35/10 cm einbauen. Damit werden nicht nur die Bewehrungskonzentration verringert und Einbauten wie z.B. Durchlässe, Schubbewehrung, etc. erleichtert, sondern es wird auch die Verlegegeschwindigkeit erhöht.

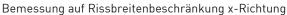


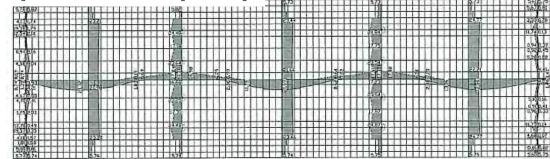




Bemessung auf Tragfähigkeit y-Richtung







Bemessung auf Rissbreitenbeschränkung y-Richtung

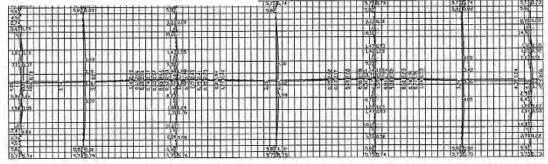
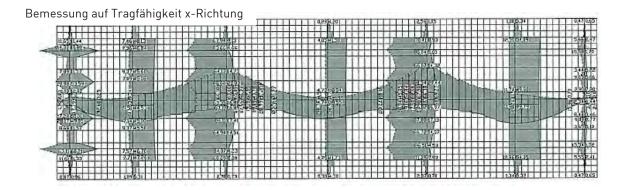
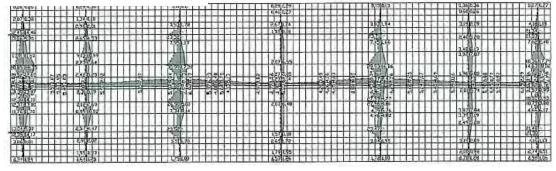


Fig. 12: Erforderliche Bewehrungsmengen herkömmliche Bewehrung BSt 550

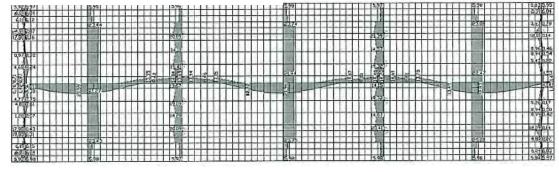








Bemessung auf Rissbreitenbeschränkung x-Richtung



Bemessung auf Rissbreitenbeschränkung y-Richtung

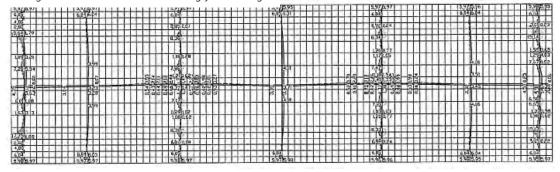


Fig. 13: Erforderliche Bewehrungsmengen hochfester Bewehrung S 670



3.4.3 Abfangträger

Als drittes Anwendungsbeispiel wird ein Abfangträger im Untergeschoss eines mehrstöckigen Gebäudes berechnet.

Es wird von folgenden Annahmen ausgegangen:

• Betongüte: C 40/50

Stahlgüte: B 500 bzw. S 670
 Stabdurchmesser: Ø_s = 28 mm

Belastung:

o Eigengewicht: g = 600 kN/m

o Nutzlast: q = 200 kN/m

• Das statische System ist in Fig. 14, der Querschnitt in dargestellt.

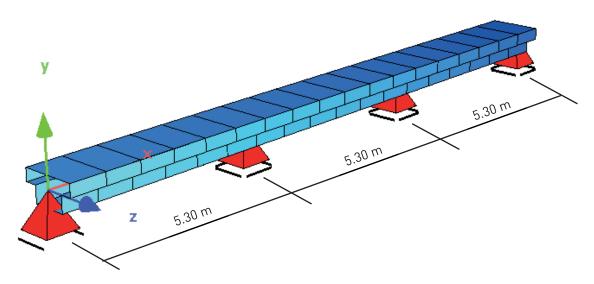


Fig. 14: Statisches System des Abfangträgers

Der Träger besitzt eine geringe Schlankheit (l/d = 7.6). Damit ist der Durchbiegungsnachweis nicht maßgebend. Zum Vergleich ob und wann die Rissbreitenbeschränkung maßgebend wird, werden zwei unterschiedliche maximale Rissbreiten untersucht (Rissgesetze nach Eurocode 2 [1]):

- $w_k = 0.3 \text{ mm}$
- $w_k = 0.1 \text{ mm}$

Mit diesem Vergleich wird gezeigt, dass in Abhängigkeit der Rissbreitenbeschränkung unterschiedliche Einsparungspotentiale realisiert werden können (siehe Fig. 17 bis Fig. 20).



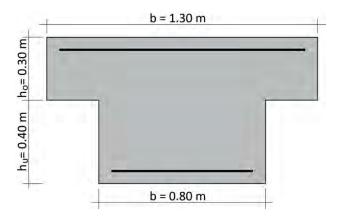


Fig. 15: Querschnitt des Abfangträgers

Die folgenden Bewehrungsverteilungen zeigen ein großes Einsparungspotential bei Verwendung von hochfester Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Hier kann die Längsbewehrung durch den Einsatz von S 670 um bis zu 30% reduziert werden. Dies ermöglicht in diesem Fall, anstatt einer zweilagigen nur eine einlagige Bewehrung zu verwenden.

Bei der Beschränkung der Rissbreite sieht man, dass für herkömmliche Bewehrung eine Beschränkung auf $w_k = 0.3$ mm bereits mit der aus der ULS-Bemessung benötigten Bewehrung gegeben ist. Nur bei der Beschränkung auf $w_k = 0.1$ mm ist eine zusätzliche Bewehrung erforderlich (siehe Fig. 17 bzw. Fig. 19).

Bei hochfester Bewehrung wird die Rissbreitenbeschränkung ebenfalls mit dem Modell nach Eurocode 2 berechnet. Damit ist auch für die Beschränkung auf $w_k = 0.3$ mm bereits zusätzliche Bewehrung notwendig, jedoch ergibt sich immer noch eine Einsparung von 20% (siehe Fig. 18 bzw. Fig. 20).

Die erforderliche Bewehrung im Querschnitt ist in Fig. 16 dargestellt.

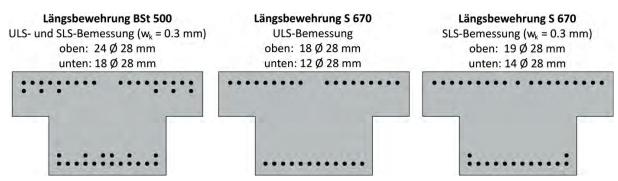


Fig. 16: Vergleich der Bewehrungsverteilung im Querschnitt



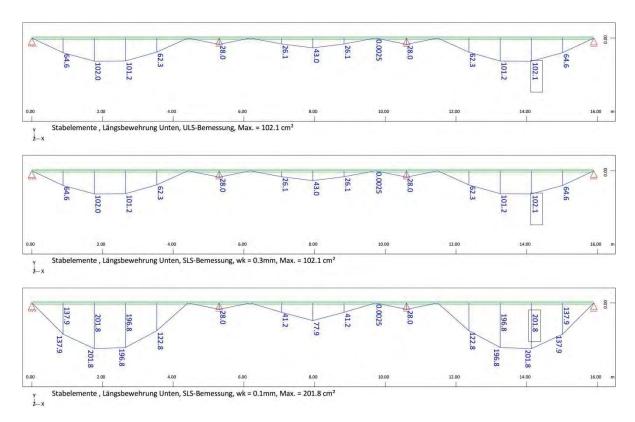


Fig. 17: Bewehrungsverteilung (unten) mit B 500

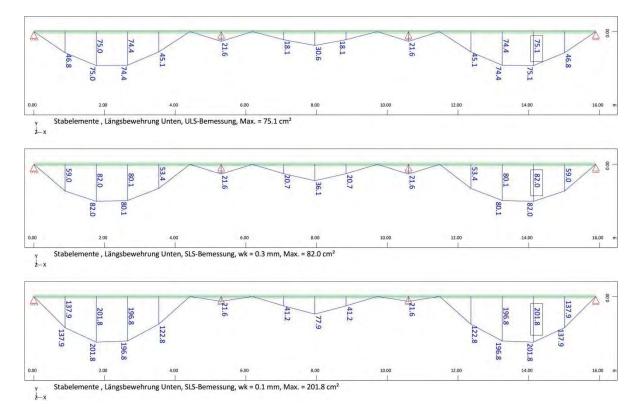


Fig. 18: Bewehrungsverteilung (unten) mit S 670



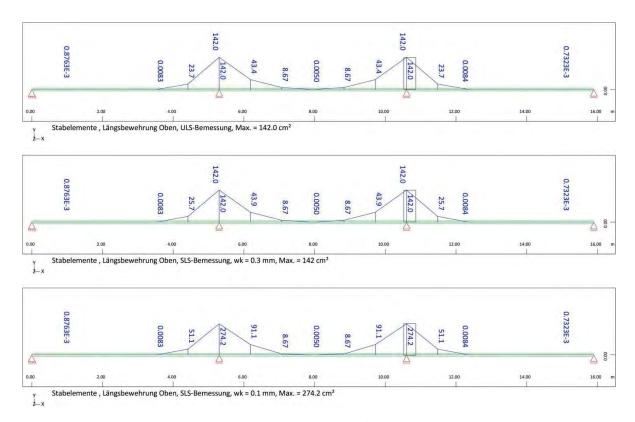


Fig. 19: Bewehrungsverteilung (oben) mit B 500

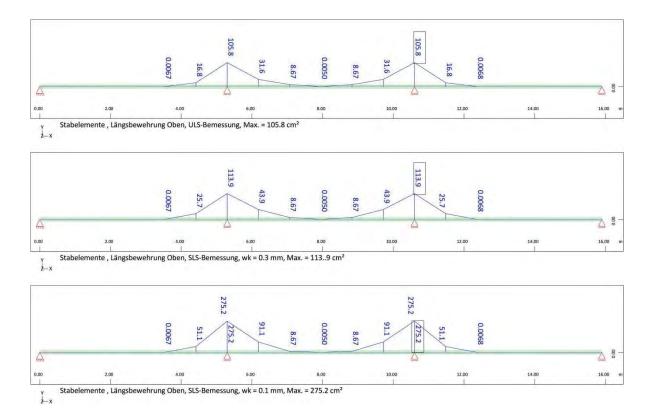


Fig. 20: Bewehrungsverteilung (oben) mit S 670



4 Empirische Ermittlung des Verbundverhaltens

4.1 Übersicht der durchgeführten Versuche

Zur Untersuchung des Verbundverhaltens der Bewehrung S 670 wurden am Institut für Massivbau (IMB) der RWTH Aachen 66 Pull-Out-Versuche durchgeführt. Die Versuche wurden in Anlehnung an die Versuche nach den RILEM Recommendations [24] geführt. Die Versuche wurden hinsichtlich der Betondeckung und der Querbewehrung modifiziert. Die Kantenlänge von $10\cdot \varnothing$ und die Verbundlänge von $5\cdot \varnothing$ entsprachen in allen Pull-Out-Versuchen den RILEM Recommendations [24].

Die untersuchte Bewehrung zeichnet sich neben einer gegenüber der Bewehrung B 500 erhöhten Streckgrenze insbesondere durch eine veränderte Rippengeometrie aus. Die Bewehrung S 670 besitzt eine Gewinderippung, deren Rippung sich in zwei Richtungen deutlich unterscheidet. Während in einer Richtung eine ausgeprägte Rippung vorhanden ist, flachen die Rippen im 90° Winkel dazu deutlich ab. Da vermutet wurde, dass sich die Ausrichtung der Rippen bezogen auf die Betonoberfläche auf die Verbundtragfähigkeit auswirkt. wurden Verbundversuche mit unterschiedlichen Anordnungen Bewehrungsstäbe durchgeführt. Während in den Pull-Out-Versuchen PO-2 und PO-4 die Gewinderippung in Richtung der Betonoberfläche ausgerichtet wurde, wurde in den Pull-Out-Versuchen PO-1 und PO-3 der abgeflachte Bereich der Rippung in Richtung der Betonoberfläche ausgerichtet (Fig. 25).

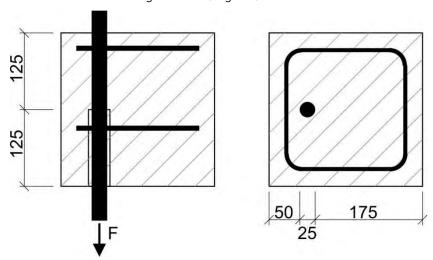


Fig. 21: Pull-Out-Versuch mit 2.0 Betondeckung und Umschnürung

Mithilfe der Pull-Out-Versuche (PO) wurden der Einfluss der bezogenen Rippenfläche, der Betonfestigkeit des Stabdurchmessers, sowie der Umschnürung infolge der Betondeckung und infolge einer Umschnürungsbewehrung untersucht. Die Versuchsparameter sind in Tab. 9 aufgeführt. Die Pull-Out-Versuche sind nach den Untersuchungsparametern sortiert.



Versuch	Bewehrung	Durchmesser Ø	bezogene Rippenfläche f _R	Betondeckung C	Rippen- orientierung	Bügel	Beton
[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[°]	[-]	[-]
P0-1	S 670	25	0.142	$2 d_s$	0	2ø8	C30/37
P0-3	S 670	25	0.142	$3 d_s$	0	2ø8	C30/37
P0-2	S 670	25	0.142	2 d _s	90	2ø8	C30/37
P0-13	S 670	25	0.142	$1 d_s$	90	2ø8	C30/37
P0-4	S 670	25	0.142	$3 d_s$	90	2ø8	C30/37
P0-5	S 670	25	0.142	$2 d_s$	90	4ø8	C30/37
P0-6	S 670	25	0.142	$2 d_s$	90	1	C30/37
P0-7	S 670	25	0.142	$4.5 d_{s}$	90	-	C30/37
P0-8	B 500	25	0.075	$4.5 d_{s}$	90	-	C30/37
P0-9	S 600	25	0.129	$4.5 d_{s}$	90	-	C30/37
P0-22	B 500	25	0.075	$2 d_s$	90	2ø8	C30/37
P0-10	S 670	25	0.142	$4.5 d_{s}$	90	-	C20/25
P0-11	S 670	25	0.142	$4.5 d_{s}$	90	-	C80/90
P0-14	S 670	18	0.142	$1 d_s$	90	2ø8	C30/37
P0-15	S 670	18	0.142	$2 d_s$	90	2ø8	C30/37
P0-16	S 670	18	0.142	$3 d_s$	90	2ø8	C30/37
P0-17	S 670	18	0.142	4.5 <i>d</i> _s	90	-	C30/37
P0-18	S 670	35	0.142	$1 d_s$	90	2ø8	C30/37
P0-19	S 670	35	0.142	$2 d_s$	90	2ø8	C30/37
P0-20	S 670	35	0.142	$3 d_s$	90	2ø8	C30/37
P0-21	S 670	35	0.142	4.5 <i>d</i> _s	90	-	C30/37

Tab. 9: Übersicht der durchgeführten Pull-Out-Versuche

Zur Untersuchung der bezogenen Rippenfläche wurden neben der Bewehrung S 670 mit einer bezogenen Rippenfläche f_R = 0.142 auch die herkömmliche Bewehrung B 500 (PO-8 und PO-22) mit einer bezogenen Rippenfläche f_R = 0.075, sowie ein Bewehrungsstahl S600 (PO-9) mit einer bezogenen Rippenfläche f_R = 0.129 getestet. In den Pull-Out-Versuchen PO-7, PO-10 und PO-11 wurde die Verbundfestigkeit unterschiedlicher Betongüten (C20, C30 und C80) untersucht.

Es wurden Versuche mit Bewehrungsstäbe mit einem Stabdurchmesser von 18 mm (P0-14 bis P0-17), 25 mm (P0-2, P0-4, P0-7 und P0-13) und 35 mm (P0-18 bis P0-21) durchgeführt.

Neben Versuchen mit einer zentrischen Stabanordnung nach RILEM [24] wurden auch Versuche mit einer reduzierten Betondeckung durchgeführt. Die Betondeckung betrug $1\cdot\mathcal{O}$



in den Versuchen P0-13, P0-14 und P0-18, $2 \cdot \emptyset$ in den Versuchen P0-2, P0-15 und P0-19 und $3 \cdot \emptyset$ in den Versuchen P0-4, P0-16 und P0-20.

Während der Versuch nach [24] keine Querbewehrung zur Umschnürung des Verbundbereiches vorsieht, wurde der Einfluss einer Umschnürung mithilfe von Bügeln in den Versuchen PO-2, PO-5 und PO-6 untersucht. Eine Übersicht der durchgeführten Versuche enthält Tab. 9.

4.2 Herstellung der Versuchskörper

4.2.1 Herstellung und Lagerung

Die Versuchskörper wurden mit Hilfe von beschichteten Holzschalungen hergestellt. Der Beton für die Versuchskörper wurde zum größten Teil im institutseigenen Mischer hergestellt. Lediglich der Beton des PO-10 (C20/25) wurde im Transportbetonwerk hergestellt. Die Versuchskörper wurden zur Vermeidung von Schwindrissen nach der Betonage mit einer Folie abgedeckt und nach einem Tag ausgeschalt. Bis zur Durchführung der Versuche wurden die Versuchskörper in der Versuchshalle gelagert.

4.2.2 Betoneigenschaften

Es wurden drei Betongüten mit angestrebten Zylinderdruckfestigkeiten von 20 N/mm², 30 N/mm² und 80 N/mm² hergestellt. Eine Übersicht der Betonrezepturen enthält die Tab. 10. In der Tab. 11 sind die Frischbetoneigenschaften aufgelistet. Die drei identischen Versuche der 22 Versuchsserien wurden z.B. mit PO-1.1, PO-1.2 und PO-1.3 bezeichnet. Es wurden zunächst vier Tastversuche (PO-1.1, PO-2.1, PO-3.1 und PO-4.1) durchgeführt, um den Einfluss der Rippenausrichtung zu untersuchen. Von diesen Versuchen wurden später je zwei weitere Versuche durchgeführt, um drei Versuchsergebnisse pro Untersuchungsparameter zu erhalten.



Versuch	Festigkeit	Zement CEM I 52,5 R [kg/m³]	Wasser [kg/m³]	Fließmittel kg/m³]	Zuschlag gesamt [kg/m³]	Körnung 0 – 2 [kg/m³]	Körnung 2 – 8 [kg/m³]	Körnung 8 – 16 [kg/m³]
PO-1.1, 2.1, 3.1, 4.1	C30	280	170	1.5	1953	801	469	684
PO-1.2,1.3,3.2,3.3,4.2,4.3	C30	280	169	1.3	1955	802	469	684
PO-2.2,2.3,5,6	C30	280	169	1.3	1955	802	469	684
P0-7,P0-8,P0-9	C30	280	168	1.3	1958	803	470	685
P0-11	C80	450	105	4.5	1964	512	403	1048
PO-10	C20	279	117	1.1	1870	867	273	730
P0-13, P0-22	C30	280	168	1.3	1958	803	470	685
P0-14,P0-15, P0-16,P0-17	C30	280	168	1.7	1958	803	470	685
P0-18,P0-19	C30	280	170	0.9	1953	801	469	684
P0-20,P0-21	C30	280	166	0.9	1963	805	471	687

Tab. 10: Betonrezepturen der Pull-Out-Versuche

	T.		
Versuch	Wassergehalt [l/m³]	Wasser- zementwert <i>w/z</i> [-]	Frischbeton- rohdichte [kg/m³]
PO-1.1, 2.1, 3.1, 4.1	170	0.613	2.412
PO-1.2,1.3,3.2,3.3,4.2,4.3	169	0.608	2.395
PO-2.2,2.3,5,6	169	0.608	2.395
P0-7,P0-8,P0-9	168	0.605	2.361
P0-11	105	0.296	2.656
PO-10	117	0.647	2.293
P0-13, P0-22	168	0.605	2.326
P0-14,P0-15, P0-16,P0-17	168	0.606	2.375
P0-18,P0-19	170	0.610	2.379
P0-20,P0-21	166	0.596	2.352

Tab. 11: Frischbetoneigenschaften der Pull-Out-Versuche

Die Versuche wurden durchgeführt, sobald der Beton entsprechend der gewünschten Festigkeit eine Zylinderdruckfestigkeit von etwa 20 N/mm², 30 N/mm² bzw. 80 N/mm² hatte. Eine Übersicht der Festbetoneigenschaften enthält die Tab. 12.



			Beton		
Versuchs serie	Würfeldruck- festigkeit	Zylinderdruck- festigkeit	Spaltzug- festigkeit	Güte	E-Modul
	$f_{\rm cm,cube}$	$f_{\rm cm,zyl.}$	f _{ct,spalt}	f _{cm,28d}	$E_{\rm cm}$
[-]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
P0-1	42.14/41.88	32.80/34.4	2.9/2.95	50.06/46.45	27500/29538
P0-2	40.18/37.96	32.80/30.94	2.9/2.86	50.06/49.11	27500/28091
P0-3	42.14/41.88	32.80/34.4	2.9/2.95	50.06/46.45	27500/29538
P0-4	42.14/41.88	32.80/34.4	2.9/2.95	50.06/46.45	27500/29538
P0-5	37.96	30.94	2.86	49.11	28091
P0-6	37.96	30.94	2.86	49.11	28091
P0-7	37.62	31.52	2.76	47.32	27602
P0-8	36.79	31.52	2.76	47.32	27602
P0-9	36.79	31.52	2.76	47.32	27602
P0-10	26.00	21.38	1.80	33.71	21406
P0-11	98.81	80.90	-	137.94	45922
P0-13	34.52	26.78	2.31	43.89	26092
P0-14	36.5	30.02	2.57	50.11	26541
P0-15	36.5	30.02	2.57	50.11	26541
P0-16	38.21	30.44	2.59	50.11	26541
P0-17	38.21	30.44	2.59	50.11	26541
P0-18	39.26	32.01	2.84	50.15	27648
P0-19	38.21	31.14	2.31	50.15	28056
P0-20	40.25	30.24	2.8	51.9	27127
P0-21	37.32	30.88	2.72	51.9	27127
P0-22	36.49	27.69	2.61	43.89	26338

Tab. 12: Festbetoneigenschaften der Pull-Out-Versuche

4.3 Versuchsdurchführung

4.3.1 Versuchsaufbau

Während des Pull-Out-Versuchs lag der Betonwürfel auf einer Stahlplatte auf. Zur gleichmäßigen Lasteinleitung wurde eine Filzmatte unter dem Versuchskörper angeordnet. Der Bewehrungsstab wurde mit einem Instron Schenck Hydropulszylinder mit einer Maximallast von 1000 kN aus dem Betonwürfel herausgezogen. Der Versuchsaufbau ist in Fig. 22 dargestellt.





Fig. 22: Versuchsaufbau der Pull-Out-Versuche

4.3.2 Versuchssteuerung

Die Geschwindigkeit nach RILEM Recommendations [24] beträgt ν_p = 0,5 · Ø ² [N/sec]. Für die untersuchten Durchmesser ergeben sich die in Tab. 13 dargestellten Geschwindigkeiten. Daraus ergab sich eine Laststeigerung von etwa 40 N/mm²/min.

Durchmesser Ø	$ u_{ m p,RILEM}$	$V_{ m p,RILEM}$	Prüfgeschwindigkeit
[mm]	[N/ sec]	[kN/ min]	[kN/min]
18	162	9,7	10
25	313	18,8	20
35	613	36,8	35

Tab. 13: Prüfgeschwindigkeit der Pull-Out-Versuche

4.3.3 Messtechnik

Der Schlupf des Bewehrungsstabes gegenüber dem Betonwürfel wurde sowohl an der belasteten Seite des Stabes als auch an der unbelasteten Seite aufgezeichnet (Fig. 23). Bei den ersten Pull-Out-Versuchen wurden zwei Wegaufnehmer mit einer Messbasis von 10 mm bzw. 20 mm verwendet. Die Wegaufnehmer springen im Bereich sehr kleiner Schlupfwerte (≤ 0,1 mm) z.T. zwischen verschiedenen Werten, was auf die Genauigkeit der Wegaufnehmer an sich, Erschütterungen und Temperaturänderungen in der Versuchshalle zurückzuführen ist. Daher wurden die späteren Pull-Out-Versuche stets mit Wegaufnehmern mit einer Messbasis von 5 mm durchgeführt, deren Genauigkeit im Bereich sehr kleiner Verformungen höher ist.





Fig. 23: Anordnung der Wegaufnehmer in den Pull-Out-Versuchen

4.4 Versuchsergebnisse

4.4.1 Versagensart

In den Pull-Out-Versuchen trat in der Regel ein Spaltversagen nach Fig. 24 auf. Lediglich bei der Versuchsreihe PO10 trat ein Verbundversagen auf, so dass der Bewehrungsstab aus dem Beton herausgezogen wurde, während am Betonwürfel keine Risse sichtbar waren. Bei diesem Versuch war die Verbundfestigkeit durch die niedrige Betonfestigkeitsklasse so gering, dass der Stab aus dem Beton herausgezogen werden konnte, bevor die Spaltzugfestigkeit in der Betondeckung überschritten wurde.

4.4.2 Übersicht der Ergebnisse

Eine Übersicht der Versuchsergebnisse enthält die Tab. 14. Zum Vergleich des Einflusses der unterschiedlichen Versuchsparameter werden die Verbundspannungen bei einem Schlupf von 0.01 mm, 0.1 mm, 0.15 mm und 1.0 mm sowie die maximalen Verbundspannungen aufgelistet. Da die Betonfestigkeit einen direkten Einfluss auf die Verbundfestigkeit hat, beinhaltet die Tab. 15 die auf die am Versuchstag gemessene Zylinderdruckfestigkeit des Betons bezogenen Verbundspannungen. Die Verbundspannungen in Tab. 16 wurden auf eine Betonfestigkeit von 30 N/mm² normiert. Dazu wurde die Formel (4-1) verwendet.

$$\tau_{i,30} = \tau_{i,Versuch} \cdot \left(\frac{30}{f_{cm,Versuch}}\right)^{2/3} \tag{4-1}$$



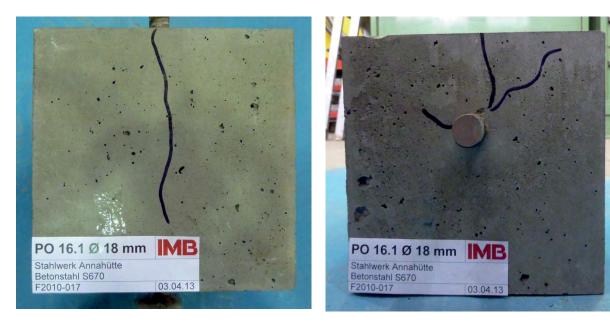


Fig. 24: typisches Rissbild der Pull-Out-Versuche

P0	Ø/f _R /c/α/Bü	$ au_{ exttt{0,01mm}}$	$ au_{ ext{0,10 mm}}$	$ au_{ exttt{0,15 mm}}$	$ au_{ extsf{1,0} ext{ mm}}$	$ au_{\sf max}$	s(τ_{max})
[-]	[<i>mm</i>]	[N/mm ²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm ²]	[mm]
1	25/0.142/2 · Ø/0°/2 <i>Ø</i> 8	4.63	9.98	11.71	13.29	13.87	0.32
3	25/0.142/3 · Ø/0°/2 <i>Ø</i> 8	4.52	9.63	11.47	16.05	16.67	0.31
2	25/0.142/2 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	4.52	9.08	10.59	11.65	12.26	0.56
13	25/0.142/1 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	4.34	7.43	7.85	6.19	8.18	0.25
4	25/0.142/3 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	4.20	9.06	10.64	11.55	15.52	0.53
5	25/0.142/2 · Ø/90°/4 <i>Ø</i> 8	5.69	9.99	11.33	11.41	12.87	0.97
6	25/0.142/2 · Ø/90°/-	5.77	10.45	11.36	11.56	11.79	0.97
7	25/0.142/4.5 • Ø/90°/-	4.96	11.56	13.43	0.05	18.48	0.77
8	25/0.075/4.5 • Ø/90°/-	7.06	11.63	13.10	6.97	20.29	0.85
9	25/0.129/4.5 • Ø/90°/-	8.77	14.98	17.77	6.86	20.35	0.46
22	2/0.075/2 • Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	3.79	7.91	7.68	9.97	11.63	0.38
10	25/0.142/4.5 • Ø/90°/-	2.83	6.16	7.45	12.39	12.50	0.83
11	25/0.142/4.5 • Ø/90°/-	8.04	24.56	28.62	35.87	35.90	0.91
14	18/0.142/1 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	6.10	8.58	9.07	5.81	9.25	0.20
15	18/0.142/2 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	5.69	8.66	10.18	9.13	12.14	0.31
16	18/0.142/3 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	5.84	9.46	11.27	13.94	16.28	0.46
17	18/0.142/4.5 • Ø/90°/-	5.69	8.43	9.83	14.84	15.27	0.72
18	35/0.142/1 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	4.04	7.17	7.87	8.13	8.40	0.28
19	35/0.142/2 · Ø/90°/2Ø8	4.25	7.85	9.17	11.31	11.61	0.39
20	35/0.142/3 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	5.03	9.91	11.17	17.06	17.22	0.90
21	35/0.142/4.5 · Ø/90°/-	3.15	7.58	9.07	14.63	15.13	0.58

Tab. 14: Ergebnisübersicht der Pull-Out-Versuche ohne Einfluss der Betondruckfestigkeit



P0	Ø/f _R /c/α/Bü	$f_{\rm cm}$	$ au_{0.01/} f_{\rm cm}$	$ au_{0.1/}f_{\rm cm}$	$ au_{0.15/} f_{\rm cm}$	$\tau_{1.0} / f_{cm}$	$ au_{max}/f_{cm}$
[-]	[<i>mm</i>]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	25/0.142/2 · Ø/0°/2 <i>Ø</i> 8	33.60	0.14	0.30	0.35	0.40	0.41
3	25/0.142/3 · Ø/0°/2 <i>Ø</i> 8	31.87	0.14	0.30	0.36	0.50	0.52
2	25/0.142/2 • Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	33.60	0.13	0.27	0.32	0.35	0.36
13	25/0.142/1 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	26.78	0.16	0.28	0.29	0.23	0.31
4	25/0.142/3 • Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	33.60	0.13	0.27	0.32	0.34	0.46
5	25/0.142/2 • Ø/90°/4 <i>Ø</i> 8	30.94	0.18	0.32	0.37	0.37	0.42
6	25/0.142/2 · Ø/90°/-	30.94	0.19	0.34	0.37	0.37	0.38
7	25/0.142/4.5 • Ø/90°/-	31.52	0.16	0.37	0.43	0.00	0.59
8	25/0.075/4.5 • Ø/90°/-	31.52	0.22	0.37	0.42	0.22	0.64
9	25/0.129/4.5 • Ø/90°/-	31.52	0.28	0.48	0.56	0.22	0.65
22	2/0.075/2 • Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	27.69	0.14	0.29	0.28	0.36	0.42
10	25/0.142/4.5 • Ø/90°/-	21.38	0.13	0.29	0.35	0.58	0.58
11	25/0.142/4.5 • Ø/90°/-	80.90	0.10	0.30	0.35	0.44	0.44
14	18/0.142/1 • Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	30.02	0.20	0.29	0.30	0.19	0.31
15	18/0.142/2 • Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	30.02	0.19	0.29	0.34	0.30	0.40
16	18/0.142/3 • Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	30.44	0.19	0.31	0.37	0.46	0.53
17	18/0.142/4.5 • Ø/90°/-	30.44	0.19	0.28	0.32	0.49	0.50
18	35/0.142/1 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	32.01	0.13	0.22	0.25	0.25	0.26
19	35/0.142/2 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	31.14	0.14	0.25	0.29	0.36	0.37
20	35/0.142/3 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	30.24	0.17	0.33	0.37	0.56	0.57
21	35/0.142/4.5 • Ø/90°/-	30.88	0.10	0.25	0.29	0.47	0.49

Tab. 15: Ergebnisübersicht der Pull-Out-Versuche bezogen auf die Zylinderdruckfestigkeit



PO	Ø/f _R /c/α/Bü	$f_{\rm cm}$	$ au_{0,01;30}$	$ au_{0,10;30}$	τ _{0,15;30}	$ au_{1,0;30}$	$ au_{max;30}$
[-]	[<i>mm</i>]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
1	25/0.142/2 · Ø/0°/2 <i>Ø</i> 8	33.60	4.37	9.43	11.06	12.56	13.11
3	25/0.142/3 · Ø/0°/2 <i>Ø</i> 8	31.87	4.39	9.34	11.13	15.57	16.17
2	25/0.142/2 • Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	33.60	4.27	8.58	10.01	11.01	11.58
13	25/0.142/1 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	26.78	4.59	7.86	8.31	6.55	8.66
4	25/0.142/3 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	33.60	3.97	8.56	10.05	10.91	14.67
5	25/0.142/2 • Ø/90°/4 <i>Ø</i> 8	30.94	5.61	9.83	11.15	11.23	12.67
6	25/0.142/2 · Ø/90°/-	30.94	5.68	10.29	11.19	11.39	11.61
7	25/0.142/4.5 • Ø/90°/-	31.52	4.84	11.28	13.10	0.05	18.03
8	25/0.075/4.5 • Ø/90°/-	31.52	6.89	11.35	12.78	6.80	19.79
9	25/0.129/4.5 • Ø/90°/-	31.52	8.56	14.61	17.34	6.69	19.85
22	2/0.075/2 • Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	27.69	3.94	8.23	7.99	10.38	12.11
10	25/0.142/4.5 • Ø/90°/-	21.38	3.35	7.30	8.82	14.68	14.81
11	25/0.142/4.5 • Ø/90°/-	80.90	4.90	14.96	17.43	21.84	21.86
14	18/0.142/1 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	30.02	6.10	8.58	9.06	5.81	9.25
15	18/0.142/2 • Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	30.02	5.69	8.66	10.17	9.13	12.14
16	18/0.142/3 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	30.44	5.80	9.39	11.18	13.84	16.16
17	18/0.142/4.5 • Ø/90°/-	30.44	5.65	8.37	9.76	14.73	15.16
18	35/0.142/1 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	32.01	3.91	6.94	7.62	7.87	8.13
19	35/0.142/2 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	31.14	4.17	7.70	9.00	11.10	11.40
20	35/0.142/3 · Ø/90°/2 <i>Ø</i> 8	30.24	5.01	9.87	11.13	16.99	17.15
21	35/0.142/4.5 • Ø/90°/-	30.88	3.10	7.47	8.94	14.42	14.91

Tab. 16: Ergebnisübersicht der Pull-Out-Versuche auf 30 N/mm² normiert

4.4.3 Einfluss der Versuchsparameter

Während die meisten Versuche mit einer zur Betonoberfläche ausgerichteten Rippung getestet wurden, wurde in den Versuchen PO-1 und PO-3 der nicht gerippte Bereich der Bewehrung zur Betonoberfläche hin ausgerichtet (Fig. 25).

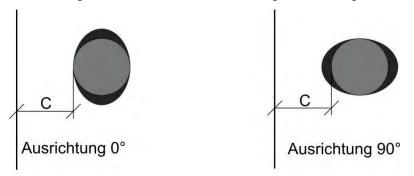


Fig. 25 Ausrichtung der Rippen des Gewindestabes S 670 (PO-1 und PO-3 links, weitere Pull-Out-Versuche rechts)

Da sich die Ausrichtung der Rippe zur Betonoberfläche negativ auf die Verbundfestigkeit bzw. die Spaltneigung auswirkte, wurde diese ungünstigere Anordnung in den weiteren Versuchen angewendet. Die Abminderung der maximalen Verbundfestigkeit durch die



ungünstigere Anordnung betrug etwa 10 % (Fig. 26). Die Abminderung der Verbundfestigkeit war mit kleinerer Betondeckung etwas stärker ausgeprägt.

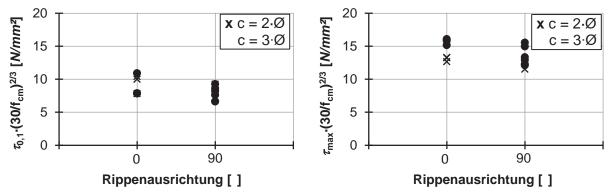


Fig. 26 Einfluss der Rippenausrichtung auf die Verbundfestigkeit (Ø 25 mm, S670, $f_{cm} \approx 30 \text{ N/mm}^2$)

Die Verbundfestigkeit hängt direkt von der Betondruckfestigkeit ab. Diese betrug in den meisten Versuchen etwa 30 N/mm². Anhand der Pull-Out-Versuche PO-7, PO-10 und PO-11 wurde das Verhältnis der Verbundfestigkeit zur Betondruckfestigkeit untersucht. Es ergab sich ein nichtlinearer Zusammenhang. Bei einem Schlupf von 0,1 mm kann der Zusammenhang zwischen Zylinderdruckfestigkeit und Verbundfestigkeit über die Formel $\tau_{0,1} = f_{\rm cm}^{0.7}$ beschrieben werden. Bei Erreichen der Maximallast stimmt der Zusammenhang $\tau_{\rm max} = f_{\rm cm}^{0.8}$ dagegen besser mit den Versuchsergebnissen überein. Dieser Zusammenhang ist in Fig. 27 erkennbar. Darin sind die Ergebnisse der Versuche mit Bewehrungstyp S 670 mit einer Betondeckung von 4,5 ·Ø und einem Stabdurchmesser von 25 mm dargestellt.

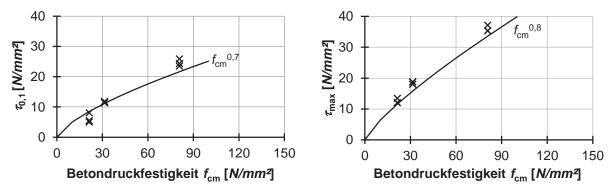


Fig. 27: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit (S670, Ø 25 mm, c = 4,5-Ø)

Die Verbundfestigkeiten der Versuche mit einer höheren bezogenen Rippenfläche waren nicht höher als diejenigen des B 500 mit der kleinsten bezogenen Rippenfläche. Bei der maximalen Verbundspannung τ_{max} war kein Unterschied zwischen den drei verwendeten Stäben erkennbar. Bei kleineren Schlupfwerten lagen dagegen die Verbundspannungen des Stabes S 600 über denjenigen der anderen Stäbe. Dies veranschaulicht Fig. 28.



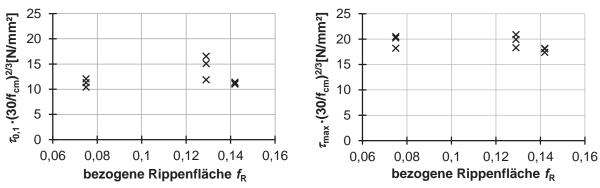


Fig. 28: Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Verbundfestigkeit (Ø 25 mm, c = $2 \cdot \emptyset$, $f_{cm} \approx 30 \text{ N/mm}^2$)

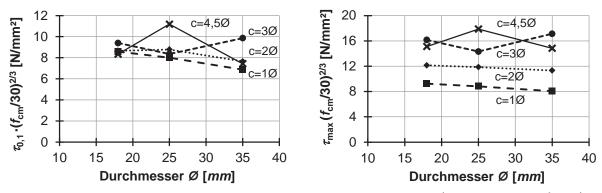


Fig. 29: Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundfestigkeit (S670, $f_{cm} \approx 30 \text{ N/mm}^2$)

Die Verbundfestigkeit nahm in den Versuchen mit steigendem Stabdurchmesser tendenziell ab (Fig. 29). Während die Abnahme der Verbundfestigkeit unter Verwendung kleiner Betondeckungen (1- \varnothing) deutlich erkennbar ist, ist der Einfluss bei größeren Betondeckungen (2- \varnothing bis 4.5- \varnothing) geringer ausgeprägt.

Mit zunehmender Betondeckung konnten höhere Verbundfestigkeiten beobachtet werden. Dies gilt sowohl für alle Schlupfwerte als auch für die Maximalwerte der Verbundspannung (Fig. 30). Für die Versuche mit einer Betondeckung von $1\cdot\mathcal{O}$ bis $3\cdot\mathcal{O}$ konnte ein linearer Zusammenhang beobachtet werden. Diese Versuchskörper enthielten eine Umschnürungsbewehrung von zwei Bügeln \mathcal{O} 8 mm. Da die Versuche mit einer Betondeckung von $4.5\cdot\mathcal{O}$ analog zu den Versuchen nach RILEM Recommendations [5] ohne Umschnürungsbewehrung ausgeführt wurden, sind die Versuche mit dieser Betondeckung getrennt von den übrigen Versuchen zu betrachten.



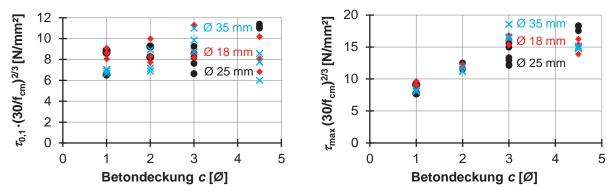


Fig. 30: Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit (S670, $f_{cm} \approx 30 \text{ N/mm}^2$)

Der Einfluss der Bügel war sowohl für den Bereich vor Erreichen der maximalen Verbundspannung als auch für die maximalen Verbundspannungen vernachlässigbar. Die Erhöhung der Verbundfestigkeit durch die Verdoppelung der Bügelanzahl von zwei auf vier betrug im Mittel lediglich 5 % und lag damit im Streubereich der Versuchsergebnisse (Fig. 31).

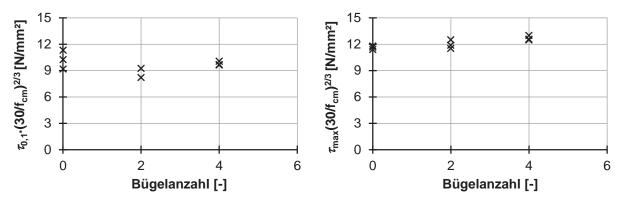


Fig. 31: Einfluss der Umschnürungsbewehrung auf die Verbundfestigkeit (S670, Ø 25 mm, $c = 2.\emptyset$, $f_{cm} \approx 30 \text{ N/mm}^2$)

Durch die Anordnung der Bügel unterscheidet sich lediglich der Nachbruchbereich. In allen Versuchen mit einer Betondeckung von 2-Ø wurde ein Spaltversagen beobachtet. Während die Versuche PO-6 ohne Bügelbewehrung schlagartig auseinanderbrachen, wurden die Versuche PO-2 und PO-5 mit Bügeln auch nach dem Aufspalten der Betondeckung zusammengehalten. Die Wegaufnehmer des Versuchs ohne Bügel zeigen nach Erreichen der maximalen Verbundspannung keine plausiblen Werte, da sie durch das schlagartige Aufspalten vom Versuchskörper abgefallen sind. Die Werte werden daher in Fig. 32 nicht mit dargestellt.



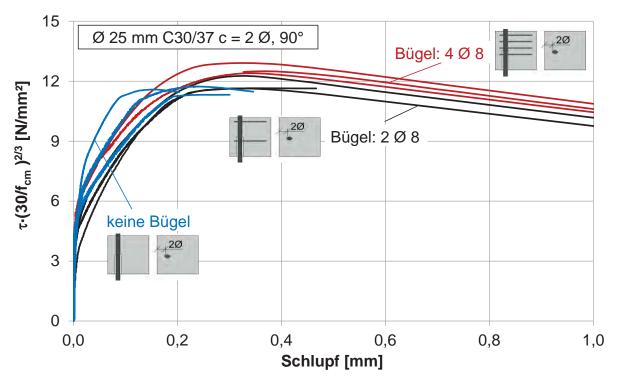


Fig. 32: Verbundspannungs-Schlupfkurven in Abhängigkeit von der Umschnürungsbewehrung

4.5 Vergleich der Ergebnisse mit Versuchen aus der Literatur

4.5.1 Eurocode 2 [1]

Nach Eurocode 2 [1] hängt die Verbundfestigkeit $f_{\rm bd}$ von der Lage beim Betonieren, vom Stabdurchmesser und von der Betonzugfestigkeit ab. Die übrigen Einflussfaktoren werden lediglich durch die Beaufschlagung verhältnismäßig großer pauschaler Sicherheitsfaktoren berücksichtigt [28].

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \tag{4-2}$$

 $f_{bd}=2.25\cdot\eta_1\cdot\eta_2\cdot f_{ctd} \tag{4-2}$ Die Lage beim Betonieren kann in den durchgeführten Pull-Out-Versuchen als gut angenommen werden, so dass die Verbundfestigkeit nicht abgemindert werden muss und der Faktor η_1 = 1,0 angesetzt werden kann.

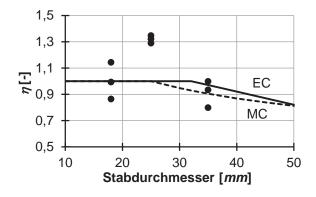


Fig. 33: Abminderung der Verbundfestigkeit nach Eurocode 2 [1] in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser



Eine Abminderung der Verbundfestigkeit für große Stabdurchmesser wird nach [1] ab einem Stabdurchmesser von mehr als 32 mm mit dem Faktor η_2 durchgeführt. Demnach beträgt die Verbundfestigkeit des Stabes mit einem Durchmesser von 35 mm 97% der Verbundfestigkeit der dünneren Stäbe.

$$\eta_2 = \frac{132 - \phi}{100} = \frac{132 - 35}{100} = 0.97 \text{ für } \phi = 35mm$$
(4-3)

Für den Bemessungswert der Betonzugfestigkeit ist das 5%-Quantil $f_{\rm ctk:0.05}$ anzusetzen.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c \tag{4-4}$$

Mit $\alpha_{\rm ct}$ = 1,0 für die Ermittlung der Verbundspannungen $f_{\rm bd}$

$$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$
 (4-5)

In den durchgeführten Versuchen stellte sich ein ähnlicher Zusammenhang von $au_{_{0,1}}=f_{_{cm}}^{^{0,7}}$ ein.

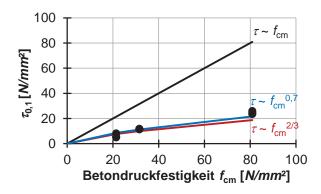


Fig. 34: Verbundfestigkeit $\tau_{0,1}$ in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit

Die Betondeckung, der Querbewehrungsgrad und die bezogene Rippenfläche fließen nicht mit in die Berechnung der Verbundfestigkeit nach [1] ein. Die Betondeckung und die Querbewehrung werden bei der Berechnung der erforderlichen Verankerungslänge berücksichtigt. Die bezogene Rippenfläche wird nach [1] nicht unterschieden, da sie in [39] einheitlich geregelt ist. Nach [28] kann davon ausgegangen werden, dass die Werte nach Norm die Verbundspannungen bei einem Schlupf von 0,1 mm widerspiegeln.

Die in den Versuchen ermittelten Verbundfestigkeiten können aufgrund der gewählten Verbundlänge nicht mit den Werten der Norm verglichen werden. Während in der Normung die Verbundfestigkeiten für die Ermittlung von Verankerungslängen und Übergreifungslängen angegeben werden, beziehen sich die Werte aus Versuchen auf die jeweils untersuchte Verbundlänge. Diese sind in der Regel deutlich kürzer als die für die Ausnutzung der Stäbe bis zu ihrer Streckgrenze erforderlichen Verankerungslängen. Da sich bei kürzeren Verbundlängen nach [22] höhere Verbundspannungen einstellen, müssen die im Versuch ermittelten Werte über denjenigen nach Norm liegen.



4.5.2 Model Code 2010 [2]

Die Verbundfestigkeit nach Model Code [2] wird anhand der folgenden Formel berechnet.

$$f_{bd} = (\alpha_2 + \alpha_3) \cdot f_{bd,0} < 2 \cdot f_{bd,0} < \frac{1.5}{\gamma_{cb}} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$
 (4-6)

Der Grundwert der Verbundspannung beträgt

$$f_{bd,0} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{0.5} / \gamma_{cb}$$
 [4-7]

Mit

 η_1 = 1.75 für gerippte Stahlstäbe

 η_2 = 1.0 für gute Verbundbedingungen

$$\eta_3 = (25/\phi)^{0.3} \text{ für } \emptyset \rightarrow 25 \text{ mm}$$

 η_4 Faktor zur Berücksichtigung der Stahlfestigkeit:

 $\eta_4 = 1.0 \text{ für } f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

 $\eta_4 = 0.85 \, \text{für} \, f_{yk} = 600 \, \text{N/mm}^2$

 $\eta_4 = 0.75 \text{ für } f_{yk} = 700 \text{ n/mm}^2$

 $\gamma_{cb} = 1.5$

Durch die Faktoren α_2 und α_3 wird die Umschnürung des Verbundbereiches durch Betondeckung (α_2) und Bügel (α_3) berücksichtigt. Wenn die Betondeckung mindestens dem Stabdurchmesser entspricht und die Umschnürungsbewehrung $n_g \cdot A_{st} \geq \alpha_t \cdot \alpha_1 \cdot A_b$ ist, kann ($\alpha_2 + \alpha_3$) = 1,0 angesetzt werden. Dabei gilt α_t = 0,5 für Stäbe \leq 25 mm und α_t = 1,0 für Stäbe \emptyset = 50 mm.

$$\alpha_1 = A_{s,cal}/A_{s,ef}$$

Genauer gilt:

$$\alpha_2 = (c_{min}/\emptyset)^{0.5} \cdot (c_S/2 \cdot c_{min})^{0.15}$$
 (4-8)
$$c_{min} = \min \{c_s/2, c_x, c_y\}$$

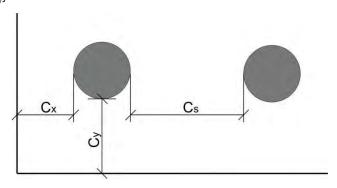


Fig. 35: Abstände nach MC 2010 [2]

 c_s = lichter Abstand der verankerten Stäbe

$$\alpha_3 = k_d \cdot \left(K_{tr} - \alpha_{t/50} \right) \tag{4-9}$$



$$K_{tr} = \frac{n_t \cdot A_{st}}{n_b \cdot \emptyset \cdot s_t} \tag{4-10}$$

 $n_{\rm t}$ = Anzahl der Bügelschenkel der Umschnürungsbewehrung, die im Querschnitt durch eine potentielle Spaltebene verläuft

 s_t = der Längsabstand der Umschnürungsbewehrung

 n_b = Anzahl der verankerten Längsstäbe in der Spaltebene

 $\alpha_{\rm t}$ = 0,5 für Stäbe \leq 25 mm und $\alpha_{\rm t}$ = 1.0 für Stäbe Ø = 50 mm

 $k_{\rm d}$ = 20, wenn der Bügelschenkel in der Betondeckung nicht weiter als 125 mm oder 5. Ø entfernt ist

 k_d = 10, wenn die Bügel innerhalb der Betondeckung liegen

Tab. 17 enthält eine Übersicht der nach [1] und [2] berechneten Verbundfestigkeiten für die durchgeführten Pull-Out-Versuche. Dabei wurden die mittleren Betondruckfestigkeiten angesetzt, die in den Baustoffproben ermittelt wurden. Die Abminderungsfaktoren für Durchmesser, Umschnürung, Staboberfläche und Stahlfestigkeit wurden berücksichtigt.

Versuch	η_3	$\eta_{\scriptscriptstyle 4}$	α_1	α_2	f _{bm, MC}	$f_{bm,EC}$	$ au_{\sf max, Versuch}$
P0	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]]	[N/mm²]	[N/mm²]]
1	1	0.75	1.41	0.12	2.33	7.03	13.87
3	1	0.75	1.73	0.12	2.74	6.79	12.26
2	1	0.75	1.41	0.12	2.33	7.03	16.67
13	1	0.75	1.00	0.12	1.70	7.03	8.18
4	1	0.75	1.73	0.12	2.70	6.65	15.52
12	1	0.75	1.73	0.12	2.70	6.65	13.72
5	1	0.75	1.41	0.80	3.26	6.74	12.87
6	1	0.75	1.41	0.00	2.08	6.74	11.79
7	1	0.75	2.12	0.00	3.13	6.74	18.48
8	1	1	2.12	0.00	3.43	5.20	20.29
9	1	0.85	2.12	0.00	5.68	12.63	20.35
22	1	1	1.41	0.12	2.82	6.17	11.36
10	1	0.75	2.12	0.00	2.88	6.04	12.5
11	1	0.75	2.12	0.00	3.05	6.52	35.9
14	1	0.75	1.00	0.49	2.14	6.52	9.25
15	1	0.75	1.41	0.49	2.75	6.58	12.14
16	1	0.75	1.73	0.49	3.21	6.58	16.28
17	1	0.75	2.12	0.49	4.29	7.80	15.27
18	0,90	0.75	1.00	0.00	1.47	7.66	8.4
19	0,90	0.75	1.41	0.00	2.13	7.93	11.61
20	0,90	0.75	1.73	0.00	2.51	7.54	17.22
21	0,90	0.75	2.12	0.00	2.65	6.18	15.13

Tab. 17: Vergleich der experimentell ermittelten Verbundspannungen mit den Verbundfestigkeiten nach Eurocode 2 [1] und nach MC2010 [2]



4.5.3 Einfluss der Rippenorientierung

Der Einfluss der Ausrichtung der Rippung von Bewehrungsstäben wurden in [9] anhand von Übergreifungsstößen untersucht. Die verwendeten Bewehrungsstäbe hatten einen Durchmesser von 20 mm und die Betondeckung betrug 35 mm ($c = 1.75 \cdot \varnothing$). In [9] wurden Stäbe mit verschiedenen bezogenen Rippenflächen untersucht. Für Stäbe mit bezogenen Rippenflächen f_R von 0.07 und 0.1 wurden Abminderungen der Verbundfestigkeit infolge einer ungünstigen Rippenausrichtung um bis zu 9 % beobachtet. Die in den vorliegenden Versuchen aufgetretene Abminderung der maximalen Verbundfestigkeit um 10 % entspricht daher den Beobachtungen aus der Literatur. Anhand der Versuchsergebnisse konnte beobachtet werden, dass der Einfluss der Rippenausrichtung mit abnehmender Betondeckung zunimmt (siehe auch Fig. 26).

4.5.4 Einfluss der Streckgrenze

Nach Rehm [29] beeinflusst das Erreichen der Streckgrenze das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben. Der Dehnungszuwachs bei Erreichen der Streckgrenze führt zu einer Verschiebungszunahme, ohne dass gleichzeitig die Zugkraft im Stab ansteigen würde. Der mit zunehmenden Verschiebungen steigende Scherwiderstand des Betons kann nach [8] in diesem Bereich nicht ausgenutzt werden. Dies hat in der Mehrzahl der vorliegenden Versuche keine Rolle gespielt, da die Streckgrenzen der Bewehrungsstäbe nicht ausgenutzt wurden. Lediglich im Versuch PO-11, in dem ein Bewehrungsstab aus einem Beton mit einer Zylinderdruckfestigkeit von 81 N/mm² gezogen wurde, war die Verbundfestigkeit so hoch, dass die Streckgrenze des Stabes gerade erreicht wurde (Fig. 36).

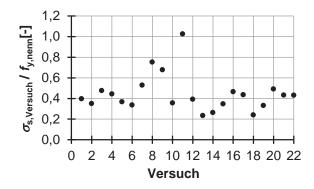


Fig. 36: Verhältnis der im Versuch erreichten Stahlspannung zur Nennstreckgrenze



4.5.5 Einfluss der bezogenen Rippenfläche

Zum Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Literatur werden die Rippengeometrien der verwendeten Bewehrungsstäbe in Tab. 18 zusammengefasst. Zur Beschreibung der Rippen dienen die Höhe a, der Abstand c, die Rippenteilung c/a, die Neigung α und die Neigung zur Stabachse β nach Fig. 37.

Stahl	Durch- messer	Bezogene Rippenfläche <i>f</i> _R	Höhe a	Abstand c	Rippen- teilung <i>c/a</i>	Neigung α	Neigung β
	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[°]	[°]
B 500	25	0.075	1,7	15,6	9,2	56	58*
S 600	25	0.129	1,57	11,4	7,1	52	58
S 670	25	0.142	1,8	10,3	5,7	65	81

^{*} auf einer Stabseite gegenläufig

Tab. 18: Rippengeometrie der verwendeten Bewehrungsstäbe

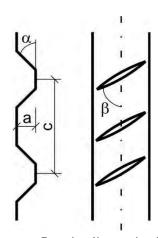


Fig. 37 Parameter zur Beschreibung der Rippengeometrie

Der Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R wurde in einer großen Anzahl von Untersuchungen beschrieben. Im Folgenden werden die Ergebnisse der Arbeiten von Rehm [29] und Martin [22] mit den Versuchsergebnissen verglichen.

Untersuchungen von [22] an einer einzelnen Rippe zeigen, dass bei gleicher bezogener Rippenfläche eine Änderung von Rippenhöhe a und Rippenabstand c keinen maßgebenden Einfluss haben. Mit größerer bezogener Rippenfläche nehmen bei gleicher Belastung auch die Ringzugspannungen zu. [10] stellt Überlegungen für Stäbe von 10 - 40 mm an. Bei kleinen und mittleren bezogenen Rippenflächen f_R (0-0.15) ist die Rissbegrenzung für die Höhe der Ausnutzbarkeit eines Bewehrungsstahles maßgebend. Durch eine Erhöhung der zulässigen Rissbreiten kann die Stahlgüte entscheidend erhöht werden. Der günstigste Bereich der bezogenen Rippenflächen liegt bei Werten von 0.070 und 0.12.

Nach [32] nehmen die Bruchverschiebungen mit abnehmender bezogener Rippenfläche zu. Bei gleichen Verschiebungswerte betrachtet, nimmt also die Verbundspannung linear mit der bezogenen Rippenfläche zu. Bei gut profilierten Betonstählen wird der Größtwert τ_{max} bei



relativ kleinen Verschiebungen erreicht. Es ergibt sich nach [32] der Zusammenhang $\tau(s)/f_{cm}=a+f(s)f_R$.

Die hier beschriebenen Versuche wurden mit Bewehrungsstäben mit einer bezogenen Rippenfläche f_R zwischen 0.075 und 0.142 durchgeführt. Die Stäbe liegen nach [10] alle im günstigen Bereich. Die Rippenhöhe a ist mit 1.6-1.8 mm ebenfalls vergleichbar. Der Unterschied der Rippengeometrie liegt im Abstand c, der bei der Bewehrung B 500 um 50 % größer als der Abstand c der Bewehrung S 670 ist. Außerdem ist die Rippe bei der Gewinderippung des S 670 um etwa 80° gegen die Stabachse geneigt, während die Neigung der anderen untersuchten Stäbe bei knapp 60° lag. Allerdings sind die Rippen bei der Bewehrung B 500 auf einer Seite gegenläufig, während sie bei der Bewehrung S 600 auf beiden Rippenseiten in die gleiche Richtung ausgerichtet sind.

Rehm beschreibt in [29], dass der lichte Rippenabstand ohne Einfluss auf die Last-Verschiebungsgesetze ist, solange die auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Scherspannungen in den Mörtelkonsolen kleiner als 0.4 bis 0.6 sind. Bis zum Erreichen dieser Grenzwerte ist die Verschiebung ausschließlich von der Rippenhöhe abhängig. Wenn die auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Scherspannungen in den Mörtelkonsolen größer als 0.4 bis 0.6 werden, kommt es zu einem beginnenden Bruch in den Mörtelkonsolen und die Verschiebungen nehmen bei gleicher Laststeigerung rascher zu als vorher. Es bleibt eine ausreichende Verzahnung in der Konsole erhalten, die infolge der allseitigen Querbehinderung des Betons eine weitere Laststeigerung gewährleistet. Die Verschiebungen bis zur Überwindung des Scherwiderstandes betragen im Durchschnitt etwa 10 % des Rippenabstandes.

Die aufnehmbare Stabzugkraft nimmt nach [29] exponentiell mit dem Abstand der Rippen zu. Mit zunehmender Belastung gewinnt der Rippenabstand an Bedeutung. Je enger die Rippenteilung (Abstand zu Höhe klein) umso größer ist die Spannungszunahme je Längeneinheit. Daher benötigten Stäbe mit enger Rippenteilung zur Übertragung bestimmter Zugkräfte auf den Beton kürzere Strecken. Die rasche Spannungszunahme in Stäben mit engen Rippenabständen ist mit größeren örtlichen Verschiebungen verbunden.

Bei geringen Betondeckungen besteht die Gefahr, dass der Verbund frühzeitig vor Erreichen des höchsten Scherwiderstandes durch Absprengen der Betonumhüllung zerstört wird. Bei ausreichender Querbehinderung können auch bei weiter Rippenteilung die Betonkonsolen vollständig abgeschert werden [29].



$\tau/f_{\rm cm} \leftarrow 0.4 \text{ bis } 0.6$	$\tau/f_{cm} \rightarrow 0$	$\tau/f_{cm} \rightarrow 0.4 \text{ bis } 0.6$	
Verschiebung hängt nur von der Rippenhöhe ab.	c/a <-7 Bruch über die komplette Konsole, die Verschiebung nimmt zu, die Verschiebung hängt von c/a ab	c/a →10 Teilbruch der Konsole, keine Vergrößerung der Verschiebung, die Verschiebung hängt von der Rippenhöhe ab.	Der Rippenabstand gewinnt an Bedeutung, je kleiner der Abstand ist, desto größer die Spannungszunahme je Länge und damit auch die Verschiebung

Tab. 19: Einfluss der Rippung auf das Versagen im Pull-Out-Versuche nach [29]

Stäbe mit einer stärkeren Rippenneigung erreichten nach [29] deutlich höhere Spannungen. Da die untersuchten drei Bewehrungstypen ähnliche Rippenneigungen von 52° bis 65° aufwiesen, konnten keine wesentlichen Unterschiede aufgrund der Rippenneigung beobachtet werden. Nach [29] hat die Neigung zur Stabachse β keinen Einfluss auf die im Verbund ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen. Es konnte beobachtet werden, dass der Bewehrungsstahl S 600 eine höhere Anfangssteifigkeit aufwies als die übrigen Versuche und seine maximale Verbundfestigkeit bei geringerem Schlupf erreichten (Fig. 38). Die Eigenschaften der Rippen des S 600 weichen nicht auffällig von denjenigen des B 500 und S 670 ab. Lediglich die Neigung zur Stabachse β unterschied sich deutlich von den anderen Stäben. Die Neigung war so groß wie diejenige des B 500 aber auf keiner Seite gegenläufig. Die höhere Anfangssteifigkeit widerspricht den Aussagen von [29].

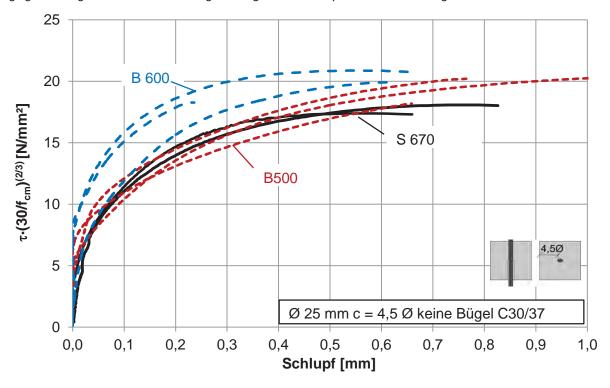


Fig. 38 Verbundspannungs-Schlupf-Kurven für die untersuchten Rippengeometrien



4.5.6 Einfluss des Stabdurchmessers

Rehm [29] untersucht Stäbe mit Durchmessern von 12- 24 mm. Seine Versuche haben gezeigt, dass der Stabdurchmesser ohne Einfluss auf die geltenden Grundgesetze des Verbundes ist. Da aber das Verhältnis Stabumfang zu Stabquerschnitt mit abnehmender Stabdicke günstiger wird, kann durch die gleiche örtliche Verbundspannung bei dünnen Stäben örtlich eine höhere Stahlspannung aufgenommen werden als bei dicken Stäben.

$$\frac{\sigma_s}{\tau_b} \approx \frac{\pi \cdot \emptyset}{\pi \cdot (\emptyset/2)^2} = \frac{4}{\emptyset}$$
 (4-11)

An Stellen mit gleichen Verschiebungswerten ergibt sich nach [29] eine Abhängigkeit der Spannung vom Durchmesser, die bis zum Erreichen des höchsten Scherwiderstandes unabhängig von der Höhe der Verschiebung gilt.

In den hier beschriebenen Versuchen nahm die Spannung mit zunehmendem Durchmesser bei gleichem Schlupf ebenfalls ab (Fig. 29).

Im Bereich kleiner Verschiebungen, vor Erreichen des Höchstwiderstandes, sind bei gleicher Profilierung der Oberflächen (gleiches c/a) dünne Stäbe dickeren überlegen, weil sie eine raschere Kraftübertragung vom Stab auf den Beton ermöglichen. Bei gleichem Abstand und gleicher Rippenhöhe bleibt diese Überlegenheit auch hinsichtlich der in den Stab einleitbaren maximalen Zugspannungen aufrecht erhalten. Sind jedoch Abstand und Höhe proportional dem Stabdurchmesser, erreicht die einleitbare Zugspannung bei dicken Stäben höhere Maximalwerte. Zur Verankerung (in Bezug auf die Spannung) gleich hoch beanspruchter Stäbe sind für dicke Stäbe zwar größere absolute Längen, aber kleinere Vielfache der Stabdicke erforderlich als für dünne [29].

Zur Beschränkung der Rissbreiten müssen nach [22] dickere Stäbe stärker profiliert werden als dünnere. Es ist für den Verbund fast gleichgültig, ob für sämtliche Stabdurchmesser gleich hohe Rippen in gleichen Abständen gewählt, oder aber der Abstand und die Höhe mit dem Stabdurchmesser verändert werden. In [32] wird beschrieben, dass die mittlere Verbundspannung unter sonst gleichen Verhältnissen mit steigendem Stabdurchmesser leicht zunimmt. Der Einfluss des Stabdurchmessers auf das Verbundverhalten war allerdings so gering, so dass er in erster Näherung vernachlässigt wurde.



4.5.7 Einfluss der Betonfestigkeit

Bei den in [27] beschriebenen Versuchen können die Verbundspannungen $\tau_{0,01}$ und $\tau_{0,1}$ am besten durch das Verhältnis $\tau \sim f_{\rm c}^{1,0}$ wiedergegeben werden, während für die Verbundfestigkeit $\tau_{\rm max}$ das Verhältnis $\tau \sim f_{\rm c}^{2/3}$ passender ist.

Martin und Noakowski schreiben in [32], dass $\tau \sim f_c^c$ ist. Der Exponent c ändert sich nach ihnen mit der bezogenen Rippenfläche. Für glatte Rundstähle ergibt sich ein Wert von etwa 0,5 und für Rippenstähle ein Wert von 1.0 bis 1.20 (Verbundfestigkeit proportional zur Betonfestigkeit). Das heißt, je größer die bezogene Rippenfläche, desto größer der Exponent c. Für $\tau_{0,1}$ mm und τ_{max} ergeben sich unterschiedliche Exponenten c, allerdings so ähnlich, dass in [32] nicht weiter unterschieden wird.

Je kleiner die bezogene Rippenfläche, desto schneller wird der Höchstwert der Verbundspannungen erreicht (kleine Schlupfwerte, z.B. 0.1 mm und weniger). Bei stark profilierten Betonrippenstählen nimmt die Verbundspannung mehr als proportional zur Betondruckfestigkeit zu, die für die Sprengwirkung maßgebende Zugfestigkeit aber lediglich mit $f_{\rm cm}^{2/3}$. Dies hat zur Folge, dass mit zunehmender Betongüte im Durchschnitt bei immer geringeren Verschiebungen der Bruch infolge Sprengwirkung auftritt.

In den im Rahmen des hier beschriebenen Projektes durchgeführten Versuchen lagen die Schlupfwerte bei Erreichen der maximalen Verbundfestigkeit bei unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten dagegen in der gleichen Größenordnung (Fig. 39).

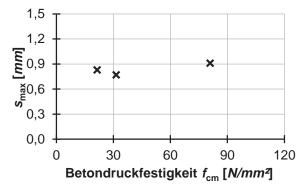


Fig. 39: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Schlupf bei Erreichen der maximalen Verbundfestigkeit

Nach Martin [22] ist der Einfluss der Betonzugfestigkeit bei kleinen Betonfestigkeiten relativ groß und nimmt mit steigender Betongüte ab.



Martin und Noakowski beschreiben in [32], dass die Grundgesetze des Verbundes der von ihnen untersuchten profilierten und gerippten Stäbe linear von der Betondruckfestigkeit abhängen.

In den eigenen Versuchen konnte für die Verbundspannung bei einem Schlupf von 0.01 mm ein Verhältnis $\tau_{0,01} \sim f_{\rm cm}^{-0,5}$ beobachtet werden. Für die Verbundspannung bei einem Schlupf von 0.1 mm beschreibt das Verhältnis $\tau_{0,01} \sim f_{\rm cm}^{-0,7}$ die im Versuch beobachteten Verbundspannungen. Die im Versuch gemessene Verbundspannung bei einem Schlupf von 1.0 mm und die maximalen Verbundspannungen sind proportional zu $f_{\rm cm}^{-0,8}$.

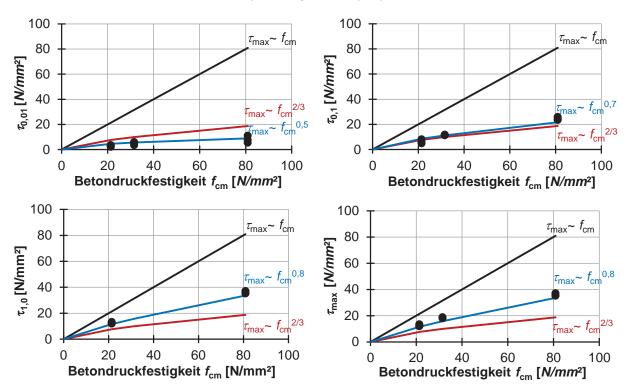


Fig. 40: Vergleich des Verhältnisses der Verbundfestigkeit zur Betondruckfestigkeit

Dies widerspricht [32], wonach die maximale Verbundspannung proportional zur Betondruckfestigkeit ist. Auch die Exponenten für $\tau_{0,1}$ und τ_{max} sind verschieden.

Die Annahme nach [1], wonach die Verbundfestigkeit τ proportional zur Betonzugfestigkeit ist, liegt damit ab einem Schlupf von 0.1 mm auf der sicheren Seite.

4.5.8 Einfluss der Umschnürung infolge Betondeckung

Nach Martin [22] kann man einen Zusammenhang zwischen Mindestbetondeckung, Stabdurchmesser und Profilierung herleiten, wenn die Rissbildung im Beton längs der Bewehrungsstäbe frühestens bei Erreichen der rechnerischen Bruchzustandes auftreten darf. Die vorgegebene Mindestbetondeckung nach Norm führt dazu, dass Längsrisse bereits vor Erreichen des theoretischen Bruchzustandes auftreten werden. Dies gilt nach Martin [22]



umso mehr, wenn man noch berücksichtigt, dass in der Regel die Mindestprofilierung erheblich überschritten wird. Da der Einfluss der Betondeckung einen großen Einfluss hat, muss diejenige Betondeckung gesucht werden, die bei einem definierten Beanspruchungszustand noch nicht zur Entwicklung von Längsrissen führt.

Die Betondeckung kann aus wirtschaftlichen Gründen nicht unbegrenzt erhöht werden, so dass man eine dritte Beschränkung der nutzbaren Stahlspannung erhält [22].

Auch in den hier beschriebenen Versuchen wurde stets ein Aufspalten bzw. eine Längsrissbildung beobachtet. Allerdings wurden die Verbundversuche mit sehr kurzen Verbundlängen von 5-Ø durchgeführt, die so in nach [1] bemessenen Bauteilen nicht vorkommen. Wie sich der Einfluss der Betondeckung im Bauteil bei der Rissbildung, der Verankerung oder Übergreifung verhält, kann nicht direkt aus den Pull-Out-Versuchen abgeleitet werden. Der Einfluss der Betondeckung auf das Rissbild wird daher anhand von Dehnkörper- und Balkenversuchen untersucht.

Janovic [36] untersucht an konsolenartigen Ausziehkörpern mit einer Verbundlänge von $5\cdot \varnothing$ und $10\cdot \varnothing$ Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 20 cm. Er stellt fest, dass eine Vergrößerung der Betondeckung von $c=1\cdot \varnothing$ auf $c=1.75\cdot \varnothing$ in einer starken Steigung des Schlupfwertes resultiert. Das gleiche konnte auch in den von uns durchgeführten Versuchen festgestellt werden (Fig. 41).

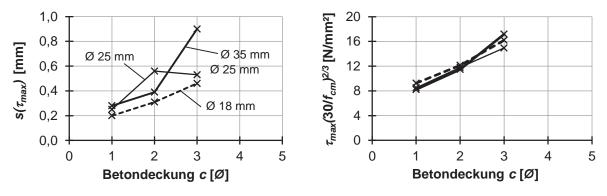


Fig. 41: Einfluss der Betondeckung auf den Schlupf und die Verbundfestigkeit

Die Erhöhung von F_{max} betrug in den Versuchen von Janovic [36] wie auch in den hier durchgeführten Versuchen etwa 30 %. Während bei Janovic [36] das Verhältnis F/F_{max} bei gleicher Querdehnung unabhängig von der Betondeckung gleich blieb, zeigen die vorliegenden Versuche deutlich, dass das Verhältnis τ/τ_{max} bei gleichem Schlupf mit zunehmender Betondeckung abnimmt (Fig. 42).



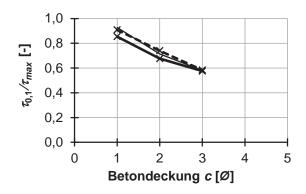


Fig. 42: Einfluss der Betondeckung auf das Verhältnis τ/τ_{max}

4.5.9 Einfluss der Umschnürung infolge Querbewehrung

In [32] wird beschrieben, dass eine Querbewehrung nur dann das Verbundverhalten beeinflussen kann, wenn im Bereich der Verbundlänge eine Rissbildung auftritt. Daraus folgt, dass eine Querbewehrung nur bei stark profilierten oder großen Stabdurchmessern wirksam werden kann. Die Hauptwirkung einer Querbewehrung resultiert vor allem in einer Erhöhung der maximalen Verbundspannungen. Aus theoretischen Überlegungen wird in [32] gefolgert, dass die Höhe der Wirkung einer Querbewehrung vom Abstand zwischen Querbewehrung und Stab abhängt. Das optimale Verhältnis von Stabdurchmesser zum Abstand zur umgebenden Querbewehrung liegt bei ca. 1.5.

In den hier beschriebenen Versuchen betrug der Abstand zwischen Längsbewehrung und Bügel 0 bis 50 mm. Die Bügel hatten die gleichen Abmessungen, während die Betondeckung in den Versuchen variiert wurde.

Versuch	Betondeckung	Abstand zum Bügel	Verhältnis Abstand /Ø
P0-13	1∙Ø = 25 mm	0 mm	0
P0-2	2∙Ø = 25 mm	25 mm	1
P0-4	3∙Ø = 25 mm	50 mm	2

Tab. 20: Betondeckung und Bügellage in den Pull-Out-Versuchen

Da das Verhältnis Abstand /Ø bei einer Betondeckung von 2·Ø und 3·Ø gleichermaßen vom optimalen Wert 1.5 abweicht, müssten die Ergebnisse vergleichbar sein. Der ungünstige Einfluss einer geringen Betondeckung im Versuch PO-13 ist nach [32] zusätzlich durch den geringen Abstand zwischen Bügel und Längsstab verstärkt worden.

In der Baupraxis liegt die Bügelbewehrung allerdings häufig direkt an der Längsbewehrung an, was nach [32] zu einem ungünstigeren Verhalten führt.



4.5.10 Einfluss der Verbundlänge

Die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ nimmt nach [32] unter sonst gleichen Verhältnissen mit zunehmender Verbundlänge ebenfalls zu. Es wird für Versuche eine Verbundlänge von $5\cdot \mathcal{O}$ empfohlen. Bei diesem Wert besteht nach [32] für Rippenstähle Proportionalität zwischen Verbundspannung und Betondruckfestigkeit über einen weiten Verschiebungsbereich. Diese Aussage konnte anhand der vorliegenden Versuche nicht bestätigt werden. Die im Pull-Out-Versuch ermittelte Verbundfestigkeit kann aufgrund der kurzen Verbundlänge nicht direkt zur Bestimmung von Verankerungs- und Übergreifungslängen, sowie von Rissabständen herangezogen werden.

4.6 Zusammenfassung der Pull-Out-Versuche

Es wurden 66 Pull-Out-Versuche an Bewehrungsstäben S 670, S 600 und B 500 durchgeführt. Dabei wurden folgende Einflüsse der Versuchsparameter deutlich:

- Die Verbundspannungen der drei untersuchten Bewehrungsstäbe unterschieden sich nicht wesentlich voneinander. Lediglich die Anfangssteifigkeit, d.h. die Verbundfestigkeit bei kleinen Schlupfwerten von 0.01 mm und 0.1 mm der Bewehrung S 600 war etwas größer als diejenige der beiden anderen Bewehrungstypen.
- Die Ausrichtung der Rippen des Gewindestabes S 670 beeinflusste die Verbundfestigkeit.
- In den Versuchen an S 670 Bewehrung war insbesondere bei kleinen Betondeckungen ein Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundfestigkeit erkennbar.
- Die Verbundfestigkeit war bei kleinem Schlupf (0.01 mm und 0.1 mm) proportional zu fcm0,7 und bei größerem Schlupf (1.0 mm und max) proportional zu fcm0,8.
- Eine Erhöhung der Betondeckung von 1.Ø auf 2.Ø in den Versuchen mit S 670
 Bewehrung erhöhte die Verbundfestigkeit um 50 %
- Die Anordnung von Bügelbewehrung führte nicht zu höheren Verbundspannungen, sondern veränderte lediglich den Nachbruchbereich der Verbunds-Spannungs-Schlupf-Beziehung

Die gemessenen Verbundfestigkeiten lagen über den Bemessungswerten nach [1] und [2]. Die Bemessungswerte nach Norm entsprachen am ehesten den Versuchsergebnissen der Versuche mit kleiner Betondeckung und großem Stabdurchmesser. Aufgrund der kurzen Verbundlänge im Versuch sind die Verbundfestigkeiten nicht mit den Bemessungswerten nach [1] und [2] vergleichbar.



5 Empirische Ermittlung des Rissverhaltens

5.1 Übersicht der durchgeführten Versuche

Die Rissbildung von Zuggliedern mit S 670 Bewehrung wurde anhand von 14 Dehnkörperversuchen untersucht. Die Länge der Versuchskörper DK-0 bis DK-5 betrug 1.4 m. Da sich auf dieser Länge nur wenige Risse ausbildeten, wurden die folgenden Dehnkörper soweit es die Prüfeinrichtung erlaubte verlängert. Die Dehnkörper DK-6 bis DK-13 hatten eine Länge von 1.7 m. Die Kantenlänge der Versuchskörper hing von der gewählten Betondeckung und dem Bewehrungsgrad ab. Der lichte Abstand zwischen den Stäben betrug 5.0. Die Kantenlänge entsprach bei einer Betondeckung vom zweifachen Stabdurchmesser 11.0 (Fig. 43). Dadurch ergab sich ein Bewehrungsgrad von 2,6 %.

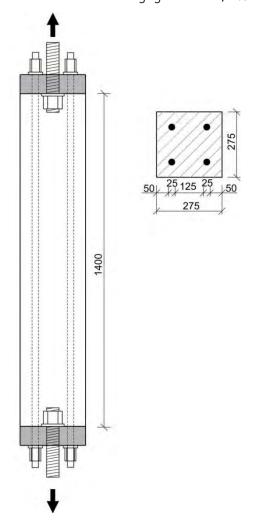


Fig. 43: Ansicht und Schnitt Dehnkörperversuch DK-0 [mm]

In den Versuchen DK-0 bis DK-6 wurde der Einfluss des Bügelgehaltes auf die Rissbildung untersucht. Während der Einfluss der Streckgrenze und der bezogenen Rippenfläche in den Versuchen DK-0, DK-4 und DK-5 ohne Bügel untersucht wurde, wurden die gleichen Versuche auch mit einer Bügelbewehrung im Abstand von 20 cm durchgeführt (DK-1, DK-2



und DK-3). Der Einfluss der Betondeckung bei konstantem Bewehrungsgrad wurde in den Versuchen DK-6 (c = $1\cdot\emptyset$), DK-0 (c = $2\cdot\emptyset$) und DK-7 (c = $3\cdot\emptyset$) untersucht. In den Versuchen DK-8 (Ø 18 mm), DK-13 (Ø 22 mm), DK-0 (Ø 25 mm) und DK-9 (Ø 35 mm) wurde die Auswirkung eines veränderten Stabdurchmessers auf die Rissbildung analysiert. Die Versuche DK-10 (C20/25) und DK-11 (C80/95) dienten der Untersuchung des Einflusses der Betonfestigkeit.

Wie der Bewehrungsgrad die Rissbildung verändert, wurde im Versuch DK-12 (ρ = 3,9%) untersucht. Dabei wurde die Betondeckung zu $2\cdot \varnothing$ gewählt, während der lichte Abstand zwischen den Bewehrungsstäben von $5\cdot \varnothing$ auf $3\cdot \varnothing$ verringert wurde. Eine Übersicht der durchgeführten Versuche enthält Tab. 21.

Versuch	Bewehrung	Durchmesser Ø	bezogene Rippenfläche 🎪	Betondeckung C	Bewehrungs- grad $ ho$	Bügel	Beton	Länge Versuchs- körper
[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[mm]
DK-0	S 670	25	0.142	$2 d_s$	2.6	-	C30/37	1400
DK-1	S 600	25	0.129	$2 d_s$	2.6	ø8/20	C30/37	1400
DK-2	S 670	25	0.142	$2 d_s$	2.6	ø8/20	C30/37	1400
DK-3	B 500	25	0.075	$2 d_s$	2.6	ø8/20	C30/37	1400
DK-4	B 500	25	0.075	$2 d_s$	2.6	-	C30/37	1400
DK-5	S 600	25	0.129	$2 d_s$	2.6	-	C30/37	1400
DK-6	S 670	25	0.142	$1 d_s$	2.6	-	C30/37	1700
DK-7	S 670	25	0.142	$3 d_s$	2.6	-	C30/37	1700
DK-8	S 670	18	0.142	$2 d_s$	2.6	-	C30/37	1700
DK-9	S 670	35	0.142	$2 d_s$	2.6	-	C30/37	1700
DK-10	S 670	25	0.142	$2 d_s$	2.6	-	C20/25	1700
DK-11	S 670	25	0.142	$2 d_s$	2.6	-	C80/95	1700
DK-12	S 670	25	0.142	$2 d_s$	3.9	-	C30/37	1700
DK-13	S 670	22	0.142	$2 d_s$	2.6	-	C30/37	1700

Tab. 21: Übersicht der durchgeführten Dehnkörperversuche

5.2 Herstellung der Dehnkörperversuche

5.2.1 Herstellung und Lagerung

Zur Herstellung der Schalungen für die Versuchskörper wurde beschichtetes Holz verwendet. Der verwendete Beton wurde in der Regel im institutseigenen Mischer hergestellt. Lediglich der Versuch DK-7 wurde aus Transportbeton hergestellt. Nach der Betonage wurden die Versuchskörper mit Folien abgedeckt und nach einem Tag



ausgeschalt. Die Versuchskörper wurden bis zur Durchführung der Versuche ohne Nachbehandlung in der Versuchshalle gelagert.

5.2.2 Betoneigenschaften

Die verwendeten Betonrezepturen sind in Tab. 22 dargestellt. Die Frischbetoneigenschaften enthält Tab. 23. Die Zylinderdruckfestigkeiten sollten am Versuchstag mittlere Festigkeiten von 20 N/mm², 30 N/mm² bzw. 80 N/mm² aufweisen. Die Frischbetoneigenschaften der Betone sind in Tab. 23 angegeben. Es wurden zu jedem Versuch Betonwürfel und Betonzylinder hergestellt, anhand derer die Druck- und Spaltzugfestigkeiten, sowie der Elastizitätsmodul überprüft wurde. Die Ergebnisse der Baustoffproben enthält Tab. 24.

Versuch	Festigkeits- klasse	Zement CEM I 52,5 R [kg/m³]	Wasser [kg/m³]	Fließmittel kg/m³]	Zuschlag gesamt [kg/m³]	Körnung 0 – 2 [kg/m³]	Körnung 2 – 8 [kg/m³]	Körnung 8 – 16 [kg/m³]
DK-0	C30/37	270	170	1.5	1961	804	471	686
DK-1	C30/37	280	168	1.3	1958	803	470	685
DK-2	C30/37	280	168	1.3	1958	803	470	685
DK-3	C30/37	280	168	1.3	1958	803	470	685
DK-4	C30/37	280	168	1.3	1958	803	470	685
DK-5	C30/37	280	168	1.3	1958	803	470	685
DK-6	C30/37	280	174	1.3	1942	796	466	680
DK-7	C30/37	320*)	155	1.9	1925	825	415	685
DK-8	C30/37	280	170	1.9	1953	801	469	684
DK-9	C30/37	280	173	1.5	1945	797	467	681
DK-10	C20/25	320	220	1.2	1787	590	536	447
DK-11	C80/95	450	111	1.3	1832	751	440	641
DK-12	C30/37	280	173	1.5	1945	797	467	681
DK-13	C30/37	280	170	1.3	1953	801	469	684

^{*)} Transportbeton: enthält zusätzlich Verzögerer 0.64 kg/m³

Tab. 22: Betonrezepturen der Dehnkörperversuche



Versuch	Wassergehalt [l/m³]	Wasserzementwert w/z [-]	Frischbetonrohdichte [kg/m³]
DK-0	170	0.635	2.354
DK-1	168	0.600	2.361
DK-2	168	0.600	2.387
DK-3	168	0.600	2.385
DK-4	168	0.600	2.366
DK-5	168	0.600	2.387
DK-6	174	0.621	2.387
DK-7	155	0.501	2.295
DK-8	170	0.607	2.392
DK-9	173	0.618	2.370
DK-10	220	0.688	2.303
DK-11	111	0.247	2.442
DK-12	173	0.618	2.370
DK-13	170	0.607	2.375

Tab. 23: Frischbetoneigenschaften der Dehnkörperversuche

Versuch	Würfeldruck- festigkeit f _{cm,cube}	Zylinder- druckfestigkeit f _{cm,zyl}	Spaltzug- festigkeit f _{ct,spalt}	Güte $f_{ m cm,28d}$	E-Modul E _{cm}
[-]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
DK-0	42.59	35.22	3.01	50.38	28619
DK-1	37.78	30.6	2.86	46.21	28843
DK-2	36.74	30.47	2.63	48.85	27933
DK-3	35.92	29.15	2.63	47.14	28004
DK-4	37.95	29.84	2.35	51.34	27549
DK-5	40.38	31.78	2.60	50.32	25329
DK-6	36.24	30.39	2.65	47.66	26872
DK-7	36.17	33.23	2.78	45.48	24351
DK-8	35.91	28.75	2.55	48.76	26400
DK-9	38.78	31.98	2.53	48.76	27421
DK-10	25.78	21.78	2.00	42.37	21572
DK-11	113.51	94.57	5.62	119.79	41517
DK-12	37.87	32.21	2.75	48.76	28218
DK-13	40.02	30.79	2.87	50.57	29209

Tab. 24: Festbetoneigenschaften der Dehnkörperversuche



5.3 Versuchsdurchführung

5.3.1 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden mit Hilfe eines Hohlkolbenzylinders der Firma Bahco mit einer maximalen Prüfkraft von 5 MN durchgeführt. Zur Übertragung der Kraft der Gewindestange, die im Hohlkolbenzylinder eingespannt wurde, auf die Bewehrungsstäbe der Dehnkörper wurden Lasteinleitungsplatten mit einer Höhe von 15 cm verwendet. Da die Bewehrung S 670 eine Gewinderippung aufweist, konnten die im Versuch auf Zug belasteten Bewehrungsstäbe an der Lasteinleitungsplatte verschraubt werden. Die Bewehrungsstäbe S 600 und B 500 wurden mit Keilen an den Lasteinleitungsplatten verankert. Der Prüfzylinder wurde auf eine Rahmenkonstruktion aufgesetzt. Der Versuchsaufbau ist in Fig. 44 dargestellt.





Fig. 44: Versuchsaufbau der Dehnkörperversuche

5.3.2 Versuchssteuerung

Die Versuche wurden kraftgesteuert mit 50 N/mm²/min belastet. Die Belastung wurde stufenweise aufgebracht, damit bei vorgegebenen Laststufen Rissmessungen durchgeführt werden konnten. Die Laststufen wurden in Abhängigkeit von der im Stab vorhandenen Spannung gewählt, daher weichen die absoluten Werte in den Versuche mit verschiedenen Durchmessern voneinander ab. Die Laststufen sind in Tab. 25 zusammengefasst. Nach Erreichen einer Stahlspannung von 75 % der Gebrauchsspannung (400 N/mm² für S 670 und 300 N/mm² für B 500) wurden 10 Lastwechsel mit einer Oberlast von 75 %und einer Unterlast von 50 % der Gebrauchsspannung durchgeführt. Die Rissbreiten wurden nach



Erreichen der letzten Oberlast noch einmal gemessen. Während der Versuche mit hochfester Bewehrung wurde die letzte Rissmessung bei einer Stahlspannung von 700 N/mm² durchgeführt. Bei der Bewehrung B 500 wurde die letzte Rissmessung bei einer Stahlspannung von 550 N/mm² durchgeführt.

Stahlspannung	Belastung [kN]								
[N/mm²]	4 Ø 18 mm	4 Ø 22 mm	4 Ø 25 mm	4 Ø 35 mm					
100	102	152	196	385					
200	204	304	393	770					
300	305	456	589	1155					
400	407	608	785	1539					
500	509	760	982	1924					
600	611	912	(1178)	2309					
700	713	1064	(1374)	-*)					

^{*)} Verformungen wurden zu groß für die Prüfeinrichtung

Tab. 25: Laststufen der Dehnkörperversuche

Durch umfangreiche Rissmessungen ergab sich eine Versuchsdauer von etwa fünf Stunden. Die Belastung über die Zeit ist in Fig. 45 dargestellt.

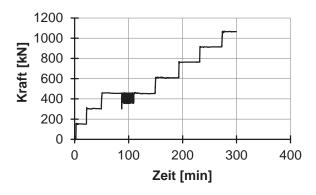


Fig. 45: Kraft-Zeit-Diagramm Versuch DK13

5.3.3 Messtechnik

Während der Belastung der Dehnkörper wurden die Verformungen des Betons auf den vier Seiten des Versuchskörpers und die Rissöffnung der Sollrissfuge mithilfe von Wegaufnehmern aufgezeichnet. Die Dehnung der Längsbewehrung wurde mit Dehnungsmessstreifen kontinuierlich gemessen (Fig. 46). Nach einer Spannungssteigerung um je 100 N/mm², wurden die Risse beschriftet und die Rissbreiten gemessen. Die Rissabstände wurden nach dem Versuch gemessen. Durch die Dokumentation der vorhandenen Risse in jeder Laststufe konnten auch die Rissabstände vor dem Zustand der abgeschlossenen Rissbildung bestimmt werden. Zur Überprüfung der gleichmäßigen Lasteinleitung können die Ergebnisse der Wegaufnehmermessungen an den vier Seiten des Versuchskörpers herangezogen werden, die im Anhang abgebildet sind. Obwohl es nicht



möglich war, eine vollständig gleichmäßige Lasteinleitung über die gesamte Versuchsdauer aufrecht zu erhalten, können wesentliche Biegeeinflüsse vernachlässigt werden.

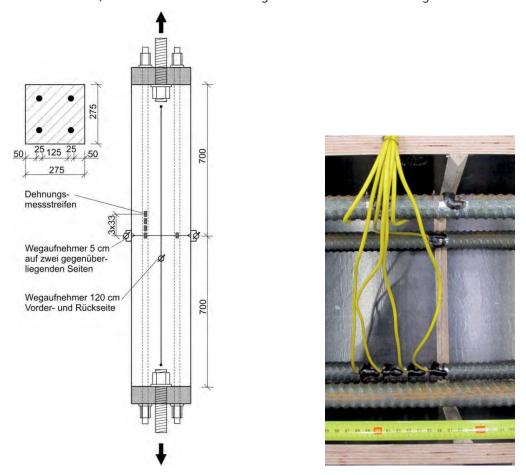


Fig. 46: Messtechnik in den Dehnkörperversuchen

Die Rissbreiten der ersten Dehnkörperversuche, d.h. bei den Versuchen DK-0 bis DK-5, wurden mit Risslinealen gemessen. Um mit einer höheren Genauigkeit messen zu können, wurden in den Versuchen DK-6 bis DK-13 Risslupen verwendet. Die Risslupen hatten Messgenauigkeiten von 0.025 mm bzw. 0.050 mm.

Während in den ersten Versuchen die Rissbreite in der Mitte des Versuchskörpers gemessen wurde, wurden bei den folgenden Versuchen die Rissbreiten auf der Längsachse Bewehrungsstäbe bestimmt.

Durch die Verwendung unterschiedlicher Messmethoden musste die Vergleichbarkeit der Rissbreitenmessungen analysiert werden. Obwohl die Ergebnisse zunächst nicht direkt vergleichbar erschienen, wurde zugunsten der Genauigkeit und Richtigkeit der Rissbreitenermittlung die Messmethode im Laufe des Projektes geändert.

Zur Untersuchung des Einflusses der Lage der Rissbreitenmessung wurden die Rissbreiten im Versuch DK-13 sowohl auf der Höhe der Bewehrung als auch in der Mitte des Versuchskörpers, d.h. mittig zwischen den Stäben gemessen. Es ergab sich ein Unterschied



der gemessenen Rissbreiten um maximal 10 %. Das heißt, dass die gemessenen Rissbreiten bei den Versuchskörpern DK-0 bis DK-5 auf der Höhe der Längsbewehrung tatsächlich etwas kleiner waren als dokumentiert. Die Versuchsergebnisse DK-1 bis DK-5 dienen einem Vergleich untereinander, so dass der Einfluss der Messachse keine Rolle spielt. Der Versuchskörper DK-0 dient dagegen zum Vergleich mit anderen Versuchskörpern. Die Rissbreite wird in der Versuchsauswertung dennoch so angegeben, wie dokumentiert, obwohl die Rissbreiten auf Höhe der Längsbewehrung um bis zu 10 % geringer waren.

Zur Ermittlung des Einflusses des Messinstrumentes wurden Rissbreitenmessungen an identischen Rissen mit Risslineal und Risslupe durchgeführt. Die Messung mit dem Risslineal ergab keine anderen Mittelwerte als die mit mehr Nachkommastellen dokumentierten Messwerte der Risslupen.

5.4 Versuchsergebnisse

5.4.1 Versagensart und Rissentwicklung

In allen Dehnkörperversuchen wurde die Bewehrung während der Rissbeobachtung bis zu ihrer Streckgrenze belastet. Während der Belastung stellten sich Querrisse ein. Die Erstrissbildung stellte sich vor Erreichen der ersten Laststufe von σ_s = 100 N/mm² ein. Mit dem Erreichen der Streckgrenze wurden aufgrund der plastischen Verformung des Stahls die Trennrisse in den Dehnkörpern weiter geöffnet. Sobald dieser Zustand erreicht wurde, wurde der Versuch abgebrochen (Fig. 47).



Fig. 47: Rissbild des Dehnkörpers DK 13 seitlich

Beobachtet wurde das Rissbild, das nach der Erstrissbildung mit wenigen Rissen in großen Abständen in ein abgeschlossenes Rissbild überging (Fig. 48). Bei einer Stahlspannung der Längsbewehrung von 300 N/mm² war die Rissbildung infolge der Zugbeanspruchung in allen Dehnkörperversuchen abgeschlossen.



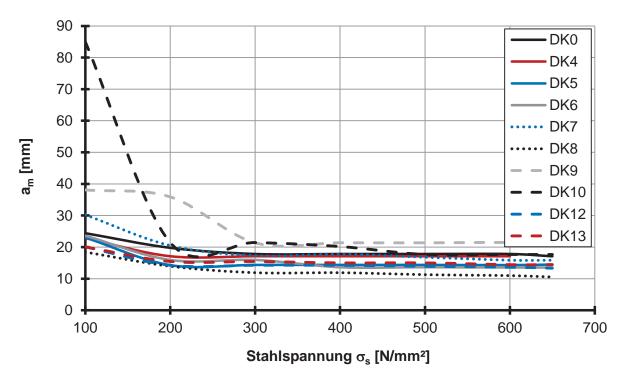


Fig. 48 Rissabstände mit zunehmender Längsstabbelastung

Neben den Querrissen aus der Zugbeanspruchung stellten sich Längsrisse parallel zur Längsbewehrung ein. Die Rippen der Gewindestäbe S 670 wurden in allen Versuchen zur Seite ausgerichtet. Es war erkennbar, dass sich auf den Seitenflächen tendenziell mehr Längsrisse als auf der Vorder- und Rückseite eingestellt haben. Dies ist in Fig. 49 beispielhaft anhand des Versuchs DK-13 dargestellt. Das heißt, dass der erkennbare Einfluss der Ausrichtung der Gewinderippung aus den Pull-Out-Versuchen sich auch in den Dehnkörpern wiederspiegelt.

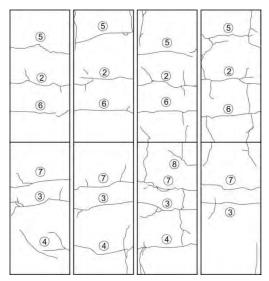


Fig. 49 Rissbild Dehnkörper 9 (S 670, Ø 35 mm)



5.4.2 Übersicht der Ergebnisse

Die Versuchsergebnisse sind in Tab. 26 zusammengefasst. Zum Vergleich der Untersuchungsparameter wurden zunächst die mittleren Rissabstände a_m und die mittleren Rissabreiten w_m herangezogen.

Versuch	Parameter	a _m bei 300 <i>N/mm</i> ²	w _m bei 300 <i>N/mm</i> ²	a _m bei 400 <i>N/mm</i> ²	w _m bei 400 <i>N/mm</i> ²
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
DK-0	S 670/Ø25/2·Ø/ρ=2,6/-/C30	17.82	0.16	17.82	0.20
DK-1	S 600/Ø25/2·Ø/ρ=2,6/ Ø8/20/C30	14.51	0.12	13.93	0.16
DK-2	S 670/Ø25/2·Ø/ρ=2,6/ Ø8/20/C30	15.45	0.12	15.45	0.20
DK-3	B 500/Ø25/2·Ø/ρ=2,6/ Ø8/20/C30	15.83	0.12	15.83	0.17
DK-4	B 500/Ø25/2·Ø/ρ=2,6/ -/C30	17.11	0.17	17.11	0.21
DK-5	S 600/Ø25/2·Ø/ρ=2,6/ -/C30	14.36	0.10	14.36	0.14
DK-6	S 670/Ø25/1·Ø/ρ=2,6/-/C30	13.63	0.08	13.63	0.10
DK-7	S 670/Ø25/3·Ø/ρ=2,6/-/C30	17.75	0.20	16.80	0.28
DK-8	S 670/Ø18/2·Ø/ρ=2,6/-/C30	11.90	0.08	11.28	0.13
DK-9	S 670/Ø35/2·Ø/ρ=2,6/-/C30	21.36	0.18	21.36	0.27
DK-10	S 670/Ø25/2·Ø/ρ=2,6/-/C20	16.94	0.18	16.94	0.28
DK-11	S 670/Ø25/2·Ø/ρ=2,6/-/C80	20.18	0.21	17.66	0.24
DK-12	S 670/Ø25/2·Ø/ρ=3,9/-/C30	14.25	0.13	13.92	0.18
DK-13	S 670/Ø22/2·Ø/ρ=2,6/-/C30	15.00	0.13	15.00	0.20

Tab. 26: Übersicht der Ergebnisse der Dehnkörperversuche (Mittelwerte)

Anhand der in Tab. 26 dargestellten Versuchsergebnisse ist ein deutlicher Zusammenhang zwischen mittlerer Rissbreite und mittlerem Rissabstand sichtbar (Fig. 50).

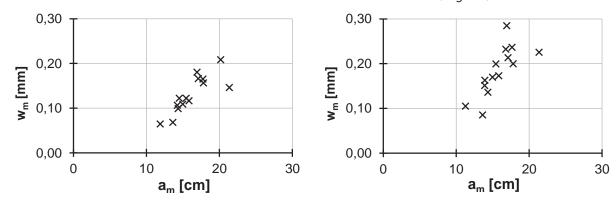


Fig. 50: Zusammenhang von Rissabstand und Rissbreite bei einer Stahlspannung von 300 N/mm² (links) und 400 N/mm² (rechts)

Eine Übersicht der ermittelten mittleren Rissabstände a_m in den untersuchten Laststufen enthält Tab. 27. Nach der Risstheorie sind die Rissabstände beim abgeschlossenen Rissbild mindestens so groß wie die einfache Lasteinleitungslänge und maximal so groß wie die doppelte Lasteinleitungslänge. Eurocode 2 [1] und Model Code [2] geben Formeln zur



Bestimmung der Rissbreiten anhand der Rissabstände an. Auf der sicheren Seite werden dabei die Rissabstände möglichst groß, d.h. als doppelte Lasteinleitungslänge angenommen. In den durchgeführten Versuchen wurde die Erstrisslast vor Erreichen einer Stahlspannung von 100 N/mm² bzw. vor der ersten Laststufe erreicht. Mit zunehmender Belastung nahm die Rissanzahl in allen Versuchen weiter zu. Ab einer Stahlspannung von 300 N/mm² war das Rissbild hinsichtlich der Querrisse, bzw. Zugrisse in allen Versuchen abgeschlossen (Fig. 48). Lediglich die Rissbildung parallel zu den Längsstäben schritt mit zunehmender Belastung weiter voran.

Die Längsrisse entstanden in der Regel bei einer Stahlspannung von etwa 200 N/mm². Die Rissbreite blieb mit weiterer Belastung zunächst unterhalb von 0.1 mm. Bei einer Spannung von 500 N/mm² hatte die S 670 Bewehrung 95%-Quantile der Längsrissbreiten von 0.1 mm und mehr. Bei Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung S 670 betrugen die 95%-Quantile der Längsrissbreiten bis zu 0.35 mm.

Versuch	100	200	300	400	500	600	-≯ 50	
Versuch	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	
[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	
DK-0	24.40	19.78	17.82	17.82	17.82	17.82	17.09	
DK-1	24.96	18.67	14.51	14.51	13.93	13.93	13.93	
DK-2	29.51	15.45	15.45	15.45	15.45	15.45	15.45	
DK-3	25.08	15.83	15.83	15.83	15.83	15.83	-	
DK-4	22.85	17.11	17.11	17.11 17.11		17.11	-	
DK-5	23.02	14.28	14.36	14.36	14.36	14.31	14.48	
DK-6	23.59	15.93	15.93	13.63 13.63		13.54	13.54	
DK-7	30.20	20.48	17.32	17.75	16.80	15.85	15.85	
DK-8	18.43	13.94	11.90	11.90	11.28	10.97	10.54	
DK-9	38.11	35.89	21.36	21.36	21.36	21.43	20.58	
DK-10	24.19	16.94	16.94	16.94	16.94	16.94	15.78	
DK-11	85.00	21.44	21.44	20.18	17.66	17.66	17.66	
DK-12	20.08	14.25	14.25	14.25	13.92	13.65	13.32	
DK-13	20.06	15.45	15.45	15.00	15.00	14.44	14.44	

Tab. 27: Übersicht der Rissabstände bei verschiedenen Laststufen (Mittelwerte)

5.4.3 Einfluss der Versuchsparameter

In den folgenden Abschnitten werden die Versuche anhand der mittleren Rissbreiten und der mittleren Rissabstände miteinander verglichen. Im Anhang sind für jeden Dehnkörper die mittleren und maximalen Rissbreiten, die 95%-Quantile der Rissbreiten sowie die mittleren und maximalen Rissabstände angegeben. Die 95%-Quantile wurden über die Normalverteilung mit einem k_n -Wert von 1.64 ermittelt. Die Risse wurden umlaufend an acht Stellen gemessen, so dass sich bei sieben Rissen pro Versuchskörper eine Anzahl der Messwerte von 56 ergibt.



Insbesondere der Einfluss der erhöhten Streckgrenze bzw. der erhöhten bezogenen Rippenfläche des Bewehrungsstahls S 670 sollte anhand der Versuche untersucht werden. In den Versuchen ohne Querbewehrung zeigte sich, dass die Rissbreiten in den Versuchen mit S 600 mit einer bezogenen Rippenfläche von 0.129 am geringsten waren. Bei den Versuchen mit Querbewehrung ist der Einfluss der bezogenen Rippenfläche geringer, da sich die Risse in der Regel auf Höhe der Bügelbewehrung einstellten.

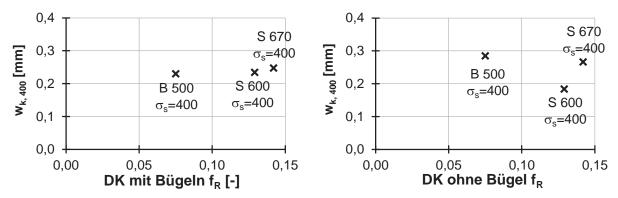


Fig. 51: Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Rissbreite in Dehnkörpern mit (links) und ohne Bügelbewehrung (rechts) bei 400 N/mm² (Ø 25 mm, c = 2.0, f_{cm} ≈ 30 N/mm²)

Zum Vergleich der Rissbreiten der unterschiedlichen Bewehrungstypen wurden die Gebrauchsspannungen der Bewehrung herangezogen. Dazu wird die Nennstreckgrenze der Bewehrung durch die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und den Materialwiderstand geteilt:

 $\sigma_{Gebrauchslast}$ (670 N/mm²) = 670/(1.4 · 1.15) = 416 N/mm² ≈ 400 N/mm²

 $\sigma_{Gebrauchslast}$ (500 N/mm²) = 500/(1.4 · 1.15) = 310 N/mm² ≈ 300 N/mm².

Die mittlere Rissbreite des Versuchskörpers mit einer Bewehrung S 670 ohne Umschnürungsbewehrung war bei einer Stahlspannung von 400 N/mm² etwas kleiner als diejenige des B 500 (Fig. 50). Ein Vergleich der Rissbreiten unter Gebrauchsspannung (300 N/mm² für B 500 und 400 N/mm² für S 670) zeigt dagegen, dass die mittlere Rissbreite des B 500 deutlich unter denjenigen des S 670 bleibt (Fig. 52).

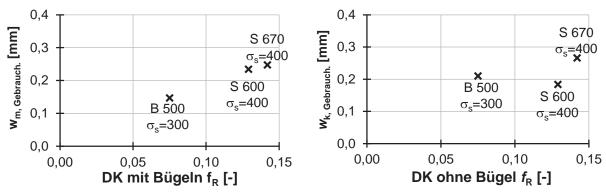


Fig. 52: Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Rissbreite in Dehnkörpern mit (links) und ohne Bügelbewehrung (rechts) bei Gebrauchslast (Ø 25 mm, c = 25 mm, $f_{cm} \approx 30 \text{ N/mm}^2$)



Die mittlere Rissbreite nimmt mit zunehmender Betondeckung zu. In dem Versuch mit einer reduzierten Betondeckung von 1-Ø waren sehr viele Risse vorhanden, so dass die Rissbreiten klein blieben. Für die mittleren Rissabstände ist der Zusammenhang zwischen Betondeckung und Rissentwicklung weniger deutlich ausgeprägt (Fig. 53).

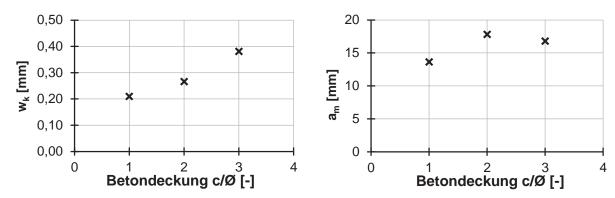


Fig. 53: Zusammenhang zwischen Betondeckung und charakteristischer Rissbreite (links) und mittlerem Rissabstand (rechts) ($\sigma_s = 400 \text{ N/mm}^2$ (Ø 25 mm, S 670, $f_{cm} \approx 30 \text{ N/mm}^2$)

Eine Vergrößerung des Stabdurchmessers bei gleich bleibendem Bewehrungsgrad führte zu größeren mittleren Rissbreiten und größeren mittleren Rissabständen (Fig. 54).

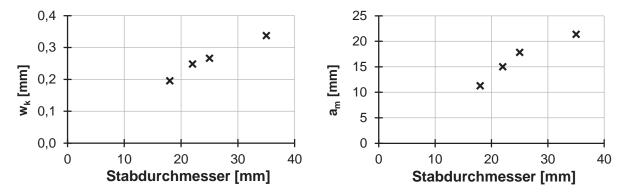


Fig. 54: Einfluss des Durchmessers auf die charakteristische Rissbreite und den mittleren Rissabstand (σ_s = 400 N/mm², c=2.Ø, S 670, f_{cm} ≈ 30 N/mm²)

Während die mittleren Rissbreiten mit steigender Betondruckfestigkeit tendenziell kleiner wurden, konnte kein Zusammenhang zwischen mittlerem Rissabstand und Betondruckfestigkeit beobachtet werden (Fig. 55).



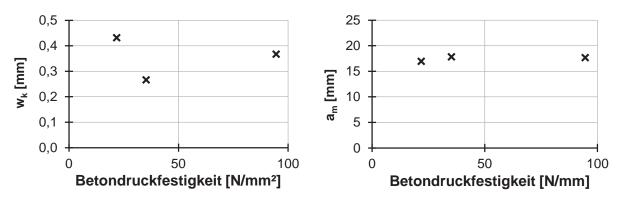


Fig. 55: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die charakteristische Rissbreite (links) und den mittleren Rissabstand (rechts) (σ_s = 400 N/mm², Ø 25 mm, c=2·Ø, S 670)

Ein erhöhter Bewehrungsgrad ρ_{eff} von 2.6 % auf 3.9 % führte zu kleineren mittleren Rissabständen und kleineren mittleren Rissbreiten (Fig. 56). Zur Ermittlung des effektiven Bewehrungsgrades wurde die gesamte Betonquerschnittsfläche herangezogen, da diese der effektiven Fläche entspricht.

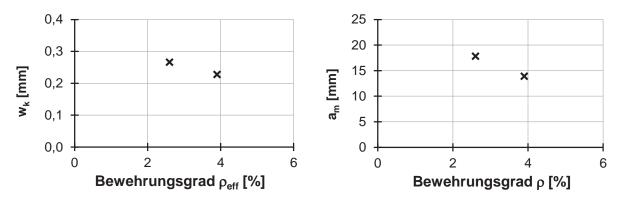


Fig. 56: Einfluss des Bewehrungsgrades auf die charakteristische Rissbreite (links) und die mittlere Rissbreite (rechts) ($\sigma_s = 400 \text{ N/mm}^2$, Ø 25 mm, c=2·Ø, S 670, f_{cm} $\approx 30 \text{ N/mm}^2$)

5.5 Vergleich der Ergebnissen mit der Normung

5.5.1 Allgemeines

Die Formeln zur Ermittlung der Rissbreite nach Eurocode 2 [1] und Model Code 2010 [2] geben eine Näherung für Rissbreiten an der Oberfläche für reine Zugbeanspruchung an. Für Bauteile unter Biegebelastung, repräsentieren die Werte die Rissbreiten auf Höhe der Bewehrung. Die Formel sind in Kapitel 6.2 bzw. 6.3 angegeben.

Durch die oben aufgeführte Methode wird die Bemessungsrissbreite in der Zugzone kontrolliert. Außerhalb dieses Bereiches können größere Rissbreiten auftreten, die durch Rissverteilungsbewehrung vermieden werden können. Für verschiedene Rissbreiten ist ein Diagramm zur Ermittlung der erforderlichen Höhe der Rissbegrenzungsbewehrung je nach Zugzonenhöhe angegeben.



Daraus ergibt sich für den Dehnkörper DK-0 mit einem Bewehrungsgrad von 2.6 %, einer Betondeckung von 50 mm und einer mittleren Betondruckfestigkeit von etwa 30 N/mm² ein Rissabstand von 368 mm. Bei einer Stahlspannung von 300 N/mm² ergibt sich eine Rissbreite von 0.41 mm und bei einer Stahlspannung von 400 N/mm² eine Rissbreite von 0.59 mm. Der Modelcode [2] geht von dem ungünstigen Fall aus, dass der Rissabstand der doppelten Lasteinleitungslänge entspricht. Tatsächlich stellen sich Rissabstände zwischen der einfachen und zweifachen Lasteinleitungslänge ein. Unter dieser Voraussetzung müssten die im Versuch beobachteten Risse daher einen Abstand von 184 mm bis 368 mm haben und bei einer Spannung von 400 N/mm² Rissbreiten zwischen 0.30 und 0.59 mm aufweisen.

5.5.2 Einfluss der Rippenorientierung

Die Rippenorientierung wirkte sich in den durchgeführten Versuchen nur auf die Längsrissbildung aus. Da die Längsrisse erst im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung entstehen, wirken sie sich nicht auf den Rissabstand aus.

5.5.3 Einfluss der Streckgrenze

Die Rissbreiten der Versuche mit Bewehrungsstahl S 670 waren bei 300 N/mm² kleiner als diejenigen des B 500 (Fig. 52). Auf Gebrauchsspannungsniveau waren die Rissbreiten des S 670 bei 400 N/mm² etwas höher als diejenigen des B 500 bei einer Gebrauchsspannung von 300 N/mm². Dies widerspricht nicht den Rissformeln nach [1] nicht. Da der Elastizitätsmodul beider Stähle gleich groß ist, ergibt sich bei höherer Ausnutzung der Stahlspannung der Bewehrung auch eine größere Rissbreite.

5.5.4 Einfluss der bezogenen Rippenfläche

In den Formeln zur Berechnung der Rissbreite nach [1] und [2] fließt die bezogene Rippenfläche nicht direkt ein. Allerdings wird nach [1] die Staboberfläche über den Faktor k_1 bei der Berechnung der maximalen Lasteinleitungslänge eines Bewehrungsstabes berücksichtigt. In [2] fließt die Staboberfläche bei der Ermittlung der Verbundfestigkeit ein. Allerdings darf zur Ermittlung der Rissbreite ein vereinfachter Wert $\tau_{\rm bms}$ angesetzt werden, der unabhängig von der bezogenen Rippenfläche ist. Der Stabdurchmesser bestimmt nach Eurocode 2 [1] und MC [2] den Rissabstand. Der Einfluss des Stabdurchmessers auf den Rissabstand ist in Fig. 57 dargestellt. Für die Versuche sind die mittleren Rissabstände und die 95%-Quantile der Rissabstände und Rissbreiten nach Normung sind deutlich höher als die in den Versuchen beobachteten Werte.



Die im Versuch beobachtete Zunahme der Rissbreite bei Verwendung größerer Stabdurchmesser entspricht dagegen den Ansätzen nach Norm.

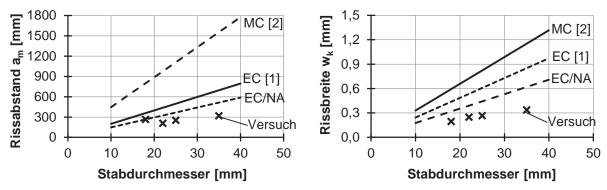


Fig. 57 Einfluss des Stabdurchmessers auf den mittleren Rissabstand und die charakteristische Rissbreite ($\sigma_s = 400 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm} \approx 30 \text{ N/mm}^2$, $c = 2.\emptyset$, $\rho_{p,eff} = 2,6\%$)

5.5.5 Einfluss der Betonfestigkeit

Die Betonfestigkeit bestimmt die Dehnungsdifferenz ε_{sm} - ε_{cm} . Der Rissabstand wird dagegen nach der Normung nicht von der Betondruckfestigkeit beeinflusst. Die Betonzugfestigkeit und die Verbundfestigkeit beeinflussen die Einleitungslänge, allerdings wird das Verhältnis f_{ctm}/τ_{bm} nach Norm als konstant angenommen. Bei der Ermittlung des Rissabstandes wird nach Normung von einem proportionalen Verhältnis der Betonzugfestigkeit zur Verbundfestigkeit ausgegangen, so dass sich dieser Wert herauskürzt. Auch in den Versuchen blieb der Rissabstand unabhängig von der Betondruckfestigkeit gleich groß (Fig. 58 links).

Durch die Abnahme der Dehnungsdifferenz ε_{sm} - ε_{cm} bei hohen Betondruckfestigkeiten verringert sich die Rissbreite nach Norm. Die im Versuch beobachteten Werte sind widersprüchlich. Während die Abminderung der Rissbreite bei den Versuchen mit einer Betondruckfestigkeit von 20 N/mm² und 95 N/mm² dem Verlauf nach NA folgt, entspricht der Versuch DK-0 mit einer Betonfestigkeit von 35 N/mm² nicht den Erwartungen (Fig. 58 rechts). Die Rissbreite w_k lag deutlich unter den erwarteten Werten. Die Rissbreiten mittig wurden mittig zwischen den Bewehrungsstäben gemessen und können daher zusätzlich um bis zu 10 % geringer angenommen werden.

In Fig. 58 sind die mittleren Rissabstände $a_{\rm m}$ und die 95%-Quantile der Rissbreiten ($w_{55\%}$) aus den Versuchen angegeben.



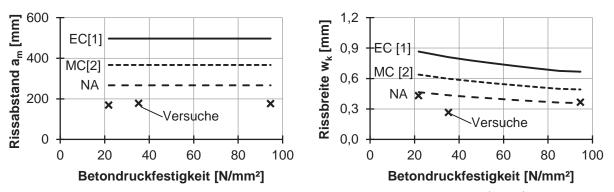


Fig. 58 Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den mittleren Rissabstand (links) und die charakteristische Rissbreite (rechts) ($\sigma_s = 400 \text{ N/mm}^2$, Ø 25 mm, c = 2·Ø, $\rho_{p,eff} = 2,6\%$)

5.5.6 Einfluss des Bewehrungsgrades

Ein steigender Bewehrungsgrad verringert die Rissabstände und die Rissbreiten. Dieser Zusammenhang spiegelt sich sowohl in der Normung als auch in den Versuchsergebnissen wieder (Fig. 59).

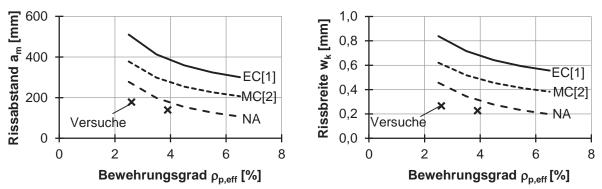
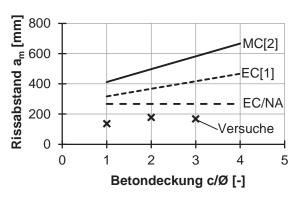


Fig. 59 Einfluss des Bewehrungsgrades auf den mittleren Rissabstand (links) und die charakteristische Rissbreite (rechts) (σ_s = 400 N/mm², Ø 25 mm, c = 2-Ø, f_{cm} ≈ 30 N/mm²)

5.5.7 Einfluss der Betondeckung

Die Betondeckung beeinflusst den Rissabstand nach Eurocode 2 [1] und nach Model Code [2]. In die Formel zur Bestimmung des Rissabstandes nach Nationalem Anhang [1] fließt die Betondeckung dagegen nicht mit ein. Die Dehnungsdifferenz ε_{sm} - ε_{cm} wird von der Betondeckung nicht beeinflusst. Die Erhöhung der Rissbreite infolge erhöhter Betondeckung nach [1] und [2] ergibt sich daher aus der Vergrößerung der Rissabstände. Die im Versuch beobachtete Erhöhung der Rissbreite infolge einer größeren Betondeckung entspricht den Ansätzen nach Model Code [2] und Eurocode 2 [1] (Fig. 60). Die Größenordnung der gemessenen Rissbreiten liegt allerdings deutlich unterhalb der nach Norm ermittelten Werte.





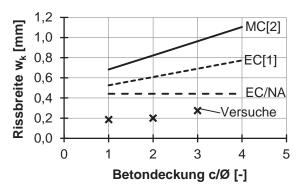


Fig. 60 Einfluss der Betondeckung auf den mittleren Rissabstand (links) und die charakteristische Rissbreite (rechts) (σ_s = 400 N/mm², Ø 25 mm, $\rho_{p,eff}$ = 2,6 %, f_{cm} ≈ 30 N/mm²)

5.6 Zusammenfassung der Dehnkörperversuche

Die Rissentwicklung von Zuggliedern mit S 670 Bewehrung wurde anhand von 14 Dehnkörperversuchen untersucht. Dabei wurden zum Vergleich auch je zwei Versuche mit B 500 und S 600 Bewehrung durchgeführt. Die Quer- und Längsrissbildung wurde beobachtet. Die Versuche lieferten die folgenden Ergebnisse:

- Bei gleicher Spannung hatten die Dehnkörper mit S 670 und B 500 die gleichen Rissbreiten. Die Bewehrung S 600 hatte etwas kleinere Rissbreiten
- Eine Erhöhung der Betondeckung bezogen auf den Stabdurchmesser führte zu größeren Rissbreiten
- Eine Vergrößerung des Stabdurchmessers führte zu größeren Rissbreiten
- Die Veränderung der Betondruckfestigkeit führte nicht zu erkennbaren Veränderungen der Rissbreiten
- Ein erhöhter Bewehrungsgrad führte zu kleineren Rissbreiten

Die Rissabstände und Rissbreiten waren kleiner als nach [1] und [2] berechnet. Die Beobachtungen basieren auf je einem Versuchskörper mit einer Rissanzahl von mindestens sieben Rissen pro Versuchsparameter. Bei der statistischen Auswertung ist die geringe Anzahl von Messstellen pro Parameter zu berücksichtigen. Um die Rissbreiten möglichst genau zu erfassen wurden die Rissbreiten an dem Versuchskörper auf allen vier Seiten vor der Bewehrung gemessen, so dass sich acht Messstellen pro Riss ergaben.



6 Herleitung der Rissbreitenberechnung

6.1 Allgemeines

Die Rissbreitenberechnung im Stahlbetonbau bzw. die Beschränkung der Rissbreite ist ein Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Für diesen Nachweis gibt es zahlreiche Ansätze: empirisch, halbempirisch und theoretisch.

Im Folgenden wird zuerst der Nachweis nach Eurocode 2 [1] erläutert und anschließend auf die theoretischen Grundlagen eingegangen.

6.2 Rissbreitennachweis nach Eurocode 2 [1]

In Eurocode 2 [1] werden für die maximalen rechnerischen Rissbreiten Grenzwerte empfohlen, die abhängig von der Expositionsklasse sind. Je höher der Korrosionsangriff ist, desto geringer sind die zulässigen Rissbreiten (siehe Tab. 28). Weiterhin sind die Anforderungen an Spannbetonbauteile im Verbund höher, da hier der Beton den Korrosionsschutz darstellt und Spannstähle üblicherweise sehr empfindlich gegen Korrosion sind.

Expositionsklasse	Stahlbetonbauteile bzw. Spannbetonbauteile mit Spanngliedern ohne Verbund	Spannbetonbauteile mit Spanngliedern im Verbund				
	Quasi-ständige	Häufige				
	Einwirkungskombination	Einwirkungskombination				
X0, XC1	0.4 ¹⁾	0.2				
XC2, XC3, XC4		0.2 ²⁾				
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0.3	Dekompression				

Bei den Expositionsklassen XCO und XC1 hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit und dieser Grenzwert wird zur allgemeinen Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes festgelegt. Fehlen entsprechende Anforderungen an das Erscheinungsbild, darf dieser Grenzwert erhöht werden.

Tab. 28: Empfohlene Werte für w_{max} (mm) gem. Eurocode 2 [1]

Die Berechnung bzw. Beschränkung der Rissbreite kann nach Eurocode 2 [1] vereinfacht mittels Tabellen (siehe Kapitel 6.2.1) oder durch direkte Berechnung (siehe 6.2.2) erfolgen.

6.2.1 Begrenzung der Rissbreiten ohne direkte Berechnung

Der Eurocode 2 [1] ermöglicht die Begrenzung der Rissbreiten entweder durch die Wahl entsprechender Grenzdurchmesser der Bewehrung (siehe Tab. 29) oder entsprechender Maximalabständen der Bewehrung (siehe Tab. 30).

Bei diesen Expositionsklassen ist in der Regel zusätzlich die Dekompression unter quasi-ständiger Einwirkungskombination zu prüfen



Bei Verwendung der Tabellen ist zu berücksichtigen, dass diese aus der direkten Berechnung abgeleitet wurden und nur für bestimmte Annahmen gelten. Abweichende Bedingungen z.B. der Betondeckung, Betongüte, etc. sind durch Umrechnungen zu berücksichtigen.

Stahlspannung	Grenzdurchmesser der Stäbe [mm]							
[N/mm²]	$w_k = 0.4 \text{ mm}$	$w_k = 0.3 \text{ mm}$	$w_k = 0.2 \text{ mm}$					
160	40	32	25					
200	32	25	16					
240	20	16	12					
280	16	12	8					
320	12	10	6					
360	10	8	5					
400	8	6	4					
450	6	5	-					

Tab. 29: Grenzdurchmesser zur Begrenzung der Rissbreite gem. [1]

Stahlspannung	Höchstwerte der Stababstände [mm]						
[N/mm²]	$w_k = 0.4 \text{ mm}$	$w_k = 0.3 \text{ mm}$	$w_k = 0.2 \text{ mm}$				
160	300	300	200				
200	300	250	150				
240	250	200	100				
280	200	150	50				
320	150	100	-				
360	100	50	-				

Tab. 30: Höchstwerte der Stababstände zur Begrenzung der Rissbreiten gem. [1]

6.2.2 Berechnung der Rissbreite nach Eurocode 2

Das Berechnungsmodell im Eurocode 2 [1] errechnet die charakteristische Rissbreite w_k über den maximalen Rissabstand $s_{r,max}$ im abgeschlossenen Rissbild und die Differenz der Stahl- und Betondehnung ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$).

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \tag{6-1}$$

Dabei wird die Differenz der Dehnungen wie folgt berechnet:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \ge 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$
[6-2]

Dabei ist

 σ_{s} ... Spannung in der Zugbewehrung unter Annahme eines gerissenen Querschnitts

 $\alpha_{\rm e}$... Verhältnis der E-Moduli $\frac{E_{\rm S}}{E_{cm}}$

 $\rho_{\text{p,eff}}$... Effektiver Bewehrungsgrad



kt ... Faktor zur Berücksichtigung der Dauer der Lasteinwirkung

k_t = 0.6 bei kurzzeitiger Lasteinwirkung

 $k_t = 0.4$ bei langfristiger Lasteinwirkung

Für den maximalen Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild unterscheidet die Norm zwischen Stäbe mit geringem und nicht geringem Abstand untereinander. Die Grenze wird mit

$$\leq 5 \cdot \left(c + \frac{\emptyset}{2}\right) \tag{6-3}$$

angegeben.

Bei Stäben mit geringem Abstand wird der maximale Rissabstand mit

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset / \rho_{n,eff}$$

$$(6-4)$$

ermittelt.

Dabei ist

 \emptyset ... Stabdurchmesser; werden in einem Querschnitt verschiedene Stabdurchmesser verwendet, ist in der Regel ein Ersatzdurchmesser zu verwenden. Bei n_1 Stäben mit dem Durchmesser \emptyset_1 und n_2 Stäben mit dem Durchmesser \emptyset_2 beträgt der Ersatzdurchmesser:

$$\emptyset_{eq.} = \frac{n_1 \cdot \emptyset_1^2 + n_2 \cdot \emptyset_2^2}{n_1 \cdot \emptyset_1 + n_2 \cdot \emptyset_2}$$
 [6-5]

c ... Betondeckung der Längsbewehrung

 k_1 ... Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundeigenschaften der Bewehrung

 $k_1 = 0.8$ für Stäbe mit guten Verbundeigenschaften

 $k_1 = 1.6$ für Stäbe mit nahezu glatter Oberfläche (z.B. Spannglieder)

k₂ ... Beiwert zur Berücksichtigung der Dehnungsverteilung

 $k_2 = 0.5$ für Biegung

 $k_2 = 1.0$ für reinen Zug

 $k_2=\frac{(arepsilon_1+arepsilon_2)}{2arepsilon_1}$ bei außermittigem Zug, wobei $arepsilon_1$ \to $arepsilon_2$

 k_3 ... 3.4

 k_4 ... 0.425

Wenn der Abstand der Stäbe den oben angegebenen Wert übersteigt, so sieht der Eurocode 2 [1] folgenden maximalen Rissabstand vor:

$$s_{r,max} = 1.3 \cdot (h - x) \tag{6-6}$$

Dies ist auch gleichzeitig der obere Grenzwert des Rissabstandes.



Durch die Angaben im Nationalen Anhang [1] wird die Formel zur Berechnung des Rissabstandes so modifiziert, dass sie den Regelungen nach DIN 1045-1 [31] entspricht. So gilt nach NA [1] $k_1 \cdot k_2 = 1$, $k_3 = 0$ und $k_4 = 1/3.6$. Der Rissabstand ist außerdem auf den Wert $\mathbf{S}_{r,\max} \leq \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3.6 \cdot f_{ctoff}}$ zu begrenzen. Die Formel zur Ermittlung des Rissabstandes ergibt sich

analog zu DIN 1045-1 [31] zu
$$s_{r,\text{max}} = \frac{\phi}{3.6 \cdot \rho_{n,\text{eff}}}$$

6.3 Ermittlung der Rissbreite nach Model Code 2010 [2]

Der Model Code 2010 [2] unterscheidet in vier Bereiche (siehe auch Fig. 61):

- Ungerissener Bereich
- Rissentwicklung
- Abgeschlossene Rissbildung
- Fließen der Bewehrung

Diese Betrachtung gilt nicht nur für den zentrischen Zugstab sondern auch für die Zugzone von Biegebauteilen. Die Rissbreite im ungerissenen Bereich ist null. Während der Rissentwicklung sind die Anzahl und die Breite der Risse zum großen Teil zufallsabhängig. Deshalb wird auch im Model Code hauptsächlich auf die Berechnung der Rissbreiten bei abgeschlossener Rissbildung eingegangen.

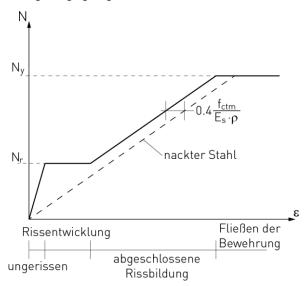


Fig. 61: Last-Dehnungs-Diagramm für einen zentrischen Stahlbeton-Zugstab



Der Bemessungswert der Rissbreite wird im Model Code 2010 [2] mit folgender Formel berechnet:

$$W_d = 2 \cdot l_{s,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}) \tag{6-7}$$

Dabei ist

Max. Eintragungslänge der Risskraft des Betons in die Bewehrung $l_{s,max}$

$$l_{s,max} = k \cdot c + \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \cdot \frac{\emptyset}{\rho_s}$$
 [6-8]

k Einflussfaktor der Betondeckung (kann mit 1.0 angenommen werden)

Betondeckung С

Mittlere Stahldehnung im Bereich ls.max ϵ_{sm}

Mittlere Betondehnung im Bereich ls.max ϵ_{cm} ...

Betondehnung zufolge Schwindens ϵ_{cs}

Bei diesem Rissmodell wird die Dehnungsdifferenz ε_{sm} – ε_{cm} wie folgt berechnet (siehe auch Fig. 62):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs} = [\varepsilon_{s2} - \beta \cdot \Delta \varepsilon_{sr}] - \beta \cdot \varepsilon_{sr1} - \varepsilon_{cs} = \varepsilon_{s2} - \beta \cdot \varepsilon_{sr2}$$
 Die Stahldehnung bei Erstrissbildung wird berechnet mit:

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{f_{ctm}(t)}{\rho_{s,eff} \cdot E_s} \cdot \left(1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,eff}\right)$$
 [6-10]

Der empirische Beiwert β gibt die Umrechnung der maximalen Dehnung zu einer mittleren Dehnung über die Einleitungslänge l_{s.max} wieder.

Die vom MC 2010 für τ_{bm} und β empfohlenen Werte sind Tab. 31 zu entnehmen.

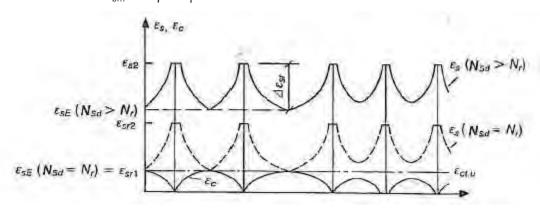


Fig. 62: Last-Dehnungs-Diagramm für einen zentrischen Zugstab aus Stahlbeton [2]

	Einzelrissbildung	Abgeschlossenes Rissbild
Kurzzeitig wirkende Lasten	$\tau_{bm} = 1.80 \cdot f_{ctm}(t)$ $\beta = 0.6$	$\tau_{bm} = 1.80 \cdot f_{ctm}(t)$ $\beta = 0.6$
Langzeitig wirkende Lasten	$\tau_{bm} = 1.35 \cdot f_{ctm}(t)$ $\beta = 0.6$	$\tau_{bm} = 1.80 \cdot f_{ctm}(t)$ $\beta = 0.4$

Tab. 31: Beiwerte zur Rissbreitenberechnung nach MC 2010 [2]



6.4 Ableitung der Grundlagen zur Rissbreitenberechnung

Die Bestimmung des maximalen Rissabstands nach Eurocode geht auf [20] zurück. Die ursprüngliche Formel lautet:

$$s_{r,max} = \beta(2c + k_2 \cdot l_{es})$$
 [6-11]

 β ... Streubeiwert zur Berechnung der maximalen Rissbreite [20] β = 1.7 (Annahme auf der sicheren Seite)

Mit der Eintragungslänge nach MC 2010 [2] erhält man daraus

$$s_{r,max} = \beta \left(2c + \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \cdot k_2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{\emptyset}{\rho_s} \right)$$
 [6-12]

Nimmt man β = 1.7 an, so erhält man die Terme gemäß Kapitel 6.2.2:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + \frac{f_{ctm}}{\tau_{hm}} \cdot k_2 \cdot 0.425 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_s} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}}$$
 [6-13]

Damit ist

$$k_1 = \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \tag{6-14}$$

Mit den in Kapitel 6.2.2 angegebenen Werten für k_1 bekommt man die Annahmen für die mittlere Verbundspannung im Gebrauchszustand gemäß Eurocode 2:

für Stäbe mit guten Verbundeigenschaften: $k_1 = 0.8$ \rightarrow $\tau_{bm} = 1.25 \cdot f_{ctm}$

für Stäbe mit guten Verbundeigenschaften: $k_1 = 1.6$ \rightarrow $\tau_{bm} = 0.625 \cdot f_{ctm}$

Dieser Beiwert wird für die hochfeste Bewehrung aus den durchgeführten Versuchen ermittelt.

6.5 Ermittlung der Grundlagen zur Rissbreitenberechnung

Die in den beiden obigen Modellen benötigten empirischen Grundlagen werden aus durchgeführten Versuchen entwickelt. Dazu dienen einerseits die Verbundversuche (Pull-Out-Tests) und andererseits Versuche am Zugstab (Dehnkörper-Versuche).

Zur Anpassung der in Kapitel 6.2 und 6.3 dargestellten Rissmodelle ist die Herleitung der mittleren Verbundspannung τ_{bm} und des Völligkeitsbeiwertes k_t (lt. Eurocode 2) bzw. β (lt. MC 2010) erforderlich. Dies sind die Parameter, die die Abhängigkeit der Rissbreite vom Verbund angeben. Im Modell nach Eurocode 2 wird ein Verhältnis k_1 definiert; im Modelcode 2010 geht die mittlere Verbundspannung direkt ein.



6.5.1 Ermittlung der mittleren Verbundspannung

Das Verbundgesetz kann allgemein nach [22] mit

$$\tau_h(x) = A + C \cdot s(x)^{\alpha} \tag{6-15}$$

beschrieben werden.

 $\tau_b(x)$... Verbundspannung in Abhängigkeit des Schlupfs an der Stelle x

A ... Adhäsions(verbund)spannung

C ... Konstante

s(x) ... Schlupf an der Stelle x

lpha ... Exponent zur Beschreibung der Verbundspannung

Mit den Annahmen

- in der Mitte zwischen zwei Rissen tritt kein Schlupf auf,
- an der Stelle des Risses entspricht der Schlupf der halben Rissbreite,
- der Schlupfverlauf ist polynomisch,

kann der Schlupfverlauf wie folgt angegeben werden [21]:

$$s(x) = \frac{w}{2} \cdot \left(\frac{x}{l_{es}}\right)^{\lambda} \tag{6-16}$$

l_{es} ... Halbe Einleitungslänge

x ... Laufvariable von der Mitte zwischen zwei Rissen

λ ... Exponent zur Beschreibung des Schlupfverlaufs

Fügt man nun beide Formeln zusammen, erhält man die Verbundspannung in Abhängigkeit der Rissbreite:

$$\tau_b(x) = A + C \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{\alpha} \cdot \left(\frac{x}{l_{es}}\right)^{\alpha \cdot \lambda} \tag{6-17}$$

Die mittlere Verbundspannung ergibt sich zu:

$$\tau_{bm} = \frac{1}{l_{es}} \cdot \int_{0}^{l_{es}} \tau_b(x) dx = A + \frac{C}{1 + \alpha \cdot \lambda} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{\alpha}$$
 [6-18]



6.5.2 Ermittlung des Völligkeitsbeiwertes

Mit Hilfe des Völligkeitsbeiwertes k_t kann man die mittlere Stahlspannung zwischen zwei Rissen berechnen. Dabei gilt:

$$\sigma_{sm} = \sigma_s^{II} - k_t \cdot \Delta \sigma_s \tag{6-19}$$

mit:

$$\Delta \sigma_s = \frac{4}{d} \int_0^x \tau_b(\xi) d\xi \tag{6-20}$$

und

$$\Delta \sigma_{sm} = \frac{1}{l_{es}} \int_{0}^{l_{es}} \Delta \sigma_{s} dx \tag{6-21}$$

erhält man:

$$k_t = \frac{1 + \alpha \cdot \lambda}{2 + \alpha \cdot \lambda} \tag{6-22}$$

Somit ist sowohl für die Ermittlung der mittleren Verbundspannung als auch des Völligkeitsbeiwertes die Kenntnis des Schlupfverlaufs notwendig. Der Schlupfverlauf kann dabei aus der Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds abgeleitet werden (siehe [21]).

6.5.3 Ableitung eines Verbundgesetzes

Die Grundlage für die Berechnung der Rissbreiten ist ein Verbundgesetz. Aus den Pull-Out-Versuchen (siehe Kapitel 4) wird ein solches Verbundgesetz (Verbundspannung-Schlupf-Beziehung) hergeleitet.

In der Literatur gibt es eine Vielzahl von Herleitungen. Dabei wird üblicherweise ein Ansatz

$$\tau_b(x) = A + C \cdot s(x)^{\alpha} \tag{6-23}$$

verwendet. Üblicherweise sind A und C Parameter in Abhängigkeit der Betongüte und α ein konstanter Wert. In der Literatur werden viele Werte genannt. In Tab. 32 werden zwei gegenübergestellt.

Verfasser	Α	С	α	Anmerkung
König, Tue [11]	-	0.31 · f _{cm}	0.30	
Mostin [22]	0.0314 · f _c	0.872 · f _c	0.48	$f\ddot{u}r f_r = 0.05$
Martin [22]	0.0315 · f _c	1.135 ⋅ f _c	0.43	$f \ddot{u} r f_r = 0.10$

Tab. 32: Gegenüberstellung von Parameter zweier Verbundgesetze der Literatur

Anpassungsbereich der Verbundspannung-Schlupf-Kurve

Für die Ermittlung der Parameter A, C und α des Verbundgesetzes ist es notwendig, einen Auswertungsbereich zu definieren. Dieser Bereich legt die Grenzen der optimalen Anpassung mit Hilfe der kleinsten Fehlerquadrate fest.



In Tab. 33 sowie Fig. 63, Fig. 64 und Fig. 65 sind drei Auswertungsbereiche (0.1, 0.3 und 0.5 mm) dargestellt. Dabei ist ersichtlich, dass je kleiner der Auswertungsbereich gewählt wird

- · desto besser passt die Kurve für den Anfangsbereich,
- desto schlechter stimmt sie bei größeren Schlupf-Werten überein.

Grundsätzlich soll das Verbundgesetz für sehr kleine Schlupfwerte möglichst gut übereinstimmen, da eine Rissbreitenbegrenzung bis $w_{\text{max.}} = 0.4$ mm durchgeführt wird und der Schlupf nach dem Ansatz aus Kapitel 6.5.1 maximal der halben Rissbreite entspricht. Somit wäre ein Auswertungsbereich bis s = 0.2 mm optimal, jedoch wird ein zu kleiner Bereich auch als kritisch angesehen, da hier Messungenauigkeiten einen großen Einfluss haben. Somit wird der Auswertungsbereich mit s = 0.3 mm festgelegt.

	Parameter	Ansatz: A ≠ 0	Ansatz: A = 0
A	Α	1.130	1
Auswertungsbereich $0 \le s \le 0.1 \text{ mm}$	С	20.983	20.117
0 = 5 = 0.1 111111	α	0.424	0.350
A	Α	0.972	-
Auswertungsbereich $0 \le s \le 0.3 \text{ mm}$	С	21.367	21.668
0 = 5 = 0.0 111111	α	0.420	0.375
A	Α	0.000	-
Auswertungsbereich $0 \le s \le 0.5 \text{ mm}$	С	20.420	20.420
0 = 5 = 0.5 111111	α	0.346	0.346

Tab. 33: Vergleich der Parameter für PO 4 bei unterschiedlichen Auswertungsbereichen

Adhäsionsspannung A

Wie man sehen kann, nimmt [11] ein Verbundgesetz ohne Adhäsionsspannung an, wohingegen [22] sehr wohl eine Anfangsspannung ansetzt.

In Fig. 66 wird der Vergleich für die durchgeführten Pull-Out-Versuchsserien PO 1 bis PO 22 dargestellt, wenn man die Auswertung mit bzw. ohne Adhäsion A durchführt. Die blauen Rauten stellen dabei die Werte für A, C und α mit Adhäsionsspannung dar, die roten Quadrate die Werte ohne Anfangsspannung.

Aus Fig. 66 ist ersichtlich, dass sich auch mit der Annahme einer Anfangsspannung für einige Versuchsserien eine optimale Anpassung an die Versuchskurven ein Wert A = 0 einstellt (z.B. PO 1, 2, 5, 6 ...). Weiterhin ist kein Zusammenhang zwischen der Betongüte und dem Wert A zu erkennen, da nur die Versuchsserien PO 10 und 11 mit einer anderen Betongüte als C 30/37 durchgeführt wurden.

Deshalb wird auf der sicheren Seite liegend, ein Ansatz nach [11] gewählt und die Anfangsspannung A auf null gesetzt.



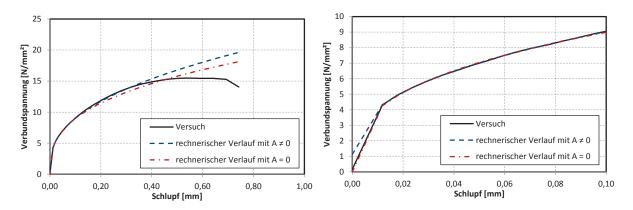


Fig. 63. Versuchsreihe PO 4 - Anpassungsbereich bis 0.1 mm Schlupf

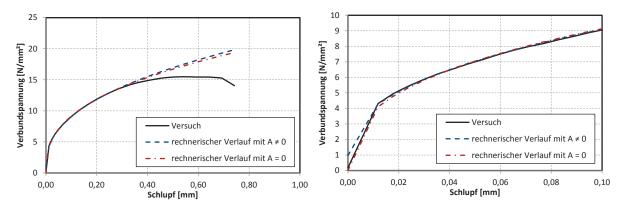


Fig. 64: Versuchsreihe PO 4 - Anpassungsbereich bis 0.3 mm Schlupf

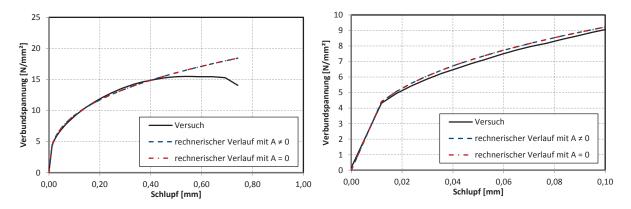


Fig. 65: Versuchsreihe PO 4 - Anpassungsbereich bis 0.5 mm Schlupf



Ableitung der Parameter C und α

Aus den durchgeführten Pull-Out-Versuchen und den oben beschriebenen Annahmen wird nun ein Verbundgesetz abgeleitet. Dabei sind folgende Fragestellungen zu beantworten: Gibt es eine Abhängigkeit der Parameter C bzw. a von

- der Betongüte
- der Betondeckung
- der Umschnürungsbewehrung
- dem Stabdurchmesser
- der bezogenen Rippenfläche (Stahlgüte)

	Ве	Bewehrung Durchmesser			Beton			Betondeckung			Umschnürung		rung			
	B 500			18	25	35	C20	C30	C80	1	2	3	4.5	0	2	4
P01			Х		Х			Х			Х				Х	
P02			Х		Χ			Х			Χ				Х	
P03			Х		Х			Х				Х			Х	
P04			Х		Χ			Х				Χ			Х	
P05			Х		Χ			Х			Χ					Х
P06			Х		Χ			Х			Χ			Х		
P07			Х		Χ			Х					Х	Х		
P08	Х				Х			Х					Х	Х		
P09		Х			Х			Х					Х	Х		
P010			Х		Х		Х						Х	Х		
P011			Х		Х				Х				Х	Х		
P012			Х		Х			Х				Χ			Х	
P013			Х		Х			Х		Χ					Х	
P014			Х	Х				Х		Χ					Х	
P015			Х	Х				Х			Χ				Х	
P016			Х	Χ				Х				Χ			Х	
P017			Х	Χ				Х					Χ			
P018			Х			Χ		Х		Х					Х	
P019			Х			Х		Х			Χ				Х	
P020			Х			Х		Х				Х			Х	
P021			Х			Х		Х					Х			
P022	Х				Х			Х			Χ				Х	

Tab. 34: Übersicht der Parameter der Pull-Out-Versuche



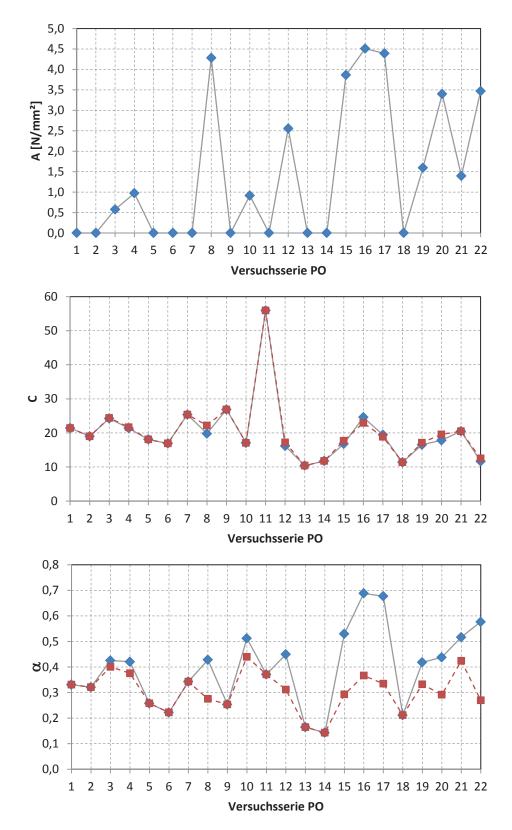


Fig. 66: Auswertung der Pull-Out-Versuche



Zur Ermittlung der Abhängigkeiten werden die in Tab. 34 dargestellten Versuche in Gruppen eingeteilt (siehe Tab. 35).

	Parameter	Versuchsreihe(n)	Darstellung
Durchmesser- Abhängigkeit	$d_s = 18 \text{ mm}$	14, 15, 16, 17	F: /0
	$d_s = 25 \text{ mm}$	13, 2, 4, 7	Fig. 68 Fig. 69
	$d_s = 35 \text{ mm}$	18, 19, 20, 21	
Betondeckung	c = 1 d _s	14, 13, 18	
	c = 2 d _s	15, 2, 19	Fig. 68
	$c = 3 d_s$	16, 4, 20	Fig. 69
	$c = 4.5 d_s$	17, 7, 21	
Betongüte	C 20/25	10	Fig. 70 Fig. 71
	C 30/37	7	
	C 80/95	11	
Bezogene Rippenfläche	B 500	8	Fig. 72 Fig. 73
	S 600	9	
	S 670	7	
Umschnürungs- bewehrung	-	6	Fig. 74 Fig. 75
	2Ø8	2	
	4Ø8	5	

Tab. 35: Gruppierung der Pull-Out-Versuche

Für eine bessere Übersicht über den Einfluss der Parameter C und α sind vier verschiedene Verbundspannungs-Schlupf-Kurven in Fig. 67 dargestellt. Dabei sieht man, dass der Parameter C die Verbundspannung bei einem Schlupf von s = 1 mm angibt. Die Potenzzahl α hingegen definiert die Steigung. Je kleiner der Parameter α , desto größer ist die Anfangssteifigkeit.

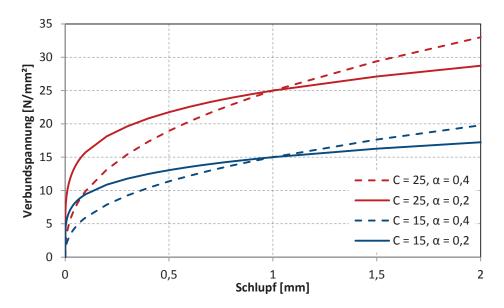


Fig. 67: Verbundgesetze für verschiedene Werte von C und α



Der Vergleich der Betondeckungen und der unterschiedlichen Stabdurchmesser werden in Fig. 68 und Fig. 69 dargestellt. Dabei ist ersichtlich, dass es keine eindeutige Durchmesserabhängigkeit gibt. Es scheint jedoch so, als ob sowohl C als auch α von der Betondeckung abhängig wären.

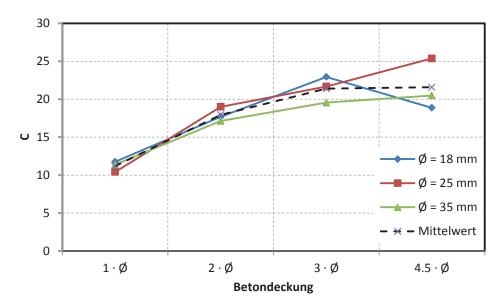


Fig. 68: Parameter C in Abhängigkeit von Stabdurchmesser und Betondeckung

Bei genauerer Betrachtung und Berücksichtigung der Erkenntnisse aus Fig. 67 ist jedoch eine Zunahme von α mit steigender Betondeckung unlogisch. Dies würde bedeuten, dass der Verbund steifer wird, je geringer die Betondeckung ist.

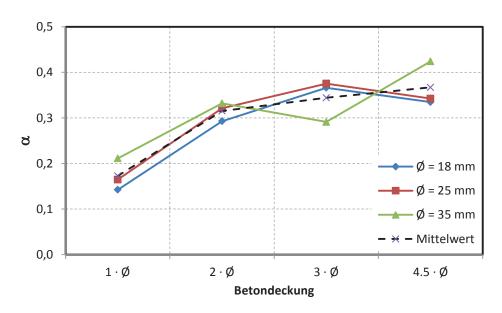


Fig. 69: Parameter α in Abhängigkeit von Stabdurchmesser und Betondeckung



In Fig. 70 und Fig. 71 ist die Abhängigkeit von C und α von der Betongüte dargestellt. Hier bestätigen sich die Angaben der Literatur (unter anderem [11], [22]), dass der Parameter C eine Funktion der Betongüte ist, α jedoch nicht.

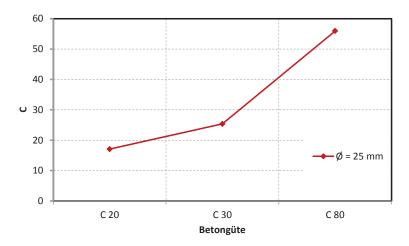


Fig. 70: Parameter C in Abhängigkeit der Betongüte

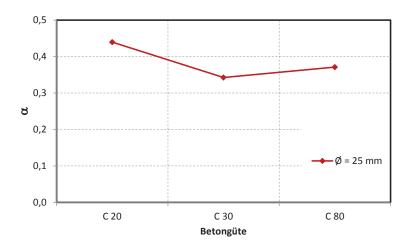


Fig. 71: Parameter α in Abhängigkeit der Betongüte

Die in Fig. 72 und Fig. 73 dargestellten Parameter sind in Abhängigkeit der Stahlgüte dargestellt. Diese drei Stahlgüten weisen nicht nur andere Festigkeiten sondern auch andere Oberflächengeometrien auf (siehe Kapitel 2). Die Oberflächengeometrie kann unter anderem mittels der bezogenen Rippenfläche f_r beschrieben werden (siehe Tab. 1).

Nach Angaben in der Literatur (z.B. [22]) entspricht eine höhere bezogene Rippenfläche auch einem besseren Verbundverhalten. Diese Annahme ist aus Fig. 72 ersichtlich, jedoch zeigt Fig. 73 ein weicheres Verhalten für den Stahl S 670.



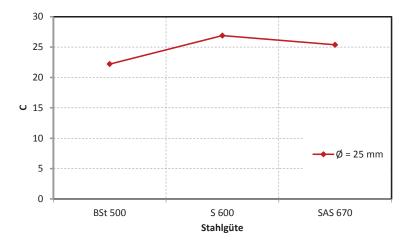


Fig. 72: Parameter C in Abhängigkeit der Stahlgüte

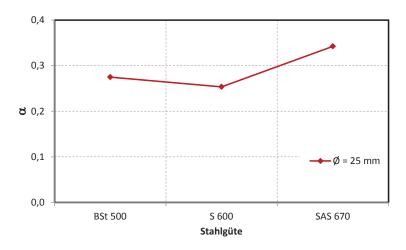


Fig. 73: Parameter α in Abhängigkeit der Stahlgüte

Die Umschnürungsbewehrung wird zur Verhinderung eines Sprengversagens bzw. zur Ermittlung eines Nachbruchverhaltens eingelegt. Wenn sich ein mehraxialer Spannungszustand einstellt, dann sollten höhere Verbundspannungen erreicht werden können.

Fig. 74 und Fig. 75 zeigen jedoch kein derartiges Verhalten, sodass ein Einfluss der Umschnürungsbewehrung auf das Verbundgesetz nicht nachgewiesen werden kann. Dies liegt vor allem darin, dass hier nur Schlupfwerte bis 0.3 mm berücksichtigt werden. In diesem Bereich tritt noch kein Spaltversagen auf und die Umschnürungsbewehrung ist noch nicht aktiviert.



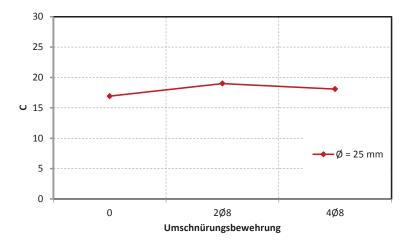


Fig. 74: Parameter C in Abhängigkeit der Umschnürungsbewehrung

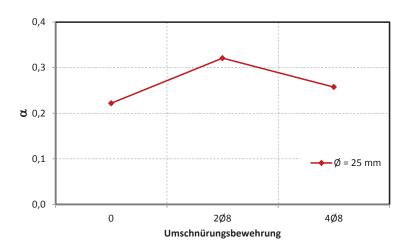


Fig. 75: Parameter α in Abhängigkeit der Umschnürungsbewehrung

Aus der vorangegangen Untersuchung (Fig. 68 bis Fig. 75) ist ersichtlich, dass für die Ermittlung des Verbundgesetzes nur der Einfluss der Betongüte und der Betondeckung zu berücksichtigen sind. Dabei werden folgende Annahmen getroffen:

- Betongüte: Bei der Ableitung des Verbundgesetzes wird nur der Anfangsbereich der Verbundspannung-Schlupf-Kurve betrachtet. Deshalb wird eine lineare Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit angesetzt.
- Betondeckung: Aus Fig. 68 ist eine (lineare) Abhängigkeit der Verbundspannung von der Betondeckung zu erkennen. Es wird ein Ansatz: $C(n_{ds}) = a + b \cdot n_{ds}$ mit $n_{ds} = \frac{c}{d_s}$ gewählt.

Aus den Versuchsergebnissen aus Kapitel 4 kann mit den oben genannten Annahmen folgendes Verbundgesetz abgeleitet werden:

$$\tau_h(x) = (0.35 + 0.025 \cdot n_{ds}) \cdot f_{cm} \cdot s(x)^{0.27}$$
 [6-24]



Das hier abgeleitete Verbundgesetz unterscheidet sich von den in Tab. 32 angegebenen (siehe Fig. 76). Dabei liegen die Verbundspannungen für das hier gefundene Gesetz (in Fig. 76 mit HBiS (Hochfeste Bewehrung im Stahlbetonbau) bezeichnet) geringfügig höher als nach [11], jedoch deutlich unter den Werten von [22]

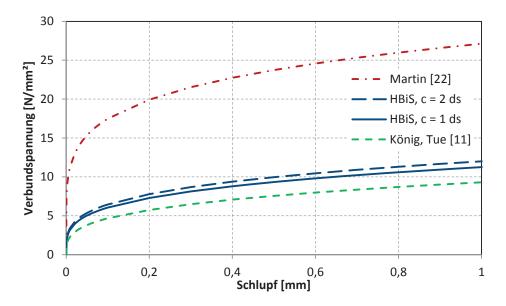


Fig. 76: Vergleich der Verbundgesetze für $f_{cm} = 30 \text{ N/mm}^2$

In Fig. 77 bis Fig. 79 sind die Versuchsergebnisse im Vergleich mit den Verbundgesetzen der Literatur und des im Rahmen dieses Forschungsprojekts entwickelten dargestellt. Dabei sieht man, dass [22] die Verbundspannungen deutlich überschätzt und [11] meist auf der zu konservativen Seite liegt. Nur für den Stahl der Güte S 600 liegen die Werte von [22] auf der konservativen Seite.



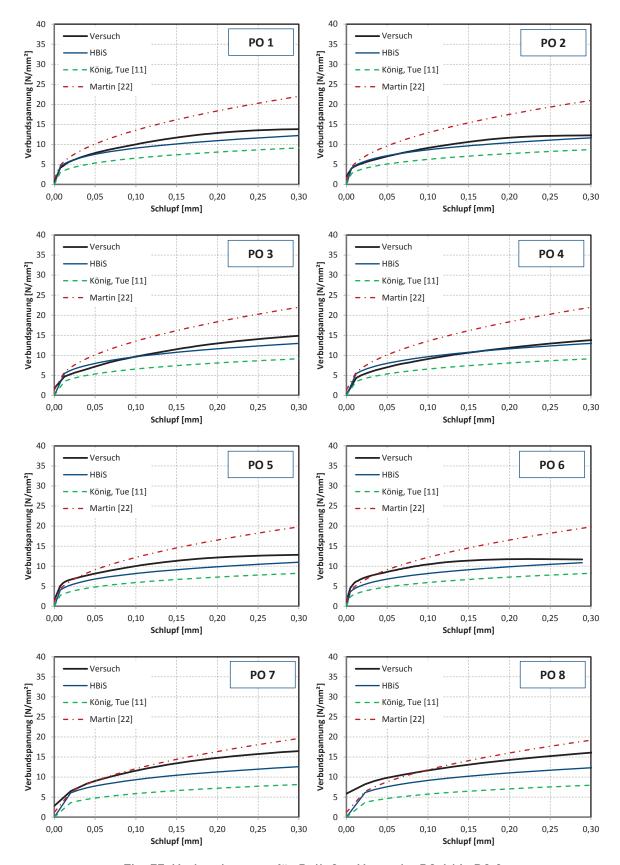


Fig. 77: Verbundgesetze für Pull-Out-Versuche PO 1 bis PO 8



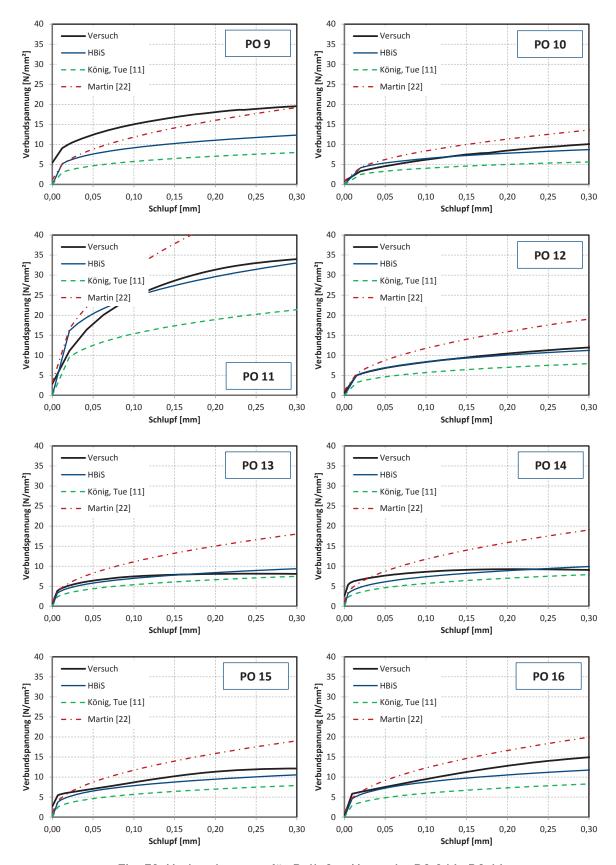


Fig. 78: Verbundgesetze für Pull-Out-Versuche PO 9 bis PO 16



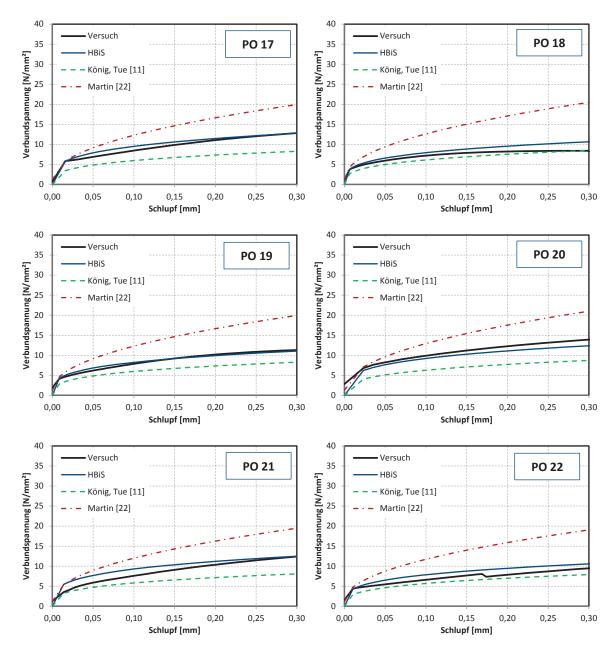


Fig. 79: Verbundgesetze für Pull-Out-Versuche PO 17 bis PO 22

6.5.4 Ermittlung des Schlupfverlaufs [21]

Die Herleitung des Schlupfverlaufs ist [21] zu entnehmen. Hier wird nur auf die Anpassung der Faktoren für die hochfeste Bewehrung eingegangen.

Die Näherungslösung wird mit

$$\lambda = 1 + \frac{1 + \alpha}{1 - \alpha} \left(\frac{F_{cr,eff}}{F_s} \right)^{\delta(\alpha)} \tag{6-25}$$

und

$$\delta(\alpha) = u \cdot \alpha^2 + v \tag{6-26}$$

formuliert.



Die Ermittlung von λ ist abhängig von der betrachten Stelle x (Abstand von der Mitte zwischen zwei Rissen) und der Verbundcharakteristika α . In [21] wird die Auswertung für $x/l_{es} = 0.6$ sowie einem Bereich von $0.2 \leftarrow \alpha \leftarrow 0.6$ durchgeführt.

Damit erhält man die Funktion

$$\delta(\alpha) = 4.84 \cdot \alpha^2 + 1.68 \tag{6-27}$$

Der Einfluss von δ auf λ ist deutlich geringer, als der Einfluss von α (siehe Fig. 80).

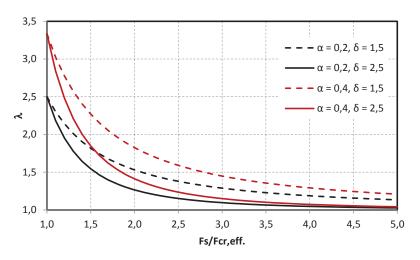


Fig. 80: Schlupfverlauf

Wertet man die Näherungslösung für das in Kapitel 6.5.3 entwickelte Verbundgesetz aus, so erhält man:

$$\delta(\alpha) = 5.00 \cdot \alpha^2 + 1.65 \tag{6-28}$$

Zwar sind die Faktoren gegenüber der Lösung von [21] unterschiedlich, dies hat aber keinen bemerkbaren Einfluss auf das Ergebnis (siehe Fig. 81).

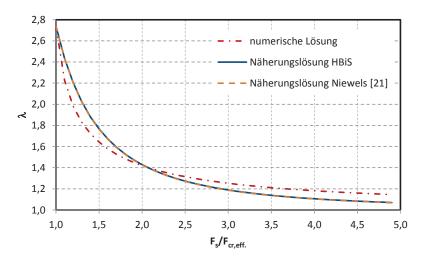


Fig. 81: Vergleich der Näherungslösung mit der numerischen Lösung

Damit ergibt sich der Parameter des Schlupfverlaufs mit:

$$\lambda = 1 + 1.74 \cdot \left(\frac{F_{cr,eff}}{F_S}\right)^2 \tag{6-29}$$



6.6 Anpassung der Rissbreitenberechnung gemäß Eurocode 2

In den Kapiteln 6.4 und 6.5 wurden die entsprechenden Grundlagen zur Anpassung der Rissbreitenberechnung nach Eurocode 2 ermittelt.

Mit dem Verbundgesetz

$$\tau_h(x) = (0.35 + 0.025 \cdot n_{ds}) \cdot f_{cm} \cdot s(x)^{0.27}$$
 [6-30]

 $\tau_b(x)=(0.35+0.025\cdot n_{ds})\cdot f_{cm}\cdot s(x)^{0.27}$ sowie dem Faktor zur Beschreibung des Schlupfverlaufs

$$\lambda = 1 + 1.74 \cdot \left(\frac{F_{cr,eff}}{F_S}\right)^2 \tag{6-31}$$

kann nun die Rissbreitenberechnung nach Eurocode 2 angepasst werden.

Bei der Rissbreitenberechnung nach Eurocode 2 handelt es sich um ein mechanisches Modell (siehe [34]). Somit ist das Modell für alle Arten von Bewehrung geeignet. Die Anpassung muss deshalb nur bezüglich der empirischen Faktoren vorgenommen werden.

Diese Faktoren sind:

$$k_t = \frac{1 + \alpha \cdot \lambda}{2 + \alpha \cdot \lambda} \tag{6-32}$$

Faktor zur Berücksichtigung der Dauer der Lasteinwirkung k_t

k_t = 0.6 bei kurzzeitiger Lasteinwirkung

 $k_t = 0.4$ bei langfristiger Lasteinwirkung

Sowie

$$k_1 = \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \tag{6-33}$$

Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundeigenschaften der Bewehrung k_1

 $k_1 = 0.8$ für Stäbe mit guten Verbundeigenschaften

 $k_1 = 1.6$ für Stäbe mit nahezu glatter Oberfläche (z.B. Spannglieder)

Die weiteren Beiwerte (siehe auch Kapitel 6.4) werden nicht angepasst. Es wird von der gleichen Streuung der Rissbreiten ausgegangen (damit wird der Faktor β = 1.7 beibehalten). Der additive Term aus Gleichung (6-4) von 2 · c zur Ermittlung des maximalen Rissabstandes wird ebenfalls beibehalten.

6.6.1 Ermittlung von k_t

Aus der Herleitung der Rissbreitenberechnung erhält man:

$$k_t = \frac{1 + \alpha \cdot \lambda}{2 + \alpha \cdot \lambda} \tag{6-34}$$



Setzt man λ in die Formel ein, so erhält man $k_t(\alpha)$:

$$k_{t} = \frac{1 + \alpha \cdot \left(1 + \frac{1 + \alpha}{1 - \alpha} \left(\frac{F_{cr,eff}}{F_{s}}\right)^{5.00 \cdot \alpha^{2} + 1.65}\right)}{2 + \alpha \cdot \left(1 + \frac{1 + \alpha}{1 - \alpha} \left(\frac{F_{cr,eff}}{F_{s}}\right)^{5.00 \cdot \alpha^{2} + 1.65}\right)} = \frac{1.27 + 0.47 \cdot \left(\frac{F_{cr,eff}}{F_{s}}\right)^{2}}{2.27 + 0.47 \cdot \left(\frac{F_{cr,eff}}{F_{s}}\right)^{2}}$$
[6-35]

Damit errechnen sich die Grenzen von kt zu

$$0.56 \le k_t \le 0.64$$

6.6.2 Ermittlung von k₁

Für die Ermittlung von k1 ist die Berechnung der mittleren Verbundspannung über die Einleitungslänge notwendig:

$$\tau_{bm} = A + \frac{C}{1 + \alpha \cdot \lambda} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{\alpha} \tag{6-36}$$

Wie in Kapitel 6.5.3 dargestellt, wird A = 0 angenommen. Setzt man die Formel für λ ein, so erhält man:

$$\tau_{bm} = \frac{C}{1 + \alpha \cdot \left(1 + \frac{1 + \alpha}{1 - \alpha} \left(\frac{F_{cr,eff}}{F_s}\right)^{5.00 \cdot \alpha^2 + 1.65}\right)} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{\alpha}$$
(6-37)

Für α und C nach Kapitel 6.5.3 ergibt sich

$$\tau_{bm} = \frac{(0.35 + 0.025 \cdot n_{ds}) \cdot f_{cm}}{1.27 + 0.47 \cdot \left(\frac{F_{cr,eff}}{F_s}\right)^2} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{0.27}$$
(6-38)

Damit ist die maximale bzw. minimale mittlere Verbundspannung:

$$\tau_{bm,max.} = \frac{(0.35 + 0.025 \cdot n_{ds}) \cdot f_{cm}}{1.27} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{0.27}$$

$$\tau_{bm,min.} = \frac{(0.35 + 0.025 \cdot n_{ds}) \cdot f_{cm}}{1.74} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{0.27}$$
(6-39)

$$\tau_{bm,min.} = \frac{(0.35 + 0.025 \cdot n_{ds}) \cdot f_{cm}}{1.74} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{0.27} \tag{6-40}$$

Die Auswertung für der Formeln (6-39) und (6-40) für eine Betondeckung c = 1 \emptyset_s und einer mittleren Betondruckfestigkeit von $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$) ist in Fig. 82 dargestellt.



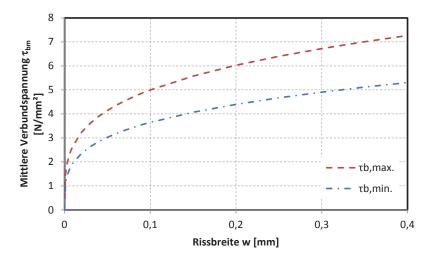


Fig. 82: Grenzen der mittleren Verbundspannung ($f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2 \text{ und } c = 1d_s$)

Die bisherigen Herleitungen beruhen auf der mittleren Würfeldruckfestigkeit. Die Umrechnung von Würfel- auf Zylinderdruckfestigkeit beträgt

$$f_{c,zyl.} = 0.83 \cdot f_{c,cube} \tag{6-41}$$

Für die Ermittlung der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit gilt:

$$f_{ck,zyl.} = f_{cm,zyl.} - 8 = 0.83 \cdot f_{cm,cube} - 8 \rightarrow f_{cm,cube} = 1.2 \cdot (f_{ck,zyl.} + 8)$$
 (6-42)

Gemäß Eurocode 2 berechnet sich die mittlere Betonzugspannung f_{ctm} mit

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \tag{6-43}$$

Damit kann k_1 als Funktion der charakteristischen Betonfestigkeit f_{ck} dargestellt werden:

$$k_{1} = \frac{0.25 \cdot f_{ck}^{2}/_{3} \cdot \left(1.27 + 0.47 \cdot \left(\frac{F_{cr,eff}}{F_{s}}\right)^{2}\right)}{(0.35 + 0.025 \cdot n_{ds}) \cdot (f_{ck} + 8) \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{0.27}}$$

$$- k1 \min(fck = 20)$$

$$- k1 \max(fck = 20)$$

$$- k1 \max(fck = 50)$$

$$- k1 \min(fck = 50)$$

Fig. 83: k₁ in Abhängigkeit der Rissbreite und Betongüte



7 Balkenversuche

7.1 Übersicht der durchgeführten Versuche

Die Rissuntersuchungen an den zentrisch belasteten Versuchen wurden durch vier Biegeversuche ergänzt. Es wurde die Rissentwicklung sowie das Verformungsverhalten im Zustand II unter Gebrauchslasten untersucht. Zur Untersuchung wurde ein Vierpunkt-Biegeversuch gewählt, der im mittleren Bereich eine konstante Momentenbeanspruchung aufweist, so dass die Rissbreiten ohne Einfluss einer Schubbeanspruchung gemessen werden konnten. Die Versuchskörper hatten eine Gesamtlänge von 6.60 m und eine Länge mit konstanter Momentenbeanspruchung von 2.0 m (Fig. 84).

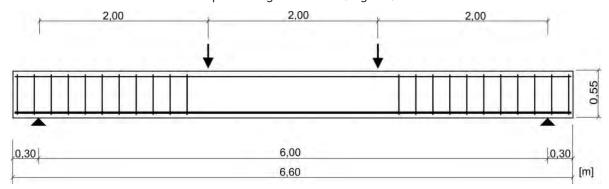


Fig. 84: Ansicht Biegeversuch

Während bei den Dehnkörperversuchen eine größere Anzahl von Parametern variiert wurde, wurden anhand der aufwendigeren Balkenversuche lediglich der Einfluss des Bewehrungsgrades ρ (B-1), der Betondruckfestigkeit f_{cm} (B-3) und der bezogenen Rippenfläche f_R (B-4) bzw. der Streckgrenze f_V (B-4) überprüft.

Die Querschnittsgeometrie wurde in Anlehnung an die Dehnkörperversuche gewählt. Die Versuchskörperbreite betrug sowohl im zentrischen Zugversuch als auch im Biegeversuch bei einem Stabdurchmesser von 25 mm 11-Ø bzw. 275 mm. Die Höhe der Biegebalken wurde so gewählt, dass auch im Versuch B-3 mit dem höchsten Bewehrungsgrad, der höchsten Streckgrenze und der größten Betondruckfestigkeit der Versuchskörper bis zum Erreichen der Streckgrenze des Stahls belastet werden konnte, bevor die Betondruckzone versagte. Eine Übersicht der durchgeführten Biegeversuche enthält Tab. 36.

	Beweh-	Durch-	bezogene	Beton-	Bewehrungs-		
Versuch	rung	messer Ø	Rippenfläche f _R	deckung <i>c</i>	grad $ ho$	Beton	Stäbe
[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[%]	[-]	[-]
B-1	S 670	25	0.142	2 . Ø	2.3%	C30/37	2
B-2	S 670	25	0.142	2 . Ø	4.6%	C30/37	4
B-3	S 670	25	0.142	2·Ø	4.6%	C80/95	4
B-4	B 500	25	0.075	2·Ø	4.6%	C30/37	4

Tab. 36: Übersicht der durchgeführten Biegeversuche



7.2 Herstellung der Versuchskörper

7.2.1 Herstellung und Lagerung

Die Versuchskörper wurden in der Versuchshalle des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen hergestellt. Es wurde Transportbeton verwendet, der in der Versuchshalle in die Schalung eingebaut wurde. Als Schalung wurde beschichtetes Holz verwendet. Nach der Betonage wurde der Beton mit einer Folie abgedeckt. Nach einem Tag wurden die Versuchskörper ausgeschalt und bis zur Durchführung des Versuches in der Versuchshalle gelagert.



Fig. 85: Betonage der Biegeversuche

7.2.2 Betoneigenschaften

Es wurden zwei Betonrezepturen verwendet. Während in den Versuchen B-1, B-2 und B-4 ein normalfester Beton mit einer Zylinderdruckfestigkeit von etwa 30 N/mm² eingesetzt wurde, wurde der Balken B-3 mit einer Zylinderdruckfestigkeit von 86 N/mm² hergestellt. Tab. 37 enthält die verwendeten Betonrezepturen. In Tab. 38 und Tab. 39 sind die Frisch- und Festbetoneigenschaften der verwendeten Betone aufgelistet.

Versuch	Festigkeits- klasse	Zement CEM I 52,5 R [kg/m³]	Wasser [kg/m³]	Verzögerer [kg/m³]	Fließmittel kg/m³]	Zuschlag gesamt [kg/m³]	Körnung 0 – 2 [kg/m³]	Körnung 2 – 8 [kg/m³]	Körnung 8 –16 [kg/m³]
B-1	C30/37	321	190	0.6	2.0	1910	820	415	675
B-2	C30/37	320	192	0.7	1.9	1950	840	420	690
B-3	C80/95	450	110	0.0	9.0	1795	628	790	377
B-4	C30/37	318	156	0.6	1.9	1936	832	424	680

Tab. 37: Betonrezepturen der Biegeversuche



Versuch	Wassergehalt [l/m³]	Wasserzementwert w/z [-]	Frischbetonrohdichte [kg/m³]
B-1	100	0.488	2.355
B-2	94	0.486	2.350
B-3	110	0.308	2.418
B-4	97	0.487	2.286

Tab. 38: Frischbetoneigenschaften der Biegeversuche

Eine Übersicht der Festbetoneigenschaften enthält Tab. 39.

Versuch	Würfeldruck- festigkeit f _{cm,cube}	Zylinderdruck-festigkeit $f_{\rm cm,zyl.}$	Spaltzug- festigkeit $f_{ m ct,spalt}$	Güte $f_{\rm cm,28d}$	E-Modul <i>E</i> _{cm}
[-]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
B-1	36.6	31.1	2.6	45.29	24684
B-2	39.3	34.5	2.4	50.98	26681
B-3	106.6	86.2	4.7	104.1	36651
B-4	39.3	32.7	3.0	38.78	26063

Tab. 39: Festbetoneigenschaften der Biegeversuche

7.3 Versuchsdurchführung

7.3.1 Versuchsaufbau

Die Belastung der Biegeversuche erfolgte mit Hilfe eines Instron Schenck Testing Hydropulszylinders mit einer maximalen Prüflast von 1600 kN. Die Versuchskörper wurden im Abstand von 6.0 m auf zwei Stahlrollen aufgelagert. Die Lasteinleitung erfolgte über eine Traverse, deren Lasteinleitungspunkte einen Abstand von 2.0 m hatten (Fig. 84 und Fig. 86).



Fig. 86: Versuchsaufbau der Biegeversuche



7.3.2 Versuchssteuerung

Die Balkenversuche wurden zunächst kraftgesteuert und ab Erreichen der Gebrauchsspannung weggesteuert belastet. Die Geschwindigkeit wurde in Abhängigkeit der Stahlspannung gewählt. Die rechnerische Stahlspannung bei der ersten Laststufe betrug 100 N/mm². In den folgenden Laststufen wurde die Spannung kraftgesteuert um jeweils 100 N/mm² erhöht. Während die Belastung konstant gehalten wurde, wurden die Rissmessungen am Balken durchgeführt. Nach Erreichen der Gebrauchslast wurden in jedem Versuch 10 Lastwechsel mit einer Oberlast von 75 % der Gebrauchslast und einer Unterlast von halber Gebrauchslast gefahren. Nach den Lastwechseln wurde die Kraft verformungsgesteuert aufgebracht. Die Belastungskontrolle während des Versuches erfolgte anhand der Durchbiegung des Versuchskörpers. Für die Balken ergaben sich die folgenden Belastungshistorien.

Versuch	Belastung 1	Lastwechsel	Belastung 2
	[kN/min]	[kN]	[mm/min]
B-1	22	79-119	3
B-2	44	163-245	4
B-3	44	172-258	4
B-4	40	121-182	4

Tab. 40: Prüfgeschwindigkeit der Biegeversuche

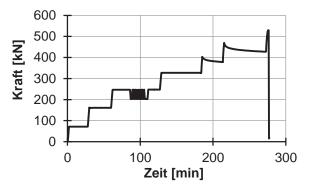


Fig. 87 Kraft-Zeit-Diagramm Versuch B-2

7.3.3 Messtechnik

Während der Versuche wurden die Beton- und Stahlverformungen kontinuierlich aufgezeichnet. Die Anordnung der Messtechnik auf dem Versuchskörper ist in Fig. 88 dargestellt.



Die folgenden Messwerte wurden erfasst:

- Durchbiegung des Balkens (Wegaufnehmer)
- Dehnung der Zugzone (Dehnungsmessstreifen)
- Stauchung der Druckzone (Wegaufnehmer, Dehnungsmessstreifen)
- Verdrehung des Versuchskörpers (Wegaufnehmer)
- Rissbreiten (Risslupen)
- Rissabstände (Maßband)

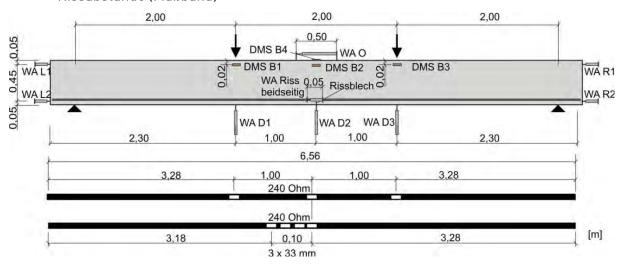


Fig. 88: Übersicht der Messtechnik im Biegeversuch

Die Messwerte der Wegaufnehmer und Dehnungsmessstreifen wurden während der Belastung alle 2 Sekunden aufgezeichnet. Während der Rissmessungen wurden die Verformungen alle 30 Sekunden gespeichert.

Die Durchbiegung der Versuchskörper wurde mit drei Wegaufnehmern im Bereich der konstanten Momentenbeanspruchung unterhalb der Versuchskörper gemessen.

In der Mitte des Balkens wurde an der Unterseite des Versuchskörpers zur Erstellung einer Sollrissstelle ein Stahlblech angeordnet (Fig. 89). An dieser Stelle waren auf der Längsbewehrung Dehnungsmessstreifen angeordnet, um die Stahldehnung aufzuzeichnen.

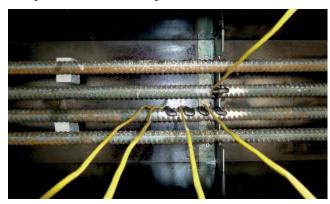


Fig. 89: Anordnung des Rissbleches und der Dehnungsmessstreifen in Balkenmitte



Die Dehnungsmessstreifen wurden bei der Bewehrung S 670 in dem Bereich ohne Rippe und bei der Bewehrung B 500 im Bereich der Längsrippe angeordnet, um den Verbund zwischen Bewehrung und Beton möglichst wenig zu beeinträchtigen. Zur Berücksichtigung von Biegeeinflüssen wurde jeweils ein Dehnungsmesstreifen auf der Ober- und Unterseite des Stabes angeordnet, deren Messwerte gemittelt wurden. Zur Untersuchung der Krafteinleitung vom Bewehrungsstahl in den Beton hinter dem Riss wurden im Abstand von je 33 mm drei weitere Dehnungsmesstreifen auf der Bewehrung angeordnet (Fig. 90).

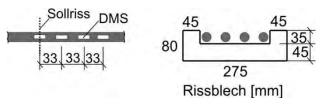


Fig. 90: Lage der Dehnungsmessstreifen und Abmessungen des Bleches in der Sollrissstelle

Die Betonstauchung in der Betondruckzone wurde mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen und Wegaufnehmern gemessen.

An den Stirnseiten des Balkens wurden Wegaufnehmer angeordnet, mit denen die Verdrehung des Versuchskörpers am Balkenende aufgezeichnet wurde. Die Verdrehung kann aus der Verschiebungsdifferenz und dem Abstand der Wegaufnehmer bestimmt werden.

Außerdem wurden in den verschiedenen Laststufen Rissmessungen auf der Höhe der Bewehrungslage durchgeführt. Die Rissmessungen wurden auf beiden Balkenseiten mit Risslupen durchgeführt. Es wurden zwei Risslupen verwendet, so dass mit zwei Personen gemessen werden konnte. Die Ablesegenauigkeit der einen Risslupe betrug 0.025 mm, die zweite Lupe hatte eine Ablesegenauigkeit von 0.050 mm. Im Bereich des Sollrisses befand sich ein Wegaufnehmer, mit dem die Rissöffnung kontinuierlich gemessen werden konnte. Die Risse wurden in jeder Laststufe markiert und mit einer Nummer und der jeweiligen Laststufe beschriftet. Nach dem Versuch wurden die Rissabstände der Versuchskörper gemessen.

7.4 Versuchsergebnisse

7.4.1 Versagensart

Während der Belastung der Versuchskörper war eine ausgeprägte Biegerissbildung zu beobachten. Im Bereich mit konstanter Momentenbelastung traten reine Biegerisse auf und im Bereich mit Querkraftbeanspruchung entstanden Biegeschubrisse (Fig. 94). Bei einer Belastung, die einer Stahlspannung von etwa 300 N/mm² entsprach, stellten sich auch Längsrisse parallel zur Biegebewehrung in der Biegezugzone ein. Die Prüfkörper wurden bis



über das Erreichen der Streckgrenze des Stahles hinaus belastet. Das Versagen der Balken wurde durch ein Versagen der Biegedruckzone hervorgerufen (Fig. 91). Nach dem Versagen der Biegedruckzone entstanden horizontale Trennrisse unterhalb der Traverse.

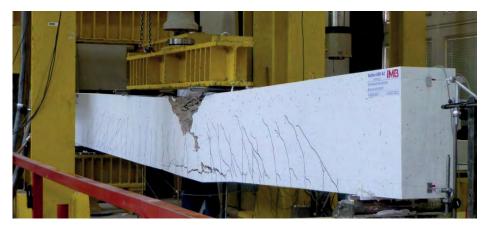


Fig. 91: Biegeversuch B2 nach dem Versagen

Balken	Parameter	$M_{\rm u}$	$\mathcal{E}_{S,U}$	Durchbiegung <i>u</i>
		[kNm]	[‰]	[mm]
B-1	S 670, ρ = 2.3 %, f_{cm} =31 N/mm ²	616	3.9	98
B-2	S 670, ρ = 4.6 %, f_{cm} =35 N/mm ²	1028	4.4	68
B-3	S 670, ρ = 4.6 %, f_{cm} =86 N/mm ²	1308	5.8	92
B-4	B 500, ρ = 4.6 %, f_{cm} =33 N/mm ²	836	3.5	55

Tab. 41: Übersicht der Versuchsergebnisse der Biegeversuche

7.4.2 Ermittlung der Stahlspannung

Die zur Festlegung der Laststufen ermittelten Stahldehnungen entsprechen nicht exakt den im Versuch ermittelten Dehnungen überein. Dies liegt an der Nichtberücksichtigung des Zustands I bei der Festlegung der Laststufen. Zu Beginn der Belastung wird der Bewehrungsstahl nur sehr wenig verformt, da der Versuchskörper sich im Zustand I befindet und Stahl und Beton die gleiche Dehnung erfahren. Erst nach Überschreiten des Rissmomentes, wird der Stahl im Sollriss stärker gedehnt als der Beton. Die Laststufen wurden im Zustand II unter Annahme eines rechteckigen Spannungsblocks festgelegt.

Da mit den vorliegenden Untersuchungen der Gebrauchszustand der Bauteile untersucht werden soll, müssen die Gebrauchsspannungen der Bewehrung bestimmt werden. Die Gebrauchsspannung der Bewehrung B 500 beträgt gut 300 N/mm², während die Bewehrung S 670 eine Gebrauchsspannung von gut 400 N/mm² hat.

$$\sigma_{\text{s,Gebrauch}} = \frac{f_{y}}{1,15 \cdot 1,4}$$



Daraus ergibt sich für die beiden verwendeten Bewehrungstypen:

$$\sigma_{s,Gebrauch}(S 670) = \frac{670}{1,15 \cdot 1,4} = 416 \ N / mm^2$$

$$\sigma_{s,Gebrauch}(B\ 500) = \frac{500}{1.15 \cdot 1.4} = 311 \ N / mm^2$$

Da die Rissbreiten in 100 N/mm² Belastungsschritten gemessen wurden, werden im Folgenden die Ergebnisse bei 300 N/mm² und 400 N/mm² verglichen.

7.4.3 Durchbiegung

Die Momenten-Durchbiegungskurve der vier Versuchskörper ist in Fig. 92 dargestellt. Versuch B-1 mit 2.3 % Bewehrung hatte erwartungsgemäß die größte Durchbiegung. Auch die geringe Durchbiegung des Versuchs B-3 mit hochfestem Beton entsprach den Berechnungen. Nach der Durchbiegungsberechnung war zu erwarten, dass sich die Versuche B-2 und B-4 gleich durchbiegen. Der Versuch B-2 mit der Bewehrung S 670 zeigte allerdings etwas geringere Durchbiegungen. Die auf die Nennstreckgrenze bezogenen Durchbiegungen sind gleich groß.

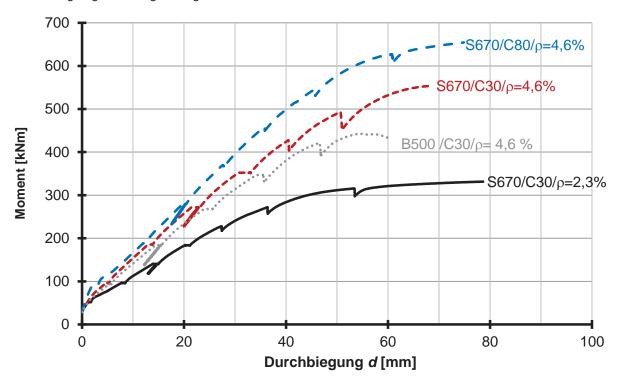


Fig. 92: Momenten-Durchbiegungsverlauf der Balkenversuche



7.4.4 Betonstauchung

Die Betonstauchung wurde auf dem Versuchskörper mit einem Wegaufnehmer mit einer Messlänge von 50 cm gemessen. Punktuell wurden die Betonstauchungen auch mit Dehnungsmessstreifen aufgezeichnet. Da die Versuchskörper so dimensioniert waren, dass die Druckzone bei hohen Belastungen versagt, wurde die Druckstauchung während des gesamten Versuches beobachtet.

In Fig. 93 sind die Stauchungen, die mit Hilfe des Wegaufnehmers aufgezeichnet wurden, dargestellt. Der Versuch B-3 aus hochfestem Beton mit einer Zylinderdruckfestigkeit von 86 N/mm² zeigte die geringste Stauchung der Druckzone. Während die Betonstauchung des Versuchskörpers mit normalfester Bewehrung B 500 bei gleicher Belastung größer ist als diejenige der hochfesten Bewehrung S 670, ist die Betonstauchung unter Gebrauchslasten etwa gleich groß.

Da der Versuch B-1 mit 2.3 % den kleinsten Bewehrungsgrad hat, war die Ausnutzung der Druckzone geringer als bei den übrigen Versuchen und die Betonstauchung lag unter denjenigen der Versuche mit einem Bewehrungsgrad von 4.6 %.

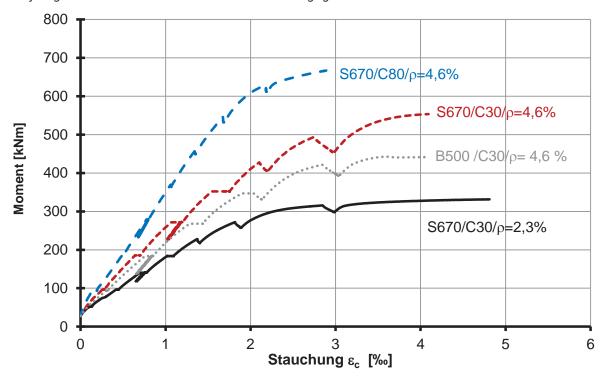


Fig. 93: Stauchung der Betondruckzone der Biegeversuche



7.4.5 Rissentwicklung

Fig. 94 enthält die Rissbilder der vier Biegeversuche. Im Versuch B-3 mit einem Beton mit f_{cm} = 86 N/mm² ist sichtbar, dass die Betondruckzonenhöhe geringer war als in den Versuchen aus normalfestem Beton und damit auch die Risse weiter in Richtung des gestauchten Querschnittsrandes verliefen. Die Risse entstanden in allen Versuchen vor Erreichen der ersten Laststufe bei einer Stahlspannung von 100 N/mm². In den Versuchen B-1, B-2 und B-4 mit einer Betonfestigkeit von etwa 30 N/mm² wurde die Erstrisslast bei einem Moment von 30 kNm erreicht. Die Versuche B-2 und B-4 mit einem Bewehrungsgrad von 4,6 % hatten zu diesem Zeitpunkt eine Stahlspannung von etwa 30 N/mm², während im Versuch B-1 mit einem Bewehrungsgrad von 2.3 % eine Längsstahlspannung von 60 N/mm² vorlag. Im Versuch B-3 mit einer Betondruckfestigkeit von 86 N/mm² entstanden die ersten Risse ab einer Momentenbeanspruchung von 90 kNm bzw. einer Stahlspannung von 95 N/mm².

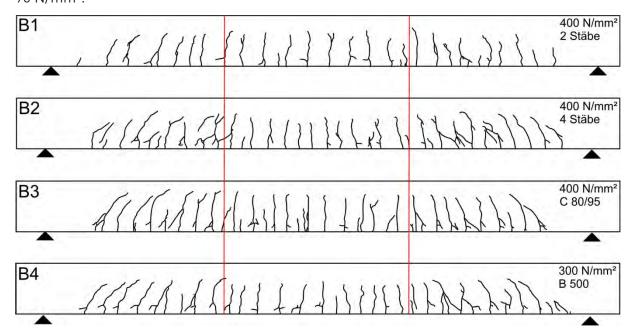


Fig. 94: Rissbilder der Balkenversuche bei Gebrauchsspannung

Einen Überblick über die gemessenen mittleren Rissbreiten, maximalen Rissbreiten und $95\,\%$ Fraktile der Rissbreiten und die mittleren Rissabstände enthält Tab. 42. Die Mittelwerte der Rissbreiten enthalten nicht die Rissbreite der Sollrissstelle. Die 95%-Fraktile sind mit dem k_N -Wert 1,64 der Normalverteilung bestimmt worden.

$$W_{95} = W_m + 1,64 \cdot \sigma_x$$



Versuch	Rissa	bstand/		Stal	nlspannı	ıng [N(n	nm²]	
versuch	Rissbreite		100	200	300	400	500	600
	a _m	[mm]	428	207	179	179	158	158
B-1	W _m	[mm]	0.03	0.10	0.17	0.23	0.31	0.38
D-1	W _{max}	[mm]	0.05	0.20	0.30	0.45	0.60	0.65
	W 95	[mm]	0.05	0.18	0.29	0.40	0.53	0.63
	a _m	[mm]	159	149	149	149	149	149
B-2	W _m	[mm]	0.04	0.09	0.14	0.19	0.23	0.29
D-Z	W _{max}	[mm]	0.15	0.25	0.35	0.50	0.60	0.60
	W ₉₅	[mm]	0.11	0.20	0.28	0.40	0.46	0.54
	a _m	[mm]	278	144	139	139	139	139
B-3	W _m	[mm]	0.05	0.09	0.15	0.22	0.25	0.30
D-3	W _{max}	[mm]	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60
	W ₉₅	[mm]	0.08	0.20	0.28	0.37	0.44	0.58
	a _m	[mm]	233	183	174	174	174	
B-4	W _m	[mm]	0.08	0.15	0.20	0.27	0.32	
D-4	W _{max}	[mm]	0.10	0.30	0.40	0.60	0.70	
	W ₉₅	[mm]	0.10	0.28	0.37	0.60	0.67	

Tab. 42: Übersicht der Rissbreiten in den Biegeversuchen

Die im Sollriss mit dem Wegaufnehmer gemessenen Rissbreiten w_{SRS} waren deutlich größer als die mittleren Rissbreiten im übrigen Versuchskörper, die mit Risslupen gemessen wurden. Während das Verhältnis $w_{max,SRS}/w_{max,Lupe}$ etwa 1.0 war, betrug das Verhältnis $w_{m,SRS}/w_{m,Lupe}$ 2.5 (Fig. 95).

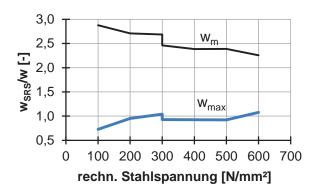


Fig. 95: Rissbreite der Sollrissstelle im Vergleich zur mittleren und maximalen Rissbreite im Versuch B-2

Die Mittelwerte, Maximalwerte und die 95-%-Quantilwerte der Rissbreiten werden in den Diagrammen Fig. 96 bis Fig. 98 dargestellt. In allen Versuchen hatten die Rissbreiten die gleichen Größenordnungen. Im Versuch B-4 mit der Bewehrung B 500 stellten sich allerdings etwas größere Rissbreiten ein. Bezieht man die Rissbreite auf die Ausnutzung des Stahls ($\sigma_{s,test}/f_{y,Nenn}$), stellen sich die gleichen Rissbreiten ein (Fig. 96 bis Fig. 98 (rechts)).



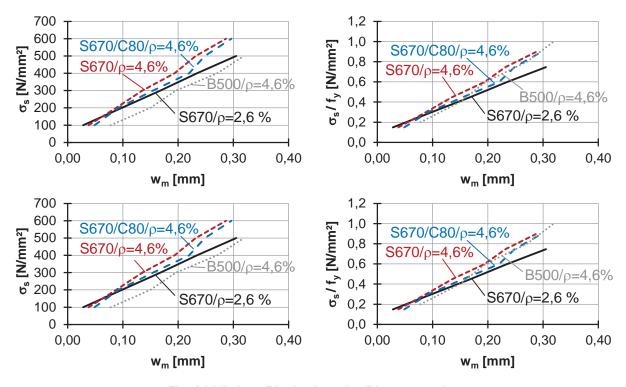


Fig. 96 Mittlere Rissbreiten der Biegeversuche

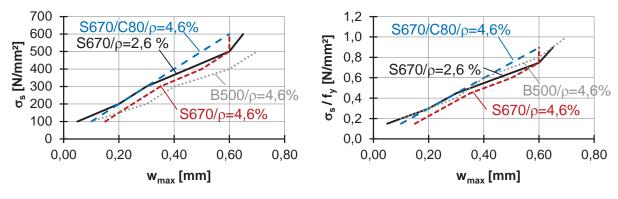


Fig. 97 Maximale Rissbreiten der Biegeversuche

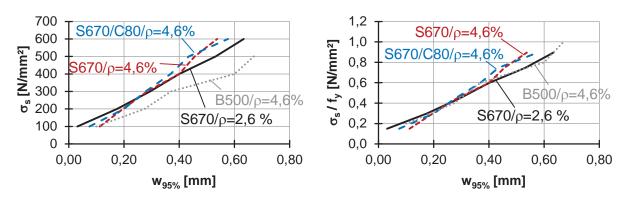


Fig. 98 95%-Fraktile der Rissbreiten der Biegeversuche

Die mittleren Rissabstände waren zu Beginn der Rissbildung wesentlich größer als bei abgeschlossenem Rissbild. Die Rissbildung war in den vier Biegeversuchen ab einer Spannung von etwa 300 N/mm² abgeschlossen (Fig. 99 (links)). Generell konnte beobachtet



werden, dass der Rissabstand mit der Rissbreite korreliert. Ein proportionaler Zusammenhang konnte allerdings nicht beobachtet werden (Fig. 99 (rechts)).

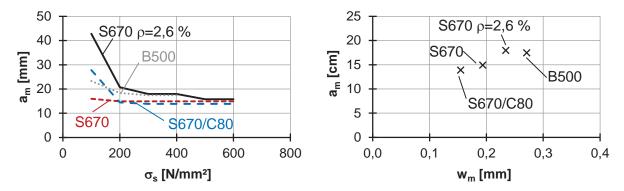


Fig. 99 Rissabstand über Stahlspannung σ_s (links) und über die mittlere Rissbreite (rechts)

Die Längsrissbildung im Versuch B-2 mit S 670 Bewehrung unterschied sich von der Längsrissbildung im Versuch B-4 mit B 500 Bewehrung. Die Längsrisse stellen sich parallel zur Bewehrung ein. Die 95%-Quantile der Längsrissbreiten des Balkens mit B 500 Bewehrung blieben bis zu einer Spannung von 550 N/mm² unterhalb von 0.1 mm. Im Versuch B-2 mit S 670 Bewehrung betrugen die 95%-Quantile bei einer Spannung von 500 N/mm² 0.15 mm und bei einer Spannung von 600 N/mm² 0.25 mm.

7.4.6 Verbundspannungen

Mithilfe der Dehnungsmessstreifen auf der Längsbewehrung im Bereich der Sollrissfuge wurden die Stahldehnungen neben dem Riss bestimmt und die Verbundspannungen daraus abgeleitet. Die gemessenen Stahldehnungen entsprachen nicht den Erwartungswerten. Insbesondere bei höheren Laststufen zeigten einige Dehnungsmessstreifen wenig plausible Ergebnisse an. Dies kann auf einen zunehmend gestörten Verbund in der Nähe des Risses zurückgeführt werden.

7.4.7 Einfluss der Versuchsparameter

Der reduzierte Bewehrungsgrad im Versuch B-1 hatte eine Vergrößerung der mittleren Rissbreite und des mittleren Rissabstands zur Folge. Dieser Zusammenhang ist in Fig. 100 dargestellt.



6

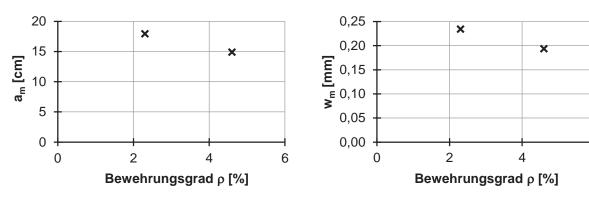


Fig. 100: Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Rissbildung

Die Betondruckfestigkeit wirkte sich auf die Rissabstände kaum aus, während die mittlere Rissbreite bei der höheren Betondruckfestigkeit um 10 % erhöht war (Fig. 101).

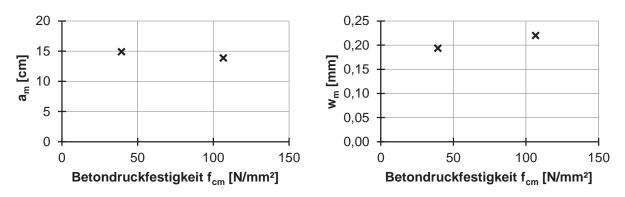


Fig. 101: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Rissbildung

Die höhere bezogene Rippenfläche des S 670 führte zu einer Reduktion der mittleren Rissabstände und mittleren Rissbreiten (Fig. 102). Bei Betrachtung der jeweiligen Gebrauchsspannung der Bewehrungsstäbe sind die ermittelten mittleren Rissbreiten dagegen gleich groß. So ergab sich für den S 670 bei einer Spannung von 400 N/mm² eine mittlere Rissbreite von 0.19 mm. Bei einer Spannung von 300 N/mm² wurde für den B 500 eine mittlere Rissbreite von 0.20 mm gemessen.

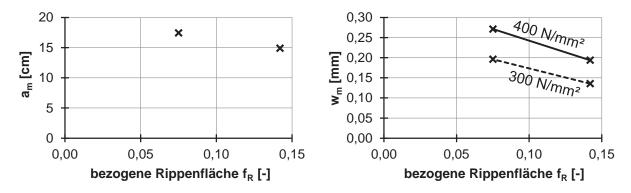


Fig. 102: Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R auf die Rissbildung



7.5 Vergleich der Ergebnisse mit der Normung

7.5.1 Eurocode 2 [1]

Die Ermittlung der Rissbreite nach Eurocode 2 [1] für Biegebauteile erfolgt wie für zentrisch gezogene Bauteile nach Kapitel 6.2. Die nach [1] ermittelten Rissabstände und Rissbreiten enthält Tab. 43.

				$\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$			σ_s = 400 N/mm ²			
	S _{r,max}	S _{r,max, NA}	a _m	W _{k,EC}	W _{k,EC-NA}	W _k	W _{k,EC}	W _{k,EC-NA}	W _k	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
B-1	355	302	179	0.43	0.37	0.29	0.60	0.51	0.40	
B-2	262	151	149	0.38	0.22	0.28	0.51	0.29	0.40	
B-3	262	151	139	0.33	0.19	0.28	0.46	0.26	0.37	
B-4	262	151	174	0.36	0.21	0.37	0.50	0.29	0.60	

Tab. 43 Vergleich der Rissbreiten und -abstände nach [1] mit den Versuchsergebnissen

7.5.2 Model Code 2010 [2]

Die Ermittlung der Rissbreite nach [2] für Biegebauteile erfolgt wie für zentrisch gezogene Bauteile nach Kapitel 6.3.

Bei der direkten Berechnung ist der Nachweis $W_d \leq W_{lim}$ zu führen. Die Lasteinleitungslänge errechnet sich nach [2] (siehe Kapitel 6.3) zu

$$l_{s,max} = k \cdot c + \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{\emptyset_s}{\rho_{s,eff}}$$
(7-1)

Daraus ergibt sich nach [2] für die Balken B-2 und B-4 mit einem Bewehrungsgrad von 4.6 %, einer Betondeckung von 50 mm und einer mittleren Betondruckfestigkeit von etwa 30 N/mm² ein Rissabstand von 250 mm. Bei einer Stahlspannung von 300 N/mm² ergibt sich eine Rissbreite von 0.39 mm und bei 400 N/mm² eine Rissbreite von 0.53 mm.

Der Modelcode [2] geht von dem ungünstigen Fall aus, dass der Rissabstand der doppelten Lasteinleitungslänge entspricht. Tatsächlich stellen sich Rissabstände zwischen der einfachen und zweifachen Lasteinleitungslänge ein. Unter dieser Voraussetzung müssten die im Versuch beobachteten Risse daher einen Abstand von 125 mm bis 250 mm haben und bei einer Spannung von 400 N/mm² Rissbreiten zwischen 0.26 und 0.53 mm aufweisen.

			$\sigma_s = 300$	N/mm²	σ_s = 400 N/mm ²		
	S _{r,max}	a _m	W _{k,MC}	Wk	W _{k,MC}	W _k	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
B-1	539	179	0.61	0.29	0.88	0.40	
B-2	250	149	0.39	0.28	0.53	0.40	
B-3	250	139	0.34	0.28	0.49	0.37	
B-4	250	174	0.37	0.37	0.52	0.60	

Tab. 44 Vergleich der Rissbreiten und –abstände nach [1] mit den Versuchsergebnissen (unter Berücksichtigung der ermittelten Werte $E_{\rm cm}$ und $f_{\rm ctm}$)



7.5.3 Einfluss der bezogenen Rippenfläche

Die bezogene Rippenfläche wird in den Rissbreitenformeln nach Eurocode 2 [1] nicht berücksichtigt. In der Formel zur Ermittlung des Rissabstandes $s_{r,max}$ nach [1] ist ein Faktor k_1 für die Oberfläche des Bewehrungsstabes enthalten. Dieser Faktor wird für Rippenstähle unabhängig von der bezogenen Rippenfläche mit 0.8 angegeben. In den Versuchen stellte sich im Versuch B-2 mit einer bezogenen Rippenfläche von 0.142 ein mittlerer Rissabstand von 149 mm ein. Der Versuch B-4 mit einer bezogenen Rippenfläche von 0.075 hatte einen mittleren Rissabstand von 174 mm. Würde man diese Werte in der Formel für den Rissabstand berücksichtigen, ergäbe sich ein Faktor k_1 = 0 für beide Bewehrungsstäbe. Da diese Formel die gemessenen Rissbreiten stark überschätzt, wird ein Vergleich mit den Werten nach dieser Formel nicht weiter geführt.

7.5.4 Einfluss des Bewehrungsgrades

Mit zunehmendem Bewehrungsgrad nehmen Rissabstand und Rissbreite nach [1] ab. Dieser Zusammenhang konnte tendenziell auch in den Versuchen B-1 und B-2 beobachtet werden. Die Versuchsergebnisse des Rissabstandes und der Rissbreite sind als Kreuz in Fig. 103 dargestellt.

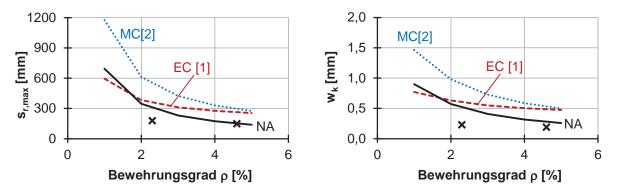
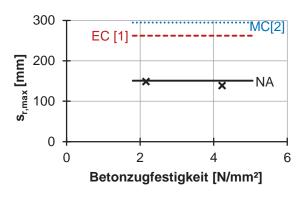


Fig. 103 Einfluss des Bewehrungsgrad auf die Rissbildung (Ø 25 mm, c = 2-Ø, f_{cm} = 30 N/mm², σ_s = 400 N/mm²)

7.5.5 Einfluss der Betondruckfestigkeit

Eine erhöhte Betonfestigkeit wirkt sich auf den Rissabstand nach [1] und [2] nicht aus. Sie hat allerdings einen Einfluss auf die Rissbreite, da die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen mit zunehmender Betonzugfestigkeit steigt. In den Versuchen B-2 und B-3 war ein gegenteiliger Effekt beobachtet worden. Die Rissbreite war im Versuch mit einer Betonzugfestigkeit von 4.2 N/mm² allerdings um lediglich 10 % größer als im Versuch mit einer Betonzugfestigkeit von 2.2 N/mm². Der Rissabstand war mit 139 und 149 mm ebenfalls vergleichbar (Fig. 104).





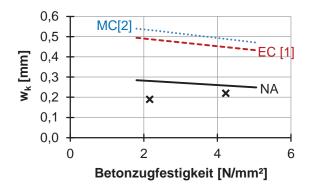


Fig. 104 Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Rissbildung (Ø 25 mm, c = $2\cdot$ Ø, ρ = 4,6%, σ_s = 400 N/mm²)

7.6 Zusammenfassung der Balkenversuche

Es wurden vier Vierpunktbiegeversuche durchgeführt um die Quer- und Längsrissbildung in Biegebauteilen unter Verwendung von S 670 Bewehrung zu untersuchen. Dabei ergaben sich folgende Einflüsse der Versuchsparameter:

- Ein erhöhter Bewehrungsgrad führt zu einer Reduktion der Rissbreite
- Die Betondruckfestigkeit hat im untersuchten Bereich keinen Einfluss auf die Rissbreite
- Eine größere bezogene Rippenfläche der Längsbewehrung führte zu einer Reduktion der Rissbreite

Die nach [1] ermittelten Rissbreiten stimmten mit den im Versuch ermittelten Rissbreiten überein. Es wurden je Versuchsparameter nur ein Versuch durchgeführt. Bei diesem Versuch ergaben sich etwa 13 Risse, die auf zwei Seiten gemessen wurden. Bei der Auswertung der Rissbreiten wurden Rissverzweigungen so berücksichtigt, dass für die Ermittlung der mittleren Rissbreite und der Rissabstände die gleiche Rissanzahl herangezogen wurde. Dadurch wurde die Rissanzahl herangezogen, die sich auf der Höhe der Bewehrung tatsächlich eingestellt hat. Es wurde weder die Rissbildung in der äußerten Randfaser noch die weiter oben entstehenden Sammelrisse untersucht.

Nicht zu erwarten war das widersprüchliche Ergebnis, dass die bezogene Rippenfläche sich bei den Dehnkörpern nicht auf die Rissbreiten auswirkte, während bei den Balkenversuchen eine größere bezogene Rippenfläche zu kleineren Rissbreiten führte.



8 Numerische Untersuchungen

8.1 Nachrechnung der Pull-Out-Versuche

8.1.1 Allgemein

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurde das Verbundverhalten und die Rissbildung der hochfesten Bewehrung numerisch simuliert. Zur Simulation des Verbundverhaltens wurden Pull-Out-Versuche nachgerechnet. Zur Modellierung von Pull-Out-Versuchen müssen im Finite-Elemente-Modell Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton zugelassen werden. Eine Möglichkeit, diese Relativverschiebungen zuzulassen, ergibt sich durch das Einfügen von Interface-Elementen. Dadurch können für die übereinstimmenden Knoten von Stahl- und Betonelementen voneinander unabhängige Freiheitsgrade zugelassen werden, die durch die Interface-Elemente miteinander verbunden sind. Das bedeutet, dass für die Interface-Elemente ein Gesetz definiert werden muss, das die zu übertragenden Spannungen in Abhängigkeit von den Relativverschiebungen festlegt.

In ABAQUS, ist die Definition einer so genannten "Interaction" zwischen Stahl und Beton möglich. Mit dieser Funktion kann ein kohäsives Verhalten zwischen zwei Flächen definiert werden, welches man theoretisch so kalibrieren kann, dass es die in einem Pullout-Versuch bestimmte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung darstellen kann. Allerdings gehört diese Funktion in ABAQUS zu der Gruppe der so genannten "Surface-to-Surface-Interactions" und kann deshalb nur zwischen zwei Flächen definiert werden. Das heißt, dass man die Bewehrung nicht durch Fachwerkstäbe modellieren kann, da diese keine Oberfläche besitzen, denen man das kohäsive Verhalten zuweisen kann.

Ein weiteres Verfahren, ist die eingebettete Modellierung. Dabei werden die Bewehrungsstäbe (embedded elements), in die Finiten Volumenelemente des Betonbalkens (host elements) eingebettet. Dabei können die Stäbe als Truss-Elemente modelliert werden. Die Freiheitsgrade der embedded elements werden an die Freiheitsgrade der host elements gebunden, wodurch ein perfektes Verbundverhalten ohne Relativverschiebungen abgebildet wird. Auswirkungen die durch Relativverschiebungen induziert werden, können hier nur durch Modifikation der Materialgesetze indirekt berücksichtigt werden.

Für die Nachrechnung der Biegeversuche wurde die Methode der "Embedded Elements" gewählt. Die Implementierung eines exakteren Verbundgesetzes würde eine aufwendige numerische Analyse der vorhandenen Möglichkeiten voraussetzen. Da das Verbundverhalten nicht über die Stablänge konstant ist, sondern sich ändert, sobald ein Riss im Beton entsteht, könnte eine vorhandene Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nicht ohne



Weiteres durch Interface-Elemente oder ein "Cohesive Behavior" auf den kompletten Stab in einem Biegebalken übertragen werden.

Um dieses Verhalten in einem FE-Modell umzusetzen, müsste ein entsprechender Algorithmus programmiert werden, der die Entstehung eines Risses im Beton, z.B. durch den lokalen Anstieg der plastischen Dehnung, erkennt, und daraufhin das Verbundgesetz bereichsweise an die neue Situation anpasst.

8.1.2 Untersuchung der Durchmesserabhängigkeit von Spaltversagen

Zur numerischen Untersuchung der Sprengneigung im Pull-Out-Versuch wurde ein Modell entwickelt, das dem zentrischen Pull-Out-Versuchen entspricht (siehe Fig. 105).

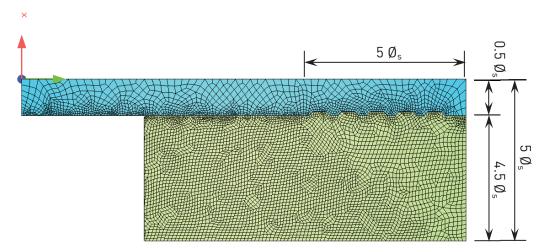


Fig. 105: FE-Modell Pull-Out-Versuch

Dieses Modell wurde für Stäbe der Güte S 670 und den Durchmessern \emptyset 18, 35, 43 und 75 mm berechnet. In Fig. 106 ist die Ausnutzung des Systems bei einer Stahlspannung von f_{yk} dargestellt. Das Modell zeigt die hohen lokalen Belastungen im Bereich der Rippen.

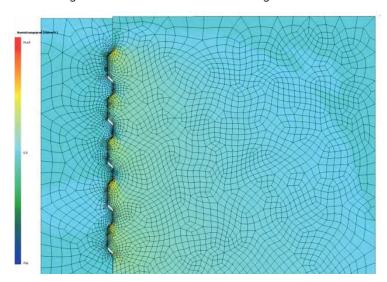


Fig. 106: Ausnutzung (σ/f_{ck}) am verformten System (10fache Überhöhung)



Die Zugspannungen in Scheibenebene können verglichen werden (siehe Fig. 107). Man sieht im linken Bild (Hauptspannungen I) die Zugspannungen im Bereich der Rippen. Diese sind unabhängig vom Durchmesser. Somit kann aus dieser FE-Modellierung kein Rückschluss über die höhere Spaltgefahr bei großen Durchmessern geschlossen werden.

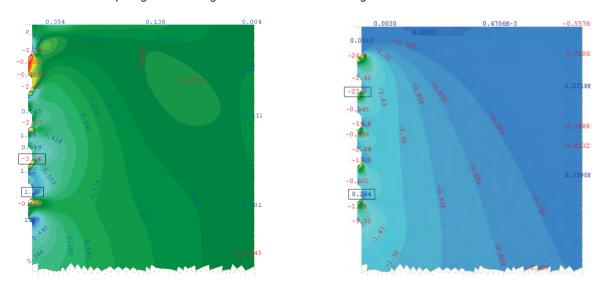


Fig. 107: Hauptspannungen I und II im Beton

8.2 Nachrechnung der Dehnkörper-Versuche

8.2.1 Allgemeines

Die in Kapitel 5 beschriebenen Dehnkörper-Versuche dienen der Untersuchung der Rissbildung bei unterschiedlicher Bügelbewehrung, Betondeckung, Stabdurchmesser, usw. Dabei wurde versucht, mit 14 Versuchen ein möglichst großes Parameterfeld abzudecken.

Da aber nur wenige Versuche möglich waren, sollte mittels numerischer Simulation eine Erweiterung der Parametervariation ermöglicht werden. Mit den vorhandenen FE-Programmen war es nicht möglich (SOFISTIK bzw. ATENA), einen zentrischen Zugstab mit vier Bewehrungsstäben zu modellieren bzw. wurden keine zufriedenstellenden Ergebnisse erreicht (ABAQUS). Deshalb wurde versucht, ein anderes Modell zu entwickeln. Primäres Ziel war die Ermittlung der Querriss-Entwicklung sowie des Spannungsverlauf im Beton und Stahl zwischen den Rissen.

Sekundäres Ziel wäre die Untersuchung der Längsriss-Entwicklung. Da es sich bei dem entwickelten Modell jedoch um ein Federn-Modell handelt, war eine Aussage über die Längsriss-Entwicklung grundsätzlich nicht möglich. Es konnten nur Aussagen über das primäre Ziel getroffen werden.



8.2.2 Modellierung

Zur Diskretisierung des zentrischen Zug-Stabes wurde ein Stab-Feder-Modell entwickelt. Zunächst wurde von einem Dehnkörper mit nur einem Bewehrungsstab in der Mitte ausgegangen. Daher besteht das Stab-Feder-Modell aus einem Stahlstab sowie einem Betonstab. Diese sind über Verbundfedern (siehe Fig. 108) miteinander verbunden. Diese Stäbe besitzen eine Länge von 1 cm und werden zu einem gesamten Modell mit einer Länge von 1.7 m aneinandergefügt. Dabei sind die einzelnen Stahlstäbe starr miteinander verbunden und zwischen den Betonstäben werden nichtlineare Federn eingefügt, die auf Zug bei Erreichen der Betonzugfestigkeit ausfallen

Beide Stäbe sind deckungsgleich. Sie sind in Fig. 108 zur einfacheren Visualisierung verschoben dargestellt. In der Mitte wird wie bei den Dehnkörper-Versuchen eine Sollrissstelle eingefügt. Dafür werden die Abmessungen des Betonstabes um 2cm in jede Richtung verringert und somit eine "schwächere" Betonfeder modelliert.

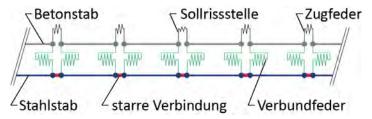


Fig. 108: Stab-Feder-Modell

8.2.3 Ergebnisse

Das Stab-Feder-Modell wurde mit Sofistik modelliert und berechnet. Dabei wurde die Zuglast mittel Laststeigerung aufgebracht. Bis zum Erreichen der Sollrisslast konnte das aktivieren des Verbundes im Lasteinleitungsbereich beobachtet werden (siehe Fig. 109). Nach Erreichen der Sollrisslast wird der Verbund auch im Bereich des Sollrisses aktiviert (siehe Fig. 110).

Bei weiterer Laststeigerung und bei Erreichen der Zugfestigkeit der übrigen Betonfedern fallen jedoch alle gleichzeitig aus. Die typische "Girlandenform" der Stahl- und Betonspannung kann somit mit diesem Modell nicht nachgebildet werden (siehe Fig. 111).



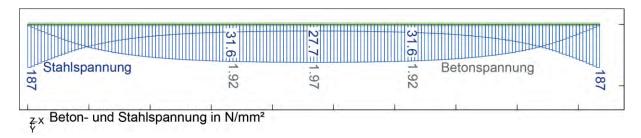


Fig. 109: Beton- und Stahlspannungen vor Erreichen der Sollrisslast

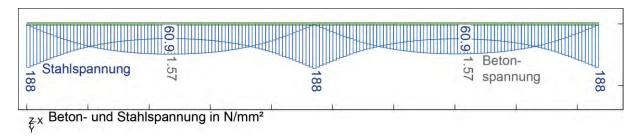


Fig. 110: Beton- und Stahlspannungen nach Erreichen der Sollrisslast

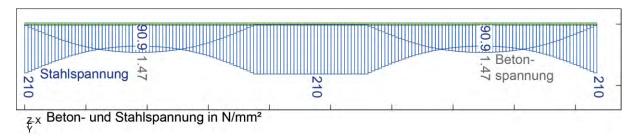


Fig. 111: Beton- und Stahlspannungen nach Erreichen der Zugfestigkeit des Dehnkörpers

Auch mit diesem Modell kann, wie gezeigt, das tatsächliche Verhalten nicht abgebildet werden. Somit ist weder das primäre noch das sekundäre Ziel zu erreichen und es wurden keine weiteren Modellierungen der Dehnkörperversuche durchgeführt.

8.3 Nachrechnung der Balkenversuche

8.3.1 Nachrechnung mit ABAQUS

System und Elementwahl

Für die Nachrechnung der Biegeversuche wurde die Methode der "Embedded Elements" gewählt. Eine solche aufwendige Modellierung kommt nur für Detailuntersuchungen in Frage und ist deshalb für die Modellierung eines ganzen Biegeversuches nicht geeignet.

Ziel der numerischen Berechnung ist die Entwicklung eines Finite-Elemente-Modells, dass die für den Versuch typischen Eigenschaften und Mechanismen, wie das Durchbiegungsverhalten und die Entstehung der Risse, abzubilden. Nach der Nachrechnung der Versuche können verschiedene Parameter wie der Bewehrungsgrad, die Betondeckung,



der Stabdurchmesser oder die Betonfestigkeit, variiert werden, um deren Einflüsse auf das Tragverhalten der Balken zu untersuchen.

Die Rissbreiten der numerischen Modelle wurden anhand der plastischen Dehnungen ermittelt. Dazu wurden diese mit der Elementlänge 25 mm multipliziert. Die grafischen Abbildungen der Ergebnisse wurden so skaliert, dass der relevante Rissbreitenbereich zwischen 0,2 und 0,4 mm, farbig dargestellt wird. In den Bereichen, die dunkelrot eingefärbt sind, treten Risse auf, die größer als 0,4 mm sind. Im Einzelfall können diese deutlich größer sein.

Die durchgeführten Versuche wurden gemäß der Abmessungen der Versuche, in ABAQUS eingegeben. Um die Effizienz der Berechnungen zu erhöhen, wurde, unter Ausnutzung der Symmetrie in x- und z- Richtung, jeweils nur ein Viertel des Prüfkörpers abgebildet. Die Unterteilung in finite Elemente und die infolge der Symmetrieausnutzung zusätzlich eingefügten Auflagerbedingungen sind in Fig. 112 dargestellt. Fig. 113 zeigt eine Übersicht des gesamten Modells incl. der Stabelemente, durch welche die Bewehrung modelliert wird.

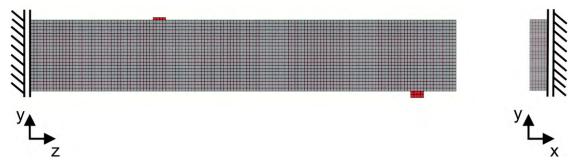


Fig. 112 Finite-Elemente-Modell der Versuchskörper unter Ausnutzung der Symmetrie

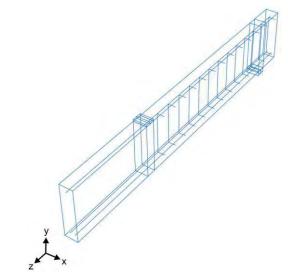


Fig. 113 Übersicht der Bewehrung im Finite-Elemente-Modell



Der Beton wurde mit voll-integrierte Volumenelemente (C3D8-Elementen) und die Bewehrungsstäbe mit Truss-Elementen (T3D2-Elemente) modelliert. Die Netzweite wurde durchgehend zu 25 mm definiert.

Nach ausführlichen Untersuchungen mit dem Abaqus Standard-Verfahren musste festgestellt werden, dass dieses nicht für die Berechnung der vorliegenden Modelle geeignet ist. Auf eine ausführliche Vorstellung der mit dem Standard-Verfahren berechneten Versuche wird daher verzichtet. Das Explicit-Verfahren ist ein dynamisches Berechnungsverfahren, das auch für statische Berechnungen verwendet werden kann. Es ist aufgrund der geometrischen und materiellen Nichtlinearität für die Berechnung der Biegeversuche am besten geeignet. Mit diesem Verfahren konnten in verschiedenen Untersuchungen im Bereich des Massivbaus gute Ergebnisse erzielt werden, daher wurden die folgenden numerischen Untersuchungen mit Hilfe des Explicit-Verfahrens durchgeführt.

Erwartungswerte nach [1]

Anhand der Rissformeln nach [1] wird ersichtlich, dass die Erhöhung der Betondruckfestigkeit mit einer kleineren Rissbreite einhergehen müsste. Da sich die Betonzugfestigkeit verringert, verringert sich die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Gleichzeitig nimmt die Verbundfestigkeit ab und der Rissabstand wird größer.

Durch die Vergrößerung der Höhe oder der Breite des Querschnittes wird die Betondruckstauchung am Querschnittsrand bei gleicher Stahldehnung in der Biegezugzone kleiner. Dadurch werden der Faktor k₂ für die Dehnungsverteilung bzw. der Rissabstand und die Rissbreite ebenfalls größer.

Der Bewehrungsgrad, die bezogene Rippenfläche und der Stabdurchmesser haben einen Einfluss auf die Rissbildung, können aber in dem verwendeten Abaqus Modell wie beschrieben nicht korrekt abgebildet werden, da die Bewehrung als Fachwerkstab ohne Oberflächeneigenschaften eingegeben wurde.

Die erhöhte Festigkeit des Bewehrungsstahls bei gleichem Elastizitätsmodul beeinflusst bis zum Erreichen der Fließspannung die Rissbildung nicht. Lediglich der betrachtete Zeitpunkt in der Rissauswertung verschiebt sich. Während für den S 670 die Rissbreiten unter Gebrauchslasten bei 400 N/mm² ausgelesen werden, werden sie für den B 500 unter Gebrauchslasten bei einer Spannung von 300 N/mm² ausgelesen. Dadurch müssen sich bei der Simulation des S 670 größere Rissbreiten im Gebrauchszustand ergeben. Bei der Betrachtung gleicher Spannungen müssen die Rissbreiten dagegen gleich groß sein.



Belastung und Auflagerung

Die Belastung der Modelle erfolgte über insgesamt drei Schritten. Im ersten Schritt wurden die Auflager- und Symmetriebedingungen definiert. Die Auflagerung war linienförmig gelagert, wodurch Verdrehungen zugelassen wurden und die Rollenlagerung im Versuch simuliert werden konnte. In einem zweiten Schritt wurde das Eigengewicht aufgebracht, bevor im dritten Schritt die eigentliche Belastung erfolgte. Diese erfolgte weggesteuert, indem in der linienförmigen Lasteinleitung eine Verschiebung von 70 mm definiert wurde.

Kalibrierung der Modelle

Vor den Berechnungen der Versuche wurden die Einflüsse verschiedener Parameter auf das Ergebnis der numerischen Berechnungen analysiert, um die Modelle zu kalibrieren. Die Kalibrierung erfolgte anhand des Referenzversuchs B-2. Folgende Parameter wurden variiert:

- Dilatanzwinkel (= 35°)
- Exzentrizität (Ex = 0,1)
- Smooth-Step-Funktion
- Modell für den Bewehrungsstahl
- Modell für den Beton

Der Vergleich mit den Versuchen erfolgte anhand der Kraft-Durchbiegungslinie. Eine exakte Übereinstimmung der numerischen und der experimentellen Kurve konnte nicht erzielt werden. Da die Durchführung der Versuche mehrere Stunden dauerte, war der Beton Kriecheinflüssen unterzogen, die im Finite-Elemente-Modell nicht berücksichtigt wurden.

Materialmodell für den Bewehrungsstahl

In der numerischen Simulation von Stahlbetonbauteilen im Gebrauchszustand ist es ausreichend den Stahl-Elementen ein lineares Materialmodell zuzuweisen. Für den plastischen Bereich wurden die Dehnungen mit den Werten der Tab. 45 definiert.

B 500	0	S 670)
Spannung [N/mm²]	pl. Dehnung [-]	Spannung [N/mm²]	pl. Dehnung [-]
490	0	600	0
571	0.001	690	0.002
571	0.008	765	0.010

Tab. 45: Materialmodelle für die verwendeten Bewehrungsstähle



Materialmodell für den Beton

Das Materialverhalten des Betons kann im Druckbereich als Beziehung zwischen inelastischer Dehnung und Betondruckspannung definiert werden (Fig. 114 (links)). Der Zugbereich wird durch eine Spannungs-Rissaufweitungs-Beziehung in Abaqus eingegeben. Diese ist in (Fig. 114 (rechts)) abzulesen. Die Bilder beziehen sich exemplarisch auf die Materialparameter von Versuch B2. Für die Nachrechnung der durchgeführten Versuche wurden die Kurven jeweils anhand der versuchsspezifischen Materialparameter angepasst.

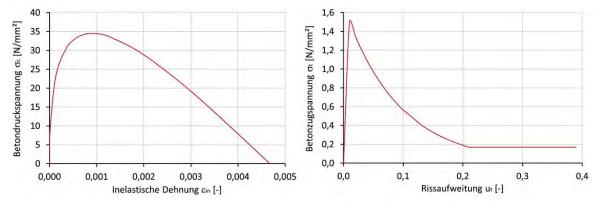


Fig. 114: Materialparameter für Druck (links) und Zug (rechts)

Zusammenfassung

Anhand der in diesem Kapitel vorgestellten Werte wurde das Modell für Versuch B2 kalibriert. Die folgenden Einstellungen wurden für die Berechnung verwendet.

Berechnungsverfahren: Explicit

Belastungsmodus: Wegsteuerung

Volumenelemente: C3D8

• Stabelemente: T3D2

Mass Scaling: 5,00E-06

• Symmetrie in x- und y- Richtung

Netzweite 25 mm

• Ex = 0.1

• = 35°

• K = 0.66



Versuch B-1

Versuch B-1 zeichnet sich durch den geringsten Bewehrungsgrad aus. In Bild sind die Rissbreiten aus dem FE-Modell unter der rechnerischen Gebrauchslast dargestellt. Zum Vergleich ist darunter das abgeschlossene Rissbild von der Vorderseite aus dem Versuch abgebildet. Die Ergebnisse können nur zu den von Abaqus verwendeten Zeitschritten ausgegeben werden, die nicht mit den Laststufen übereinstimmen, in denen Rissbreiten gemessen wurden. Für die Darstellung der Rissbilder wurde jeweils derjenige Zeitschritt ausgewählt, dessen Last am nächsten an der Rissmessung lag. Zum Vergleich ist in Klammern jeweils die Laststufe der Rissmessung bzw. die rechnerische Maximallast angegeben.

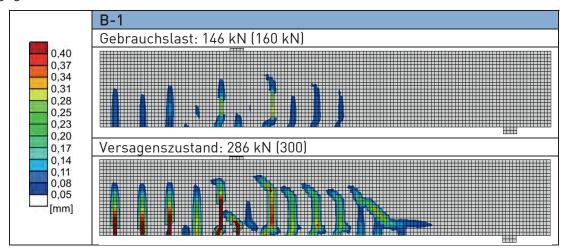


Fig. 115: Rissbild der numerischen Simulation unter Gebrauchslast des Versuchs B-1

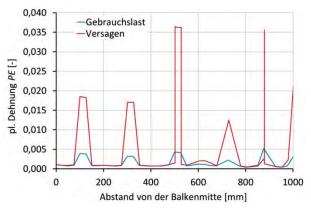
Die Rissbreiten in den Modellen wurden anhand der plastischen Dehnungen an allen Knoten im Abstand von 75 mm von der Unterkante des Modells ermittelt. Die Verteilung der plastischen Dehnungen kann in Fig. 115 abgelesen werden. Um die genaue Rissbreite zu ermitteln, wurde für jedes Element die Rissbreite durch Multiplikation der plastischen Dehnung mit der Elementlänge (25 mm) bestimmt. Anschließend wurde jeweils die theoretische Rissbreite aller Elemente, die zu einem Riss gehören, zu einer Gesamtrissbreite addiert. Für das Modell B-1 ergaben sich für die Gebrauchslast und den Versagenszustand die Rissbreiten gemäß Tab. 46.

Die mittlere Rissbreite lag im Versuch bei Gebrauchslast bei 0.23 mm, während sie in der FE-Berechnung mit 0.26 mm etwas größer war.

Riss	1	2	3	4	5	W _m
Gebrauchsspannung	0,35	0,28	0,35	0,15	0,19	0,26

Tab. 46: Numerisch ermittelte Rissbreiten von Modell B1 in [mm]





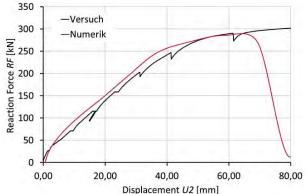


Fig. 116: Plastische Betondehnung in Abhängigkeit vom Abstand zur Balkenmitte bei Gebrauchslast und im Versagenszustand

Fig. 117: Spannungs-Durchbiegungskurve B-1

Des Weiteren wird die Kraft-Durchbiegungs-Kurve aus der numerischen Berechnung mit der Kurve aus dem Versuch verglichen (Fig. 117).

Versuch B-2

In der experimentellen Untersuchung der hochfesten Bewehrung diente der Versuch B-2 als Referenzversuch. In Fig. 118 sind die Rissbilder aus der FE-Berechnung unter Gebrauchslast und im Versagenszustand dargestellt. Die Rissabstände im Bereich des konstanten Moments stimmen gut überein. In der Abbildung der FE-Ergebnisse treten zum Zeitpunkt des Versagens große plastische Dehnungen auf Höhe der Bewehrung auf. Vergleicht man das mit dem Rissbild aus dem Versuch, erkennt man, dass sich die Risse im unteren Bereich oft verzweigen, bzw. Horizontalrisse entstehen. Dieses Bild ist in der numerischen Berechnung von Versuch B-2 viel deutlicher ausgeprägt als in der Berechnung von Versuch B-1. Das ist mit dem höheren Bewehrungsgrad zu begründen, da durch die insgesamt größere Stahlquerschnittsfläche größere Kräfte von der Bewehrung übertragen werden und somit auch größere Kräfte über den Verbund wieder in den Beton eingeleitet werden können. Das bestätigt, dass, obwohl die Bewehrung vereinfacht durch Stabelemente modelliert und durch "Embedded-Elements"-Funktion eine der absolute Verbundwirkung angenommen wurde, die Interaktion zwischen Stahl und Beton dennoch gut abgebildet werden kann.



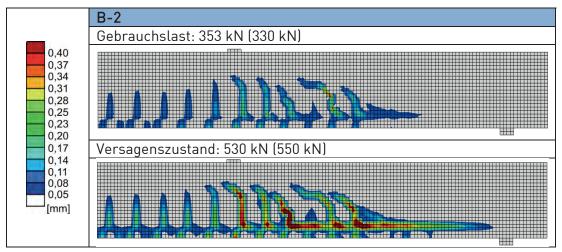


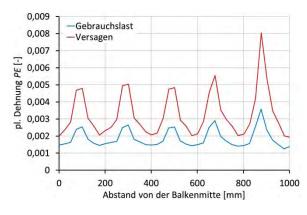
Fig. 118: Rissbilder der numerischen Simulation von Modell B-2 unter Gebrauchs- und Versagenslast und abgeschlossenes Rissbild im Versuch B-2

Die Ergebnisse der Rissbreitenermittlung aus der Integration der plastischen Dehnungen für das Modell B-2 sind in Tab. 47 zusammengestellt.

Riss	1	2	3	4	5	W _m
Gebrauchsspannung	0,36	0,41	0,32	0,38	0,37	0,37

Tab. 47: Numerisch ermittelte Rissbreiten von Modell B-2 [mm]

Die mittlere Rissbreite wird in der numerischen Berechnung überschätzt wird. Im Versuch wurde diese zu 0.19 mm und in der numerischen Berechnung zu 0.37 mm unter Gebrauchslast ermittelt. Der Grund für die Abweichungen bei der mittleren Rissbreite ist damit zu begründen, dass bei den Versuchen neben den breiten Primärrissen auch kleinere Sekundärrisse entstanden sind, welche die mittlere Rissbreite verringern. In der numerischen Berechnung konzentrieren sich die plastischen Dehnungen deutlich in den 5 Rissbereichen, woraus eine größere mittlere Rissbreite resultiert.



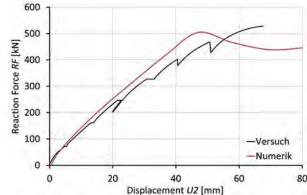


Fig. 119: Plastische Betondehnung in Abhängigkeit vom Abstand zur Balkenmitte bei Gebrauchslast und im Versagenszustand

Fig. 120: Spannungs-Durchbiegungskurve B-2



Die über die Durchbiegung aufgetragenen Werte der experimentellen und numerischen Kraft in Fig. 120, kann man eine gute Übereinstimmung der beiden Kurven feststellen.

Versuch B-3

In Versuch B-3 wurde die Auswirkung einer erhöhten Betonfestigkeit untersucht. Die Geometrie wurde nicht verändert. Die Modelle B-2 und B-3 unterscheiden sich lediglich hinsichtlich des Materialmodells für den Beton. Das Materialmodell des Betons wurde mit den Materialkennwerten aus den Baustoffversuchen an die erhöhte Betonfestigkeit (C 80/95) angepasst.

In Fig. 121 ist das numerisch ermittelte Rissbild dargestellt, welches eine gute Annäherung an das Rissbild des Versuches B-3 ist. In Klammern sind die rechnerische Gebrauchslast bzw. die rechnerische Maximallast angegeben. Die Rissabstände sind regelmäßig und ungefähr so groß, wie im Versuch. Noch deutlicher als im Modell B-2 erkennt man hier die plastischen Dehnungen auf Höhe der Längsbewehrung. Auch im Rissbild des Versuches sind die zahlreichen Verzweigungen und Horizontalrisse im unteren Bereich des Balkens gut zu erkennen.

Die Ergebnisse der Rissbreitenberechnung sind in Tab. 48 zusammengestellt. Die mittlere Rissbreite ist mit 0.36 mm größer die im Versuch ermittelte Rissbreite von 0.22 mm unter Gebrauchslast. Das hängt mit der Entstehung kleinerer Sekundärrisse im Versuch zusammen, durch welche die mittlere Rissbreite verringert wird.

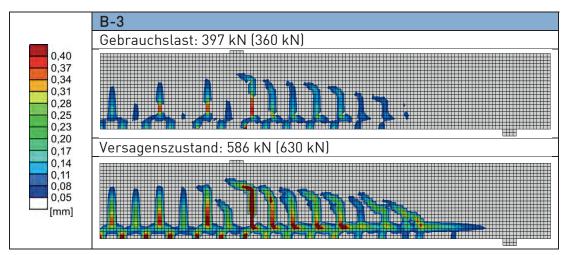
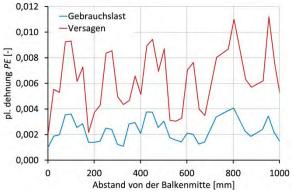


Fig. 121: Rissbilder der numerischen Simulation von Modell B-3 und abgeschlossenes Rissbild vom Versuch B-3

Riss	1	2	3	4	5	6	W _m
Gebrauchsspannung	0,44	0,36	0,54	0,29	0,20	0,34	0,36

Tab. 48: Numerisch ermittelte Rissbreiten von Modell B-3 [mm]





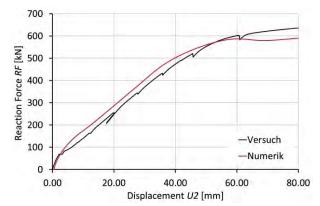


Fig. 122: Plastische Betondehnung in Abhängigkeit vom Abstand zur Balkenmitte bei Gebrauchslast und im Versagenszustand

Fig. 123: Spannungs-Durchbiegungskurve B-3

Versuch B-4

Der Versuch B-4 wurde mit einem herkömmlichen Baustahl B 500 bewehrt. In der numerischen Berechnung wurde deshalb das Materialmodell für die Bewehrungselemente ausgetauscht. Die Geometrie wurde aus den Modellen B-2 und B-3 übernommen.

Die Auswertung erfolgt analog zu den vorangegangenen Berechnungen. In Fig. 124 sind die Rissbilder aus der Finiten-Elemente-Berechnung dem Rissbild aus dem Versuch gegenübergestellt. In Klammern sind die rechnerische Gebrauchslast und die rechnerische Maximallast angegeben. Im Versuch sind in diesem Bereich sieben Risse entstanden. In der numerischen Berechnung erkennt man zwar, dass am unteren Rand ebenfalls ca. sieben Risse entstehen, allerdings vereinigen sich diese oberhalb der Bewehrungsebene zu vier breiten Rissen. Die plastischen Dehnungen im Bereich der Bewehrungsebene sind im vorliegenden Fall weniger stark ausgeprägt sind.

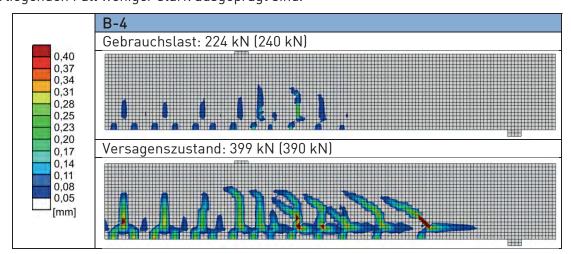


Fig. 124: Rissbilder der numerischen Simulation von Modell B-4 und abgeschlossenes Rissbild im Versuch B-4

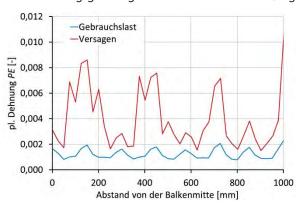


Analog zu den vorangegangenen Modellen, wurde auch hier eine Berechnung der mittleren Rissbreite durch Integration der plastischen Dehnungen vorgenommen. Die Knoten, an denen die inelastischen Dehnungen für die Bestimmung der Rissbreiten ausgegeben wurden, lagen in dem Bereich, in dem sich die Biegerisse an der Balkenunterkante noch nicht zu den breiten Sammelrissen vereinigt hatten. Der Rissbreite aus der numerischen Berechnung ist mit 0.18 mm eine gute Annäherung an den im Versuch ermittelten Wert von 0.20 mm bei 300 N/mm².

Riss	1	2	3	4	5	6	7	W _m
Gebrauchsspannung	0.34	0.10	0.26	0.09	0.21	0.13	0.14	0.18

Tab. 49: Numerisch ermittelte Rissbreiten von Modell B-4 [mm]

Der Verlauf der Durchbiegung aus dem Versuch kann durch die Finite-Elemente-Berechnung gut abgebildet werden kann (Fig. 126).



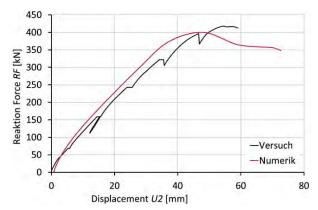


Fig. 125: Plastische Betondehnung in Abhängigkeit vom Abstand zur Balkenmitte bei Gebrauchslast und im Versagenszustand

Fig. 126: Spannungs-Durchbiegungskurve B-4

Bewertung der Nachrechnung der Versuche

Neben der Betrachtung der Rissbilder und der Stahlspannungen wurde die Plausibilität der Modelle zunächst durch den Vergleich der Kraft-Durchbiegungs-Kurven überprüft. Die durchgeführten Biegeversuche konnten durch die vorgestellten Finiten-Elemente-Modelle mit ausreichender Genauigkeit abgebildet werden. Die Sammelrissbildung in Modell B-4 konnte im Versuch nicht festgestellt werden. Tendenziell ergaben sich in der numerischen Berechnung größere Rissbreiten als im Versuch. In den Versuchen traten neben den Hauptrissen auch kleinere Sekundärrisse auf, die bei der Berechnung der mittleren Rissbreite berücksichtigt wurden. Es konnte ein Zusammenhang zwischen den plastischen Dehnungen auf Höhe der Bewehrungsebene und den Rissverzweigungen in den Versuchen festgestellt werden.



Parameteranalyse

Im Anschluss an die Nachrechnung der durchgeführten Versuche wurden verschiedene Parameter in den Modellen variiert, um deren Einfluss auf das Tragverhalten zu untersuchen. Es wurde der Einfluss des Stabdurchmessers, der Betondruckfestigkeit, des Bewehrungsgrades und der Betondeckung untersucht. In Tab. 50 sind die wesentlichen Merkmale der einzelnen Modelle zusammengefasst.

Modell	$f_{\rm c,cyl}$	ρ	С	Ø	n	A_{s}	d_1	<i>h</i> _t	h	Ь
	[N/mm²]	[%]	[mm]	[mm]	[-]	[mm²]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
101	30	4.6	36	18	4	1018	45.0	112.50	396	198.0
102	30	4.6	44	22	4	1521	55.0	137.50	484	242.0
103	30	4.6	70	35	4	3848	87.5	218.75	770	385.0
104	20	4.6	50	25	4	1963	62.5	156.25	550	275.0
105	30	4.6	50	25	4	1963	62.5	156.25	550	275.0
106	60	4.6	50	25	4	1963	62.5	156.25	550	275.0
107	80	4.6	50	25	4	1963	62.5	156.25	550	275.0
108	100	4.6	50	25	4	1963	62.5	156.25	550	275.0
109	30	2.3	50	25	2	982	62.5	156.25	550	275.0
110	30	3.4	50	25	3	1473	62.5	156.25	550	275.0
111	30	6.9	50	25	6	2945	62.5	156.25	550	275.0
112	30	4.6	25	25	3	1473	37.5	93.75	683	341.5
113	30	4.6	75	25	6	2945	87.5	218.75	586	293.0

Tab. 50: Übersicht der im Rahmen der Parameteranalyse erstellten Modelle

Um die Plausibilität der Ergebnisse aus den numerischen Berechnungen zu überprüfen, wurde für jedes Modell die rechnerische Traglast ermittelt und mit den in den Simulationen erreichten Versagenslasten verglichen.

Einfluss des Stabdurchmessers

In den Versuchen wurden ausschließlich Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von $25 \, \text{mm}$ verwendet. Um den Einfluss des Stabdurchmessers zu untersuchen, wurden zusätzlich Modelle mit Durchmessern von $18 \, \text{mm}$, $22 \, \text{mm}$ und $35 \, \text{mm}$ berechnet. Zur Beibehaltung eines Bewehrungsgrades von $4.6 \, \%$ wurden auch die Abmessungen des Modells geändert. Die Betondeckung betrug in den Modellen wie in den Biegeversuchen jeweils $2 \cdot \emptyset$. Die Abmessungen können Tab. $50 \, \text{entnommen}$ werden. Die Ergebnisse der Integration der plastischen Dehnungen zur Ermittlung der Rissbreiten sind in Fig. $127 \, \text{dargestellt}$. Im Bereich der Gebrauchslasten ist erwartungsgemäß ein Anstieg der mittleren Rissbreite $w_{m,num}$ zu erkennen. Die Erhöhung des Stabdurchmessers von $18 \, \text{mm}$ auf $35 \, \text{mm}$ hat fast eine Verdoppelung der mittleren Rissbreite unter Gebrauchslasten zur Folge.



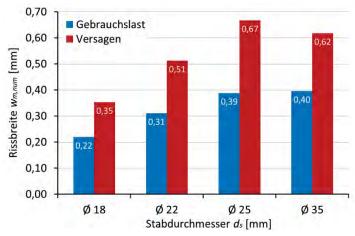


Fig. 127: Numerisch ermittelte mittlere Rissbreiten in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser

Der Zusammenhang von Rissbreite und Bewehrungsdurchmesser ist auch in den Rissbildern in Fig. 128 zu erkennen. An dieser Stelle werden nur die Versagenszustände dargestellt, da die Rissbilder zu diesem Zeitpunkt abgeschlossen sind. Mit zunehmendem Bewehrungsdurchmesser nimmt die Anzahl der Risse ab. Die Rissbreiten werden dagegen kontinuierlich größer.

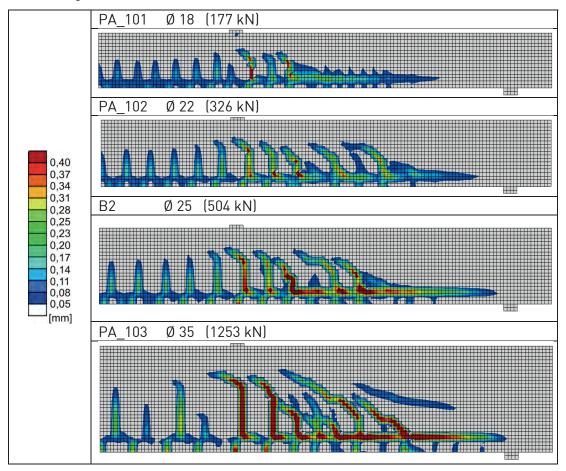


Fig. 128: Abgeschlossene Rissbilder in Abhängigkeit vom Durchmesser der Bewehrungsstäbe



Einfluss der Betonfestigkeit

In den Modellen zur Untersuchung des Einflusses der Betonfestigkeit wurde das Materialmodell für den Beton verändert. Es wurden Betondruckfestigkeiten zwischen 20 und 100 N/mm² untersucht. Um die Vergleichbarkeit zwischen den einzelnen Modellen sicherzustellen, wurden die Materialparameter Betondruckfestigkeit, Betonzugfestigkeit und der Elastizitätsmodul aus (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau , 2011) übernommen.

In der numerischen Simulation ergab sich eine kontinuierliche Erhöhung der mittleren Rissbreite unter Gebrauchslast mit steigender Betonfestigkeit.

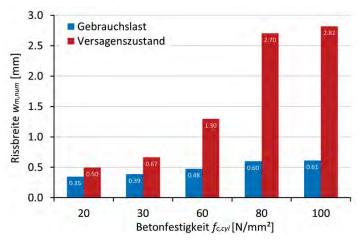


Fig. 129: Numerisch ermittelte mittlere Rissbreiten in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit

Bewehrungsgrad

Der Bewehrungsgrad wurde durch eine Variation der Stabanzahl verändert, während der Durchmesser von 25 mm beibehalten wurde. Die Abmessungen der Balken in der Simulation entsprachen den Versuchen. In Fig. 130 ist die Auswertung der numerisch ermittelten Rissbreiten dargestellt. Betrachtet man die mittlere Rissbreite unter Gebrauchslast, stellt man fest, dass diese bei allen untersuchten Bewehrungsgraden ungefähr gleich groß ist.



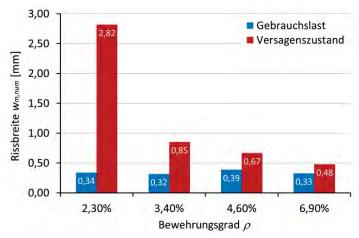


Fig. 130: Numerisch ermittelte Rissbreiten in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad

In Fig. 131 ist zu erkennen, dass die Rissanzahl und die Rissabstände in der Simulation unabhängig vom Bewehrungsgrad sind. Dies widerspricht den Versuchsergebnissen sowie der Theorie der Rissbildung. Hier wird deutlich, dass das Programm Abaqus die Oberfläche der Bewehrung nicht bei der Berechnung berücksichtigt. Durch den höheren Bewehrungsgrad steigt auch die Staboberfläche an, wodurch sich der Verbund verbessert. Die nach EC erwarteten kleineren Rissabstände bei steigendem Bewehrungsgrad konnten nicht simuliert werden.

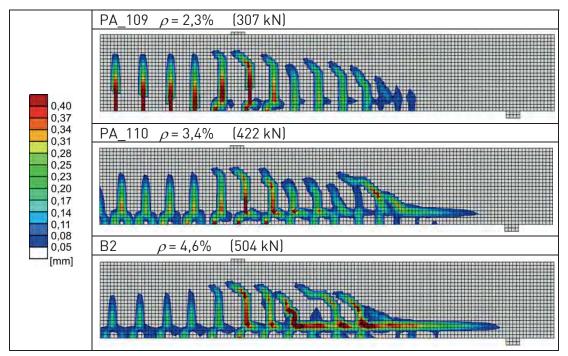


Fig. 131: Abgeschlossene Rissbilder im Versagenszustand in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad



Betondeckung

Abschließend wurde der Einfluss einer reduzierten Betondeckung ($1\cdot\emptyset=25$ mm) und einer vergrößerten Betondeckung ($3\cdot\emptyset=75$ mm) untersucht. Zur Beibehaltung eines konstanten Bewehrungsgrades von 4.6% wurden die Anzahl der Stäbe und die Abmessungen des Modells verändert (Tab. 50). In Fig. 132 ist das Ergebnis der numerischen Rissbreitenberechnung dargestellt. Die geringen Unterscheide der Rissbreiten unter Gebrauchslast sind durch die unterschiedlichen Abmessungen der Modelle bzw. durch kleine Ungenauigkeiten, die durch die Integration der inelastischen Dehnungen entstanden sind, zu begründen.

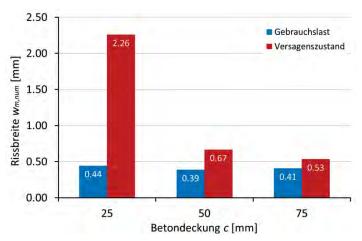


Fig. 132: Numerisch ermittelte Rissbreiten in Abhängigkeit von der Betondeckung

Die Betondeckung muss ausreichend groß sein, damit es nicht zu Abplatzungen infolge der übertragenen Verbundspannungen kommt. Durch die numerische Untersuchung konnte gezeigt werden, dass die Größe der Betondeckung bis zum Erreichen der Gebrauchslasten keinen ausgeprägten Einfluss auf die Rissbreite hat. Wird die Last weiter gesteigert, kommt es bei einer geringen Betondeckung zu einer deutlichen Rissbreitenzunahme im Vergleich zu den Modellen mit einer größeren Betondeckung. Dies lässt sich auch durch den Vergleich der Rissbilder im Versagenszustand bestätigen (Fig. 131). In dem Modell mit der geringen Betondeckung entstehen im Bereich des kontanten Moments nur wenige breite Biegerisse. Mit steigender Betondeckung verkleinern sich Rissabstand und Rissbreite.

Die plastischen Dehnungen an der Unterkante des Modells sind deutlich größer, als bei den Modellen mit einer größeren Betondeckung. Durch die geringe Betondeckung entstehen hier viele kleine Risse, die sich im Bereich der Bewehrungsebene zu den breiten Sammelrissen vereinigen. Es entstehen Längsrisse entlang der Bewehrung, welche den Verbund beeinträchtigen.



8.3.2 Numerische Berechnung mit ATENA

ATENA [38] ist ein kommerziell verfügbares, nicht lineares Finite-Elemente Programm zur Simulation von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen. Aufgrund der Geometrie der Versuchskörper wurde dabei der Programmteil ATENA 2D für die Simulation der Körper verwendet.

Zur Optimierung der Rechenzeit wurde in allen Rechenmodellen nur die linke Hälfte des Versuchsköpers abgebildet und die Kompatibilität zu den Versuchen durch Einführung einer entsprechenden Lagerung in der Symmetrieachse gewahrt.

Die Geometrie des Modells entspricht den Versuchskörpern Balken 1 bis Balken 4 (siehe auch Kapitel 7) und wurde anhand der Schal- und Bewehrungspläne der Versuchskörper generiert.

Zur Vermeidung von numerischen Problemen im Bereich der Lagerungszonen bzw. der Lasteinleitungszone erfolgt die Lagerung des Balkens indirekt über zwei Stahlplatten mit einer Breite von 20 cm und einer Stärke von 5 cm.

Die Biege- und Schubbewehrung wurde diskret anhand der Angaben der Bewehrungspläne im Modell hinterlegt (siehe Fig. 133).

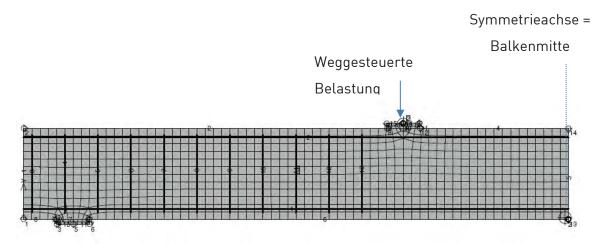


Fig. 133: Balkenmodell in ATENA – hier exemplarisch Balken 1

Verwendete Materialmodelle

Als Material für den Beton wurde für alle Rechenmodelle das für 2D-Beton empfohlene Materialmodell "SBeta" gewählt, das unter anderem Effekte aus dem nichtlinearen Verhalten des Betons inklusive Hardening und Stiffening, das Reißen des Betons unter Zuglast auf Grundlage eines nichtlinearen Bruchmodells und die Reduktion der max. Druckspannung nach Rissbildung abbildet.

Als Eingangswert dient ATENA die Würfeldruckfestigkeit aus der intern empfohlene Standardparameter generiert werden. Soweit vorhanden, wurden die von ATENA generierten



Parameter anschließend an die im Rahmen der Versuche ermittelten Materialkennwerte angepasst. Somit konnten der E-Modul des Betons, die zentrische Zugfestigkeit, die Zylinderdruckfestigkeit und die Würfeldruckfestigkeit aus den Versuch Balken 1 bis Balken 4 in ATENA hinterlegt werden.

Erste Parameterstudien haben gezeigt, dass der Biegebalken im Bereich der Druckzone nahe der Lasteinleitungszone frühzeitig versagt. Aufgrund des dort vorhandenen mehraxialen Spannungszustandes zeigte sich das Verhalten in den Versuchen deutlich duktiler. Daher wurde u. a. auf Grundlage der Ergebnisse von [26] die Standardeinstellung für das Nachbruchverhalten unter Druck von $w_{d,max}$ =0,5 mm auf $w_{d,max}$ =5 mm erhöht und ferner zusätzlich die max. Betondruckspannung bei Erreichen einer Dehnung von -0,27% festgelegt. Für den Balken 3 lag aufgrund der hohen Betongüte (C80/95) der durch ATENA generierte Standardwert für die Dehnung bei der max. Druckspannung mit -0,40% bereits über -0,27% und wurde daher belassen.

Für die Bewehrung wurde für den S 670/800 Stahl die aus den Feindehnungsmessungen im Rahmen der Zugprüfungen gewonnene Spannungs-Dehnungslinie, über acht Punkte approximiert und bei ATENA hinterlegt (siehe Fig. 134).

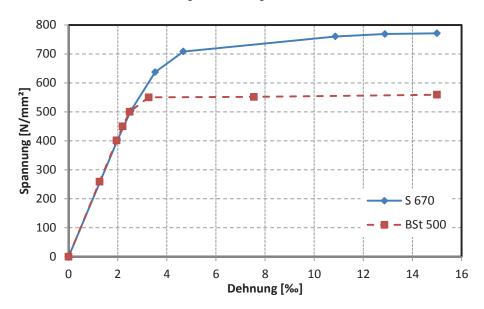


Fig. 134: In ATENA verwendete Spannungs-Dehnungskurven der Bewehrung

In Modellen, in denen für die Biegebewehrung der Stahl S 670 und für die Bügel bzw. für die konstruktive Bewehrung der Bewehrungsstahl B 500 verwendet wurde, wurde im Modell vereinheitlicht die Spannungs-Dehnungslinie des S 670 hinterlegt, da der Versuch vornehmlich durch die Biegebewehrung und nicht durch die Bügelbewehrung festgelegt wird bzw. das möglicherweise unterschiedliche lokale Fließverhalten der Schubbewehrung für das Gesamtmodell vernachlässigbar ist.



Zwischen dem Beton und dem Bewehrungsstahl wurde in einer ersten Berechnungsreihe der Verbund in ATENA als vollkommen angenommen. In einer weiteren Untersuchung wurde anschließend exemplarisch für den Balken B1 der Verbund zwischen Beton und Bewehrung durch eine hinterlegte Verbundspannung-Schlupfbeziehung (siehe Fig. 135) modelliert. Diese entspricht dem Verbundgesetz nach Kapitel 6.

Für die Stahlplatten in den Lasteinleitungs- bzw. Lagerungszonen wurde ein rein lineares Materialmodell mit einem E-Modul von 210.000 MPa hinterlegt.

Netzmodellierung in ATENA

Für das FE-Netz wurde in ATENA in der ersten Berechnungsreihe für den Beton eine Elementgröße von 5 cm gewählt. Als Netztyp wurden Quadrilateralelemente des Typs CCQ10SBeta gewählt.

Für die Lasteinleitungsplatten wurde das Netz auf 2.5 cm verfeinert und Quadrilateralelemente des Typs CCIsoQuad verwendet.

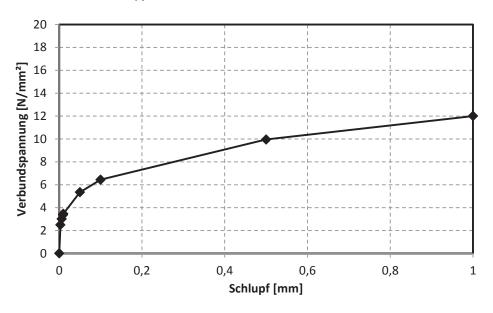


Fig. 135: In ATENA verwendete Verbundspannung-Schlupf-Kurve

Belastungsgeschichte der ATENA Rechenmodelle

Die Belastung im Modell erfolgt weggeregelt mit einer globalen Schrittweite von 0.1 mm. Nach Erreichen des Zustands II wird über einen Faktor von 3 die Lastschrittweite auf 0.3 mm erhöht. Abhängig vom Iterationsverhalten vor Erreichen des Fließbereichs der Bewehrung wird die Lastschrittweite erneut auf 0.1 mm reduziert.

Als Lösungsverfahren wird Newton-Raphson bei max. 60 Iterationsschritten und Linesearch verwendet.

Im Hinblick auf die korrekte Abbildung des Bereiches II und beginnenden Bereich III wird auf Verwendung des Bogen-Längen-Verfahrens verzichtet.



Aufbereitung der Versuchsergebnisse für ATENA Vergleich

In den durchgeführten Versuchen Balken 1 bis Balken 4 wurden mehrere Laststufen angefahren und für eine begrenzte Zeit gehalten. Dadurch treten begrenzte Kriecheffekte auf, die in der Last-Verformungskurve des Versuches dargestellt werden.

In den Rechenmodellen mit ATENA wird die Belastung jedoch kontinuierlich aufgebracht. Last-Stufen mit einer Haltezeit und damit auftretenden Kriecheffekte können durch ATENA nicht abgebildet werden.

Daher wurden die Kriechanteile in der Lastverformungskurve für eine bessere Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse mit den Rechenmodellen entfernt. Fig. 136 zeigt die aufbereiteten Versuchsergebnisse im Vergleich zu den Rohdaten.

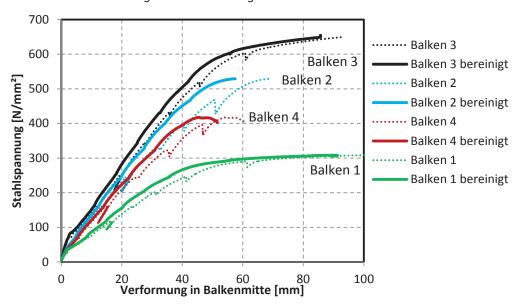


Fig. 136: Um den Kriechanteil bereinigte Spannungs-Verformungs-Kurven

Berechnungsreihe R1

In einer ersten Berechnungsreihe wurden in ATENA die Balken 1 bis 4 an einem Modell mit 5 cm Netzweite und bei vollem Verbund zwischen Beton und Bewehrung nachgebildet. Die Materialkennwerte wurden dabei von den Versuchen übernommen.

Verhalten des Berechnungsmodells der Reihe R 1 auf Systemebene

Fig. 137 zeigt die ermittelten Last-Verformungskurven. Dargestellt wird jeweils die Verformung in Balkenmitte im Vergleich zur Reaktionskraft im Bereich der Lasteinleitungspunkte. Da in den Rechenmodellen nur eine Balkenhälfte abgebildet wurde, in den Versuchen jedoch für die Last-Verformungsdarstellung die Kraft am Zylinder d.h. als Summe beider Lasteinleitungspunkte gewählt wurde, werden die in den Modellen ermittelten Reaktionskräfte an der oberen Lasteinleitungsplatte jeweils verdoppelt.



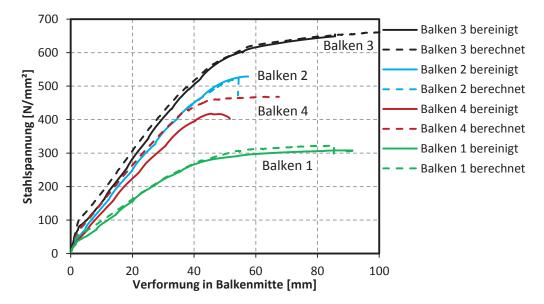


Fig. 137: Last-Verformungskurve der ATENA Modelle der Balken BBR B1 bis B4 im Vergleich zu den aufbereiteten Versuchsergebnissen – Berechnungsreihe R1

Das Modell der Balken B1, B2 und B3 bildet dabei die Last-Verformungskurven der Versuche sowohl im Bereich der Steifigkeit, als auch hinsichtlich der Höchstlast bzw. Duktilität sehr genau ab. Die bereinigten Versuchsergebnisse des Balkens 4 sind jedoch im Zustand II deutlich weicher als das entsprechende Modell in ATENA. Auch ist die Höchstlast im Modell höher als die im Versuch ermittelte.

Die Gegenüberstellung aus dem Modell R1 und den Versuchsergebnissen bestätigt somit, dass sowohl die Variation des Bewehrungsgrades bzw. der Betonfestigkeit für die Balken mit S 670 Biegebewehrung gut durch ATENA abgebildet werden können. Das Verhalten des Rechenmodells des Balken 4 mit Biegebewehrung aus B 500 ist soweit plausibel, da die Lastverformungskurve derjenigen des Modells des Balken 2 bzw. der Versuchsergebnisse des Balken 2 bis zum Beginn des Fließens der Bewehrung folgt. Balken 2 und 4 unterscheiden sich bei gleicher Geometrie und Betonfestigkeit nur durch die Bewehrungsgüte.

Für alle Modelle dieser Berechnungsreihe zeigt sich, dass der Übergang zwischen Zustand I und II bei einer im Vergleich zu den Versuchsergebnissen etwas höheren Belastung erfolgt. Eine Berechnungsreihe mit einer Parameteruntersuchung unter Herabsetzung der Zugfestigkeit auf 75% der Ausgangszugfestigkeit zeigte keine Auswirkung auf dieses Verhalten. Damit kann vermutet werden, dass entweder das in ATENA verwendete Betonmodell den Übergang zwischen Zustand I und II nicht korrekt abbilden kann, oder dass es bei den Versuchsträgern z.B. aus einer Kombination aus Schwinden und Schwindbehinderung durch die Bewehrung zu einem frühzeitigen Übergang von Zustand I zu Zustand II führt.



Verhalten des Berechnungsmodells R1 auf Elementebene und Auswertung der Rissbreiten

Für einen Vergleich der Rissbreiten aus Versuch und Modell wurden für die Auswertung diejenigen Lastschritte ermittelt, die in Balkenmitte zu den im Versuch angefahrenen Stahlspannungen der Biegebewehrung führen. Für diese Lastschritte wurden daraufhin die Rissbreiten im Element im Bereich von 90 cm um die Balkenmitte extrahiert und die die mittlere Rissbreite je Laststufe bestimmt. Tab. 51 bis Tab. 55 zeigen die so ermittelten mittleren Rissbreiten in Abhängigkeit der Laststufe bzw. der Stahlspannung in Balkenmitte (gemittelt aus den letzten 5 Elementen).



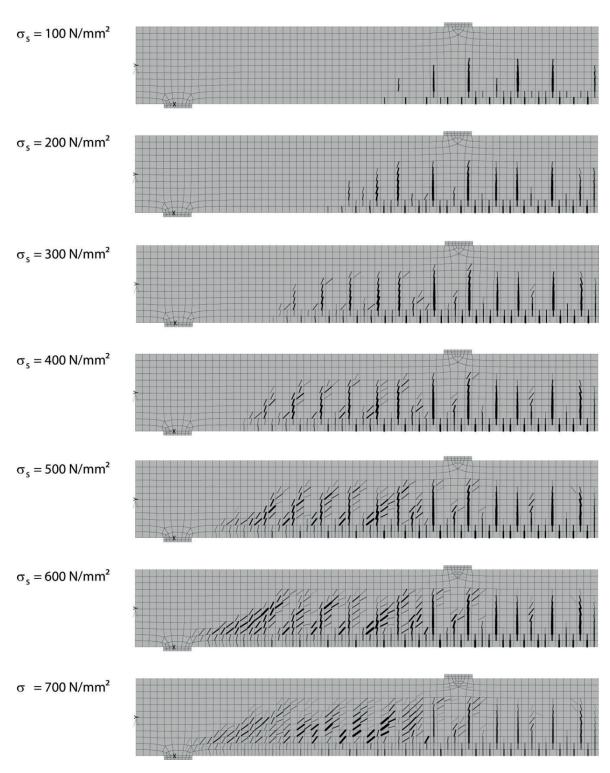


Fig. 138: Nachrechnung Balkenversuch B1

Laststufe		40	55	72	91	112	136	240
Kraft	[kN]	72.0	104.0	141.1	183.8	226.4	264.2	306.2
Verformung	[mm]	5.8	11.0	16.8	23.3	30.5	38.9	54.0
Stahlspannung	[N/mm²]	98.1	200.7	299.9	404.2	506.1	601.2	702.6
Rissbreite	[mm]	0.06	0.12	0.18	0.25	0.32	0.40	0.57

Tab. 51: Balken 1 – Berechnungsreihe R1 - Übersicht



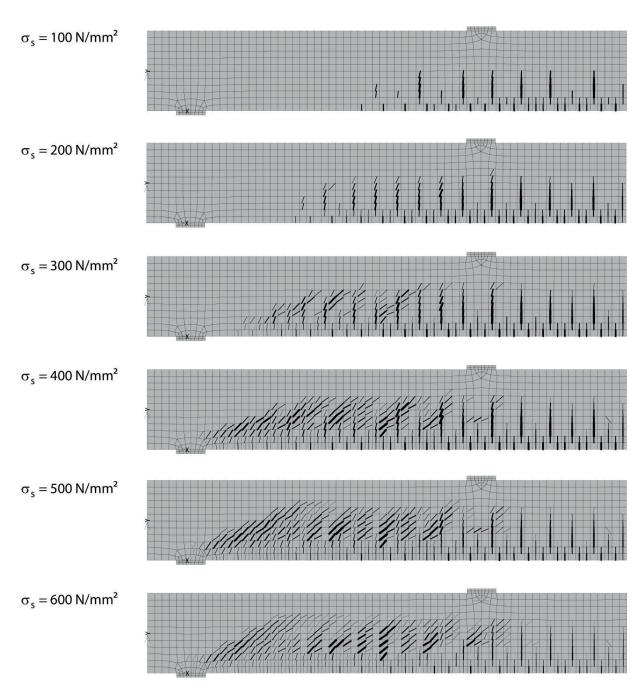


Fig. 139: Nachrechnung Balkenversuch B2

Laststufe		43	61	82	105	129	205	262
Kraft	[kN]	113.1	185.3	266.4	346.8	422.4	500.2	526.0
Verformung	[mm]	6.8	13.0	20.2	28.0	36.3	48.0	54.4
Stahlspannung	[N/mm²]	105.8	201.5	304.5	406.0637	504.0	604.2	638.5
Rissbreite	[mm]	0.06	0.12	0.19	0.25	0.32	0.41	0.44

Tab. 52: Balken 2 – Berechnungsreihe R1 - Übersicht



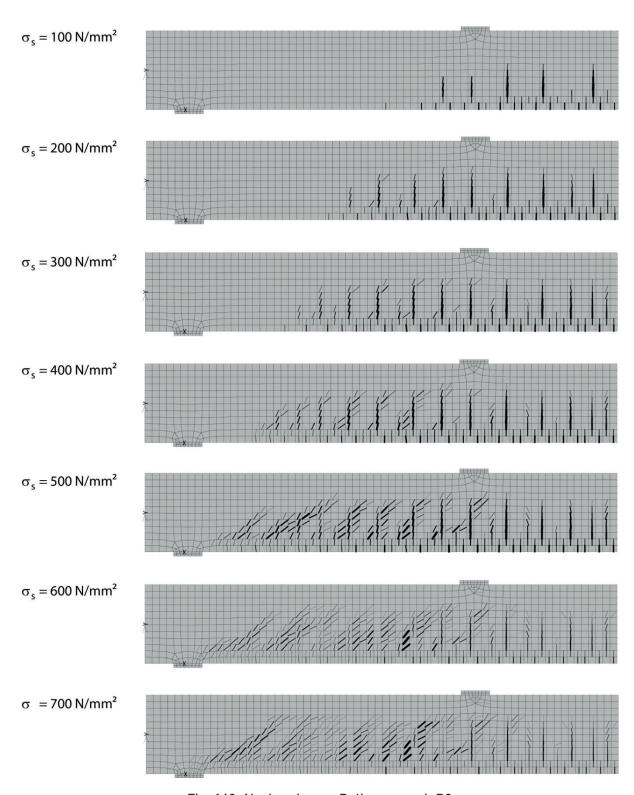


Fig. 140: Nachrechnung Balkenversuch B3

Laststufe		41	58	75	93	117	145	254
Kraft	[kN]	137.6	206.0	279.8	357.0	447.4	531.6	611.2
Verformung	[mm]	6.2	12.0	17.9	24.1	32.3	41.9	55.9
Stahlspannung	[N/mm²]	107.1	203.0	299.7	396.0	505.4	605.6	701.8
Rissbreite	[mm]	0.06	0.12	0.18	0.24	0.32	0.42	0.58

Tab. 53:Balken 3 – Berechnungsreihe R1 - Übersicht



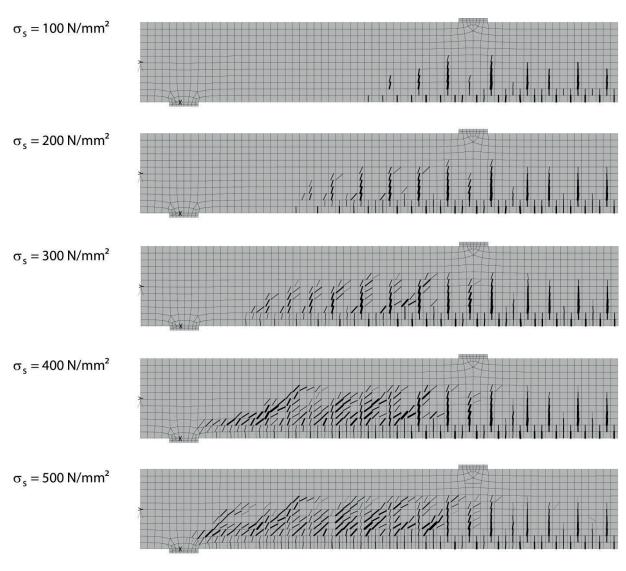


Fig. 141: Nachrechnung Balkenversuch B4

Laststufe		43	62	81	104	146	222
Kraft	[kN]	115.4	190.3	263.2	343.6	418.4	458.2
Verformung	[mm]	6.9	13.4	19.9	27.7	35.9	45.1
Stahlspannung	[N/mm²]	106.5	207.4	301.1	402.4	499.1	548.9
Rissbreite	[mm]	0.06	0.13	0.19	0.25	0.32	0.41

Tab. 54: Balken 4 - Berechnungsreihe R1 - Übersicht



Berechnungsreihe R2

In einer zweiten Berechnungsreihe wurde in ATENA anstatt des vollkommenen Verbundes die aus den Pull-Out Versuchen ermittelte Verbundspannung-Schlupfbeziehung angesetzt. Die übrigen Parameter entsprechen denen der Berechnungsreihe R1.

Verhalten des Berechnungsmodells der Reihe R 2 auf Systemebene

Fig. 142 zeigt die Lastverformungskurven der Berechnungsreihe R2 im Vergleich zu der Reihe R1 bzw. zu den aufbereiteten Versuchswerten.

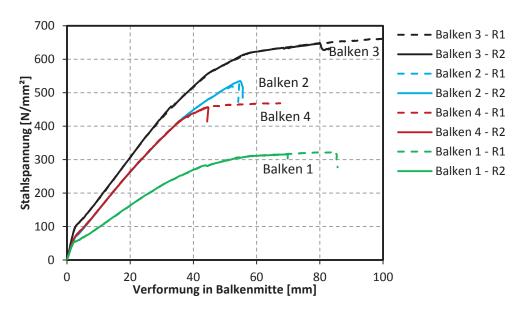


Fig. 142: Last-Verformungskurve der ATENA Berechnungsreihen R1 und R2 im Vergleich

Es zeigt sich, dass die Ergänzung der Verbundspannungs-Schlupfbeziehung auf das Rechenmodell keine wesentliche Auswirkung hat.

Verhalten des Berechnungsmodells R2 auf Elementebene und Auswertung der Rissbreiten

Da die Last-Verformungskurven aus Berechnungsreihe R1 und R2 keine deutlichen Unterschiede zeigen, wurde die Rissbreitenaufwertung analog zu R1 für R2 nur am Balken 1 durchgeführt. Tab. 55 zeigt die entsprechenden Rissbreiten von Balken 1 in Abhängigkeit der Laststufen bzw. Stahlspannungen der Biegebewehrung.

Laststufe		40	55	72	91	112	136	240
Kraft	[kN]	71,76	103,9	143,02	185,24	226,6	265,2	305
Verformung	[mm]	5,9	11,0	16,9	23,4	30,6	38,9	54,1
Stahlspannung	[N/mm²]	108,6	197,5	293,9	401,8	504,1	601,2	700,8
Rissbreite	[mm]	0,06	0,11	0,18	0,24	0,32	0,40	0,57

Tab. 55: Balken 1 – Berechnungsreihe R2 - Übersicht



Berechnungsreihe R3

In der dritten Berechnungsreiche wird der Stahlspannungsverlauf der Biegebewehrung untersucht. Dazu wird das FE-Netzmodell gegenüber der Berechnungsreihe R2 von 5cm auf 1 cm verfeinert. Die Verbundspannungs-Schlupfbeziehung bleibt in ATENA hinterlegt. Aufgrund der erhöhten Rechenzeit erfolgte die Modellrechnung in ATENA nur am Balken 1.

Verhalten des Berechnungsmodells der Reihe R 2 auf Systemebene

Fig. 143 zeigt die Lastverformungskurve für Balken 1 im Modell R3 im Vergleich zu Berechnungsreihe R1 und R2.

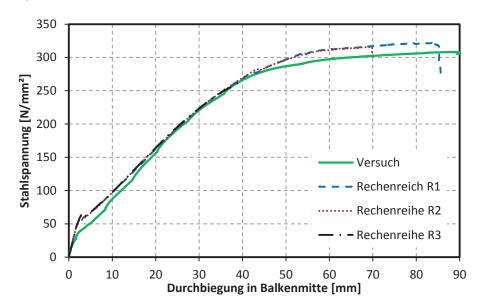


Fig. 143: Last-Verformungskurve der Versuchsergebnisse im Vergleich mit den Berechnungsreihen R1 bis R3

Zwar bricht das Modell aufgrund numerischer Probleme früher ab, jedoch zeigt sich, dass für den Zustand I und II das Rechenmodell R2 auch bei Netzverfeinerung auf 1 cm bestätigt wird.

Verhalten des Berechnungsmodells R3 auf Elementebene und Auswertung der Rissbreiten und Stahlspannungen

Fig. 144 zeigt die Stahlspannungen der Biegebewehrung über die Gesamtlänge des abgebildeten Balken 1 in Abhängigkeit von der gewählten Laststufe. Die Laststufen wurden dabei so gewählt, dass die max. Werte in der Nähe der Balkenmitte den im Versuch angefahrenen Spannungsstufen entsprechen.



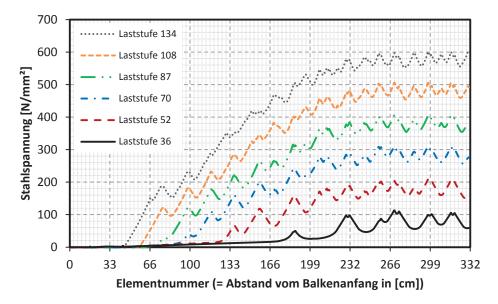


Fig. 144: Auswertung der Stahlspannungen der Biegebewehrung von Balken 1 über die gesamte abgebildete Balkenlänge (330 Elemente)

Vergleich mit den Versuchen

Die in Fig. 138 bis Fig. 141 angegebenen Rissbreiten stellen mittlere Rissbreiten dar. Diese können nun mit den Versuchsergebnissen (siehe Tab. 42) verglichen werden. Auch hier werden die mittleren Rissbreiten herangezogen werden.

Vanguah		100	200	300	400	500	600
Versuch		N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
B-1	W _{m,num}	0.06	0.12	0.18	0.25	0.32	0.40
D-1	W _{m,exp.}	0,03	0,10	0,17	0,23	0,31	0,38
B-2	W _{m,num}	0.06	0.12	0.19	0.25	0.32	0.41
D-Z	W _{m,exp.}	0,04	0,09	0,14	0,19	0,23	0,29
B-3	W _{m,num}	0.06	0.12	0.18	0.24	0.32	0.42
D-3	W _{m,exp.}	0,05	0,09	0,15	0,22	0,25	0,30
B-4	W _{m,num}	0.06	0.13	0.19	0.25	0.32	-
D-4	W _{m,exp.}	0,08	0,15	0,20	0,27	0,32	-

Tab. 56: Vergleich der numerischen $(w_{m,num})$ und der experimentellen $(w_{m,exp})$ Rissbreiten

Dabei sieht man eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse, wobei die FE-Berechnung die Rissbreiten tendenziell eher überschätzt.



9 Bemessungsempfehlungen

Damit hochfeste Bewehrung auch in der Praxis Anwendung findet, ist eine kompakte Übersicht über die Unterschiede zu herkömmlicher Bewehrung vorteilhaft. Hier werden die in diesem Forschungsvorhaben entwickelten Berechnungsgrundlagen zusammengefasst und es wird auf einige Regelungen des Eurocode 2 [1] eingegangen.

9.1 Baustoff-Kennwerte (Eurocode 2, Zi. 3.2 bzw. Anhang C)

Hochfeste Bewehrung S 670 weist keine ausgeprägte Streckgrenze auf. Die Fließgrenze wird als 0.2%-Dehngrenze definiert. Die Eigenschaften der hochfesten Bewehrung sind in Tab. 57 zusammengefasst. Die Arbeitslinien sind in Fig. 145 dargestellt.

Eigenschaft		Anforderungen lt. Eurocode 2, Anhang C	Eigenschaft der hoch- festen Bewehrung [18]
Klasse		В	В
Charakteristische Streckgrenze f _{yk} oder f _{0.2k}	N/mm²	400 bis 600	f _{0.2k} = 670
Mindestwert von $k = (f_t/f_y)_k$	-	≥ 1.08	≥ 1.10
E-Modul	N/mm ²	200.000	200.000
Verfestigungsmodul	N/mm²	-	2.400
Charakteristische Dehnung bei Höchstlast, ε _{uk}	%	≥ 5	≥ 5
Biegbarkeit		Biege/Rückbiegetest	Rückbiegetest bis Ø 18 mm Biegetest bis Ø 43 mm
Maximale Abweichung von der Nennmasse	%	± 4.5	± 4.5
Ermüdungsschwingbreite (für $N \ge 2 \cdot 10^6$ Lastzyklen bei einer Obergrenze von f_{yk})	N/mm²	≥ 150	für Ø ←50 mm: 150 für Ø ≥ 50 mm: 120
Mindestwerte der bezogenen Rippenfläche f _{r,min}	-	≥ 0.056	≥ 0.075

Tab. 57: Eigenschaften von hochfester Bewehrung

Aus Fig. 145 ist ersichtlich, dass eine Berücksichtigung der Verfestigung (Verfestigungsmodul siehe Tab. 57) nicht erforderlich ist. Ein angenommenes ideal plastisches Verhalten ist hinreichend genau.

Die Materialsicherheitsbeiwerte können gemäß Eurocode 2 gewählt werden.



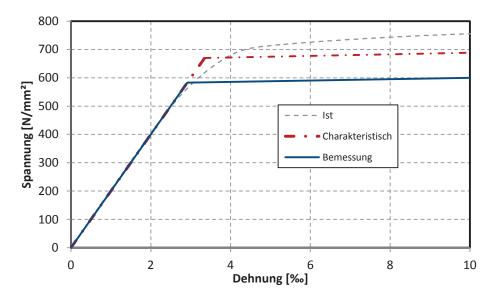


Fig. 145: Arbeitslinien für hochfeste Bewehrung

9.2 ULS-Bemessung (Eurocode 2, Zi. 2)

Die ULS-Bemessung beruht auf mechanischen Modellen und ist nicht von der Stahlgüte abhängig. Auch mit hochfester Bewehrung kann von den gleichen Annahmen wie in Eurocode 2, Zi. 6.1 (2) ausgegangen werden:

- Ebenbleiben der Querschnitte
- Dehnungsgleichheit zwischen Beton und Bewehrung
- Keine Zugtragfähigkeit von Beton
- Betonarbeitslinien gemäß Eurocode 2, Zi. 3.1.7
- Arbeitslinien der hochfesten Bewehrung gemäß Fig. 145

9.2.1 Hochfeste Bewehrung als Längsbewehrung

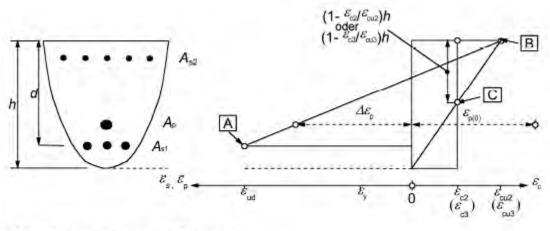
Es gelten ebenfalls die gleichen Dehnungsverteilungen (siehe Fig. 146), jedoch ist die Mindeststahldehnung zur Sicherstellung eines duktilen Verhaltens auf Grund der höheren Festigkeit höher:

		B 500 BSt 550		S 600	S 670
f_{yd}	N/mm²	435	478	522	583
ε _{s,min.}	%	2.18	2.39	2.61	2.91

Tab. 58: Eigenschaften von hochfester Bewehrung

Durch die Beschränkung der zentrischen Druckstauchung von Beton auf ϵ_{c2} bzw. ϵ_{c3} ($\epsilon_{c2} \sim 2.0$ %) kann die hochfeste Bewehrung bei rein druckbeanspruchten Bauteilen nicht voll ausgenutzt werden. Deshalb ist hier zur vollen Ausnutzung des Stahls die Berücksichtigung von Spannungsumlagerungen zu empfehlen (siehe [18]).





- A Dehnungsgrenze des Betonstahls
- B Stauchungsgrenze des Betons
- C Stauchungsgrenze des Betons bei reiner Normalkraft

Fig. 146: Grenzen der Dehnungsverteilung im ULS [1]

Ansonsten sind keine weiteren Punkte bei der Bemessung von Bauteilen mit hochfester Längsbewehrung zu berücksichtigen.

9.2.2 Hochfeste Bewehrung als Schubbewehrung

In diesem Forschungsvorhaben wurde die Schubbewehrung aus herkömmlicher Bewehrung eingesetzt. Es wurden auch keine Untersuchungen hinsichtlich der Eignung von hochfester Bewehrung als Schubbewehrung durchgeführt. Es gibt in den USA Ansätze, auch die Bügelbewehrung aus hochfesten Stählen auszuführen (siehe z.B. [25]).

9.3 SLS-Bemessung

Nach Eurocode 2 sind drei verschiedene Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu führen:

- Spannungsnachweise
- Nachweise zur Begrenzung der Durchbiegung
- Nachweis zur Begrenzung der Rissbreiten

Im Rahmen des Forschungsprojekts wurde nur die Begrenzung der Rissbreiten näher untersucht. Auf die anderen Nachweise auch hier nur kurz eingegangen.

9.3.1 Spannungsnachweise (Eurocode 2, Zi. 7.2)

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Beton- und Stahlspannungen zu begrenzen. Ein Einsatz von höherfester Bewehrung hat keinen Einfluss auf das Verhalten



vom Beton selbst. Somit sind die Begrenzungen der Betondruckspannungen auch beim Einsatz von hochfester Bewehrung gemäß Eurocode 2 durchzuführen:

Nachweis zur Begrenzung von Längsrissbildung: $\sigma_{c,k} \leq 0.60 \cdot f_{ck}$

Berücksichtigung von nichtlinearem Kriechen: $\sigma_{ck} \leq 0.45 \cdot f_{ck}$

Der Nachweis der Stahlspannungen dient der Vermeidung von nicht akzeptabler Rissbildung oder Verformung. Die in Eurocode 2 empfohlene Spannungsbegrenzung beträgt

$$\sigma_{s,k} \leq 0.80 \cdot f_{vk}$$

Der Eurocode 2 gilt für Streckgrenzen von 400 \leq f_{yk} \leq 600 N/mm². Damit ist die Stahlspannung unter der charakteristischen Einwirkungskombination zwischen 320 $\leq f_{yk} \leq$ 480 N/mm² zu begrenzen. Diese große Spanne zeigt, dass hier keine eindeutige Regelung vorliegt. Es wird deshalb empfohlen, anstatt der Spannungsbegrenzung eine Rissbreitenund Durchbiegungsberechnung gemäß Eurocode 2 bzw. Kapitel 9.3.2 bzw. 9.3.3 dieses Schlussberichts durchzuführen.

9.3.2 Begrenzung der Rissbreiten (Eurocode 2, Zi. 7.3)

In Kapitel 6 wurden verschiedene Rissbreitenberechnungsmodelle vorgestellt und das Modell nach Eurocode 2 entsprechend den empirischen Grundlagen aus Kapitel 4 angepasst. Hier werden nochmals die Formeln zusammengefasst und so einfacher lesbar aufbereitet.

Die empfohlenen Werte für die Grenzen der Rissbreiten sind Tab. 28, Eurocode 2 bzw. den nationalen Anhängen zu entnehmen.

Sollte es zu unwirtschaftlichen Bewehrungsmengen zur Begrenzung der Rissbreite kommen, so kann auch eine zusätzliche Hautbewehrung herangezogen werden, um die die Rissbreiten begrenzen zu können.

Begrenzung der Rissbreite durch direkte Berechnung

Die einzige Anpassung gegenüber dem Modell nach Eurocode 2 bezieht sich auf den Faktor k₁. Dieser wird hier in Abhängigkeit der Rissbreite angegeben. Der Wert nach Eurocode 2 mit $k_1 = 0.8$ liegt jedoch auf der sicheren Seite. So können herkömmliche Berechnungsprogramme durchaus zur Begrenzung der Rissbreite eingesetzt werden.

Die charakteristische Rissbreite wird mit folgender Beziehung ermittelt:

$$W_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \tag{6-1}$$

 $w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ Dabei wird die Differenz der Dehnungen wie folgt berechnet:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \ge 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$
[6-2]



Dabei ist

 σ_s ... Spannung in der Zugbewehrung unter Annahme eines gerissenen Querschnitts

 $lpha_{
m e}$... Verhältnis der E-Moduli $rac{E_{\it S}}{E_{\it cm}}$

 $\rho_{p,eff}$... Effektiver Bewehrungsgrad

kt ... Faktor zur Berücksichtigung der Dauer der Lasteinwirkung

k_t = 0.6 bei kurzzeitiger Lasteinwirkung

k_t = 0.4 bei langfristiger Lasteinwirkung

Der maximale Rissabstand darf für Stäbe mit einem ausreichend geringem Stababstand $\leq 5 \cdot (c + \emptyset/2)$ wie folgt ermittelt werden:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset / \rho_{n,eff}$$
 (6-4)

Dabei ist

 \emptyset ... Stabdurchmesser; werden in einem Querschnitt verschiedene Stabdurchmesser verwendet, ist in der Regel ein Ersatzdurchmesser zu verwenden. Bei n_1 Stäben mit dem Durchmesser \emptyset_1 und n_2 Stäben mit dem Durchmesser \emptyset_2 beträgt der Ersatzdurchmesser:

$$\emptyset_{eq.} = \frac{n_1 \cdot \emptyset_1^2 + n_2 \cdot \emptyset_2^2}{n_1 \cdot \emptyset_1 + n_2 \cdot \emptyset_2}$$
 [6-5]

c ... Betondeckung der Längsbewehrung

k₁ ... Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundeigenschaften der Bewehrung

w _k [mm]	0.1	0.2	0.3
k_1	0.7	0.6	0.5

Tab. 59: k₁ in Abhängigkeit von w_k

k₂ ... Beiwert zur Berücksichtigung der Dehnungsverteilung

 $k_2 = 0.5$ für Biegung

 $k_2 = 1.0$ für reinen Zug

 $k_2 = \frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{2\varepsilon_1}$ bei außermittigem Zug, wobei $\varepsilon_1 \rightarrow \varepsilon_2$

 k_3 ... 3.4

k₄ ... 0.425

Wenn der Abstand der Stäbe den oben angegebenen Wert übersteigt, so sieht der Eurocode 2 [1] folgenden maximalen Rissabstand vor:

$$s_{r,max} = 1.3 \cdot (h - x) \tag{6-6}$$

Dies ist auch gleichzeitig der obere Grenzwert des Rissabstandes.



Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung

Die Tabellen zur Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung basieren auf dem Modell nach direkter Berechnung. Beispielhaft werden die Grenzdurchmesser des Eurocode 2 (Tabelle 7.2, siehe auch Tab. 29) entsprechend modifiziert in Tab. 60 angegeben.

Stahlspannung	Grenzdurd	hmesser der S	täbe [mm]
[N/mm²]	$w_k = 0.4 \text{ mm}$	$w_k = 0.3 \text{ mm}$	$w_k = 0.2 \text{ mm}$
160	57.5	43	35
200	43	35	25
240	35	30	18
280	30	25	
320	25	18	
360	22		
400	18		
450			

Die Werte der Tabelle basieren auf den folgenden Annahmen:

c = Min(25 mm; \emptyset_s); $f_{ct,eff.}$ = 2.9 N/mm²; h_{cr} = 0.5; (h-d) = $(c+\emptyset_s/2)$; k_1 aus Fig. 83;

 $k_2 = 0.5$; $k_c = 0.4$; k = 1.0; $k_1 = 0.4$; k' = 1.0

Tab. 60: Grenzdurchmesser bei Betonstählen zur Begrenzung der Rissbreite

9.3.3 Begrenzung der Durchbiegung (Eurocode 2, Zi. 7.4)

Für die Begrenzung der Durchbiegung bietet der Eurocode 2 ebenso wie zur Begrenzung der Rissbreite zwei Methoden an:

- Nachweis mit direkter Berechnung
- Nachweis ohne direkte Berechnung

Der Nachweis mit direkter Berechnung ist ein rein mechanisches Modell. Der Verbund zwischen Stahl und Beton geht nur bei der Berücksichtigung des Tension-Stiffning-Effekts (Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen) ein. Dieser Effekt ist jedoch für hochfeste Bewehrung ähnlich wie für herkömmliche Bewehrung (siehe Kapitel 6). Somit ist hier keine Anpassung notwendig.

Durch die geringere erforderliche Stahlfläche bei gleicher Belastung ergibt sich jedoch eine geringere Steifigkeit bei Verwendung von hochfester Bewehrung. Deshalb sind die Grundwerte der Biegeschlankheit gemäß Eurocode 2, Tabelle 7.4 anzupassen. Im Folgenden werden die Werte für einen frei drehbar gelagerten Einfeldträger genannt.

Dabei ist zu unterscheiden, ob man vom gleichen Bewehrungsgrad oder von der gleichen Tragfähigkeit spricht. Eurocode 2, Tabelle 7.4 unterscheidet zwischen hoher und geringer Betonbeanspruchung in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad:

• Beton hoch beansprucht: $\rho = 1.5\%$

• Beton gering beansprucht: $\rho = 0.5\%$



In Tab. 61 werden die Grenzschlankheiten für den gelenkig gelagerten Einfeldträger angegeben und die Tragfähigkeit im ULS verglichen. Dabei werden die Annahmen nach Eurocode 2 herangezogen und als herkömmliche Bewehrung wird B 500 angesetzt. Die Tragfähigkeit wird auf den hoch beanspruchten Querschnitt mit herkömmlicher Bewehrung bezogen.

Stahlgüte	B 500			S 670			S 670		
Stantgute	ρ	M_{sd}	l/d	ρ	M_{sd}	l/d	ρ	M_{sd}	l/d
Beton hoch beansprucht	1.5%	100%	14	1.5%	128%	11	1.12%	100%	12
Beton gering beansprucht	0.5%	100%	20	0.5%	130%	16	0.37%	100%	18

Tab. 61: Indirekte Begrenzung der Durchbiegung

In Tab. 61 ist ersichtlich, dass bei höherer Belastung (gleichem Bewehrungsgrad), die Differenz der zulässigen Schlankheiten größer ist, als bei gleicher Belastung.

9.4 Weitere Festlegungen

Für eine vollständige Bemessung für den Einsatz von hochfester Bewehrung in allen Bereichen des konstruktiven Stahlbetonbaus sind noch weitere Festlegungen notwendig. Diese beziehen sich vor allem auf

- die Rotationsfähigkeit (z.B. nach Eurocode 2, Zi. 5.6 [1]),
- die Bemessung von Diskontinuitätsbereichen (z.B. Rahmenecken) und
- die Konstruktionsregeln wie Biegbarkeit, Schweissbarkeit, usw.

Für die Rotationsfähigkeit und die Bemessung von Diskontinuitätsbereichen sind noch weitere Untersuchungen notwendig. In den vorliegenden Zulassungen für hochfeste Bewehrung gibt es bereits gewisse Festlegungen für Konstruktionsregeln (z.B. Biegbarkeit und Schweissbarkeit), jedoch sind auch hier noch weitere Untersuchungen, vor allem in Bezug auf die Übergreifungslängen usw. erforderlich.



10 Zusammenfassung und Ausblick

Die Forschung im Bereich des konstruktiven Betonbaus hat sich in den letzten Jahren nur auf höherfeste Betone sowie nicht-metallische Bewehrungen konzentriert. Die Erhöhung der Tragfähigkeit von Biegebauteilen hängt jedoch nur in geringem Maß von der Betongüte ab und ist vorwiegend auf die Bewehrung zurückzuführen.

Die Erhöhung der eingelegten Bewehrungsfläche ist eine Möglichkeit, die Tragfähigkeit zu steigern. Dabei stößt man aber bald an geometrische und ausführungstechnische Grenzen. Eine zweite Möglichkeit die Tragfähigkeit zu steigern, ist die Erhöhung der Stahlgüte.

Beim Einsatz von hochfesten Stählen im Stahlbetonbau sind Randbedingungen zu beachten, um die Anforderungen an Sicherheit, Qualität und Dauerhaftigkeit zu gewährleisten. Dabei gilt besonderes Augenmerk der Stahlqualität und der Rippengeometrie. Es ist sicher zu stellen, dass eine ausreichende Duktilität, gutmütiges Verhalten gegenüber Oberflächenkorrosion und gutes Verbundverhalten gegeben sind. Neue Bewehrungsstähle, die diesen Anforderungen genügen, gibt es bereits am Markt, jedoch wurde bisher keine ausreichende Forschung mit diesen Stählen durchgeführt.

In diesem Projekt wurden Grundlagen für den Einsatz von höher- und hochfesten Bewehrungsstählen entwickelt. Dazu wurden mittels Pull-Out-Versuchen Verbundspannung-Schlupf-Kurven empirisch ermittelt. Daraus wurde ein Verbundgesetz abgeleitet und damit wurde die Berechnung der Rissbreite gemäß Eurocode 2 modifiziert.

Die dem Eurocode 2 zu Grunde liegenden Verbundgesetze sind im Vergleich zu den durchgeführten Versuchen auf der konservativen Seite. Das hier entwickelte Verbundgesetz bildet das tatsächliche Verhalten besser ab. Daraus resultiert auch eine geringfügige Änderung des Modells zur Begrenzung der Rissbreiten. Diese Anpassung erfolgt nur beim Faktor zur Berücksichtigung des Verbundverhaltens k_1 .

Aus den im Rahmen dieses Forschungsvorhabens und auch aus vorangegangenen Pull-Out-Versuchen ist zu sehen, dass bei größeren Stabdurchmessern üblicherweise Sprengversagen auftritt. Deshalb wurde versucht, mittels FE-Berechnung dieses Phänomen numerisch zu begründen. Dies war nicht möglich. Die numerischen Ergebnisse haben gezeigt, dass unabhängig vom Durchmesser der Bewehrung lokal die gleichen Zugspannungen auftreten.

Zusammenfassend können die anfangs gestellten Fragen wie folgt beantwortet werden:

Bei der hochfesten Bewehrung S 670 hat die Rippenlage einen Einfluss auf die Verbundfestigkeit. Geht man von der ungünstigsten Lage der Rippen aus, so sind die erreichbaren Verbundfestigkeiten mit denen von herkömmlicher Bewehrung zu vergleichen. Es zeigt sich trotz der deutlich größeren bezogenen Rippenfläche keine höhere maximale



Verbundspannung. Wohingegen bei vergleichbarer Rippengeometrie und höherer bezogener Rippenfläche (B 500 vs. S 600) sehr wohl eine Steigerung der Verbundspannung erkennbar ist.

Die Verbundspannung-Schlupf-Beziehung für hochfeste Bewehrung kann jedoch gegenüber der dem Eurocode 2 zugrunde liegenden angepasst werden. Dies bedeutet einen steiferen Verbund und geringfügig höhere Verbundwerte bei gleichem Schlupf im Vergleich zu herkömmlicher Bewehrung.

Bei den Pull-Out-Versuchen war unabhängig von der Betondeckung immer Sprengversagen maßgebend. Dies zeigt, dass die Versuche in Anlehnung an RILEM [24] nur bedingt für die eingesetzten Stabdurchmesser und Rippengeometrien geeignet sind.

Bei den durchgeführten Balkenversuchen wurde eine Betondeckung gleich dem einfachen Stabdurchmesser ausgeführt. Dies entspricht auch den Regelungen des Eurocode 2. Dabei waren keine außergewöhnlichen Längsrisse zufolge der Lasteinleitung zu erkennen. Deshalb kann auch für hochfeste Bewehrung diese Regelung angewandt werden.

Das in Eurocode 2 angegebene Modell zur Beschränkung der Rissbreite kann für hochfeste Bewehrung modifiziert werden, was zu größeren erlaubten Stabdurchmessern (bei der indirekten Rissbreitenbeschränkung) bzw. geringeren Rissbreiten (bei der direkten Berechnung) führt. Die Anpassung erfolgt über den Parameter k_1 , der die Verbundeigenschaften des Bewehrungsstahls berücksichtigt. Hier kann aber auch die Regelung des Eurocode 2 auf der sicheren Seite liegend beibehalten werden.

Die durchgeführten Versuche haben die Verwendbarkeit von hochfester Bewehrung S 670 für einfeldrige Biegebauteile gezeigt. Eine Untersuchung hinsichtlich der Rotationsfähigkeit sowie der Gültigkeit der Momentenumlagerung war damit nicht möglich. Durch die ausreichende Duktilität der Bewehrung (S 670 entspricht der Duktilitätsklasse B gemäß Eurocode 2) ist davon auszugehen, dass auch die Rotationsfähigkeit gegeben ist.

Dieses Forschungsvorhaben hat nun die Grundlagen für die Verwendung von hochfester Bewehrung in Biegebauteilen geschaffen. Es sind aber noch einige Fragestellungen offen.

Weiterer Forschungsbedarf besteht hinsichtlich Übergreifungsstößen. Es wurde im diesem Projekt gezeigt, dass der Verbund von herkömmlicher und hochfester Bewehrung vergleichbar ist. Die zu übertragende Spannung ist jedoch um bis zu 34% höher. Somit sind die Übergreifungslängen des Eurocode 2 in Frage zu stellen. Gleichzeitig sind auch die angegebenen Maximalabstände der zu übergreifenden Stäbe, die Mindestabstände der Stöße sowie eine erforderliche Verbundsicherungsbewehrung neu zu bewerten.

Hochfeste Bewehrung im Stahlbetonbau



Weiterer Forschungsbedarf ist auch im Bereich des Verhaltens von hochfester Bewehrung als Schubbewehrung bzw. bei Rahmenecken gegeben. Wie wirkt sich ein "weiches Zugglied" auf die Schub- bzw. Rahmentragfähigkeit aus?

Neben diesem, auf hochfeste Bewehrung bezogenen Forschungsbedarf hat sich bei der numerischen Modellierung der Versuche gezeigt, dass auch im Bereich der Finiten Elemente Methode noch großer Forschungsbedarf besteht. Globale Modelle wie das Verhalten eines Balkens lassen sich gut und zielsicher berechnen. Jedoch je spezieller und je detaillierter die Fragestellung lautet, desto schwerer können Modelle erstellt werden. Vor allem der Bereich des verschieblichen Verbundes sowie das nichtlineare, inhomogene Materialverhalten von Beton sind nicht zufriedenstellend in den FE-Programmen implementiert. So können "einfache" Probleme, wie die Modellierung eines Pull-Out- oder eines Dehnkörperversuchs nicht gelöst werden.



11 Literatur

- [1] Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1 (EN 1992-1-1): General rules and rules for buildings
- [2] fib Model Code for Concrete Structures 2010
- [3] fib-Bulletin 52: Structural Concrete, Textbook on behaviour, design and performance, Volume 2, CEB-FIP, January 2010
- [4] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-1.1-3: Betonstabstahl BSt 1100 mit Gewinderippen für den kerntechnischen Ingenieurbau, 1988
- [5] Rußwurm D.: Entwicklung der Betonstähle. Institut für Stahlbetonbewehrung, München, 2000
- [6] OIB: ETA-13/0022 Fels- und Bodenanker System SAS mit Gewindestäben S 670, Durchmesser 18 bis 63.5 mm, ETA-11/0138 Mikropfahl System SAS mit Gewindestab S 670/800 Durchmesser 28 bis 63.5 mm, Wien, Juni 2013
- [7] Rehm G., Eligehausen R., Neubert B.: Erläuterungen zu den Bewehrungsrichtlinien. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 300, Verlag Ernst und Sohn, 1979.
- [8] Eligehausen R.: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 301, Verlag Ernst und Sohn, 1979.
- [9] Eligehausen R.; Kreller H.: Querschnittsbericht zur Rissbildung in Stahl- und Spannbetonkonstruktionen.Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 393, Verlag Ernst und Sohn, 1988.
- [10] König G., Tue N.V.: Überlegungen zum zweckmäßigen Nachweis der Rissbreite für Konstruktionsbeton. Bautechnik 69 (1992), Nr. 10, S. 558-564, 1992.
- [11] König G., Tue N.V.: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 466, Verlag Ernst und Sohn, 1996.
- [12] Rehm G., Martin H.: Zur Frage der Rissbegrenzung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau 63 (1968), Nr. 8, S.175-182, 1968.
- [13] Falkner, Horst et al.: Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800. Teil 1: Entwicklung, Versuche, Bemessung und Konstruktion, Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn, Berlin, Mai 2008
- [14] Zebe, Hanns Christoph: Hochfeste Fertigteilstützen für ein Verwaltungsgebäude. Wirtschaftliche Grundrisse durch innovative Konstruktionen, Beton, Berlin, 2004



- [15] Tilly, G.P.: Fatigue testing and performance of Steel reinforcement bars, Materials and Structures, Springer, 1984
- [16] Hegger, J., et al.: Experimentelle Untersuchungen zur Entwicklung von Bemessungskozept und Konstruktionsregeln für Bauteile mit hochfester Bewehrung der Güte SAS 670/800, Institutsbericht-Nr.: 296/2012, Institut für Massivbau der RWTH Aachen, März 2013

 Stahlwerk Annahütte: Abschlussbericht Entwicklung von Konstruktions- und Bemessungsregeln für Stützen mit hochfester Bewehrung, Hammerau, Oktober 2011
- 17] Leonhardt, F. und Teichen, K.-T.: Druckstoße von Bewehrungsstäben und Stahlbetonstützen mit hochfestem Stahl St90, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 222, Berlin 1972
- [18] OIB: Hochfestes Bewehrungssystem SAS 670, Europäische Zulassung ETA-13/0840, Wien, Juni 2013
- [19] OIB: Evaluation Report zum CUAP "Bausatz für Stahlbeotnbauteile unter Druckbeanspruchung", Wien, Juni 2013
- [20] Rehm, G., Martin, H.: Zur Frage der Rissbegrenzung im Stahlbetonbau, Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn, Berlin, 1968
- [21] Niewels, J.: Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung, Dissertation, RWTH Aachen, 2008
- [22] Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 228, Berlin 1973
- [23] Schubert, L.: Zur Anwendung hochfester Betone und Bewehrungsstähle im Stahlbetonbau, Bauplanung Bautechnik, 42. Jg., April 1988
- [24] RILEM TC: RC 6 Bond test for reinforcement steel, 2. Pull-out-test, RILEM Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials, 1983
- [25] Sumpter, M.: Behavior of high performance steel as shear reinforcement for concrete beams, Master Thesis, North Carolina State University, Raleigh, 2007
- [26] Roeser, W.: Zur Bemessung von Rahmenknoten aus Stahlbeton; IMB Lehrstuhl und Institut für Massivbau, Heft 14; RWTH-Aachen, 2002
- [27] Wildermuth, A.: Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mittels vereinfachter Versuchskörper. Heft 609, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. 2013.

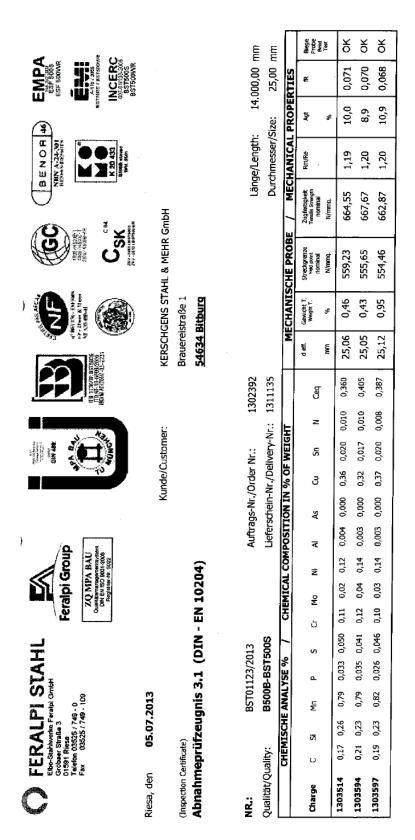


- [28] Lindorf, A.: Woher kommen die Bemessungswerte der Verbundspannung? Betonund Stahlbetonbau 105 (2010) Heft 1. Ernst & Sohn Verlag.
- [29] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Heft 138, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. 1961. Verlag Ernst & Sohn.
- [30] Cairns, J., Jones, K.: The splitting forces generated by bond. Magazine of Concrete Research, 1995, 47, No. 171, S. 153-165.
- [31] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion, August 2008
- [32] Martin, H., Noakowski, P.: Verbundverhalten von Betonstählen Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Heft 319, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. 1981. Verlag Ernst & Sohn.
- [33] Scheibe, M., Hude, F.: High strength reinforcement SAS 670/800 Possible applications and examples, fib-Conference Proceeding, Tel-Aviv, April 2013
- [34] König, G., Tue, N.: Grundlagen des Stahlbetonbaus, 2. Auflage, Leipzig, Februar 2003
- [35] Jungwirth, D.: Verwendung von Bewehrungsstäben mit großen Durchmessern bzw. hohen Festigkeiten am Beispiel des DYWIDAG-Gewindestabes, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10, 1977
- [36] Janovic, K.: Verbundverhalten von Bewehrungsstählen unter Dauerbelastung in Normal- und Leichtbeton. Heft 367, Teil 1, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. 1986. Verlag Ernst & Sohn.
- [37] Dassault Systèmes: Abagus Analysis User's Manual 6.9
- [38] Cervenka-Consulting: Atena Program Documentation, Prague, March 22, 2010
- [39] DIN 488-1: Betonstahl Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen, August 2009



12 Anhang

12.1 Werkszeugnisse der verwendeten Stähle



Material entspricht der Duktilitaetaklasse B (hochduktil) nach DIN 1045-1,Tab.11 Angaben erfolgen gemäß DIN 488:2009

Fig. 147: 3.1-Werkszeugnis herkömmliche Bewehrung B 500



celsa(⅓ nordic	1											ממונווממפ דוג ומנה א									NO-860	Postboks 500 NO-8601 Mo i Rana
This materials are manufactured and tested in accordance with the named specifications and comply with the requirements. Manufacturing process route is quenched and tempered (QST).	s are ma he requir g proces	nufactul rements s route	red and is quenc	tested i	n accor	rdance ered (Q	with th	e name	ed speci	fication	sand				50.00	isa Armo	For Celsa Armeringsstäl AS	S.				
Order (s):															Land In the second	3	1	5- 1			ិ ល	SBS
Ribbed reinforcing steel bars in quality KS 600 ST in accordance with SS142168:1999	orcing s	in acco	rs	with S	S14216	38:1995												T				
Cast no.	U	ö	ug.	a.	ø	z	ð	ž	₹	ō	Mo	g	>	P	8	m	As	5	8		Zn Pb	u.
	100	100	100	1000	1000	1000	100	100	1000	100	100	1000	1000	1000	1000	10000	1000	1000	1000		1000 1000	1000
CN092106	<u>m</u>	138	11	5	9	ec .	Ξ	4	2	38	4	23	÷	÷			+	50		-	C3	376
Cast no.	Olm.	Į.	Test piece area (ram²)	rea	E.	R _{eH} (N/mm²)	(¿11		R _m (Mmm²)	m³)		R. A. H.		A ₉₁ %	100	4	A10%	-	-je	Kg/m	Bend / Rebend test	Test Date
	Ī	4	2	63	-	rv.	63	7	64	69	+	2	63	+	2 3	T	2	67				
CND92106	25	491	491	491	634	636	635	730	732	729		1,15 1,15 1,15		11,6 11,4	4 12,8	14,7	16	15,6 0,	0,138	Ī	ð	05.05.2012

Fig. 148: 3.1-Werkszeugnis höherfeste Bewehrung S 600





			Worksid	inder No.	A	X 00	19	Color Date Cute	5,12,11
			Dustom	er order Na.					
								Sametre Cont No. No. de Co	Cont
			Int. Nr.		FA094	7	v	4	30896
CERTIFICATE .	CERTIFICAT EN 10	204			Alimaha	eprûfz	eugnia	3.1	
nkerstahl recht	ng 8 18 5670					Dime	nsien	1	ė,o m
erksnorm SAH									
3670			Mittela	No. 1 087	0	7			
YSE % · H	EAT ANALYSIS	%		and the same	COULEE	% .			
Si 0,47	Mn 1,48	P 1	0,011	S 0,012	Cr		Mo		Ni
Sn	Al	V	1,10	В	TI		Nb		w
Sb	As	Te		Ca	N		H	-	Ceq
conen No. Cross section requester Eprovente Co. 252, 0 2 251, 0	Fo [Mi] Re [Mi] Field load Field load Field Combine Field	manyan Na manyan	n (kali) noimum fost arge nombum 2 D	Rm (Minum)	AS(N) A10 Mangatan Ela Allongemen Alc 15,1	ngement A	gr [%] longunion longemen 7.1 7.3	Brumern Z (%) Reduct, or Streeter fa ruphare	
eversuch * NOTCHE	D BAR IMPACT TE	ST ESS	AI DE RI	ESILIENCE					
	ure Sancimen form	Languist Quer T	rent terawerest	North lengt	-Paris				
	skerptabl recht erksnorm SAH 3670 YSE % * H Si 0,47 Sn Sb * TENSILE T Outpartner man No. Cross section rouvelle (proveiller 0 252,0 2 251,0 00 251,0 aversuch * NOTCHE lie Nr. Probernorm Fortersorm	nkerptahl rechtag 8 18 8670 erksnorm SAH 3670 YSE % * HEAT ANALYSIS Si 0,47 Mn 1,48 Sh As * TENSILE TEST * ESSA! I Recht yield and	Si 0,47 Mn 1,48 P C Si 0,47 Mn 1,48 Mn 1,48 P C Si 0,47 Mn 1,48 Mn 1,48 P C Si 0,47 Mn 1,48 Mn 1,4	Si 0,47 Mn 1,48 P 0,011 Sh As Te * TENSILE TEST * ESSAI DE TRACTION No. do: **TENSILE TEST * ESSAI DE TRACTION **TE	As Te Ca * TENSILE TEST * ESSAI DE TRACTION **SE No. Quineritheir Greekgreese Strackgrane Hadrelasi For Innie Maderien For Innie Maderien For Innie Maderien Water Strackgrane * TENSILE TEST * ESSAI DE TRACTION **SE Quineritheir Greekgreese Strackgrane Hadrelasi Fre [Minmer] Propertien Maderien For Innie Maderien Strackgrane Hadrelasi Fre [Minmer] Propertien Maderien For Innie Maderien Maderien Maderien Maderien For Innie Maderien Maderien Maderien Maderien Maderien For Innie Maderien Made	Winterstands (Section and Section and Sect	Wyser and No. do commands Kuntenhesislang Nr. Customer order No. No. do commands Kuntenhesislang Nr. Customer order No. No. do commands Int. Nr. 7AD9477 Abminishmepridiz Int. Nr. Abminishmepridiz Int. Nr. Abminishmepridiz Int. Nr. Abminishmepridiz Abminishme Olive Oliv	Windownstands No. do commende Numberstands No. do commende Abmension Abmension Dimension Dimension Dimension Dimension Dimension Dimension No. do commende No. do com	Westerstein Fig. 1 Scentificate * Certificat en 10204 Int. Nr. 7AD9477 V Abmessing Disessin. No. de compande Clare Certificate * Certificat en 10204 Int. Nr. 7AD9477 V Abmessing Disessin. No. de companies Certificate * Certificat en 10204 Int. Nr. 7AD9477 V Abmessing Disessin. 3.1 Abmessing Disessin. 1 Abmesi

Fig. 149: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø18, Pull-Outversuche)

Salzburg Mileschen Benn AB D-BCD1 Mileschen BLZ WIT 200 RF Kreito 1 100 067 ABA BLAND DESS 2012 0600 1100 067 ABA SWIFF IBBC RYSADEMX

Radiosentienk Salching out Geometrik. A-5120 Salching BLZ Salching in BHT-727 BBAL ATT ZEID-9004 (AB) 5737 SWIET (BIC) BVSAA735

Karmanutigasotiserah Jonah & Cr. 165 - A5 Transcom - HRA shok 1940 Mersendan Menahason Gener - A5 Transcom - 1689-223 Salahasek Asinatian Edelenjang Smeth - A5 Transcom - 1888-8742 Gassaultaharon Kahama Euri - Peter Myse - Oph Ing Buellior Fisher





			Auftrags Works or No. de o	nr. Inder No. Ommande	A	X 001	,	Dalum 11,10 Dale Dale	.12
			Custome						
								Schmidze Nr. Cast No. No. de Coulee	
			Int. Nr.		A0947		v	4308	399
CERTIFICATE * (CERTIFICAT EN 10	0204			Akmaha	36.4		1.1	
nkerstahl recht	ag Ø 25 S670					Dimens	en	25,0	umo
erkanorm SAH									
B670			Material	No. 1.0870					
YSE % * H	EAT ANALYSIS	%	- ANA	LYSE DE	COULEE	%		7.	
Si 6,46	Mn 1,46	Р	0,015	S 0,012	Cr		Mo	Ni	
Sn	Al	V	0,09	В	TI	T Nb		w	
Sb	As	Te		Ca	N		1	Ceq	
ciner No. Cross section rouvelle Eprouvelle 1 491, 0 492, 0	Yield load	trength M ch as m t t 4.	n (kN) aximum force arge aximum 24	Rm [Nimm*] : Tenzile strength I Resistance a la traction : 854 854	A5 [%] A10 Elongation Elon Allongament Allo 14,9	(%) Agt ogelien Eler ogement Alls L1,2 7 L0,8 6	gallen gallen ogement , O	Bruchanadiruses 2 (%) Reduct, of area Striction la rupture	9
5 491,5					14,6	10,9 6	7		_
		Längs * l	engaudinal*	SILIENCE Kerbschlagsrit	neit				
	Forms 1	Quer T	ransversal	200					
rouveta d'essai	d'eprouvettle			Travail de res	ence				
	sherstahl recht stranorm SAH S670 YSE % * H Si 0,45 Sn Sb * TENSILE Ti mm* ciner No. Cross section rouvelte Eprouvelte 1 491,0 7 492,0 5 491,5 eversuch * NOTCHE to No. Prifitemperature times No. Teal temperature temes No. Teal temperature	skerstahl rechtsg © 25 8670 erkanorm SAH S670 YSE % HEAT ANALYSIS Si 0,46 Mn 1,46 Sn Al Sb As * TENSILE TEST * ESSAI ENCharteria Siverkanorm Son Cross section Victoria coloration of the conventor Encountry Coloration Colorati	skerstahl rechtag © 25 3670 erkanorm SAH S670 YSE % * HEAT ANALYSIS % Si 0,46 Mn 1,46 P Sn AI V Sb As Te * TENSILE TEST * ESSAI DE TRA che Nr. Queschmitt Streckgrenze Fe [M] ** Ra [Marmil] Fr chenn No. Cross section Vield slead Umile che rouvelle Eprouvelle checkque elactique me 1 491,0 371 756 4. 7 492,0 369 752 4. 5 491,5 366 745 4. eversuch * NOTCHED BAR IMPACT TEST * ESS e Nr. Priftemperatur C Probertors L Lings 1. Lings 2. Lings 2. Lings 2. Lings 3. Lings 3.	CERTIFICATE * CERTIFICAT EN 10204 INL Nr. CERTIFICATE * CERTIFICAT EN 10204 INL Nr. CERTIFICATE * CERTIFICAT EN 10204 INL Nr. INL Nr. SAH S670 Werkston Maleria No. de a Werkston Maleria No. de a V 0,09 Sb As Te * TENSILE TEST * ESSAI DE THACTION Since No. Cross section Yold load Viola circupt Limite Limite Limite Limite Limite Limite Limite 1 491,0 371 756 424 7 492,0 369 752 424 5 491,5 365 745 422 EVERSUCH * NOTCHED BAR IMPACT TEST * ESSAI DE Re Limite Lim	CERTIFICATE * CERTIFICAT EN 10204 INL Nr. SAH S670 Werkstoff Nr. Material Na. 1, 0870 Nc. de materialo VSE % * HEAT ANALYSIS % * ANALYSE DE SI 0, 46 Mn 1, 46 P 0, 015 S 0, 012 Sn Al V 0, 09 B Sb As Te Ca * TENSILE TEST * ESSAI DE THACTION Common Commo	CERTIFICATE * CERTIFICAT EN 10204 INL.Nr. A0947 CERTIFICATE * CERTIFICAT EN 10204 Albriation Inkerstahl rechtsg © 25 5670 Erkandtin SAH S670 Werkstoff Nr. Material No. 1, 0870 * No. de material No. de material No. de material VSE % HEAT ANALYSIS % ANALYSE DE COULEE Si	CERTIFICATE * CERTIFICAT EN 10204 INL.Nr. A0947 CERTIFICATE * CERTIFICAT EN 10204 Abrahmen Dimension A	CERTIFICATE * CERTIFICAT EN 10204 Abria time prüfzeugnis 3	Customer order No. No. de commissió cient Schmitte Nr.

Fig. 150: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø25, Pull-Outversuche)

Raytiosanbank Salzburg rog Generally H A-5020 Salzburg BLZ 250 80 - Korlio 16 D15 717 EAAL AT19 3500 0000 TA01 5/27 SWIET IBIC BYSANTS

Kommanuitgegellschaft, Embil & Co. RD. AG Fraunstein. HRA AAAA PHE: Vertundlau Hitterfelden Embil: AG Fraunstein. HRB 153. Stalikank Amanistis Beruchbung Gorift. AG Fraunstein. HRB 154. Geschäftsfuhrer: Kathazing Eini. Poter Meyer. Dipt. Ing. Glimber, Pirthier Solzburg München Bahk AG D-Rüdat München BLZ 781 785 98 (Konto F 186 0A7 40A RBAN, DBZ 7912 9688 1 199 947 404 SWIFT (BIG), RYSADEMX





				Autrags: Works or No. de c:		А	х. с	0010	Date Date	.11.11
×				Customs	iesielung Nr. Ir order No. Inmande client					
				1. 1					Schmelze N Cast No. No. de Coul	
D				Inl. Nr.		A094	7	ν	32	7322
ERTIFIKAT "	CERTIFICATE .	CERTIFICAT E	N 10204			Abna	weprů!	lzeugnils	3,1	
Erzeugniaform Product form Farme de produk	Ankerstahl recht	ag Ø 35 8670					Dir	measung nension nension	35	, 0 mm
Anforderungen Requirements Exigences	Werksnorm SAH									
Werkstoff Material Meterial	Y 8670			Werkstor Material No. de m	No. 1.087	g#				
SCHMELZAN/ C 0,20	SI 0,45	Mn 1,51	sis %	* ANA	S 0,010	100	%	Mo	N	
Cu	Sn	AI	V	0,09	В	TI		Nb	W	F -
Co	Sb	As	Te		Ca	N		н	Ç	eq
zustand Treatment cond. Si Etal Ni de traitement d' TC TC	position No. Querschnitt man 2 conscionen No. 2 conscione	Yield load Yi Limite D elaukque el	reckgrenze e [Nimm*] ¹³ eld strength mile assique 717 717	RACTION Hochstlast Fin (kin) Maximum force charge maximum 812 809	Resistance a la traction 844 841	Allongation El Allongation El 14,6 14,9	10,9 10,9	7,4	Brucheinsch Z (%) Reduct, of ar Striction ta ruptive	0.00
TC	261 959,0	690	717	810	842	14,9	11,0	7,6		
Behandlungs- Pr zustand Treatment cond, Sp Etal N	secimen No. Test tempera	# C Probenform	L Lang Long	SSAI DE RE * Lengkudinel* tudinel * Transversel versel	SILIENCE Kentsenlags Notch tough Travell de re	ness				
Bemerkungen / Kernzeichnung Remarks / Ident. marking										

Krienmandigewettschaft. Erntiff-& Cr. KS. AS Trauschen. HRA 6666 PHS: Verbandtse Millerfedes Goldh. AS Trainst ein: HRB 252 Stablecht Asiavabile Bestelligering Erntiff. AS Trausches: HRB 6742 Geschaftsfahren: Kadiarina Erd. Feter Meyer. Dipl. Ing. Statter-Fichter

Particlembary Satzburg rag Gor, no.b. H. A-5020 Satzburg BLZ 350 07 - Kimio 15 015 737 IBAH, AT W 3500 0500 1801 5737 KWIET Fair L. RVSAATYK Salzburg München Bank, AG D-80301 München BLZ 781 206-90 - Honlo 1 109 047 494 ISAN, DEBZ 7012 9409 1100 047 404 NAST 19171-1918 AND 1447 Zertifiziert nach DIN EN (50 980) (50/75 14949 - DIN EN (50 1400) UST-IDNR: UE 128 994 418 ST-NR: FA BGL 105/150/91304

Fig. 151: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø35, Pull-Outversuche)





Form +47 IDI 86 54/4 87-0 stablyerkflannshuette.com Stahlwork Annabustn - Max Aicher BrobH & Co. KG - Work 3v4 - D-83404 Ainring-Hammierau Fax: +49 (0) 86 54/4 87-9 68 www.annahuette.com Autragser, Works order No. No. de commend Dalum 27,08,07 Onle Dale K 0010 Kunderbestellung Mr. Gustomer order No. RWTH Institut für Massivban Schmeize Nr. Cast No. No. de Coules Mies-van-der-Rohe-Straße 1 52074 Aachen 730949 A0276 ol. Nr. ZERTIFIKAT . CERTIFICATE . CERTIFICAT EN 10204 Abpahmeprüfzeugnin 3.1 Erzsügnlaform Product form Product form Forms de produi Ankerstahl rechtsg @ 18 S670 16,0 mm. Antardeningen Remitements Werkenorm SAH Requireme Exigences ¥ 8670 1.0870 SCHMELZANALYSE % HEAT ANALYSIS COULEE 0,20 0,42 0,016 0,013 Cr Mo N Sn W Cu A 0,09 В Ti Nb Sb As Te Ca N H Ceq Ca ZUGVERSUCH . TENSILE TEST . ESSAI DE TRACTION Probe Nr. Sveckgranze Re (Minm) 9 Yalid ellength Limits elestique Stendgronan Fe (kN) ¹ Yield lood Historia Fm (aN) Maximum zastend A10(%) Agi [%] Z [%] Reduct of area Epipovella 209 3 252.0 182 722 829 13,1 8,4 TO TC 14 254,0 720 211 830 13,3 9,6 254,0 724 212 834 13,1 B, 7 TC 24 184 Kerbschlagblegeversuch * NOTCHED BAR IMPACT TEST * ESSAI DE RESILIENCE Belandungs Probe Nr. Proteinpesaior C Probeviorm L Large *Longitudinal* Kerbschli Behandungs-L Large "Longitudine!" Longitudinal zustand Treatment cond, Speamen No. Test innocratice G Quer * Transverse) Transversel No. d'eprouvaile Travel de mallience Disses Zeognis wurde meschineli erstelli: Für den Intrali ist. Abnahmebasolitrajier TSCHURNANN vererkwertlich (Formblott Nr.: 04-FB-DG-05-Rev. 2/05.07) pczorzing to product standards. Pröfenjordenungen (werte sicht anders vereinbert): DIN EN ISO 6802 / DIN EN ISO 18830 Kerbschlagbiegeverauch DIN EN 10045 1) Die Bestiemung der Strackgrenze erfolgt nach den Jeweiligen Produktfordenungen. Delare

Renamentage terreten firmbi A Co. KG: AG Traumsein: HRA AAAA Pilit: Verlundbes Mitorielen Gmbii - AG Transstein: HRA 252 Sinblowch Aerosiulie Basielijand Gmbii - AG Transpon: HRB 3742 Gestheliahinver: Kaltanina Bid Polet Mayer (bipt - leg Gominer Public

Raffelsenbank Salesung register to bill. A-5070 Salesburg BLZ 150 FF - Konta 14 815 727 BBAT ATTS 7500 6000 1601 5707 SWIFT (BICL: RVSAAT2S

ze erfolgt nach den jeweiligen Produktforderungen. Determining

Salgaving Manchen Bank AG D-90131 München BLZ 791 706 00 - Kenen 1 100 067 404 BAN Delez 7012 0400 1 100 067 404 SWIFT (DIC) RVSADEMX

Zortifizieri nash DIN EN ISO 7001 190775 16949 - DIN EN ISO 12001 UST-IDNE, DE 128 974 418 ST-INE, FA BOL 105/150/91088

Fig. 152: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø18, Dehnkörperversuche)





Fan: +49 (0) 86 54/4 87-0 Fax: +49 (0) 86 54/4 87-9 68 stahlwerk@annahuette.com Stahlovers Annahurte Max Aicimir GinbH & Co. KG Werk 3+6 : D-03404 Ainming-Hammerau www.annahueite.com K 0010 Kunderhestellung für Customer order No. RWTH Institut for Massivbau No, de commande clien Schmeize Nr. Cest No. No. de Coules Mies-van-der-Rohe-Straße 1 D 52074 Aachen 568317 A0947 int. Nr. ZERTIFIKAT * CERTIFICATE * CERTIFICAT EN 10204 Abnahmeprüfzeugnis 1,1 Erzeugvistem Production Forme de preduit Ankerstahl rechtsg 0 22 5670 22,0 Antardeningen Requirements Exigences Werksnorm SAH Werkstoff Nr. Majorini No. Werkstoff 1,0870* E 5670 No. cle mainriau SCHMELZANALYSE % HEAT ANALYSIS ANALYSE DE COULEE SI 0,29 5 0,006 C Mn P 0,010 Cr Mo Ni W Cu 0,09 В Ti Nb N Co Sb As Te Ca н Ceq **2UGVERSUCH * TENSILE** TEST . ESSAI DE TRACTION Street greene Fe [84] ¹⁾ Yield load Limite elastique Suedigenze Hörsste Re [Nime*] 1 Fm [M] Vield strength Maximum Piche Nr. geordinista Z [%] Recisci, of area zassand mori and process and p Linte charge machara Resistance a to traction 868 13,2 11,1 TC 104 383,0 282 742 330 13,1 11,0 7,1 TC 113 382, D 282 742 331 871 12,8 10,9 382,0 284 Kerbschlagblegeversuch * NOTCHED BAR IMPACT TEST * ESSAI DE RESILIENCE Behandings- Piobs Nr. Prütemperatur *C.
zustand
Treatment cand. Specimen No. Test lemporature
Eist No. Temperature
de traitement d'eprouvette d'essuil North taughnuss Q Quer *Transve Tinvall de recilience Prütanforderungen (word nicht anders vereinbart): DIK EN ISO 6892 / DIN EN ISO 15593
Dieses Zeugnis wurde meischneid ersteldt. Für den Irchik ja Abnahmebesuttragier
Keitschleisbisgeverszeit. DIN EN 10043
1) Die Besilmmung der Streckgrenze erfolgt nach den jeweiligen Produktierdeutsgen. Determining of vield apzerding to product standards.

Kermsendigoselischen Griebt A.Co. HG. AG Traumstein HRA AAAS Prife Verbeitigen Einerstellen fembr. AG Traumstein HRB 252. Stellents Analische Gestellung Grieb - AG Trausstein- HRB 6742 Geschaftstellens Korkens Gest. Pener Huper. Opti Hrs. Gereiber Fichier Figiliteconbunk Salatoriq reg Girs on b. M A-5020 Salatowig BLZ 19000 - Mastri 12-019-137 GME-A119-2508 8000 - MAII 57:57 EWIFT RINGI, RVSAAT2'S Salzburg München Bank AD D-00331 Manchen BLZ 70 - 204 00 - Kento 1 100 de7 407 BANI, DEP 7012 0000 1105 067 404 SWIFT EBCI BYSADEMX

Zertifiziori noch DIN EN ISO 9007 ISO/TS 14749 - DIN EN ISO 14801 UST-IDIRE: DE 120 Y74 618 ST-NR: FA RGL 105/158/V1384

Fig. 153: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø22, Dehnkörperversuche)





					Aultrag Works No. do	enr. order No. commende	A	ж ос	110	Daion 1 Date Date	1,10.1	2
RWTH Ins	titut für	Massivbau			Kunden	bestellung für, er order No. commende client						
		-Straße 1			1					Schmelze Cmat No. No. de Co		T
D 5207	4 Aache	n			Int. No.	0		568332				
ERTIFIKAT	· CERTIF	CATE - CE	RTIFICAT EN 1	0204			Abnahi	eprůf:	eugnis	3.1		
Enteugnisleren Product form Forme de produit	Ankerst	ahl rechts	Ø 25 SE70					Dim	sessing malan malan	2	5,0	em
Anforderungen Requirements Exigences	Werkeno	rm SAH										
Werkstoff Materini Materino	B 8670				Werkst Materia No. de	of Mr. I No. 1.0870* majorioù						
SCHMELZA	NALYSE	% * HE	AT ANALYSIS	%	* ANA	LYSE DE	COULEE	%				
C 0,20	Si	0,28	Mn 1,41	P	0,010	S 0,015	Cr		Mo		NI	
Cu	Sn		At	V	0,09	В	Ti		Nb	1	W	
Co	Sb		As	Te		Ca	N		н		Ceq o	, 5
ZUGVERSU Behandungs- zustund Trautment cond. Esat de trolemant	CH * TE Probe Nr. Specimen No. No. d'aprouvate	Croes ecclium	Sirackgranza. Sireck	grenzo kum*] ⁴⁾ sbength	ACTION Hocustlest Fin [kN] Maximum fore charge maximum	Rm [N/mm²] / e Tensio strength & Resistance	5 W A10	ngulian E	ennung g/ [54] Jongstion Hangoment	Eruchems 2 [4] Reduct of Stricton Is explore		
TC	88	490,0	384 78	2	425	966	14,8 1	1,1,0	7.2			
TC	100	491.0	387 78		425	866	200	10,8	7,6			
TC Kerbschlagi Behandungs- zustend	112 Diegeversuck Prote Nr.	4 6 9 , 0 * NOTCHED Prohemperatur *i	277 76 BAR IMPACT TE C Probenform	ST · ES	*Longitudinal	853 ESILIENCE Kerbathlagark		11,4	#.O			
Trasiment cond. Eint de tratement	Spedmen No. No. d'eprouvelte	Test temperature Temperature d'essal		-	Transversell	Notch loughte						
Bemerkungen / Karatzeichnung Remerking Remerques / Marquege												

Grammani Egyptettschaft GmbH & Cr. KG AG Traunstern (UTA AAA) PUIG Verbaussam Phitorfolden GmbH AG Traunstern (UTB 25): Stateworth Amerikante Behringung GmbH AG Traunstern (UTB 0742 Guschaftschutern Kathavina Bis) Puter Migyar (basi shig Ganther Pelis Raille-centank Salabarg reg Gan at Last A-5020 Salaburg BLZ 250 BV (Kenta 14 015 737 IBAN: AT IV 3500 0000 0 AII) 5737 SWET (BICL) RVSAAT2S Salzbarg Mainthen Bank AG D-89331 Menchen EL,7 Tol 20x 60 Marte 1 108 bb7 4b ELAN, DEST 7012 BADI 1480 BA7 4b; SWIFT IBIG. BYSADEHN Zerullafort mich DIN EN ISD 900 ISD/TS 1874Y - DIN EN ISD 1480 UST-1016 DE 170 974 618 57-107 - FA DIG 105/150/1006

Fig. 154: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø25, Dehnkörperversuche)





						snr. order No. commercie	λ	X 0010	Dele Dele Dele	16.11.11	
RWTH Ins	titut für	Massivhau			Custom	bestellung Nr. er order No. commende diens					
Mies-van	-der-Rohe	-Straße 1							Schmei Cast No No, day	h	
D 5207	4 Aache	n			Int, Mr.			v 327322			
ERTIFIKAT	· CERTIF	ICATE . C	ERTIFICAT E	N 10204	-		Abnahr	eprûf zeugni:	3.1		_
Erzeugnisform Product form Forme de produit	Ankerst	ahl rechts	g Ø 35 5670	0				Abmessurg Dimension Dimension		35.0	com
Anfordenungen Requirements Exigences	Werkeno	rn SAN									
Westalf Material Materiau	Y 5670				Wested Materia No, de	M Nr. I No. 1.0870 maleriau	14				
SCHMELZA C 0,20	T	% * HE	Mn 2,51	SIS %	0,014	S 0,010	COULEE	% Mo		Ni	
Cu	Sn		Al	v	0,69	В	ΤI	Nb		w	
Co	Sb		As	Te	7	Ca	N.	н		Ceq	
ZUGVERSU Behandlangs- zustand Treatment cond. Etal de Imaerient TC	Prain Nr.		Streckgrenze S Fe (kN) 7 R Yield load Y Umite U	DE Treckgrenzet e (NAMP) 11 seld etrength mite estique	TRACTION Hochstast Fm (kN) Maximum ford charge maximum 812	Zugʻestigketi Rm (Nimm') o Terratis ubengih Resistance o is tracibe	A5 (%) A10 Elorgation Elor Allongement Allo	mang Debrung (%) Agr(%) egation Bongetion regement Albangemen	Z [%] Reduct Striction		4
TC	250	952,0	690	717	809	841		0,9 7,9			
тс	261	959,0	690	717	810	B42	100	1,0 7,5			
Kerteschlagt Behandungs- zustand Troutment sond. Eint de traisment	olegeversuci Prete Nr. Epecinan No. No. d'eprouvele	* NOTCHED Fro/lomperatur Temperature Temperature d'eccel		L Lin	ESSAI DE RI ga * Longilodina) gladinal er * Transversni navertal	ESILIENCE Kerbschlager Noteth laughr Travail da rei	vecc				
Bemmkungen / Kennzeichnung Reminike / Ident, mulking Remarques / Marquage		-						-			

Mammanh (potentichari) Genhii A.Co. Hii. AG Traunsheir - HEA AAAA. Prigi Ventaniska Malicretalpo Ondili / AG Traunsheise - HEO 252 Subspecie Andreautis Estelingung Grüßlir - AG Traunsheise - HEO 9742 Geschaftskahrer: Bistorina Eral - Peter Moyer - Diet -Ing. Gunther Pichler

Rationamides Solutions resident in 6.11 6.5020 Saturburg IR,2 52600 Manufil & 0.15 7.37 IRAH, ATTY 3508 IRBN 1401 5737 SWIET IRICH RYSAAT2S.

Salchung Minchen Bash AG D-03237 München BLZ 701 706 00 Hinns 1-100 067 486 BAN-DERT 7017 0600 1100 067 486 SWEET (INC). RVSAGEAR.

Zarukizieri nach DIN EN 150 910 150/TS 16969 - BIN EN 150 14001 UST-IDNR - DE 120 994 A1A ST-INR - FA BSL 105/150/1130)

Fig. 155: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø35, Dehnkörperversuche)





			1	Actingset. Yearles order No. No. do commande	Α.	X 0010	Datum 5.09.12 Date Otte	
RWIN Instit	tut für Mansivba	M.		Kunderbestetung Nr. Customer order No. No. de communité diese				
Mies-van-de	er-Robe-Straße l		- 1				Screenier fer, Cast No. No. de Coules	
D 52074	Aachen			Int. Nr.		568326		
RTIFIKAT .	CERTIFICATE .	CERTIFICAT EN	0204		Abnahm	eprüfzmugnis	1.1	
recugnisform rocked form come de prodet	Ankerstahl recht	8g @ 25 5670				Atmissibility Dimension Dimension	25,0 mm	
Anterdarungan g Requirements Exigencia	Werksnorm SAR							
Welksloff	E 8670			Werkstoff Nr. Material No. 1,087 No. co-materiau	ò•			
SCHMELZANA	LYSE % *)	HEAT ANALYSIS	% .	ANALYSE DE	COULEE	%	1.	
C 0,19	Si 0,26	Mn 1,42	P D	013 S 0,021	Cr	Mo	NI	
Cu	Sn	Al	V 0	09 B	TI	Nb	W	
Co	Sb	As	Te	Ca	N	н	Ceq	
Behandlungs Ph zortend Treatment cond. Sp Etm. Me	nos Nr. Queraciente ormi recimen No. Cenas socios	Streckgrown Street	inent Fm strangth Miss strangth strangth	Pullast Zuglestigken [N] Rm[Nimm] Imum force Tensie strengti	1.00	nung Delmung (%) Agi [%] guillen Elengation gement Allongement	finishe nathraning Z (N) Roduct, of arms Society Is ruplane	
	63 486,0	383 78	3 23		1.973	0,8 5,0		
-17	76 489,0 83 490.0	368 74 368 74				1,6 7,6 1,6 7,6		
Kerbschlagbio Behandlings- Pr amend Trailment cond. Sc	geversuch * NOTCH	ED BAR IMPACT TO		I DE RESILIENCE nglasina" Kerbashian Notan louge	netract			
Ejet No de trailement d'e	a Temperature epipuwate disasai	d eprouvette	Transvers		endantra.			
Barnerkungen / Kennzeichnung								
Remarks / intent investing Remarques / Morquege								

Hummondigesclos halfi Ontall & Co. RB. AG Transman. 1994 Avai. Felfi, verhanden Hillerfeden Britist. AG Transmann. HIRO 252. Spekensk Ansaholde Steistigung Smith. AG Transmann. 1998 8742. Bastnah Christin Pathalia Gibl. Patri Medit. Panish portlank Salaburg rag San er S.H. A-5020 Salaburg St.2 290 GH Horsto 14 015 727 ISBAN, A179 3500 0016 1401 5737. SWIET ISBO, 6VSAAT2S

Subdamy Marchen Batta ME D.98331 Marchen BLZ 711 205 981 Marco 1 198 937 404 ISAN, DEG2-2012 N.90.1 IOM/857 404 SWIFT BIGL FINSADEMX ZETITOTION THE DIT EN 150 (200) INDICE 14945 - DIT EN ISO (200) BIN EN ISO SOBRE USTITOTIS DE 12875/6/418 STAME (FA DITL 165/158/1188)

Fig. 156: 3.1-Werkszeugnis hochfeste Bewehrung S 670 (Ø25, Balkenversuche)



12.2 Pull-Outversuche

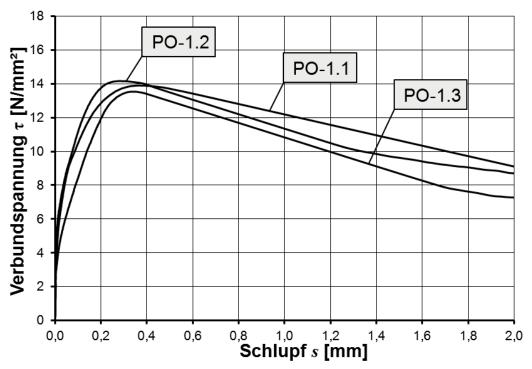


Fig. 157: PO-1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

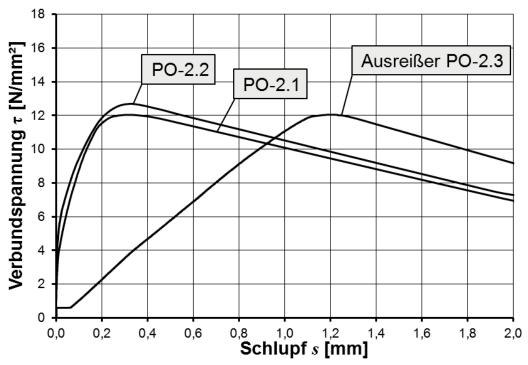


Fig. 158: PO-2 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:



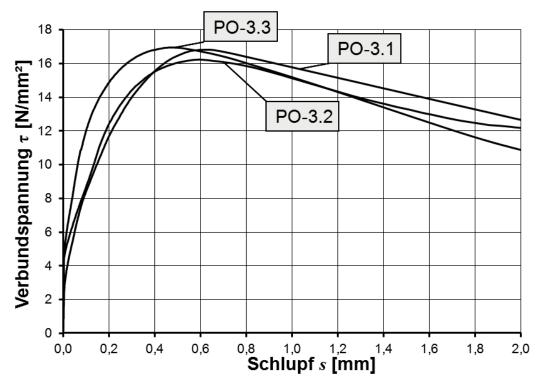


Fig. 159: PO-3 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

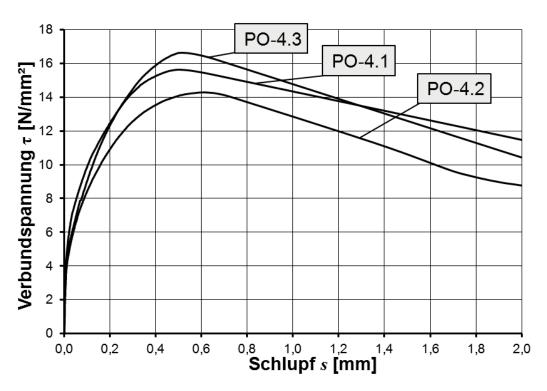


Fig. 160: PO-4 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:



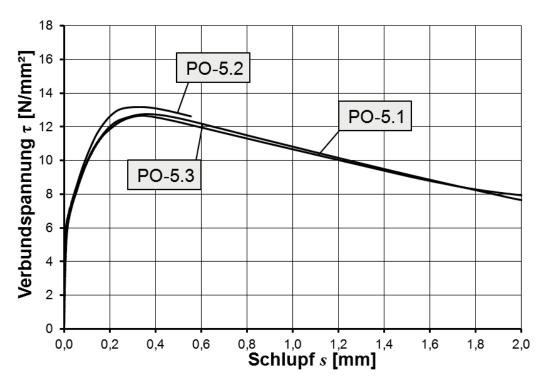


Fig. 161: PO-5 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

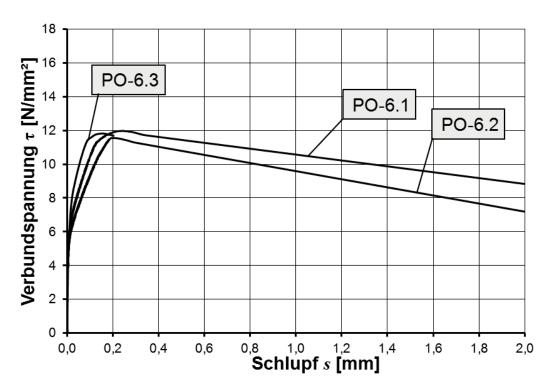


Fig. 162: PO-6 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:



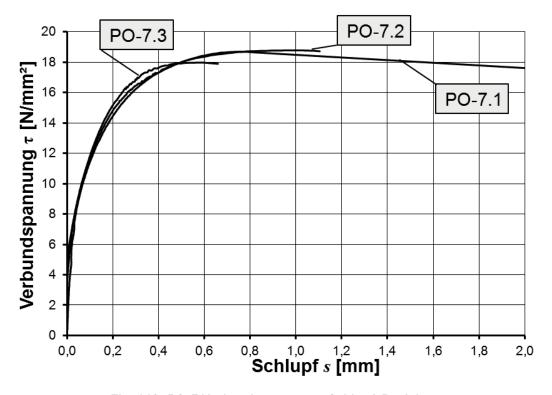


Fig. 163: PO-7 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

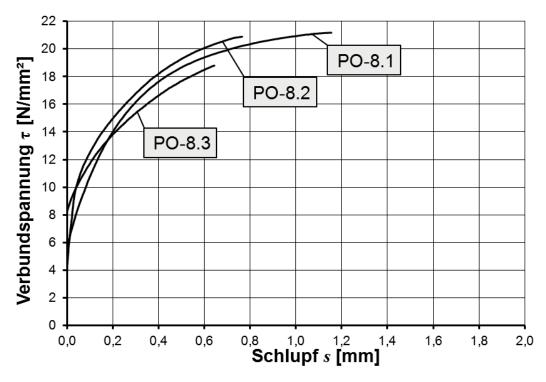


Fig. 164: PO-8 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:



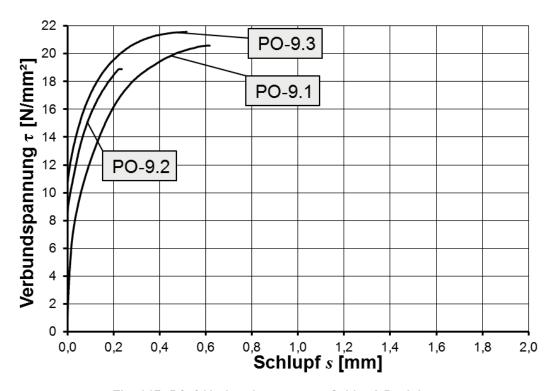


Fig. 165: PO-9 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

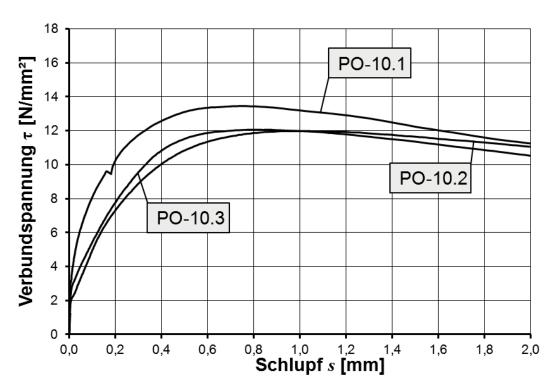


Fig. 166: PO-10 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:



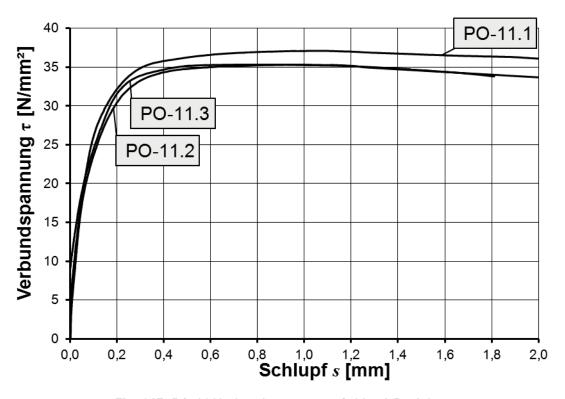


Fig. 167: PO-11 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

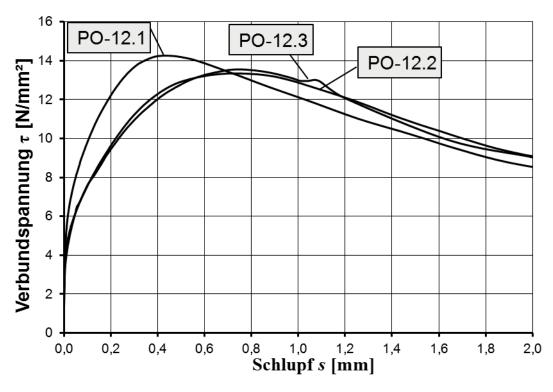


Fig. 168: PO-12 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:



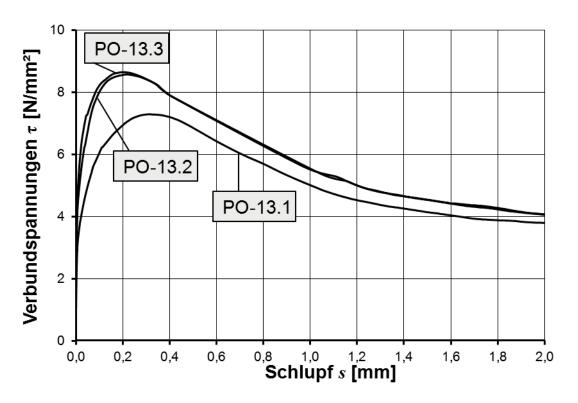


Fig. 169: PO-13 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

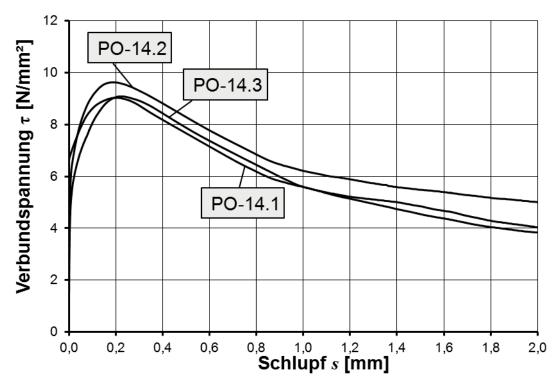


Fig. 170: PO-14 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:



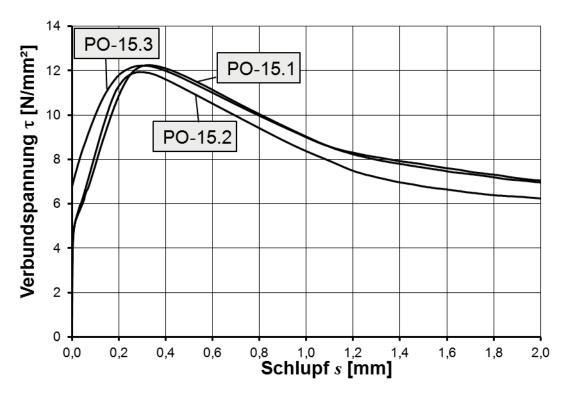


Fig. 171: PO-15 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

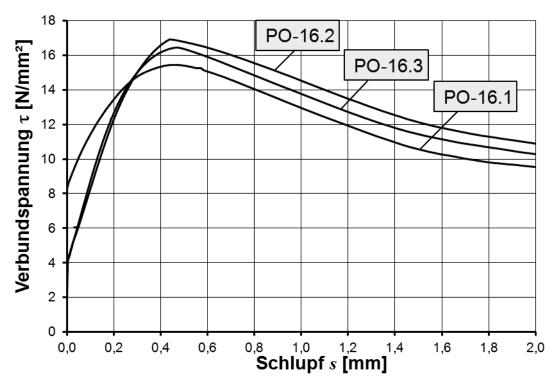


Fig. 172: PO-16 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:



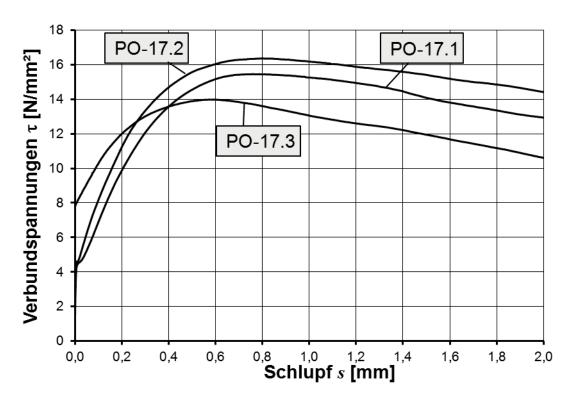


Fig. 173: PO-17 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

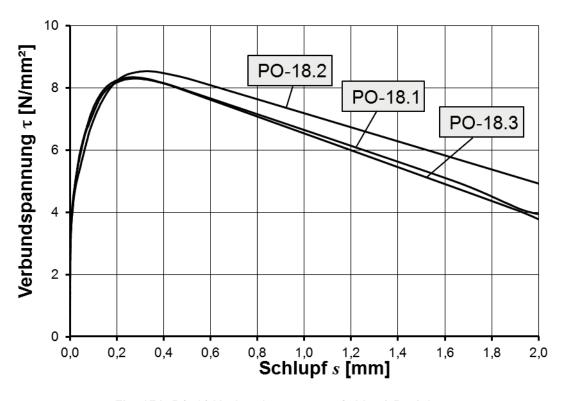


Fig. 174: PO-18 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:



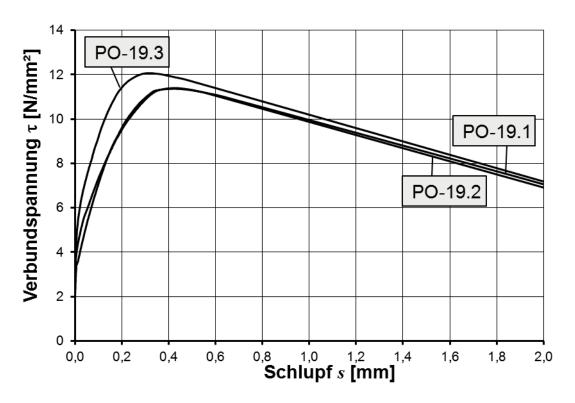


Fig. 175: PO-19 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

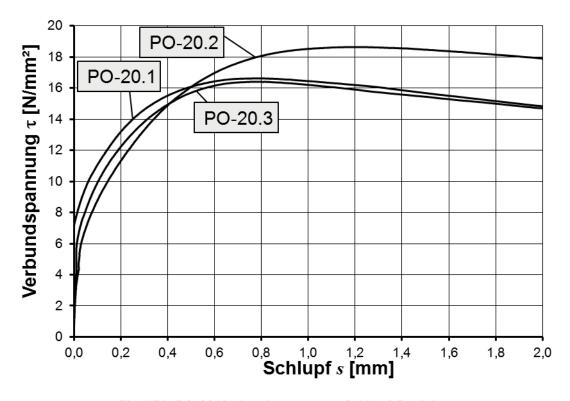


Fig. 176: PO-20 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:



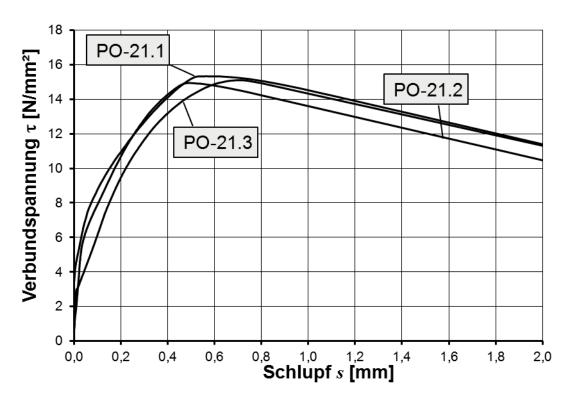


Fig. 177: PO-21 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

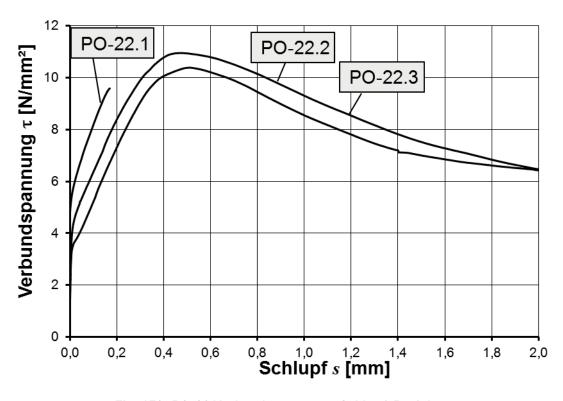


Fig. 178: PO-22 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:



Nach dem Pullout-Versuch gemessene Rissbreiten

Varauah	Versagen	Rissbreite	Mittelwert	Versueh	Versagen	Rissbreite	Mittelwert
Versuch	[-]	[mm]	[mm]	Versuch	[-]	[mm]	[mm]
P0-1.1	S	0,20		P0-12.1	S		
P0-1.2	S	0,10	0,15	P0-12.2	S		0,10
P0-1.3	S	0,15		P0-12.3	S	0,10	
P0-2.1	S	0,35		P0-13.1	S	0,60	
P0-2.2	S	0,35	0,32	P0-13.2	S	0,70	0,60
P0-2.3	S	0,25		P0-13.3	S	0,50	
P0-3.1	S	0,10		P0-14.1	S	1,20	
P0-3.2	S	0,10	0,10	P0-14.2	S	0,30	0,63
P0-3.3	S	0,10		P0-14.3	S	0,40	
P0-4.1	S	0,10		PO-15.1	S	0,20	
P0-4.2	S	0,10	0,10	PO-15.2	S	0,20	0,18
P0-4.3	S	0,10		PO-15.3	S	0,15	
P0-5.1	S	0,10		P0-16.1	S	0,10	
P0-5.2	S	0,25	0,20	PO-16.2	S	0,10	0,10
P0-5.3	S	0,25		PO-16.3	S	0,10	
P0-6.1	S	0,50		P0-17.1	V	-	
P0-6.2	S	0,60	0,55	P0-17.2	V	-	-
P0-6.3	S*	-		P0-17.3	V	-	
P0-7.1	S	1,60		P0-18.1	S	1,40	
P0-7.2	S	0,75	1,12	PO-18.2	S	1,40	1,53
P0-7.3	S	1,00		P0-18.3	S	1,80	
P0-8.1	S*	-		P0-19.1	S	0,90	
P0-8.2	S*	-	-	PO-19.2	S	0,80	0,87
P0-8.3	S*	-		P0-19.3	S	0,90	
P0-9.1	S*	-		P0-20.1	V	-	
PO-9.2	S*	-	2,00	P0-20.2	V	-	-
P0-9.3	S	2,00		P0-20.3	V		
P0-10.1	V	-		P0-21.1	S	0,25	
P0-10.2	V	-	-	P0-21.2	S	0,20	0,25
P0-10.3	V	-		P0-21.3	S	0,30	
P0-11.1	S	0,35		P0-22.1	S		
P0-11.2	S*	-	0,35	P0-22.2	S	0,50	0,60
P0-11.3	S	0,35		P0-22.3	S	0,70	

S Spaltversagen

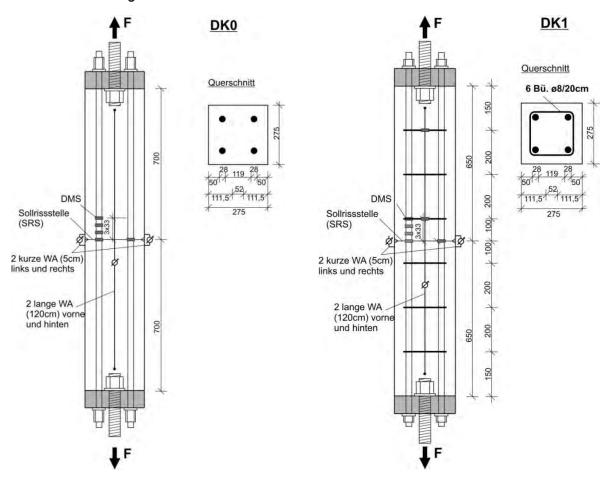
S* Sprengversagen

V Verbundversagen

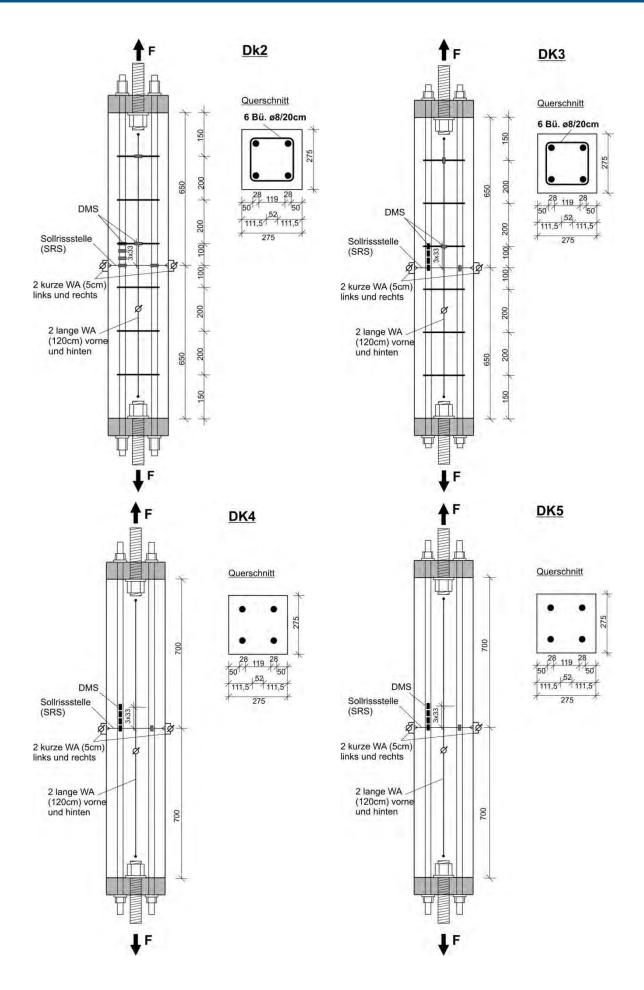


12.3 Anhang Dehnkörperversuche

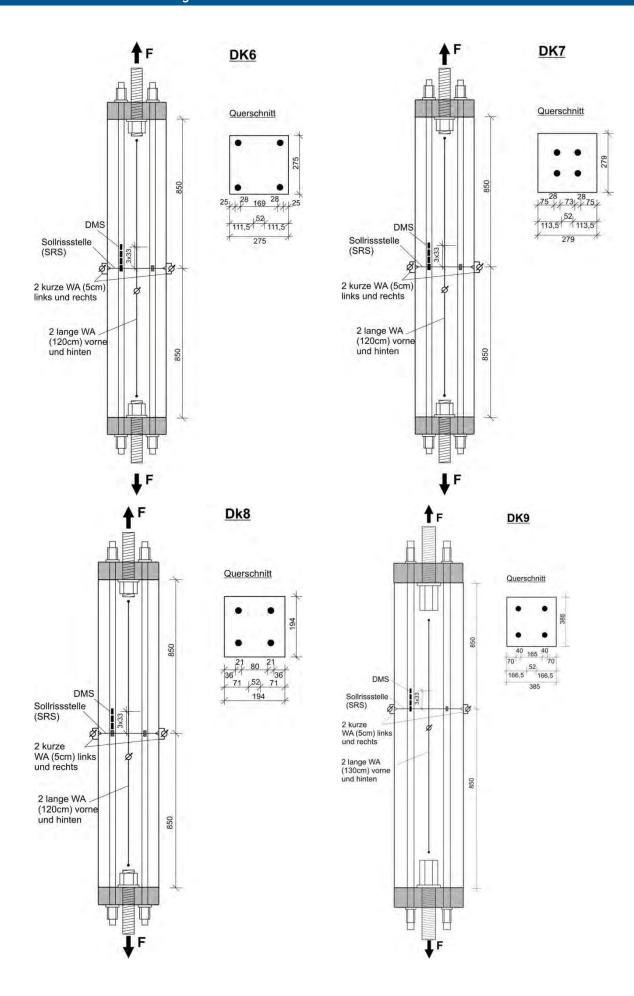
12.3.1 Zeichnungen



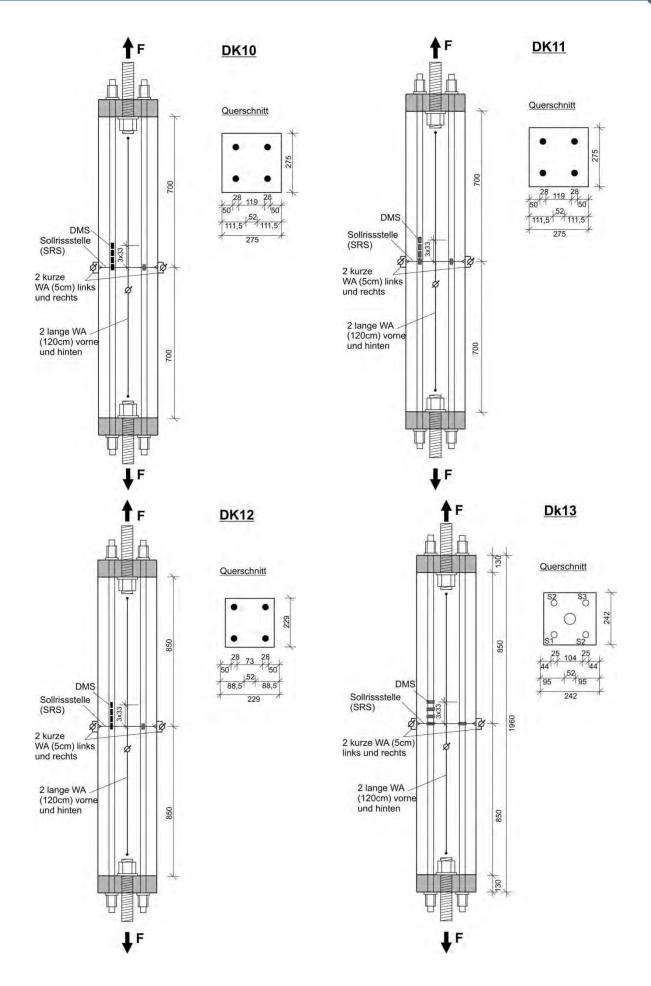










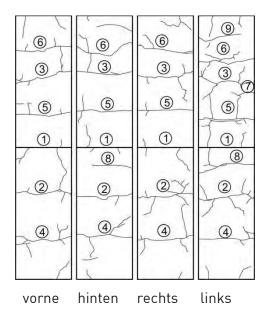




12.3.2 Rissbilder

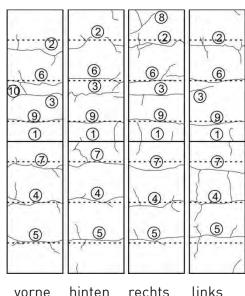
DK-0

Rissbilder:



DK-1

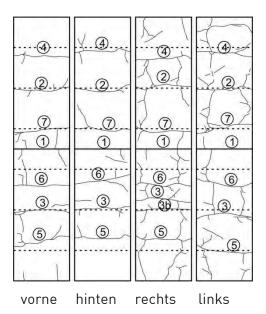
Rissbilder:



vorne hinten rechts links

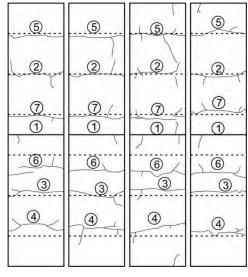
DK-2

Rissbilder:



DK-3

Rissbilder:

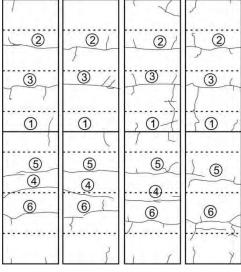


vorne hinten rechts links



DK-4

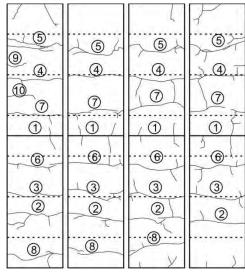
Rissbilder:



vorne hinten rechts links

DK-5

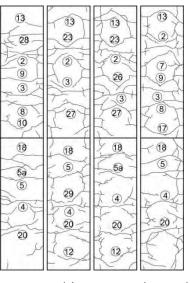
Rissbilder:



vorne hinten rechts links

DK-6

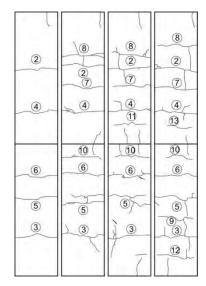
Rissbilder:



vorne hinten rechts links

DK-7

Rissbilder:

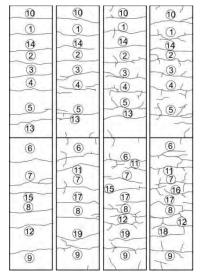


vorne hinten rechts links



DK-8

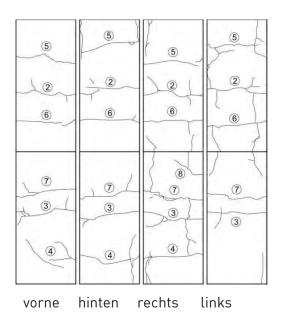
Rissbilder:



vorne hinten rechts links

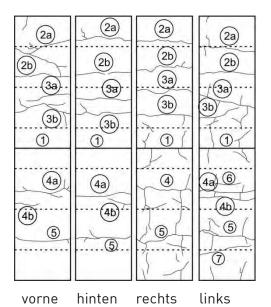
DK-9

Rissbilder:



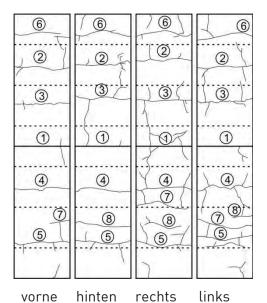
DK-10

Rissbilder:



DK-11

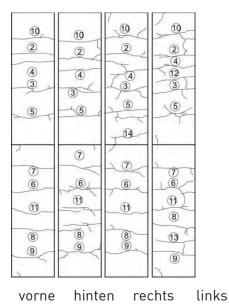
Rissbilder:





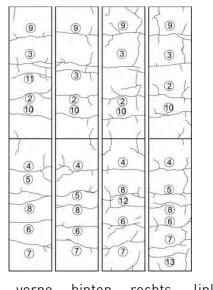
DK-12

Rissbilder:



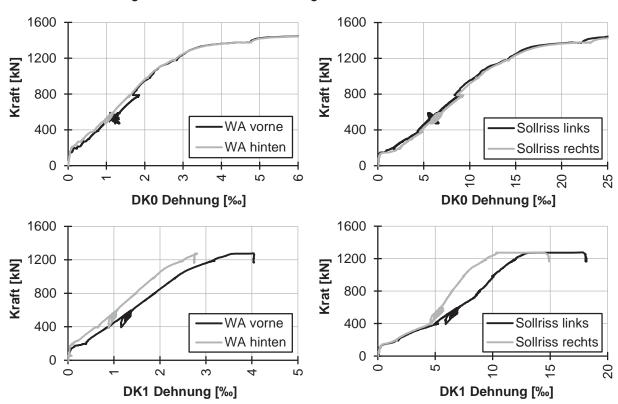
DK-13

Rissbilder:

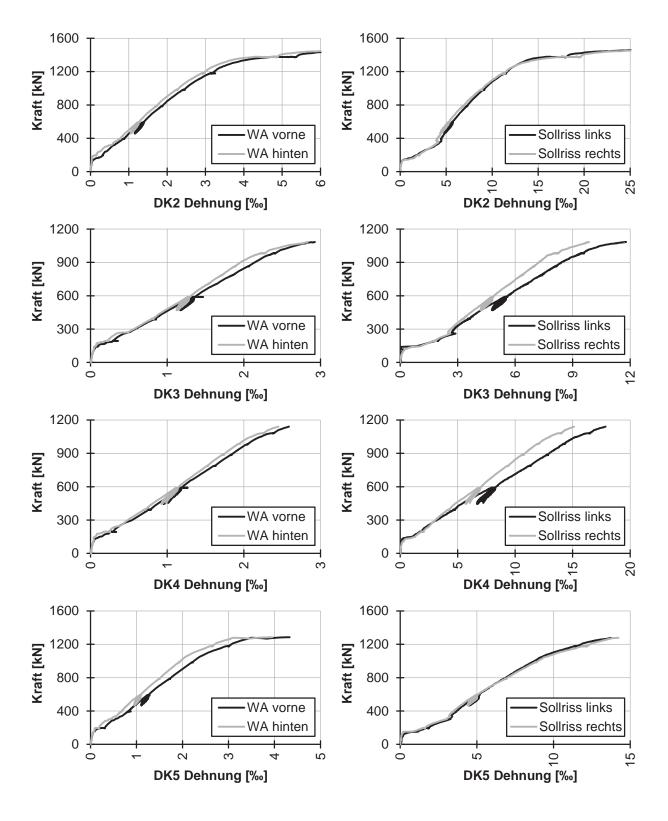


links hinten rechts vorne

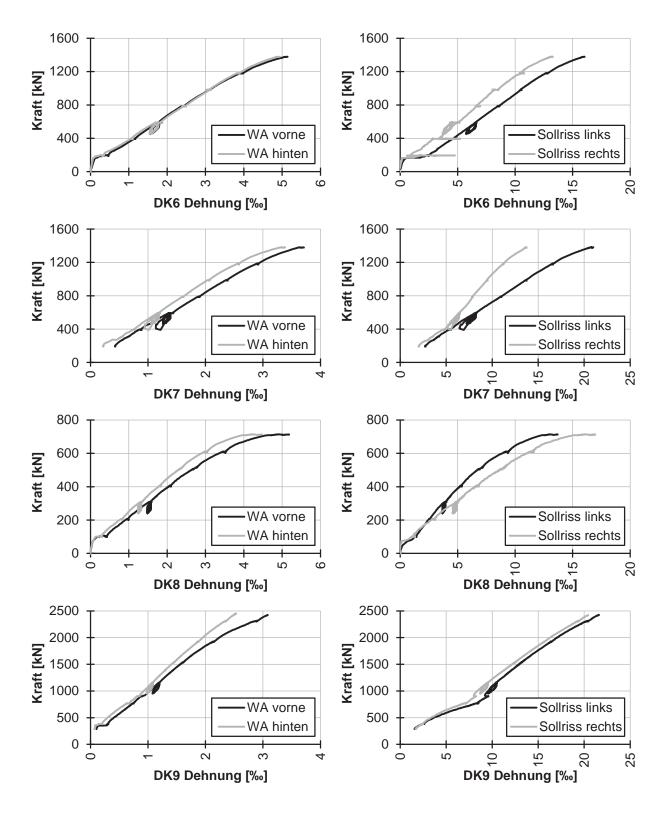
12.3.3 Verformung während der Belastung



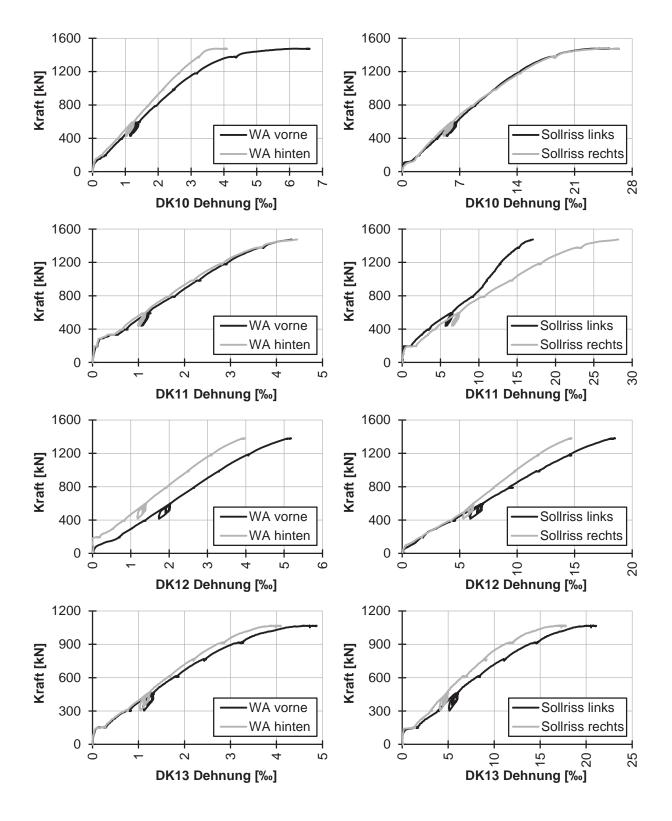














12.3.4 Rissbreiten und Rissabstände

Versuch	F	[kN]	196	393	589	589	786	932	1178	1375
	g	[N/mm²]	100	200	300	300	400	500	600	700
	a _m	[cm]	24,40	19,78	17,82	17,82	17,82	17,82	17,09	17,09
	a _{max}	[cm]	25,30	25,30	25,30	25,30	25,30	25,30	25,30	25,30
DK-0	a _{min}	[cm]	23,20	14,10	8,60	8,60	8,60	8,60	8,20	8,20
DIX-0	W _m	[mm]	0,09	0,10	0,15	0,16	0,20	0,19	0,42	0,67
	W _{max}	[mm]	0,10	0,15	0,20	0,20	0,30	0,35	0,65	1,00
	W _{95%}	[mm]	0,10	0,14	0,20	0,20	0,27	0,31	0,62	0,97
	F	[kN]	196	393	589	589	786	932	1178	1280
	g	[N/mm²]	100	200	300	300	400	500	600	650
	a _m	[cm]	24,96	18,67	14,51	14,51	13,93	13,93	13,93	13,93
	a _{max}	[cm]	33,50	26,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00
DK-1	a _{min}	[cm]	18,50	7,50	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
DIC 1	W _m	[mm]	0,05	0,09	0,12	0,12	0,16	0,18	0,25	0,30
	W _{max}	[mm]	0,05	0,15	0,20	0,20	0,30	0,35	0,50	0,60
	W 95%	[mm]	0,05	0,12	0,16	0,17	0,23	0,30	0,39	0,47
	F	[kN]	196	393	589	589	786	932	1178	1375
	g	[N/mm²]	100	200	300	300	400	500	600	700
	a _m	[cm]	29,51	15,45	15,45	15,45	15,45	15,45	15,45	15,45
	a _{max}	[cm]	30,90	22,40	22,40	22,40	22,40	22,40	22,40	22,40
DK-2	a _{min}	[cm]	28,50	8,50	8,50	8,50	8,50	8,50	8,50	8,50
DIV 2	W _m	[mm]	0,05	0,08	0,13	0,12	0,20	0,28	0,40	0,68
	W _{max}	[mm]	0,05	0,15	0,20	0,20	0,30	0,40	0,65	0,95
	W _{95%}	[mm]	0,05	0,11	0,17	0,16	0,25	0,33	0,52	0,86
	F	[kN]	196	393	589	589	786	885,00	981,00	1080,00
	g	[N/mm²]	100	200	300	300	400	450	500	550
	a _m	[cm]	25,08	15,83	15,83	15,83	15,83		15,83	15,83
	a _{max}	[cm]	33,00	23,50	23,50	23,50	23,50	23,50	23,50	23,50
DK-3	a _{min}	[cm]	12,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50
5.0	W _m	[mm]	0,05	0,07	0,11	0,12	0,17	0,21	0,24	0,31
	W _{max}	[mm]	0,05	0,10	0,20	0,20	0,35	0,40	0,50	0,60
	W _{95%}	[mm]	0,05	0,09	0,15	0,15	0,23	0,27	0,33	0,40



	F	[kN]	196	393	589	589	786	884,00	981,00	1080,00
	đ	[N/mm²]	100	200	300	300	400	450	500	550
	a _m	[cm]	22,85	17,11	17,11	17,11	17,11	17,11	17,11	17,11
	a _{max}	[cm]	31,00	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00
DK-4	a _{min}	[cm]	15,50	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00
DN-4	Wm	[mm]	0,05	0,09	0,15	0,17	0,21	0,25	0,29	0,33
	W _{max}	[mm]	0,05	0,15	0,25	0,25	0,35	0,40	0,45	0,50
	W _{95%}	[mm]	0,05	0,12	0,20	0,21	0,29	0,33	0,37	0,42
	F	[kN]	196	393	589	589	786	982	1178	1280
	đ	[N/mm²]	100	200	300	300	400	500	600	700
	a _m	[cm]	23,02	14,28	14,36	14,36	14,36	14,31	14,48	14,48
	a _{max}	[cm]	30,50	17,00	17,50	17,50	17,50	17,50	18,00	18,00
DK-5	a _{min}	[cm]	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00
DIV-3	W _m	[mm]	0,05	0,06	0,10	0,10	0,14	0,19	0,25	0,64
	W _{max}	[mm]	0,05	0,10	0,20	0,15	0,20	0,25	0,35	1,80
	W _{95%}	[mm]	0,05	0,08	0,14	0,14	0,18	0,22	0,33	1,30
	F	[kN]	196	393	589	589	786	932	1178	1375
	đ	[N/mm²]	100	200	300	300	400	500	600	700
	a _m	[cm]	23,59	15,93	15,93	13,63	13,63	13,54	13,54	
	a _{max}	[cm]	41,50	30,00	30,00	27,00	27,00	27,00	27,00	
DK-6	a _{min}	[cm]	4,00	3,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
DIV 0	W _m	[mm]	0,04	0,05	0,08	0,08	0,10	0,20	0,26	
	W _{max}	[mm]	0,50	0,20	0,35	0,35	0,35	0,55	0,65	
	W _{95%}	[mm]	0,13	0,12	0,20	0,22	0,25	0,40	0,50	
	F	[kN]	196	393	589	589	786	932	1178	1375
	đ	[N/mm²]	100	200	300	300	400	500	600	700
	a _m	[cm]	30,20	20,48	17,32	17,75	16,80	15,85	15,85	15,53
	a _{max}	[cm]	59,90	35,70	28,70	28,70	28,70	28,70	28,70	28,70
DK-7	a _{min}	[cm]	19,30	12,00	7,10	7,10	7,10	7,10	7,10	7,10
	W _m	[mm]	0,07	0,14	0,21	0,20	0,28	0,33	0,43	0,53
	W _{max}	[mm]	0,15	0,35	0,55	0,60	0,80	1,00	1,25	1,50
	W _{95%}	[mm]	0,09	0,21	0,33	0,33	0,46	0,58	0,73	0,92



	F	[kN]	102,00	204,00	305,00	305,00	407,00	509,00	611,00	713,00
	g	[N/mm²]	100	200	300	300	400	500	600	700
	a _m	[cm]	18,43	13,94	11,90	11,90	11,28	10,97	10,54	10,16
	a _{max}	[cm]	30,60	26,40	26,40	26,40	26,40	26,40	19,80	17,20
DK-8	a _{min}	[cm]	8,70	5,50	5,50	5,50	5,10	5,10	5,10	3,90
DIC 0	W _m	[mm]	0,02	0,05	0,08	0,08	0,13	0,18	0,24	0,35
	W _{max}	[mm]	0,10	0,15	0,20	0,20	0,30	0,45	0,50	0,80
	W _{95%}	[mm]	0,04	0,09	0,16	0,14	0,24	0,30	0,40	0,58
	F	[kN]	385,00	770,00	1155,00	1155,00	1539,00	1924,00	2309,00	
	g	[N/mm²]	100	200	300	300	400	500	600	
	a _m	[cm]	38,11	35,89	21,36	21,36	21,36	21,43	20,58	
	a _{max}	[cm]	44,70	44,70	31,90	31,90	31,90	31,90	29,60	
DK-9	a _{min}	[cm]	30,30	25,10	10,80	10,80	10,80	10,80	10,00	
	W _m	[mm]	0,07	0,20	0,18	0,18	0,27	0,38	0,43	
	W _{max}	[mm]	0,15	0,30	0,40	0,40	0,55	0,70	0,90	
	W _{95%}	[mm]	0,08	0,25	0,32	0,32	0,41	0,57	0,68	
	F	[kN]	196	393	589	589	786	932	1178	1375
	g	[N/mm²]	100	200	300	300	400	500	600	700
	a _m	[cm]	24,19	16,94	16,94	16,94	16,94	16,94	15,78	15,78
	a _{max}	[cm]	36,00	27,00	27,00	27,00	27,00	27,00	27,00	27,00
DK-10	a _{min}	[cm]	18,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
DIX 10	W _m	[mm]	0,07	0,13	0,17	0,18	0,28	0,38	0,44	0,52
	W _{max}	[mm]	0,10	0,25	0,35	0,35	0,60	0,75	0,75	0,85
	W _{95%}	[mm]	0,09	0,18	0,26	0,27	0,43	0,57	0,66	0,74
	F	[kN]	196	393	589	589	786	932	1178	1375
	g	[N/mm²]	100	200	300	300	400	500	600	700
	a _m	[cm]		21,44	21,44	20,18	17,66	17,66	17,66	17,66
	a _{max}	[cm]		27,00	27,00	27,00	26,00	26,00	26,00	26,00
DK-11	a _{min}	[cm]		16,00	16,00	13,00	6,50	6,50	6,50	6,50
	W _m	[mm]		0,13	0,21	0,21	0,24	0,30	0,40	0,51
	W _{max}	[mm]		0,20	0,35	0,35	0,45	0,60	0,70	0,95
	W _{95%}	[mm]		0,16	0,27	0,26	0,37	0,47	0,60	0,76



	Г	[IAAI]	10/	202	EOO	EOO	70/	022	1170	1075
	F	[kN]	196	393	589	589	786	932	1178	1375
	g	[N/mm ²]	100	200	300	300	400	500	600	700
	a _m	[cm]	20,08	14,25	14,25	14,25	13,92	13,65	13,32	13,32
	a _{max}	[cm]	32,50	21,60	21,60	21,60	21,60	21,60	19,60	19,60
DK-12	a _{min}	[cm]	6,10	6,10	6,10	6,10	6,10	6,10	5,30	5,30
DIX 12	W _m	[mm]	0,03	0,07	0,12	0,13	0,18	0,24	0,30	0,40
	W _{max}	[mm]	0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,50	0,55	0,75
	W _{95%}	[mm]	0,05	0,11	0,18	0,20	0,27	0,35	0,42	0,59
	F	[kN]	152,00	304,00	465,00	465,00	608,00	760,00	912,00	1064,00
	g	[N/mm²]	100	200	300	300	400	500	600	700
	a _m	[cm]	20,06	15,45	15,45	15,00	15,00	14,44	14,44	14,22
	a _{max}	[cm]	47,80	21,10	21,10	20,90	20,90	20,90	20,90	20,90
DK-13	a _{min}	[cm]	5,20	5,20	5,20	5,20	5,20	5,20	5,20	5,20
210	W _m	[mm]	0,02	0,06	0,11	0,13	0,20	0,25	0,40	0,53
	W _{max}	[mm]	0,05	0,20	0,30	0,35	0,40	0,50	0,85	1,00
	W _{95%}	[mm]	0,03	0,10	0,19	0,21	0,30	0,38	0,61	0,79



12.4 Anhang Biegeversuche

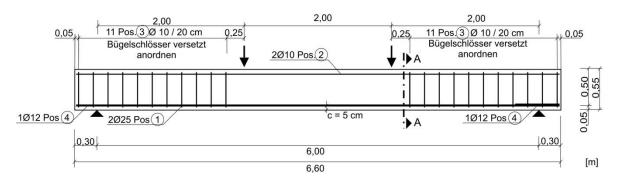
12.4.1 Rissbreiten und Rissabstände

Versuch		100	200	300	400	500	600
		N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
	a _m	42,8	20,7	17,9	17,9	15,8	15,8
D 1	W _m	0,03	0,10	0,17	0,23	0,31	0,38
B-1	W _{max}	0,05	0,20	0,30	0,45	0,60	0,65
	W ₉₅	0,03	0,18	0,29	0,40	0,53	0,63
	a _m	15,9	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9
B-2	W _m	0,04	0,09	0,14	0,19	0,23	0,29
D-Z	W _{max}	0,15	0,25	0,35	0,50	0,60	0,60
	W ₉₅	0,11	0,20	0,28	0,40	0,46	0,54
	a _m	27,8	14,4	13,9	13,9	13,9	13,9
B-3	W _m	0,05	0,09	0,15	0,22	0,25	0,30
D-3	W _{max}	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
	W ₉₅	0,08	0,20	0,28	0,37	0,44	0,58
	a _m	23,3	18,3	17,4	17,4	17,4	
D /	W _m	0,08	0,15	0,20	0,27	0,32	
B-4	W _{max}	0,10	0,30	0,40	0,60	0,70	
	W ₉₅	0,10	0,28	0,37	0,60	0,67	

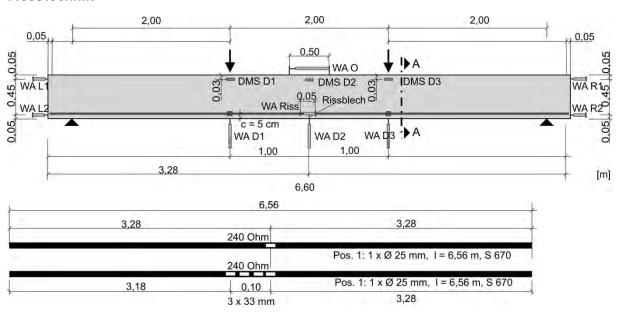


12.4.2 Versuch BBR-B1

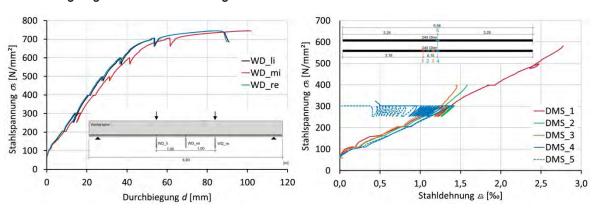
Bewehrungsplan



Messtechnik

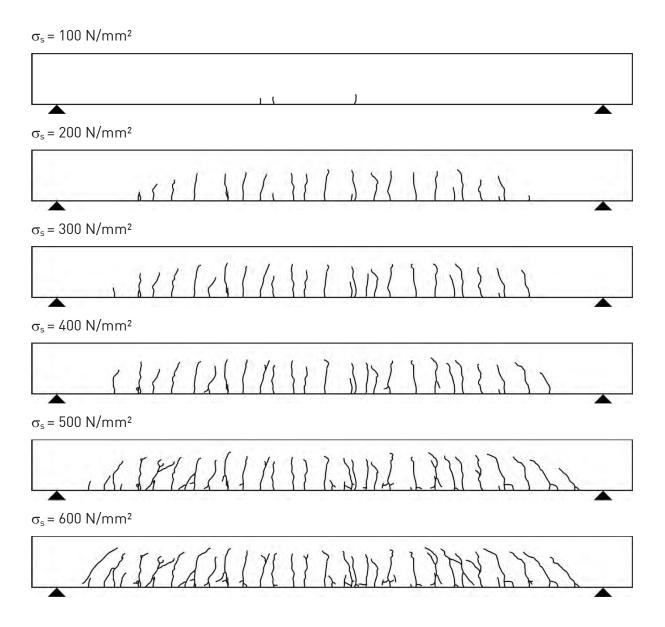


Durchbiegung und Stahldehnung



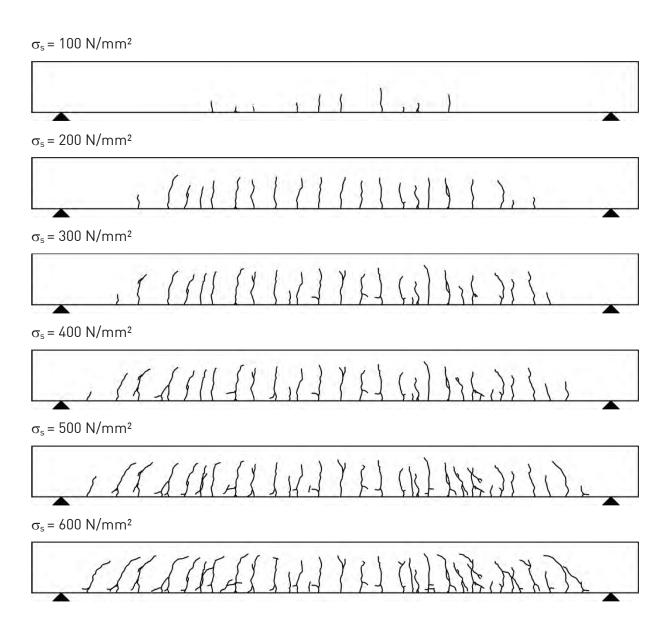


Rissbilder (Vorderseite)





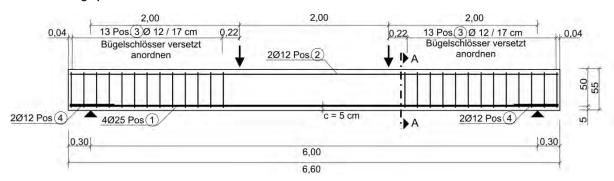
Rissbilder (Rückseite)



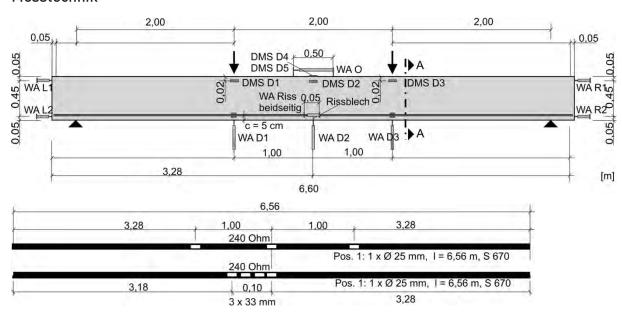


12.4.3 Versuch BBR-B2

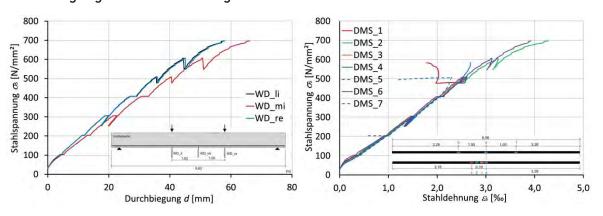
Bewehrungsplan



Messtechnik

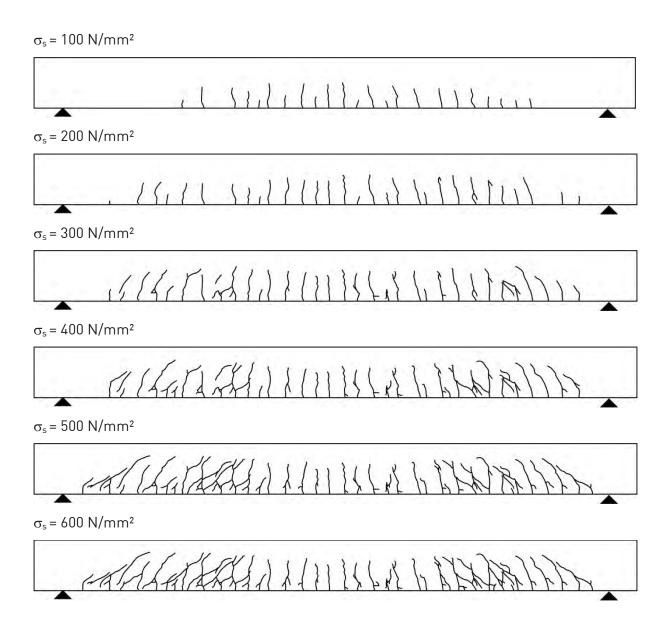


Durchbiegung und Stahldehnung



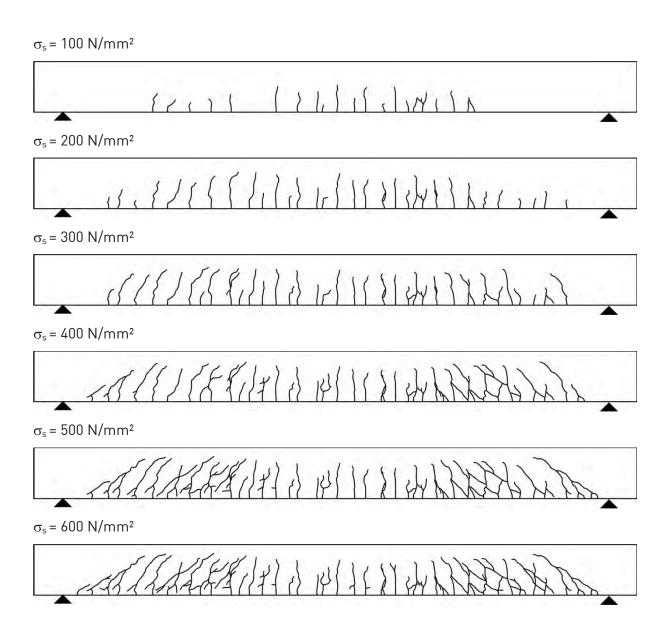


Rissbilder (Vorderseite)





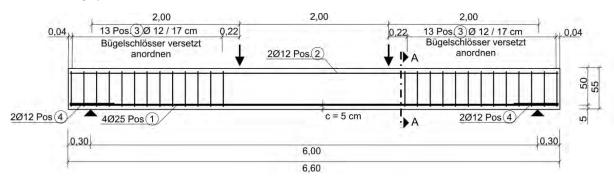
Rissbilder (Rückseite)



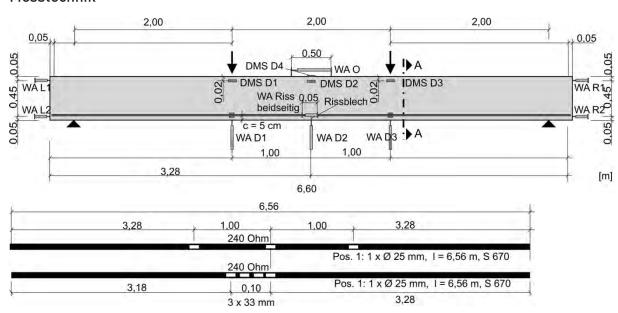


12.4.4 Versuch BBR-B3

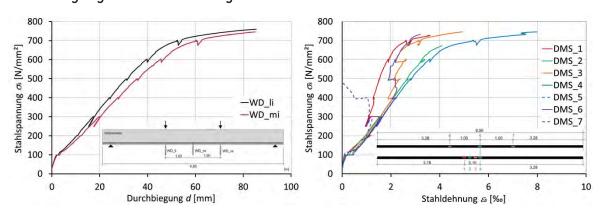
Bewehrungsplan



Messtechnik

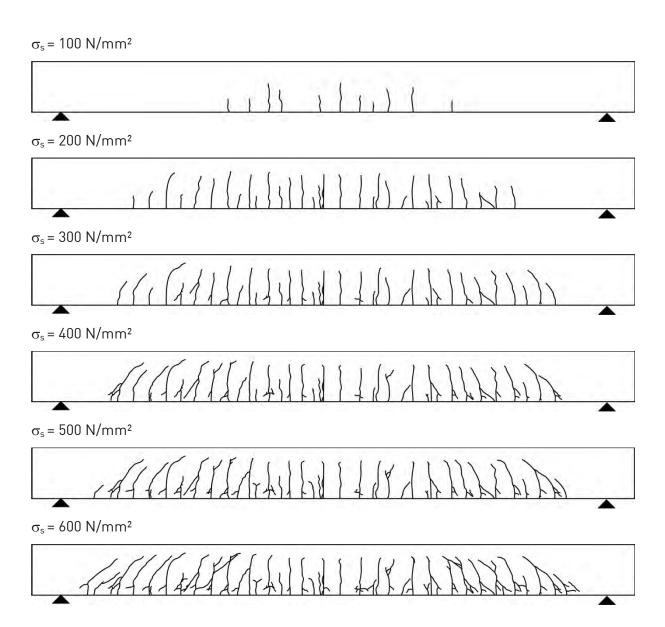


Durchbiegung und Stahldehnung



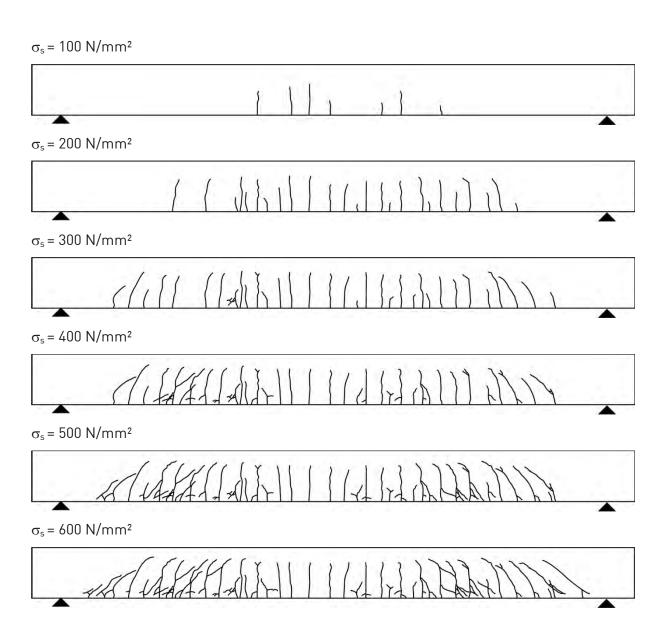


Rissbilder (Vorderseite)





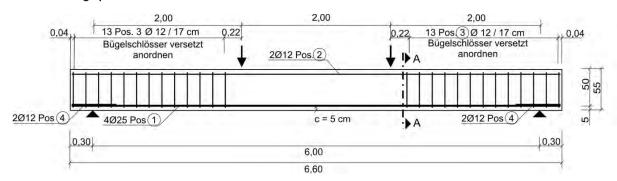
Rissbilder (Rückseite)



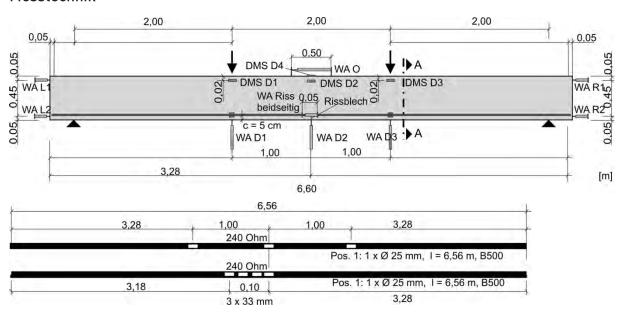


12.4.5 Versuch BBR-B4

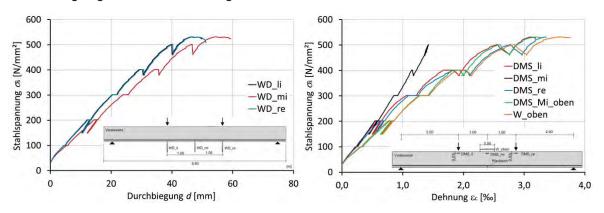
Bewehrungsplan



Messtechnik

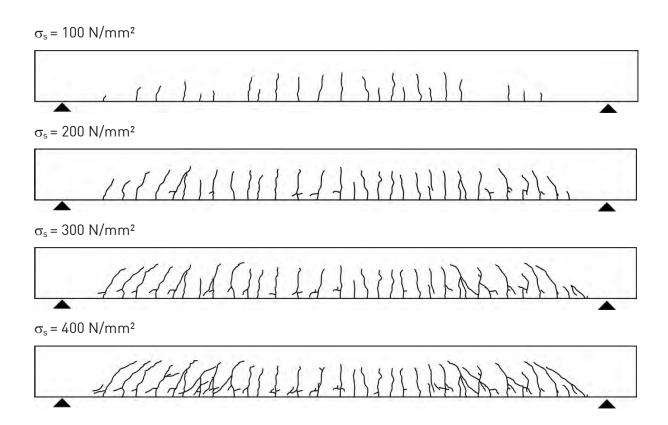


Durchbiegung und Stahldehnung





Rissbilder (Vorderseite)





Rissbilder (Rückseite)

