

Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteilebalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung

von

Jens Peter Grunert

Heft 194

BRAUNSCHWEIG

2006



UB Braunschweig

84



2864-845-7

EA N 601

2864-845-1

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN



Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteilebalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung

von

Jens Peter Grunert

Heft 194

BRAUNSCHWEIG

2006

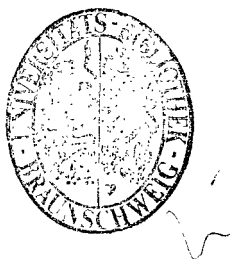
ISBN-10: 3-89288-176-6

ISBN-13: 978-3-89288-176-6

ISSN 1439-3875

Von der Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften der
Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig zur Erlangung des
Grades eines Dr.-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte Dissertation

Eingereicht am: 30.08.2006
Mündliche Prüfung am: 24.11.2006
1. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. H. Falkner
2. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. T. Ummenhofer



Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

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

Bibliographic information published by the Deutsche Nationalbibliothek

The Deutsche Nationalbibliothek lists this publication in the Deutsche Nationalbibliografie; detailed bibliographic data are available in the Internet at <http://dnb.d-nb.de>.

Information bibliographique de la Deutsche Nationalbibliothek

La Deutsche Nationalbibliothek a répertorié cette publication dans la Deutsche Nationalbibliografie; les données bibliographiques détaillées peuvent être consultées sur Internet à l'adresse <http://dnb.d-nb.de>.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Horst Falkner. Ihm möchte ich für die Übertragung interessanter Aufgaben in Lehre und Forschung, für die Anregung zu dieser Arbeit sowie für die stets entgegengebrachte Unterstützung und das Vertrauen danken. Außerdem gilt ihm mein Dank für die Übernahme der Berichterstattung.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummerhofer gilt mein besonderer Dank dafür, dass er in äußerst kurzer Zeit, trotz anderer Verpflichtungen, die Mitberichterstattung übernommen hat. Weiterhin danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Ferdinand S. Rostásy für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und die interessanten Gespräche, den Herren Prof. Dr.-Ing. Rainer Wanninger und Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann für die Teilnahme an der Prüfung.

Bedanken möchte ich mich außerdem bei Herrn Dr. Siegfried Droese für die Unterstützung in den ersten Jahren, Herrn Dr. Manfred Teutsch für die Einführung in die Gebiete *Stahlfaserbeton und Schub*, Herrn Dr. Volker Henke für die zahlreichen Diskussionen, die nicht unerheblich zu dem Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben, den Kollegen der MPA, die durch ihr Können und ihren Einsatz die Durchführung meiner Versuche erst ermöglicht haben, den Kollegen des Fachgebietes Massivbau für eine sowohl dienstlich als auch privat durchgehend schöne Zeit und meinen Hiwis Hauke Schmidt, Ines-Katrin Baartz und Stefan Wege für ihre engagierte Mitarbeit.

Weiterhin gilt mein Dank der Firma Max Bögl für die finanzielle Förderung der Arbeit, der gemeinsamen Forschung und die stets gute Zusammenarbeit.

Zuletzt möchte ich meiner Familie und meinen Freunden für die Unterstützung danken.

Braunschweig, im Dezember 2006

Jens Peter Grunert

Inhalt

1	Motivation und Problemstellung	1
2	Tragverhalten von Balken mit Aussparungen	3
2.1	Allgemeines	3
2.2	Einfluss der Aussparungsgröße	3
2.2.1	Ansatz von Leonhardt	3
2.2.2	Ansatz von Somes und Corley	4
2.2.3	Ansatz von Hottmann und Schäfer	5
2.3	Einfluss der Aussparungsform	5
2.3.1	Einfluss von rechteckigen Aussparungen	6
2.3.2	Einfluss von runden Aussparungen	12
2.4	Einfluss der Aussparungslage	16
2.4.1	Ansatz von Leonhardt	16
2.4.2	Ansatz von Monnier	16
2.4.3	Ansatz von Hottmann und Schäfer	17
2.4.4	Ansatz von Neff	17
2.4.5	Ansatz von Barney	17
2.4.6	Ansatz von Somes und Corley	17
2.5	Einfluss der Aussparungsanzahl	18
2.5.1	Ansatz von Leonhardt	18
2.5.2	Ansatz von Somes und Corley	18
2.5.3	Ansatz von Wagner	18
2.5.4	Ansatz von Hauri	19
2.5.5	Ansatz von Hottmann und Schäfer	21
2.5.6	Ansatz von Neff	21
2.6	Einfluss der Bewehrung	22
2.7	Bewertung der beschriebenen Ansätze	22
3	Selbstverdichtender Stahlfaserbeton	25
3.1	Allgemeines	25
3.2	Stahlfaserbeton	25
3.2.1	Allgemeines	25
3.2.2	Stand der Normung	26
3.2.3	Tragverhalten	27
3.2.4	Biegebemessung	34
3.2.5	Schubbemessung	35
3.2.6	Rissbreitenbegrenzung	37

3.3	Selbstverdichtender Beton	48
3.3.1	Frischbetoneigenschaften	49
3.3.2	Festbetoneigenschaften	51
3.3.3	Selbstverdichtender Stahlfaserbeton	52
3.3.4	Normative Regelung von SVB	52
3.4	Zusammenfassung	52
4	Versuche	53
4.1	Intention	53
4.2	Allgemeines	55
4.3	Traglastversuche	58
4.3.1	Intention	58
4.3.2	Biegeversuche	59
4.3.3	Schubversuche	69
4.3.4	Torsionsversuch	87
4.4	Schwelllastversuch	90
4.4.1	Intention	90
4.4.2	Versuch	91
4.4.3	Feststellungen	94
4.5	Dauerstandsversuch	94
4.5.1	Intention	94
4.5.2	Versuch	95
4.5.3	Feststellungen	97
4.6	Ausgeklinkte Auflager	97
4.6.1	Intention	97
4.6.2	Versuche	98
4.6.3	Feststellungen	100
4.7	Zusatzbetrachtungen zur Vorspannung	100
4.7.1	Intention	100
4.7.2	Verankerung der Spannlitzen und Spannkrafteinleitung	101
4.7.3	Spannkraftausbreitung	105
4.7.4	Spannkraftumlenkung infolge Aussparungen	108
4.7.5	Konstruktionsregeln bei Spanngliedern	109
4.8	Faserverteilung und -orientierung	111
4.8.1	Intention	111
4.8.2	Messung der Faserverteilung und -orientierung	112
4.8.3	Versuche	116
4.9	Brandverhalten	129
4.9.1	Intention	129

4.9.2	Abplatzprozess	129
4.9.3	Wirkung von PP-Fasern	130
4.9.4	Verwendung von PP-Fasern	131
4.9.5	Versuche	132
4.9.6	Feststellungen	135
4.10	Erfahrungen aus der Bauausführung	136
4.10.1	Ablassen der Vorspannkraft	136
4.10.2	Exzentrische Spannkrafteinleitung	137
4.10.3	Verzinkte Einbauteile	138
4.10.4	Aussparungen in Druckstreben	138
4.11	Zusammenfassung	139
5	FEM und Modellierung des Materialverhaltens	140
5.1	Grundlagen nichtlinearer Tragwerksberechnungen	140
5.1.1	Risserfassung	140
5.1.2	Rissausrichtung	141
5.1.3	Rissreibung	142
5.1.4	„Shear locking“	144
5.1.5	Elementierung	144
5.1.6	Modellierung	146
5.1.7	Lösungsalgorithmen - Iterationen	147
5.2	Materialverhalten	148
5.2.1	Stahlfaserbeton	148
5.2.2	Bewehrung	156
5.3	Zusammenfassung	162
6	Versuchsnachrechnung	163
6.1	Intention	163
6.2	Versuche von Rosenbusch	163
6.3	Versuche von Zink	167
6.4	Versuche G01 bis G19	171
6.5	Referenzberechnungen	175
6.6	Faserorientierung	176
6.7	Zusammenfassung	177
7	Parameterstudie	178
7.1	Materialkennwerte	178
7.1.1	Betondruckfestigkeit f_{cm}	178
7.1.2	Nachrisszugfestigkeit	178
7.1.3	Expositionsklassen und Betondeckung	179
7.1.4	Längsbewehrungsgrad ρ_L	179

7.2	Bauteilgeometrie	179
7.2.1	Bezeichnungen	179
7.2.2	Balkenlänge	180
7.2.3	Balkenhöhe h	180
7.2.4	Obergurthöhe h_{OG}	180
7.2.5	Untergurthöhe h_{UG}	181
7.2.6	Obergurtbreite b_{OG}	181
7.2.7	Stegbreite b_w	181
7.2.8	Untergurtbreite b_{UG}	182
7.2.9	Aussparungen	182
7.2.10	Balken- und Querschnittform	185
7.2.11	Biegeschlankheit	185
7.2.12	Schub schlankheit	185
7.3	Einwirkungen	186
7.3.1	Lastarten	186
7.3.2	Vorspannung σ_{ed}	186
7.4	Ergebnisse	187
7.5	Referenzberechnungen	190
7.6	Zusammenfassung	190
8	Bemessung	192
8.1	Ansatz von Materialkennwerten	192
8.2	Balken mit profilierten Querschnitten	194
8.2.1	Biegetragfähigkeit	194
8.2.2	Grundlagen der Schubbemessung	202
8.2.3	Schubtragfähigkeit	212
8.3	Balken mit Rechteckquerschnitt	231
8.3.1	Biegebemessung	232
8.3.2	Schubbemessung	233
8.4	Kippen	235
8.4.1	Allgemeines	235
8.4.2	Grundlagen der DIN 1045-1	236
8.4.3	Erweiterung des Ansatzes der DIN 1045-1	237
8.5	Begrenzung der Rissbreiten	237
8.5.1	Balken aus Spannbeton	238
8.5.2	Balken aus Stahlfaserbeton	240
8.5.3	Feststellungen	242
8.6	Konstruktionsregeln	243
8.6.1	Mindestbewehrung	243

8.6.2	Oberflächenbewehrung	243
8.6.3	Balken und Plattenbalken	245
8.7	Angehängte Lasten	245
8.8	Satteldachbalken	247
9	Ablaufdiagramme Bemessung	250
10	Zusammenfassung und Ausblick	256
11	Literatur	260
12	Anhang	268
12.1	Pläne	268
12.1.1	Bewehrungspläne	268
12.1.2	Messstellenpläne	273
12.2	Versuchsergebnisse	280
12.2.1	Versuchsprotokolle	280
12.2.2	Last-Verformungskurven	289
12.2.3	Stauchung der Betondruckzone	300
12.2.4	Dehnungen der Betonzugzone	309
12.2.5	Rissverhalten	316
12.2.6	Litzeneinzug	325
12.2.7	Dauerstandsversuch	333
12.2.8	Faserverteilung und -orientierung	336
12.2.9	Temperaturverteilung	340
12.3	FE-Nachrechnungen	342
12.4	Nachrechnung Betone	343
12.4.1	C50/60	343
12.4.2	SCC60/75	343
12.4.3	C50/60 L2,8/2,0	344
12.4.4	C50/60 L4,0/1,2	344
12.5	Eingabedateien FEM	345
12.5.1	Stahlfaserbeton SCC60/75 L3,2/2,8	345
12.5.2	Beton B95 (Zink SV-1)	345
12.5.3	Spannstahl St1570/1770	345
12.5.4	Betonstahl BSt 500	345
12.5.5	Berechnungsanweisung	346
12.6	Versuchsnachrechnungen	348
12.7	Parameterstudienergebnisse	353

Bezeichnungen

Lateinische Buchstaben:

a	Lastabstand zum Auflager Aussparungsabstand zum Aufla-	P	Vorspannkraft, Einwirkung aus Vorspannung
ger	Bewehrungsquerschnitt pro Me-	q	Streckeneinwirkung
ter		Q	Querkraft
b	Bauteilbreite	r	Radius einer Aussparung
d	statische Nutzhöhe Durchmesser Bauteilhöhe	s	Relaxation Schlupf zwischen Beton und Bewehrungsstahl Schwinden
D	Aussparungsdurchmesser	S	Stababstand Flächenträgheitsmoment 1. Ord-
e	Lastausmitte (Exzentrizität)		nung
E	Elastizitätsmodul	t	Zeitpunkt t
f	Einwirkung	T'	Bügelzugkraft
F	Spannung	u	Durchbiegung
h	Kraft	U	Induktionsspannung
l	Bauteilhöhe	V	Querkraft
l	Flächenträgheitsmoment 2. Ord-	V'	Aufnehmbare Querkraft eines Balkens mit Aussparungen
k	nung	w	Rissbreite
k	Kriechen	W	Windeinwirkung
l	Länge, Stützweite, Spannweite Elementlänge	x	Druckzonenhöhe
n	Breitenverhältnis bei Plattenbal-	z	Lastabstand zum Auflager Hebelarm der inneren Kräfte
M	ken für die Querkrafttragfähigkeit		
p	Moment		
	Auflagerkraft		

Lateinische Buchstaben mit Indizes:

$A_{ct,eff}$	Wirkungsbereich der Bewehrung	$E_{SLS, sup}$	obere Gebrauchseinwirkung
A_G	Bügelbewehrung in ausgeklink-	f'_0	Spannung des unbelasteten Stahlfaserbetons
b_f	Obergurtbreite	f_b	Verbundspannung
b_{Gurt}	Gurtbreite	f_{bp}	Verbundspannung in der Über-
b_{QG}	Obergurtbreite		tragungslänge von Spannglie-
$b_{s,eff}$	effektive Stegbreite		dern in sofortigem Verbund
b_{UG}	Untergurtbreite	$f'_{ctfm,L1}$	mittlere Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons bei Ver-
d_1	Schwerpunktsabstand der Be-		formung 1
	weirung zum Querschnittsrand	$f'_{ctfm,L2}$	mittlere Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons bei Ver-
d_o	Breite des Spannankers		formung 2
d_u	Höhe des ausgeklinkten Be-	$f'_{ctfm,\delta,FO,0}$	mittlere Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons bei der
d_s	reichs der Ausklinkung		Verformung δ unter Berücksich-
	Höhe der Ausklinkung		tigung der Faserorientierung zum
d_s	Abstand der Resultierenden der		Zeitpunkt $t = 0$
	Spaltzugkraft	$f'_{ctfm,\delta,FO,\infty}$	mittlere Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons bei der
d_{st}	dicke Druckstrebe		Verformung δ unter Berücksich-
$d_{S,R}$	dicke Zugstrebe		tigung der Faserorientierung zum
e'	Schwerpunktsabstand der Be-		Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$
	weirung zum Querschnittsrand	$f'_{ct0,u}$	Grundwert der zentrischen Zug-
e_1	Breite einer bügelbewehrten		festigkeit des Stahlfaserbetons
	Zugstrebe		
e_2	Abstand benachbarter Zugstre-		
	ben		
$E_{SLS, inf}$	untere Gebrauchseinwirkung		

	für Nachweise mit Spannungsblock	h_f	Höhe des Druckgurtes
		h_F	Balkenhöhe in Balkenmitte
$f_{ct,u}$	zentrische Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons für Nachweise mit Spannungsblock	h_{fs}	Höhe der Aussparung im Querschnitt
$f_{c,\emptyset}$	Schubspannung im Bereich einer Aussparung	h_o	Höhe einer rechteckigen Aussparung
$f_{p0,1R}$	rechnerischer Mittelwert der 0,1%-Dehngrenze des Spannstahls bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung	h_{OG}	Obergurthöhe
f_{yP}	rechnerischer Mittelwert der Streckgrenze des Spannstahls bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung	h_p	Abstand von der Bauteilunterkante bis zur obersten Spannflitze
f_{yR}	rechnerischer Mittelwert der Streckgrenze des Betonstahls bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung	h_p	Schwerpunktsabstand Druckgurt - Zuggurt
		h_t	Höhe des Zuggurtes
		h_u	Aussparungsabstand zur Bauteilunterkante
		h_{UG}	Untergurthöhe
		H_p	Querkraft im Pfosten zwischen benachbarten Aussparungen
$F_{0,5}$	Pressenlast bei einer Balkendurchbiegung von 0,5 mm (Verformung 1)	l_{ot}	Länge des Druckgurtes zwischen seitlichen Abstützungen
$F_{3,5}$	Pressenlast bei einer Balkendurchbiegung von 3,5 mm (Verformung 2)	l_a	Länge der Zone A
		l_b	Länge der Zone B
F_A	Absprengkraft bei umgelenkten Spannflitzen	l_{ba}	Verankerungslänge
F_{cs}	Betondruckstrebenkraft	l_{bp}	Übertragungslänge
F_{ch}	Kraft in der Betondruckzone	l_c	Länge der Druckstrebe bis zum Aussparungsbeginn
$F_{D,i}$	Kraft infolge der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung	l_{ch}	charakteristische Länge
$F_{fr,1}$	rissübergreifende Kraft	l_d	Abstand einer Aussparung zur Stegaufweitung
F_{Loch}	Traglast eines Balkens mit Aussparung	l_e	Rissabstand
$F_{p,erf}$	erforderliche Kraft in der Spannbewehrung	l_o	Länge einer rechteckigen Aussparung
$F_{p,vorh}$	vorhandene Kraft in der Spannbewehrung	$l_{p,eff}$	Eintragungslänge
F_{ss}	Kraft im Schrägstab	l_{pl}	plastische Länge
$F_{SLS, sup}$	obere Gebrauchslast	l_r	Länge bis zum ersten Riss im Verankerungsbereich von Spanngliedern mit sofortigem Verbund
F_{sr1}	Kraft kurz vor Rissbildung	l_t	Eintragungslänge
F_{sr2}	Kraft kurz nach Rissbildung	$l_{t,f}$	Eintragungslänge bei Bauteilen aus Stahlfaserbeton
F_{td}	Bemessungswert der Abtriebskraft	l_v	Länge einer Stegaufweitung
$F_{UG, Ed}$	Bemessungswert der angehängten Last	l_w	Risslänge
$F_{UG, Rd}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Anhängelast	$M_{Pressen}$	Biegemoment infolge Pressenlast
F_{Voll}	Traglast Vollwandbalken	$M_{Rd,\emptyset}$	aufnehmbares Biegemoment von Balken mit Aussparungen
G_c	Bruchenergie	M_{SF}	Traganteil des Stahlfaserbetons am Biegemoment
G_f	Bruchenergie	M_{Stb}	Traganteil des Stahlbetons am Biegemoment
G_{kj}	charakteristische Werte der ständigen Einwirkungen	$M_{t,Ed}$	Bemessungswert des auf den Zuggurt einwirkenden Momentes
h_A	Balkenhöhe am Auflager	nom c	Nennmaß der Betondeckung
h_c	Höhe des Druckgurtes	n_o	Spannflitzenanzahl im Druckgurt
h_{ele}	Elementlänge		

Bezeichnungen

n_u	Spannlitzenanzahl im Zuggurt	$V_{E,k}$	Querkraft im Bereich einer Aussparung
N_c	Normalkraft im Druckgurt	V_f	Fasergehalt
N_{Ed}	Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkung oder Vorspannung	$V_{f,A}$	Stahlfasermenge in der Richtung der Raumachse A
N_t	Normalkraft im Zuggurt	V_i	Querkrafttraganteil durch rissübergreifende Kräfte
P_0	aufgebrachte Höchstkraft am Spannanker während des Spannens	V_{PP}	Volumen PP-Fasern
P_{m0}	Mittelwert der Vorspannkraft unmittelbar nach dem Spannen oder der Krafteinleitung in den Beton	$V_{Rm,K,max}$	Mittelwert der Betondruckstrebe einer Konsole
P_{exz}	exzentrischer Anteil der Vorspannung	V_{Sd}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
P_{sym}	symmetrischer Anteil der Vorspannung	$V_{t,Ed}$	Bemessungswert der auf den Zuggurt einwirkenden Querkraft
$Q_{k,1}$	charakteristische Werte der ersten veränderlichen Einwirkungen	V_{tot}	Gesamtquerkraft
$Q_{k,i}$	charakteristische Werte der weiteren veränderlichen Einwirkungen	$V_{Wurfel,vorh}$	vorhandenes Volumen des Messwürfels
s_r	Rissabstand	x_b	lichter Abstand benachbarter Aussparungen
SM	Stahlfasermenge	x_p	lichter Abstand benachbarter Aussparungen
T_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmoments	z_o	Mittelpunktsabstand der Aussparung zum Druckgurt
$T_{S,R}$	Zugkraft geneigter Bügel	z_p	Mittelpunktsabstand der Aussparung zum Druckgurt
u_s	Umfang Bewehrungsstab	z_u	Mittelpunktsabstand der Aussparung zum Zuggurt
V_0	Querkraft	Z_R	Randzugkraft
V_{ccd}	Bemessungswert des lotrechten Anteils der geneigten Druckgurtkraft	$Z_{R,exz}$	Randzugkraft aus dem exzentrischen Anteil der Vorspannung
V_{cnt}	Kritischer Fasergehalt	$Z_{R,sym}$	Randzugkraft aus dem symmetrischen Anteil der Vorspannung
V_d	Querkrafttraganteil durch Verdübelungswirkung der Längsbewehrung	Z_s	Spaltzugkraft
		Z_{s2}	Spaltzugkraft

Griechische Buchstaben:

α	Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeitwirkungen auf die Betonfestigkeit	δ	Durchbiegung
	gewählter Neigungswinkel der Druckstrebe	$\Delta\sigma$	Schwingbreite
β	Beiwert zur Ermittlung der Grundwerte der zentrischen Nachrisszugfestigkeiten aus den charakteristischen Werten der Nachrissbiegezugfestigkeiten	ε	Stauchung/Dehnung
	Rissreibungsfaktor	ϑ	Neigungswinkel der Druckstrebe
	Öffnungswinkel einer fächerförmigen Druckstrebe	θ	Neigungswinkel der Druckstrebe
	Völligkeitsbeiwert	κ	Rissöffnungswinkel
	Reduktionsfaktor für auflagennahe Einzellasten		Krümmung
γ	Teilsicherheitsbeiwert		Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabeffektes
		λ	Biegeschlankheit
		μ	Abminderungsfaktor infolge Rissbildung
		ν	Poissonzahl / Querdehnzahl

	Abminderungsbeiwert für die Betondruckfestigkeit infolge Querszugbeanspruchung	σ	Normalspannung
		τ	Schubspannung
ρ	geometrisches Bewehrungsverhältnis	φ	Verbundspannung Neigungswinkel
Griechische Buchstaben mit Indizes:			
α_1	Beiwert für die Übergreifungslänge des Betonstahls	$\varepsilon_p^{(0)}$	Vordehnung des Spannstahls gegenüber dem Beton (Spannbettdehnung)
α_e	Verhältnis der E-Moduln von Beton und Bewehrung	ε_{s2}	Dehnung des Betonstahls
α_f	Verhältnis der Nachrisszugfestigkeit bei Verformung 1 zur zentrischen Zugfestigkeit des Betons	ε_{sr1}	Stahldehnung im Rissbereich kurz vor Rissbildung
α_l	Beiwert für die Übertragungslänge eines Spannglieds in sofortigem Verbund	ε_{sr2}	Stahldehnung im Rissbereich kurz nach Rissbildung
		η_1	Beiwert
		η_A	Faserorientierung
β_{mod}	modifizierter Reduktionsfaktor für auflagennahe Einzellasten	η_{1D}	eindimensionale Faserorientierung
β_R	Rechenwert der Betondruckfestigkeit	η_{2D}	zweidimensionale Faserorientierung
β_{WN}	Nennwert der Betondruckfestigkeit	η_{3D}	dreidimensionale Faserorientierung
β_{SFB}	Völligkeitsbeiwert bei Stahlfaserbeton	κ_b	Geometriefaktor zur Ermittlung der Rechenwerte der zentrischen Nachrisszugfestigkeiten aus den Grundwerten der zentrischen Nachrisszugfestigkeiten
β_u	Beiwert zur Ermittlung der Grundwerte der zentrischen Nachrisszugfestigkeiten aus den charakteristischen Werten der Nachrissbiegezugfestigkeiten für den Spannungsbloc	κ_f	Profilierungsfaktor
		κ_h	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Aussparungshöhe im Querschnitt
$\beta_{\sigma r}$	Abminderungsfaktor für Betondruckspannungen infolge Längsrissbildung	κ_{\emptyset}	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Aussparungsdurchmessers
γ_c	zusätzlicher Teilsicherheitsbeiwert für Beton ab Festigkeitsklasse C55/67	v_u	bezogene Schubspannung
γ_M	Sicherheitsbeiwert	ρ_H	Ausnutzungsgrad
$\gamma_{M,s}$	Sicherheitsbeiwert bei sprödem Versagen	ρ_M	Übereinstimmungsgrad Biegemomente FEM - Bemessungsansatz
$\Delta \varepsilon_{sr}$	Dehnungsdifferenz	ρ_V	Übereinstimmungsgrad Querkräfte FEM - Bemessungsansatz
$\Delta \sigma_{sr}$	Spannungsdifferenz		Übereinstimmungsgrad Querkräfte FEM - Bemessungsansatz
ε'_0	Dehnung des unbelasteten Stahlfaserbetons	$\rho_{V,HS}$	Übereinstimmungsgrad Querkräfte FEM - Bemessungsansatz auf Basis von Hauptzugspannungen
ε_{c1}	Höchstwert der Dehnung des Betons		
ε_{c2}	Dehnung bei Erreichen der Festigkeitsgrenze	$\rho_{V,K,max}$	Ausnutzungsgrad der Betondruckstrebe einer Konsole
ε_{c2u}	maximale Dehnung	$\rho_{V,max}$	Ausnutzungsgrad der Betondruckstrebe
ε'_{II}	rechnerische Grenzdehnung		
ε_o	Dehnungen des oberen Querschnittstrandes	σ_2	Spannung im Betonstahl
		σ_{pd}	Verbundspannung

Bezeichnungen

σ_{pm0}	Spannung im Spannstahl unmittelbar nach dem Spannen oder der Krafteinleitung in den Beton	$\sigma_{s,SLS}$	Stahlspannung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
$\sigma_{p,m 0,max}$	maximale Vorspannkraft der Spannritzen zum Zeitpunkt des Vorspannens	$\sigma_{TS,Beton}$	Tension stiffening bei Bauteilen aus Beton
σ_R	Randzugspannung	$\sigma_{TS,SFB}$	Tension stiffening bei Bauteilen aus Stahlfaserbeton
σ_{s2}	Spannung im Betonstahl	σ_x	Betondruckspannung
$\sigma_{s2,f}$	Spannung im Betonstahl in Stahlfaserbetonbauteilen	τ_{fd}	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit des Stahlfaserbetons
σ_{sr1}	Stahlspannung im Rissbereich kurz vor Risseintritt	τ_{nt}	Schubspannungen
σ_{sr2}	Stahlspannung im Rissbereich kurz nach Risseintritt	τ_{sm}	mittlere Verbundspannung
		τ_{xz}	Schubspannung
		$\psi_{0,i}$	Kombinationsbeiwert

Indizes:

0	Grundwert	m	Durchschnittswert, mittlerer Wert
1	Zug	max	maximaler Wert
2	Druck	min	minimaler Wert
	Zustand II	mod	modifiziert
äq	äquivalent	M	Moment
b	Verbund (Bond)	n	Druck
	Geometrie	p	Spannstahl
c	Beton (Concrete)	pc	Nachriss
	Kriechen	q	quer
calc	berechnet (Calculated)	Q	veränderlich
cr	Riss	r	Riss
crit	kritisch	R	Rechenwert
cube	Würfel		Systemwiderstand
d	Bemessungswert	s	Betonstahl
e	effektiv		Spaltzug
eff	effektiv		spröde
exp	experimentell	soll	soll
Ed	Bemessungswert einer Beanspruchung	t	Zeitpunkt
f	Fasern	td	Bemessungswert Abtrieb
FEM	aus der FE-Berechnung	TS	Tension stiffening
G	ständig	u	Bruch, Grenze
Ges	gesamt	v	schräg
k	charakteristisch	V	Querkraft
l	längs	w	Steg
lk	Leistungsklasse		Bügel
L1	Leistungsklasse bei Verformung 1	y	Fließ-, Streckgrenze
L2	Leistungsklasse bei Verformung 2	δ	Durchbiegung

Sonstige:

\emptyset	Aussparungsdurchmesser	\bar{l}	Bezugslänge
$\emptyset_{Loch,max}$	größter Aussparungsdurchmesser	l'	Aussparungslänge

1 Motivation und Problemstellung

Der starke Konkurrenzdruck in der Bauwirtschaft zwingt die Baubetriebe zu immer weiteren Rationalisierungsmaßnahmen. Bauen mit Fertigteilen aus Stahl- oder Spannbeton nimmt daher im Hochbau zunehmend eine wichtige Rolle ein. Lagerhallen, Industrie- und Wohngebäude werden immer häufiger in kürzester Zeit und hoher Ausführungsqualität in Fertigteil- oder Teilfertigteilbauweise hergestellt, deren Vorteile in Serienproduktion und Witterungsunabhängigkeit bei der Herstellung liegen.

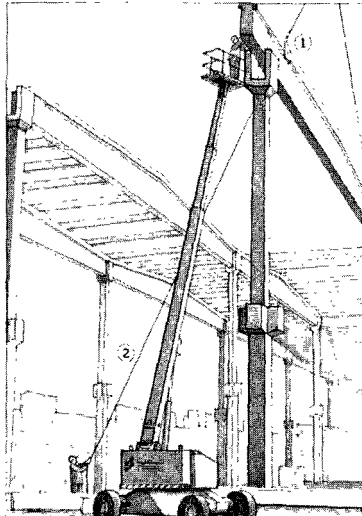


Bild 1.1: Tragwerk aus Fertigteilen [3]

In Fertigteilwerken erfordert die Herstellung und der Einbau der Bewehrungskörbe einen erheblichen zeitlichen Aufwand. Durch den Einsatz von Stahlfaserbeton sollen hier bis auf den Einbau einer Spannbewehrung sämtliche Bewehrungsarbeiten eingespart werden. Insbesondere sollen durch den verkürzten Herstellungsprozess wirtschaftliche Vorteile erzielt werden, bei einem unter statischen Gesichtspunkten gleichwertigen Bauprodukt.

Weiterentwicklungen von neuen Baumaterialien wie selbstverdichtender Beton (SVB) und Stahlfaserbeton verstärken diesen Trend und ermöglichen neue Herstellungstechniken, erfordern aber auch neue Bemessungsansätze. Im Rahmen dieser Arbeit soll daher auf das Tragverhalten von Spannbetonbalken aus selbstverdichtendem Stahlfaserbeton (SVSFB) eingegangen werden, die keine konventionelle Betonstahlbewehrung enthalten.

In konventionellen Bauteilen bewirkt die Betonstahlbewehrung aus Längsstäben und Bügeln ein duktileres Versagen des ansonsten spröden Betons. Der Verzicht auf eine Betonstahlbewehrung stellt daher eine Abkehr von der traditionellen Bauweise dar. Durch den Einsatz von Stahlfaserbeton ist jedoch unter bestimmten Voraussetzungen ebenfalls ein duktileres Bauteilversagen möglich, wie dies zum Beispiel Rosenbusch [105] festgestellt hat.

Zur Durchführung der Haustechnik müssen in den Balken eines Tragwerks oft Aussparungen (siehe Bild 1.2) angeordnet werden, damit der Raum zwischen benachbarten Balken optimal ausgenutzt werden kann, ohne dass es dadurch zu einem Verlust an Raumhöhe kommt. Für die Bemessung von konventionell bewehrten Balken mit Aussparungen liegen Bemessungsmodelle vor, die im Abschnitt 2 dieser Arbeit erläutert werden. Für Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung hingegen, sind dem Verfasser, obwohl diese verhältnismäßig neue „Bauweise“ im europäischen Raum (siehe Bild 1.2) in letzter Zeit bereits vereinzelt eingesetzt wurde, keine systematischen Untersuchungen zur Bemessung auf Biegung, Schub, Torsion, Kippen, Brand, Schwelllast und Dauerbeanspruchung bekannt.

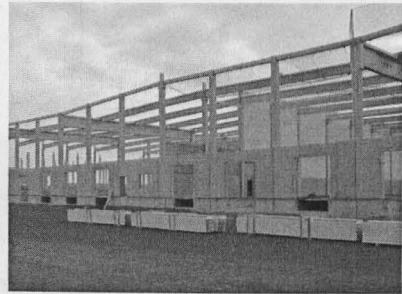
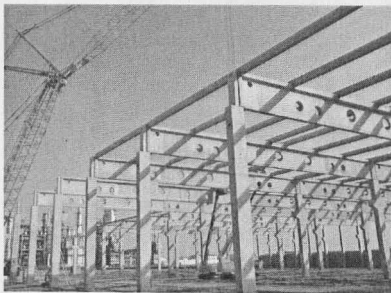


Bild 1.2: Ausführungsbeispiele von Bauwerken mit Balken in der hier untersuchten neuen „Bauweise“

Ziel dieser Arbeit ist demzufolge die Entwicklung von Ingenieurmodellen und Bemessungsansätzen für vorgespannte Einfeldbalken mit und ohne Aussparungen ohne konventionelle Betonstahlbewehrung, die eine hohe Tragfähigkeit und ein duktileres Bauteilversagen aufweisen. Eine detaillierte Untersuchung aller zuvor genannten Bemessungsschwerpunkte ist jedoch im Rahmen einer Arbeit nicht möglich. Daher wird hier schwerpunktmäßig auf die durchgeführten Untersuchungen und Fragen zur Biege- und Schubbemessung eingegangen. Insbesondere wird der Einfluss von Aussparungen betrachtet. Aber auch das Torsions- und Brandverhalten, sowie Kippen, Schwelllast- und Dauerbeanspruchung werden im Zuge dieser Arbeit diskutiert.

2 Tragverhalten von Balken mit Aussparungen

2.1 Allgemeines

Um das Durchleiten von Installationsleitungen zu ermöglichen, werden in Balken oft, wie bereits in Abschnitt 1 erwähnt, Aussparungen angeordnet. Je nach Größe, Form, Lage und Anzahl der Aussparungen wird das Tragverhalten der Balken dadurch mehr oder weniger stark beeinflusst. Dies muss bei der Bemessung und konstruktiven Durchbildung berücksichtigt werden. Die Notwendigkeit, das Tragverhalten von Balken mit Aussparungen richtig beurteilen zu können, wurde bereits frühzeitig erkannt. Ab den 1960er Jahren erfolgte daher eine Vielzahl von Versuchen und analytischen Betrachtungen. Die dabei entwickelten Bemessungsansätze wurden in den darauffolgenden Jahrzehnten bis heute immer weiter verfeinert.

In diesem Abschnitt sollen die Parameter Größe, Form, Lage und Anzahl der Aussparungen hinsichtlich ihres Einflusses auf das Tragverhalten von Balken mit Aussparungen näher beschrieben werden. Aus grundlegenden Literaturquellen wurden dafür Versuchsergebnisse, Bemessungsansätze und Vorschläge zur baulichen Durchbildung zusammengestellt. Aufgrund der großen Anzahl der gefundenen Literaturquellen, wird diese Zusammenstellung auf einige bedeutsame und das Problem beschreibende Literaturquellen beschränkt, mit denen jedoch das Tragverhalten ausreichend genau dargestellt werden kann. Nach der Zusammenstellung der Literatur erfolgt eine Bewertung, inwieweit die erläuterten Tragmodelle auf Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Betonstahlbewehrung angewendet werden können.

2.2 Einfluss der Aussparungsgröße

2.2.1 Ansatz von Leonhardt

Nach Leonhardt [84] dürfen Aussparungen nur so in Balken angeordnet werden, dass ihre Größe und Position nicht die Ausbildung wichtiger Druckstreben verhindert, bzw. dass noch ausreichend steife, geschlossene Rahmen verbleiben. Bei großen Aussparungen verhält sich der Balken rahmenartig, also wie ein sogenannter Vierendeelträger. Sehr große Aussparungen reduzieren die Steifigkeit der Balken, was zu großen Verformungen führen kann.

2.2.2 Ansatz von Somes und Corley

Somes und Corley haben in einer Versuchsreihe [116] das Tragverhalten von Balken mit runden Aussparungen, mit und ohne Schubbewehrung, untersucht. Der für die Versuchsreihe gewählte Versuchsaufbau ist in Bild 2.1 dargestellt. In ihrer Versuchsreihe haben sie neben dem Einfluss der Aussparungsgröße außerdem noch den Einfluss der Lage (siehe Abschnitt 2.4) sowie den Einfluss von Aussparungsgruppen (siehe Abschnitt 2.5) auf die Traglast untersucht.

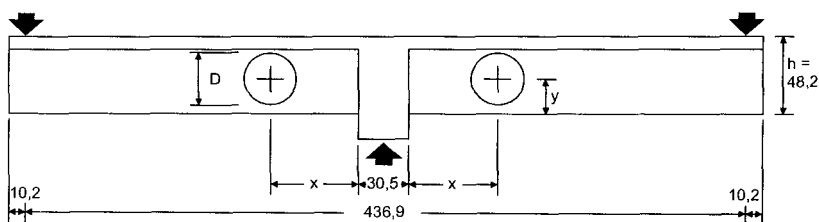


Bild 2.1: Aufbau der Versuche von Somes und Corley [116]

Somes und Corley begrenzen ihre Versuchsergebnisse auf die negativen Momentenbereiche. Diese Einschätzung kann von dem Verfasser dieser Arbeit nicht geteilt werden, da durch ein einfaches Drehen des Versuchsaufbaus um 180° , ein Balken auf zwei Stützen mit einer Einzellast in Feldmitte entsteht, dessen Tragverhalten in diesem Abschnitt beschrieben werden soll.

Bei unbewehrten Balken mit Aussparungen haben Somes und Corley einen signifikanten Einfluss der Aussparungsgröße auf die Schubtragfähigkeit festgestellt. Bei Aussparungen mit einem Durchmesser von ca. $0,63 \cdot h$ in einem Abstand von $2,0 \cdot h$ zum Auflager gemäß Bild 2.1 wurde eine Abminderung der Tragfähigkeit im Vergleich zum Vollwandbalken von etwa 50 % festgestellt. Durch eine Reduktion der Durchmessergröße stieg die Tragfähigkeit, wie die Ausgleichsgrade in Bild 2.2 zeigt, näherungsweise linear bis zu einer Aussparungsgröße von ca. $0,25 \cdot h$ an. Unterhalb dieser Aussparungsgröße wird die Tragfähigkeit der Balken nicht weiter reduziert.

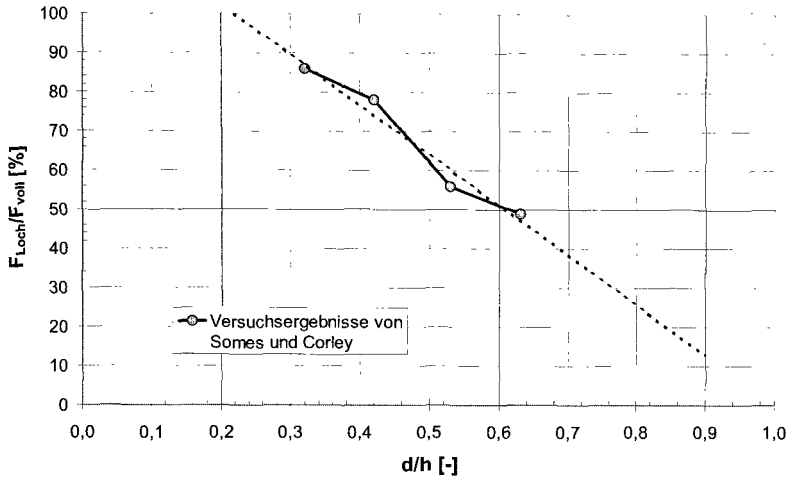


Bild 2.2: Einfluss der Aussparungsgröße auf die Tragfähigkeit unbewehrter Balken

Durch die Anordnung einer ausreichend dimensionierten Bügelbewehrung vor und hinter der Aussparung konnte im Versuch die Tragfähigkeit der Balken, unabhängig von der Aussparungsgröße, auf das Niveau eines Vollwandbalkens gesteigert werden.

2.2.3 Ansatz von Hottmann und Schäfer

Nach Hottmann und Schäfer [22] gilt nur bei kleinen Aussparungen die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte. Ein Stabwerkmodell kann eine solche Aussparung „überspringen“, das heißt, eine Bemessung kann wie bei einem Vollwandträger erfolgen. Bei großen Aussparungen hingegen kann nicht mehr davon ausgegangen werden, dass im Bereich der Aussparung die Bernoulli-Hypothese noch zutreffend ist. Zur Beschreibung des Tragverhaltens (siehe Abschnitt 2.3.1.6) sind Stabwerke in beiden Gurten der Aussparung erforderlich.

Das unterschiedliche Tragverhalten von Balken mit großen und kleinen Aussparungen führt dazu, dass kleine Öffnungen in der Regel rund ausgeführt werden, während große Aussparungen rechteckige Formen aufweisen (siehe Abschnitt 2.3).

2.3 Einfluss der Aussparungsform

Aus schalungstechnischen Gründen werden in der Regel nur rechteckige und runde Aussparungen hergestellt. Ovale oder dreieckige Aussparungen sind selten anzutreffen. Im

Folgendes wird daher nur auf das Tragverhalten von Balken mit rechteckigen bzw. runden Aussparungen eingegangen.

2.3.1 Einfluss von rechteckigen Aussparungen

2.3.1.1 Ansatz von Leonhardt

Die Bemessung und bauliche Durchbildung nach Leonhardt [84] erfolgt gemäß den nachfolgend aufgeführten Schritten. Die dabei verwendeten Bezeichnungen werden in Bild 2.3 erläutert.

- Die Bemessung auf Biegung wird auch im Bereich der Aussparungen für den vollen Querschnitt geführt. Die Normalkraftbeanspruchung in den Gurten über und unter den Aussparungen berechnet sich nach Gl. (2.1). Wirken auf den Balken noch äußere Normalkräfte ein, so müssen die Gurte zusätzlich noch anteilig diese Beanspruchung mit aufnehmen.

$$-N_c = N_t = \frac{M_{Ed,m}}{z} \quad \text{mit } z = \text{Schwerpunktsabstand der Gurte} \quad (2.1)$$

- Da sich der Zuggurt in der Regel im gerissen Zustand II befindet, übernimmt der gedrückte Obergurt den größten Anteil der Querkraftbeanspruchung. Die jeweils anteilige Querkraft der Gurte, und damit die entsprechende Bügelbewehrung, kann nach Gl. (2.2) und (2.3) bestimmt werden.

$$V_{c,Ed} = (0,8 \div 0,9) \cdot V_{Ed,m} \quad (2.2)$$

$$V_{t,Ed} = (0,1 \div 0,2) \cdot V_{Ed,m} \quad (2.3)$$

- Die beiden Gurte sind weiterhin für Sekundärmomente nach (2.4) und (2.5) zu bemessen.

$$\max M_{c,Ed} = -V_{c,Ed} \cdot \frac{\ell'}{2} \quad (2.4)$$

$$\max M_{t,Ed} = V_{t,Ed} \cdot \frac{\ell'}{2} \quad (2.5)$$

- Neben der Aussparung ist eine Aufhängebewehrung anzuordnen. Auf der auflagerentfernten Seite ist die Aufhängebewehrung für etwa 80 % der Querkraftbeanspruchung auszulegen. Auf der auflagernahen Seite sind nur ein bis drei Bügel anzuordnen. Bei großen Balken sollen zusätzlich Schrägstäbe (siehe Bild 2.3) an den einspringenden Ecken eingelegt werden.

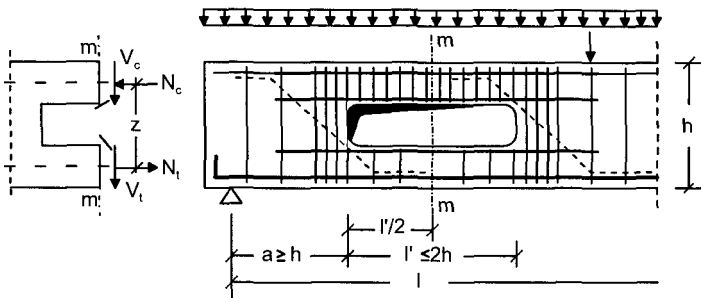


Bild 2.3: Bezeichnungen und Bewehrungsanordnung bei Balken mit rechteckigen Aussparungen [84]

- Eckige Aussparungen sollten möglichst ausgerundet werden (siehe Bild 2.3), um Spannungskonzentrationen und die damit verbundene Rissbildung in den Ecken zu vermeiden.

2.3.1.2 Ansatz von Krebs und Haas

Aus theoretischen Überlegungen auf Basis der Kontinuumsmechanik erstellten Krebs und Haas Tabellen [17], mit denen sich für eine beliebig große Aussparung an einer beliebigen Stelle des Balkens Hauptspannungen im Bereich der Aussparung berechnen lassen. Zusätzlich stellen sie in entsprechenden Abbildungen den Verlauf der Hauptspannungstrajektorien dar. Hinsichtlich einer einzulegenden Bewehrung machen sie aufgrund ihrer linearelastischen Berechnungen keine Angaben. Die erforderliche Bewehrung kann aber über entsprechend den Hauptspannungsverläufen angepassten Stabwerken berechnet werden.

2.3.1.3 Ansatz von Barney

Barney et. al. [2] haben über Versuche zwei Ansätze entwickelt, mit denen sich die Verteilung der Querkräfte in den Gurten berechnen lässt. Nach dem ersten Ansatz wird die Querkraftverteilung in Abhängigkeit der Biegesteifigkeiten der Gurte und der Biegesteifigkeit des Zuggurtes im Zustand II abgeschätzt, ohne dass dabei die Sekundärmomente berücksichtigt werden müssen. Für eine genauere Berechnung der Querkraftverteilung haben sie einen iterativen Ansatz entwickelt, dem die effektiven Gurtsteifigkeiten zugrunde liegen. Sie empfehlen vor und nach einer Aussparung, eine Schubbewehrung für die volle Querkraftbeanspruchung anzuordnen.

In ihren Versuchen haben Barney et. al. auch Balken mit Aussparungen untersucht, bei denen keine Schubbewehrung angeordnet wurde. Diese Balken versagten bei 40 bis 70 % ihrer Biegetragfähigkeit auf Schub, während die Balken mit einer eingebauten Schubbewehrung stets die volle Biegetragfähigkeit erreichten. Nähere Angaben zum Tragverhalten der Balken ohne Schubbewehrung wurden aber leider nicht gemacht.

2.3.1.4 Ansatz von Dallmann

Von Dallmann et. al. wurden Versuche an Balken mit rechteckigen und runden Aussparungen durchgeführt [15], wobei bei den rechteckigen Aussparungen eine größere Rissanzahl und ein schnellerer Rissfortschritt festgestellt wurde. Eine Bemessung der Balken soll als Vierendeelträger erfolgen. Hinsichtlich der Verteilung der Querkkräfte auf die Gurte stellten Dallmann et. al., im Gegensatz zu den vorherigen Ansätzen, keine Beeinflussung durch die Rissbildung fest. Der Obergurt kann daher, gemessen an den anderen hier aufgeführten Ansätzen, mit einer geringen Schubbewehrung ausgeführt werden.

2.3.1.5 Ansatz von Eligehausen und Gerster

Eligehausen und Gerster beschreiben in [20] primär das Tragverhalten von Balken mit rechteckigen Aussparungen. Für die Bemessung der Balken ziehen sie Stabwerkmodelle heran, mit denen die drei auftretenden Beanspruchungen Normalkraft, Biegemoment und Querkraft berücksichtigt werden können. Die Normalkräfte werden dabei, wie schon bei Leonhardt, auf die beiden Gurte verteilt.

Für den Fall, dass eine Aussparung die Druckzone eines Balkens einschnürt, muss die Biegedruckkraft umgelenkt werden. Für die dabei auftretenden Umlenkkräfte wird ein Bemessungsmodell angegeben. Hinsichtlich der Aufteilung der Querkkräfte auf die Gurte stellen sie ein Modell vor, bei dem, wie schon bei Leonhardt, infolge des gerissenen Untergurtes die Querkraft primär auf den Obergurt einwirkt. Die Querkraft im Obergurt wird in Abhängigkeit von der Aussparungsgröße und der Lage der Aussparung im Querschnitt berechnet. Bei sehr langen Öffnungen können sich dabei für den Obergurt deutlich größere Querkkräfte ergeben als nach dem Ansatz von Leonhardt.

Bei hohen Schubbeanspruchungen empfehlen sie, zudem eine Bewehrung aus Schrägstäben in den Ecken der Aussparung anzuordnen, um die dort infolge der Spannungskonzentration entstehenden Risse besser begrenzen zu können (analog zu Bild 2.3). Bei einer baulichen Durchbildung, entsprechend der Angaben von Eligehausen und Gerster, erreichen auch Balken mit Aussparung die Biegetragfähigkeit eines Vollwandbalkens. Bei

einer geringeren Bewehrung wird die Biegetraglast des Vollwandbalkens zum Teil deutlich unterschritten.

2.3.1.6 **Ansatz von Hottmann und Schäfer**

Der Ansatz von Hottmann und Schäfer [22] erweitert den Ansatz von Leonhardt. So lag bei Leonhardt der Momentnullpunkt der Sekundärmomente der Gurte genau in der Aussparungsmittle. Analytische Betrachtungen, zum Beispiel mit dem Kraftgrößenverfahren, belegen aber, dass diese Annahme nicht zutreffend ist. Über zwei Näherungsansätze wird die Möglichkeit gegeben, die Exzentrizität des Momentennulldurchganges genauer zu berechnen.

Hinsichtlich der Aufteilung der Querkräfte auf die Gurte kann, basierend auf Ergebnissen einer Literaturstudie, die Querkraftverteilung innerhalb gewisser vernünftiger Grenzen mehr oder weniger frei gewählt werden. Diese Aussage stimmt somit mit den Versuchsergebnissen von Dallmann et. al. (Abschnitt 2.3.1.4) weitestgehend überein.

Weiterhin werden diverse Stabwerkmodelle vorgestellt, mit denen Balken mit rechteckigen Aussparungen bemessen werden können. Teilweise weisen die dort angegebenen Stabwerke aber den Nachteil auf, dass sie den Versagensmechanismus von Balken mit rechteckigen Aussparungen nicht richtig widerspiegeln können.

2.3.1.7 **Ansatz von Ehmman**

Ehmman hat in [38] und [39] die zuvor vorgestellten Bemessungsansätze aufgrund ihrer erwähnten Unzulänglichkeiten weiterentwickelt. Im Rahmen seiner Arbeiten hat Ehmman einen Ansatz entwickelt, mit dem sich die Exzentrizität des Momentennulldurchganges in Abhängigkeit von vielen Einflussparametern genauer berechnen lässt. Weiterhin gibt Ehmman eine Grenzöffnungslänge an, ab der Sekundärmomente berücksichtigt werden müssen, da diese bei kleinen Öffnungslängen keinen Einfluss auf das Tragverhalten von Balken mit Aussparungen ausüben.

Hinsichtlich der Querkraftverteilung in den Gurten definiert Ehmman entsprechend Bild 2.4 fünf Bereiche, in denen, in Abhängigkeit von der Rissbildung, die Aufteilung der Querkraftbeanspruchung auf die Gurte unterschiedlich erfolgt. In der Darstellung in Bild 2.4 wird mit V_c der Anteil der Schubkraft bezeichnet, die über den oberen (Druck)gurt abgetragen wird. V_{tot} gibt die Summe der Schubkräfte des oberen und unteren Gurtes an. V_u charakterisiert die maximal aufgebrachte Schubkraft.

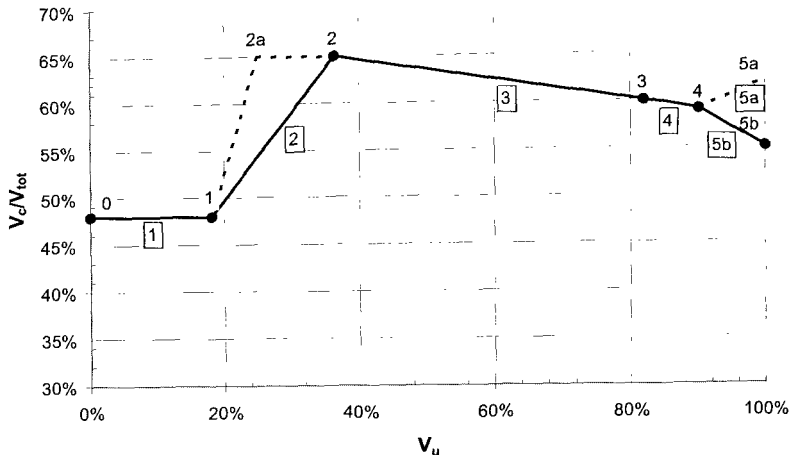


Bild 2.4: Prinzipieller Verlauf der Querkraftverteilung in den Gurten von Balken mit Aussparungen nach charakteristischen Lastbereichen [39]

Nachfolgend erfolgt eine vereinfachende Erläuterung der fünf Bereiche aus Bild 2.4. Die Gleichungen zur Berechnung der Querkraftverteilung werden hierbei jedoch nicht aufgeführt. Sie können [39] entnommen werden.

Im Bereich 1 (zwischen den Punkten 0 und 1) sind die beiden Gurte ungerissen. Die Querkraft verteilt sich anteilig im Verhältnis der ideellen Biegesteifigkeiten auf die Gurte. Aufgrund des höheren Bewehrungsgrades im Zuggurt beteiligt sich dieser im Zustand I etwas mehr am Querkraftabtrag als der Druckgurt. Der Punkt 1 in Bild 2.4 kennzeichnet den Punkt der beginnenden Rissbildung im Untergurt. Ab diesem Punkt wird die zusätzlich aufgebrachte Last nur noch vom Obergurt abgetragen (Bereich 2 in Bild 2.4). Sobald der gesamte Untergurt in den Zustand II übergegangen ist, erfolgt keine Änderung der Querkraftverteilung mehr, bis eine Rissbildung im Obergurt auftritt oder sich ein erstes Fließgelenk ausbildet.

Im Bereich 3 nach Bild 2.4 kommt es auch im Druckgurt zu einer Rissbildung (Punkt 2). Zusätzlich aufgebrachte Beanspruchungen werden jetzt wieder auf beide Gurte verteilt. Der Bereich 3 endet mit der Ausbildung des ersten Fließgelenkes an einem Ende der Öffnungsgurte oder durch ein globales Biegeversagen infolge des Fließens beider Bewehrungslagen des Zuggurtes.

Der anschließende 4. Bereich erstreckt sich bis zur Ausbildung eines zweiten Fließgelenkes. Im 5. Bereich bilden sich zwei weitere Fließgelenke aus, nach deren Entstehung die

Tragfähigkeit des Balkens völlig erschöpft ist. Ehmann empfiehlt jedoch diesen Bereich in der Bemessung nicht anzusetzen, da sich hier viel zu große Verformungen einstellen. Der Bereich kann zwei Lastpfaden folgen. Der Lastpfad 5a ergibt sich, wenn die zwei zusätzlich entstehenden Fließgelenke sich im Zuggurt ausbilden, bevor der Druckgurt versagt. Dabei wird die zusätzlich aufgebrachte Last allein vom Druckgurt aufgenommen, da die Tragfähigkeit des Zuggurtes völlig erschöpft ist. Bilden sich dagegen zuerst zwei Fließgelenke im Druckgurt aus, bevor das vierte Fließgelenk im Untergurt entsteht, folgt die Querkraftverteilung in den Gurten Lastpfad 5b.

2.3.1.8 Ansatz von Neff

Der zuvor beschriebene Bemessungsansatz von Ehmann wurde nur für Stahlbetonträger entwickelt. Neff untersucht daher über Versuche und numerische Betrachtungen das Tragverhalten von Spannbetonträgern mit rechteckigen Aussparungen. In [93] beschreibt Neff die Ergebnisse ihrer Untersuchungen.

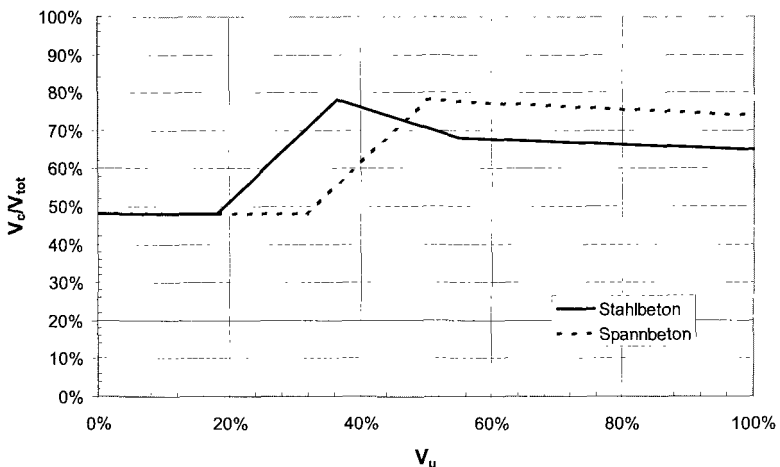


Bild 2.5: Prinzipieller Verlauf der Querkraftverteilung in den Gurten von Spannbeton- und Stahlbetonbalken mit Aussparungen [93]

Bei Spannbetonbalken erfolgt die Erstrissbildung im Zuggurt in Abhängigkeit von der Größe der Vorspannung erst auf einem höheren Lastniveau als bei Stahlbetonbalken (siehe Bild 2.5). Nach der Rissbildung im Zuggurt trägt, wie schon bei den Stahlbetonträgern, der Druckgurt die zusätzlich aufgebrachten Beanspruchungen. Im Vergleich zu den Stahlbetonbalken setzt, infolge der Vorspannung, auch im Obergurt die Rissbildung erst ab einem höheren Lastniveau ein. Nach der Rissbildung in den beiden Gurten der

Spannbetonbalken verläuft die Aufteilung der Querkraft eines Spannbetonbalkens parallel zu der eines Stahlbetonbalkens. Der Anteil der Querkraft im Obergurt ist dabei jedoch etwas höher als bei Stahlbetonbalken. Die Bezeichnungen V_c , V_{tot} und V_u in Bild 2.5 entsprechen denen in Bild 2.4.

2.3.2 Einfluss von runden Aussparungen

2.3.2.1 Ansatz von Leonhardt

Für Balken mit runden Aussparungen empfiehlt Leonhardt [84] eine Bewehrung aus V-förmigen Stäben (siehe Bild 2.6). Werden mehrere Aussparungen angeordnet, ist der Abstand untereinander so zu wählen, dass sich ein Fachwerk mit kreuzenden Druck- und Zugstreben ausbilden kann.

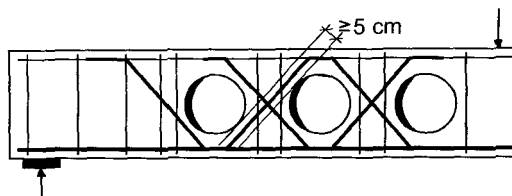


Bild 2.6: Bewehrungsanordnung bei Balken mit runden Aussparungen [84]

2.3.2.2 Ansatz von Dallmann et. al.

Dallmann et. al. haben, wie bereits in Abschnitt 2.3.1.4 beschrieben, Versuche an Balken mit eckigen und runden Aussparungen durchgeführt [15]. Dabei stellten sie bei runden Aussparungen ein deutlich günstigeres Tragverhalten fest als bei eckigen. Dies gilt insbesondere für Umfang und Fortschreiten der Rissbildung. Das Tragverhalten kann mit Streben- oder Pfostenfachwerken beschrieben werden, wobei sich Pfostenfachwerke hinsichtlich des Rissverhaltens und der Tragfähigkeit günstiger verhalten, jedoch mehr Bewehrung erfordern. Um die Tragfähigkeit von Vollwandträgern zu erreichen, soll die lastzugewandte Seite von Aussparungen besonders durch Aufhängebügel bewehrt werden.

2.3.2.3 Ansatz von Hottmann und Schäfer

Hottmann und Schäfer beschreiben in [22] sehr ausführlich das Tragverhalten von Balken mit runden Aussparungen. Wie schon Leonhardt führen sie dabei das Tragverhalten auf Stabwerkmodelle zurück. Sie unterscheiden dabei mehrere Möglichkeiten zur Ausbildung von Stabwerken. Für die Zugstreben können vertikale oder schräge Stäbe verwendet

werden. Die Druckstreben lassen sich mit parallelen oder fächerförmigen Druckfeldern beschreiben.

Modelle mit vertikalen Zugstreben weisen den Vorteil auf, dass die vertikale Bügelanordnung beibehalten werden kann. Die sich auf Basis des Modells ergebende optimale Aussparungsform wäre hier eigentlich dreieckförmig (siehe Bild 2.7). Aber auch bei diesem Modell werden in der Regel runde Aussparungen angeordnet. Die größte Aussparungsgröße ergibt sich, wie Bild 2.7 und Bild 2.8 zeigen, wenn die Aussparung direkt über dem Zuggurt und neben dem vertikalen Zugfeld platziert wird.

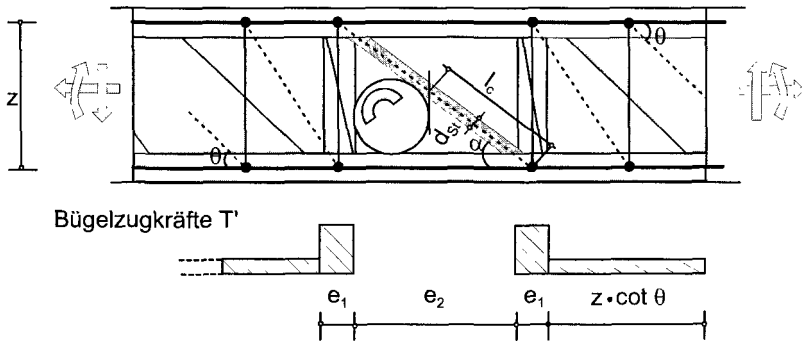


Bild 2.7: Stabwerk mit parallelem Druckfeld [22]

Wie aus Bild 2.7 ersichtlich, muss bei der Modellierung des Stabwerks mit einem parallelen Druckfeld die gesamte Kraft über konzentrierte Zugfelder vor (auflagerfern) und nach (auflagernah) der Aussparung in den Druckgurt gehängt werden. Baupraktisch kann das Einlegen der Bewehrung hinter der Aussparung Probleme bereiten, da die zugehörige Bügelbewehrung nicht mehr an einer markanten Stelle eingebaut wird, wie unmittelbar nach der Aussparung. Erfolgt der Einbau der Bewehrung nicht an der dem Modell zugrundeliegenden Position, sind die berechneten Kräfte innerhalb des Stabwerks nicht mehr zutreffend, da die Stabwerksgeometrie verändert ist.

Durch die Wahl einer fächerförmigen Druckstrebe lässt sich, wie Bild 2.8 zeigt, dieses Problem vermeiden. Durch das Auffächern der Druckstrebe wird die konzentrierte Druckstrebenkraft wieder auf Verhältnisse wie im anschließenden B-Bereich verteilt, so dass kein konzentriertes Zugfeld mehr notwendig ist.

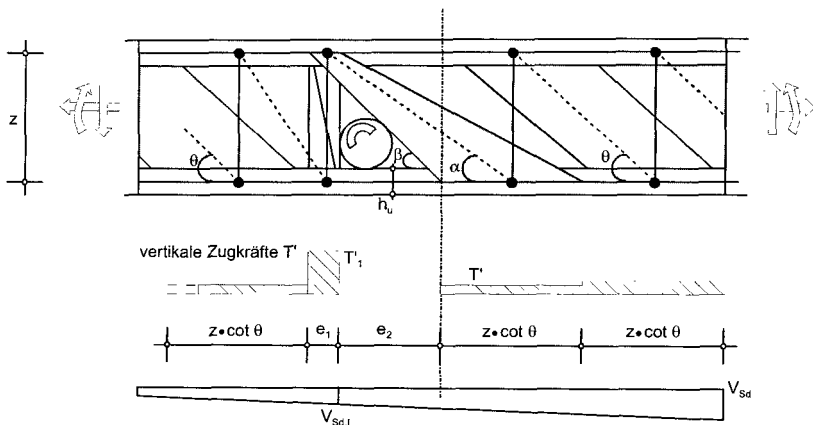


Bild 2.8: Stabwerk mit fächerförmigem Druckfeld [22]

Die Wahl einer fächerförmigen Druckstrebe hat allerdings den Nachteil, dass durch die sich ausbreitende Druckstrebe der mögliche Platz für eine Aussparung kleiner wird. Bei beiden Modellen wird die aufnehmbare Beanspruchung von der Tragfähigkeit der Druckstrebe bestimmt. Das bedeutet, dass mit steigender Aussparungsgröße die Tragfähigkeit immer mehr sinkt. Hottmann und Schäfer haben Diagramme (siehe Bild 2.9) entwickelt, aus denen sich in Abhängigkeit von der Beanspruchung und der Druckstrebenneigung die maximal mögliche Aussparungsgröße bestimmen lässt.

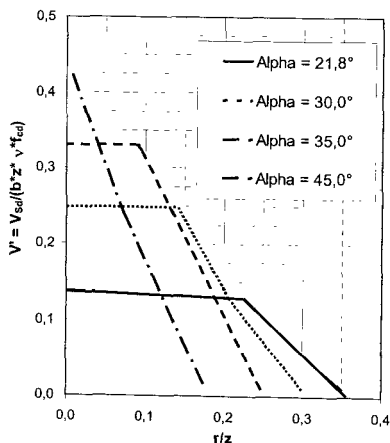


Bild 2.9: Diagramm zur Tragfähigkeitseinschätzung einer Aussparungsgeometrie, für $h_u/z = 0,1$ bei einem Druckstrebenwinkel im anschließenden B-Bereich von 45° bei einer gefächerten Druckstrebe [22]

Mit der Wahl einer schrägen Bewehrung im Bereich einer Aussparung und fächerförmigen Druckstrebe können größere Aussparungen sowie eine erhöhte Tragfähigkeit erreicht werden. Die optimale Position der Aussparungen ist bei dieser Variante mittig zwischen dem Druck- und Zuggurt (siehe Bild 2.10). Nachteilig ist jedoch, dass die erforderliche Bügelbewehrung schräg eingebaut werden muss.

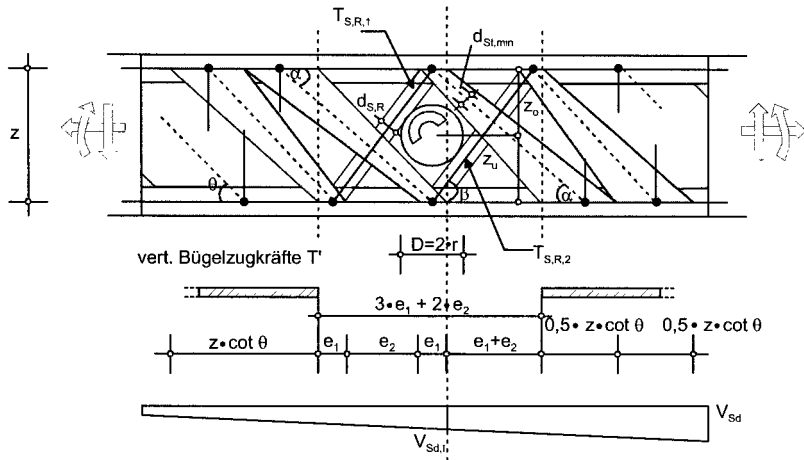


Bild 2.10: Modell mit schrägen Zugfeldern [22]

Die Tragwirkung dieses Modells beruht darauf, dass die Querkraft in zwei Teile aufgespalten wird und zwei konzentrierte, schräge Zugfelder jeweils direkt vor und hinter der Aussparung geführt werden. Die Kraftein- und -ausleitung in den konzentrierten Zugfeldern erfolgt über fächerförmige Druckfelder.

Für alle zuvor beschriebenen Modelle werden allgemeingültige Ansätze zur Bemessung abgeleitet, die [22] entnommen werden können.

2.3.2.4 Ansatz von Schmidt (Berücksichtigung von Stahlfaserbeton)

Schmidt hat in [108] den Ansatz von Hottmann und Schäfer so weiterentwickelt, dass die Nachweise um einen Stahlfasertraganteil erweitert wurden. Der Stahlfasertraganteil beruht dabei im Wesentlichen auf der Nachweisführung des DBV-Merkblattes „Stahlfaserbeton“ [28]. Es wurden Ansätze für auflagerferne und -nahe Bereiche entwickelt. Mit diesen Ansätzen kann für Balken aus Stahlfaserbeton eine um den Stahlfasertraganteil reduzierte Bügelbewehrung berechnet werden. Aus Schmidts Ausführungen wird deutlich, dass bei Aussparungsgrößen größer $0,3 \cdot h$ die Zulage einer Bügelbewehrung empfeh-

lenswert ist, um eine ausreichende Tragfähigkeit zu erreichen. Versuche zur Bestätigung seiner Ausführungen liegen jedoch nicht vor.

2.4 Einfluss der Aussparungslage

2.4.1 Ansatz von Leonhardt

In Abschnitt 2.2 wurde festgestellt, dass die Größe der Aussparung nicht die Ausbildung wichtiger Druckstreben verhindern darf. Daraus leitet Leonhardt in [84] ab, dass in Bereichen kleiner Querkräfte die Aussparungen größer sein dürfen als in Bereichen mit großer Querkraft. Das heißt, dass bei Einfeldbalken mit Streckenlasten große Aussparungen in Feldmitte und kleine im Auflagerbereich angeordnet werden können.

2.4.2 Ansatz von Monnier

Monnier beschreibt in [92] Versuche an Spannbetonbalken mit runden Aussparungen, bei denen festgestellt wurde, dass Aussparungen im Bereich kleiner Querkräfte die Tragfähigkeit der Balken nicht beeinflussen, solange durch die Aussparungen die Betondruckzone nicht eingeschnürt wird. In Bereichen großer Querkräfte hingegen wird die Tragfähigkeit der Balken durch Aussparungen reduziert, wenn es infolge der Querkraftbeanspruchung zwischen den Aussparungen zu einer Rissbildung kommt. Ob die Gefahr einer Rissbildung besteht, kann nach Gl. (2.6) berechnet werden, indem die gesamte Querkraft im Bereich der Aussparungen auf den verbleibenden Steg zwischen den Aussparungen bezogen wird.

$$f_{c,\varnothing} = \frac{x_b + \varnothing}{x_b} \cdot \frac{V_{E,k}}{b_w \cdot h} \leq f_{ctm} \quad (2.6)$$

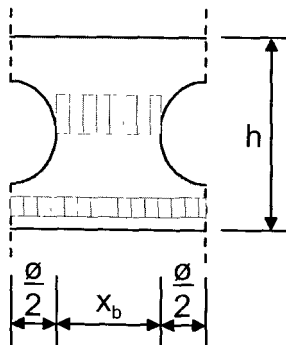


Bild 2.11: Bezeichnungen der Gl. (2.6)

Mit der dimensionsgebundenen (kN und cm) Gl. (2.7) kann für den Fall, dass es zu einer Rissbildung kommt, die Rissbreite abgeschätzt werden.

$$w_k = \frac{1}{32} \cdot V_{E,k}^2 \cdot \frac{\sigma}{E_s \cdot a_{sw}^2 \cdot h \cdot \tau_{sm}} \quad [\text{cm}] \quad (2.7)$$

Die Verbundspannung τ_{sm} kann dabei nach Heft 525 des DAFStb [25] nach Gl. (2.8) berechnet werden.

$$\tau_{sm} = 1,8 \cdot f_{ctm} \quad (2.8)$$

2.4.3 Ansatz von Hottmann und Schäfer

Hottmann und Schäfer entwickeln in [22] aus theoretischen Überlegungen Stabwerkmodelle für Aussparungen in Balkenmitte und im Auflagerbereich. Die Stabwerke, die für Aussparungen im Feld angewendet werden sollen, wurden in Abschnitt 2.3.2.3 bereits beschrieben. Für Aussparungen im Auflagerbereich empfehlen sie den Ansatz vertikaler Zugfelder in Kombination mit einem parallelen Druckfeld.

2.4.4 Ansatz von Neff

Neff beschreibt in [93], dass die Lage von Aussparungen in bewehrten Balken keinen Einfluss auf das Verformungsverhalten ausübt. Ähnliche Ergebnisse haben auch Barney et. al. [2] bei ihren Versuchen erzielt. Erst bei Erreichen der Traglast wiesen die Balken mit Aussparungen deutlich größere Verformungen auf als Vollwandbalken.

2.4.5 Ansatz von Barney

Barney et. al. [2] ordneten bei einem ihrer Versuchsbalken eine Aussparung im Bereich der Verankerungslänge der Spannritzen an. Infolge der Beanspruchung im Versuch kam es zu einer Rissbildung im Zuggurt der Aussparung, welche die Verankerung der Spannritzen so stark beeinträchtigte, dass es bei diesem Balken zu einem Verbundversagen deutlich unterhalb der Biegetragfähigkeit kam.

2.4.6 Ansatz von Somes und Corley

Auch Somes und Corley kommen bei ihren Untersuchungen zu dem Ergebnis, dass sich das Verformungsverhalten von bewehrten Balken mit Aussparungen kaum von dem von Vollwandbalken unterscheidet. Auf das Tragverhalten wirkt sich die Lage der Aussparung aber sehr wohl aus. Aussparungen, die sehr nah am Auflager liegen, verringern die Tragfähigkeit von Balken nicht, da die letzte Druckstrebe noch vor der Aussparung verläuft.

Wird die Aussparung jedoch ins Feld verschoben, wird die Ausbildung der letzten Druckstrebe gestört. Bei Balken ohne Bewehrung im Bereich der Aussparung reduziert sich die Tragfähigkeit dann zum Teil auf ca. 40 %. Ist jedoch eine Schubbewehrung vor und hinter der Aussparung angeordnet, ändert sich die Tragfähigkeit im Vergleich zum Vollwandbalken nicht.

2.5 Einfluss der Aussparungsanzahl

2.5.1 Ansatz von Leonhardt

Leonhardt beschreibt in [84], dass, wie schon zuvor bei der Aussparungsgröße und -lage, durch das Anordnen mehrerer Aussparungen die Ausbildung wichtiger Druckstreben nicht verhindert werden darf. Bei vielen Aussparungen sollte weiterhin darauf geachtet werden, dass der Steifigkeitsverlust nicht zu hoch wird, damit die Verformungen im zulässigen Bereich verbleiben. In Bild 2.6 wird von Leonhardt ein Vorschlag zur Anordnung einer Bewehrung in Balken mit mehreren runden Aussparungen gemacht. Die Bemessung dieser Bewehrung kann über Stabwerke erfolgen.

Zur Bemessung von Balken mit mehreren rechteckigen Aussparungen empfiehlt Leonhardt das Tragverhalten auf einen Vierendeelträger zurückzuführen. Detaillierte Angaben hinsichtlich der dabei anzusetzenden Steifigkeiten werden allerdings nicht gemacht.

2.5.2 Ansatz von Somes und Corley

In ihrer Versuchsreihe haben Somes und Corley auch den Einfluss von Aussparungsgruppen untersucht [116], bei denen der Abstand zwischen den Aussparungen variiert wurde. Als minimalen Abstand empfehlen sie $0,25 \cdot h$ bzw. 10 cm. Durch die Anordnung einer entsprechenden Bügelbewehrung zwischen den Aussparungen kann die Tragfähigkeit von Vollwandbalken erreicht werden.

2.5.3 Ansatz von Wagner

Wagner berichtet in [122] über Versuchsergebnisse von Balken mit Aussparungsgruppen. In seinen Versuchen hat Wagner festgestellt, dass Aussparungsgruppen in Bereichen niedriger Querkräfte die Tragfähigkeit von Balken nicht beeinflussen, solange durch sie die Druckzone der Balken nicht eingeschnürt wird. In Bereichen hoher Querkräfte hingegen wird die Tragfähigkeit von bewehrten Balken zum Teil deutlich reduziert. Entscheidend für die Größe des Tragfähigkeitsverlustes sind dabei die Abstände benachbarter Aussparungen. Ist der Abstand gering, stellt sich als Tragmechanismus ein Vieren-

deeltträger ein, dessen schmale Pfosten schon bei geringen Beanspruchungen auf Druck versagten. Mit wachsendem Abstand kann sich dann jedoch zwischen zwei benachbarten Aussparungen eine Druckstrebe ausbilden. Wagner führt den Tragmechanismus dieser Balken auf Fachwerkträger zurück.

Durch eine günstige Bewehrungsanordnung im Bereich der Aussparungen konnte die Tragfähigkeit deutlich gesteigert werden. Bei Balken ohne Bügelbewehrung hingegen führte die Ausbildung des ersten Schubrisses zum Schubversagen. Günstig auf das Tragverhalten wirkt sich ein Höhenversatz in auflagernahen Aussparungsgruppen gemäß Bild 2.12 aus.

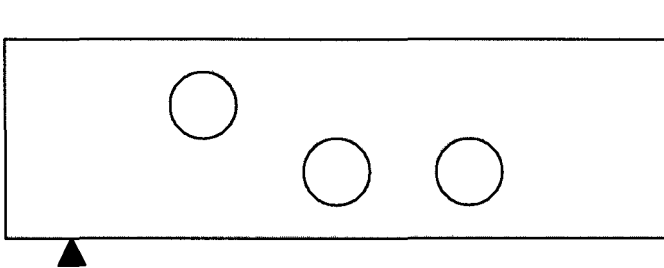


Bild 2.12: Höhenversatz in Aussparungsgruppen

In seinen Versuchen beobachtete Wagner, dass auch die Art der Belastung die Tragfähigkeit von Balken mit und ohne Aussparungen stark beeinflusst. So ergaben sich bei einer Belastung der Balken durch Einzellasten 30 bis 50 % geringere Traglasten als bei Streckenlasten.

2.5.4 Ansatz von Hauri

Aufgrund eines Schadensfalls an einem Balken mit sehr vielen Aussparungen macht Hauri in [66] Angaben, wie Balken mit mehreren Aussparungen zu konstruieren und zu bemessen sind. In Bild 2.13 sind für mehrere Konstruktionsmöglichkeiten die zugehörigen statischen Systeme angegeben.

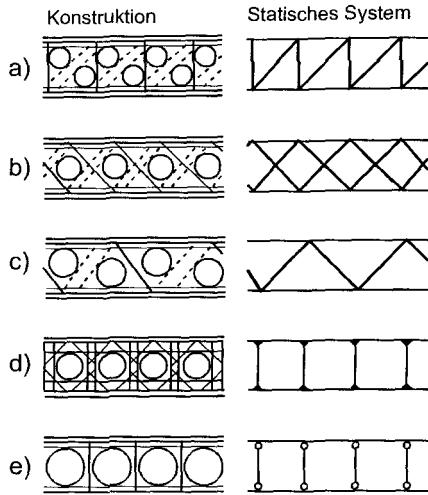


Bild 2.13: Konstruktionen und statische Systeme von Balken mit Aussparungsgruppen [66]

Die Konstruktionen a) bis c) können mit Fachwerken abgebildet und bemessen werden. Voraussetzung, damit sich diese Fachwerke ausbilden können, ist neben der richtigen Bemessung der Zugstreben, dass auch den Druckstreben ausreichend Platz zwischen den Aussparungen verbleibt. Werden die Aussparungen enger angeordnet, können sich zwischen diesen keine ausreichend tragfähigen Druckstreben mehr ausbilden. Dann geht die Konstruktion in ein rahmenartiges System d) (Vierendeelträger) über. Dabei werden die Pfosten und Gurte auf Biegung und Schub beansprucht. Dies erfordert eine entsprechende Bewehrung dieser „Bauteile“. Können die Pfosten nicht biegesteif an die Gurte angeschlossen werden e), ändert sich das Tragsystem erneut. Die Pfosten können nur noch zum Abtrag vertikaler Beanspruchungen herangezogen werden und erzwingen eine einheitliche Biegelinie der beiden Gurte. Statisch gesehen, handelt es sich bei diesem System um zwei Einzelbalken, deren Tragfähigkeit deutlich unterhalb der eines Vollwandbalkens liegt.

Für die Konstruktionsvarianten a) bis c) gibt Hauri an, dass sie die gleiche Tragfähigkeit erreichen können, wie ein Vollwandträger. Die Versuche von Dallmann et. al. bestätigen diese Annahme und weisen ebenfalls auf eine sorgfältige bauliche Durchbildung dieser Balken durch eine geeignete Zusatzbewehrung hin. Den Varianten d) und e) werden geringere Tragfähigkeiten zugeordnet. Genauere Angaben zur Bemessung von Balken mit

Aussparungsgruppen werden von Hauri allerdings nicht gemacht, sondern dem ausführenden Ingenieur überlassen.

2.5.5 Ansatz von Hottmann und Schäfer

Hottmann und Schäfer geben in [22] auch für Balken mit Aussparungsgruppen Empfehlungen zur Bemessung mit Stabwerkmodellen an. In Abhängigkeit von Größe und Abstand der Aussparungen können dabei, wie schon bei den Einzelaussparungen, vertikale und schräge Zugfelder, sowie parallele und fächerförmige Druckstreben verwendet werden. Eine allgemeingültige Ableitung von Bemessungsansätzen ist aber aufgrund der Vielzahl der verschiedenen Anordnungsmöglichkeiten der Aussparungen nicht durchgeführt wurden.

2.5.6 Ansatz von Neff

Neff berichtet in [93] über Versuche und numerische Berechnungen zur Untersuchung des Tragverhaltens von Balken mit rechteckigen Aussparungsgruppen. Danach ist die erreichbare Traglast abhängig von der Aussparungsgeometrie sowie vom Aussparungsabstand. Das Tragverhalten eines Balkens mit Aussparungsgruppen führt sie, wie schon Leonhardt, auf einen Vierendeelträger zurück. Die Verteilung der Beanspruchungen auf die Gurte und Pfosten des gedachten Vierendeelträgers ist abhängig von deren jeweiligen Biegesteifigkeiten. In [93] stellt Neff die ersten Berechnungsansätze hierzu vor.

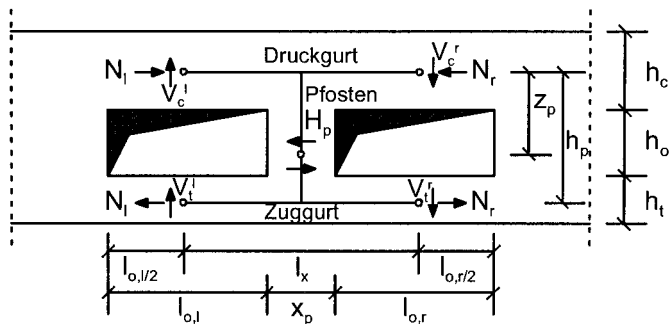


Bild 2.14: Tragmodell für einen Balken mit Aussparungsgruppen [93]

Wie schon Leonhardt (siehe Abschnitt 2.5.1), weist auch Neff darauf hin, dass infolge des großen Steifigkeitsverlustes bei Aussparungsgruppen die Verformungen genauer betrachtet werden müssen.

2.6 Einfluss der Bewehrung

Somes und Corley haben in ihren Versuchen, siehe auch Abschnitt 2.2.2, das Tragverhalten von schubbewehrten und nicht schubbewehrten Balken mit und ohne Aussparungen untersucht [116]. Unbewehrte Balken erreichten dabei, bei einem Versuchsaufbau nach Bild 2.1, nicht die volle Biegetragfähigkeit. Bei unbewehrten Balken mit Aussparungen stellten sie deutlich größere Verformung fest als bei bewehrten. Das Versagen von unbewehrten profilierten Balken erfolgte, nachdem der Riss 6 in Bild 2.15 ein Abscheren des Obergurtes vom Steges verursachte.

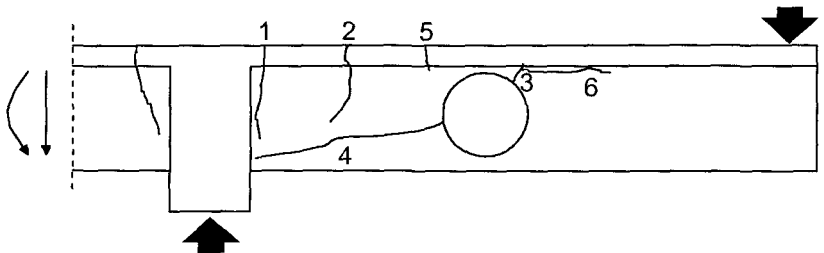


Bild 2.15: Abscheren des Steges vom Obergurt

Durch die Anordnung einer Bügelbewehrung vor und hinter einer Aussparung konnte die Tragfähigkeit auf die eines Vollwandbalkens gesteigert werden.

2.7 Bewertung der beschriebenen Ansätze

In diesem Abschnitt wurde aufbauend auf einer Literatursichtung das Tragverhalten von Balken mit Aussparungen näher beschrieben. Zahlreiche Einflussgrößen auf das Tragverhalten, wie Größe, Form, Lage und Anzahl der Aussparungen, wurden dabei näher betrachtet. Dabei zeigte sich, dass bei allen nationalen Bemessungsansätzen zur Beschreibung des Tragverhaltens von Balken mit Aussparungen eine Bügelbewehrung im Bereich der Aussparungen vorzusehen ist. Dies ist im Wesentlichen darauf zurückzuführen, dass sämtliche Bemessungsmodelle auf Stab- oder Rahmentragwerken basieren, die eine entsprechende Bewehrung erfordern. Aber auch die Tatsache, dass die DIN 1045-1 zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilversagens stets eine Mindestbewehrung fordert, hat offensichtlich dazu geführt, dass in Deutschland keine dem Verfasser bekannten Untersuchungen zum Tragverhalten von Bauteilen mit Aussparungen ohne Schubbewehrung durchgeführt wurden. Balken mit Aussparungen, die über eine entsprechende Bewehrung verfügen, erreichen die Tragfähigkeit von Vollwandbalken.

Im Ausland wurden Balken in der Vergangenheit häufig ohne Schubbewehrung ausgeführt. Dabei wird in Bezug auf die Schubtragfähigkeit die Zugfestigkeit des Betons angesetzt. Anforderungen an ein duktilen Bauteilversagen, wie es die DIN 1045-1 fordert, wurden dabei offensichtlich nicht gestellt. Daher war es naheliegend, dass im Ausland auch das Tragverhalten von unbewehrten Balken mit Aussparungen untersucht wurde. Dabei wurde festgestellt, dass durch Aussparungen je nach Größe und Lage die Tragfähigkeit sehr stark beeinflusst werden kann. Durch große, auflagennahe Aussparungen wird die Tragfähigkeit deutlich reduziert, wohingegen kleine Aussparungen in Bereichen kleiner Querkräfte die Tragfähigkeit kaum beeinflussen. Dies bedeutet, dass es eine Grenzgröße für Aussparungen gibt, ab der sie die Tragfähigkeit eines Balkens deutlich reduzieren. Diese kann aber je nach Beanspruchungszustand (M-V-Verhältnis) bzw. Lage im Bauteil größer oder kleiner ausfallen. Konkrete Ansätze zur Bemessung von unbewehrten Balken mit Aussparungen wurden nicht gemacht.

Aber auch im Ausland hat sich in den letzten Jahren aufgrund einiger Schadensfälle, bei denen es zu einem spröden Schubversagen kam, die Erkenntnis durchgesetzt, dass sich durch die Anordnung einer Schubbewehrung ein sicheres, duktilen Bauteilverhalten einstellt. So darf beispielsweise nach der australischen Stahlbetonnorm [1] nur noch bei Bauteilen mit einer statischen Höhe kleiner als 25 cm auf die Anordnung einer Mindestschubbewehrung verzichtet werden, wenn die Querkrafttragfähigkeit des unbewehrten Betons nur zu maximal 50 % ausgenutzt wird.

Neben der im internationalen Vergleich unterschiedlichen Sichtweise hinsichtlich der Anordnung einer Bügelbewehrung, bestehen, wie die Ausführungen gezeigt haben, grundlegende Unterschiede im Tragverhalten zwischen runden und rechteckigen Aussparungen. Bei rechteckigen Aussparungen treten zum Teil große Sekundärmomente auf. Diese müssen dann, durch eine im Bereich der Aussparung angeordnete Längsbewehrung, aufgenommen werden. Zur Anordnung dieser Längsbewehrung, sowie zur Hochhängung der Querkräfte vor und gegebenenfalls hinter der Aussparung in die Druckzone, ist die Ausbildung eines Bewehrungskorbes aus Betonstahl erforderlich. Weiterhin kommt es in den Ecken der Aussparungen zu Spannungskonzentrationen, die zu einer Rissbildung führen. Alle diese Tragwirkungen machen eine Ausbildung von rechteckigen Aussparungen, in Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Bewehrung, nur in Einzelfällen möglich. Bei runden Aussparungen, die aus geometrischen Gründen auf eine deutlich kleinere Maximalgröße beschränkt sind, können Einflüsse aus Sekundärmomenten in der Regel vernachlässigt werden. Es ist daher möglich, bei Balken mit runden Aussparungen das Tragverhalten auf ein globales Tragsystem, wie ein Sprengwerk oder Bo-

gen-Zugband-Modell, zurückzuführen, ohne dass dabei eine Bügelbewehrung angeordnet werden muss. Dabei ist jedoch sicherzustellen, dass es zu einem duktilen Versagen kommt. Aufbauend auf der Arbeit von Rosenbusch [105], der gezeigt hat, dass unter bestimmten Voraussetzungen durch die Verwendung von Stahlfaserbeton ein duktiler Bauteilversagen möglich ist, ist anzunehmen, dass auch bei Balken mit Aussparungen, ohne zusätzliche Bügelbewehrung, sich ein tragfähiges Gesamtsystem mit duktilem Verhalten einstellt.

Allerdings kann keines der zuvor erläuterten Modelle für die in Abschnitt 1 aufgeführte Problemstellung herangezogen werden. Daher ist die Durchführung umfangreicher Versuche und ergänzender numerischer Betrachtungen erforderlich, um ein Bemessungsmodell für Balken ohne Betonstahlbewehrung, mit und ohne Aussparungen, unter Verwendung von Stahlfaserbeton ableiten zu können. Ein duktiler Bauteilversagen soll dabei durch die Verwendung von Stahlfaserbeton sichergestellt werden. Da runde Aussparungen ein deutlich günstigeres Tragverhalten aufweisen als rechteckige, werden nachfolgend nur noch runde Aussparungen betrachtet. Im nächsten Abschnitt wird kurz auf die für diese Arbeit wesentlichen Eigenschaften von Stahlfaserbeton eingegangen, bevor danach die durchgeführten Versuche und numerischen Betrachtungen erläutert werden.

3 Selbstverdichtender Stahlfaserbeton

3.1 Allgemeines

Im vorherigen Abschnitt wurde das Tragverhalten von Balken mit Aussparungen beschrieben. Dabei wurde deutlich, dass insbesondere die nationalen Bemessungsansätze bei Betonbalken mit und ohne Aussparungen stets eine Mindestbügelbewehrung fordern, um eine entsprechende Tragfähigkeit bei einem duktilen Bauteilversagen sicherstellen zu können. Die in den letzten Jahren rasch voranschreitenden Entwicklungen auf dem Gebiet des Stahlfaserbetons sowie deren Anwendungen bei diversen Bauprojekten [43], [44], [49], zeigen, dass durch die Verwendung von Stahlfaserbeton unter Beachtung gewisser Randbedingungen, wie zum Beispiel einer Mindestfasermenge, ein duktileres, tragfähiges Bauteil entsteht [105], bei dem sich durch den Wegfall von zeitaufwendigen Bewehrungsarbeiten große wirtschaftliche Vorteile ergeben, die durch die Verwendung von SVB noch weiter gesteigert werden können. Da bereits zu diesen Betonen eine Vielzahl von Veröffentlichungen erschienen sind, wird in diesem Abschnitt im Wesentlichen nur auf die Eigenschaften dieser Betone eingegangen, die für diese Arbeit von Bedeutung sind.

3.2 Stahlfaserbeton

3.2.1 Allgemeines

Fasern überbrücken Risse, übertragen dabei Kräfte über den Riss, reduzieren die Rissverlängerung, verbessern die Dauerhaftigkeit und verringern bei großen Faserzugabemengen den mechanischen Abrieb. Die Idee, einem Werkstoff Fasern zur Verbesserung seiner mechanischen Eigenschaften zuzugeben, ist jedoch nicht neu. So enthielten beispielsweise schon in der Antike Tonziegel Strohfasern oder Tierhaare [56].

Für Beton eignen sich nur Fasern, die in dessen alkalischen Milieu bestehen. Sie müssen eine ausreichende Biegesteifigkeit aufweisen, so dass sie während des Mischens nicht verbogen werden oder zerbrechen. Weiterhin dürfen durch die Faserzugabe weder die Frisch- noch die Festbetoneigenschaften negativ beeinflusst werden [76]. Damit sich nach der Rissbildung die Fasern in großem Umfang an der Tragwirkung beteiligen können, ohne dass es dabei zu großen Bauteilverformungen kommt, müssen sie einen hohen E-Modul und eine hohe Zugfestigkeit aufweisen. In Tabelle 3.1 sind einige Fasern, die den zuvor aufgeführten Eigenschaften entsprechen, mit ihren wesentlichen Materialkennwerten aufgeführt.

Tabelle 3.1: Zusammenstellung von Fasern mit ihren Materialeigenschaften [76]

Faserart	E-Modul [kN/mm ²]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Bruchdehnung [%]	Dichte [t/m ³]	Typische Länge [mm]	Typischer Ø [µm]
Stahlfasern	160+210	900+2.600	1+10	7,85	12+70	150+1.200
Blechfasern	210	270+1.000	10	7,85	12+50	400+650
Glasfasern	75	1.500+4.000	1,5+3,5	~2,65	3+25	3+30
PP-Fasern	4+18	320+560	5+20	0,91	6+19	18+100
Polyacrylnitrilfasern	15+20	330+530	6+10	1,18	4+24	18+104
Polyvinylalkoholfasern	25+40	880+1.600	6+10	1,30	6+30	27+660
Polyethylenfasern	90+170	2.500+3.100	2,7+3,5	0,97	12+38	38
Kohlenstofffasern	200+400	2.000+5.000	0,4+2,0	~1,88	6+12	5+10
Aramidfasern	70+130	2.700+3.600	2,1+4,0	~1,42	12+20	10
Zellulosefasern	5+100	120+1.000	3+25	~1,38	2+350	15+400
Asbestfasern	160+200	1.000+4.500	2+3	~3,00	< 40	0,02+30

Stahlfasern eignen sich aufgrund ihres hohen E-Moduls, ihrer hohen Zugfestigkeit sowie ihrer hohen Bruchdehnung gemäß der Auflistung in Tabelle 3.1, ihrem Verhalten beim Mischen des Betons und wegen ihres verhältnismäßig günstigen Preises, besonders für die Anwendung in Beton. Daher werden im Folgenden nur noch Stahlfasern betrachtet.

3.2.2 Stand der Normung

Trotz der eingehenden Erforschung des Materials Stahlfaserbeton in den letzten Jahrzehnten, gibt es in Deutschland bislang kein bauaufsichtlich eingeführtes Regelwerk für die Bemessung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton. Bei den vielen bereits aus Stahlfaserbeton hergestellten Bauteilen waren daher Zustimmungen im Einzelfall oder allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen erforderlich. Die Bemessung dieser Bauteile erfolgte dabei in der Regel auf Grundlage des bauaufsichtlich nicht eingeführten DBV-Merkblattes „Stahlfaserbeton“ [28].

In einem Unterausschuss des DAfStb wird derzeit eine Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [27] erarbeitet, nach deren bauaufsichtlicher Einführung künftig die Bemessung und konstruktive Durchbildung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton möglich sein soll. Bauteile aus

hochfestem Beton, sowie solche mit Aussparungen, werden in dieser Richtlinie jedoch nicht oder nur unzureichend geregelt.

Da der Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ vermutlich in absehbarer Zeit bauaufsichtlich eingeführt und somit künftig bei der Bemessung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton verwendet werden kann, wird dieser in den nachfolgenden Abschnitten dieser Arbeit zugrundegelegt und gegebenenfalls um besondere Nachweise für Spannbetonbalken mit Aussparungen ergänzt.

3.2.3 Tragverhalten

Stahlfasern in Beton bewirken, dass nach Rissbildung Kräfte auch über den Riss übertragen werden können. Voraussetzung dafür ist, dass die Stahlfasern ausreichend verankert sind. Diese Verankerung kann durch eine spezielle Ausbildung der Endhaken, der Faserform (gewellte Faser) und lediglich über Verbund erfolgen. Zur Verankerung einer einzelnen Faser sind unter anderem in [76], [102] entsprechende Ansätze zu finden. Da jedoch nicht das Tragverhalten einer einzelnen Stahlfaser untersucht werden soll, sondern das Tragverhalten aller Fasern im Riss, wird auf diese Ansätze nicht weiter eingegangen.

Zum Versagen von Bauteilen aus Stahlfaserbeton kommt es entweder durch Herausziehen der Stahlfasern aus der Betonmatrix (Verbundversagen) oder durch ein Reißen der Stahlfasern (Zugversagen) [76]. Das Reißen der Stahlfasern sollte jedoch durch eine entsprechende Wahl der Zugfestigkeit der Stahlfasern verhindert werden, da es beim Zugversagen durch einen „Reißverschlussseffekt“ zu einem spröden Versagen, wie bei einem faserlosen Beton, kommen kann.

3.2.3.1 Druckbeanspruchung

Durch die Zugabe von Stahlfasern erhöhen sich die Druckfestigkeit und die zugehörige Bruchdehnung von Betonen nicht signifikant. Das Nachbruchverhalten kann jedoch verbessert werden. So verläuft der abfallende Ast der Arbeitslinie im Nachbruchbereich mit steigendem Fasergehalt immer flacher. Arbeitslinien von Stahlfaserbeton können Bild 3.1, Bild 5.15 und Bild 12.149 des Anhangs entnommen werden. Die Verbesserung des Nachbruchverhaltens ist insbesondere für hochfeste Betone interessant, da diese mit steigender Druckfestigkeit ein immer spröderes Tragverhalten aufweisen.

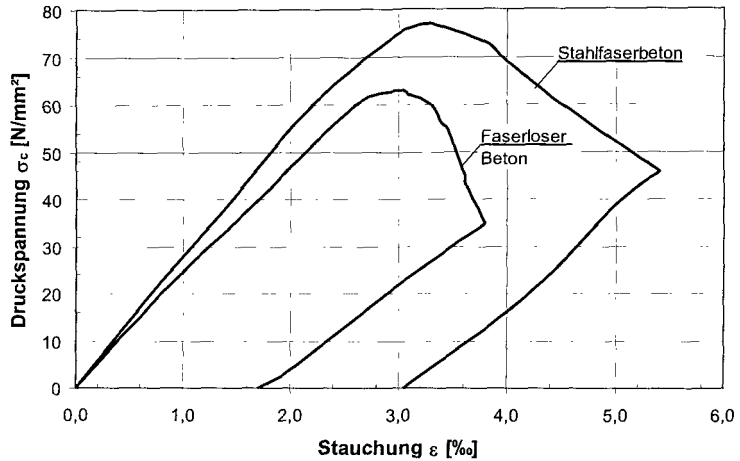


Bild 3.1: Vergleich der Arbeitslinien eines faserlosen und eines Stahlfaserbetons unter Druckbeanspruchung [73]

3.2.3.2 Zugbeanspruchung

Ähnlich wie bei der Druckbeanspruchung wird die Zugfestigkeit und die zugehörige Rissdehnung des Betons durch die Zugabe von Stahlfasern nur unwesentlich vergrößert. Eine Verbesserung des Tragverhaltens wird durch die Stahlfasern wieder nur im Nachrissbereich erzielt. Dabei wirkt sich, wie Bild 3.2 zeigt, die Fasermenge entscheidend auf das Tragverhalten aus.

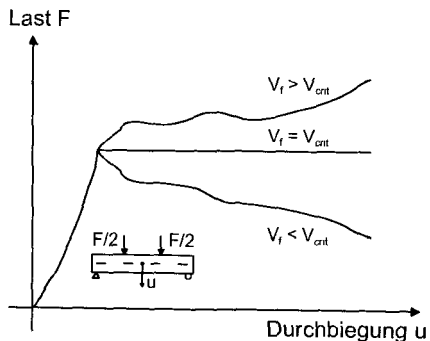


Bild 3.2: Einfluss des Fasergehaltes auf das Tragverhalten

Der kritische Fasergehalt V_{crit} in Bild 3.2 bezeichnet dabei die Fasermenge, mit der die Risskraft eines Stahlfaserbetonquerschnittes gehalten werden kann. Sie kann nach Gl. (3.1) berechnet werden:

$$V_{\text{crit}} = \frac{\sigma_{\text{cr}}}{\tau} \cdot \frac{d_f}{l_f} \quad [76] \quad (3.1)$$

Die Faserschlankheit l_f / d_f beeinflusst dabei sowohl die nachfolgend erläuterte Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons als auch den kritischen Fasergehalt V_{crit} . Der kritische Fasergehalt V_{crit} wird jedoch bei Stahlfaserbeton nur bei sehr hohen Zugabemengen erreicht. Aufgrund der damit verbundenen hohen Materialkosten wird Stahlfaserbeton in der Regel nur mit Fasergehalten unter V_{crit} hergestellt. Stahlfaserbeton ordnet sich hinsichtlich seines Zugtragverhaltens somit zwischen unbewehrten und mit Betonstahl bewehrten Beton ein. Das heißt, „normaler“ Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung ist nicht in der Lage, die beim Riss freiwerdenden Kräfte aufzunehmen!

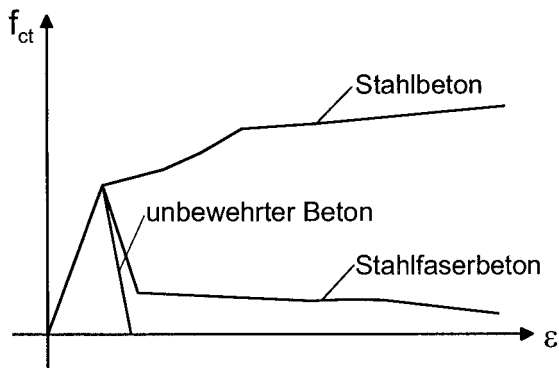


Bild 3.3: Vergleich der Arbeitslinien von unbewehrtem Beton, Stahlfaserbeton und mit Betonstahl bewehrtem Beton unter Zugbeanspruchung

Hinsichtlich einer Bemessung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton ist es erforderlich, die Nachrisszugfestigkeit zu kennen. Dafür stehen diverse Prüfverfahren zur Verfügung [76], [105]. Der Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [27] sieht als Prüfverfahren eine Biegezugprüfung an ungekerbten Biegebalken nach Bild 3.4 vor.

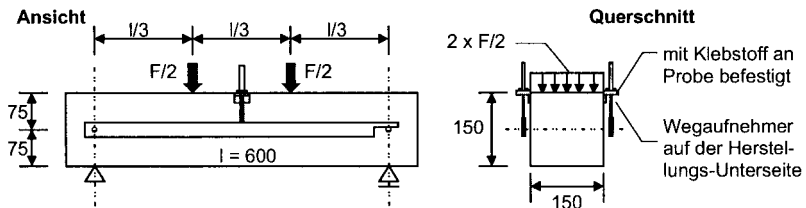


Bild 3.4: Prüfkörpergeometrie und Prüfaufbau für Biegezugprüfungen nach [27]

Besonderes Merkmal des Prüfverfahrens nach dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ ist, wie Gl. (3.2) und Bild 3.5 zeigen, dass die Mittendurchbiegung des Prüfkörpers und die Rissbreite, bei den zugrundegelegten Prüfkörpergeometrien, in etwa die gleiche Größe aufweisen. Dabei wird vorausgesetzt, dass es nur zu einem Riss etwa in Balkenmitte kommt, und die beiden „Balkenhälften“ eine Starrkörperverdrehung durchführen. Mit den Ansätzen gemäß Gl. (3.2) und Gl. (3.6) ist es möglich, das Ergebnis der Prüfung nach dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ mit anderen Prüfverfahren, die auf einer Spannungs-Rissbreiten-Beziehung basieren, zu vergleichen.

$$w = \theta \cdot (h - x) = \frac{2 \cdot u}{l/2} \cdot (h - x) \cong \frac{4 \cdot u}{l} \cdot 0,9 \cdot h = \frac{3,6 \cdot u \cdot 0,15}{0,60} = 0,9 \cdot u \cong u \quad (3.2)$$

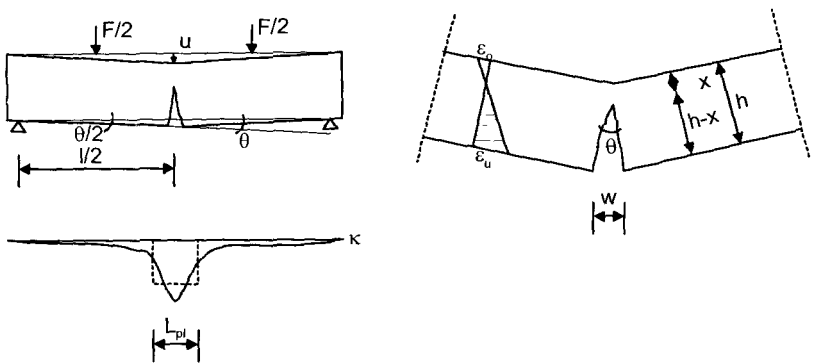


Bild 3.5: Zusammenhang zwischen Rissbreite und Mittendurchbiegung des Prüfkörpers nach Bild 3.4 sowie Krümmungsverlauf über die Prüfkörperlänge und angenommene Dehnungsverteilung im Rissquerschnitt [45], [85]

Bei dem Prüfverfahren nach dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ wird aus zwei kennzeichnenden Punkten (siehe Bild 3.6) aus einer Serie von mindestens sechs Einzelprüfungen die Arbeitslinie des Stahlfaserbetons zur Schnittgrößenermittlung und Bemessung bestimmt. Anhand der dabei berechneten Werte wird der Stahlfaserbeton dann entsprechend seiner „Leistungsfähigkeit“ in sogenannte Leistungsklassen eingeteilt. Das dafür zu verwendende Verfahren wird, wie auch die Umrechnung der im Biegezugversuch ermittelten Nachrissbiegezugfestigkeiten in Nachrisszugfestigkeiten, von Falkner und Teutsch in [56] beschrieben. Diese dort erläuterten Grundlagen zur Beschreibung des Materials Stahlfaserbeton werden im Folgenden als bekannt vorausgesetzt.

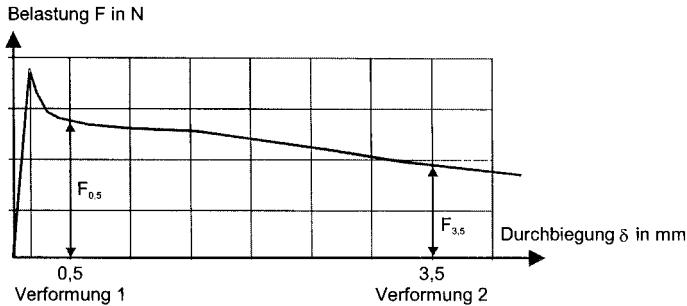


Bild 3.6: Bestimmung der Arbeitslinie von Stahlfaserbeton aus Versuchsergebnissen [27]

Für die Bemessung werden in der Regel Spannungs-Dehnungs-Beziehungen verwendet. Aus dem Prüfverfahren sind aber nur Spannungs-Durchbiegungs- bzw. durch Umrechnung nach Gl. (3.2) Spannungs-Rissbreiten-Beziehungen bekannt. Durch die Annahme eines plastischen Gelenkes kann das Tragverhalten des Prüfkörpers in Bild 3.5 nach erfolgter Rissbildung beschrieben werden, während sich die angrenzenden Bereiche, wie bereits erwähnt, wie Starrkörper verhalten. Innerhalb einer plastischen Länge L_{pl} wird die Querschnittskrümmung als konstant angenommen. Für die Definition der plastischen Länge gibt es, wie Gl. (3.4) zeigt, zwei unterschiedliche Ansätze, die bei einer Prüfkörperhöhe von 15 cm bzw. einer Faserlänge von 60 mm in etwa die gleichen Ergebnisse liefern. Für die nachfolgenden Betrachtungen wird der Ansatz über die Prüfkörperhöhe verwendet. Unter der angenommenen Dehnungsverteilung im Rissquerschnitt gemäß Bild 3.5 lässt sich dann aus der Rissbreite die zugehörige Dehnung ermitteln [56], [85].

$$\theta = \kappa \cdot L_{pl} \quad (3.3)$$

$$L_{pl} \cong h - x \quad \text{oder} \quad L_{pl} \cong 2 \cdot l_f \quad (3.4)$$

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_o - \varepsilon_u|}{h} = \frac{\varepsilon_u}{h - x} \quad (3.5)$$

Durch Einsetzen der Gl. (3.3) bis (3.5) in Gl. (3.2) lässt sich aus der Spannungs-Rissbreiten-Beziehung gemäß Gl. (3.6) die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Entwurfs der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ ableiten [45], [46].

$$w = \theta \cdot (h - x) = \frac{\varepsilon_u}{h - x} \cdot (h - x)^2 \cong \varepsilon_u \cdot 0,9 \cdot h = \varepsilon_u \cdot 0,9 \cdot 0,15 \cong \frac{\varepsilon_u}{7} \text{ [mm]} \quad (3.6)$$

In Bild 3.7 ist die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für nichtlineare Berechnungen angegeben. Für die Querschnittsbemessung wird gemäß des Entwurfs der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ eine ähnliche Spannungs-Dehnungs-Beziehung zugrundegelegt, bei der jedoch die Zugfestigkeit des Betons unberücksichtigt bleibt [27].

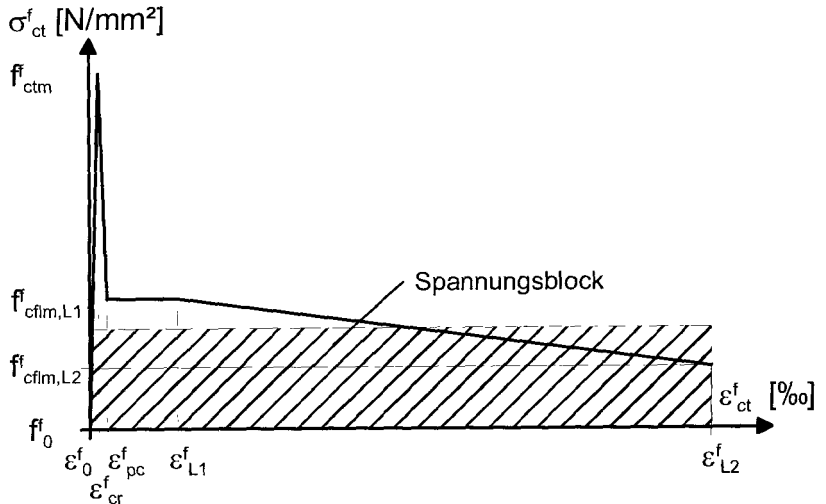


Bild 3.7: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für nichtlineare Berechnungen

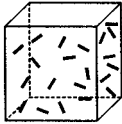
Die Spannungs-Dehnungspunkte in Bild 3.7 können mit den nachfolgenden Gleichungen in Tabelle 3.2 berechnet werden.

Tabelle 3.2: Gleichungen zur Bestimmung der Spannungs-Dehnungs-Punkte in Bild 3.7

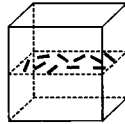
Bezeichnung	σ_{ct}^f [N/mm ²]	ϵ_{ct}^f [‰]	Gl.
unbelastet	$f_0^f = 0$	$\epsilon_0^f = 0$	(3.7)
Erstrissbildung	f_{ctm}^f	$\epsilon_{cr}^f = \frac{f_{ctm}^f}{E_{cm}}$	(3.8)
Beginn Nachrissbereich	$f_{cfim,L1}^f$	$\epsilon_{pc}^f = 2 \cdot \epsilon_{cr}^f$	(3.9)
Verformung I	$f_{cfim,L1}^f$	$\epsilon_{L1}^f = 3,5$	(3.10)
Verformung II	$f_{cfim,L2}^f$	$\epsilon_{L2}^f = 25$	(3.11)

Der Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ sieht als Vereinfachung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung in Bild 3.7 auch eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung auf Basis eines Spannungsblockes vor (siehe ebenfalls Bild 3.7). Diese Beziehung wird beispielsweise für die Schubbemessung herangezogen, kann allerdings auch für die Biegebemessung verwendet werden.

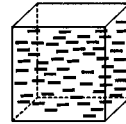
Die Verwendung von Biegezugversuchen zur Bestimmung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Bild 3.7 weisen den Nachteil auf, dass die Ergebnisse von der Orientierung der Stahlfasern beeinflusst werden. In Bild 3.8 sind mehrere Möglichkeiten dargestellt, wie sich Stahlfasern orientieren können.



dreidimensionale Faserausrichtung (Fasern nach Richtung und Ausrichtung räumlich gleichmäßig verteilt, Regelfall)



zweidimensionale Faserausrichtung (Fasern in unterschiedlicher Richtung überwiegend in einer Ebene verteilt, z.B. Faserspritzbeton)



eindimensionale Faserausrichtung (Fasern einachsrig ausgerichtet und über den Querschnitt gleichmäßig verteilt, z.B. stranggepresste Betonwaren)

Bild 3.8: Orientierung von Stahlfasern in Beton [76]

Liegt eine gleichmäßige Verteilung in allen drei Raumrichtungen vor, so spricht man von einer dreidimensionalen Faserausrichtung. In diesem Fall trifft die aus dem Biegezugversuch ermittelte Spannungs-Dehnungs-Beziehung für alle drei Raumrichtungen zu. Sind die Stahlfasern durch Geometrieinflüsse (nah beieinander liegende Schalungsflächen), besondere Herstellungsverfahren (Spritzbeton, Strangpressverfahren) oder Konsistenzen des Betons (Rüttelbeton, SVB) bevorzugt in eine oder zwei Raumrichtungen ausgerichtet, so kann die aus dem Biegezugversuch bestimmte Spannungs-Dehnungs-Beziehung für manche Beanspruchungen, wie Querbiegung oder Schub, unzutreffend sein. Dies hat zur Folge, dass dann der Einfluss der Faserorientierung in der Bemessung, über entsprechende Korrekturfaktoren berücksichtigt werden muss [60], [105]. In Abschnitt 4.8 dieser Arbeit wird daher die Messung der Stahlfaserorientierung detailliert beschrieben und für einige Bauteile in Versuchen bestimmt.

3.2.3.3 Korrosionsverhalten

Ähnlich wie bei Betonstahlbewehrung besteht bei Stahlfasern Korrosionsgefahr. Kützing schreibt in [82], dass in ungerissem Beton auch unter aggressivem Angriff von Chloriden keine Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit von Stahlfaserbeton besteht. Faserkorrosion tritt allenfalls im Oberflächenbereich auf. Betonabplatzungen durch korrodierende Stahlfasern kommen jedoch, im Gegensatz zur Korrosion von Betonstahlbewehrung, aufgrund der, absolut gesehen, deutlich geringen Volumenzunahme im Allgemeinen nicht vor.

An der Oberfläche liegende Stahlfasern stellen, wenn sie rosten, ein ästhetisches Problem dar, dass bei Innenbauteilen baupraktisch jedoch selten auftritt, da die Stahlfasern während des Mischvorgangs mit einer „Betonschlämpeschicht“ ummantelt werden, und daher nicht direkt an der Bauteilaußenkante liegen können. Nur durch starkes Rütteln beim Verdichten des Betons können dann Stahlfasern an die Oberfläche gerüttelt werden und durch Umwelteinflüsse korrodieren.

Bei Außenbauteilen kann es infolge von Umwelteinflüssen nach einigen Jahren dazu kommen, dass auch die mit der „Betonschlämpeschicht“ ummantelten Stahlfasern zu korrodieren beginnen und so das Erscheinungsbild der Bauteile beeinflussen. Auf die Tragfähigkeit hat diese Korrosion jedoch keinen signifikanten Einfluss. Über einen entsprechenden Langzeitversuch (siehe Abschnitt 4.5) wird zur Zeit unter anderem untersucht, wann es zu Korrosionserscheinungen an den Betonoberflächen kommt.

Im gerissenen Zustand II sind die Stahlfasern im Riss nicht vor schädigenden Einflüssen geschützt. Für die Korrosion der Fasern ist jedoch das Feuchtangebot im Riss entscheidend. Die in der Luft enthaltene Feuchtigkeit reicht allerdings nicht aus, damit die Stahlfasern signifikant korrodieren [82].

3.2.4 Biegebemessung

Der Biegebemessung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton liegt, wie bei solchen aus Stahlbeton, die Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte (Bernoulli-Hypothese) zugrunde. Abweichend zu Bauteilen aus Stahlbeton darf in der Zugzone die Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons nach Bild 3.7 angesetzt werden

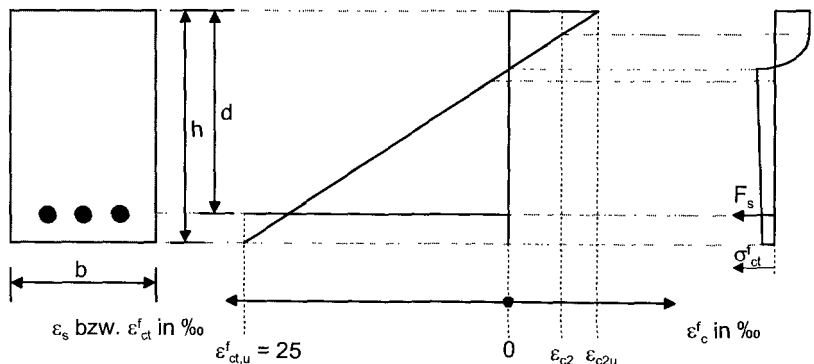


Bild 3.9: Spannungen bzw. Dehnungen zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit

Die Dehnungsgrenzen ε_{c2} und ε_{c2u} des Stahlfaserbetons ergeben sich wie für Stahlbeton nach DIN 1045-1 Abschnitt 9.1.6 Tabelle 9 in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit. Der Grenzzustand der Biegetragfähigkeit gilt als erreicht, wenn die kritische Dehnung des Stahlfaserbetons ($\varepsilon_{ct,u}^f$), der Betonstahlbewehrung (ε_{su}), der Spannstahldehnung ($\varepsilon_{pu} + \varepsilon_p^{(0)}$) oder des Betons (ε_{c2u}) überschritten wird bzw. sich am Gesamtsystem der Zustand eines indifferenten Gleichgewichtes einstellt. Eine Stabilisierung des Systems durch den Ansatz der Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons ist dabei nicht zulässig.

Die Bestimmung der Bemessungswerte der Materialkennwerte des Stahlfaserbetons haben Falkner und Teutsch in [56] eingehend beschrieben, so dass an dieser Stelle darauf verzichtet wird.

3.2.5 Schubbemessung

Auch völlig unbewehrte Bauteile besitzen bekanntlich eine Querkrafttragfähigkeit. Diese ist jedoch erschöpft, sobald das Bauteil in den gerissenen Zustand II übergeht und dabei schlagartig versagt. Bauteile mit einer Längsbewehrung, jedoch ohne eine Bügelbewehrung, zeigen beim Versagen eine höhere Tragfähigkeit als unbewehrte, da sich zumindest bei einem Biegeschubversagen (siehe dazu Abschnitt 8.2.2.1.1) nach erfolgter Biegerissbildung zwischenzeitlich ein stabiles Tragsystem (Bogen-Zugband oder Sprengwerk) einstellt. Aus diesen Biegerissen bilden sich dann Biegeschubrisse, bei deren Verlängerung in die Druckzone es ebenfalls zu einem plötzlichen Versagen kommt. Daher fordert die DIN 1045-1, um dieses spröde Versagen zu verhindern, eine Mindestschubbewehrung.

Der Traganteil des unbewehrten Betons wird in der DIN 1045-1 mit $V_{Rd,ct}$ bezeichnet. Bei Bauteilen aus Stahlfaserbeton wird zu diesem Traganteil des unbewehrten Betons noch ein Traganteil des Stahlfaserbetons hinzuaddiert. Dieser Traganteil basiert auf einer Fachwerkanalogie und wird mit $V_{Rd,cf}$ bezeichnet.

$$V_{Rd,ct}^f = V_{Rd,ct} + V_{Rd,cf} \quad \text{DIN 1045-1 Gl. (70) + Rili SFB Gl. (10.2)} \quad (3.12)$$

Der Betontraganteil $V_{Rd,ct}$ in Gl (3.12) ergibt sich für Normalbeton nach DIN 1045-1 Abschnitt 10.3.3 Gl. (70) wie folgt:

$$V_{Rd,ct} = \left[0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.13)$$

Der Faktor κ zur Berücksichtigung des Maßstabeffektes (siehe Abschnitt 8.2.2.2.5) kann nach Gl. (3.14) berechnet werden.

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{mit } d \text{ in [mm]} \quad (3.14)$$

Der Längsbewehrungsgrad ρ_l darf dabei nach Gl. (3.15) ermittelt werden.

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \quad (3.15)$$

Der Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunktes des Querschnittes ergibt sich nach Gl. (3.16).

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \quad (3.16)$$

Dabei ist N_{Ed} der Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkung und eventuell Vorspannung ($N_{Ed} < 0$ als Längsdruckkraft). A_c berechnet sich aus der Gesamtquerschnittsfläche.

Die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} in Gl. (3.13) kann nach DIN 1045-1 Abschnitt 9.1.6 Tabelle 9 bestimmt werden. b_w kennzeichnet die kleinste Breite der Betonzugzone, also bei den hier untersuchten Bauteilen die Stegbreite. Die statische Höhe d ergibt sich nach Bild 3.9.

Der Traganteil des Stahlfaserbetons $V_{Rd,cf}$ in Gl. (3.12) berechnet sich wie folgt:

$$V_{Rd,cf} = 0,63 \cdot \kappa_f \cdot \kappa \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot h \quad (3.17)$$

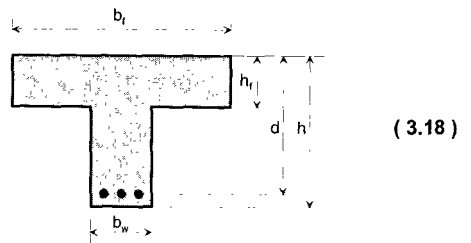
Der Maßstabsfaktor κ ergibt sich wie beim Betontraganteil nach Gl. (3.14), und der Profilierungsfaktor κ_f kann nach Gl. (3.18) ermittelt werden.

$$\kappa_f = 1 + n \cdot \left(\frac{h_f}{b_w} \right) \cdot \left(\frac{h_f}{d} \right) < 1,5$$

mit

$$n = \left| \frac{b_f - b_w}{h_f} \right| \leq 3$$

$$\leq \frac{3 \cdot b_w}{h_f}$$



Der Grundwert der im Riss übertragenen Schubspannung τ_{fd} ergibt sich nach Gl. (3.19).

$$\tau_{fd} = 0,35 \cdot f'_{ct0,u} \quad (3.19)$$

3.2.6 Rissbreitenbegrenzung

3.2.6.1 Allgemeines

Nach DIN 1045-1 darf die Rissbreite aus dem maximalen Rissabstand und der Differenz der mittleren Dehnung von Betonstahl und Beton nach Gl. (3.20) berechnet werden.

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad \text{DIN 1045-1 Abschnitt 11.2.4 Gl. (135)} \quad (3.20)$$

Bei Bauteilen aus stahlfaserverstärktem Stahl- oder Spannbeton wurde in Versuchen z.B. [94] oder Abschnitt 4.3 dieser Arbeit eine geringere Rissbreite und ein kleinerer Rissabstand als bei Stahlbetonbauteilen mit gleichem Bewehrungsgehalt festgestellt. Niemann [94] hat einen theoretischen Ansatz zur Berechnung der Rissbreite von Bauteilen aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton hergeleitet. Dieser Ansatz wurde auch in den Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [27] aufgenommen. Es ist dem Verfasser allerdings nicht bekannt, dass dieses Berechnungsverfahren für Spannbetonbauteile aus Stahlfaserbeton verifiziert wurde. Daher sollte über Versuche (siehe Abschnitt 4.3) das Rissverhalten dieser Bauteile näher untersucht werden.

Damit in Abschnitt 8.5 ein Vergleich zwischen rechnerischen und im Versuch bestimmten Rissbreiten erfolgen kann, werden zunächst die Ansätze der DIN 1045-1 und des Entwurfs der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ in allgemeiner Form hergeleitet. Dabei wird nur eine Betonstahlbewehrung unterstellt. Weiterhin werden die beiden Bemessungsansätze so hergeleitet, dass die Unterschiede zwischen der Berechnung der Rissbreite bei Bauteilen aus Stahlbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton (im Folgenden stets mit Stahlfaserbeton bezeichnet) deutlich werden. Eine detaillierte Herleitung der Ansätze zur Berechnung der Rissbreiten ermöglicht zusätzlich, falls erforderlich, eine gezielte Modifikation der bestehenden Nachweisverfahren für Spannbetonbauteile aus Stahlfaserbeton.

3.2.6.2 Grundgleichungen

In diesem Abschnitt werden einige für die Herleitung der Berechnungsansätze wichtige Grundgleichungen aufgeführt.

Eine wesentliche Voraussetzung dafür, dass die Rissbreite berechnet werden kann, ist, dass der Gesamtquerschnitt der Bewehrung die beim Riss freiwerdenden Kräfte aufnehmen kann, also die Mindestbewehrung einlegt ist. Die Mindestbewehrung kann dabei für Stahlbetonbauteile nach DIN 1045-1 und für solche aus Stahlfaserbeton nach dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ bestimmt werden.

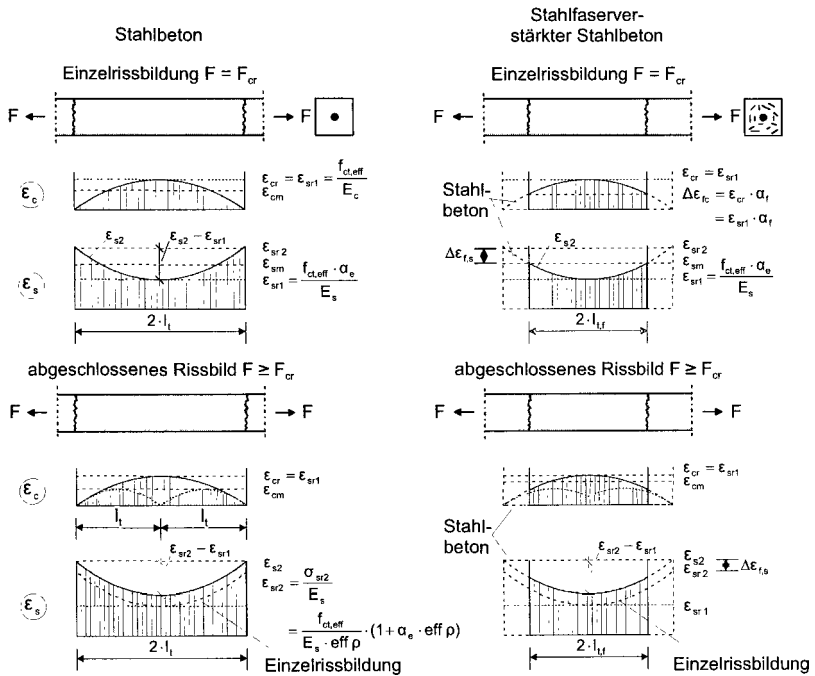


Bild 3.12: Rissentstehung bei Stahlbeton (links) und Stahlfaserbeton (rechts)

3.2.6.3 Bauteile aus Stahlbeton

3.2.6.3.1 Einzelrissbildung

Eine Einzelrissbildung kann beispielsweise in Folge einer geringen Zwangsbeanspruchung eintreten. Aber auch bei lastbeanspruchten Bauteilen kann der Zustand der Einzelrissbildung maßgebend sein, solange die Einwirkung noch signifikant gesteigert werden kann. Dieser Fall muss daher auch bei kleinen Beanspruchungen bei der Versuchsnachrechnung (siehe Abschnitt 8.5) berücksichtigt werden.

Bei der Berechnung der Rissbreite im Zustand der Einzelrissbildung wird gemäß Bild 3.12 als maximaler Rissabstand die zweifache Eintragungslänge $l_e = 2 \cdot l_1$ angesetzt. Aus der Verträglichkeitsbedingung (siehe Gl. (3.23)) gleicher Stahl- und Betondehnungen am Ende der Eintragungslänge kann somit die Eintragungslänge l_1 berechnet werden [133].

$$\epsilon_{sr1} = \epsilon_{cr} \Leftrightarrow \frac{\sigma_{sr1}}{E_s} = \frac{f_{ct,eff}}{E_c} \quad (3.23)$$

Aus Gl. (3.23) kann weiterhin abgeleitet werden, dass die Stahlkraft am Ende der Eintragungslänge nicht größer sein darf als die über Verbund über die Eintragungslänge eingetragene Kraft. Diese „Verbundkraft“ F_b kann nach Gl. (3.24) berechnet werden.

$$F_b = \tau_{sm} \cdot l_t \cdot u_s \quad (3.24)$$

Für die Verbundspannung τ_{sm} wird in der DIN 1045-1 ein konstanter Wert von $\tau_{sm} = 1,8 \cdot f_{ct,eff}$ angesetzt. Dieser entspricht der über die Eintragungslänge gemittelten charakteristischen Verbundspannung. Für $\tau_{sm} = 2,25 \cdot f_{ct,eff}$ ergibt sich nach dem MC 90 [13] die mittlere Rissbreite. Dabei ist jedoch zu beachten, dass das Heft 525 des DAfStb [25] angibt, dass ab einer Verbundspannung $\tau_{sm} = 2,0 \cdot f_{ct,eff}$ mit einer Längsrissbildung gerechnet werden muss, wenn keine ausreichende Betondeckung vorhanden ist.

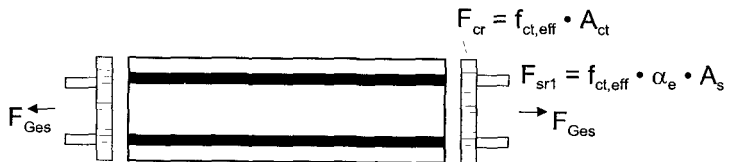


Bild 3.13: Zusammensetzung der Gesamtkraft F_{Ges} kurz vor Erstrissbildung

Die Gesamtkraft F_{Ges} kurz vor Erstrissbildung (siehe Bild 3.13) entspricht der Stahlzugkraft im Riss bzw. der Summe der Beton- (F_{cr}) und Stahlzugkräfte (F_{sr1}) am Ende der Eintragungslänge (siehe Gl. (3.23)).

$$F_{Ges} = \sigma_{s2} \cdot A_s = F_{sr1} + F_{cr} \Rightarrow F_{cr} = \sigma_{s2} \cdot A_s - F_{sr1} \quad (3.25)$$

Die zu F_{sr1} zugehörige Dehnung ϵ_{sr1} (siehe auch Bild 3.13) ergibt sich unter Berücksichtigung von Gl. (3.21) und Gl. (3.22) zu:

$$\epsilon_{sr1} = \frac{F_{Ges}}{E_c \cdot A_{ct} + E_s \cdot A_s} = \frac{F_{Ges}}{E_c \cdot A_{ct} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)} \quad (3.26)$$

und die zugehörige Spannung zu:

$$\begin{aligned} \sigma_{sr1} &= E_s \cdot \epsilon_{sr1} = \frac{F_{Ges} \cdot E_s}{A_{ct} \cdot E_c \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)} \\ &= \sigma_2 \cdot \frac{A_s \cdot E_s}{A_c \cdot E_c \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)} \\ &= \sigma_2 \cdot \frac{\alpha_e \cdot \text{eff } \rho}{(1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)} \end{aligned} \quad (3.27)$$

Durch Gleichsetzen der „Verbundkraft“ der Gl. (3.24) mit der Risskraft der Gl. (3.25) kann die Eintragungslänge unter Beachtung von Gl. (3.27) wie folgt bestimmt werden:

$$\begin{aligned}
\tau_{sm} \cdot l_t \cdot u_s &= \sigma_{s2} \cdot A_s - \sigma_{sr1} \cdot A_s \\
&= (\sigma_{s2} - \sigma_{sr1}) \cdot A_s \\
&= \left(\sigma_{s2} - \sigma_{s2} \cdot \frac{\alpha_e \cdot \text{eff } \rho}{1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho} \right) \cdot A_s \\
&= \left(1 - \frac{\alpha_e \cdot \text{eff } \rho}{1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho} \right) \cdot \sigma_{s2} \cdot A_s \\
&= \left(\frac{1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho}{1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho} - \frac{\alpha_e \cdot \text{eff } \rho}{1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho} \right) \cdot \sigma_{s2} \cdot A_s \\
&= \frac{1}{1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho} \cdot \sigma_{s2} \cdot A_s && (3.28) \\
l_t &= \frac{1}{1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho} \cdot \frac{\sigma_{s2} \cdot A_s}{\tau_{sm} \cdot u_s} \\
&\cong \frac{\sigma_{s2} \cdot A_s}{\tau_{sm} \cdot u_s} && \text{Vereinfachung gemäß [134]} \\
&= \frac{\sigma_{s2} \cdot \pi \cdot d_s^2}{4 \cdot \tau_{sm} \cdot \pi \cdot d_s} \\
&= \frac{\sigma_{s2} \cdot d_s}{4 \cdot \tau_{sm}}
\end{aligned}$$

Für die Ermittlung der mittleren Dehnungen wird ein parabolischer Verlauf der Stahl- und Betondehnungen angenommen [25], dessen Völligkeit (siehe auch Bild 3.12) mit dem Beiwert β beschrieben wird. Analog zur Berechnung der Eintragungslänge ergibt sich unter Berücksichtigung der Völligkeit der Dehnungsverteilung die Differenz der mittleren Stahl- und Betondehnungen nach Gl. (3.31) unter der Grenzbedingung $F = F_{cr}$.

Die mittleren Betondehnungen ergeben sich dabei nach Bild 3.12 gemäß Gl. (3.29). Aufgrund der Dehnungsgleichheit am Ende der Eintragungslänge können die Betondehnungen in Gl. (3.29) auch als Stahldehnungen ausgedrückt werden, so dass die Berechnung der Dehnungsdifferenzen später (siehe Gl. (3.31)) leichter möglich ist.

$$\varepsilon_{cm} = \beta \cdot \varepsilon_{cr} = \beta \cdot \varepsilon_{sr1} \quad (3.29)$$

Gemäß Bild 3.12 berechnen sich die mittleren Stahldehnungen wie folgt:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \beta \cdot (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sr1}) \quad (3.30)$$

Aus Gl. (3.29) und Gl. (3.30) kann in Gl. (3.31) die Dehnungsdifferenz ermittelt werden.

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= (\varepsilon_{s2} - \beta \cdot (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sr1})) - (\beta \cdot \varepsilon_{sr1}) \\
 &= \varepsilon_{s2} - \beta \cdot \varepsilon_{s2} + \beta \cdot \varepsilon_{sr1} - \beta \cdot \varepsilon_{sr1} \\
 &= (1 - \beta) \cdot \varepsilon_{s2}
 \end{aligned}
 \tag{3.31}$$

3.2.6.3.2 Abgeschlossenes Rissbild

Für den Zustand der abgeschlossenen Rissbildung muss für den Rissabstand wiederum zwischen zwei Grenzwerten unterschieden werden [133]. Der maximale Rissabstand ergibt sich, wenn die Betonzugspannungen zwischen zwei Rissen gerade nicht mehr die Betonzugfestigkeit erreichen (siehe Bild 3.12). Dies entspricht der 2-fachen Eintragungslänge. Größere Rissabstände sind nicht möglich, da die über Verbund eingeleiteten Betonzugspannungen die Betonzugfestigkeit erreichen, und ein neuer Riss entsteht. Der minimale Rissabstand ergibt sich, wenn zwischen zwei Rissen mit einem Abstand, der der 2-fachen Eintragungslänge entspricht, die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird (siehe gestrichelte Linie in Bild 3.12). Der tatsächliche Rissabstand wird zwischen den Grenzwerten liegen (siehe Gl. (3.32)).

$$l_t \leq s_r \leq 2 \cdot l_t \tag{3.32}$$

Unter der Voraussetzung, dass zwischen zwei Rissen die Risszugkraft F_{cr} über den Verbund wieder annähernd eingeleitet wird (siehe Bild 3.12), kann für den Zustand der abgeschlossenen Rissbildung die Eintragungslänge berechnet werden. Dabei wird die „Verbundkraft“ der Gl. (3.24) mit der Kraft F_c der Wirkungszone der Bewehrung gleichgesetzt (siehe Gl. (3.34)). Die Kraft F_c ergibt sich unter Beachtung von Gl. (3.21) wie folgt:

$$F_c = A_{ct,eff} \cdot f_{ct,eff} = \frac{A_s}{\text{eff} \cdot \rho} \cdot f_{ct,eff} \tag{3.33}$$

Damit ergibt sich die Eintragungslänge zu:

$$\begin{aligned}
 F_b &= F_c \\
 \tau_{sm} \cdot l_t \cdot u_s &= A_{ct,eff} \cdot f_{ct,eff} \\
 \Rightarrow l_t &= \frac{A_{ct,eff} \cdot f_{ct,eff}}{\tau_{sm} \cdot u_s} \\
 &= \frac{A_s \cdot f_{ct,eff}}{\text{eff} \cdot \rho \cdot \tau_{sm} \cdot u_s} \\
 &= \frac{\pi \cdot d_s^2 \cdot f_{ct,eff}}{4 \cdot \text{eff} \cdot \rho \cdot \tau_{sm} \cdot \pi \cdot d_s} \\
 &= \frac{d_s \cdot f_{ct,eff}}{4 \cdot \text{eff} \cdot \rho \cdot \tau_{sm}}
 \end{aligned}
 \tag{3.34}$$

Für die Berechnung der maximalen Rissbreiten sieht die DIN 1045-1 den oberen Grenzwert, also die 2-fache Eintragungslänge, vor, da nicht ausgeschlossen werden kann, dass sich dieser Zustand der Rissbildung einstellt. Der MC 90 [13] hingegen geht davon aus, dass der tatsächliche Rissabstand zwischen den beiden Grenzwerten nach Gl. (3.32) liegt. Daher darf der Rissabstand bei einer Berechnung nach dem MC 90 zu $\frac{2}{3}$ der Eintragungslänge angenommen werden. Ob diese Reduktion für Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton sinnvoll ist, soll im Zuge der Versuchsnachrechnung in Abschnitt 8.5 überprüft werden.

Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung wird bei der Bestimmung der Differenz der mittleren Stahl- und Betondehnungen angenommen, dass sich als ungünstigste Variante, wie bereits erwähnt, der Rissabstand mit der 2-fachen Eintragungslänge einstellt. Die zwischen den Rissen annähernd wieder erreichte Risszugkraft kann dabei nach Gl. (3.33) bestimmt werden.

Wie Bild 3.12 zeigt, ergeben sich für den Fall eines Rissabstandes, der der 2-fachen Eintragungslänge entspricht, keine Unterschiede der Betondehnungen im Zustand der Einzelrissbildung und im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung. Das heißt, die Betondehnungen können weiterhin nach Gl. (3.29) berechnet werden. Die mittleren Stahldehnungen berechnen sich nach Bild 3.12 wie folgt:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \beta \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad (3.35)$$

Die äußere Kraft F ergibt sich dabei aus der Kraft in der Wirkungszone der Bewehrung gemäß Bild 3.14 unter Berücksichtigung von Gl. (3.21) nach Gl. (3.36). Dabei wird sowohl der Betontraganteil als auch der im Verbund liegende Stahltraganteil erfasst.

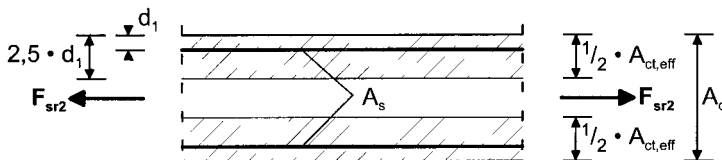


Bild 3.14: Kraft in der Wirkungszone der Bewehrung

$$\begin{aligned} F_{sr2} &= A_{ct,eff} \cdot f_{ct,eff} + A_s \cdot f_{ct,eff} \cdot \alpha_e \\ &= A_{ct,eff} \cdot f_{ct,eff} + A_{ct,eff} \cdot \text{eff} \cdot \rho \cdot f_{ct,eff} \cdot \alpha_e \\ &= A_{ct,eff} \cdot f_{ct,eff} \cdot (1 + \text{eff} \cdot \rho \cdot \alpha_e) \end{aligned} \quad (3.36)$$

Mit der Gl. (3.36) wird, wie Gl. (3.39) zeigt, Übereinstimmung mit der Gl. (136) der DIN 1045-1 erzielt. Streng genommen müsste jedoch die Stahlfläche von der Betonfläche abgezogen werden, so dass sich Gl. (3.37) ergibt.

$$F_{sr2} = A_{ct,eff} \cdot f_{ct,eff} \cdot (1 + \text{eff } \rho \cdot (\alpha_e - 1)) \quad (3.37)$$

Die mittlere Stahldehnung kann unter Berücksichtigung der Gl. (3.36) wie folgt berechnet werden:

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{F_{sr2}}{A_s \cdot E_s} \quad (3.38)$$

Aus Gl. (3.29), Gl. (3.35) und Gl. (3.38) kann nach Gl. (3.39) die Ermittlung der Differenz der mittleren Stahl- und Betondehnungen bei abgeschlossenem Rissbild erfolgen.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= (\varepsilon_{s2} - \beta \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1})) - (\beta \cdot \varepsilon_{sr1}) \\ &= \varepsilon_{s2} - \beta \cdot \varepsilon_{sr2} + \beta \cdot \varepsilon_{sr1} - \beta \cdot \varepsilon_{sr1} \\ &= \varepsilon_{s2} - \beta \cdot \varepsilon_{sr2} \end{aligned} \quad (3.39)$$

In Gl. (3.31) und Gl. (3.39) werden die Differenzen der mittleren Dehnungen unter Berücksichtigung der Völligkeit der Dehnungsverteilung abgeleitet. Je nach Beanspruchungsdauer ändert sich die Völligkeit der Dehnungsverteilung in Bild 3.12. Bei einer Dauerbeanspruchung reduziert sich die Verbundsteifigkeit durch Verbundkriechen. Nach Heft 466 [23] des DAfStb darf angenommen werden, dass sich die Verbundsteifigkeit in diesem Fall auf 70 % reduziert. Da sich der Rissabstand nachträglich nicht mehr ändern kann, muss die reduzierte Verbundsteifigkeit in der DIN 1045-1 bei der Berechnung der Dehnungsdifferenz berücksichtigt werden. Dies erfolgt über die Modifikation des Völligkeitsbeiwertes der Dehnungsverteilung. Dieses Vorgehen bietet weiterhin den Vorteil, dass so die Berechnung der Rissbreite über eine Grenzwertbetrachtung des Zustandes der Einzelrissbildung und des Zustandes des abgeschlossenen Rissbildes in der DIN 1045-1 zusammengeführt werden konnten [25]. Der Völligkeitsbeiwert β infolge der Beanspruchungsdauer ergibt sich zu:

$$\beta = 0,6 \quad \text{für Kurzzeitbeanspruchungen} \quad (3.40)$$

$$\beta = 0,6 \cdot 0,7 \cong 0,4 \quad \text{für Dauerbeanspruchungen} \quad (3.41)$$

3.2.6.4 Bauteile aus Stahlfaserbeton

Der Ansatz von Niemann [94] und damit auch des Entwurfs der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ berücksichtigt den Einfluss der Stahlfasern sowohl bei der Berechnung des maximalen Rissabstandes als auch bei der Ermittlung der Dehnungsdifferenz von Stahl und Beton. Niemann hat dafür einen Faktor α_f eingeführt, der sich aus dem Verhältnis der Nachrisszugfestigkeit zur zentrischen Zugfestigkeit des Betons berechnet.

$$\alpha_f = \frac{f_{ctR,L1}^f}{f_{ctm}} \quad \text{Rili „Stahlfaserbeton“ Abschnitt 11.2.3 Gl. (11.3)} \quad (3.42)$$

In Bild 3.12 ist auf der rechten Seite für Bauteile aus Stahlfaserbeton der Unterschied zwischen dem Zustand der Einzelrissbildung und dem abgeschlossenen Rissbild dargestellt. Als wesentlicher Unterschied zu Stahlbetonbauteilen fällt bei Bauteilen aus Stahlfaserbeton die Zugfestigkeit im Riss nicht vollständig aus, sondern die Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons trägt im Riss mit. Dies bewirkt, wie Bild 3.12 zeigt, eine entsprechende Spannungs- und Dehnungsverminderung im Stahl.

3.2.6.4.1 Einzelrissbildung

Bei Stahlfaserbeton ändert sich die Eintragungslänge im Zustand der Einzelrissbildung im Vergleich zum Stahlbeton dadurch, dass die Spannung im Riss um einen Faseranteil reduziert wird. Diese Reduktion berechnet sich wie folgt:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{s2,f} &= \sigma_{s2} - \sigma_f \\
 &= \frac{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}{A_s} - \frac{A_{ct} \cdot f_{ctR,L1}}{A_s} \\
 &= \frac{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}{A_s} - \frac{A_{ct} \cdot f_{ct,eff} \cdot \alpha_f}{A_s} \\
 &= (1 - \alpha_f) \cdot \frac{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}{A_s} \\
 &= (1 - \alpha_f) \cdot \sigma_{s2}
 \end{aligned} \tag{3.43}$$

Durch Ersetzen von σ_{s2} in Gl. (3.28) durch $\sigma_{s2,f}$ gemäß Gl. (3.43) ergibt sich die Eintragungslänge nach Gl. (3.44).

$$l_{t,f} = \underbrace{(1 - \alpha_f)}_{\text{Stahlfaserbeton}} \cdot \frac{\sigma_{s2} \cdot d_s}{4 \cdot \tau_{sm}} \tag{3.44}$$

Stahlbeton

Die Berechnung der Dehnungsdifferenz von Bauteilen aus Stahlfaserbeton im Zustand der Einzelrissbildung erfolgt analog zur Berechnung von Stahlbetonbauteilen, nur dass hier zusätzlich nach Bild 3.12 die Wirkung der Stahlfasern berücksichtigt werden muss. Niemann geht in seiner Arbeit [94] davon aus, dass sich infolge der verkürzten Eintragungslänge die Völligkeit der Dehnungsverteilung ändert. Niemann schlägt daher vor, die Völligkeit β der Dehnungsverteilung wie folgt zu verändern:

$$\beta_{SFB} = (1 - \alpha_f) \cdot \beta \tag{3.45}$$

Die geänderte Völligkeit der Dehnungsverteilung setzt Niemann dabei allerdings nur bei der Ermittlung der Stahldehnungen an. Aus Bild 3.12 kann jedoch nach Auffassung des Verfassers keine geänderte Völligkeit abgeleitet werden. Daher sollte die Gl. (3.45) nicht verwendet werden. Nachfolgend wird deshalb ein neuer Ansatz entwickelt.

Analog zur Berechnung von Stahlbetonbauteilen soll im eigenen Ansatz die Stahldehnung aus einer Querschnittsbetrachtung berechnet werden. Dabei wird für Bauteile aus Stahlfaserbeton die Wirkung der Stahlfasern angesetzt. Bei diesem Ansatz ändert sich die mittlere Betondehnung im Vergleich zu Bauteilen aus Stahlbeton nicht (siehe Gl. (3.29)), da die Wirkung der Stahlfasern bei der Dehnungsermittlung des Stahls berücksichtigt wird.

Die mittlere Stahldehnung ε_{sm} berechnet sich nach Gl. (3.46) wie folgt:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2,f} - \beta \cdot (\varepsilon_{s2,f} - \varepsilon_{sr1}) \quad (3.46)$$

Die Dehnungsdifferenz der mittleren Stahl- und Betondehnungen ergibt sich dann zu:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= (\varepsilon_{s2,f} - \beta \cdot (\varepsilon_{s2,f} - \varepsilon_{sr1})) - (\beta \cdot \varepsilon_{sr1}) \\ &= \varepsilon_{s2,f} - \beta \cdot \varepsilon_{s2,f} + \beta \cdot \varepsilon_{sr1} - \beta \cdot \varepsilon_{sr1} \\ &= (1 - \beta) \cdot \varepsilon_{s2,f} \end{aligned} \quad (3.47)$$

3.2.6.4.2 Abgeschlossenes Rissbild

Wie schon im Zustand der Einzelrissbildung wird, im Vergleich zur Berechnung der Eintragungslänge von Stahlbetonbauteilen, ein Kraftanteil aus der Wirkung des Stahlfaserbetons berücksichtigt. Damit ändert sich Gl. (3.33) wie folgt:

$$\begin{aligned} F_{c,f} &= F_c - F_f \\ &= A_{ct,eff} \cdot f_{ct,eff} - A_{ct,eff} \cdot f_{ctR,L1} \\ &= A_{ct,eff} \cdot f_{ct,eff} - A_{ct,eff} \cdot f_{ct,eff} \cdot \alpha_f \\ &= (1 - \alpha_f) \cdot A_{ct,eff} \cdot f_{ct,eff} \end{aligned} \quad (3.48)$$

Durch Ersetzen der Kraft F_c durch $F_{c,f}$ gemäß Gl. (3.48) in Gl. (3.34) ergibt sich die Eintragungslänge für Bauteile aus Stahlfaserbeton für das abgeschlossene Rissbild.

$$\begin{aligned} F_b &= F_{c,f} \\ \tau_{sm} \cdot l_t \cdot u_s &= (1 - \alpha_f) \cdot A_{ct,eff} \cdot f_{ct,eff} \\ l_t &= (1 - \alpha_f) \cdot \frac{A_{ct,eff} \cdot f_{ct,eff}}{\tau_{sm} \cdot u_s} \\ &= (1 - \alpha_f) \cdot \frac{A_s \cdot f_{ct,eff}}{eff \cdot \rho \cdot \tau_{sm} \cdot u_s} \\ &= (1 - \alpha_f) \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2 \cdot f_{ct,eff}}{4 \cdot eff \cdot \rho \cdot \tau_{sm} \cdot \pi \cdot d_s} \\ &= (1 - \alpha_f) \cdot \frac{d_s \cdot f_{ct,eff}}{4 \cdot eff \cdot \rho \cdot \tau_{sm}} \end{aligned} \quad (3.49)$$

Stahlfaserbeton
Stahlbeton

Sowohl im Zustand der Einzelrissbildung als auch bei abgeschlossenem Rissbild reduziert sich beim Nachweis von Bauteilen aus Stahlfaserbeton im Vergleich zu solchen aus Stahlbeton die Eintragungslänge um den Faktor $(1 - \alpha_f)$. Damit ändert sich für Bauteile aus Stahlfaserbeton die Gl. (3.32) wie folgt:

$$l_f \cdot (1 - \alpha_f) \leq s_r \leq 2 \cdot l_f \cdot (1 - \alpha_f) \quad (3.50)$$

Bei der Ermittlung der mittleren Betondehnung ergeben sich, wie Bild 3.12 zeigt, keine Unterschiede zur Berechnung im Zustand der Erstrissbildung. Das heißt, sie kann ebenfalls mit Gl. (3.29) berechnet werden.

Die mittlere Stahldehnung berechnet sich wie schon im Zustand der Einzelrissbildung aus einer Querschnittsbetrachtung nach Abschnitt 3.2.3.2.

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s2,f} - \beta \cdot (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) \quad (3.51)$$

Die Dehnungsdifferenz zwischen der mittleren Stahl- und Betondehnung ergibt sich wie folgt:

$$\begin{aligned} \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} &= (\epsilon_{s2,f} - \beta \cdot (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1})) - (\beta \cdot \epsilon_{sr1}) \\ &= \epsilon_{s2,f} - \beta \cdot \epsilon_{sr2} + \beta \cdot \epsilon_{sr1} - \beta \cdot \epsilon_{sr1} \\ &= \epsilon_{s2,f} - \beta \cdot \epsilon_{sr2} \end{aligned} \quad (3.52)$$

3.2.6.5 Feststellungen

Zum besseren Verständnis des Ansatzes zur Berechnung der Rissbreite bei Bauteilen aus Stahlfaserbeton wurde zunächst der Ansatz für Bauteile aus Stahlbeton hergeleitet. Dabei ergaben sich erwartungsgemäß keine Unterschiede zur DIN 1045-1. Die Entwicklung des Ansatzes zur Berechnung der Rissbreiten von Bauteilen aus Stahlfaserbeton wird von Niemann in [94] beschrieben. Seinen Ausführungen konnte, wie gezeigt, in Teilen gefolgt werden.

Bei der Ermittlung der mittleren Stahldehnungen ergaben sich, aufgrund unterschiedlicher Annahmen für die Völligkeit des Dehnungsverlaufes, jedoch Unterschiede. Daher wurde ein neuer Ansatz zur Berechnung der mittleren Dehnungsdifferenz zwischen Stahl- und Betondehnung abgeleitet. Aufgrund dieser festgestellten Differenzen in den Ansätzen soll das Rissverhalten von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton durch entsprechende Versuche in Abschnitt 4.3 und deren Auswertung in Abschnitt 8.5 näher betrachtet werden.

3.3 Selbstverdichtender Beton

SVB wurde Mitte der 1980er Jahre in Japan an der Kochi University entwickelt [95]. Seitdem wird er in vielen Ländern erforscht und angewendet. SVB unterscheidet sich insbesondere in den Frischbetoneigenschaften von herkömmlichem Beton. Er besitzt eine ausgeprägte Fließfähigkeit, füllt Schalung und Bewehrungshohlräume vollständig aus, nivelliert sich allein unter Wirkung der Schwerkraft und entlüftet während des Fließvorgangs, ohne dabei zu entmischen.

SVB ist ein Beton, der sowohl auf der Baustelle (Ortbeton) wie auch im Fertigteilwerk einsetzbar ist. Er reagiert jedoch anfällig auf Schwankungen bei seinen Ausgangsstoffen sowie auf Temperaturänderungen [59]. Aus diesem Grund eignet sich SVB nur bedingt als Baustellenbeton, da es über den Tag bzw. jahreszeitlich zu starken Temperaturschwankungen kommen kann, die dann die Frischbetoneigenschaften beeinflussen können. Im Fertigteilwerk hingegen kommt es nur zu geringen Temperaturschwankungen. Auch sind die Möglichkeiten zur Überwachung des Betons im Fertigteilwerk meist deutlich besser als auf der Baustelle. Darüber hinaus bietet SVB für die Anwendung im Fertigteilwerk einige nachfolgend aufgeführte Vorteile.

- Rationalisierung und Optimierung

Der Produktionsablauf wird um den Arbeitsschritt Verdichtung verkürzt, und eine mögliche Fehlerquelle (Verdichtungsmängel) wird eliminiert. Auch Bauteile mit dichter Bewehrungsanordnung lassen sich herstellen, genauso wie solche mit Aussparungen.

- Feinstaubemissionen

Durch die Verringerung der Feinstaubkonzentration von 3-4 mg/m³ auf 0,2 mg/m³ [126] ergibt sich eine Reduzierung des Krebsrisikos.

- Vibrationen

Durch Verminderung der Vibrationen auf null werden Schalung, Maschinen und Menschen weniger stark beansprucht.

- Lärmschutz

Senkung des Krankenstandes durch Reduzierung des Geräuschpegels von 93 dB auf unter 80 dB [126].

- Qualität

SVB weist hervorragende Sichtbetoneigenschaften auf. Oberflächenstrukturen lassen sich detailgenau abbilden. Auch architektonisch anspruchsvolle Geometrien (siehe Bild 3.15) lassen sich mit SVB herstellen.

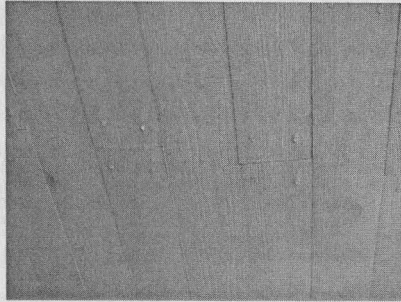


Bild 3.15: Sichtbetoneigenschaften von SVB [12]

3.3.1 Frischbetoneigenschaften

3.3.1.1 Mischungsentwurf

Die Mischungsrezeptur eines SVB ist so abzustimmen, dass sich weder Grobkorn absetzt (Sedimentieren) noch dass sich Wasser absondert (Bluten). Die Herstellung von SVB kann z.B. in Anlehnung an Okamura [95] erfolgen.

Hinsichtlich seiner Zusammensetzung wird SVB in die folgenden drei Typen unterteilt:

- Mehlkorntyp (auch Pulvertyp genannt)
Beim Mehlkorntyp wird dem Beton über die üblichen Mengen hinaus Gesteismehl und/oder Flugasche hinzugegeben. Diese Zugabemengen überschreiten das nach DIN EN 206-1 [35] und DIN 1045-2 [34] zulässige Maß.
- Stabilisierertyp
Durch den Einsatz von stabilisierenden Zusatzmitteln wird der SVB gegenüber den die Mischung beeinflussenden Faktoren unempfindlich gemacht [28].
- Kombinationstyp
Der Kombinationstyp vereinigt die Eigenschaften der beiden zuvor erwähnten SVB-Typen.

3.3.1.2 Prüfverfahren

SVB wird hauptsächlich durch die folgenden drei Eigenschaften gekennzeichnet [28]:

- Fähigkeit Schalung und Bewehrungshohlräume selbstständig und vollständig auszufüllen (Füllneigung)
- hoher Widerstand gegen Entmischen (Stabilität)
- geringe Blockierneigung durch Bewehrung (Blockierneigung)

Diese drei Kerneigenschaften eines SVB werden durch spezielle Frischbetonprüfungen untersucht. Die dafür verwendeten Prüfverfahren werden nachfolgend aufgeführt.

3.3.1.2.1 Füllneigung

Wie bereits erwähnt, muss SVB die Schalung und Bewehrungshohlräume vollständig ausfüllen. Zur Prüfung dieser Eigenschaft wurden mehrer Verfahren entwickelt, die hier kurz aufgeführt, aber nicht erläutert werden.

Prüfverfahren: Setzfließversuch, U-Kastenversuch, L-Kasten-Versuch, Trichterauslauf-Versuch, Orimet-Versuch [104]

3.3.1.2.2 Stabilität

Insbesondere die großen Gesteinskörnungen in der Betonmatrix neigen, aufgrund ihrer hohen Dichte und ihres kleinen Oberflächen-Volumen-Verhältnisses dazu, sich abzusetzen. Es entsteht ein inhomogenes Betongefüge mit stark schwankenden Materialeigenschaften.

Prüfverfahren: Sedimentationsversuch [104]

3.3.1.2.3 Blockierneigung

SVB wird in der Regel bei bewehrten Konstruktionen eingesetzt. Auch eine eng liegende Bewehrung darf nicht dazu führen, dass die Fließbewegung des SVB zum Stehen kommt, da der SVB hauptsächlich infolge der Fließbewegung entlüftet und infolge dessen verdichtet.

Prüfverfahren: U-Kasten mit Bewehrungshindernis, Fließschikane-Versuch, L-Kasten, Blockierring-Versuch, Durchfließ-Versuch [104]

Die vorab aufgeführten Prüfverfahren dienen dazu, einen Verarbeitungsbereich für den SVB festzulegen. SVB, die außerhalb dieses Bereichs liegen, neigen zu Sedimentation, Lufteinschluss oder Stagnation (keine ausreichende Fließfähigkeit) und sollten daher nicht eingebaut werden. Aufgrund der Temperaturempfindlichkeit von SVB sollten Verarbeitungsbereiche für unterschiedliche Temperaturen festgelegt werden.

3.3.1.3 Stahlfaserverstärkter SVB

Untersuchungen an der TU Delft [127] haben gezeigt, dass SVB unter Beibehaltung seiner selbstverdichtenden Eigenschaften bis zu 140 kg/m^3 Stahlfasern transportieren kann. Durch die Zugabe der Stahlfasern reduziert sich allerdings das Ausbreitmaß.

3.3.2 Festbetoneigenschaften

Hinsichtlich seiner Festbetoneigenschaften unterscheidet sich SVB nur sehr unwesentlich von Normalbetonen gleicher Druckfestigkeit. So ist der E-Modul etwas kleiner als dies nach dem Berechnungsansatz nach DIN 1045-1 (siehe Gl. (3.53)) zu erwarten wäre. Vom Verfasser durchgeführte, unveröffentlichte statische E-Modulprüfungen an einem Beton SCC60/75 bestätigen dies. Die Ergebnisse liegen jedoch deutlich im Schwankungsbereich von ca. $\pm 27\%$ [75], die bei gebräuchlichen Rüttelbetonen erzielt wird.

$$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (3.53)$$

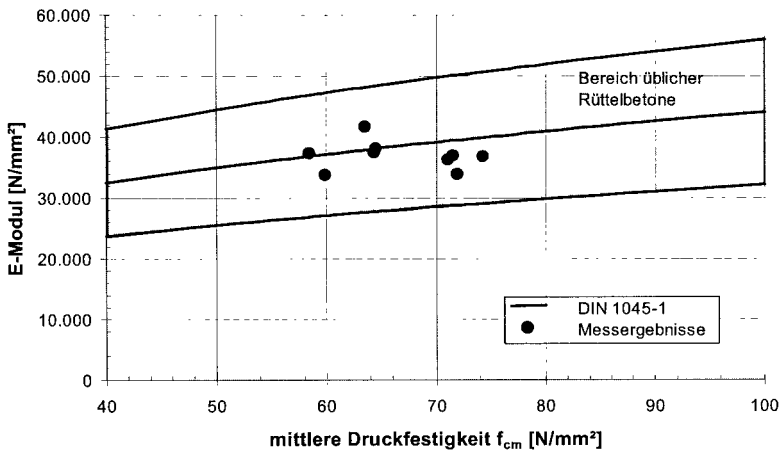


Bild 3.16: Statischer E-Modul in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit

Die Zugfestigkeit von SVB ist im Vergleich zu herkömmlichen Betonen gleicher Druckfestigkeit etwas höher [75]. Das Kriechen und Schwinden fällt beim SVB aufgrund des geringeren w/b -Verhältnisses etwas niedriger aus als bei Normalbeton [7], [36]. Das Fröhschwinden ist jedoch deutlich ausgeprägter, so dass bei SVB eine ausgedehnte Nachbehandlung erfolgen sollte.

Messungen der Verbundspannungen [7] für die gute Verbundlage zeigen, dass diese für SVB im Streubereich der Werte von Rüttelbeton liegen. Für die mäßige Verbundlage werden in der Literatur für SVB widersprüchliche Angaben gemacht. Zum Teil wurden in Versuchen deutlich bessere Verbundspannungen erzielt als bei Rüttelbeton, andererseits sind auch Versuchsergebnisse bekannt, die das Gegenteil belegen [8].

Hinsichtlich der Carbonatisierungstiefe, der Chloriddiffusion und dem Frostwiderstand von SVB, ist eine starke Abhängigkeit von der Gefügedichte bzw. Druckfestigkeit des

SVB zu erkennen. Mit steigender Gefügedichte nehmen Carbonatisierungstiefe sowie Chloriddiffusion überproportional ab und der Frost- sowie der Frost-Tausalz widerstand überproportional zu [87].

Die Festbetoneigenschaften von SVB sind grundsätzlich wie ein Normalbeton einzustufen. Die DAfStb-Richtlinie SVB [26] beschränkt die Druckfestigkeit des SVB lediglich auf die Klasse C70/85.

3.3.3 Selbstverdichtender Stahlfaserbeton

Durch die erhöhte Packungsdichte bei SVB werden in der Regel hohe Druckfestigkeiten erreicht. Mit steigender Druckfestigkeit nimmt die Duktilität des ohnehin schon sehr spröden Betons weiter ab. Durch die Zugabe von Stahlfasern lässt sich jedoch dieser Duktilitätsabfall kompensieren.

Durch die Fließbewegung des SVB während des Einbaus kann es zu einer Ausrichtung der Stahlfasern kommen. Wie in Abschnitt 3.2.3.2 bereits festgestellt, muss die Faserverteilung und -ausrichtung bei einer Bemessung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton berücksichtigt werden. Daher wurden zur Bestimmung des Einflusses der Fließbewegung des SVB auf die Faserausrichtung einige Versuche durchgeführt (siehe Abschnitt 4.8).

3.3.4 Normative Regelung von SVB

SVB ist seit November 2003 über die DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ [26] hinsichtlich Ausführung und Bemessung normativ geregelt. Weiterhin ist im Dezember 2004 ein Merkblatt des Deutschen Betonvereins erschienen [28], das ebenfalls bei der Herstellung und Bemessung von SVB berücksichtigt werden kann.

3.4 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurden auf die für diese Arbeit wesentlichen Aspekte von Stahlfaserbeton und SVB eingegangen. Stahlfaserbeton ist derzeit normativ nicht geregelt. Da aber die Einführung der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ in naher Zukunft als wahrscheinlich angenommen wird, basiert diese Arbeit hinsichtlich der Bemessung hauptsächlich auf dieser Richtlinie.

SVB hingegen ist bereits normativ geregelt, so dass hier auf bestehende Regelungen zurückgegriffen werden kann, da sich hinsichtlich der Festbetoneigenschaften keine signifikanten Unterschiede zu Normalbeton ergeben.

4 Versuche

4.1 Intention

In Abschnitt 2 wurde das grundsätzliche Tragverhalten von unbewehrten, mit Betonstahl bewehrten und vorgespannten Balken mit Aussparungen beschrieben. Insbesondere die in Deutschland gebräuchlichen Ansätze zur Bemessung und baulichen Durchbildung solcher Bauteile setzen eine Bügelbewehrung im Bereich der Aussparungen voraus. Versuche an bis auf die Längsbewehrung unbewehrten Balken, die im Ausland durchgeführt wurden, haben aber gezeigt, dass auch solche Balken in Abhängigkeit der Größe und Lage der Aussparungen eine gewisse Tragfähigkeit erreichen.

Balken, die nur eine Längsbewehrung, aber keine Bügelbewehrung zur Aufnahme der Schubbeanspruchungen sowie keine Aufhängebewehrung enthalten, sind nach deutscher Normung nicht zulässig, da es bei diesen Bauteilen zu einem Versagen ohne Vorankündigung kommen kann. Aufgrund der in Abschnitt 3 beschriebenen Eigenschaften des Stahlfaserbetons kann darauf geschlossen werden, dass nur längsbewehrte Bauteile bei der Verwendung von Stahlfaserbeton duktil versagen. Es ist demzufolge naheliegend, das Gebrauchs- und Tragverhalten von solchen Bauteilen näher zu untersuchen.

Für erste Untersuchungen bieten sich linearelastische Berechnungen an. Deren Durchführung zeigte, dass im Bereich der Aussparungen hohe Spannungsspitzen (siehe Bild 4.1) entstehen können. Diese Spannungsspitzen liegen zum Teil deutlich über der Zugfestigkeit des Betons, was dann zu einer entsprechenden Rissbildung in diesem Bereich führt. Aus derartigen Berechnungsergebnissen leitet sich auch die in Deutschland übliche Praxis, im Bereich von Aussparungen eine Bügelbewehrung einzulegen, ab.

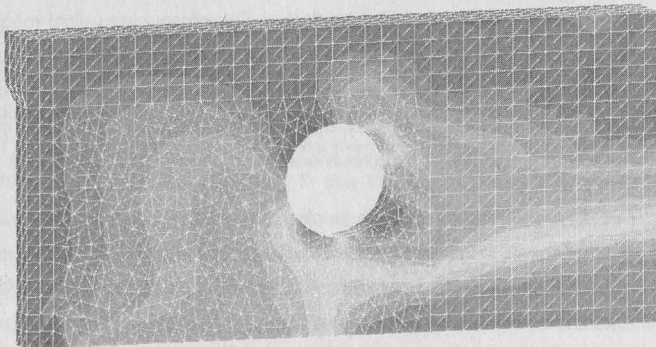


Bild 4.1: Spannungsspitzen im Bereich von Aussparungen bei linearelastischer Berechnung

Die linearelastische Berechnung liefert jedoch keine Erkenntnisse darüber, ob diese Spannungsspitzen durch die Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons, unter Verzicht auf eine konventionelle Betonstahlbewehrung, aufgenommen werden können, ohne dass es dabei zu einer übermäßigen Rissbreite und/oder Reduktion der Tragfähigkeit der Balken kommt. Zur Klärung dieses alternativen Tragverhaltens sollte in einer umfangreichen Versuchsreihe das Gebrauchs- und Tragverhalten von Balken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Betonstahlbewehrung detailliert untersucht werden. Bevor die Versuche beschrieben werden, muss noch das Anwendungsfeld der Balken näher erläutert werden. Die Versuchsreihe wurde dann den Anforderungen der realen Bauteile entsprechend konzipiert.

Insbesondere bei Industriebauten werden zahlreiche Aussparungen für Installationsleitungen in den Balken der Decken- und Dachkonstruktion angeordnet. Diese einfeldrigen Balken sind in der Regel Spannbetonfertigteilebalken. Die nachfolgend beschriebenen Versuche sind daher für die Klärung des Tragverhaltens von einfeldrigen Spannbetonfertigteilebalken entwickelt worden.

Spannbetonfertigteile weisen nach [9] Längen zwischen 7 und 24 m auf. Größere Längen sind wegen der damit verbundenen Transportschwierigkeiten selten in den Lieferprogrammen der Fertigteilwerke beinhaltet. Als Querschnittsformen sind Rechteck-, Trapez-, T- und Doppel-T-Querschnitte gängig. Die Ausführungen sind als Parallel- oder Satteldachbalken möglich. Die Bauteilhöhen variieren zwischen 0,40 und 2,70 m, mit Obergrurbreiten zwischen 0,30 und 0,80 m. Aussparungen werden in diesen Balken in nahezu beliebiger Größe, Anzahl und Abstand angeordnet.

Die Aufzählung der möglichen geometrischen Bandbreite der Fertigteilbalken verdeutlicht, dass eine alleinige Untersuchung über Versuche zur Erforschung des Gebrauchs- und Tragverhaltens unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten nicht möglich ist. Zur umfassenden Klärung des Gebrauchs- und Tragverhaltens sind daher zusätzliche Untersuchungen erforderlich. Diese wurden über nichtlineare Berechnungen, die in den Abschnitten 5, 6 und 7 beschrieben sind, durchgeführt. Diese Berechnungen erfordern jedoch zur Kalibrierung eine über Versuche ausreichend abgedeckte Datenbasis.

Die durchgeführten Versuche wurden daher so konzipiert, dass sie die wesentlichen Eckpunkte der möglichen geometrischen Bandbreite der hier untersuchten Balken abdecken. Zwischen diesen Eckpunkten sollten dann über nichtlineare Berechnungen weitere Erkenntnisse gewonnen und schließlich zu einem Bemessungsansatz (siehe Abschnitt 8) zusammengeführt werden.

Zusätzlich zu den Versuchen, die eine experimentelle Datengrundlage für die nichtlineare Berechnung bilden sollten, wurden noch weitere Untersuchungen durchgeführt (Brand-, Torsion-, Schwelllast- und Dauerstandsversuche), aus denen sich direkt Erkenntnisse für Bemessungsansätze oder Konstruktionsregeln ableiten lassen. Alle Versuche des Forschungsvorhabens werden nachfolgend beschrieben.

4.2 Allgemeines

Bei der Durchführung der Versuche muss zwischen zwei Varianten unterschieden werden. So wurden zum einen Versuche in der Versuchshalle des iBMB der TU Braunschweig durchgeführt, zum anderen erfolgten aber auch einige Versuche an besonders langen und schweren Balken im Freiland (siehe Bild 4.2). Die Versuche in der Versuchshalle des iBMB der TU Braunschweig zeichnen sich durch sehr umfangreiche versuchsbegleitende Messungen aus, wo hingegen bei den Freilandversuchen das Messprogramm weniger umfangreich ausfiel.

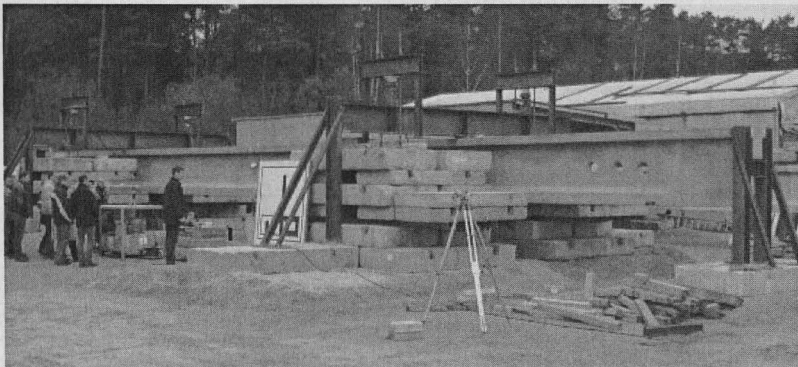


Bild 4.2: Typischer Aufbau eines Freilandversuches [48], [51], [53]

Alle Versuche wurden jedoch, wie schon bereits erwähnt, so konzipiert, dass sie eine experimentelle Vergleichsdatenbasis für eine umfangreiche FE-Parameterstudie (siehe Abschnitt 7) bilden konnten. So wurden im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen die Querschnittsform (Rechteck-, Trapez-, T- und Doppel-T-Querschnitt), die Querschnittsgeometrie (Höhen und Breiten), die Aussparungsgröße und -lage, die Biege- und Schubschlankheit, der Längsbewehrungsgrad, die Vorspannkraft, die Beanspruchung (Biegung, Schub, Torsion und Brand) und die Materialkennwerte (Druck- und Nachrisszugfestigkeiten) variiert. Die konventionelle Betonstahlbewehrung wurde dabei weitestgehend durch Stahlfasern ersetzt.

An insgesamt 21 Balken wurden Traglast- (16), Langzeit- (2), Schwelllast- (1) und Brandversuche (2) durchgeführt. Eine Übersicht der untersuchten Balken ist in Tabelle 4.1 zusammengestellt. Neben der Balkenbezeichnung sind die Abmessungen, die Querschnittsform, die zentrische Vorspannung zum Zeitpunkt $t = 0$ in Balkenmitte und die Versuchsart (B = Biegeversuch, S = Schubversuch, T = Torsionsversuch, F = Brandversuch, D = Dauerstandsversuch, E = Schwelllastversuch) sowie die interne Versuchsnummer aufgeführt.

Tabelle 4.1: Übersicht über die untersuchten Balken

Balken Nr.:	Abmessungen ($b_{0G}/b_w/b_{UG}/h/l$) [m]	Querschnittsform	Vorspannung ⁾ [N/mm ²]	Interne Nummer Versuchsart
G01	0,24/0,23/0,22/0,42/9,70	□	8,96	37_4a (B)
G02	0,24/0,23/0,22/0,42/9,70	□	8,96	37_5a (B)
G03	0,20/0,20/0,20/0,40/7,50	□	5,35	37_7 (B + S)
G04	0,20/0,20/0,20/0,40/7,50	□	5,35	37_6 oSF (B + S)
G05	0,20/0,20/0,20/0,40/7,50	□	5,35	37_1 (S)
G06	0,20/0,20/0,20/0,80/7,50	□	5,35	37_8 (B + S)
G07	0,50/0,12/0,28/1,20/24,72	I	7,44	41_3 a PB 3 (S)
G08	0,50/0,12/0,28/1,20/24,72	I	7,44	41_4 a PB 4 (S)
G09	0,60/0,14/0,28/2,10/24,69	I	4,59	41_500 (B)
G10	0,50/0,12/0,28/1,20/6,00	I	4,27	41_1 b (S)
G11	0,50/0,12/0,28/1,20/6,00	I	4,27	41_2 b (S)
G12	0,50/0,12/0,28/1,20/6,00	I	4,27	41_3 b (S)
G13	0,50/0,19/0,19/1,20/6,00	T	3,82	41_4 b (S)
G14	0,50/0,19/0,19/1,20/6,00	T	3,82	41_5 b (S)
G15	0,40/0,19/0,19/0,85/18,71	T	8,77	47_9a (B + S)
G16	0,40/0,19/0,19/0,85/18,71	T	8,77	47_9b (S + T)
G17	0,50/0,12/0,28/1,20/24,72	I	7,44	41_1 a (D)
G18	0,50/0,12/0,28/1,20/24,72	I	7,44	41_2 a (D)
G19	0,20/0,20/0,20/0,40/7,50	□	5,35	37_1 (E)
G20	0,24/0,23/0,22/0,42/4,75	□	8,96	37_2a oPP (F)
G21	0,20/0,20/0,20/0,40/4,75	□	5,35	37_3 (F)

⁾ zentrische Vorspannungen in Balkenmitte zum Zeitpunkt $t = 0$

Alle 21 Balken wurden aus einem SVB der Solldruckfestigkeitsklasse SCC60/75 hergestellt. Die verwendeten Spannlitzen St1570/1770 wiesen einen Durchmesser von 12,5 mm auf. Alle 21 Balken wurden im Spannbett mit sofortigem Verbund vorgespannt. Die bei einigen Balken angeordnete Aufhängebewehrung im Bereich von ausgeklinkten

Auflagern bestand aus BST 500S (siehe Anhang Abschnitt 12.1.1). Eine Zusammenstellung der verwendeten Stahlfasern sowie der eingesetzten Mengen kann Tabelle 4.2 entnommen werden. Zusätzlich zu den Stahlfasern enthielten alle Balken bis auf G01, G02 und G20 jeweils 0,5 kg/m³ PB-Eurofiber DURA-Fil PP-Fasern zur Verbesserung des Verhaltens des Betons bei Brandbeanspruchung.

Tabelle 4.2: Übersicht über die verwendeten Stahlfasern

Balken Nr.:	Hersteller	Länge	Ø	Schlankheit	Festigkeit	Menge	Form	Oberfläche
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[N/mm ²]	[kg/m ³]	[-]	[-]
G01	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G02	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G03	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G04	-	-	-	-	-	-	-	-
G05	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G06	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G07	Bekaert	60	0,75	80,00	2.400	40	Endhaken	unverzinkt
G08	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	20	Endhaken	unverzinkt
	Baumbach	55	0,75	73,33	2.000	20	gewellt	unverzinkt
G09	Baumbach	60	0,75	80,00	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G10	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G11	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G12	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G13	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G14	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G15	Baumbach	50	0,75	66,67	1.450	35	Endhaken	unverzinkt
G16	Baumbach	50	0,75	66,67	1.450	35	Endhaken	unverzinkt
G17	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G18	Bekaert	60	0,75	80,00	1.200	40	Endhaken	unverzinkt
G19	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G20	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt
G21	Baumbach	50	1,05	47,62	1.450	40	Endhaken	unverzinkt

Zur genauen Bestimmung der Materialkennwerte (Druckfestigkeit, E-Modul, Nachrissbiegezugfestigkeiten und z.T. Feuchtegehalt) wurden, parallel zu den Versuchen entsprechende Prüfungen an den Balken, an Kleinproben (Würfel, Zylinder und Biegebalken) durchgeführt. Die Lagerung der Kleinproben erfolgte in der Regel nicht unter Normbedingungen, sondern bauteilbegleitend, so dass die ermittelten Materialkennwerte denen der Balken am Versuchstag entsprachen. In Tabelle 4.3 sind die wesentlichen Ergebnisse dieser Kleinprobenuntersuchung zusammengestellt.

Tabelle 4.3: Materialkennwerte der Balken am Versuchstag

Balken Nr.:	Alter	Würfeldruckfestigkeit	E-Modul	Feuchtegehalt	Nachrissbiegezugfestigkeit	
					Verformung 1	Verformung 2
[-]	[d]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
G01	28	90,0 ⁾	44.000 ^{**)}	-	5,26 ⁾	5,17 ⁾
G02	29	90,0 ⁾	44.000 ^{**)}	-	5,26 ⁾	5,17 ⁾
G03	13	74,8	33.800	-	3,67	2,72
G04	32	83,5	41.700	-	- ^{***)}	- ^{***)}
G05	42	84,9	38.100	-	5,08	3,92
G06	46	80,4	37.500	-	3,28	2,72
G07	112	91,0	38.000 ^{**)}	-	5,00 ⁾	6,20 ⁾
G08	122	91,0	38.000 ^{**)}	-	3,70 ⁾	2,50 ⁾
G09	14	85,0 ⁾	38.000 ^{**)}	-	6,25	6,85
G10	26	89,8	34.000	-	3,63	3,53
G11	34	88,8	36.300	-	4,16	2,74
G12	39	73,0	37.400	-	4,51	3,40
G13	64	89,4	37.000	-	4,63	3,72
G14	55	92,8	36.800	-	4,16	3,32
G15	20	99,8	38.000 ^{**)}	-	3,22	2,01
G16	72	103,7	40.000 ^{**)}	-	4,93	2,88
G17	****)	91,0	36.500 ⁾	-	4,90 ⁾	0,90 ⁾
G18	****)	91,0	36.500 ⁾	-	4,90 ⁾	3,30 ⁾
G19	42	84,9	38.100	-	5,08	3,92
G20	335	85,0 ⁾	-	4,1	-	-
G21	150	89,2	-	4,5	-	-

⁾ nach 28 Tagen Normlagerung

^{**)} aus Last-Verformungskurve der Versuche (siehe Abschnitt 12.2.2) berechnet

^{***)} Stahlbeton ohne Stahlfasern

^{****)} Versuch läuft noch

4.3 Traglastversuche

4.3.1 Intention

Ziel der Traglastversuche war es, wie bereits erwähnt, Erkenntnisse zum Tragverhalten von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Bügelbewehrung zu gewinnen und eine umfangreiche experimentelle Datenbasis für nichtlineare Bauteilberechnungen zu schaffen. Im Zuge der Traglastversuche wurde das Biege-, Schub- und Torsionstragverhalten von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton untersucht. Alle Bal-

ken wurden aus einem SVB (SCC 60/75 [30]) hergestellt. Außer den Spannritzten $\varnothing 12,5$ mm (Vorspannung mit sofortigem Verbund) gemäß Bild 12.1 bis Bild 12.11 des Anhangs enthielten die Balken keine Bewehrung. Nur bei Balken mit ausgeklinkten Auflagern war die Ausklinkung konventionell bewehrt (siehe Bild 12.1, Bild 12.4 und Bild 12.6 bis Bild 12.10 des Anhangs). Ansonsten wurde die Betonstahlbewehrung, insbesondere die Bügel, der Balken durch Stahlfasern ersetzt. Die Bewehrungszeichnungen der Versuchsbalken G01 bis G16 sind im Anhang in Bild 12.1 bis Bild 12.11 dargestellt.

4.3.2 Biegeversuche

An insgesamt acht Balken wurde das Biegetragverhalten untersucht. Jedoch wurden zwei dieser Balken bis zum Erreichen der Traglast beansprucht. Die restlichen sechs wurden im erhöhten Gebrauchslastbereich (siehe Abschnitt 4.3.2.2) untersucht. Der Gebrauchslastbereich wird im Rahmen dieser Arbeit durch die untere und obere Gebrauchslast nach Gl. (4.1) und (4.2) eingegrenzt.

$$E_{SLS,inf} = E \cdot \left(\sum G_{kj} + P_k \right) \quad \text{untere Gebrauchslast} \quad (4.1)$$

$$E_{SLS,sup} = E \cdot \left(\sum G_{kj} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{l>1} \psi_{0,l} \cdot Q_{k,l} \right) \quad \text{obere Gebrauchslast} \quad (4.2)$$

Aus den beiden Gleichungen wird deutlich, dass mit dem Gebrauchslastbereich die Anwendungsbreite der Kombinationsregeln für die Einwirkung „E“ für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit nach DIN 1055-100 definiert wird. Ein Beispiel für einen nach den obigen Gleichungen berechneten Gebrauchslastbereich ist in Bild 4.5 dargestellt.

4.3.2.1 Biegetraglast

4.3.2.1.1 Intention

Mit den nachfolgend beschriebenen Versuchen sollte untersucht werden, inwieweit sich durch die Verwendung von Stahlfaserbeton das Biegetragverhalten verändert. Dafür wurden zwei Balken mit Rechteckquerschnitt untersucht, die auch bei der ersten Anwendung dieser Bauweise in Deutschland (siehe Bild 1.2 links) verwendet wurden [46], [71].

4.3.2.1.2 Versuche

Bild 4.3 zeigt die Lastanordnung der Balken G01 und G02. Die Belastung wurde durch zwei hydraulische Pressen aufgebracht, die einen Abstand zu den Trägerenden von jeweils 2,35 m aufwiesen. Während der Versuche wurden Verformungen, Stauchung der Betondruckzone und Dehnung der Betonzugzone gemessen. Der detaillierte Messstellenplan ist Bild 12.12 (siehe Anhang) zu entnehmen.

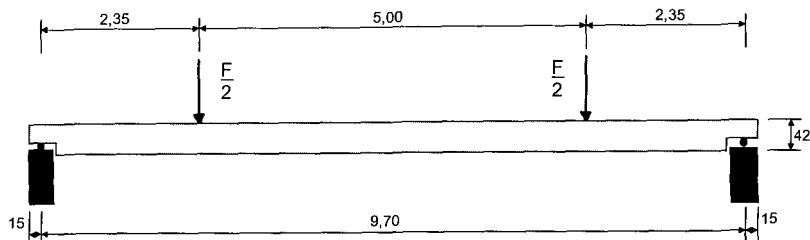


Bild 4.3: Versuchsbalken G01 und G02

Die Ergebnisse der Versuche der Balken G01 und G02 sind im Anhang Abschnitt 12.2 dargestellt. Nachfolgend sollen nur einige wesentliche Versuchsergebnisse zusammengefasst werden.

Bild 4.4 zeigt das abgeschlossene Rissbild beispielhaft für Balken G02 bei Erreichen der Traglast. Im Vergleich zu konventionell bewehrten Spannbetonbauteilen fällt der deutlich engere Rissabstand auf. Sonst ergaben sich keine wesentlichen Unterschiede. Zur Untersuchung des Einflusses der Stahlfasern auf den Rissabstand und damit auf die Rissbreite wurden daher weitere Versuche an Balken mit und ohne Stahlfasern durchgeführt (siehe Abschnitt 4.3.2.2.2). Aus Bild 4.4 wird weiterhin deutlich, dass der Spannkraftleitungs-bereich frei von Rissen war. Nur bei den ausgeklinkten Auflagern ergab sich im Bereich der einspringenden Ecke eine Rissbildung.

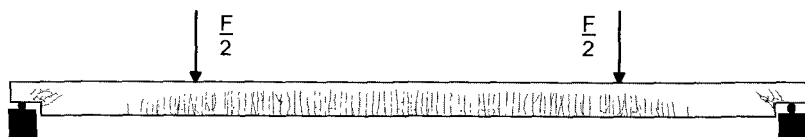


Bild 4.4: Abgeschlossenes Rissbild von Balken G02 aus Stahlfaserbeton bei Erreichen der Traglast

Bild 4.5 zeigt die Lastverformungskurve des Balkens G02. Es wird ersichtlich, dass im Gebrauchslastbereich (32-66 kN Gesamtpressenlast [47], [90]) nach Gl. (4.1) und (4.2) ein linearelastisches Tragverhalten vorlag. Erste Biegerisse traten erst ab 90 bzw. 100 kN Gesamtpressenlast (siehe Abschnitt 12.2.1 des Anhangs) auf, also deutlich oberhalb des Gebrauchslastbereiches. Nach Erreichen dieser Biegerisskraft nahm die Steigung der Lastverformungskurven infolge der abfallenden Steifigkeit ab und näherte sich asymptotisch der Traglast (siehe Bild 4.5) von ca. 230 kN an. Das Erreichen der Traglast der Balken kündigte sich durch ein ausgeprägtes Lastplateau nahe der Traglast an, in dem die Beanspruchung nur noch minimal, unter starker Zunahme der Verformung, anstieg. Die Balken wiesen demnach ein äußerst duktiles Tragverhalten auf.

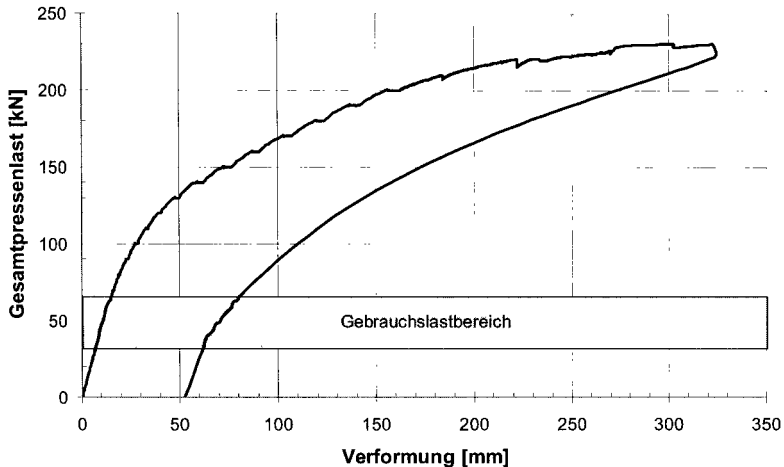


Bild 4.5: Lastverformungskurve Balken G02

Nach dem Erreichen der Traglast wurde die Pressenlast wieder abgesenkt. Sämtliche Risse waren bei vollständiger Entlastung nahezu wieder komplett verschlossen, und es verblieb eine bleibende Verformung von ca. 52 mm. Diese reduzierte sich innerhalb von etwa 60 Stunden auf ca. 35 mm.

Nachfolgend wird die rechnerische Biegetragfähigkeit (M_{calc} nach Gl. (4.3)) mit der experimentellen (M_{exp} nach Gl. (4.4)) verglichen. Die rechnerische Biegetragfähigkeit wird dabei überschlägig über den inneren Hebelarm bei voller Spannstahlspannung abgeschätzt. Die Gl. (4.4) gilt nur für Rechteckquerschnitte, kann aber auch bei profilierten Querschnitten verwendet werden, wenn die Druckzone den Obergurt weitestgehend ausfüllt.

$$\begin{aligned}
 M_{\text{exp}} &= M_{\text{Pressen}} + M_{\text{G}} \\
 &= 115 \cdot 2,35 + \frac{0,42 \cdot 0,23 \cdot 25 \cdot 9,70^2}{8} \\
 &= 299 \text{ kNm}
 \end{aligned} \tag{4.3}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{calc}} &= M_{\text{Stb}} + M_{\text{SF}} \\
 &\cong 0,9 \cdot d \cdot A_p \cdot f_{yp} + f'_{\text{cfm,L2}} \cdot \beta_u \cdot \kappa_b \cdot b \cdot 0,45 \cdot h^2 \\
 &= 0,9 \cdot 0,32 \cdot 6 \cdot 0,93 \cdot 177 + 5 \cdot 170 \cdot 0,37 \cdot 0,75 \cdot 0,23 \cdot 0,45 \cdot 0,42^2 \\
 &= 284 + 26 \\
 &= 310 \text{ kNm}
 \end{aligned} \tag{4.4}$$

Es ist festzustellen, dass die rechnerische und experimentelle Biegetragfähigkeit sehr gut übereinstimmen.

4.3.2.1.3 Feststellungen

Wie die obigen Berechnungen zeigen, stimmt die überschlägige Abschätzung der Biegetragfähigkeit sehr gut mit den Versuchsergebnissen überein. Die Überschätzung der Versuchsbiegetraglast durch Gl. (4.4) ist zum einem durch die noch nicht vollständig erreichte Traglast im Versuch und zum anderen durch Ungenauigkeiten bei der Abschätzung des inneren Hebelarms zurückzuführen. Für eine einfache Abschätzung der Versuchstraglasten ist Gl. (4.4) jedoch hinreichend genau.

Aus den Versuchen wird weiterhin deutlich, dass die Biegetragfähigkeit durch die Stahlfasern nur geringfügig gesteigert wird (hier: $26 / 310 = 8 \%$). Diese Steigerung fällt damit bei „normalen“ Bewehrungsgraden so gering aus, dass sie bei der Berechnung der Biegetragfähigkeit in der Regel vernachlässigt werden kann. Hinsichtlich der Rissbildung und der sich einstellenden Verformungen haben die Versuche hingegen eine Verbesserung des Gebrauchsverhaltens aufgezeigt. Daher wurden zur Untersuchung dieser Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit die nachfolgend beschriebenen Versuche durchgeführt.

4.3.2.2 Erhöhte Gebrauchslast

4.3.2.2.1 Intention

In diesem Abschnitt werden Versuche beschrieben, mit denen die zuvor bei den Traglastversuchen beobachteten positiven Eigenschaften der Stahlfasern auf die Rissbildung und die Verformung näher untersucht werden sollen. Da es sich dabei um Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit handelt, wurden im Versuch nicht so hohe Beanspruchungen aufgebracht, wie bei den Traglastversuchen. Dies bedeutet, die Balken wurden nicht zerstört und konnten noch für weitere Untersuchungen verwendet werden (siehe Abschnitt 4.3.3).

Weiteres Ziel der Versuche war es, die Datenbasis zur Kalibrierung eines FE-Modells (siehe Abschnitt 6) um zusätzliche Versuchsergebnisse zu erweitern.

Die Versuche wurden an den Balken G03, G04, G06, G09 und G15 durchgeführt (siehe Tabelle 4.1 und Tabelle 4.3). Die Balken G03, G04 und G06 wiesen einen rechteckigen Querschnitt, Balken G09 einen Doppel-T-Querschnitt und der Balken G15 einen T-Querschnitt auf. Nachfolgend wird zunächst über die Balken mit Rechteckquerschnitt berichtet und anschließend über die profilierten Querschnitte.

4.3.2.2 Balken mit Rechteckquerschnitt

An den Balken mit Rechteckquerschnitt sollte primär der Einfluss der Stahlfasern auf die Rissbreiten und Verformungen untersucht werden. Dafür wurden zwei Balken mit identischen Abmessungen (siehe Bild 12.2 des Anhangs) verwendet. Einer dieser Balken (G04) wurde ohne und einer (G03) mit Stahlfasern hergestellt. Die für die Versuchdurchführung gewählte Belastungsanordnung zeigt Bild 4.6. Der Messstellenplan ist Bild 12.13 des Anhangs zu entnehmen.

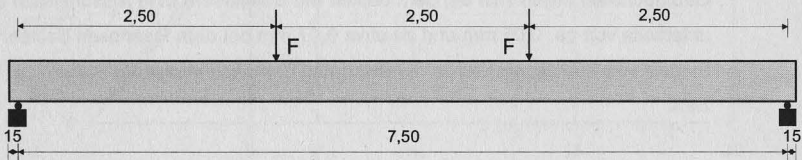


Bild 4.6: Belastungsanordnung Balken G03 und G04

Bei ausgewählten Laststufen wurde der Versuch unterbrochen, um das Rissbild aufzuzeichnen sowie die Rissbreiten zu messen. Die ersten Biegerisse wurden bei 35 kN Pressenlast festgestellt. Schubrisse und ein Einzug der Litzen konnten bei diesem Versuch nicht festgestellt werden. Die detaillierten Versuchsergebnisse können dem Anhang (siehe Abschnitt 12.2) entnommen werden. Nachfolgend werden daher nur die wichtigsten Ergebnisse aufgeführt.

Rissbreiten

Aus Bild 4.7 wird die Wirkung der Stahlfasern auf die Rissabstände ersichtlich. Bei Balken G03 mit Stahlfasern stellt sich ein Rissbild mit deutlich geringerem Rissabstand ein als bei dem faserlosen Balken G04.

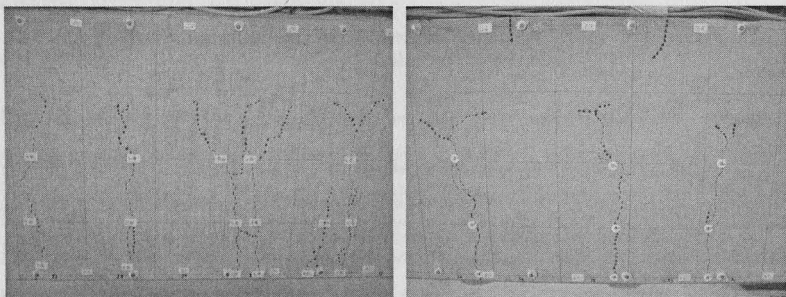


Bild 4.7: Vergleich der Rissabstände in Feldmitte der Balken G03 (mit Stahlfasern, links) und G04 (ohne Stahlfasern, rechts) bei jeweils 1,3-facher Gebrauchslast

Der mittlere Rissabstand im Bereich zwischen den beiden Einzellasten (siehe Bild 4.6) bei 1,0-facher Gebrauchslast ($F_{SLS,sup} = 34 \text{ kN}$, siehe [119]) betrug für Balken G03 ca. 17 cm und ist damit um etwa 30 % kleiner als der Rissabstand bei Balken G04 mit ca. 24 cm.

Aufgrund der deutlich geringeren Rissabstände bei dem Balken mit Stahlfasern sind bei diesem auch die Rissbreiten kleiner als bei dem faserlosen Balken. In Bild 4.8 sind die mittleren Rissbreiten der beiden Versuchsbalken gegenübergestellt. Für die 1,0-fache Gebrauchslast ergab sich bei dem Balken mit Stahlfasern eine Rissbreite an der Balkenunterseite von ca. 0,05 mm und zu etwa 0,07 mm bei dem faserlosen Balken. Durch den Einsatz von Stahlfasern wurde die Rissbreite demnach in diesem Fall um ca. 30 % reduziert.

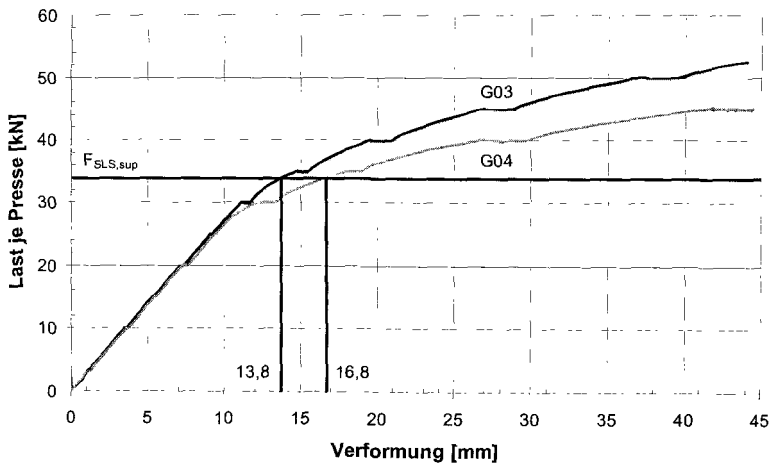


Bild 4.8: Vergleich der mittleren Rissbreiten der Balken G03 und G04 an der Balkenunterseite

Verformungen

Auf das Verformungsverhalten wirken sich die Stahlfasern ebenfalls günstig aus (siehe Bild 4.9). So ist die Verformung in Feldmitte des faserlosen Balkens G04 bei 1,0-facher Gebrauchslast bei diesen Versuchen um ca. 20 % größer als bei dem Balken G03 mit Stahlfasern.

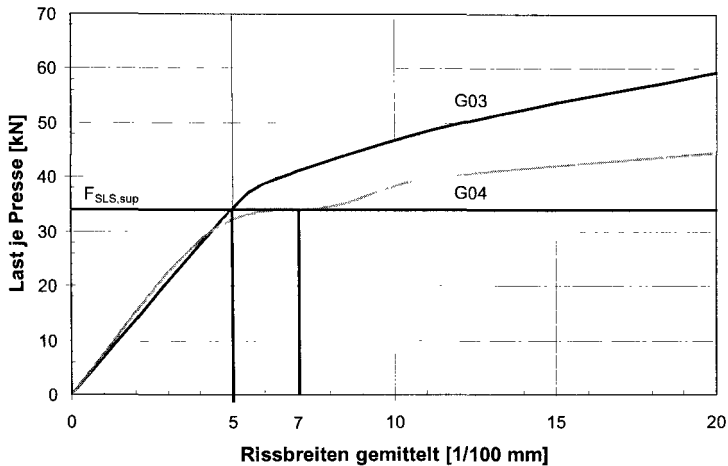


Bild 4.9: Vergleich der Verformungen in Feldmitte Balken G03 mit Balken G04

Bei den Versuchen an Balken mit Rechteckquerschnitt wurde auch der Balken G06 untersucht. Dieser Balken unterschied sich von Balken G03 nur durch seine größere Bau-teilhöhe (siehe Anhang Bild 12.2 und Bild 12.3). Im Versuch wurde die gleiche Belas-tungsanordnung gewählt wie in Bild 4.6. Dieser Versuch wurde primär mit dem Ziel durchgeführt, die Datenbasis für die Versuchsnachrechnung mit der FEM (siehe Ab-schnitt 6) zu vergrößern. Die Versuchsergebnisse sind in Abschnitt 12.2 des Anhangs zusammengefasst. Als wesentliche Versuchsbeobachtung lassen sich auch für diesen Balken die reduzierten Rissabstände und -breiten festhalten. Die bei diesen drei Versu-chen gemessenen Rissbreiten werden im Abschnitt 8.5 zur Kontrolle des Nachweises zur Begrenzung der Rissbreite herangezogen.

Schwelllast

Die drei Balken mit Rechteckquerschnitt wurden auch unter schwellender Beanspru-chung untersucht. Die Lastamplitude war mit $\geq 1,25$ -facher Gebrauchslast verhältnismä-ßig groß gewählt. Bei den ersten zehn Lastwechseln konnte noch eine Zunahme der Rissbreiten und Verformungen gemessen werden, während nach 100 Lastwechseln die Zunahme der Rissbreiten und Verformungen so gering war, dass die Versuche beendet wurden. Dies stellt jedoch keine endgültige Aussage dar, wodurch weitere Versuche er-forderlich waren. Ein solcher Versuch wurde daher vom Verfasser dieser Arbeit durchge-führt (siehe Abschnitt 4.4).

4.3.2.2.3 Balken mit Doppel-T-Querschnitt

Auch ein Balken mit Doppel-T-Querschnitt (G09) wurde unter erhöhten Gebrauchslasten untersucht. Dieser Balken wurde bei einem größeren Bauvorhaben [61], [62] 104-mal mit einer Zustimmung im Einzelfall eingebaut. Mit einem dafür durchgeführten Versuch sollte das Tragverhalten dieses Balkens untersucht werden und so einen Einbau bei dem Bauvorhaben ermöglichen. Zusätzlich wurde durch den Versuch die Datenbasis zur Versuchsnachrechnung mit der FEM vergrößert.

Der Balken G09 ist mit seinen Abmessungen in Bild 12.5 des Anhangs abgebildet. Der Versuch wurde, vergleiche Bild 4.2, als Freilandversuch durchgeführt. Die dabei gewählte Belastungsanordnung ist in Bild 4.10 dargestellt. Der Messstellenplan ist Bild 12.17 des Anhangs zu entnehmen.

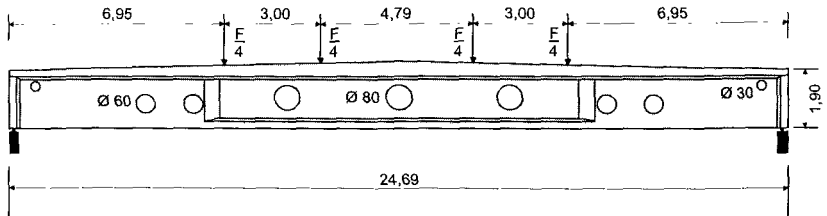


Bild 4.10: Belastungsanordnung Balken G09

Die Ergebnisse sind im Anhang (siehe Abschnitt 12.2) zusammengefasst. Nachfolgend werden nur die wesentlichen Versuchsergebnisse aufgeführt.

Bei Erreichen einer Gesamtpressenlast von 700 kN traten in Feldmitte die ersten Biege-
risse auf. Mit jeder weiteren Laststufe verlängerten bzw. verbreiterten sich die vorhande-
nen Risse. Ferner bildeten sich im Bereich zwischen den Aussparungen (\varnothing 80 cm) weite-
re Risse. Zum Zeitpunkt des Versuchsabbruchs bei 1.240 kN Gesamtpressenlast zeich-
nete sich als Versagensart ein Biegebruch ab. Schubrisse sowie ein Litzeneinzug waren
bis zu dieser Laststufe noch nicht festzustellen. Die endgültige Traglast wurde jedoch
nicht bestimmt. Die maximal gemessene Rissbreite bei der Laststufe 1.240 kN betrug
0,30 mm; durchschnittlich betrug die Rissbreite ca. 0,15 - 0,20 mm. Sämtliche Risse
schlossen sich bei vollständiger Entlastung wieder nahezu vollständig. Die bleibende Ver-
formung in Trägermitte betrug 6 mm. Die Last-Verformungskurve des Balkens G09 ist in
Bild 4.11 dargestellt.

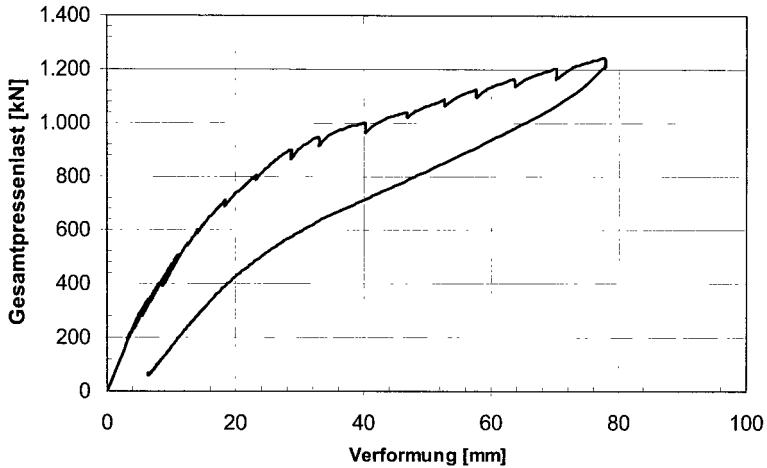


Bild 4.11: Last-Verformungskurve von Balken G09 in Feldmitte

Wie schon beschrieben, wurde der Versuch an diesem Balken für eine Zustimmung im Einzelfall durchgeführt. In Absprache mit der Genehmigungsbehörde und weiteren Gutachtern wurde auch dieser Balken G09 einer schwellenden Beanspruchung unterworfen. Wie das Versuchsprotokoll (siehe Tabelle 12.12 des Anhangs) zeigt, war der Balken während der Schwelllastbeanspruchung noch ungerissen, so dass sich aus diesem Schwelllastversuch keine Erkenntnisse ableiten lassen.

4.3.2.2.4 Balken mit T-Querschnitt

Auch das Biegetragverhalten von Balken mit T-Querschnitt wurde in einem Freilandversuch am Balken G15 untersucht. Dieser Balken wurde ebenfalls bei einem Bauvorhaben mit einer Zustimmung im Einzelfall [4], [77] 180-mal eingesetzt. Der Bewehrungs- und Messstellenplan können dem Anhang (Abschnitt 12.1) entnommen werden. Bild 4.12 zeigt die gewählte Belastungsanordnung. Wie schon bei Balken G09 sollte mit diesem Versuch die Datenbasis zur Nachrechnung mit der FEM vergrößert werden.

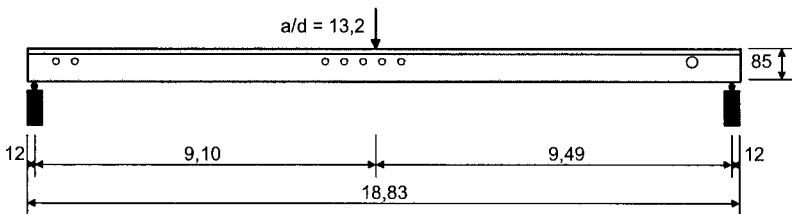


Bild 4.12: Belastungsanordnung Balken G15

Das Versuchsprotokoll sowie die Ergebnisse sind im Anhang (siehe Abschnitt 12.2) zusammengestellt. Stellvertretend für die Ergebnisse wird in Bild 4.13 die Last-Verformungskurve bis zur Maximallast und anschließender Entlastung dargestellt.

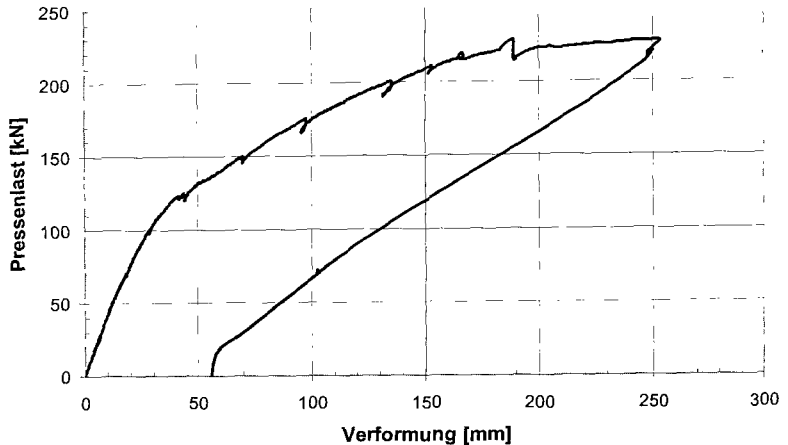


Bild 4.13: Last-Verformungskurve des Balkens G15 in Feldmitte

Wie schon bei den zuvor beschriebenen Versuchen, fielen auch bei diesem Balken der geringe Rissabstand und die geringen Rissbreiten auf.

4.3.2.3 Feststellungen

Die Versuche zur Untersuchung des Biegetragverhaltens haben gezeigt, dass durch die Zugabe von Stahlfasern bei „normalen“ Spannstahlbewehrungsgraden die Biegetragfähigkeit kaum gesteigert werden kann.

Im Gegensatz zur Biegetragfähigkeit beeinflussen die Stahlfasern das Gebrauchsverhalten von biegebeanspruchten Bauteilen positiv. So konnten in den Versuchen durch die Zugabe von Stahlfasern die Verformungen und Rissbreiten deutlich verringert werden. Die gemessenen Rissbreiten lagen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei sämtlichen Versuchen deutlich im zulässigen Bereich.

Die aufgebrachten Schwelllastbeanspruchungen führten bei den Versuchsbalken zu keinen signifikanten Änderungen der Rissbreiten und Verformungen. Aufgrund der geringen gefahrenen Lastwechselanzahlen können aus diesen Versuchen allerdings keine allgemeingültigen Rückschlüsse auf das Verhalten von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Bewehrung bei schwellender Beanspruchung gezogen werden.

4.3.3 Schubversuche

Wie Gl. (4.4) zeigt, ist eine Biegebemessung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton verhältnismäßig einfach durchzuführen. Auch zur Schubbemessung existieren einige Nachweisverfahren. So hat beispielsweise Rosenbusch [105] für nicht vorgespannte Balken mit Rechteckquerschnitt und Schubslankheiten von $\geq 3,5$ einen Schubbemessungsansatz entwickelt. Für vorgespannte Balken sowie profilierte Querschnitte wurden bislang keine verwendbaren Untersuchungen vorgenommen, genauso wie für Balken aus Stahlfaserbeton mit Aussparungen keine Untersuchungsergebnisse vorliegen. Zur Klärung des Schubtragverhaltens wurden daher 13 Balken (siehe Tabelle 4.1) mit unterschiedlichen Querschnittsausführungen mit und ohne Aussparungen untersucht. Im Folgenden werden die durchgeführten Versuche eingehend beschrieben.

4.3.3.1 Balken mit Rechteckquerschnitt

Das Schubtragverhalten von Balken mit Rechteckquerschnitt wurde an Balken (G03 bis G06) untersucht. Dabei wurden die Balken bis zum Erreichen der Traglast belastet. An den Balken G03, G04 und G06 wurde zuvor bereits das Biegetragverhalten im erhöhten Gebrauchslastbereich (siehe Abschnitt 4.3.2.2.2) und an Balken G05 das Tragverhalten unter schwellender Beanspruchung (siehe Abschnitt 4.4) erforscht. Da der auflagernahe Bereich, in dem im Wesentlichen die Schubuntersuchungen durchgeführt wurden, durch diese Untersuchungen nahezu unbeeinträchtigt waren, konnten diese Balken ein zweites Mal für Versuche benutzt werden.

4.3.3.1.1 Intention

An Balken mit Rechteckquerschnitt sollte über die nachfolgend beschriebenen Versuche untersucht werden, inwieweit sich die Bauteilhöhe, die Schubslankheit und der Stahlfasergehalt bzw. die Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons auf das Schubtragverhalten auswirken. Die Balken G03, G05 und G06 enthielten 40 kg/m^3 Stahlfasern. Die damit erzielten Leistungsfähigkeiten des Stahlfaserbetons sind in Tabelle 4.3 zusammengestellt. Balken G04 wurde zum Vergleich ohne Stahlfasern hergestellt.

4.3.3.1.2 Versuchsaufbau

Die in den Versuchen variierten Bauteilhöhen und Schubslankheiten sowie die Belastungsanordnung können Bild 4.14 entnommen werden.

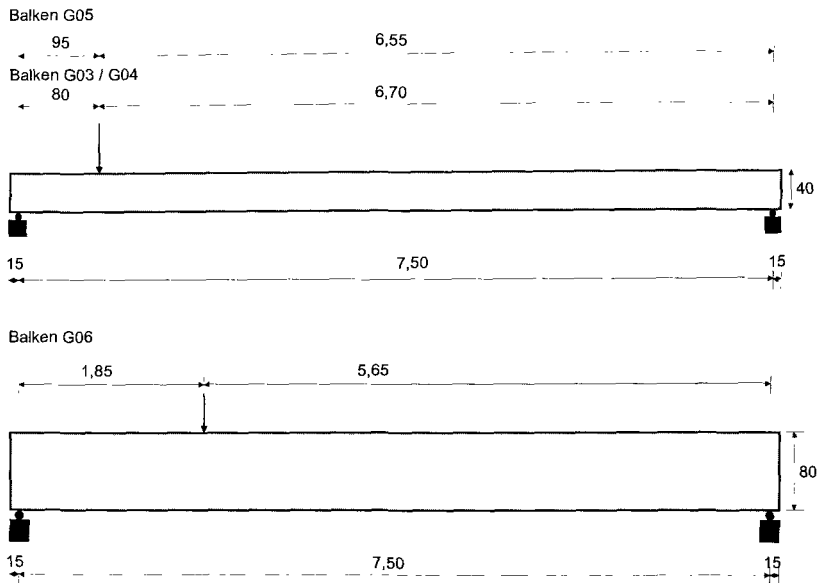


Bild 4.14: Belastungsanordnung Balken G03, G04, G05 (oben) und G06 (unten)

Die Anordnung der Messstellen kann für die Balken G03, G04 und G06 Bild 12.13 des Anhangs entnommen werden. Bei Balken G05 wurde lediglich die Verformung in Balkenmitte gemessen. Die Versuche wurden weggesteuert gefahren, damit auch das Nachbruchverhalten mit untersucht werden konnte. Die detaillierten Versuchsergebnisse können dem Anhang (siehe Abschnitt 12.2) entnommen werden. Nachfolgend wird nur über die wichtigsten Versuchsergebnisse berichtet.

4.3.3.1.3 Vergleich nicht schubbewehrter Balken mit Balken aus Stahlfaserbeton

Mit dem nachfolgend beschriebenen Versuchen an Balken aus unbewehrtem Beton bzw. Stahlfaserbeton soll der Einfluss der Stahlfasern auf die Schubtragfähigkeit untersucht werden. Dies erfolgt über einen Vergleich der im Versuch bestimmten Last-Verformungskurven der Balken G03 und G04 in Bild 4.15. Beide Balken unterschieden sich bezüglich des Stahlfasergehaltes; Balken G03 enthielt 40 kg/m^3 Stahlfasern, während Balken G04 ohne Stahlfasern hergestellt wurde.

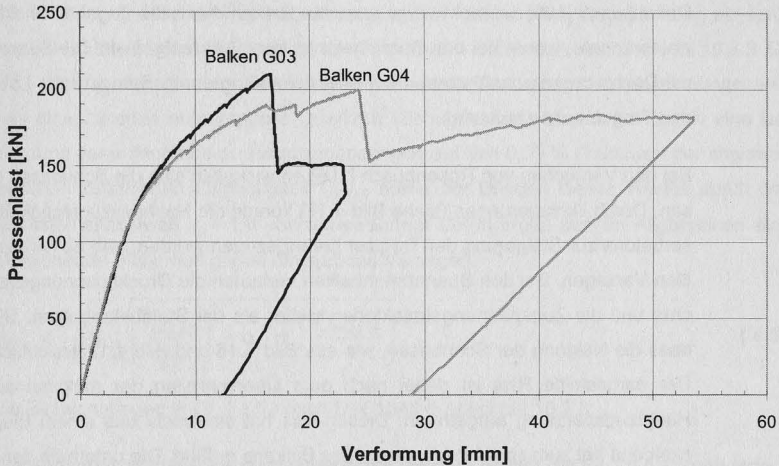


Bild 4.15: Vergleich der Last-Verformungskurven unter der Lasteinleitungsstelle der Balken G03 und G04

Bild 4.15 zeigt, dass bis zu einer Pressenlast von ca. 130 kN kein Unterschied in den Last-Verformungskurven besteht. Danach verhält sich der Balken G04 etwas weicher, da es bei diesem unter der Lasteinleitungsstelle zu einer etwas ausgeprägteren Rissbildung kam (siehe Anhang Abschnitt 12.2.5.2). Bei einer Pressenlast von ca. 200 kN versagten beide Balken ohne Vorankündigung, indem sich schlagartig ein Schubriss unter einem Winkel $\vartheta \approx 30^\circ$ vom Auflager zur Lasteinleitungsstelle ausbildete. Nach Erreichen der Traglast konnten beide Balken in etwa noch eine Pressenlast von ca. 150 kN aufnehmen.

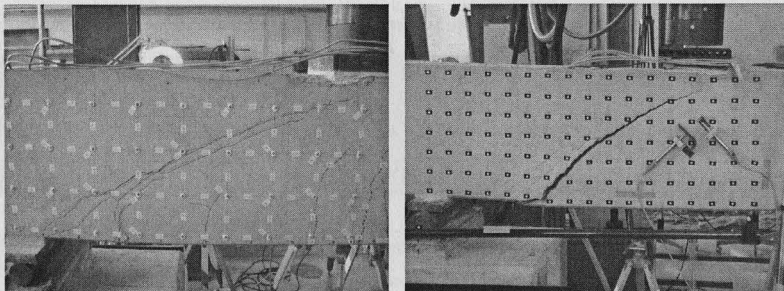


Bild 4.16: Rissbildung bei Erreichen der Traglast links Balken G03 und rechts Balken G04

In dem untersuchten Balken konnte durch die Zugabe von Stahlfasern die Schubtragfähigkeit nicht gesteigert werden. Die im Versuch minimal größere Traglast bei dem Balken mit Stahlfasern ist auf übliche Versuchsstreuungen sowie die unterschiedlich hohe Zugfestigkeit der verwendeten Betone zurückzuführen. Ein duktiler Bauteilversagen, wie es

Rosenbusch [105] bei nicht vorgespannten Balken durch die Zugabe von Stahlfasern erzielen konnte, wurde bei den Spannbetonbalken nicht festgestellt. Die Spannbetonbalken mit Rechteckquerschnitt wiesen bei Beanspruchung durch auflagernahe Lasten ein sprödes Tragverhalten auf.

Bei den Versuchen von Rosenbusch [105] entwickelten sich die Schubrisse aus Biegerissen. Durch Umlagerungen (siehe Bild 4.17) konnte die Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons zur Steigerung der Traglast herangezogen werden, und es kam zu einem duktilen Versagen. Bei den Spannbetonbalken verlaufen die Druckspannungstrajektorien flacher und die Zugspannungstrajektorien steiler als bei Stahlbetonbalken. Dies bedeutet, dass die Neigung der Schubrisse, wie aus Bild 4.16 und Bild 4.17 ersichtlich, flacher ist. Der dargestellte Riss ist dabei nach dem Überschreiten der maximal aufnehmbaren Hauptzugspannung aufgetreten. Dieser Riss hat sich nicht aus einem Biegeriss entwickelt und hat zum spröden Versagen des Balkens geführt. Die unterhalb der Zugfestigkeit des Betons liegende Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons und die stark eingeschnürte Druckzone können die freiwerdenden Risskräfte nicht aufnehmen (siehe Bild 4.17). Zudem kommt bei dem hier festgestellten Versagen hinzu, dass sich im Gegensatz zu Stahlbetonbalken keine Druckstrebe im gerissenen Balken ausbilden kann, die die einwirkende Querkraft zum Auflager trägt, da die Spannritzen so nah am Auflager noch nicht ausreichend verankert sind (instabiler Knoten). Das Versagen dieses Knotens kann auch aus dem Litzeneinzug beim Versagen der Balken G03 und G04 (siehe Bild 12.119 und Bild 12.122) abgeleitet werden. Die unterschiedlichen Versagensmechanismen von Stahl- und Spannbetonbalken sind in Bild 4.17 vergleichend gegenübergestellt.

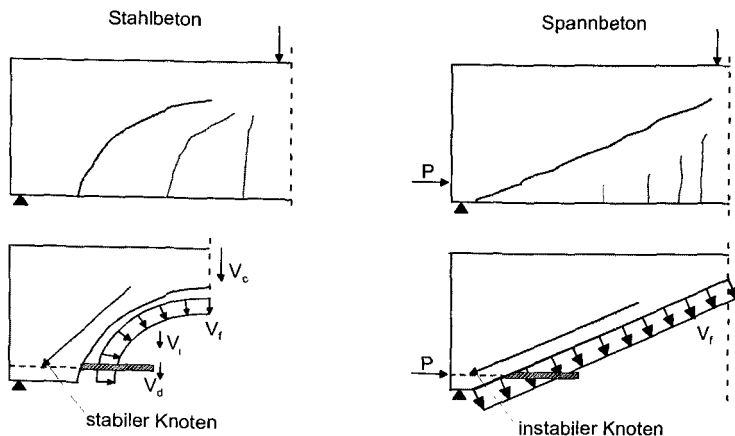


Bild 4.17: Versagensmechanismen von vorgespannten und nicht vorgespannten Balken

Das Phänomen, dass mit Überschreiten der aufnehmbaren Hauptzugspannung ein sprödes Versagen eintritt, wird auch in der DIN 1045-1 behandelt. In Abschnitt 10.3.3 Gl. (72) wird für auflagernahe Bemessungsquerschnitte aus einem Hauptspannungsnachweis eine maximal aufnehmbare Querkraft (Schubrisskraft) berechnet. Durch eine Begrenzung der aufnehmbaren Hauptzugspannung auf den 0,05 % Fraktilwert der charakteristischen zentrischen Zugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ sowie der Division dieses Wertes durch den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,8$ von unbewehrtem Beton ergibt sich im Allgemeinen eine ausreichende Sicherheit gegen ein sprödes Versagen.

$$V_{Rd,ct} = \frac{l \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{\left(\frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \right)^2 - \alpha_1 \cdot \sigma_{cd} \cdot \left(\frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \right)} \quad (4.5)$$

Alle Bezeichnungen in Gl. (4.5) nach DIN 1045-1 Abschnitt 10.3.3.

Eine Nachrechnung der Versuchsergebnisse mit dem Ansatz der Gl. (4.5) ergab jedoch viel zu große aufnehmbare Querkraften. Dies ist vor allem darauf zurückzuführen, dass der Querschnitt infolge der äußeren Belastung bis kurz vor dem Auflager Biegerisse aufweist (siehe Bild 12.89 und Bild 12.91 des Anhangs) und somit die grundlegenden Voraussetzungen ungerissener Querschnitte sowie ein ungestörter Verlauf der Hauptzugspannungen, wie bei einem Balken mit Streckenlast, für die Anwendung der Gl. (4.5) nicht gegeben ist.

Erst im Abstand ca. $0,5 \cdot h$ vom Auflager beginnt der ungerissene Bereich der beiden Versuchsbalken G03 und G04. Durch die Überlagerung der Einleitung der Auflagerkraft und der Vorspannkraft entsteht in diesem Bereich ein durch eine „elementare“ Berechnung auf Basis der E-Theorie nicht mehr erfassbarer Spannungszustand. Daher sollte dieser Bereich mit einer FE-Analyse (siehe Abschnitt 6) genauer untersucht werden. Alternativ kann die Berechnung der aufnehmbaren Querkraft auch über ein einfaches, jedoch rein empirisches Verfahren nach [31] erfolgen.

4.3.3.1.4 Variation der Schubschlankheit

Bei Balken G05 wurde die Schubschlankheit von 2,76 bei Balken G03 auf 3,28 (um 19 %) gesteigert. Diese geringfügige Steigerung der Schubschlankheit bewirkte eine Änderung der Versagensart. So versagte der Balken G05 nicht mehr auf Schub, sondern, wie Bild 4.18 zeigt, auf Biegung durch Überschreiten der maximal aufnehmbaren Betondruckstauchungen.

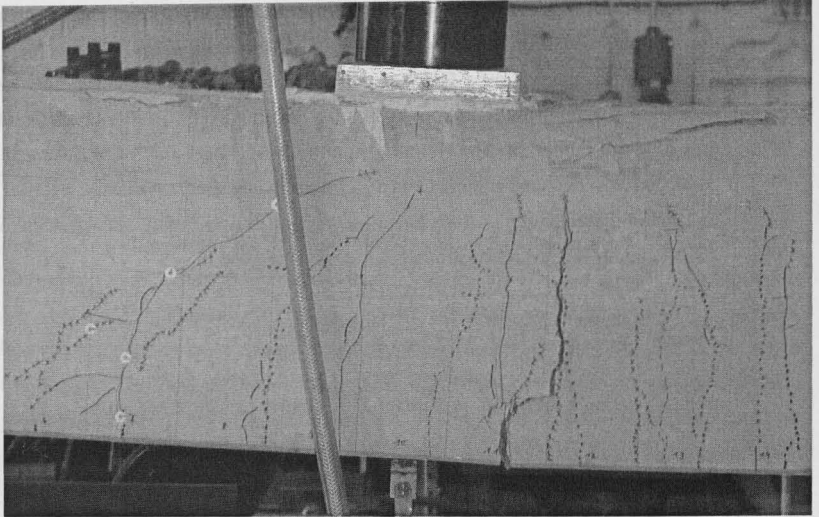


Bild 4.18: Biegedruckversagen von Balken G05

In Bild 4.19 ist die Last-Verformungskurve des Balkens dargestellt. Es zeigt, dass sich das Biegeversagen, wie schon bei den Balken G01 und G02 (siehe Abschnitt 4.3.2.1), äußerst duktil einstellt.

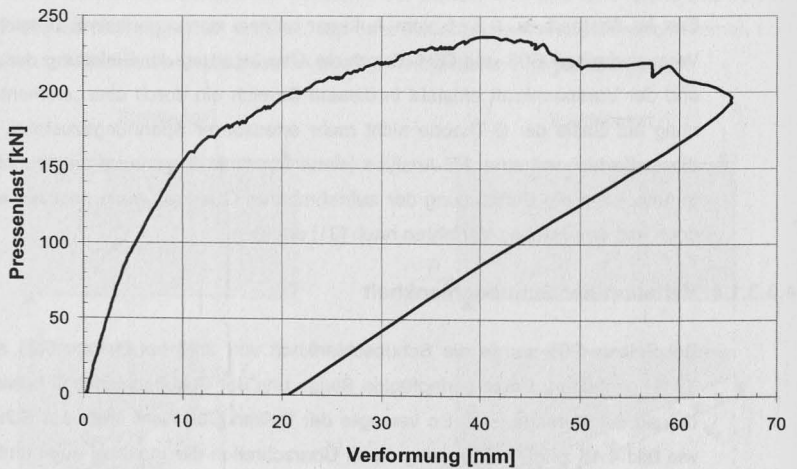


Bild 4.19: Last-Verformungskurve unter der Last von Balken G05

Zur Beurteilung des Schubtragverhaltens eignet sich der Balken G05 aufgrund seines Biegeversagens somit nicht. Er vergrößert aber die Datenbasis zur Versuchsnachrechnung mit der FEM.

4.3.3.1.5 Variation der Bauteilhöhe

Bei Balken G06 wurde im Vergleich zu Balken G03 die Bauteilhöhe vergrößert. Damit beide Balken die gleiche Schubslankheit aufweisen, und ihre Versuchsergebnisse somit vergleichbar sind, wurde der Abstand der Last zum Auflager bei Balken G06 erhöht (siehe Bild 4.14).

Wie schon Balken G05 versagte Balken G06 auf Biegung, obwohl er die gleiche Schubslankheit aufwies wie Balken G03. Der Grund dafür, dass bei dem einen Balken ein Schubversagen und dem anderen eine Biegeversagen eintrat, ist darauf zurückzuführen, dass bei Balken G06 im Vergleich zu Balken G03 in der vorgedrückten Zugzone ein geringerer geometrischer Bewehrungsgrad ($G03 = 0,465 \%$, $G06 = 0,349 \%$) vorhanden war (siehe Bild 12.2 und Bild 12.3 des Anhangs). Daher kam es bei Balken G06 nicht zu einem vorzeitigen, schlagartigen Schubversagen, sondern zu dem bereits erwähnten Biegeversagen. Das mit diesem Versuch angestrebte Ziel, Rückschlüsse auf den Maßstabeffekt bei Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton zu gewinnen, wurde aber verfehlt, da Balken G06 nicht auf Schub versagte.

Wie schon bei Balken G05 können die hier gewonnen Ergebnisse nur zur Vergrößerung der Datenbasis zur Versuchsnachrechnung mit der FEM herangezogen werden.

4.3.3.2 Balken mit Doppel-T-Querschnitt

Ergänzend zu den Untersuchungen an Balken mit Rechteckquerschnitt wurde an fünf Balken das Schubtragverhalten von Balken mit Doppel-T-Querschnitt untersucht. Jeweils ein Auflager der Balken wurde ausgeklinkt ausgeführt und konventionell bewehrt (siehe Bild 12.4 und Bild 12.6 bis Bild 12.8 des Anhangs). Sie enthielten außer den Spannritzen keine weitere Betonstahlbewehrung.

Untersucht wurden die Balken G07 und G08 mit jeweils einer Länge von 24,72 m und G10 bis G12, die eine Länge von je 6,00 m aufwiesen. Bis auf G10 enthielten alle Balken Aussparungen unterschiedlicher Anzahl, Größe und Lage. Die Querschnittsabmessungen waren bei allen fünf Balken identisch. Die Vorspannung betrug bei den Balken G07 und G08 je $7,44 \text{ N/mm}^2$ und bei den Balken G10 bis G12 je $4,27 \text{ N/mm}^2$ (siehe Tabelle 4.1).

Aufgrund ihrer großen Länge und ihres hohen Gewichtes wurden die Versuche an den Balken G07 und G08 als Freilandversuche durchgeführt, während die Versuche an den Balken G10 bis G12 in der Versuchshalle des iBMB der TU Braunschweig erfolgten. Nachfolgend wird aufgrund der unterschiedlichen Art der Versuchsdurchführung über die Versuchsergebnisse der Balken G07 und G08 sowie der Balken G10 bis G12 getrennt berichtet.

4.3.3.2.1 Balken G07 und G08

Die Balken G07 und G08 unterschieden sich nur durch die Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons. Wie die Zusammenstellung der Materialkennwerte in Tabelle 4.3 zeigt, wies der Balken G07 insbesondere bei der Verformung 2 gemäß Abschnitt 3.2.3 Bild 3.6 eine deutlich höhere Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons auf als der Balken G08. Mit diesem Versuch kann demzufolge der Einfluss der Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons auf die Schubtragfähigkeit aufgezeigt werden. Die für die Schubversuche gewählte Belastungsanordnung an den Balken G07 und G08 zeigt Bild 4.20. Der Messstellenplan ist in Bild 12.16 des Anhangs dargestellt.

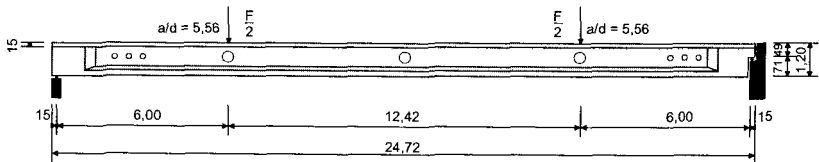


Bild 4.20: Belastungsanordnung Balken G07 und G08

Die Lasterhöhung im Versuch erfolgte schrittweise. Nach jedem Lastschritt wurden die Balken auf eine Rissbildung untersucht und das Rissbild aufgezeichnet. Bei einer Gesamtpressenlast von 250 kN traten die ersten Biegerisse in Feldmitte auf und bei einer Gesamtpressenlast von 300 kN kam es im Bereich der Aussparungen am Balkenende zu den ersten Schubrissen. Ab einer Gesamtpressenlast von 370 kN war der Steg mit Schubrissen durchzogen, die sich kurz vor Erreichen der Traglast bis in den Druckgurt verlängerten. Oberhalb einer Gesamtpressenlast von etwa 550 kN begannen sich die Risse stark zu öffnen (siehe Bild 4.21). Die Rissufer waren jedoch noch durch die Stahlfasern miteinander verbunden. Bis zum Erreichen der Traglast konnten die Fasern noch Zugkräfte über die Risse übertragen und ermöglichten so ein duktilen Bauteilveragen (siehe Bild 4.22).

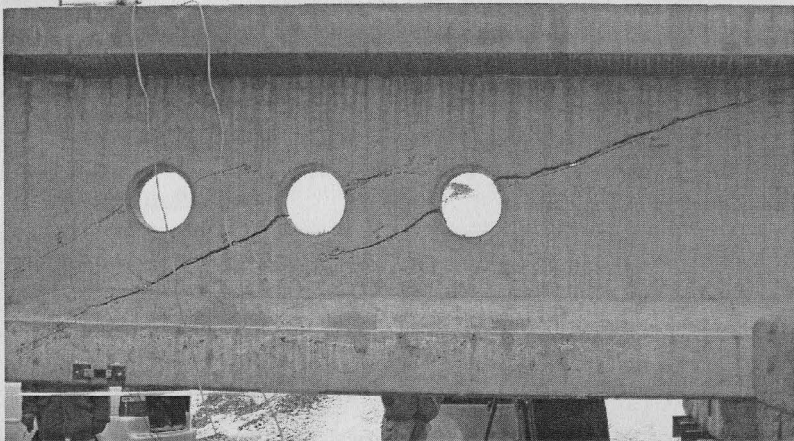


Bild 4.21: Breite Schubrisse im Bereich der Aussparungen, die den gesamten Steg durchziehen [50], [55], [63]

Die Rissbilder der Balken G07 und G08 unterschieden sich nur wenig voneinander (siehe Bild 12.95 und Bild 12.96 des Anhangs). Die Schubtraglast der beiden Balken dagegen war, wie es schon die unterschiedlichen Leistungsfähigkeiten des Stahlfaserbetons in Tabelle 4.3 vermuten lassen, verschieden. So versagte der Balken G07 bei einer Gesamtpressenlast von ca. 641 kN. Der Balken G08 mit der geringeren Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons erreichte schon bei etwa 576 kN seine Traglast.

Die den Versuchen zugehörigen Messergebnisse sind detailliert im Anhang (siehe Abschnitt 12.2) zusammengefasst. Aus den dort abgebildeten Stauchungen der Druckzone ist ersichtlich, dass die Biegetragfähigkeit noch nicht erreicht war, die Balken also auf Schub versagten. In Bild 4.22 sind exemplarisch für die Ergebnisse der Balken G07 und G08 die Last-Verformungskurven dargestellt.

Aus Bild 4.22 wird ersichtlich, dass im Gebrauchslastbereich (72-192 kN, [89]) ein näherungsweise linearelastisches Tragverhalten der Balken vorliegt. Erste Biegerisse traten erst ab einer Gesamtpressenlast von ca. 250 kN, also deutlich oberhalb des Gebrauchslastbereiches, auf. Schubrisse wurden sogar erst ab einer Gesamtpressenlast von ca. 300 kN festgestellt.

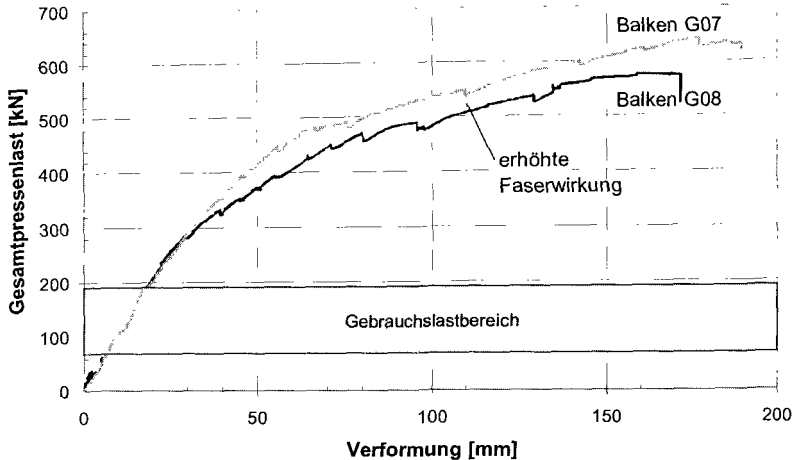


Bild 4.22: Last-Verformungskurve der Balken G07 und G08 in Feldmitte

Nach dem Übergang in den gerissenen Zustand II unterscheiden sich die Last-Verformungskurven der beiden Balken hinsichtlich ihrer Steifigkeit (siehe Bild 4.22). Dies ist auf die unterschiedliche Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons (siehe Tabelle 4.3) der beiden Balken zurückzuführen. Demnach kann durch eine erhöhte Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons die Schubtragfähigkeit von profilierten Spannbetonbalken gesteigert werden.

Die Traglast der Balken wurde bei einer Gesamtpressenlast von 576 (Balken G08) bzw. 641 kN (Balken G07) erreicht, nachdem jeweils ein Schubriss die Druckzone durchschlagen hatte. Das Erreichen der Traglast kündigte sich durch ein ausgeprägtes Lastplateau an, in dem die Beanspruchung nur noch minimal, unter starker Zunahme der Verformung, anstieg. Die Balken wiesen ein äußerst duktilen Tragverhalten auf. Ein sprödes Versagen, wie bei den Spannbetonbalken mit Rechteckquerschnitt, lag hier demzufolge nicht vor.

Die profilierten Spannbetonbalken weisen im Vergleich zu Spannbetonbalken mit Rechteckquerschnitt eine geringere Steifigkeit auf (siehe Bild 4.23). Daher kommt es bei den profilierten Spannbetonbalken bei einem deutlich geringeren Beanspruchungsniveau zu einer Rissbildung. Durch diese Rissbildung wird jedoch, anders als bei Spannbetonbalken mit Rechteckquerschnitt, die Betondruckzone nicht eingeschnürt, so dass auch nach erfolgter Rissbildung eine Laststeigerung möglich ist und sich die Stahlfasern am Lastabtrag beteiligen können.

Die einwirkende Querkraft kann über eine Druckstrebe ins Auflager abgetragen werden, da die Verankerung der Spannlitzen bei dem vorherrschenden geringen Beanspruchungsniveau bei der Rissbildung ausreicht (stabiler Knoten). Wie die Auswertung der nachfolgend beschriebenen Versuche an den Balken G10 bis G12 zeigt, kommt es bei den profilierten Balken bei Erstrissbildung zu keinem Einzug der Spannlitzen. Dies bestätigt somit die zuvor getroffene Aussage der ausreichenden Verankerung.

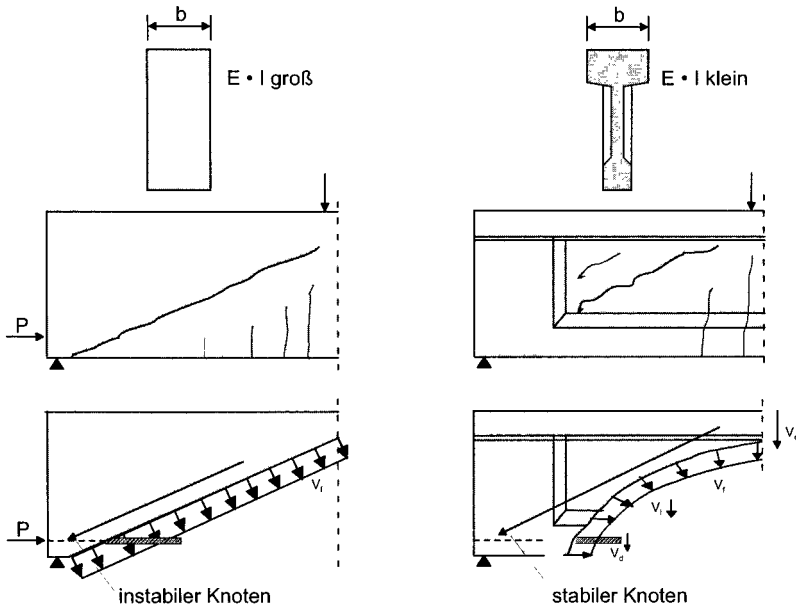


Bild 4.23: Versagensmechanismen von profilierten Balken und Balken mit Rechteckquerschnitt

4.3.3.3 Balken G10 bis G12

In Bild 4.24 ist die Belastungsanordnung bei den Versuchen der Balken G10 bis G12 dargestellt. Die Aussparungen der Balken G11 und G12 können Bild 4.26 bzw. Bild 12.7 und Bild 4.27 bzw. Bild 12.8 entnommen werden. Die Messstellenpläne der drei Balken sind in Abschnitt 12.1.2 des Anhangs dargestellt.

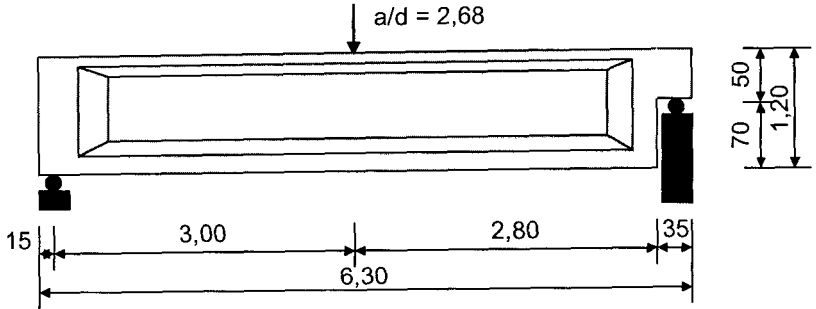


Bild 4.24: Belastungsanordnung bei den Balken G10 bis G12

Während des Versuches wurde die Belastung schrittweise erhöht. Bei ausgewählten Laststufen wurde das Rissbild festgehalten sowie die Rissbreiten gemessen. Nachfolgend werden in Bild 4.25 bis Bild 4.27 für die Balken G10 bis G12 die Rissbilder im Traglastzustand dargestellt.

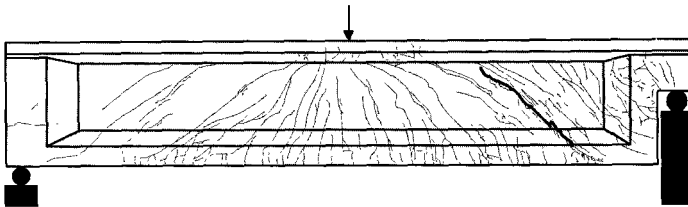


Bild 4.25: Rissbild Balken G10 bei Erreichen der Traglast

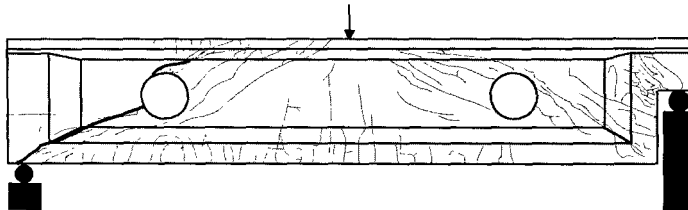


Bild 4.26: Rissbild Balken G11 bei Erreichen der Traglast

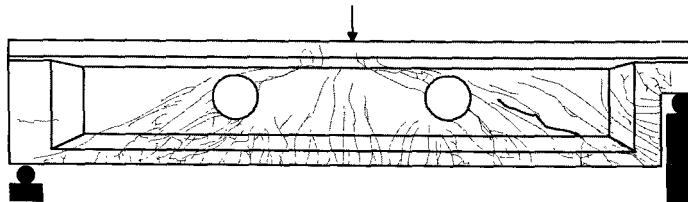


Bild 4.27: Rissbild Balken G12 bei Erreichen der Traglast

In Bild 4.28 sind die Last-Verformungskurven der drei Balken in Feldmitte vergleichend gegenübergestellt. Es zeigte sich, wie schon bei den Balken G07 und G08, dass sich kurz vor Erreichen der Traglast bei allen drei Balken ein ausgeprägtes Traglastplateau einstellte. Lediglich die Höhe dieses Plateaus ist abhängig von der Lage der Aussparungen. Gemeinsam ist allen Balken jedoch, dass sie durch die Ausbildung des ausgeprägten Traglastplateaus äußerst duktil versagen. Bei keinem der Balken kam es zu einem spröden Versagen, wie es bei den Balken mit Rechteckquerschnitt beobachtet wurde.

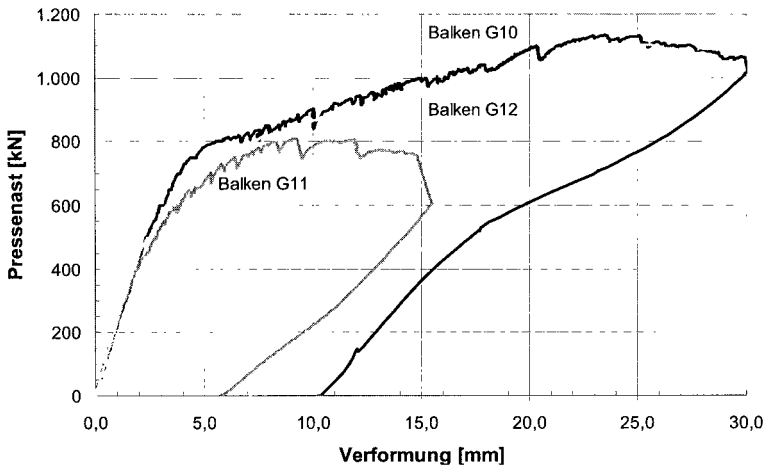


Bild 4.28: Last-Verformungskurven der Balken G10 bis G12 in Feldmitte

Aus Bild 4.28 wird deutlich, dass sich die Anordnung der Aussparungen im Balken entschieden auf deren Tragfähigkeit auswirkt. So beeinflussen Aussparungen in Balkenmitte die Tragfähigkeit nur sehr gering. Diese etwas geringere Tragfähigkeit ist darauf zurückzuführen, dass der Traganteil des Stahlfaserbetons um den Anteil der Aussparungen reduziert wird. Bei Balken hingegen, bei denen die Aussparungen so angeordnet sind, dass die Ausbildung eines Sprengwerks erschwert wird (siehe Bild 4.29), reduziert sich die Tragfähigkeit deutlich.

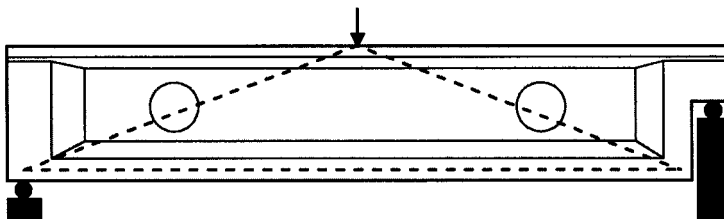


Bild 4.29: Durch Aussparungen behinderte Ausbildung eines Sprengwerks

Im Versuch konnte weiterhin festgestellt werden, dass sich mit Erreichen des Traglastplateaus bei den Balken die Risse stark zu öffnen begannen. Die Rissufer waren dabei jedoch noch durch die Stahlfasern miteinander verbunden (siehe Bild 4.30). Bis zum Erreichen der Traglast waren die Fasern noch in der Lage, Zugkräfte über den Riss zu übertragen und ermöglichten so ein duktiles Bauteilversagen. Auch nach Überschreiten der Traglast „vernähten“ die Stahlfasern in diesen weggesteuerten Versuchen die beiden Rissufer.

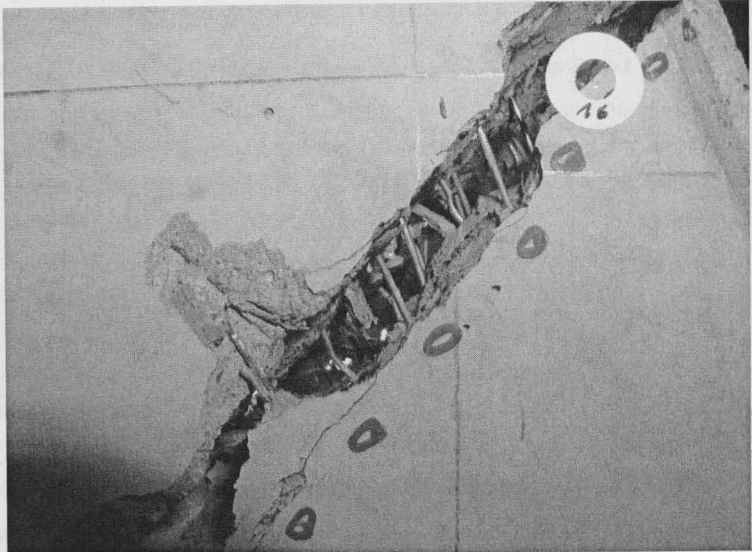


Bild 4.30: „Vernähte“ Rissufer nach Überschreiten der Traglast Maßstab 1:1

Weitere Versuchsergebnisse sind im Abschnitt 12.2 des Anhangs zusammengestellt. Aus den Stauchungen der Druckzonen wird ersichtlich, dass sich bei keinem der drei Balken bei Erreichen der Traglast ein Biegeversagen ankündigt. Es kann daher von einem Schubversagen der drei Balken ausgegangen werden.

4.3.3.4 Balken mit T-Querschnitt

An den Balken G13 bis G16 wurde das Schubtragverhalten von Balken mit T-Querschnitt untersucht. Die Balken G13 und G14 wurden in der Versuchshalle des iMBB der TU Braunschweig untersucht, während die Balken G15 und G16 als Freilandversuche durchgeführt wurden. Die Abmessungen der Balken können Bild 12.9 bis Bild 12.11 des Anhangs entnommen werden. Da sich die beiden Balken G13 und G14 bzw. G15 und

G16 jeweils sehr stark ähneln, werden sie hier jeweils zu einem „Balkenpaar“ zusammengefasst. Im Folgenden werden die beiden „Balkenpaare“ getrennt erläutert.

4.3.3.4.1 Balken G13 und G14

Die Abmessungen der Balken G13 und G14 entsprechen im Wesentlichen denen der Balken G11 und G12. Nur die Querschnittsform unterscheidet diese Balken (siehe Bild 12.7 bis Bild 12.10 des Anhangs). Die Belastungsanordnung während des Versuches entsprach der in Bild 4.24 dargestellten, damit die Ergebnisse der Versuche vergleichbar sind, und der Einfluss der Geometrie direkt abgelesen werden kann. Die Messstellenpläne der zwei Balken sind in Bild 12.21 und Bild 12.22 des Anhangs dargestellt.

Die Erhöhung der Belastung während des Versuches erfolgte schrittweise. Bei ausgewählten Laststufen wurden die Rissbreiten gemessen sowie das Rissbild festgehalten. In Bild 4.31 und Bild 4.32 werden für die Balken G13 und G14 die Rissbilder im Traglastzustand dargestellt.

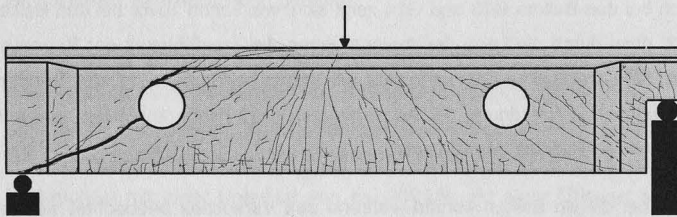


Bild 4.31: Rissbild Balken G13 bei Erreichen der Traglast

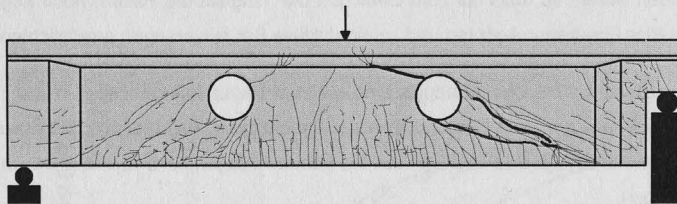


Bild 4.32: Rissbild Balken G14 bei Erreichen der Traglast

Bei beiden Versuchen stellten sich bei 600 kN die ersten Biege- und Schubrisse ein. Diese Rissbildung spiegelt sich in dem Vergleich der Last-Verformungskurven in Feldmitte in Bild 4.33 durch ein deutliches Abknicken der beiden Kurven wider. Beim weiteren Vergleich der Last-Verformungskurven zeigt sich, wie schon bei den Balken G07 und G08 sowie G10 bis G12, dass sich kurz vor Erreichen der Traglast bei beiden Balken ein ausgeprägtes Traglastplateau einstellt. Ein sprödes Versagen, wie es bei den Balken mit Rechteckquerschnitt beobachtet wurde, konnte hier nicht festgestellt werden.

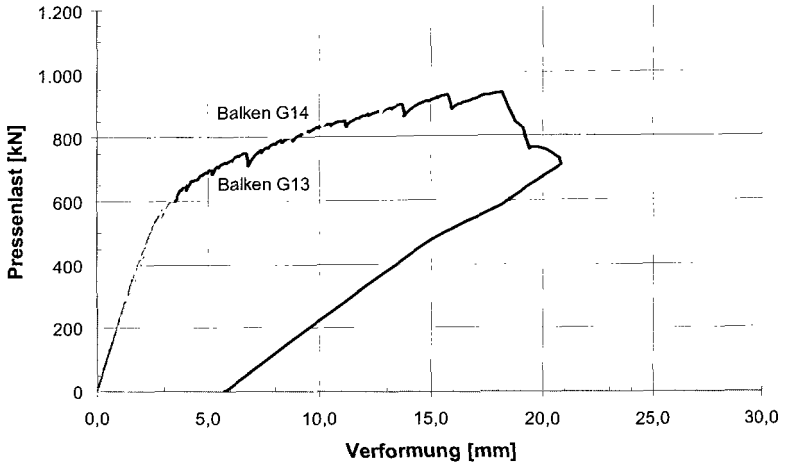


Bild 4.33: Last-Verformungskurven der Balken G13 und G14 in Feldmitte

Auch bei den Balken G13 und G14 zeigt sich, wie schon zuvor bei den Balken G11 und G12, dass durch die Lage der Aussparungen die Tragfähigkeit der Balken stark beeinflusst wird. Bei Balken G13 kann sich, wie schon bei Balken G11, das Sprengwerk durch die ungünstige Anordnung der Aussparungen nicht richtig ausbilden, wodurch die Tragfähigkeit des Balkens deutlich sinkt.

Auch bei diesen Balken konnte während des Versuches beobachtet werden, dass die Rissufer auch bei Ausbildung breiter Risse noch durch die Stahlfasern miteinander verbunden waren, so dass bis zum Erreichen der Traglast die Fasern noch Zugkräfte über den Riss übertragen konnten und so ein duktiler Bauteilversagen ermöglichten.

Im Abschnitt 12.2 des Anhangs sind weitere Versuchsergebnisse zusammengestellt. Aufgrund der geringen Stauchungen der Druckzonen wird ersichtlich, dass es sich bei den beiden Balken G13 und G14 um ein Schubversagen handelt und nicht um ein Biegeversagen.

4.3.3.4.2 Balken G15 und G16

Die beiden Balken wiesen die gleiche Geometrie und Belastungsanordnung während des Versuches auf (siehe Bild 4.34 und Bild 12.11 des Anhangs). Nur ihr Alter bei Versuchsdurchführung, und damit ihre Materialkennwerte (siehe Tabelle 4.3), waren unterschiedlich.

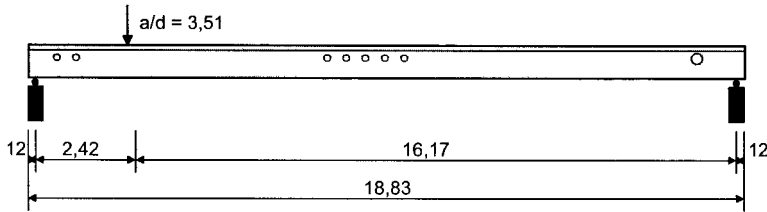


Bild 4.34: Versuchsaufbau der Balken G15 und G16

Der Messstellenplan ist in Bild 12.23 bzw. Bild 12.24 des Anhangs dargestellt. Die Lasterhöhung erfolgte stufenweise. Nach Erreichen einer jeweiligen Laststufe (siehe Tabelle 12.18 bzw. Tabelle 12.20 des Anhangs) wurden die Binder auf Risse untersucht. Nachdem die ersten Risse bei Balken G15 bei 260 kN bzw. bei Balken G16 bei 150 kN auftraten, wurde eine Schwelllastbeanspruchung auf den Balken aufgebracht, um zu untersuchen, wie sich die Rissbreiten und -längen unter dieser Beanspruchung verändern. Die Unterlast betrug dabei ca. 200 kN und die Oberlast etwa 300 kN. Es wurden 20 Lastzyklen mit dieser Beanspruchung gefahren.

Bild 4.35 zeigt die Last-Verformungskurve des Balkens G15. Die Last-Verformungskurve (siehe Bild 12.46 des Anhangs) von Balken G16 verlief aufgrund des etwas höheren E-Moduls und der höheren Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons geringfügig steifer. Sie wurde aus optischen Gründen daher nicht dargestellt. Deutlich zu sehen sind die 20 Lastwechsel mit einer Unterlast von ca. 200 kN und einer Oberlast von etwa 300 kN. Während dieser 20 Lastwechsel veränderten sich die Rissbreiten und -längen nur unwesentlich. Dies trifft auch, wie Bild 4.35 zeigt, auf die Verformungen zu.

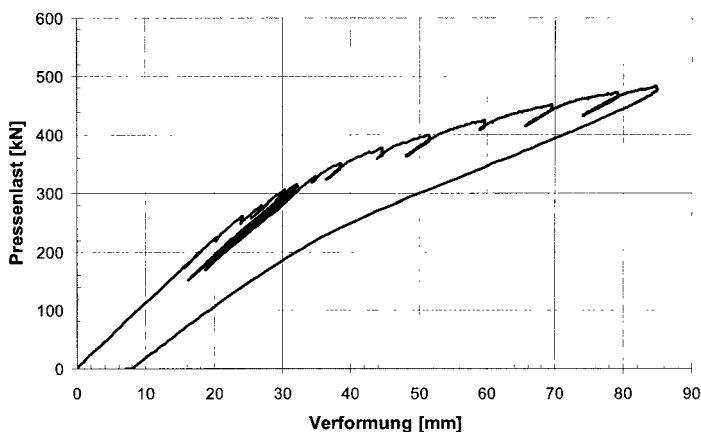


Bild 4.35: Last-Verformungskurve des Balkens G15 in Feldmitte

Bei ca. 480 kN Pressenlast wurden die Versuche abgebrochen, ohne dass dabei die Schubtraglast erreicht war. So konnten an den Balken noch andere Untersuchungen (Biegeversuch siehe Abschnitte 4.3.2.2.4 bzw. Torsionsversuch siehe Abschnitt 4.3.4) durchgeführt werden. Bild 4.36 zeigt beispielhaft für Balken G15 die Rissbildung bei Versuchsende.

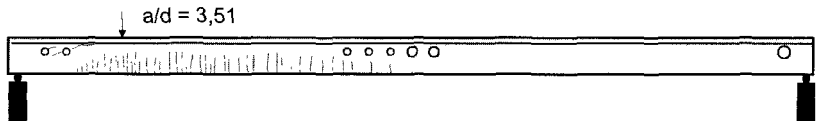


Bild 4.36: Rissbild Balken G15

4.3.3.5 Feststellungen

Die durchgeführten Schubversuche haben gezeigt, dass die Querschnittsform und die Schubslankheit einen großen Einfluss auf die Versagensart haben. So besteht bei Balken mit Rechteckquerschnitt die Gefahr, dass bei kleinen Schubslankheiten ein sprödes Schubversagen eintritt. Dieses Versagen entsteht durch die Ausbildung von nur einem Schubriss, wenn die Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit überschreiten. Die dabei freiwerdenden Kräfte können, wie Bild 4.17 zeigt, vom Balken nicht durch innere Umlagerungen aufgenommen werden. Bei etwas größeren Schubslankheiten versagen diese Balken sehr duktil auf Biegung. Der Schubnachweis für diese Balken muss entweder über eine FE-Berechnung unter Beachtung von Abschnitt 5 oder nach [31] erfolgen.

Die Balken mit profilierten Querschnitten zeigten in den Versuchen ein duktiler Schubversagen. In den dünnen Stegen bildeten sich schon bei verhältnismäßig geringen Lasten erste Schubrisse aus. Aufgrund der geringen Breite des Steges waren die freiwerdenden Kräfte bei Rissbildung deutlich kleiner als die bei den Balken mit Rechteckquerschnitt und konnten sich daher aus einem Zustand I Modell (siehe Bild 4.23) mit ausschließlich Hauptdruck- und Hauptzugspannungen nach erfolgter Rissbildung in ein Bogen-Zugband-Modell umlagern. Dabei dürfen die freiwerdenden Kräfte die Gesamttragfähigkeit des Bogen-Zugband-Modells jedoch nicht überschreiten, da es sonst auch bei den profilierten Balken, wie in den Versuchen an Balken mit Rechteckquerschnitt festgestellt, zu einem spröden Versagen kommen könnte. Die Betrachtung am Schrägriss in Bild 4.23 verdeutlicht, dass bei den profilierten Balken die einwirkende Querkraft nach der Erstrissbildung weiter gesteigert werden kann, bis die Gesamttragfähigkeit erreicht ist. In den Versuchen konnte dabei gezeigt werden, dass mit einer erhöhten Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons auch die Traglast gesteigert werden kann.

Bei insgesamt 11 Versuchen stellte sich ein Schubversagen ein. In diesen Versuchen wurden die Querschnittsform, die Bauteilabmessungen, die Größe und Lage von Aussparungen sowie die Vorspannung variiert. Für die Nachrechnung der Versuche in Abschnitt 6 mit der FEM steht somit eine ausreichend große Datenbasis zur Verfügung.

4.3.4 Torsionsversuch

4.3.4.1 Versuchsbeschreibung und -auswertung

Die hier untersuchten Balken werden im Einbauzustand in der Regel mit einer Gabellagerung auf Stützen oder Wänden aufgelagert. Diese Gabellagerung muss nach DIN 1045-1 Abschnitt 8.6.8 Gl. (47) mindestens für das folgende Torsionsmoment T_{Ed} bemessen sein:

$$T_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{l_{eff}}{300} \quad \text{DIN 1045-1 Abschnitt 8.6.8 Gl. (47)} \quad (4.6)$$

Ob ein derartiges Torsionsmoment auch in Kombination mit einer hohen Biege- und Schubbeanspruchung von den hier behandelten Balken aus Stahlfaserbeton sicher aufgenommen werden kann, sollte in einem weiteren Versuch untersucht werden. Dazu wurde an dem 19 m langen Balken G16, der, wie bereits in Abschnitt 4.3.3.4.2 beschrieben, für einen Schubversuch verwendet wurde, ein zusätzlicher Torsionsversuch durchgeführt. Die Torsionsbeanspruchung wurde durch eine exzentrische Einzellast ($e = 0,10$ m, siehe Bild 4.38) im Abstand von 2,42 m vom Auflager aufgebracht. Die gewählte Belastungsanordnung ist in Bild 4.37 dargestellt.

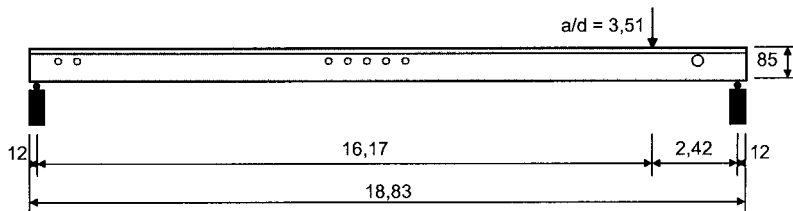


Bild 4.37: Belastungsanordnung für den Torsionsversuch an Balken G16

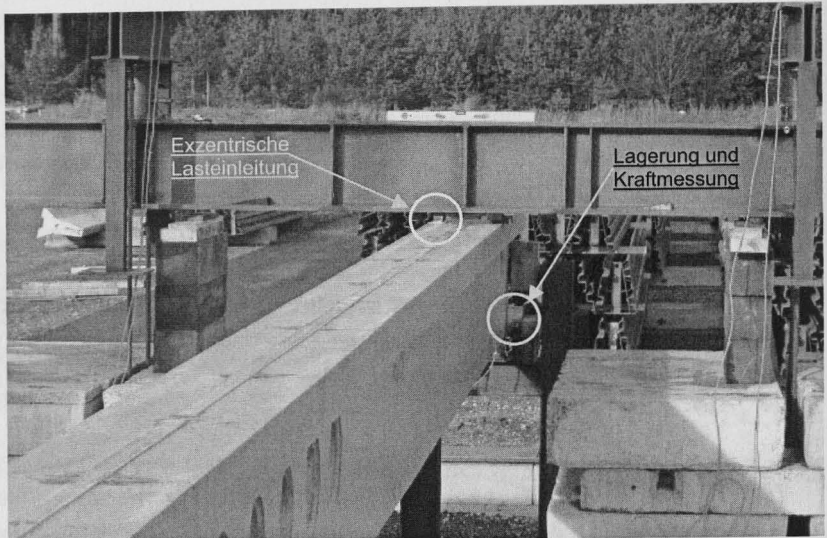


Bild 4.38: Exzentrische Lasteinleitung

Die Lasterhöhung erfolgte während des Versuches stufenweise. Nach Erreichen einer jeweiligen Laststufe wurde der Balken auf Risse untersucht. Das bei Erreichen der Traglast festgehaltene Rissbild kann Bild 12.111 des Anhangs entnommen werden. Bild 4.39 zeigt die in Feldmitte gemessene Last-Verformungskurve der vertikalen Durchbiegung. Die ersten Schubrisse traten bei einer Pressenlast von 200 kN auf. Der genaue Versuchsablauf ist in Tabelle 12.21 des Anhangs protokolliert.

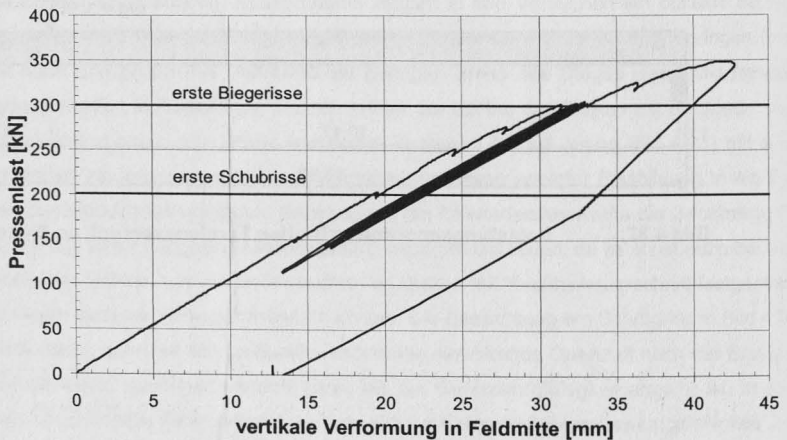


Bild 4.39: Last-Verformungskurve in Feldmitte Balken G16

Wie in Bild 4.39 dargestellt, wurden zusätzlich 20 Lastwechsel mit einer planmäßigen Unterlast von ca. 200 kN (im Versuch vereinzelt deutlich unterschritten) und einer Oberlast von etwa 300 kN gefahren, um zu untersuchen, inwieweit sich unter dieser schwellenden Beanspruchung weitere Risse ausbilden bzw. vorhandene verlängern und/oder aufweiten. Nach zehn Lastwechseln wurden einige zusätzliche Biegerisse unterhalb der Lasteinleitung festgestellt. Die Rissbreiten und -längen der bereits ab 200 kN vorhandenen Schubrisse blieben nahezu unverändert. Nach zehn weiteren Lastwechseln fand keine weitere Rissbildung mehr statt. Ebenso blieben die Rissbreiten und -längen der vorhandenen Risse nahezu unverändert. Die Verformungen nahmen infolge der Schwelllastbeanspruchung um ca. 6 % zu.

Bei einer Pressenlast von 349 kN wurde die Traglast des Balkens erreicht. Diese Last führt, inkl. dem Eigengewicht, zu einem maximalen Biegemoment von 1.055 kNm, zu einer maximalen Querkraft von 349 kN und zu einem maximalen Torsionsmoment von 30,35 kNm. Das Versagen erfolgte mit Vorankündigung durch die Ausbildung starker Schubrisse im Auflagerbereich und war somit nicht spröde. Bild 4.40 zeigt den Balken im Traglastzustand.

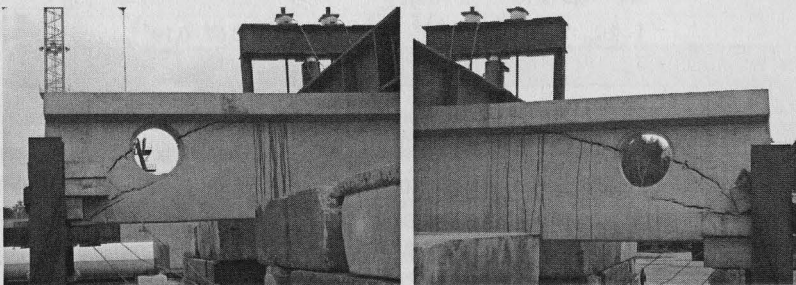


Bild 4.40: Balken G16 (Vorder- und Rückseite) bei Erreichen der Traglast

Bild 4.38 zeigt, dass die Lasteinleitungsstruktur aus Stahlträgern, Spannstäben und Gegengewichten sehr weich war, so dass keine horizontalen Abtriebskräfte (vgl. Bild 12.24 des Anhangs) in den Balken eingetragen werden konnten. Dies bestätigt auch die hier nicht aufgeführte Auswertung der horizontalen Auflagerreaktionen. Querbiegeeffekte auf den Balken können daher weitestgehend ausgeschlossen werden.

4.3.4.2 Feststellungen

Mit diesem Versuch wurde das Tragverhalten eines Spannbetonbalkens aus Stahlfaserbeton bei einer kleinen Torsionsbeanspruchung und gleichzeitig hoher Biege- und Schubbeanspruchung untersucht. Im Versuch wurde ein Torsionsmoment von 30,35 kNm eingebracht. Als Vergleichsmoment für kleine Torsionsbeanspruchungen soll, wie bereits

erwähnt, die Gl. (4.6) herangezogen werden. Für den Versuchsbalken ergibt sich mit $V_{Ed} = 190 \text{ kN}$ [91] eine Torsionsbeanspruchung von:

$$T_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{l_{eff}}{300} = 190 \cdot \frac{18,59}{300} = 11,77 \text{ kNm} \quad (4.7)$$

Dieses Torsionsmoment konnte im Versuch in Kombination mit hohen Biege- und Schubspannungen sowie einer großen Aussparung ($\emptyset / h = 0,33 / 0,85 = 0,39$) mit 2,58-facher ($30,35 / 11,77$) Sicherheit aufgenommen werden. Aufgrund des duktilen Versagens des Balkens im Versuch scheinen daher Torsionsbeanspruchungen in einer Größenordnung, wie nach Gl. (4.7) berechnet, auch ohne eine Mindestschubbewehrung aufgenommen werden zu können, wenn die Leistungsklasse für die Verformung 2 des Stahlfaserbetons, wie im Versuch, mindestens L2-2,0 beträgt. Weiterhin sollte die Torsionsspannung den folgenden Wert nicht überschreiten:

$$\tau_{Rd} = \frac{\tau_{Rm} \cdot \kappa_{m-k}}{\gamma_r} \cdot \alpha^f = \frac{2,50 \cdot 0,7}{1,8} \cdot 0,85 = 0,83 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

mit:

$$\tau_{Rm} = \frac{M_T}{w_T} = \frac{30,35}{0,01215} = 2,50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.8)$$

$$w_T = \frac{1}{3} \cdot \frac{(b_{OG} \cdot h_{OG}^3 + h_w \cdot b_w^3)}{b_w} = \frac{1}{3} \cdot \frac{(0,40 \cdot 0,18^3 + 0,67 \cdot 0,19^3)}{0,19} = 0,01215 \text{ m}^3$$

Für deutlich größere Torsionsmomente als nach Gl. (4.7) können die gewonnenen Versuchsergebnisse nicht verwendet werden. Auch für geringere Leistungsklassen als im Versuch sind keine Aussagen möglich. Daher empfiehlt es sich, das Tragverhalten unter Torsionsbeanspruchungen von Balken aus Stahlfaserbeton ohne Torsionsbewehrung in einem weiteren Versuchsprogramm zu untersuchen. Da Fragestellungen zum Torsionstragverhalten eigentlich nicht im Rahmen dieser Arbeit beantwortet werden sollen, wurden hierzu vom Verfasser auch keine weiteren Untersuchungen durchgeführt.

4.4 Schwelllastversuch

4.4.1 Intention

In den zuvor beschriebenen Traglastversuchen (siehe Abschnitt 4.3) wurde die Beanspruchung schrittweise bis zum Versagen der Balken gesteigert. Nur bei einigen Versuchen wurde eine Schwelllastbeanspruchung mit geringer Lastwechselanzahl aufgebracht. Mit dieser Art der Versuchsdurchführung werden die tatsächlichen Beanspruchungen, die ein Bauteil während seiner Nutzungszeit erfährt, jedoch nicht wirklichkeitsnah abgebildet. Insbesondere die Verkehrslasten können während der Nutzungszeit eines Bauteils häufig in ihrer Größe schwanken. Daher sollte der Einfluss einer schwankenden Beanspruchung

auf das Tragverhalten von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Betonstahlbewehrung näher untersucht werden.

4.4.2 Versuch

Der Versuchsbalken G19 zur Untersuchung des Tragverhaltens unter schwellender Beanspruchung wies dieselben Abmessungen auf wie Balken G03. Bei diesem Balken kam es beim Schubversuch zu einem spröden Schubzugversagen. Um während des Schwelllastversuches ein sprödes Versagen ausschließen zu können, wurde die Last weiter Richtung Feldmitte (Schubslankheit $a/d = 3,79$) verschoben (siehe Bild 4.41).

Die Oberlast wurde für den Versuch zu 150 kN (2,0-fache Gebrauchslast, [119]) und die Unterlast zu 65 kN (0,85-fache Gebrauchslast) festgelegt. Bei dieser Lastamplitude ergab sich für die unteren Spannritzen eine Schwingbreite von 470 N/mm² und für die oberen von 270 N/mm² (aus der FE-Berechnung und vergleichender Handrechnung). Der Versuch wurde mit einer Frequenz von 0,5 Hz gefahren, so dass pro Tag ca. 40.000 Lastwechsel möglich waren. Der Messstellenplan ist in Bild 12.13 des Anhangs dargestellt.

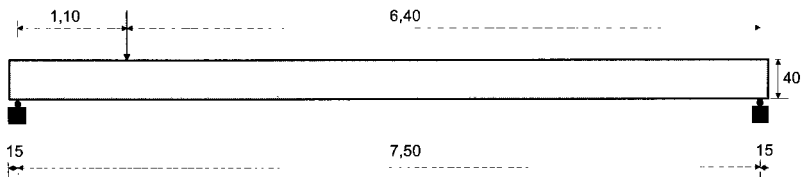


Bild 4.41: Lastanordnung für den Dauerschwingversuch

Der Versuch wurde beendet, als sich ein Versagen des Balkens G19 einstellte. In Bild 4.42 ist die Verformungszunahme während der gesamten Versuchsdauer, gemessen jeweils bei Oberlast unter der Lasteinleitungsstelle, eingetragen. Es wird deutlich, dass sich während der ersten 100.000 Lastwechsel die Verformungen um ca. 40 % vergrößern (von ca. 15 mm Verformung nach dem ersten Lastwechsel auf etwa 21 mm nach Lastwechsel 100.000). Bei den nächsten 100.000 Lastwechseln blieb die Verformung nahezu unverändert. Danach nahm sie wieder stark zu, wobei sich nach 300.000 Lastwechseln ein Biegeversagen des Balkens andeutete und der Versuch abgebrochen wurde.

Bei der Entwicklung der Rissbreiten wurde ein ähnliches Verhalten wie bei der Zunahme der Verformungen festgestellt. So vergrößerten sich die mittleren Rissbreiten während der ersten 50.000 Lastwechsel um 46 %. Im Zuge der nächsten 180.000 Lastwechsel nahmen sie um 32 % zu. Ab ca. 230.000 Lastwechseln kam es, analog zur starken Zunahme der Verformungen, auch zu einer deutlichen Vergrößerung der Rissbreiten (siehe

Bild 12.84 des Anhangs). Ein Riss verbreiterte sich dabei besonders stark und kündigte so das bevorstehende Biegeversagen an (siehe Bild 12.85 des Anhangs).

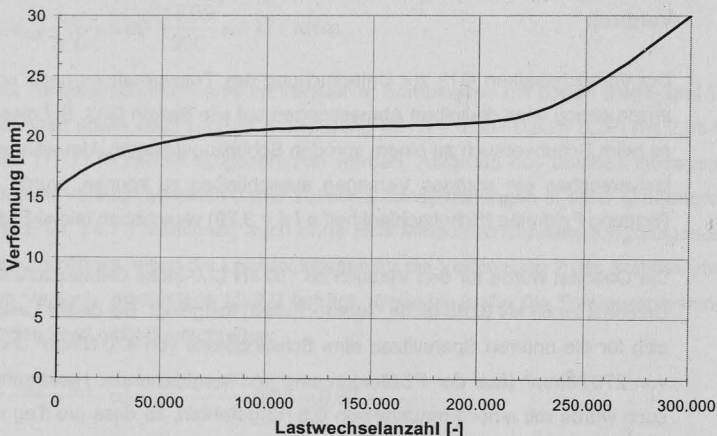


Bild 4.42: Zunahme der Verformungen bei Oberlast unter der Lasteinleitungsstelle mit steigender Lastwechselanzahl

Um die Ursache für das sich ankündigende Biegeversagen besser klären zu können, wurden nach Ende des Versuchs die Spannlitzen des Balkens freigelegt. Dabei stellte sich heraus, dass diverse Einzeldrähte der Spannlitzen gerissen waren (siehe Bild 4.43). Von der einen unteren Litze waren vier und von der anderen unteren waren drei Einzeldrähte gerissen. Die beiden in der oberen Lage liegenden Litzen, die einer deutlich geringeren Schwingbreite ausgesetzt waren, wiesen dagegen keine sichtbaren Beschädigungen auf. Das Foto wurde erst einige Tage nach dem Aufstemmen des Balkens aufgenommen, daher sind die Spannlitzen teilweise korrodiert. Zum Zeitpunkt des Aufstemmens waren die Litzen rostfrei.

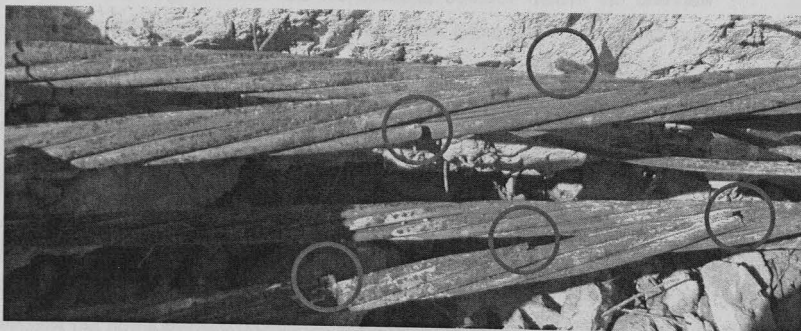
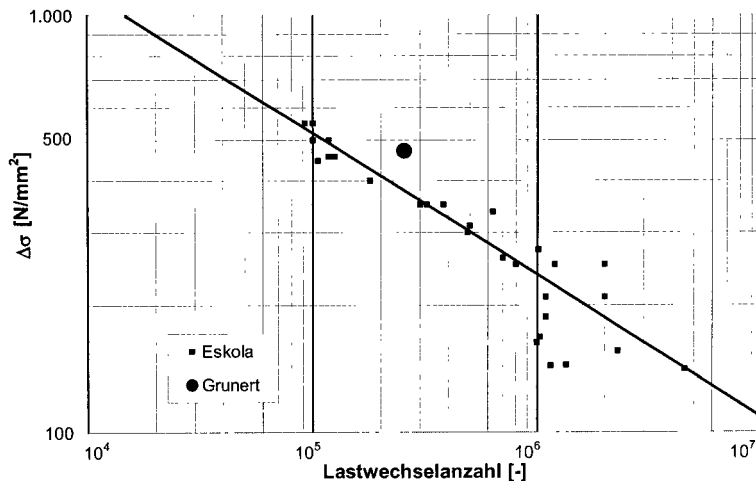


Bild 4.43: Aufgestemmter Balken nach Beendigung des Versuches

Durch den Ausfall von insgesamt sieben Einzeldrahnten (sieben Einzeldrahnte entsprechen einer Litze) wurde die Tragfähigkeit des Balkens so stark reduziert, dass ein Versagen des Balkens nach 300.000 Lastwechseln unmittelbar bevorstand. Mit dem Ausfall der sieben Einzeldrahnte lässt sich auch der Anstieg der Verformungen und Rissbreiten in Bild 4.42 bzw. Bild 12.85 des Anhangs nach ca. 230.000 Lastwechseln erklären. Die bei diesem Versuch aufgebrachte Schwelllast ist mit einer Unterlast von 65 kN (0,85-fache Gebrauchslast) und einer Oberlast von 150 kN (2,0-fache Gebrauchslast) so hoch, dass die Schwingbreite von bis zu 470 N/mm² für den Spannstahl bei der Lastwechselanzahl dieses Versuches zu groß war, und demzufolge einige Einzeldrahnte gerissen sind.

Während der Versuchsdurchführung wurde der Verankerungsbereich der Spannlitzen besonders beobachtet. Es konnten keine Risse festgestellt werden. Das bedeutet, der Verankerungsbereich hat auch unter einer schwellenden Beanspruchung keine Beeinträchtigung erfahren.

Eskola hat in [41] Versuchsergebnisse von Schwelllastversuchen aus Spannbetonbalken zusammengestellt. Die Auswertung von Eskola wurde in Bild 4.44 um den eigenen Versuchswert ergänzt. Die erreichte Lastwechselanzahl wurde dabei zu ca. 230.000 abgeschätzt.



Schwingbreite um 8 % (siehe Abschnitt 4.3.2.1.3) reduziert werden, die Dauerschwingfestigkeit wurde demzufolge jedoch nur kaum erhöht.

4.4.3 Feststellungen

Die im Schwellastversuch vorgegebene Lastamplitude ist deutlich größer als die, die ein Balken während seiner Nutzungsdauer gewöhnlich ertragen muss. Schwankungen in der Auflast eines Balkens ergeben sich z.B. durch die Schneeaufflast im Winter. Die dabei auftretenden Lastschwankungen sind verhältnismäßig gering. Auch die Anzahl der Schwankungen ist auf wenige Schneefälle pro Jahr begrenzt. Daher sieht die DIN 1045-1 auch für Bauten des üblichen Hochbaus keinen Ermüdungsnachweis vor. Diese Erkenntnis wurde mit dem durchgeführten Schwellastversuch bestätigt.

Durch den Vergleich eigener Versuchsergebnisse mit Ergebnissen aus der Literatur, konnte gezeigt werden, dass durch die Stahlfasern die Schwingbreite etwas reduziert wird, die Dauerschwingfestigkeit aber nicht erhöht werden konnte.

4.5 Dauerstandsversuch

4.5.1 Intention

Zur Einschätzung der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit eines Betonbauteils muss zwischen einer Kurzzeit- und Langzeitbeanspruchung unterschieden werden. So machen sich Einflüsse aus Kriechen, Schwinden und Relaxation erst mit steigender Beanspruchungs- bzw. Nutzungsdauer bemerkbar und vergrößern beispielsweise die Verformungen eines Balkens unter Dauerlast.

Auch die Tragfähigkeit des Betons reduziert sich bei einer lang andauernden Druckbeanspruchung. An Poren und Gesteinskörnern des Betons entstehen infolge Kraftumlenkung Quersugspannungen, die die Bildung von Mikrorissen bewirken. Bei steigender Last verlängern und vereinigen sich diese Risse zu einem Makroriss. Verlängert sich dieser zur kritischen Risslänge, kommt es zum Versagen [132]. Bei einer Dauerlast wird diese kritische Risslänge anfangs nicht erreicht. Infolge des Kriechens dehnen sich die Risse allerdings bis zur kritischen Risslänge aus, und es kommt zu einem Versagen infolge Dauerlast.

Das Ziel des nachfolgend beschriebenen Versuches war es, den Einfluss einer Dauerlast auf das Gebrauchsverhalten zu untersuchen. Nach der Untersuchung des Gebrauchsverhaltens soll dann noch in einem abschließenden Traglastversuch (bislang noch nicht

durchgeführt) die Abminderung der Tragfähigkeit unter einer lang andauernden Beanspruchung bestimmt werden.

4.5.2 Versuch

Der Dauerstandsversuch wurde an den Balken G17 und G18 durchgeführt. Diese Balken entsprechen in ihrer Ausführung den Balken G07 und G08, die wie in Abschnitt 4.3.3.2.1 beschrieben, zur Untersuchung des Schubtragverhaltens verwendet wurden. Die Abmessungen der Balken sind im Anhang in Bild 12.4 dargestellt. Die Versuchs balken G17 und G18 wurden aus SVB hergestellt. Ihre Materialkennwerte, geprüft an Kleinproben nach 28 Tagen Normlagerung, können Tabelle 4.3 entnommen werden.

Die Balken G17 und G18 wurden im Versuch mit einer bauwerkstypischen Streckenlast (gleichmäßig verteilt aufgelegte Betonschwellen siehe Bild 4.45) beansprucht. Da im Gebrauchslastbereich nach Gl. (4.1) und (4.2) keine Rissbildung auftrat, wurden die Balken mit 1,0-facher Designeinwirkung belastet. Um herauszufinden, inwieweit Umwelteinflüsse wie Regen, Schnee und direkter Sonnenschein sich auf das Dauerstandverhalten sowie das Korrosionsverhalten der Stahlfasern auswirken, wurde von den beiden Balken jeweils eine Hälfte überdacht.

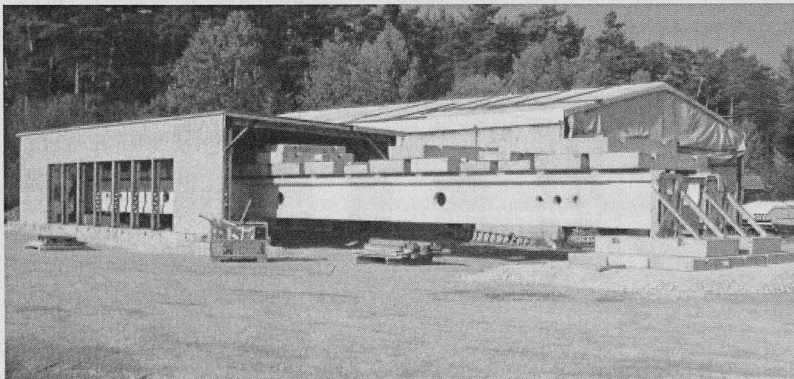


Bild 4.45: Aufbau des Dauerstandsversuches [52], [54], [57]

Im Rahmen der Untersuchungen an diesen Balken wurden in regelmäßigen Abständen die Rissbreiten und -längen sowie die Verformungen gemessen. Des Weiteren wurde die Oberfläche auf Rostflecken infolge korrodierender Stahlfasern untersucht sowie die Carbonatisierungstiefen bestimmt. Seit dem Aufbringen der 1,0-fachen Designlast auf die Balken blieben die Rissbreiten unverändert. Nur bei Balken G17 (sehr geringe Nachrisszugfestigkeit bei Verformung 2) vergrößerte sich die Rissbreite eines Risses von 0,3 auf

0,5 mm. Die maximale Rissbreite bei Balken G17 beträgt 0,5 mm, im Mittel ist sie $\leq 0,20$ mm und bei Balken G18 wurde eine maximale Rissbreite von 0,15 mm gemessen, im Mittel ist sie $\leq 0,10$ mm. Die Risslängen veränderten sich im Feldbereich bislang ebenfalls kaum. Bei beiden Balken verlängerten sich die Risse am konventionell bewehrten ausgeklinkten Auflager, und einige neue Risse entstanden in diesem Bereich. Auch der Riss am direkten Auflager, der infolge der exzentrischen Spannkrafteinleitung entstand, verlängerte sich bei beiden Balken. Im Bereich der auflagnernahen Aussparungen kam es bei Balken G18 zur Bildung einiger neuer kurzer und sehr schmaler Risse.

Die Zunahme der Verformung über die gesamte Versuchszeit ist in Bild 4.46 dargestellt. Gut zu erkennen ist das sprunghafte Anwachsen der Verformungen nach 65 und 217 Tagen infolge der Belastungserhöhung durch das Auflegen von Betonschwellen (siehe auch Anhang Tabelle 12.22 und Tabelle 12.23). Nachdem nach 217 Tagen die gesamte Designlast auf die Balken einwirkte, stieg die Verformungszunahme immer weiter an, wobei sie sich nach bislang 914 Tagen (letzte Messung) Versuchsdauer asymptotisch der Endverformung annähert.

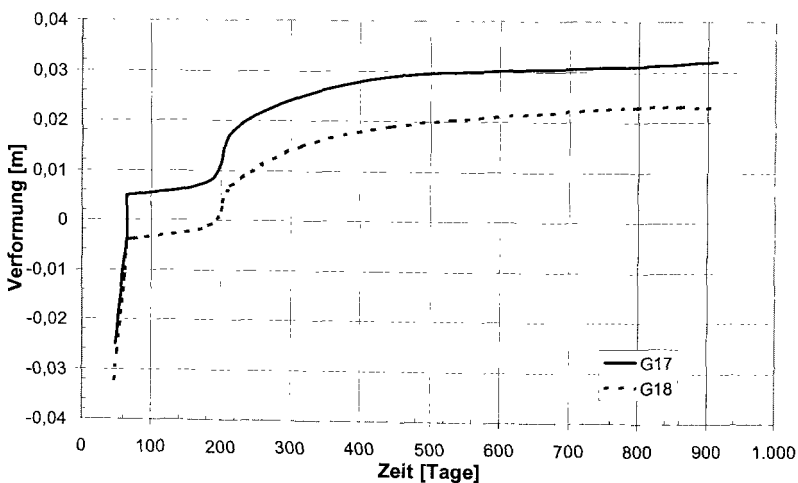


Bild 4.46: Verformungszunahme der Balken im Dauerstandsversuch

Die Carbonatisierungstiefe wurde zweimal gemessen. Nach 485 und 950 Tagen betrug sie im Mittel jeweils 0,5 mm und blieb damit unverändert. Rostflecken durch korrodierenden Stahlfasern konnten bislang nicht festgestellt werden. In Abschnitt 12.2.7 des Anhangs sind sämtliche Versuchsergebnisse detailliert zusammengestellt.

4.5.3 Feststellungen

Bei den beiden Versuchsbalken wurden keine Rostflecken an der Oberfläche infolge korrodierender Stahlfasern festgestellt. Dies ist auf die Verwendung von SVB zurückzuführen. Der hohe Mehlkorngelalt dieses Betons bewirkt, dass sich um die Stahlfasern eine dicke „Schlämpeschicht“ absetzt, so dass keine Fasern direkt an die Oberfläche der Balken gelangen können. Die Dichte der „Schlämpeschicht“ verhindert weiterhin, dass die Carbonatisierung tiefere Betonschichten erreicht.

Bei Spannbetonbauteilen nehmen die Verformungen infolge Kriechen und Schwinden sowie Relaxation anfangs schnell zu. Mit zunehmender Dauer nimmt die Verformungszunahme ab und nähert sich schließlich einem Grenzwert an. Dieses Verhalten wurde auch bei den beiden untersuchten Balken während der Versuchsdauer von bislang 30 Monaten festgestellt. Im Versuch ist die Verformungszunahme jedoch noch nicht abgeschlossen, da die Verformungen noch geringfügig zunehmen. Das Verhalten der Versuchsbalken entspricht aber dem von konventionellen Spannbetonbalken. Sie verhalten sich demzufolge hinsichtlich Kriechen, Schwinden und Relaxation nicht anders als gewöhnliche Spannbetonbalken.

Aus der Tatsache, dass während des Versuches unter 1,0-facher Designeinwirkung nur bei Balken G17, der eine sehr geringe Leistungsfähigkeit aufweist (siehe Tabelle 4.3), zusätzlichen Risse entstanden, die Rissbreiten bei beiden Balken annähernd konstant blieben und ihre mittlere Breite $\leq 0,2$ mm betrug, lässt sich annehmen, dass auch bei einer baupraktischen Anwendung infolge einer Dauerbeanspruchung keine schädlichen Risse entstehen werden. Unter Gebrauchseinwirkungen werden deutlich geringere Rissbreiten entstehen, und für alle Lastfallkombinationen unter den zulässigen Rissbreiten der DIN 1045-1 von 0,2 bis 0,4 mm bleiben.

Da die Verformungszunahme infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation noch nicht vollständig abgeschlossen ist, wurde der abschließende Versuch zur Feststellung der Abminderung der Tragfähigkeit infolge Dauerbeanspruchung der Balken bislang noch nicht durchgeführt.

4.6 Ausgeklinkte Auflager

4.6.1 Intention

Die hier untersuchten Balken können bei einer baupraktischen Anwendung direkt oder über ausgeklinkte Auflager aufgelagert sein. Beide Arten der Ausführung sind in Bild 4.47 dargestellt.

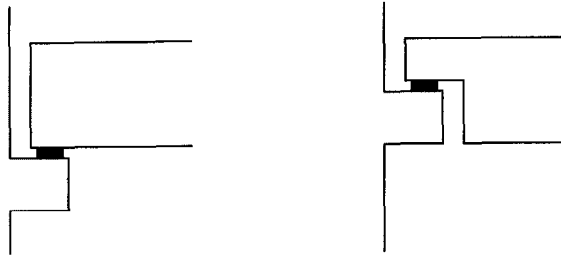


Bild 4.47: Praxisübliche Möglichkeiten der Auflagerung von Fertigteilbalken, links: direkte Auflagerung; rechts: ausgeklinktes Auflager

Bei Ausklinkungen muss die Beanspruchung der letzten Druckstrebe in voller Größe ins ausgeklinkte Auflager hochgehängt werden (siehe Bild 4.48). Umlagerungsmöglichkeiten bestehen dabei nicht. Stahlfaserbeton ist daher, bei Verwendung von praxisüblichen Stahlfasergehalten, nicht in der Lage diese Beanspruchung aufzunehmen. Es muss demzufolge eine konventionelle Betonstahlbewehrung angeordnet werden.

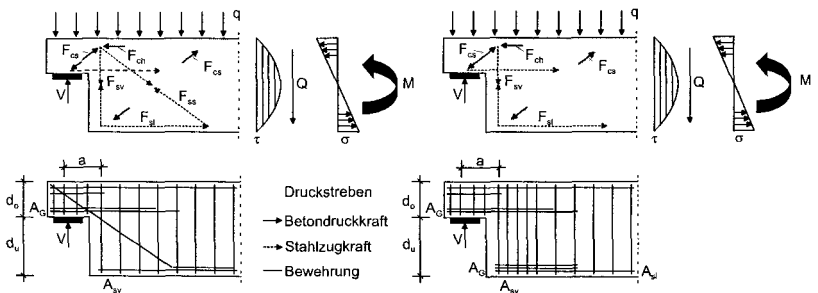


Bild 4.48: Stabwerksmodelle und Bewehrungsanordnungen bei ausgeklinkten Auflagern [20]

4.6.2 Versuche

Bei vielen der durchgeführten Versuche wurde zumindest ein Auflager ausgeklinkt ausgeführt und konventionell nach Bild 4.48 (Kombination beider Ansätze) bewehrt. Die Wirkung der Stahlfasern wurde dabei nicht auf die Aufhängebewehrung angerechnet.

Bei den Versuchen zeigten sich schon vor Versuchsbeginn bei den ausgeklinkten Auflagern im Bereich der einspringenden Ecke, aufgrund der dort herrschenden Spannungskonzentrationen, feine Risse (Rissbreite $< 0,10$ mm). Im Laufe der Versuche öffneten sich diese Risse immer weiter. Im Gebrauchslastbereich wurden Rissbreiten $< 0,15$ mm gemessen. Bei Erreichen der Traglast stellte sich eine maximale Rissbreite von zum Teil deutlich $> 1,0$ mm ein. In den nachfolgenden Bildern werden stellvertretend für alle

durchgeführten Versuche, exemplarisch an Balken G01, einige typische Ergebnisse gezeigt.

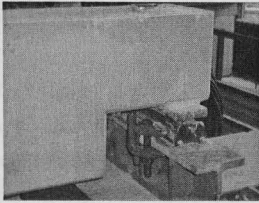


Bild 4.49: Riss am ausgeklinkten Auflager vor Versuchsbeginn

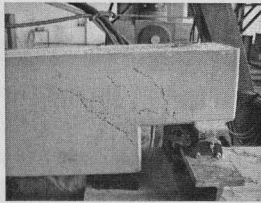


Bild 4.50: Risse am ausgeklinkten Auflager im Traglastzustand

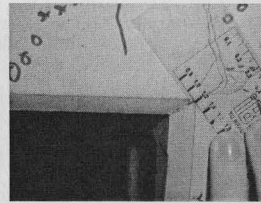


Bild 4.51: Breitester Riss am ausgeklinkten Auflager im Traglastzustand

Aus Bild 4.25 bis Bild 4.27 sowie Bild 4.31 und Bild 4.32 wird deutlich, dass die Lage der Aussparung neben der Größe der Traglast auch den Versagensort beeinflusst. So versagten die Balken, bei denen die Aussparungen nah des ausgeklinkten Auflagers lagen, im Bereich des direkten Auflagers. Die Balken ohne Aussparungen bzw. mit Aussparungen im Feldbereich versagten dagegen an der Ausklinkung. Der Grund hierfür liegt vermutlich darin, dass Aussparungen in der Nähe der ausgeklinkten Auflager die Spannungstrajektorien so umleiten, dass sie direkt ins hochgesetzte Auflager geführt werden und lediglich der verbleibende Spannungsanteil durch die Aufhängebewehrung aufgenommen wird (siehe Bild 4.52). Liegen die Aussparungen im Feldbereich oder sind keine Aussparungen angeordnet, so stellt die Ausklinkung den Schwachpunkt der Balken dar.

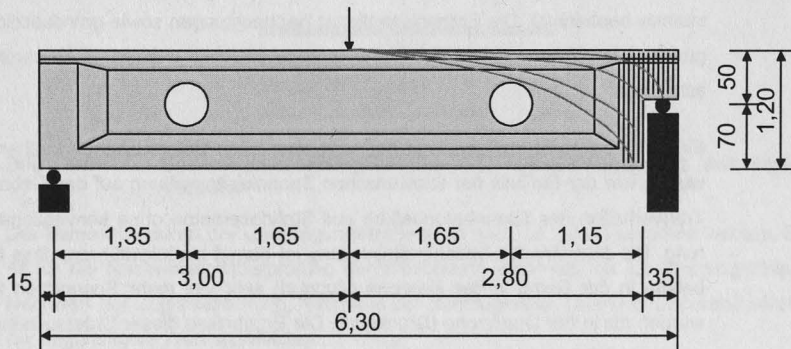


Bild 4.52: Schematischer Verlauf der Druckspannungstrajektorien bei Aussparungen im Bereich des ausgeklinkten Auflagers

Für die Versuche wurde die Aufhängebewehrung überdimensioniert ausgeführt. Ausgehend von den im Versuch erreichten Querkräften lässt sich rechnerisch ableiten, dass bei

einer Ausführung der Ausklinkungen nach Bild 4.48 die tatsächlich aufnehmbare Spannung der dort eingelegten Betonstahlbewehrung von ca. 610 N/mm^2 deutlich überschritten worden wäre. Die Versuchsbalken hätten demzufolge bei einem geringeren Lastniveau im Bereich der ausgeklinkten Auflager versagt.

4.6.3 Feststellungen

An insgesamt elf Balken kamen bei den Versuchen ausgeklinkte Auflager zum Einsatz. Bei sämtlichen Auflagern stellte sich eine vergleichbare Rissbildung, wie in Bild 4.49 bis Bild 4.51 dargestellt, ein. Durch die deutliche Überbemessung der Bewehrung in den Ausklinkungen, kam es bei keinem ausgeklinkten Auflager zu einem vorzeitigen Versagen. Weiterhin lässt sich feststellen, dass bei einer Ausführung der Ausklinkung nach den statischen Erfordernissen, diese die Schwachstelle des Balkens darstellt, so dass es bei diesen Balken nicht zu einem Schub- bzw. anderem Versagen kommen kann.

4.7 Zusatzbetrachtungen zur Vorspannung

4.7.1 Intention

Der Tragmechanismus der Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Bewehrung lässt sich im gerissenen Zustand hauptsächlich auf ein Bogen-Zugband-Modell bzw. ein Sprengwerk zurückführen. Die Ausbildung dieser Tragsysteme erfordert jedoch, wie Bild 4.17 und Bild 4.23 zeigen, eine sorgfältige Verankerung der Spannlitzen im Bereich der Auflager. Daher wurde dieser Bereich bei den durchgeführten Versuchen intensiv beobachtet. Die Ergebnisse dieser Beobachtungen sowie grundsätzliche Überlegungen zum Tragverhalten des Verankerungsbereiches werden in Abschnitt 4.7.2 beschrieben.

Ein weiterer Punkt, der im Zuge der experimentellen Untersuchungen näher betrachtet wurde, war der Einfluss der exzentrischen Spannkrafteinleitung auf das Gebrauchs- und Tragverhalten der Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Bewehrung. Die exzentrische Spannkrafteinleitung ist darauf zurückzuführen, dass bei Einfeldbalken in der Regel in der Zugzone (Zuggurt) sehr viel mehr Spannlitzen angeordnet werden als in der Druckzone (Druckgurt). Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Abschnitt 4.7.3 zusammengestellt.

Ein weiterer Aspekt, der im Zusammenhang mit der Vorspannung betrachtet werden muss, ist die Umleitung der Druckspannungstrajektorien der Vorspannung im Bereich von Aussparungen. Bei großen Aussparungen und/oder hoher Vorspannung entstehen durch die Umleitung der Druckspannungstrajektorien der Vorspannung im Bereich von Ausspa-

rungen so große Spannungsspitzen, dass es zu einer Rissbildung kommen kann. Dieser Aspekt wird in Abschnitt 4.7.4 näher betrachtet.

In Abschnitt 4.7.5 wird auf die experimentellen Untersuchungen eingegangen, die zur Beurteilung der Übertragbarkeit der Konstruktionsregeln nach Abschnitt 12.10 der DIN 1045-1 [33] auf Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Bewehrung durchgeführt wurden.

4.7.2 Verankerung der Spannritzen und Spannkrafteinleitung

In Abschnitt 8.7.6 der DIN 1045-1 [33] werden Angaben zum Nachweis der Verankerung von Spannritzen gegeben. Dabei wird zwischen folgenden Verankerungsbereichen unterschieden:

- Übertragungslänge l_{bp} : Länge, über die die Spannkraft P_0 vollständig auf den Beton übertragen wird.
- Eintragungslänge $l_{p,eff}$: Länge, innerhalb der die Betonspannung allmählich in eine lineare Verteilung über den Betonquerschnitt übergeht.
- Verankerungslänge l_{ba} : Länge, innerhalb der der Höchstwert der Vorspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit vollständig verankert ist.

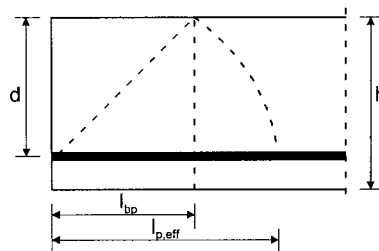


Bild 4.53: Spannkrafteinleitungsbereich bei Vorspannung mit sofortigem Verbund

Der Bemessungswert der Übertragungslänge kann nach Gl. (4.9) bestimmt werden. Es ist für die Nachweise (Überprüfung der Rissbildung innerhalb der Übertragungslänge, Nachweis der Zugkraftdeckung, Nachweis der Stirnzugkräfte, Querkraftnachweis) jeweils der ungünstigere Wert anzusetzen.

$$l_{bpd} = \alpha_1 \cdot \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bp} \cdot \eta_1} \cdot 0,8 \text{ oder } 1,2 \quad \text{DIN 1045-1 Abschnitt 8.7.6 (54)} \quad (4.9)$$

Die Verbundspannung f_{bp} beinhaltet neben dem Haft-, Scher- und Reibungsverbund (siehe Bild 4.55) auch noch den sogenannten Hoyer-Effekt. Während des Vorspannens zie-

hen sich die Spannlitzen infolge der Querkontraktion zusammen. Beim Ablassen der Vorspannung bildet sich außerhalb des Spannbetonbauteils die Querkontraktion wieder zurück, während sie innerhalb des Bauteils durch den umgebenden Beton daran gehindert wird. Dabei entsteht eine Klemmwirkung einer Spannlitze, siehe Bild 4.54, die Hoyer-Effekt genannt wird.

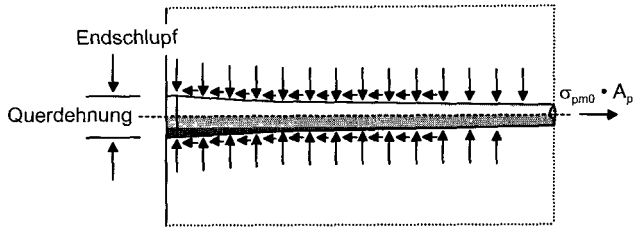


Bild 4.54: Hoyer-Effekt [25]

Nach Holschemacher et. al. [76] darf für Bauteile aus Stahlfaserbeton davon ausgegangen werden, dass sich die Übertragungslänge in hochfestem Stahlfaserbeton aufgrund der erhöhten Verbundspannungen gegenüber faserlosem Beton verkürzt. Ein Bemessungsansatz zur Berücksichtigung dieses positiven Effektes ist dem Verfasser allerdings nicht bekannt. In Heft 525 des DAFStb wird (siehe Bild 4.55) für unterschiedliche Spannstähle in faserlosem Beton eine Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung angegeben. Weiße [129] hat in Versuchen mit Betonstahlbewehrung bei Faserbeton eine Erhöhung der Verbundspannung im Vergleich zu faserlosem Beton festgestellt. Werden diese Ergebnisse auf Spannlitzen übertragen, so ergibt sich qualitativ die Darstellung in Bild 4.55.

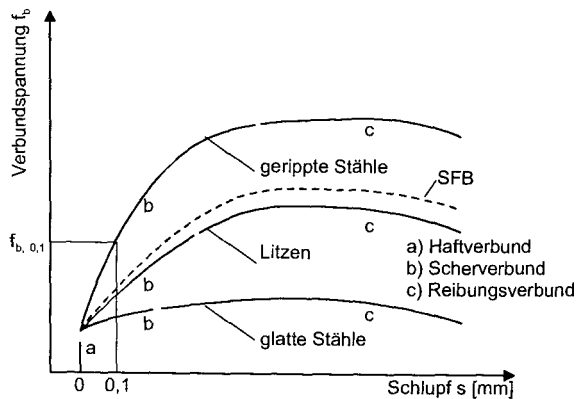


Bild 4.55: Qualitative Darstellung der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung von Spannlitzen [25]

Holschemacher et. al. beschreiben in [76], dass bei hochfestem Stahlfaserbeton ein durch Längsrissoausbildung eingeleitetes Versagen in der Regel nicht auftritt. Weiterhin geben sie an, dass es, wie in Bild 4.55 qualitativ dargestellt, zu einer erhöhten Verbundspannung bei der Verwendung von Stahlfaserbeton kommt.

Die Abgrenzung des Lasteinleitungsbereiches kann bei Bauteilen mit rechteckigem Querschnitt bzw. bei solchen, die sich auf Rechteckquerschnitte zurückführen lassen, wie profilierte Querschnitte, mit Spannritzen nahe der Unterseite des Querschnittes nach Gl. (4.10) erfolgen [25].

$$l_{p,eff} = \sqrt{l_{bpd}^2 + d^2} \quad \text{DIN 1045-1 Abschnitt 8.7.6 (55)} \quad (4.10)$$

Bei der Festlegung der Verbundspannung f_{bp} in der DIN 1045-1 wurde die vollständige Wirkung des Hoyer-Effektes gemäß Bild 4.54 unterstellt. Dies trifft aber nur auf einen innerhalb der Übertragungslänge vollständig ungerissenen Beton (keine Längs- und Biege- risse) zu [25]. Daher muss bei der Bestimmung der Verankerungslänge zwischen Rissbildung außerhalb (Gl. (4.11)) bzw. innerhalb der Übertragungslänge (Gl. (4.12)) unterschieden werden.

$$l_{ba} = l_{bpd} + \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pmt}}{f_{bp} \cdot 0,5} \quad \text{DIN 1045-1 Abschnitt 8.7.6 (56)} \quad (4.11)$$

$$l_{ba} = l_r + \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pmt}}{f_{bp} \cdot 0,5} \quad \text{DIN 1045-1 Abschnitt 8.7.6 (57)} \quad (4.12)$$

Eine Längsrissoausbildung und damit eine unkontrollierbare Verlängerung der Übertragungslänge, kann nach Hegger et. al. [25] durch Einhaltung eines lichten Mindestabstandes der Spannritzen untereinander von mindestens dem 2,5-fachen Nenn Durchmesser, sowie durch eine ausreichende Betondeckung von ebenfalls mindestens dem 2,5-fachen Nenn Durchmesser erreicht werden. In den selbst durchgeführten Versuchen wiesen der Litzennachsabstand mit 4,0 cm und die Betondeckung ≥ 5.5 cm ausreichende Größen auf, so dass es zu keiner Längsrissoausbildung kam.

Bei Biegerissen innerhalb der Übertragungslänge ist der Hoyer-Effekt nicht wirksam, und die Vorspannkraft wird ausschließlich über Verbund (Haft-, Scher- und ggf. Reibungsverbund) in den Beton eingetragen. Bei Spannritzen ist die Verbundspannung im gerissenen Zustand um ca. 50 % geringer als im ungerissenen. Daher ergibt sich bei einer Rissbildung innerhalb der Übertragungslänge eine größere erforderliche Verankerungslänge [69]. Außerhalb der Übertragungslänge bzw. nach dem ersten Riss sind die Verbundspannungen aufgrund der schlechteren Verbundbedingungen bei Spannritzen um 50 % abzumindern (siehe auch Bild 4.54 und Bild 4.55).

Die Verankerung der Spannritzten darf als gegeben angesehen werden, wenn der Verankerungsbereich innerhalb der Übertragungslänge l_{bp} im Zustand I verbleibt, also ungerissen ist. Die Übertragungslänge l_{bp} gilt als ungerissen, wenn die Biegezugspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit aus äußerer Last unter Berücksichtigung der maßgebenden Vorspannkraft den unteren Fraktilwert der Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$ nicht überschreiten.

Hegger und Kommer [70] haben für den für die Versuchsbalken verwendeten Beton SCC60/75 [30], 24 Stunden nach der Betonage, bei einem stufenweisen Ablassen der Spannkraft über Versuche eine Übertragungslänge von 45,5 cm bestimmt. Eine Vergleichsberechnung nach Gl. (4.9) ergibt jedoch eine Übertragungslänge von 85,2 cm. Dies bedeutet, dass sich nach DIN 1045-1 für den für die Versuchsbalken verwendeten Beton eine viel zu große rechnerische Übertragungslänge ergibt. Für die weiteren Betrachtungen wird daher die experimentell ermittelte Übertragungslänge zugrundegelegt.

Wie Bild 12.86 bis Bild 12.116 des Anhangs zeigen, stellten sich bei einigen der selbst durchgeführten Versuche innerhalb der Übertragungslänge Biegerisse ein. Diese Risse traten aber erst ab einem sehr hohen Lastniveau auf und beeinflussten das Tragverhalten der Balken nicht. Aufgrund dieser Ergebnisse kann der Verankerungsbereich im Sinne der DIN 1045-1 Abschnitt 8.7.6 (9) als ungerissen angesehen werden, das heißt, die Verankerung der Spannritzten ist gegeben.

Die vorliegenden Ergebnisse wurden mit dem verwendeten Beton SCC60/75 gemäß [30] ermittelt. Daher ist bei der Verwendung von anderen Betonen nachzuweisen, dass der Verankerungsbereich im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der maßgebenden Vorspannkraft die Betonzugspannung $f_{ctk,0,05}$ nicht überschreitet. Bei Rissbildung innerhalb der Übertragungslänge ist nach DIN 1045-1 die Zugkraftdeckung nachzuweisen. Sollte dabei eine zusätzliche Bewehrung erforderlich sein, kann diese nicht durch Stahlfasern ersetzt werden. Der dabei zu führende Nachweis unter Beachtung der Gl. (4.11) und (4.12) ist vorspannungs-, last- und geometrieabhängig. Er kann daher im Rahmen dieser Arbeit nicht allgemeingültig abgeleitet werden.

Bei keinem der Versuche wurden Risse entlang des Spannritztenverlaufes festgestellt. Ein Versagen eines Balkens, das auf einen Verankerungsbruch zurückzuführen ist, kann damit ausgeschlossen werden und ist auf die gegenüber Hegger et. al. [25] vergrößerte Betondeckung zurückzuführen. Weiterhin wurde bei einigen Versuchen eine Messung des Spannritzeinzuges durchgeführt. Mit Ausnahme von zwei Versuchen (Balken G11 und G12) konnte bis zum Erreichen der Traglast kein nennenswerter Litzeneinzug gemessen werden (siehe Anhang Abschnitt 12.2.6). Wie Bild 4.28 zeigt, erreichte der durch

Aussparungen geschwächte Balken G12 nahezu die gleiche Traglast wie der ungeschwächte Balken G10. Eine Verringerung der Traglast durch den festgestellten Litzeneinzug ist daher bei diesem Balken auszuschließen. Bei Balken G11 jedoch kann nicht vollständig ausgeschlossen werden, dass es infolge des Litzenzuges zu einem vorzeitigen Versagen gekommen ist.

4.7.3 Spannkraftausbreitung

An den Balken G06 bis G18, sowie dem für diese Betrachtungen zusätzlich aufgeführten Balken G26 eines mit einer Zustimmung im Einzelfall [99] ausgeführten Bauvorhabens, entstanden nach dem Ablassen der Vorspannkraft auf die Balken noch in der Produktionsstätte im Auflagerbereich jeweils horizontale Risse (siehe Bild 4.56).

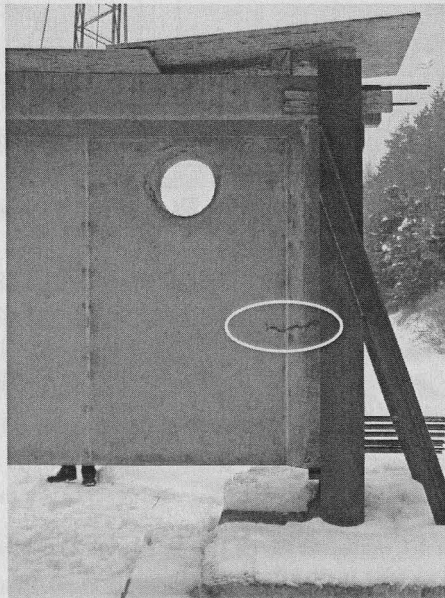


Bild 4.56: Horizontalriss im Auflagerbereich infolge Spannkraftausbreitung (hier exemplarisch für Balken G09)

Diese Risse wiesen eine maximale Länge von ca. $0,56 \cdot h$ und eine maximale Rissbreite von etwa $0,49 \text{ mm}$ auf. Die vollständige Auflistung der bei den Versuchsbalken gemessenen Risslängen und -breiten kann Tabelle 4.4 entnommen werden.

Die Horizontalrisse im Auflagerbereich sind hauptsächlich auf eine exzentrische Spannkrafteinleitung zurückzuführen (siehe Bild 4.57 links). Aber auch bei einer symmetrischen

Spannkrafteinleitung (siehe Bild 4.57 rechts) treten Randzugkräfte auf, die die in Bild 4.56 gezeigte Rissbildung verursachen können. Diese Rissbildung tritt demzufolge nicht nur bei Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton, sondern auch bei bügelbewehrten Spannbetonbalken auf [92].

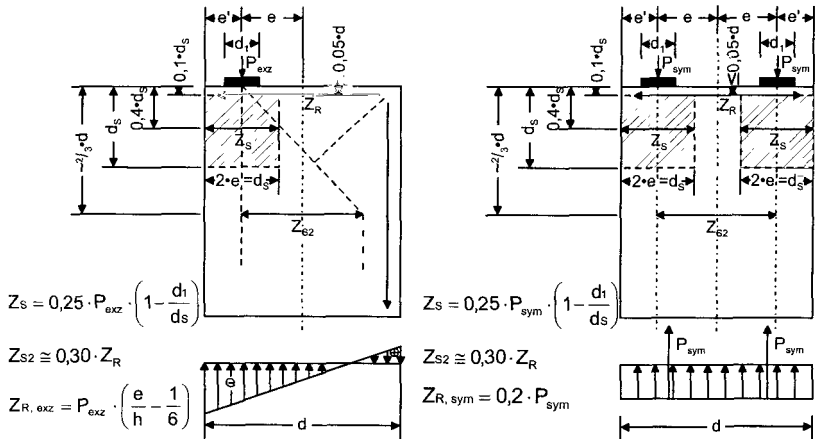


Bild 4.57: Stabwerkmodelle für die Spannkrafteinleitung, links exzentrische Einleitung, rechts symmetrische [18]

Mit Hilfe der in Bild 4.57 angegebenen Ansätze lässt sich für eine exzentrische bzw. symmetrische Spannkrafteinleitung eine Randzugkraft berechnen. Nach der DAfStB-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ Abschnitt 10.7 darf die „Wirkungszone“ der Randzugkraft zu $0,3 \cdot d_s$ abgeschätzt werden. Somit kann die auftretende Randzugspannung nach Gl. (4.13) bestimmt werden.

$$\sigma_R = \frac{Z_{R, \text{exz}} + Z_{R, \text{sym}}}{0,3 \cdot d_s \cdot b_w} \quad (4.13)$$

In Tabelle 4.4 wurde mit Gl. (4.13) für die Versuchsbalken die auftretende Randzugspannung berechnet. Die Vorspannkraft wurde in der Regel 24 Stunden nach der Betonage auf die Balken abgesetzt. Hegger und Kommer [70] haben im Rahmen ihrer Untersuchungen zur Spannkrafteinleitung die Betondruckfestigkeit des für die Herstellung der Balken verwendeten Betons bestimmt. Nach 24 Stunden betrug sie 29,8 bis 41,2 N/mm² (im Mittel 34 N/mm²). Nach Gl. (4.14) kann daraus nach DIN 1045-1 Tabelle 9 die mittlere Betonzugfestigkeit bestimmt werden und mit den nach der Elastizitätstheorie berechneten Randzugspannungen aus Tabelle 4.4 verglichen werden.

$$\begin{aligned}
 f_{\text{ctm}} &= 0,30 \cdot f_{\text{ck}}^{2/3} = 0,30 \cdot (f_{\text{cm, cube}} \cdot 0,8 - 8)^{2/3} \\
 &= 0,30 \cdot (34 \cdot 0,8 - 8)^{2/3} = 2,15 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

nach DIN 1045-1 Tabelle 9 (4.14)

Tabelle 4.4: Randzugspannungen infolge Spannkraftausbreitung, Risslängen und -breiten der Versuchsbalken sortiert nach der Größe der Randzugspannung

Balken [-]	σ_R [N/mm ²]	l_w [cm]	w [mm]
G03	1,89	-	-
G04	1,89	-	-
G05	1,89	-	-
G19	1,89	-	-
G01	6,56	bewehrt	
G02	6,56	bewehrt	
G06	7,43	20	0,09
G13	10,86	50	0,32
G14	10,86	60	0,29
G09	11,58	50	0,20

Balken [-]	σ_R [N/mm ²]	l_w [cm]	w [mm]
G15	14,40	bewehrt	
G16	14,40	bewehrt	
G10	17,89	50	0,49
G11	17,89	45	0,35
G12	17,89	35	0,12
G07	22,75	45	0,05
G08	22,75	50	0,20
G17	22,75	67	0,25
G18	22,75	26	0,15
G26	22,80	80	0,70

Wie Tabelle 4.4 zeigt, weisen die Balken G03 bis G05 sowie G19 eine Randzugspannung unterhalb der mittleren Zugfestigkeit des Betons auf. Bei diesen vier Balken wurden infolge exzentrischer Spannkrafteinleitung keine Risse festgestellt. Für die anderen Balken wurden Randzugspannungen berechnet, die über der Zugfestigkeit des Betons lagen. Alle diese Balken wiesen Risse auf, wie in Bild 4.56 zu sehen, oder wurden im Auflagerbereich bewehrt ausgeführt. Bei Balken G01 und G02 war die angeordnete Bewehrung die Aufhängebewehrung der ausgeklinkten Auflager. Balken G15 und G16 waren Balken, die bei einem Bauvorhaben mit einer Zustimmung im Einzelfall eingesetzt [4] wurden. Nachdem bei den ersten hergestellten Balken sehr breite, lange Risse aufgetreten waren, wurden zur Rissbreitenbeschränkung im Auflagerbereich jeweils zwei übliche Schubbügel \varnothing 8 mm angeordnet. Dies gilt auch für den Balken G26, bei dem ebenfalls zur Beschränkung der Rissbreite zwei Bügel \varnothing 10 mm angeordnet wurden.

Die in Tabelle 4.4 angegebenen Randzugspannungen nach der Elastizitätstheorie treten nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit selbstverständlich nicht in der angegebenen Größe auf. Sie ermöglichen aber unter Berücksichtigung der Nachrisszugfestigkeiten des Stahlfaserbetons eine Abschätzung der zu erwartenden Risslänge und -breite.

Wie Tabelle 4.4 zeigt, trat bei sehr vielen Balken eine Rissbildung auf. Risse in Balken sind als kritisch anzusehen, wenn es durch sie

- zu einer Korrosion der Bewehrung oder
- zu einem deutlichen Steifigkeits- bzw. Tragfähigkeitsverlust kommt.

Eine Korrosion der Bewehrung ist hier nicht zu befürchten, da die Risse in den Versuchen einen Abstand von mindestens 15 cm zu den nächstgelegenen Spannfitzen aufweisen. Im Mittel beträgt der Abstand zu den Spannfitzen $0,3 \cdot h$ und war somit immer deutlich größer als die erforderliche Betondeckung.

Ein Steifigkeits- bzw. Tragfähigkeitsverlust tritt infolge der Horizontalrisse ebenfalls nicht auf, da sich die Risse „ungefähr orthogonal“ (siehe Bild 4.58) zu den Druckspannungstrajektorien aus äußerer Last ausbilden. Bei steigender Beanspruchung schließt sich somit der Horizontalriss im Auflagerbereich. Dies wurde auch bei den durchgeführten Versuchen festgestellt.

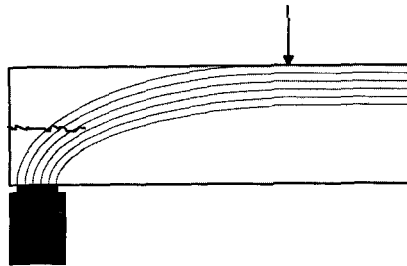


Bild 4.58: Vereinfachte Darstellung des Druckspannungstrajektorienverlaufs infolge äußerer Last im Auflagerbereich

Durch die Risse kann die Tragfähigkeit nur reduziert werden, wenn sich diese entlang der Spannbewehrung ausbilden und somit ein Verankerungsbruch entsteht. Wie aus der Rissbildung der Versuche ersichtlich wird (siehe Bild 12.86 bis Bild 12.116 des Anhangs), ist mit solch einem Verankerungsbruch allerdings nicht zu rechnen.

4.7.4 Spannkraftumlenkung infolge Aussparungen

Elf der untersuchten Balken wiesen runde Aussparungen unterschiedlicher Größe auf. Bei diesen Balken wurde nach Ablassen der Vorspannkraft auf die Balken eine Horizontalrissbildung im Bereich der Aussparungen festgestellt (siehe Bild 4.59 links).

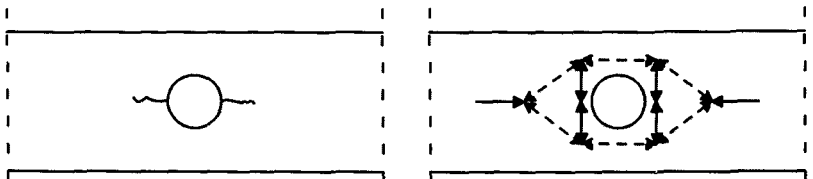


Bild 4.59: Horizontalriss und zugehöriges Stabwerkmodell im Aussparungsbereich

Wie Bild 4.59 (rechts) zeigt, wird die Vorspannkraft um die Aussparung geleitet. Dabei entstehen Spaltzugkräfte, die im Bereich der Aussparungen nach Ablassen der Vorspannkraft auf die Balken bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit zu Horizontalrissen führen. Bei den Versuchsbalken wurden bei einigen großen Aussparungen solche Risse festgestellt. Ihre Rissbreite war $\leq 0,15$ mm. Diese Risse können auch bei konventionell mit Bügeln bewehrten Spannbetonbauteilen auftreten. Solange sich diese Risse zwischen mehreren hintereinanderliegenden Aussparungen nicht miteinander verbinden (siehe Bild 4.60), beeinträchtigen sie jedoch nicht das Gebrauchsverhalten und die Tragfähigkeit der Balken (siehe hierzu auch Abschnitt 8.2.1.2).

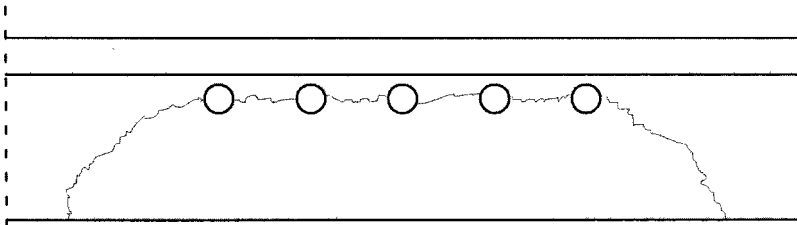


Bild 4.60: „Zusammenwachsen“ von Rissen im Bereich hintereinander angeordneter Aussparungen

In bestimmten Fällen könnten sich durch Aussparungen entstandene Risse sogar als positiv erweisen. So stellt sich bei dem Balken G03 im Schubtraglastversuch (siehe Abschnitt 4.3.3.1) ein sprödes Versagen ein, da nach Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons keine Möglichkeiten zur Umlagerung bestanden (siehe Bild 4.17). Wäre bei diesem Balken im Auflagerbereich eine Aussparung angeordnet gewesen, so hätte diese wahrscheinlich bei einer geringeren Beanspruchung zu einer Rissbildung geführt. Aufgrund des geringeren Lastniveaus bei Einstellung der Rissbildung, wäre dann aber wahrscheinlich eine Umlagerung der freiwerdenden Kräfte möglich gewesen, und der Balken hätte duktil, ähnlich wie die profilierten Balken (siehe Bild 4.23), versagt.

4.7.5 Konstruktionsregeln bei Spanngliedern

4.7.5.1 Spannritzenabstände

Nach DIN 1045-1 Abschnitt 12.10 muss der Abstand der Spannglieder untereinander so groß gewählt sein, dass ein Einbringen und Verdichten des Betons einwandfrei möglich ist. Dies gilt natürlich auch bei der Verwendung von Stahlfaserbeton. Entsprechende Betonversuche haben gezeigt, dass bei einem Achsabstand der Spannritzen von 3,8 cm der Stahlfaserbeton (Faserlänge 60 mm) einwandfrei eingebaut werden kann, oh-

ne dass sich Stahlfasern oder große Gesteinskörner auf der Spannbewehrung ablagern (siehe dazu Bild 4.61). Aus Bild 4.61 wird ersichtlich, dass sich der Stahlfaserbeton auch im Bereich zwischen den Spannahlitzen homogen verteilt.

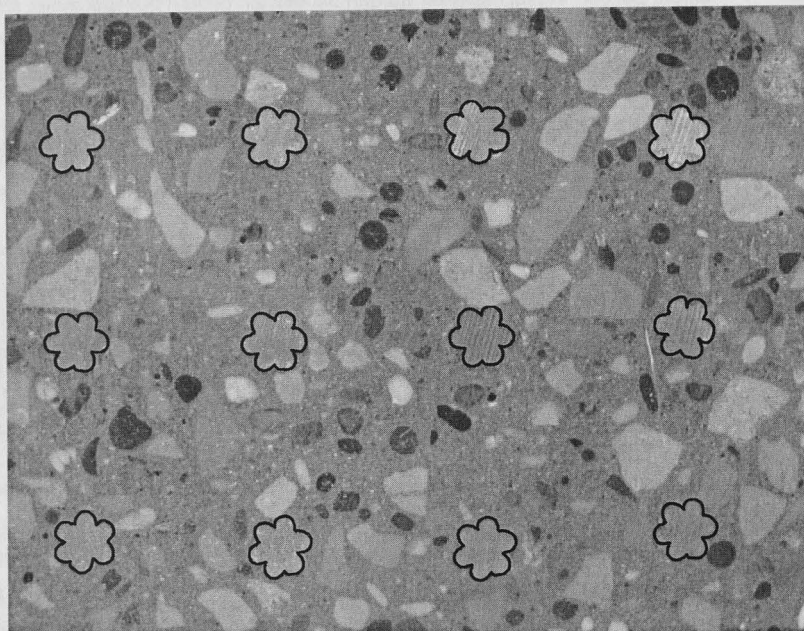


Bild 4.61: Homogene Verteilung des Stahlfaserbetons zwischen den Spannahlitzen, die Spannahlitzen sind zur besseren Übersicht hervorgehoben

4.7.5.2 Spaltzugbewehrung

Im Verankerungsbereich der Spannahlitzen konnten in allen Versuchen, auch bei Erreichen der Traglast, keine Risse festgestellt werden, die aus einer Spaltzugbeanspruchung herrühren. Die Balken sind daher, im Einklang mit der DIN 1045-1 Abschnitt 12.10 (5), hinsichtlich ihrer erforderlichen Spaltzugbewehrung, ähnlich wie Spannbetonhohlplatten einzustufen. Auf Bügel zur Aufnahme der Spaltzugkräfte kann hier, wie auch bei Spannbetonhohldielen, verzichtet werden. Bei den Versuchen wurden Bauteile mit einer maximalen zentrischen Vorspannung von $8,96 \text{ N/mm}^2$ untersucht. Bis zu dieser Vorspannung ist demnach die aus den Versuchen gewonnene Erkenntnis, dass keine Verbügelung des Verankerungsbereiches erforderlich ist, abgesichert.

Weiterhin dürfen keine verzinkten Stahlfasern verwendet werden, um eine Korrosion der Spannahlitzen zu vermeiden (siehe auch Abschnitt 4.10.3).

4.8 Faserverteilung und -orientierung

4.8.1 Intention

Stahlfasern wirken optimal, wenn sie parallel zu den Hauptzugspannungstrajektorien angeordnet sind. Demzufolge sind bei einer reinen Biegebeanspruchung in Balkenlängsrichtung orientierte Stahlfasern am günstigsten, während bei einer Schubbeanspruchung aus der Balkenlängsrichtung in die Vertikale geneigte Stahlfasern die beste Wirkung aufweisen.

Die Ermittlung der Leistungsfähigkeit eines Stahlfaserbetons nach Abschnitt 3.2.3.2 erfolgt für eine Biegebeanspruchung. Für den Schubnachweis kann die so ermittelte Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons daher nur angesetzt werden, wenn die Stahlfasern in allen drei Raumrichtungen gleich orientiert sind. In [60], [64], [76], [82], [105], [113] wird jedoch darauf hingewiesen, dass die Verteilung und Orientierung der Stahlfasern nicht gleichmäßig ist und für Schubbeanspruchungen sogar ungünstig sein kann. Daher wird für den Schubnachweis unter anderem im Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ eine empirisch bestimmte Abminderung der Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons vorgenommen.

Aus den vorangestellten Bemerkungen wird deutlich, dass für die Entwicklung von Bemessungsansätzen für Bauteile aus Stahlfaserbeton die Kenntnis der Faserverteilung und -orientierung sehr wichtig ist. Insbesondere die Berechnung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton mit der FEM erfordert die genaue Angabe der Materialkennwerte (räumliche Verteilung). Die Messung der Faserverteilung und -orientierung kann mit einem Computertomografen (siehe Bild 4.62), einem elektromagnetischen Verfahren oder über Dünnschliffe erfolgen.

Die Bestimmung der Faserverteilung und -orientierung mit einem Computertomografen oder über Dünnschliffe ist für baupraktische oder auch für umfangreiche wissenschaftliche Untersuchungen jedoch zu aufwendig und kostenintensiv. Diese Untersuchungsmethoden eignen sich deshalb nur in Einzelfällen für die stichprobenartige Bestimmung der Faserverteilung und -orientierung. Daher wurden an vier Versuchsbalken mit einem elektromagnetischen Verfahren [130] die Faserverteilung und -orientierung bestimmt, damit anhand der Ergebnisse für FE-Berechnungen wirklichkeitsnahe Arbeitslinien für das Material Stahlfaserbeton abgeleitet werden konnten.

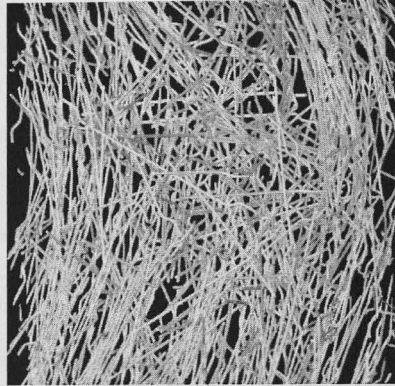


Bild 4.62: Darstellung gemessenen Faserverteilung in einem Würfel mit der Kantenlänge von 5 cm mit einem Computertomografen (Maßstab 1:1)

Schulz und Schnütgen [113] zeigen anhand einiger Versuchsergebnisse auf, dass die Faserverteilung und -orientierung sehr stark vom Abstand der Schafflächen sowie der Konsistenz des Betons beeinflusst werden. Ähnliche Feststellungen werden von Holschermacher et. al. in [76] getroffen.

Bei den vier untersuchten Balken wurde insbesondere der schmale profilierte Steg untersucht. Aber auch die Betonkonsistenz der vier Versuchsbalken wurde variiert. Vor der Zusammenstellung der Messergebnisse wird zunächst ausführlich das verwendete Messverfahren zur Ermittlung der Faserverteilung und -orientierung vorgestellt.

4.8.2 Messung der Faserverteilung und -orientierung

4.8.2.1 Messprinzip

Die Bestimmung der Faserverteilung und -orientierung erfolgt mit einem elektromagnetischen Verfahren nach dem Transformatorprinzip [130]. Die Stahlfaserbetonprobe übernimmt dabei die Aufgabe des Transformator kernels. Um diese Stahlfaserbetonprobe werden zwei Spulen (Kantenlänge ca. 15 cm) gelegt. Über die eine wird ein magnetisches Feld erzeugt, während die andere die induzierte Spannung aufnimmt. Über die Größe der induzierten Spannung lässt sich dann die Faserverteilung und -orientierung bestimmen.

Nachfolgend wird zum besseren Verständnis der durchgeführten Messungen für einen Würfel mit gleichen Kantenlängen mit einer einbetonierten „Stahlfaser“ (siehe Bild 4.63), das Messprinzip beispielhaft dargestellt.

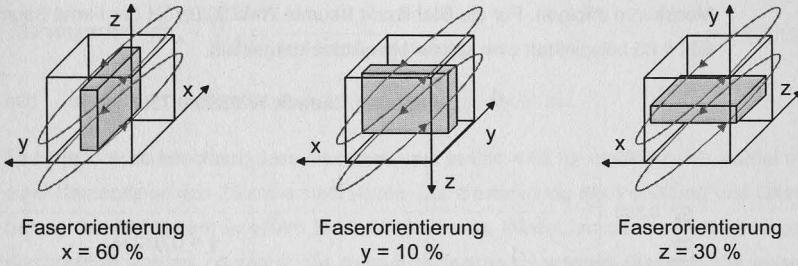


Bild 4.63: Messprinzip zur Bestimmung der Faserorientierung am Beispiel eines Würfels mit einer einbetonierten „Stahlfaser“

Aus Bild 4.63 wird deutlich, dass je länger die „Stahlfaser“ in Richtung der Feldlinien des Magnetfeldes verläuft, desto höher ist die gemessene Induktionsspannung und somit die Ausrichtung der Stahlfaser in dieser Richtung. Für die Messung an den vier Versuchsbalcken wurde festgelegt, dass die Balkenlängsrichtung die x-Achse, die Balkenquerrichtung die y-Achse und die Balkenhöhe die z-Achse ist (siehe Bild 4.64).

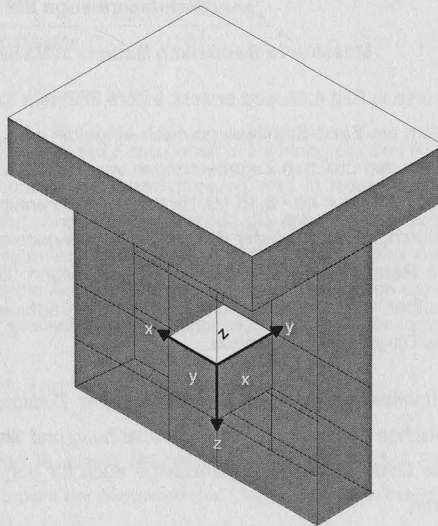


Bild 4.64: Lage der drei Raumachsen im Balken

4.8.2.2 Messkurve

Aufgrund unterschiedlicher metallurgischer Zusammensetzungen und damit ihrer magnetischen Eigenschaften induziert jeder Stahlfasertyp eine andere Spannung. Daher muss für jeden Stahlfasertyp vor Durchführung der Messungen eine Kalibrierung über eine

Messkurve erfolgen. Für die Stahlfaser Baumix WMS50/0,75H der Firma Baumbach ist in Bild 4.65 beispielhaft eine solche Messkurve dargestellt.

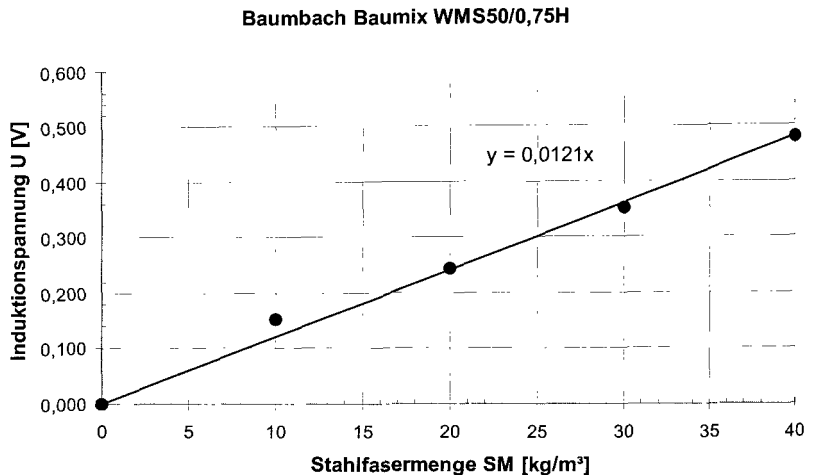


Bild 4.65: Messkurve Baumbach Baumix WMS50/0,75H Stahlfasern

Die Messkurve in Bild 4.65 wird erstellt, indem in einem Kunststoffwürfel mit den Kantenlängen 15 cm ein Sand-Stahlfasergemisch eingefüllt wird. Für Stahlfasermengen, die für diesen Würfel den üblichen Zugabemengen von 10, 20, 30 und 40 kg pro m³ Beton (also für 40 kg/m³ = 135 g = 40 • 0,15 • 0,15 • 0,15 • 1000) entsprechen, wird dann jeweils eine Messung durchgeführt. Mit jeder der vier im Bild eingezeichneten Stahlfasermengen wurde dann je Raumrichtung eine Messung durchgeführt. Die dabei gemessenen Induktionsspannungen der drei Raumrichtungen wurden aufsummiert und in das in Bild 4.65 dargestellte Diagramm eingetragen.

Für alle Stahlfasertypen ergibt sich ein linearer Zusammenhang mit Ausgang im Ursprung zwischen aufsummierter Induktionsspannung und Stahlfasermenge. Die in Bild 4.65 dargestellte Gerade lässt sich demzufolge auch für höhere Stahlfasermengen beliebig extrapolieren.

4.8.2.3 Umrechnung der Messwerte

Aus der bei der Prüfung gemessenen Induktionsspannung U kann mit Gl. (4.15) über einen Umrechnungsfaktor die im Würfel wirksame Stahlfasermenge in Messrichtung berechnet werden. Für die Stahlfaser Baumbach Baumix WMS50/0,75H ergibt sich nach Bild 4.65 beispielsweise ein Umrechnungsfaktor von 0,0121.

$$\text{Stahlfasermenge}_A = V_{f,A} = \frac{U}{\text{Umrechnungsfaktor}} \quad (4.15)$$

mit: Index A Koordinate in Messrichtung (x, y oder z)

Es ist jedoch zu beachten, dass die Messkurve in Bild 4.65 für einen idealen Würfel mit einer Kantenlänge von 15 cm erstellt wurde. Zur Bestimmung der Verteilung und Orientierung der Stahlfasern in einem Bauteil müssen die Würfel, an denen die Messungen durchgeführt werden, oft zuerst aus diesem herausgesägt werden. Diese Würfel weisen dann häufig nicht eine Kantenlänge von exakt 15 cm auf. Um die möglichen Abweichungen aller drei Kantenlängen zu berücksichtigen, muss das Messergebnis mit dem tatsächlich vorhandenen Volumen des Würfels auf das ideale Würfelvolumen von $0,15^3 \text{ m}^3$ bezogen werden. Zusätzlich muss die Würfelabmessung, in deren Richtung die Messung erfolgt, ebenfalls auf die ideale Würfelkantenlänge von 15 cm bezogen werden. Um ein von Geometrieinflüssen bereinigtes Ergebnis zu erhalten, muss die Gl. (4.15) wie folgt modifiziert werden.

$$V_{f,A} = \frac{U}{\text{Umrechnungsfaktor}} \cdot \frac{V_{\text{Würfel,vorh}} \cdot \text{Länge}_A}{0,15^4} \quad (4.16)$$

mit: V Volumen in $[\text{m}^3]$

Mit Gl. (4.16) kann jeweils der Fasergehalt in Richtung der drei Raumachsen gemessen werden. Zur Bestimmung der Faserverteilung wird in jeder Raumrichtung jeweils eine Messung durchgeführt. Anschließend werden die drei Messergebnisse aufsummiert und durch die Sollstahlfasermenge dividiert (siehe Gl. (4.17)). Dies entspricht dann der Faserverteilung. Durch die Auswertung der Ergebnisse lässt sich dann die Faserverteilung im Bauteil entweder grafisch darstellen und/oder statistisch auswerten.

$$V_f = \frac{V_{f,x} + V_{f,y} + V_{f,z}}{V_{f,\text{soll}}} \cdot 100 \quad [\%] \quad (4.17)$$

Die Faserorientierung in einem Bauteil lässt sich für die drei Raumachsen nach Gl. (4.18) berechnen, indem der Messwert der Stahlfasermenge in der jeweiligen Raumrichtung auf die Sollstahlfasermenge bezogen wird.

$$\eta_A = \frac{V_{f,A}}{V_{f,\text{soll}}} \cdot 100 \quad [\%] \quad (4.18)$$

In Abhängigkeit von der gemessenen Größe der Faserorientierung kann zum Beispiel nach [24], [76], [88] eingeschätzt werden, ob die Stahlfasern ein-, zwei- oder dreidimensional orientiert sind. Die Einteilung erfolgt praxisgerecht wie folgt:

- dreidimensionale Faserorientierung
 $0,200 \leq \eta_{3D} \leq 0,500$
- zweidimensionale Faserorientierung
 $0,500 \leq \eta_{2D} \leq 0,800$
- eindimensionale Faserorientierung
 $0,800 \leq \eta_{1D} \leq 1,000$

4.8.3 Versuche

An insgesamt vier Balken (G22 bis G25) wurde die Faserverteilung und -orientierung untersucht. Die Balken G22 und G23 bestanden aus SVB, während bei den Balken G24 und G25 Rüttelbeton C50/60 zum Einsatz kam. Weiterhin kam bei jedem Balken ein anderer Stahlfasertyp zum Einsatz. An Balken G22 wurden die ausführlichsten Untersuchungen durchgeführt. Daher werden für diesen Balken die Messergebnisse sehr ausführlich dargestellt, während für die drei anderen Versuchs balken lediglich eine kurze Zusammenfassung der wichtigsten Ergebnisse erfolgt.

4.8.3.1 Balken aus selbstverdichtendem Beton

Die beiden untersuchten Balken aus selbstverdichtendem Stahlfaserbeton unterscheiden sich sehr stark in ihrer Geometrie. Daher wird nachfolgend getrennt über die Ergebnisse der durchgeführten Messungen berichtet.

4.8.3.1.1 Faserverteilung Balken G22

Der Versuchs balken G22 wurde aus selbstverdichtendem Stahlfaserbeton (SCC60/75 mit 30 kg/m³ Stahlfasern vom Typ Baumix WMS50/0,75H der Firma Baumbach) unter normalen Produktionsbedingungen eines Fertigteilwerks hergestellt. Der Balken mit Rechteckquerschnitt wies eine Länge von 8,00 m, eine Breite von 15 cm und eine Höhe von 1,62 m auf (siehe Bild 4.66).

Vor der Bestimmung der Faserverteilung und -orientierung sollten für verschiedene Stellen im Versuchs balken die Nachrissbiegezugfestigkeiten nach dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ ermittelt werden. Dazu wurden 72 Biegebalken mit den Abmessungen 15 • 15 • 70 cm aus dem Versuchs balken herausgesägt. Die genauen Positionen und Bezeichnungen der einzelnen Biegebalken, sowie die Hauptabmessungen des Versuchs balkens können Bild 4.66 entnommen werden.

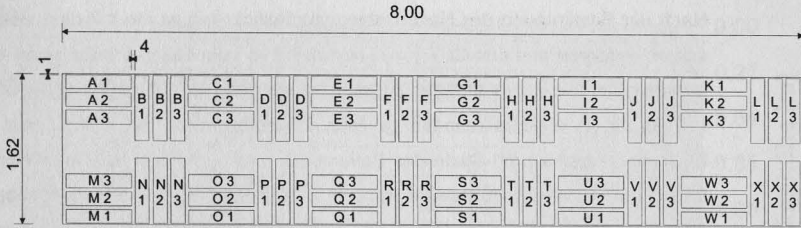


Bild 4.66: Lage und Bezeichnung der aus dem Versuchsbalken herausgesägten Biegebalken

Die Biegebalken sind in zwei Richtungen im Versuchsbalken orientiert. Daher wird zur eindeutigen Kennzeichnung der Ergebnisse, wie schon erwähnt, festgelegt, dass die Balkenlängsrichtung die x-Achse, die Balkenquerrichtung die y-Achse und die Balkenhöhe die z-Achse ist (siehe auch Bild 4.64).

Die Nachrissbiegezugfestigkeiten nach dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [27] der 72 herausgesägten Biegebalken sind in Bild 4.67 dargestellt.

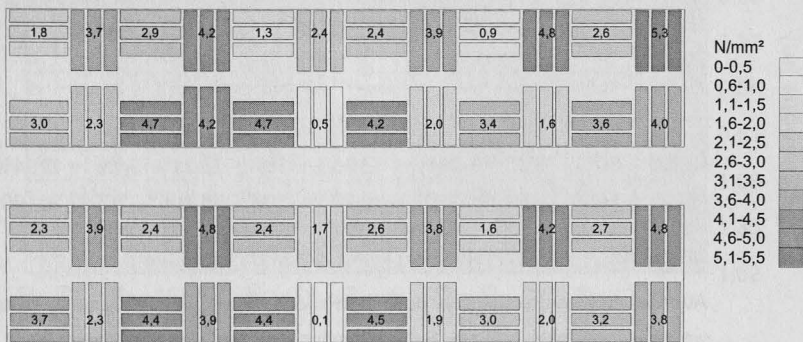


Bild 4.67: Nachrissbiegezugfestigkeiten der Biegebalken nach dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ (oben: Verformung 1, unten: Verformung 2)

Aus Bild 4.67 wird ersichtlich, dass die Nachrisszugfestigkeiten bei beiden Verformungen verhältnismäßig gleichmäßig sind. Nur die Einfüllstelle des selbstverdichtenden Betons in Balkenmitte stellt eine Störstelle dar. Sowohl die Nachrissbiegezugfestigkeiten in x- als auch in z-Richtung sind hier deutlich geringer als die im restlichen Versuchsbalken. Für die linke Balkenhälfte ist eine Abnahme der Nachrissbiegezugfestigkeiten zum Rand hin feststellbar. Weiterhin zeigt sich, dass die Nachrissbiegezugfestigkeiten in x-Richtung von oben nach unten zunehmen, während in z-Richtung die Nachrissbiegezugfestigkeiten nach unten abnehmen.

Nach der Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeiten wurde mit dem elektromagnetischen Verfahren und den Gl. (4.16) bis Gl. (4.18) die Faserverteilung und -orientierung ermittelt. Die dabei gewonnenen Ergebnisse werden hier aus Gründen der Übersichtlichkeit nur für die linke Balkenhälfte grafisch dargestellt (siehe Bild 4.68). Dabei werden die Messergebnisse an die Stelle des Balkens (Schwerpunkt des jeweiligen Würfels) eingetragen, an der sie herausgesägt wurden. Zwischenwerte zwischen benachbarten Messstellen werden interpoliert. Damit die grafische Darstellung auch die Balkenränder mit einschließen kann, wurden die randnahen Ergebnisse zum Rand hin extrapoliert.

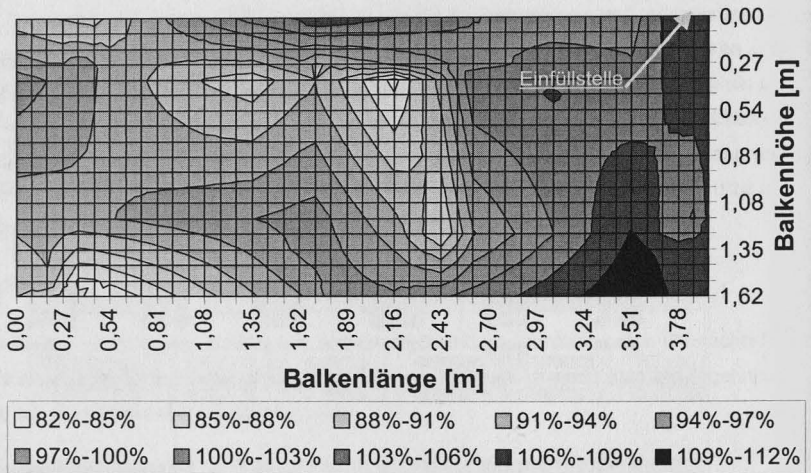


Bild 4.68: Faserverteilung in der linken Balkenhälfte

Aus Bild 4.68 wird ersichtlich, dass die Faserverteilung verhältnismäßig gleichmäßig ist, wobei jedoch lokal größere Schwankungen möglich sind. Außerdem zeigt sich, dass auch bei der Messung der Faserverteilung die Einfüllstelle des SVB eine Störstelle darstellt. Die Größe der Messergebnisse nimmt zum Balkenende hin ab und stimmt somit sehr gut mit der zuvor festgestellten Verringerung der Nachrissbiegezugfestigkeiten in diesem Bereich überein.

4.8.3.1.2 Faserorientierung Balken G22

Bei der Bestimmung der Faserorientierung wird über Messungen in den drei Raumrichtungen x, y und z bestimmt, wie sich die Stahlfasern ausrichten. Die dabei ermittelten Ergebnisse werden in den nachfolgenden Bildern dargestellt. Die Darstellung der Ergebnisse erfolgt wiederum nur für die linke Balkenhälfte.

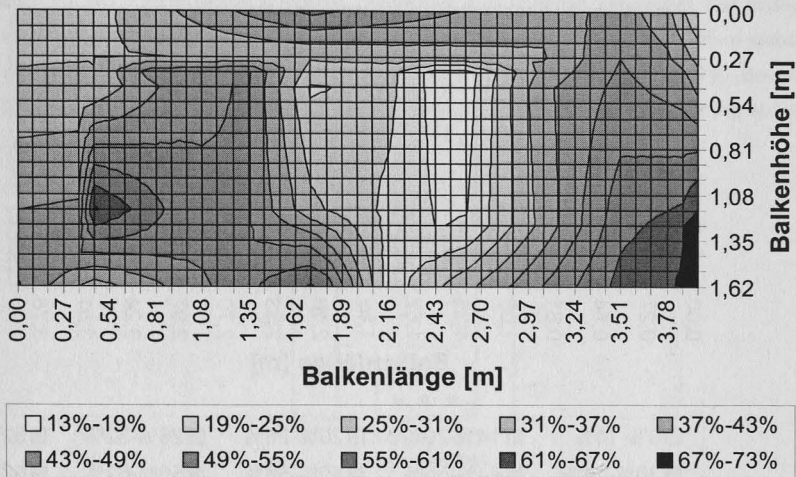


Bild 4.69: Faserorientierung der Stahlfasern in x-Richtung

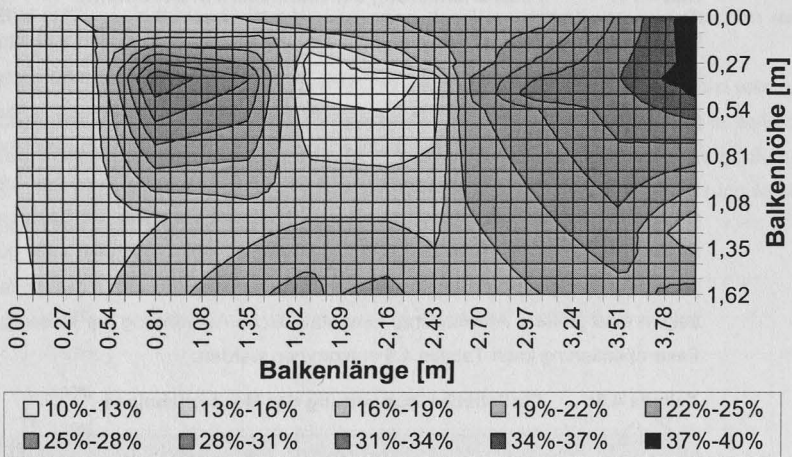


Bild 4.70: Faserorientierung der Stahlfasern in y-Richtung

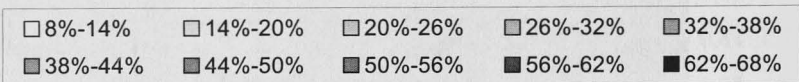
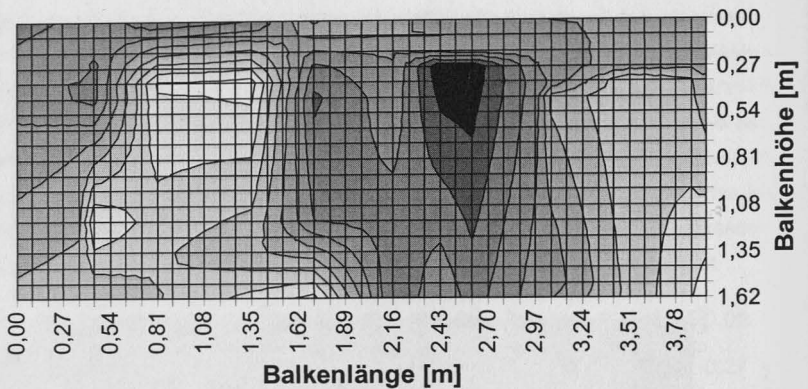


Bild 4.71: Faserorientierung der Stahlfasern in z-Richtung

Wie Bild 4.69 bis Bild 4.71 zeigen, liegen die Fasergehalte in x- und z-Richtung in annähernd gleicher Größenordnung, während in y-Richtung verhältnismäßig geringe Werte gemessen wurden. Ähnlich wie bei der Messung der Faserverteilung ist die Verteilung der Stahlfasern in den drei Raumachsen x, y und z verhältnismäßig gleichmäßig (dreidimensionale Faserorientierung gemäß Abschnitt 4.8.2.3), wobei auch hier lokal zum Teil sehr starke Abweichungen festgestellt wurden. Beim Vergleich der gemessenen Nachrissbiegezugfestigkeiten mit den Stahlfasermengen ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung. Lediglich die Biegebalken, die gemäß Bild 4.66 mit B gekennzeichnet sind, zeigen eine größere Abweichung. Eine statistische Auswertung der Messergebnisse der Faserorientierung kann Tabelle 4.5 entnommen werden.

Tabelle 4.5: Statistische Auswertung der Messergebnisse

		x-Richtung	y-Richtung	z-Richtung
min.	[%]	11,2	8,6	10,8
Mittelwert	[%]	36,6	21,7	41,7
max.	[%]	76,1	42,0	70,6
Standardabweichung	[%]	14,4	7,6	16,8

4.8.3.1.3 Faserverteilung Balken G23

Der Versuchsbalken G23 mit Rechteckquerschnitt wies eine Länge von 10,00 m, eine mittlere Breite von 22 cm und eine Höhe von 42 cm auf. Für die Untersuchung wurde je-

doch nur ein 2,50 m langer Abschnitt, gemessen vom Auflager, verwendet. Der Balken wurde unter normalen Produktionsbedingungen eines Fertigteilwerks aus einem selbstverdichtenden Stahlfaserbeton (SCC60/75 mit 40 kg/m^3 Stahlfasern vom Typ Baumix WMP50/1,05H der Firma Baumbach) hergestellt. Die Einfüllstelle des Betons lag außerhalb des untersuchten Bereichs.

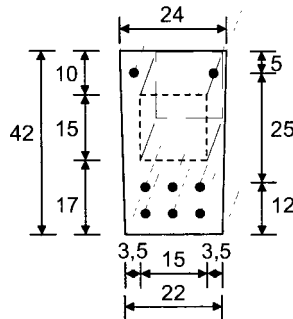


Bild 4.72: Querschnittsabmessungen des Versuchsbalkens und Position der herausgesägten Prüfwürfel

Aufgrund der Geometrie (mittlere Breite = 22 cm, Höhe zwischen den oberen und unteren Spannlitzen ca. 25 cm) des Balkens war es nur möglich, die Faserverteilung in Balkenlängsrichtung zu bestimmen. Diese Messung ergab eine verhältnismäßig geringe Streuung der Faserverteilung über die Bauteillänge (siehe Bild 4.73). Nur eine Messung ergab eine stark erhöhte Faserkonzentration.

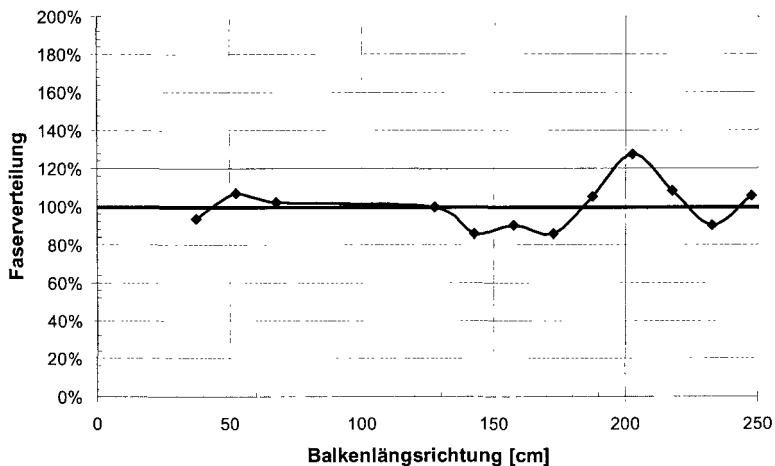


Bild 4.73: Faserverteilung in Balkenlängsrichtung

4.8.3.1.4 Faserorientierung Balken G23

In Bild 4.74 sind die Ergebnisse der Messungen der Faserorientierung der zwölf herausgesägten Würfel grafisch dargestellt.

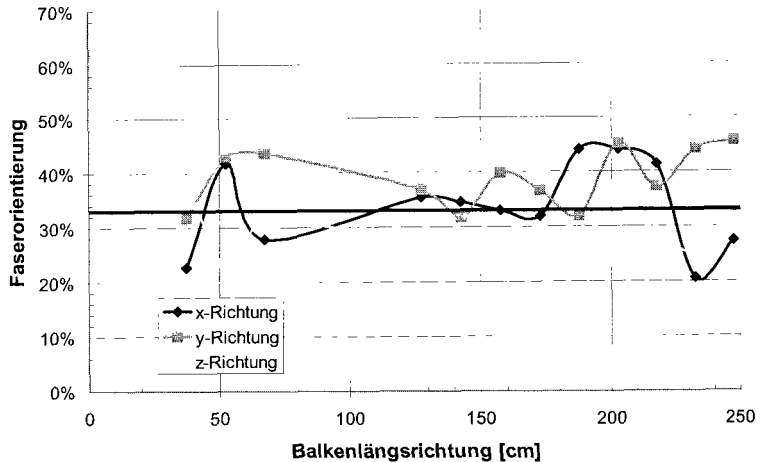


Bild 4.74: Faserorientierung in Balkenlängsrichtung

Bild 4.74 zeigt, dass sich Stahlfasern in den drei Raumachsen verhältnismäßig gleichmäßig verteilen. Etwas bevorzugt ist dabei allerdings eine Ausrichtung in y-Richtung, während in z-Richtung die geringsten Werte gemessen wurden. Alle drei Raumrichtungen weisen im Mittel eine verhältnismäßig gleich bleibende Faserorientierung auf. Wie schon bei Balken G22 sind lokal aber größere Schwankungen der Stahlfasermengen möglich. Die statistische Auswertung der Messergebnisse der Faserorientierung ist in Tabelle 4.6 zusammengestellt.

Tabelle 4.6: Statistische Auswertung der Messergebnisse

		x-Richtung	y-Richtung	z-Richtung
min.	[%]	20,6	31,8	17,1
Mittelwert	[%]	33,7	39,0	27,3
max.	[%]	44,2	45,7	39,0
Standardabweichung	[%]	8,1	5,3	7,4

Aus der statistischen Auswertung in Tabelle 4.6 wird ersichtlich, dass die Streuung der Messergebnisse deutlich geringer ausfällt, als bei Balken G22. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass bei Balken G22 die Stahlfasern durch die Störstelle Bauteilrand er-

heblich in ihrer Ausrichtung beeinflusst wurden. Bei Balken G23 wurden diese Störstellen herausgesägt, so dass sich bei diesen Balken eine deutlich gleichmäßigere Faserorientierung (dreidimensionale Faserorientierung gemäß Abschnitt 4.8.2.3) einstellte.

4.8.3.2 Balken aus Rüttelbeton

Die Balken G24 und G25 aus Rüttelbeton (Konsistenz F5) sind mit ihren Abmessungen in Bild 4.75 dargestellt. Bei Balken G24 kamen Stahlfasern 50/08 und bei Balken G25 Stahlfasern 60/08 der Firma Vulkan Harex zum Einsatz. Die eingesetzte Stahlfasermenge betrug bei beiden Balken 40 kg/m^3 . Zur Bestimmung der Verteilung und Orientierung der Stahlfasern wurden aus beiden Balken jeweils 15 Wüfel mit einer Kantenlänge von 15 cm herausgesägt, deren Lage Bild 4.75 entnommen werden kann.

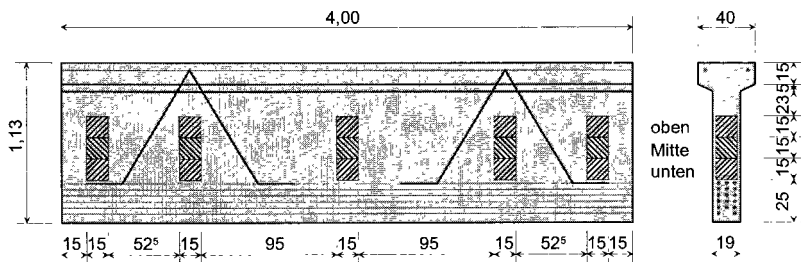


Bild 4.75: Lage der 15 Prüfwüfel in den Balken

4.8.3.2.1 Faserverteilung

In Bild 4.76 ist für die beiden Balken die Faserverteilung in den drei untersuchten Höhenlagen (unten, Mitte und oben) über die Balkenlänge angegeben. Die durchschnittliche Faserverteilung ist bei den beiden Balken verhältnismäßig gleichmäßig. In den drei untersuchten Höhenlagen ergab sich jedoch über die Balkenlänge, wie schon bei Balken G22, lokal eine größere Schwankung in der Faserverteilung. Aus Bild 4.76 sowie Bild 12.137 und Bild 12.138 des Anhangs wird weiterhin deutlich, dass es bei beiden Balken eine geringe Tendenz zum Absinken der Stahlfasern gibt. Dies ist wahrscheinlich auf ein Absinken während des Verdichtens zurückzuführen.

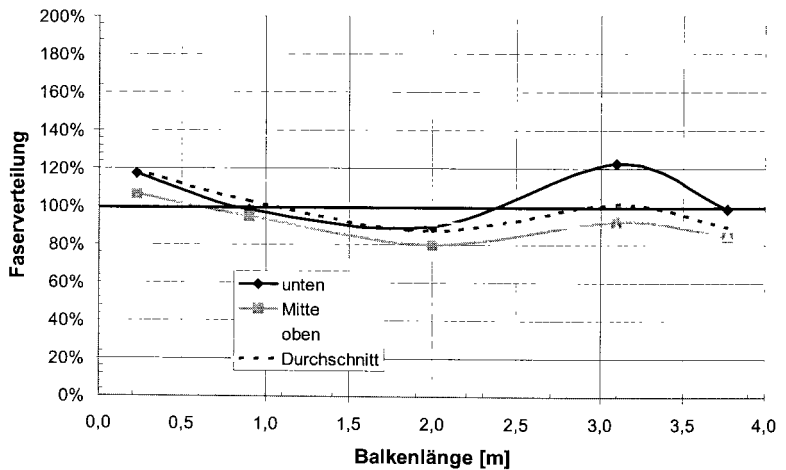
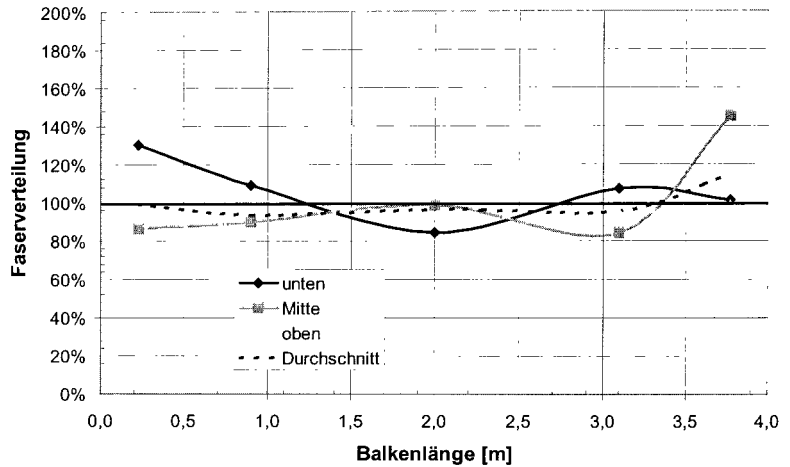


Bild 4.76: Prozentuale Faserverteilung in Balkenlängsrichtung, oben: Balken G24, unten: Balken G25

4.8.3.2.2 Faserorientierung

An den jeweils 15 aus den beiden Balken herausgesägten Prüfwürfeln wurde auch die Faserorientierung gemessen. Die durchschnittliche Faserorientierung über die Balkenlänge ist in Bild 4.77 dargestellt. Die Ergebnisse in den drei untersuchten Höhenlagen (unten, Mitte und oben) können für die beiden Versuchsbalken Bild 12.139 bis Bild 12.144 des Anhangs entnommen werden.

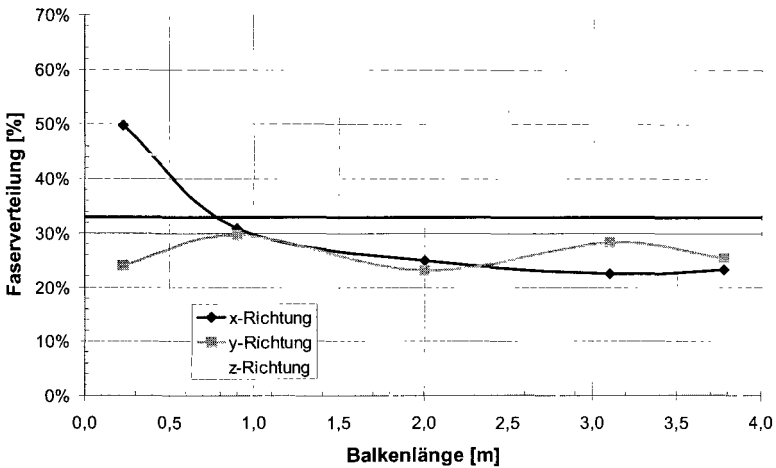
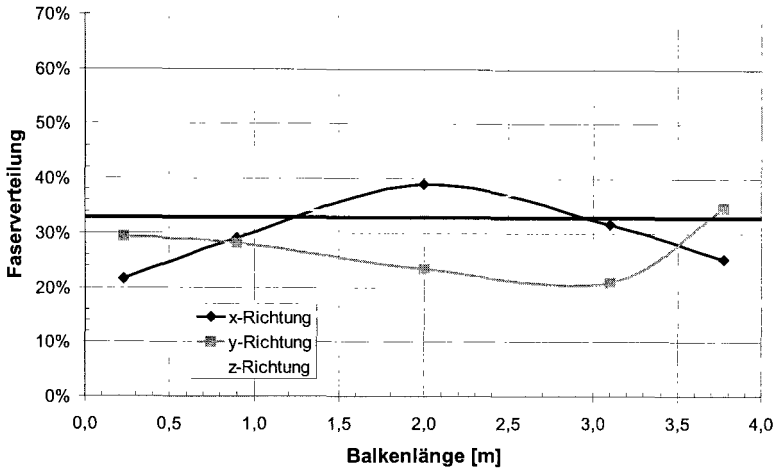


Bild 4.77: Durchschnittliche Stahlfaserverteilung in [%] in den drei Raumachsen x, y und z in Balkenlängsrichtung, oben: Balken G24, unten: Balken G25

Aus Bild 4.77 und der statistischen Auswertung der Messergebnisse (siehe Tabelle 4.7 und Tabelle 4.8) wird deutlich, dass die zwei hier untersuchten Stahlfaserarten, abgesehen von den auch bei diesen Balken festgestellten lokalen Schwankungen in der Faser- menge, keinen nennenswerten Einfluss auf die Faserverteilung und -orientierung aufweisen. Weiterhin konnte bestimmt werden, dass die bevorzugte Ausrichtung der Stahlfasern in z-Richtung erfolgt.

Tabelle 4.7: Statistische Auswertung der Messergebnisse Balken G24

		x-Richtung	y-Richtung	z-Richtung
min.	[%]	16,0	14,9	28,5
Mittelwert	[%]	29,3	27,3	43,4
max.	[%]	43,5	54,5	64,9
Standardabweichung	[%]	7,8	11,1	9,7

Tabelle 4.8: Statistische Auswertung der Messergebnisse Balken G25

		x-Richtung	y-Richtung	z-Richtung
min.	[%]	17,0	15,1	30,1
Mittelwert	[%]	30,3	26,1	43,6
max.	[%]	56,0	51,1	61,3
Standardabweichung	[%]	11,5	9,3	9,7

Aufgrund der Stegbreite von 19 cm mussten, wie schon bei Balken G23, auch bei den Balken G24 und G25 die Prüfwürfel in ihrer Breite auf das für die Messung erforderliche Maß von 15 cm reduziert werden. Dafür wurde an beiden Seiten ein 2 cm breites Stück abgesägt, wodurch ebenfalls die Störzone Bauteilrand teilweise entfernt wurde. Die Messergebnisse sind daher in ihrer Streubreite verhältnismäßig gering und gemäß Abschnitt 4.8.2.3 dreidimensional ausgerichtet, wobei, wie bereits erwähnt, eine bevorzugte Ausrichtung der Stahlfasern in z-Richtung festgestellt wurde.

4.8.3.3 Feststellungen

Bei den vier Versuchsbalken war die Faserverteilung verhältnismäßig gleichmäßig. Lokal kam es aber bei allen vier Balken zu größeren Schwankungen in der gemessenen Fasermenge. Bei den Balken G23 bis G25 wurden die Störzonen Bauteilkanten, in denen es zu einer bevorzugten Faserausrichtung kommt, abgesägt. Daher fiel bei diesen Balken die Streuung der Messergebnisse deutlich geringer aus als bei Balken G22, bei dem auch die Störzonen in die Messungen einbezogen wurden.

Die Faserorientierung in den Balken stellt sich weitestgehend dreidimensional ein. In einer Richtung erfolgte aber eine etwas stärkere Ausrichtung der Stahlfasern. So richteten sich die Stahlfasern bei Balken G22 bevorzugt in der xz-Ebene, bei Balken G23 in y-Richtung und bei den Balken G24 und G25 in z-Richtung aus. Diese Ausrichtung ist vermutlich auf die Fließbewegung bzw. das Verdichten sowie den Abstand der Schalungsflächen zurückzuführen.

Aus den vorliegenden Ergebnissen kann keine bevorzugte Ausrichtung (zum Beispiel in x-Richtung) der Stahlfasern festgestellt werden. Schulz und Schnütgen haben in [113] einen Ansatz entwickelt, aus dem in Abhängigkeit vom Abstand der Schalflächen und der Konsistenz des Betons die Faserorientierung bestimmt werden kann. Dabei wird für eine gleichmäßige Faserorientierung in den drei Raumachsen der Faktor 1 angesetzt. Weicht die Faserorientierung in einer Richtung von der gleichmäßigen Orientierung ab, so ändert sich der Faktor entsprechend. Bei ihren Untersuchungen haben Schulz und Schnütgen festgestellt, dass sich der Abstand der Schalflächen bis zum 2,5-fachen der Faserlänge auswirkt. In Tabelle 4.9 sind für handelsübliche Stahlfaserlängen Mindestabstände der Schalflächen angegeben, unter deren Beachtung der Einfluss des Abstandes der Schalflächen bei der Berechnung der Faserorientierung unberücksichtigt bleiben kann.

Tabelle 4.9: Mindestbalkenbreite in Abhängigkeit von der Stahlfaserlänge

Stahlfaserlänge	Mindestbalkenbreite	Stahlfaserlänge	Mindestbalkenbreite
13 mm	3,3 cm	30 mm	7,5 cm
20 mm	5,0 cm	50 mm	12,5 cm
25 mm	6,3 cm	60 mm	15,0 cm

Nachdem über eine entsprechende Auswahl der Faserlänge in Abhängigkeit der minimalen Balkenbreite eine Beeinflussung der Faserorientierung weitestgehend ausgeschlossen werden kann, muss nachfolgend nur noch der Einfluss der Konsistenz betrachtet werden. Dazu wurden für die drei Raumrichtungen aus den Angaben von Schulz und Schnütgen [113] und den eigenen Versuchsergebnissen Diagramme erstellt, aus denen sich Faktoren für die Faserorientierung bestimmen lassen.

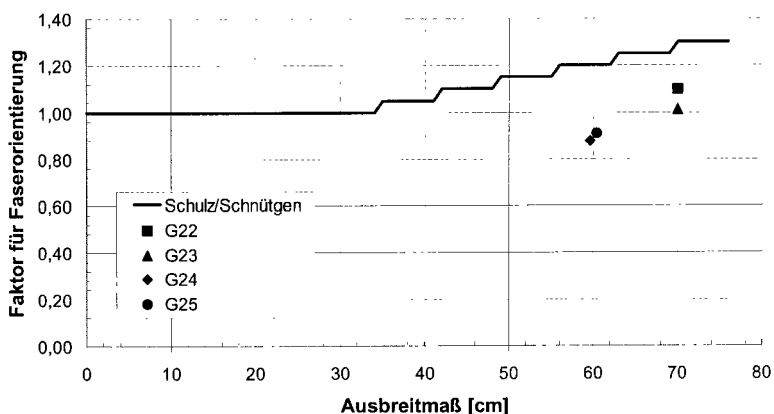


Bild 4.78: Faktoren für die Faserorientierung in x-Richtung in Abhängigkeit von der Konsistenz des Betons

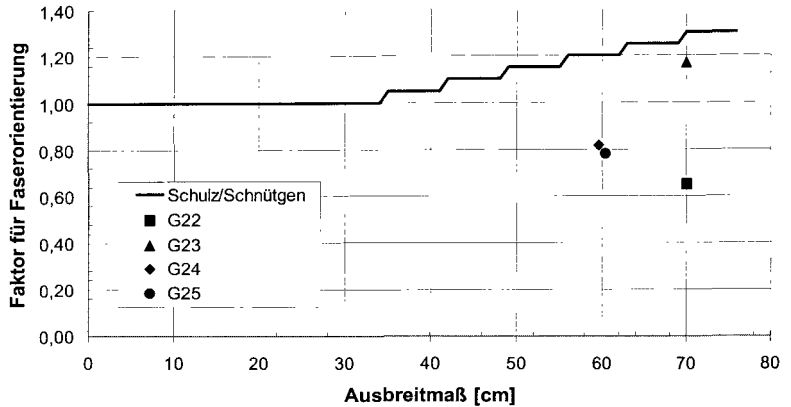


Bild 4.79: Faktoren für die Faserorientierung in y-Richtung in Abhängigkeit von der Konsistenz des Betons

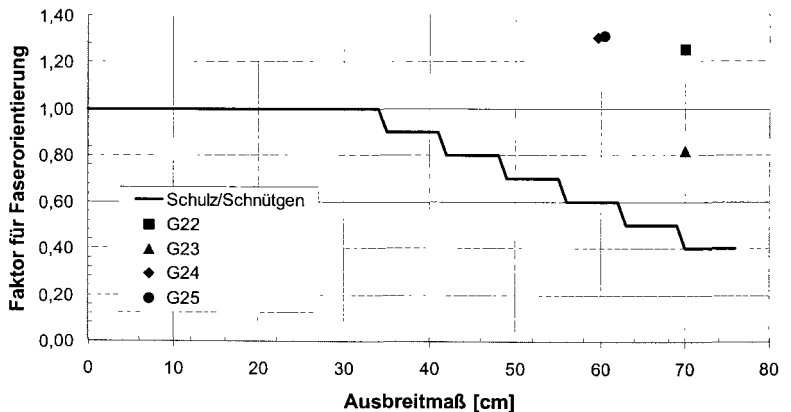


Bild 4.80: Faktoren für die Faserorientierung in z-Richtung in Abhängigkeit von der Konsistenz des Betons

Die Ergebnisse von Schulz und Schnütgen und die eigenen Versuchsergebnisse zeigen kaum Übereinstimmungen. Es lässt sich aus den Diagrammen jedoch ableiten, dass mit einer Abminderung der Faserorientierung in den drei Raumachsen auf bis zu 60 % gerechnet werden muss.

Die vorangegangenen Betrachtungen zeigen, dass es erforderlich ist, die Nachrisszugfestigkeiten des Stahlfaserbetons nach Abschnitt 3.2.3.2 um einen Faktor von 0,60 abzumindern, wenn nicht das Biegetragverhalten untersucht wird. Bei der Untersuchung des Tragverhaltens müssen die Nachrissbiegezugfestigkeiten des Stahlfaserbetons nach

dem 23. Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [27] um einen Faktor zur Berücksichtigung des Dauerstandsverhaltens von $\alpha_c^f = 0,85$ reduziert werden. Mit Gl. (4.19) lassen sich in Abhängigkeit vom Alter des Betons und der Faserorientierung die „wirksamen“ Nachrissbiegezugfestigkeiten des Stahlfaserbetons berechnen.

$$\begin{aligned} t = 0 &\Rightarrow f_{\text{cfm},\delta,\text{FO},0}^f = f_{\text{cfm},\delta}^f \cdot 0,60 \\ t \rightarrow \infty &\Rightarrow f_{\text{cfm},\delta,\text{FO},\infty}^f = f_{\text{cfm},\delta}^f \cdot 0,60 \cdot \alpha_c^f \cong f_{\text{cfm},\delta}^f \cdot 0,50 \end{aligned} \quad (4.19)$$

Die zuvor hergeleitete Abminderung der Nachrisszugfestigkeiten muss sowohl für FE-Berechnungen als auch in einem Bemessungsansatz (außer Biegung) für Balken aus Stahlfaserbeton berücksichtigt werden. Bei einer Nachrechnung von Bauteilversuchen mit der FEM wird diese Abminderung bei Balken, die auf Biegung versagen, zu einer geringen Unterschätzung der Versuchstraglasten führen, während die Schubtraglasten annähernd zutreffend berechnet werden.

Ähnliche Abminderungen, wie in Gl. (4.19) vorgenommen, werden auch von Rosenbusch [105] und dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [27] bei der Schubbemessung verwendet.

4.9 Brandverhalten

4.9.1 Intention

Beton gilt grundsätzlich als nicht brennbar. Wird er aber einer Brandbeanspruchung ausgesetzt, kommt es häufig zu Abplatzungen von randnahen Betonschichten. Dies kann dazu führen, dass die eingelegte Bewehrung freigelegt wird, die sich dann schnell erhitzt, und dabei ihre Festigkeit verliert und so die Tragfähigkeit eines brandbeanspruchten Betonbauteils deutlich reduziert.

Im Rahmen von Brandversuchen wurde daher untersucht, welche Abplatzungen bei hochfestem SVB auftreten und inwieweit durch die Stahlfasern sich das thermische Verhalten des Betons ändert. Dazu wurden an den Balken G20 und G21 die im Abschnitt 4.9.5 beschriebenen Brandversuche durchgeführt. Zunächst wird aber auf die Wirkung von PP-Fasern eingegangen, durch deren Zugabe das Abplatzverhalten der Balken verbessert werden sollte.

4.9.2 Abplatzprozess

Durch die Erhitzung eines Betonbauteils verdunstet das freie und physikalisch gebundene Wasser ab einer Temperatur von ca. 105°C und diffundiert teilweise in das Innere des Betonkörpers hinein. In den noch nicht erhitzten Zonen kondensiert es und bildet mit fort-

schreitender Branddauer eine dampfdurchlässige Schicht aus. Bei Hereinwandern der 100°C-Isotherme in das Bauteil kann dann der Wasserdampf, bedingt durch die Kondenswasserschicht, nicht mehr entweichen, und es baut sich ein Dampfdruck in den Kapillarporen auf, der nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit zu explosionsartigen Abplatzungen führt (siehe Bild 4.81).

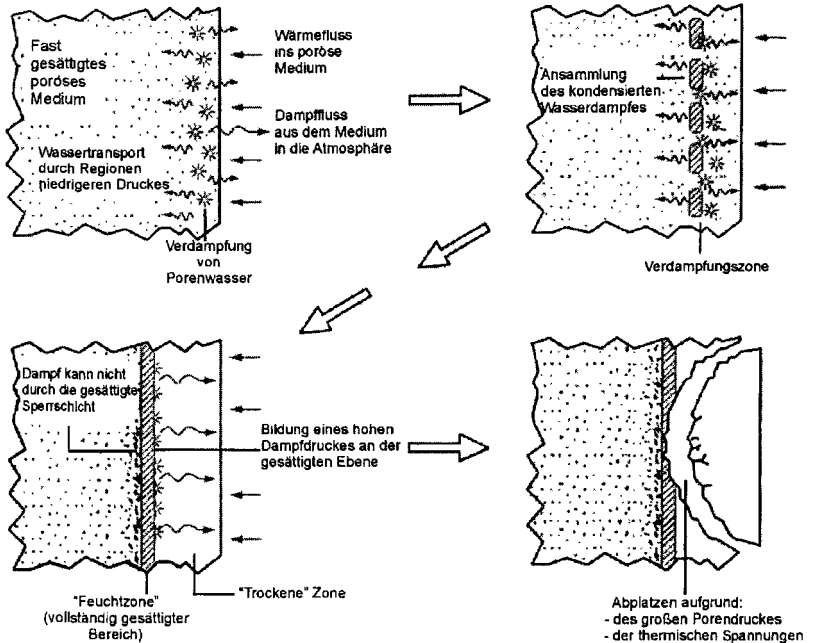


Bild 4.81: Ursache für Abplatzungen bei Betonbauteilen während eines Brandes [110]

4.9.3 Wirkung von PP-Fasern

Bei Normalbeton, der eine relativ hohe Porosität aufweist, kann sich der Dampfdruck während eines Brandes in größeren Poren entspannen bzw. durch Entweichen abbauen. Daher nimmt mit steigender Betondruckfestigkeit der in Bild 4.81 beschriebene Abplatzeffekt zu, da der im Beton befindliche Porenraum immer weiter abnimmt.

Hochfestem Beton werden zur weitgehenden Verminderung von Abplatzungen PP-Fasern zugegeben, die im Falle eines Brandes bei einer Temperatur von ca. 160°C [96] schmelzen (siehe Bild 4.82) und sich ab etwa 250°C zersetzen. Dabei verlieren die Fasern ca. 80 % ihrer Masse und geben dadurch „Kanäle“ frei, durch die sich der Wasser-

dampf entspannen bzw. entweichen kann, ohne dass sich dabei ein Wasserdampfdruck aufbaut, der zu Ablätzungen von randnahen Betonschichten führt.

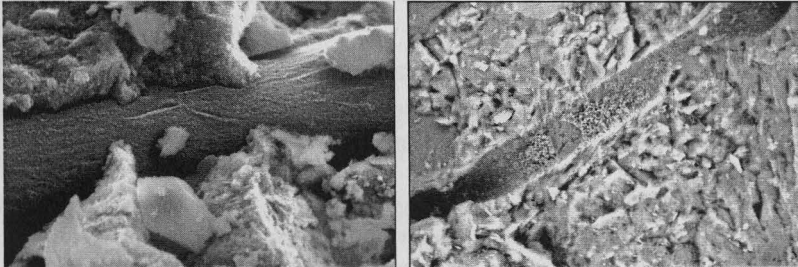


Bild 4.82: PP-Fasern vor (links) und nach (rechts) Erhitzung [5]

Zusätzlich nimmt nach [96] mit steigender Dosierung der PP-Fasern der Mikroporengehalt mischungsbedingt zu. Weiterhin bilden die PP-Fasern mit den Übergangszonen zwischen Zementmatrix und Zuschlagkörnern ein poröses Netzwerk aus, welches den Wassertransport ermöglicht (Bild 4.83).

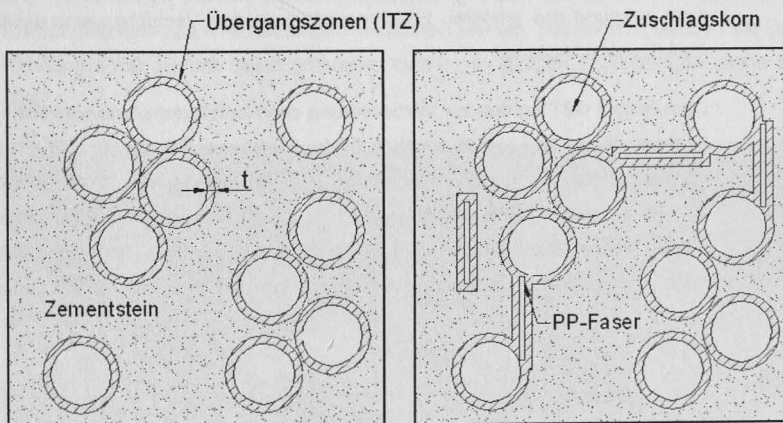


Bild 4.83: Wirkungsweise von PP-Fasern [111]

4.9.4 Verwendung von PP-Fasern

In der Literatur [6], [83] wird für hochfesten und SVB mit einem Wasser-Zementwert von $\leq 0,50$ [30] die Zugabe von 2,0 bis 4,0 kg PP-Fasern pro Kubikmeter Beton empfohlen. PP-Fasern beeinflussen jedoch schon in geringer Menge das Frischbetonverhalten insbesondere des SVB in der Art, dass er seine selbstverdichtenden Eigenschaften verliert.

Dem für die Brandversuche verwendeten SVB konnten aus diesem Grund lediglich 0,5 kg PP-Fasern zugegeben werden.

4.9.5 Versuche

Die Versuchsbalken G20 und G21 wiesen nahezu die gleichen Querschnittsabmessungen auf. Ihre Abmessungen können Tabelle 4.1 entnommen werden. Die Bewehrungszeichnungen sind im Anhang in Bild 12.1 und Bild 12.2 dargestellt.

Parallel zu den Brandversuchen an den Balken wurden an Kleinproben die Druckfestigkeit und der Feuchtegehalt bestimmt. Die Lagerung der Kleinproben erfolgte am Bauteil, so dass die ermittelten Materialkennwerte denen der Balken am Versuchstag entsprechen. In Tabelle 4.3 sind die Ergebnisse der Kleinprobenuntersuchung zusammengestellt.

Zur Beurteilung des Brandverhaltens ist insbesondere der Feuchtegehalt von Interesse. Die Feuchtegehalte der Balken G20 und G21 lagen mit 4,1 und 4,5 % oberhalb des normalen Bereiches von Betonbauteilen im Gebäudeinneren von 1,8 % [10]. Das bedeutet, dass aufgrund des erhöhten Feuchtegehaltes in den Versuchen eine deutlich erhöhte Abplatzgefahr bestand.

Dem Balken G21 wurden zur Verbesserung des Abplatzverhaltens während einer Brandbeanspruchung, wie bereits erwähnt, 0,5 kg PP-Fasern (PB Eurofiber DURA-Fil) pro Kubikmeter Beton zugegeben, um dadurch einer Branddauer von 90 Minuten widerstehen zu können. Balken G20 enthielt keine PP-Fasern. Er sollte einer Brandbeanspruchung von 60 Minuten standhalten. Bild 4.84 zeigt die Lastanordnung während des Brandversuches. Der Temperaturanstieg im Brandofen erfolgte nach der Einheitstemperaturkurve (ETK).

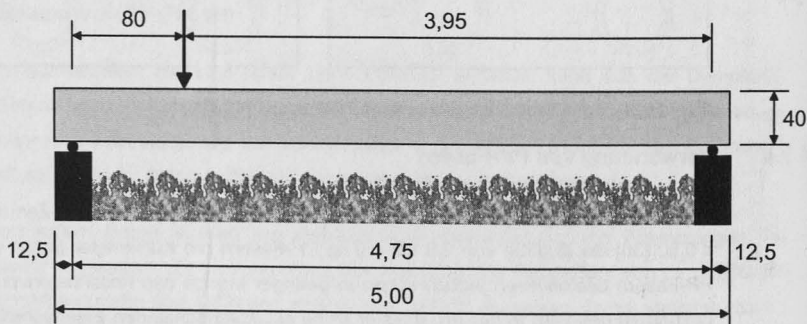


Bild 4.84: Lastanordnung während des Brandversuches

Die Größe der Last wurde so gewählt, dass die Querkraft der 1,0-fachen Gebrauchslast der Balken entsprach. Hinsichtlich der Biegebeanspruchung ergab sich für den Balken G20 die 0,50-fache Gebrauchslast und für den Balken G21 die 0,41-fache Gebrauchslast.

Während des Versuches wurden bei beiden Balken an ausgewählten Stellen die Verformungen gemessen. Zusätzlich dazu erfolgte bei Balken G21 in zwei Messquerschnitten die Bestimmung der Temperaturverteilung im Querschnitt.

Der Balken G20 wurde bereits als Balken G01 bis zur Biegetraglast beansprucht (siehe Abschnitt 4.3.2.1). Anschließend wurde er in Feldmitte auseinandergesägt, so dass seine neue Länge von 5,0 m der des Brandofens entsprach. Die Querkraftbeanspruchung im Brandversuch erfolgte so, dass die bereits durch den Biegetragversuch stark beanspruchten Bereiche des Balkens (siehe Anhang Bild 12.86) nicht erneut stark beansprucht wurden.

Während des Versuches kam es an dem Balken ohne PP-Fasern (G20) zwischen der 10. und 45. Minute zu starken Betonabplatzungen. Bei dem Balken mit PP-Fasern (G21) konnten dagegen kaum Abplatzungen festgestellt werden. Lediglich im Bereich der Lasteinleitung sowie an der Balkenunterseite kam es zu einigen Abplatzungen (siehe Bild 4.85).

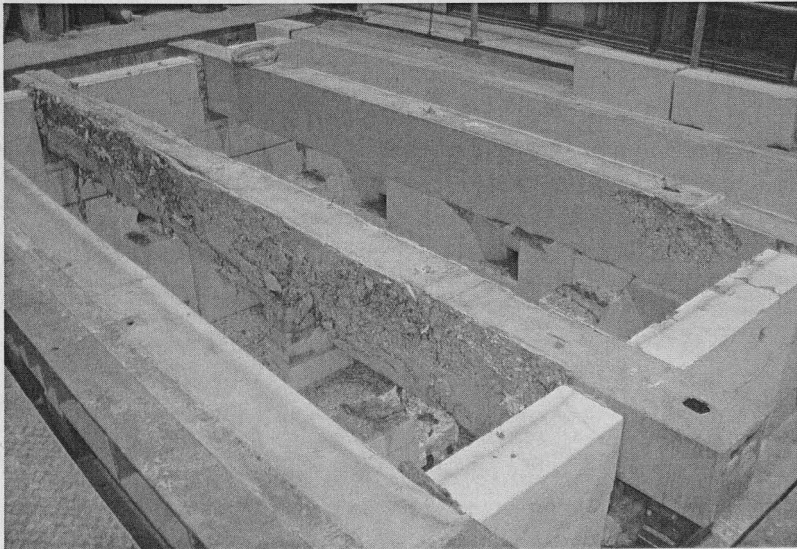


Bild 4.85: Balken G20 (vorn) und G21 (hinten) nach dem Brandversuch

Aus Bild 4.86 und Bild 4.87 wird ersichtlich, dass sich für den Balken ohne PP-Fasern mit einer ca. 33 % größeren Ausgangssteifigkeit deutlich größere Verformungen ergeben, da dieser infolge starker Abplatzungen einen erheblichen Anteil seiner Steifigkeit verliert. Trotzdem hat auch dieser Balken die Brandeinwirkung von 90 Minuten erfolgreich überstanden.

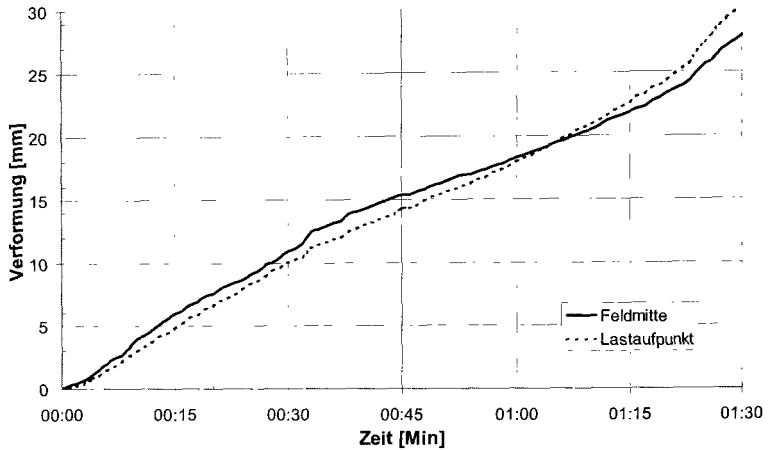


Bild 4.86: Verformungszunahme unter Brandbeanspruchung des Balkens G20

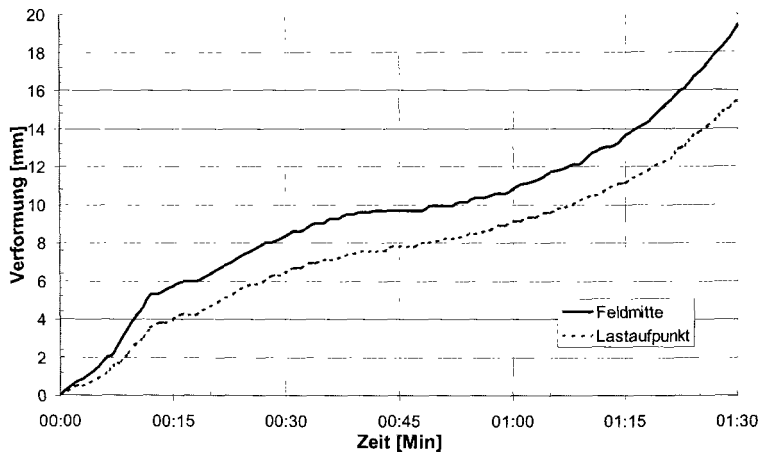


Bild 4.87: Verformungszunahme unter Brandbeanspruchung des Balkens G21

Bild 4.88 zeigt für den Balken G21 die Temperaturverteilung im Querschnitt in Feldmitte nach einer Brandbeanspruchungsdauer von 90 Minuten. Diese Temperaturverteilung ist vergleichbar mit der eines Betons mit Kalkgesteinskörnung ohne Stahlfaserzugabe [81]. Die Temperaturverteilungen nach 30 und 60 Minuten Brandbeanspruchungsdauer können Bild 12.145 bzw. Bild 12.146 des Anhangs entnommen werden.

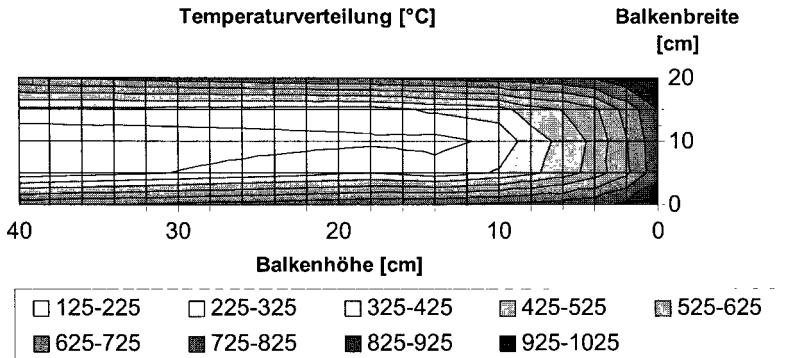


Bild 4.88: Temperaturverteilung im Balkenquerschnitt in Feldmitte nach 90 Minuten

Die Messung der Temperaturverteilung erfolgte über im Querschnitt angeordnete Messperlen. Zur Darstellung wurden die Temperaturen zwischen zwei Messstellen interpoliert bzw. zum Bauteilrand extrapoliert.

4.9.6 Feststellungen

Im Versuch konnten keine signifikanten Unterschiede des thermischen Verhaltens zwischen Stahlfaserbeton und Normalbeton festgestellt werden. Durch die Zugabe von Stahlfasern (40 kg/m^3) wird die Temperaturverteilung im Balkenquerschnitt demzufolge nahezu nicht beeinflusst.

Durch die Zugabe von PP-Fasern konnte das Abplatzverhalten deutlich verbessert werden. Daher wird empfohlen, Balken aus hochfestem Beton mit mindestens $0,5 \text{ kg PP-Fasern pro Kubikmeter Beton}$ herzustellen.

Für Balken, die aus einem Beton, der dem des Versuchsbalkens gleich, hergestellt wurden, kann mit Hilfe der Temperaturverteilung in Bild 4.88 sowie Bild 12.145 und Bild 12.146 des Anhangs die Temperatur der Spannlitzen abgeschätzt werden und nach [81] eine „Heißbemessung“ durchgeführt werden. Bei einer von der vom Versuchsbalken ab-

weichenden Bauteilgeometrie kann gegebenenfalls auf die Temperaturverteilungen in [81] zurückgegriffen werden.

Die durchgeführten Versuche reichen aber nicht aus, um weitergehende, allgemeingültige Aussagen über das Brandverhalten von Bauteilen aus hochfestem SVSFB zu tätigen. Für die Erstellung allgemeingültiger Bemessungsregeln für Balken aus Stahlfaserbeton sollten weitere Versuche durchgeführt werden.

4.10 Erfahrungen aus der Bauausführung

Die nachfolgend beschriebenen Balken wurden jeweils mit einer Zustimmung im Einzelfall als Tragglieder einer Dachkonstruktion bei sechs Bauvorhaben eingesetzt. Insgesamt wurden bislang (Stand: 28.08.2006) 3.130 Balken eingebaut. Insbesondere bei der Herstellung konnten dabei wertvolle Erfahrungen gesammelt werden, so dass die Bauvorhaben als weitere Untersuchungen angesehen werden können. Die dabei gewonnenen Erfahrungen werden nachfolgend beschrieben.

4.10.1 Ablassen der Vorspannkraft

Wird im Fertigteilwerk die Vorspannkraft auf die Balken abgelassen, so wölbt sich der Balken durch die Wirkung der unten liegenden Spannbewehrung nach oben. Das Eigengewicht der Balken wird dann nur an den Trägerenden auf die Schalung abgegeben (siehe Bild 4.89).

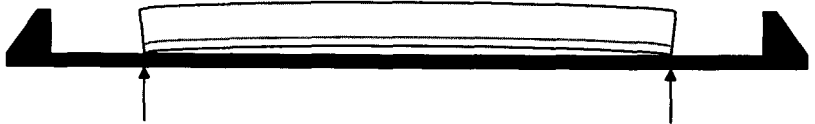


Bild 4.89: Aufwölbung der Balken beim Ablassen der Vorspannkraft

Bei einem großen Eigengewicht der Balken kann dies zu einer Beschädigung der Schalung führen. Balken mit großen Querschnittsabmessungen müssen daher vor dem Ablassen der Spannkraft angehoben werden, um eine Beschädigung der Schalung zu verhindern. Durch ein zu starkes Anheben, kann es jedoch an den Balken zu einer Rissbildung kommen. Bild 4.90 verdeutlicht die Ursache dieser Rissbildung.



Detail

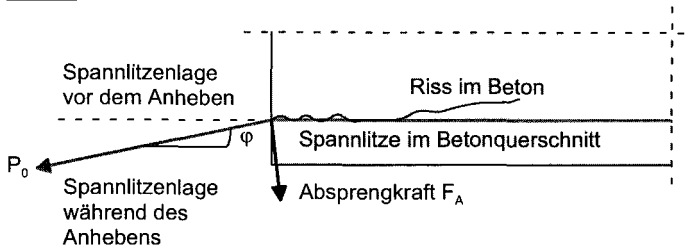


Bild 4.90: Schematische Erläuterung der Rissbildung durch überhöhtes Anheben

Aus Bild 4.90 wird deutlich, dass die Größe der Absprengkraft F_A von der Neigung φ der Spannlitzen sowie der Größe der Vorspannkraft P_0 abhängt. Die Neigung φ der Spannlitzen kann durch die Größe der Anhebung der Balken beeinflusst werden. So wird mit einem stärkeren Anheben der Balken die Neigung der Spannlitzen erhöht und es entsteht eine größere Absprengkraft. Die zulässige maximale Anhebung ist daher in Abhängigkeit der vor Ort herrschenden Verhältnisse für jede Balkenproduktion neu festzulegen, um eine Rissbildung zu verhindern. Balken, die durch ein zu starkes Anheben beschädigt wurden, dürfen nicht eingebaut werden, da bei ihnen die Gefahr eines Verankerungsbruches besteht.

4.10.2 Exzentrische Spannkrafteinleitung

Die Risse, die, wie in Abschnitt 4.7.3 beschrieben, infolge der exzentrischen Spannkrafteinleitung entstehen, stellen eine optische Beeinträchtigung dar. Bei der baupraktischen Anwendung hat sich gezeigt, dass viele Bauherren die dabei entstehenden Rissbreiten von bis zu 0,70 mm nicht akzeptieren. So wurde in einem Anwendungsfall (Balken G26 in Tabelle 4.4) die Rissbreite von 0,70 mm durch die Anordnung von zwei Bügeln $\varnothing 10$ mm auf $\leq 0,15$ mm reduziert. Auch bei den Balken G15 und G16 wurde eine Bügelbewehrung aus zwei Bügeln $\varnothing 8$ mm zur Beschränkung der Rissbreite angeordnet. In diesem Fall reduzierte sich die Rissbreite auf $\leq 0,10$ mm. Die Entscheidung, ob eine solche Bügelbewehrung erforderlich ist, ergibt sich aus den Anforderungen des jeweiligen Bauherrns und

kann mit Hilfe der Gl. (4.13) abgeschätzt werden. Aus technischen Gründen ist die Anordnung einer Bügelbewehrung infolge exzentrischer Spannkrafteinleitung jedoch nicht erforderlich!

4.10.3 Verzinkte Einbauteile

In Fertigteilspannbetonbalken werden häufig Einbauteile zur Befestigung kleinerer Lasten, wie Leuchten etc., angeordnet. Aus Gründen des Korrosionsschutzes werden diese Einbauteile meist verzinkt ausgeführt. Nach DIN 1045-1 Abschnitt 12.10 [33] müssen zwischen Spannritzen und verzinkten Bauteilen mindestens 20 mm Abstand vorhanden sein. Weiterhin darf keine metallische Verbindung bestehen. Bei der Verwendung von Stahlfaserbeton ist jedoch nicht auszuschließen, dass sich diese metallische Verbindung einstellt. Daher ist zumindest der Abstand von verzinkten Bauteilen zu den Spannritzen größer zu wählen als die größte Faserlänge. Damit wird der direkte Verbund der Spannritzen mit dem verzinkten Einbauteil verhindert.

Selbst bei der Wahl eines solch großen Abstandes, ist es jedoch nicht auszuschließen, dass durch eine ungünstige Aneinanderreihung von Stahlfasern der metallische Kontakt zwischen den verzinkten Einbauteilen und den Spannritzen hergestellt wird. Ob infolge eines solchen metallischen Kontaktes eine Korrosion der Spannritzen möglich ist, sollte in einem weiteren Versuchsprogramm erforscht werden. Da diese Fragestellung nicht im Rahmen dieser Arbeit beantwortet werden sollte, wurden hierzu vom Verfasser auch keine weiteren Untersuchungen durchgeführt.

4.10.4 Aussparungen in Druckstreben

Bei einem ausgeführten Bauvorhaben wurden in einigen Balken der Dachkonstruktion einer Lagerhalle große auflagernahe Aussparungen angeordnet, so dass die Ausbildung der letzten Druckstrebe beeinträchtigt wurde. In Bild 4.91 ist einer dieser Balken dargestellt.

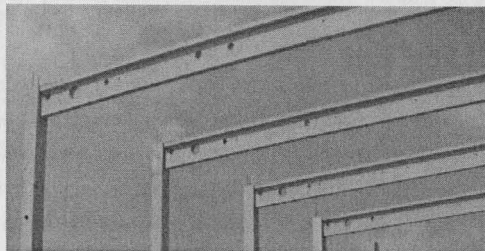


Bild 4.91: Ausführungsbalken mit großer auflagernahe Aussparung

Aufgrund der Versuchsergebnisse von Somes und Corley (siehe Abschnitt 2.2.2) musste angenommen werden, dass bei diesen Balken ohne eine zusätzliche Bewehrung im Bereich der auflagenahen, großen Aussparung die Tragfähigkeit des Ausführungsbalkens soweit geschwächt würde, dass eine Ausführung unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten nicht sinnvoll ist. Diese Balken wurden daher durch eine spezielle Bewehrung verstärkt.

4.11 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurde das umfangreiche Versuchsprogramm zur Beurteilung des Gebrauchs- und Tragverhaltens von Balken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Betonstahlbewehrung vorgestellt. Aus einigen Versuchsergebnissen ließen sich direkt Aussagen zum Gebrauchs- und Tragverhalten dieser Balken tätigen, andere wurden hauptsächlich als Datenbasis für eine umfangreiche FE-Parameterstudie (siehe Abschnitt 7) benötigt.

Die einzelnen Ergebnisse der Versuche wurden bereits am Ende eines jeden Unterabschnitts zusammengefasst, so dass an dieser Stelle auf eine weitere Wiederholung verzichtet wird. Auf eine wesentliche Erkenntnis, die bei den durchgeführten Versuchen gewonnen wurde, soll hier jedoch hingewiesen werden. Damit sich die Stahlfasern am Lastabtrag beteiligen können, muss bei Biege- oder Schubbeanspruchungen durch eine Beton- und Spannstahlbewehrung mindestens die freiwerdende Risskraft aufgenommen werden können. Bei Schubbeanspruchungen kann auch ohne eine Bügelbewehrung nach erfolgter Rissbildung die Einwirkung noch weiter gesteigert werden. Voraussetzung dafür ist jedoch, dass sich die Schubrisse bei Balken mit Rechteckquerschnitt aus Biegerissen entwickeln (siehe Bild 4.17) bzw. bei profilierten Balken zunächst eine Rissbildung im Steg (siehe Bild 4.23) erfolgt.

5 FEM und Modellierung des Materialverhaltens

In Abschnitt 4 wurde die Durchführung des umfangreichen Versuchsprogramms beschrieben. Da aufgrund des sehr großen Anwendungsspektrums von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Bewehrung die Versuchsergebnisse alleine jedoch nicht ausreichen, um einen allgemeingültigen Bemessungsansatz entwickeln zu können, sind noch weitergehende Untersuchungen erforderlich, die im Rahmen dieser Arbeit mit FE-Berechnungen durchgeführt werden sollen. Dafür wurde das EDV-Programm DIANA Version 8.1.2 der Firma TNO verwendet. Dieses Programm wurde hauptsächlich dazu entwickelt, um Bauteile mit nichtlinearem Materialverhalten, wie zum Beispiel Betonbauteile, hinsichtlich ihres Tragverhaltens untersuchen zu können. Insbesondere zur Modellierung des Werkstoffes Beton stehen zahlreiche Module zur Verfügung, mit denen das Materialverhalten auf Druck und Zug sowie das Einbinden einer Bewehrung (Beton- oder Spannstahl) erfolgen kann. Vor der Beschreibung des Materialverhaltens (siehe Abschnitt 5.2) werden einige wichtige Grundlagen von nichtlinearen Tragwerksberechnungen, sowie deren Umsetzung im FE-Programm DIANA, näher beschrieben.

5.1 Grundlagen nichtlinearer Tragwerksberechnungen

5.1.1 Risserfassung

Bei der Berechnung mit der Finite Element Methode (FEM) wird bei der Risserfassung zwischen diskreter und verschmierter Rissmethode unterschieden (siehe Bild 5.1). Bei der diskreten Rissmethode werden die Risse manuell eingegeben, das heißt, die Lage und Länge der Risse müssen aus Versuchen oder ingenieurmäßigen Überlegungen bekannt sein. Das Verhalten der diskreten Risse wird durch sogenannte Interface-Elemente bestimmt, die zwischen den Rissufern angeordnet werden. Bei Bauteilen mit sehr vielen Rissen führt die diskrete Rissmethode daher zu einem sehr großen Eingabe- und Berechnungsaufwand. Sie wird daher in der Regel nur zur Betrachtung eines lokalen Rissverhaltens eingesetzt.

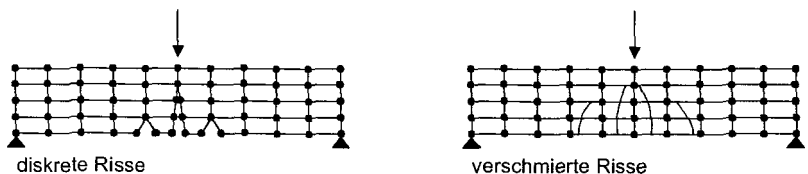


Bild 5.1: Diskrete und verschmierte Rissabbildung [117]

Wird statt des lokalen Rissverhaltens die globale Tragfähigkeit eines Bauteils untersucht, bietet sich dafür die verschmierte Rissmethode an. Dabei wird programmintern nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit die Elementsteifigkeit in Hauptzugsdehnungsrichtung mit dem Faktor μ reduziert (siehe Gl. (5.1)). Da im Rahmen dieser Arbeit vorrangig das globale Tragverhalten von Balken mit Aussparungen untersucht werden soll, wurde hier mit der verschmierten Rissmethode gearbeitet.

5.1.2 Rissausrichtung

Die Rissausrichtung in einem Element kann mit zwei Modellen beschrieben werden [14]. Beim fixierten Rissmodell (siehe Bild 5.2a) kann das FE-Programm rissübergreifende Kräfte berücksichtigen, während beim rotierten Rissmodell (siehe Bild 5.2b) der Riss schubfrei bleibt.

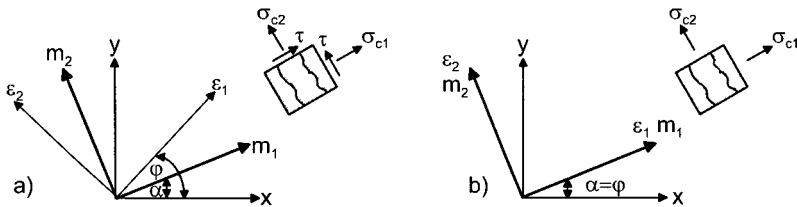


Bild 5.2: Modelle zur Rissausrichtung [14]

Beim fixierten Rissmodell (siehe Bild 5.2a) richtet sich das lokale Koordinatensystem in einem Element im ungerissenen Zustand in jedem Belastungsschritt nach den minimalen und maximalen Hauptspannungen aus. Nach dem erstmaligen Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons ist die erste Achse des lokalen Koordinatensystems orthogonal zum Riss für alle weiteren Belastungsschritte fixiert. Um diese feste Achse drehen sich die beiden anderen Achsen entsprechend den Hauptspannungen. Mit der Rissbildung in einer weiteren Richtung ist das lokale Koordinatensystem endgültig fixiert.

Beim rotierten Rissmodell (siehe Bild 5.2b) richtet sich das lokale Koordinatensystem auch nach erstmaliger Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons in jedem Belastungsschritt nach den Hauptdehnungen aus, das heißt, die Rissrichtung fällt stets mit der Hauptdehnung überein und die Risse bleiben schubfrei.

Görtz hat in seiner Arbeit [58] die beiden Modelle ausführlich hinsichtlich ihrer Eignung zur Berechnung von auf Schub beanspruchten Bauteilen untersucht. Dabei ergab sich mit dem rotierten Rissmodell ein zu duktiler Bauteilversagen. Auch bei den vom Verfasser dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen mit dem rotierten Rissmodell wurden

nicht akzeptable Abweichungen zu Versuchsergebnissen festgestellt. Daher wurde für die FE-Berechnungen im Folgenden das fixierte Rissmodell verwendet.

5.1.3 Rissreibung

Über einen geöffneten Riss kann, wie in Abschnitt 5.1.2 erwähnt, eine Schubkraftübertragung erfolgen [117]. Dieser Effekt wird im Folgenden als Rissreibung bezeichnet. Die Rissreibung lässt sich auf Kornverzahnung [97], Dübelwirkung der Längsbewehrung und „Vernähung“ durch die Stahlfasern zurückführen.

In der FE-Berechnung wird die Rissreibung beim fixierten Rissmodell über den Rissreibungsfaktor β berücksichtigt. Ist dieser Faktor $\beta = 1$, sind die Rissufer vollständig miteinander verzahnt und die gesamte Schubkraft wird über den Riss übertragen (siehe Bild 5.3). Bei einem Rissreibungsfaktor $\beta = 0$ sind die Rissflächen ideal glatt und der Reibbeiwert gleich null. Damit ist keine Schubkraftübertragung über den Riss möglich, das heißt, die Schubsteifigkeit ist null und das Element wird nicht verzerrt.

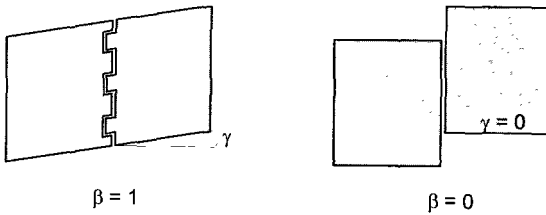


Bild 5.3: Extremwerte des Rissreibungsfaktors β [123]

Neben der in Abschnitt 5.1.1 beschriebenen Abminderung der Elementsteifigkeit orthogonal zum Riss nach erfolgter Rissbildung, beeinflusst somit auch die Rissreibung nach Gl. (5.1) die Steifigkeitsmatrix [123]. Aus Gründen der Vereinfachung ist hier nur die Steifigkeitsmatrix des ebenen Spannungszustandes dargestellt. Die darin enthaltenen Bezeichnungen werden in Bild 5.4 erläutert.

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_{nn} \\ \Delta\sigma_{tt} \\ \Delta\tau_{nt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\mu \cdot E}{(1-\nu^2) \cdot \mu} & \frac{\nu \cdot \mu \cdot E}{(1-\nu^2) \cdot \mu} & 0 \\ \frac{\nu \cdot \mu \cdot E}{(1-\nu^2) \cdot \mu} & E & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\beta \cdot E}{2 \cdot (1+\nu)} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta\varepsilon_{nn} \\ \Delta\varepsilon_{tt} \\ \Delta\gamma_{nt} \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

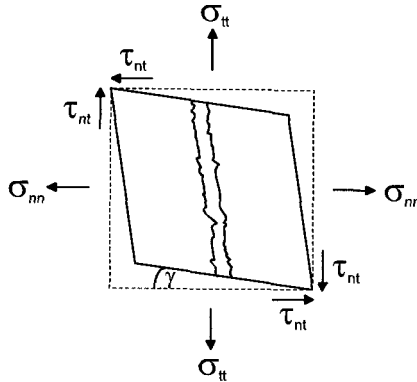


Bild 5.4: Bezeichnungen der Steifigkeitsmatrix des ebenen Spannungszustandes gemäß Gl. (5.1)

Die zuvor aufgeführten Betrachtungen verdeutlichen den Einfluss der Rissreibung auf das Ergebnis von FE-Berechnungen bei Schubbeanspruchungen. Da dem Verfasser keine Literaturangaben zur Größe des Rissreibungsfaktors von Stahlfaserbeton bekannt sind, wurde der Rissreibungsfaktor anhand der Nachrechnung von Versuchen selbst bestimmt. Dazu wurden die Schubversuche von Rosenbusch [105] verwendet. In Abhängigkeit von der Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons bei Verformung 2 wurden die Rissreibungsfaktoren nach Bild 5.5 bestimmt. Die ausführliche Beschreibung der Nachrechnung der Versuche von Rosenbusch kann Abschnitt 6.2 entnommen werden.

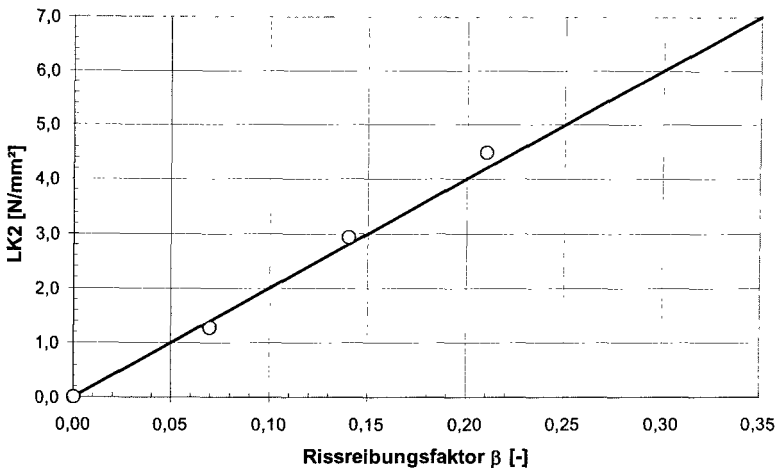


Bild 5.5: Rissreibungsfaktor β in Abhängigkeit von der Leistungsklasse des Stahlfaserbetons bei Verformung 2

Bild 5.5 gibt in Abhängigkeit von der Leistungsklasse des Stahlfaserbetons lediglich einen festen Rissreibungsfaktor an. Wie Bild 5.3 veranschaulicht, ist er jedoch von der Rissöffnung abhängig und somit veränderlich. Die Verwendung eines konstanten Rissreibungsfaktors stellt nach Walraven und Keuser [123] jedoch das gängige Vorgehen bei FE-Berechnungen dar, so dass dies auch im Rahmen der durchgeführten FE-Berechnungen erfolgte.

5.1.4 „Shear locking“

Hauptsächlich auf Biegung beanspruchte Bauteile werden mit FE-Programmen in der Regel sehr gut abgebildet. Bei Schubbeanspruchungen kann es, durch den sogenannten „Shear locking“ Effekt, zu Fehlern bei der FE-Berechnungen kommen, da aufgrund von Winkelabweichungen zwischen Elementkante und Rissrichtung die Schubsteifigkeit der Elemente falsch berechnet wird. Das FE-Programm DIANA stellt diverse Elemente zur Verfügung, mit denen Bauteile modelliert werden können. Bei einigen 1-D und 2-D Elementen besteht nach [32] die Gefahr des „shear locking“, kann aber durch die Wahl einer entsprechenden Anzahl von Integrationspunkten vermieden werden. Bei 3-D Elementen tritt in DIANA kein „shear locking“ Effekt auf [32].

5.1.5 Elementierung

Die berechneten Betonbauteile wurden mit 4-Knoten Volumenelementen abgebildet (siehe Bild 5.6), welche sich besonders zur Modellierung von Balken mit Vouten, Querschnittsprüngen und Aussparungen eignen. Die Ansatzfunktion der Balkenelemente ist in allen Koordinatenrichtungen linear. Die eingelegte Bewehrung wurde über Stabelemente modelliert, die beliebig in den Betonelementen angeordnet werden können. Die Ansatzfunktion der Bewehrungselemente ist ebenfalls linear. Beim Spannstahl wird eine Vorspannung auf das Element berücksichtigt.

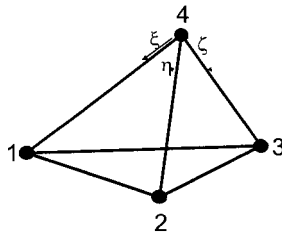


Bild 5.6: Verwendetes Volumenelement TE12L [32]

Wie Bild 5.6 zeigt, handelt es sich bei dem verwendeten Element TE12L um ein dreidimensionales Element, das heißt, die untersuchten Balken wurden als 3-D Strukturen mo-

delliert. Dies hat den Vorteil, dass sich mit diesem Modell auch Beanspruchungen wie Torsion berechnen lassen.

Bei der Wahl der Elementgröße muss unterschieden werden, ob zur Beschreibung des Materialverhaltens Spannungs-Verformungs- oder Spannungs-Dehnungs-Beziehungen verwendet werden. Spannungs-Verformungs-Beziehungen weisen den Vorteil auf, dass das Berechnungsergebnis unabhängig von der gewählten Elementgröße ist. Das FE-Programm DIANA bietet jedoch nur für faserlosen Beton vorgefertigte Spannungs-Verformungs-Beziehungen auf bruchenergetischer Basis [32]. Für Stahlfaserbeton hätte daher eine Spannungs-Verformungs-Beziehung programmiert werden müssen. Da dies sehr aufwendig ist, wurde zur Beschreibung des Materialverhaltens des Stahlfaserbetons auf der Zugseite auf eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung zurückgegriffen.

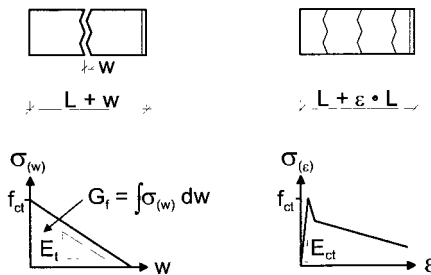


Bild 5.7: Einfluss der Elementgröße auf das Berechnungsergebnis [73]

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_{ct}} + \frac{w}{L} \cong \frac{w}{L} \quad [73] \quad (5.2)$$

Spannungs-Dehnungs-Beziehungen weisen jedoch, wie Bild 5.7 und Gl. (5.2) zeigen, den Nachteil auf, dass die Berechnungsergebnisse von der gewählten Elementgröße abhängig sind. Dabei gilt generell, je kleiner die Elemente sind, desto besser ist das berechnete Ergebnis. Allerdings steigt mit wachsender Elementzahl die erforderliche Rechenzeit quadratisch an. Daher muss ein Kompromiss zwischen Genauigkeit und Berechnungsaufwand gefunden werden. Weiterhin erläutert Hobst in [74], dass sich mit einer Verfeinerung des Elementnetzes die „Genauigkeit“ nicht beliebig steigern lässt. Aus diesem Grund wurde in dieser Arbeit die Elementgröße im Verhältnis zur Bauteilgröße (siehe unten) gewählt.

Hemmy et. al. [72] empfehlen, dass die Elementgröße möglichst der Rissbandlänge entsprechen, aber auf keinen Fall kleiner sein sollte. Hariri gibt in [65] unter anderem in Ab-

hängigkeit von der Probengröße, Größtkorn und Betondruckfestigkeit Rissbandlängen zwischen 4 und 16 cm an.

Durch Vergleichsrechnungen hinsichtlich der Ergebnisgenauigkeit konnte daher, wie bereits erwähnt, die Elementgröße in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe festgelegt werden. Dabei haben sich Elementgrößen von 5 bis 15 cm, dies entspricht einem Verhältnis Elementlänge (h_{ele}) zu Bauteilhöhe (h) von 0,06 bis 0,10, als geeignet erwiesen. Zur Absicherung dieser Elementgrößenwahl wurden bei den Versuchsbalken die Elementgrößen innerhalb dieser Grenzen variiert.

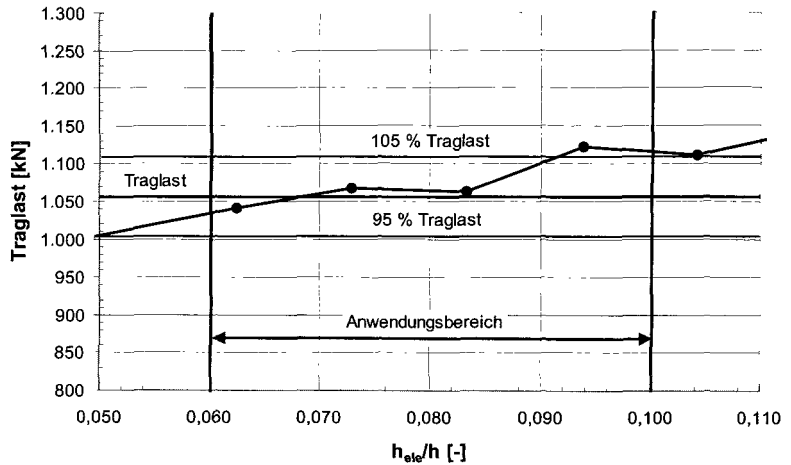


Bild 5.8: Einfluss der Elementgröße auf das Berechnungsergebnis

Bild 5.8 zeigt beispielhaft für Balken G14 den Einfluss der auf die Bauteilhöhe bezogenen Elementgröße. Es wird deutlich, dass die Berechnungsergebnisse in einer Streuzone von ca. $\pm 5\%$ um die Versuchstraglast schwanken. Das heißt, dass die Elementgröße (Elementkantenlänge) im Bereich zwischen $0,06 \cdot h$ und $0,10 \cdot h$ keinen signifikanten Einfluss auf das Ergebnis der FE-Berechnungen aufweist.

5.1.6 Modellierung

Bei den untersuchten Bauteilen handelt es sich um achssymmetrische Einfeldbalken. Um den Berechnungsaufwand zu reduzieren, wurden die Balken daher als Viertelmodell (grau hinterlegt in Bild 5.9) modelliert.

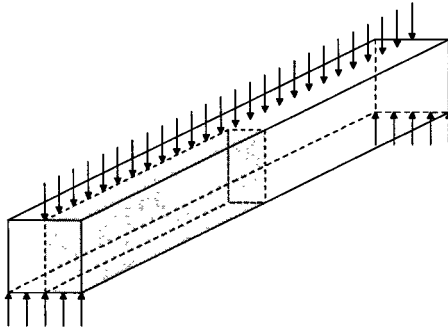


Bild 5.9: Schematische Darstellung des Viertelmodells für die FE-Berechnungen

5.1.7 Lösungsalgorithmen - Iterationen

Infolge der nichtlinearen Materialgesetze muss der nächste Gleichgewichtszustand iterativ aus dem vorherigen bestimmt werden. Die Berechnung der untersuchten Balken (Abschnitte 6 und 7) erfolgte mit dem Iterationsverfahren nach Newton-Raphson [32]. Dabei ist zwischen der spannungs- und dehnungsgesteuerten Iteration zu unterscheiden. Der Ablauf der beiden Iterationen ist im Anhang in Bild 12.148 dargestellt. Bild 5.10 veranschaulicht die spannungsgesteuerte Iteration nach Newton-Raphson. Die dehnungsgesteuerte Iteration erfolgt analog.

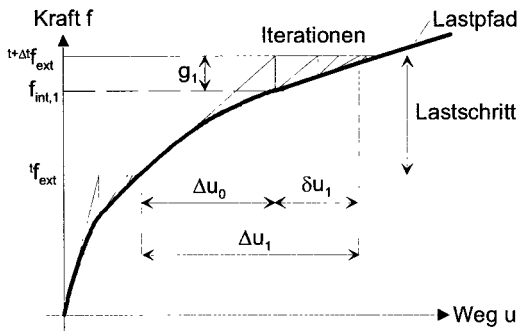


Bild 5.10: Spannungsgesteuerte Newton-Raphson Iteration [32]

Vorteil der dehnungsgesteuerten Iteration ist, dass auch der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungslinie mit berechnet werden kann. Dies ist bei der spannungsgesteuerten Iteration nicht möglich, da dabei stets die aufgebrachte Beanspruchung gesteigert wird. Nach Erreichen der Höchstspannung (Traglast) wird bei der spannungsgesteuerten Iteration keine Konvergenz mehr erzielt. Bei der Versuchsnachrechnung (siehe Abschnitt 6)

erfolgte die Iteration daher dehnungsgesteuert, um auch das Nachbruchverhalten mit erfassen zu können. Nachteilig bei dieser Iteration ist jedoch, dass die Eingabe des Lastfall-Vorspannung sehr aufwendig ist. Daher erfolgte im Rahmen der FE-Parameterstudie (Abschnitt 7) die Iteration spannungsgesteuert, da hier nur die Traglast bestimmt und das Nachbruchverhalten der Balken nicht näher untersucht werden sollte. Zur Verbesserung des Konvergenzverhaltens des Lösungsalgorithmus wurde das mathematische Verfahren „Line-Search“ verwendet, dessen Hintergründe von Pravida in [100] beschrieben werden.

Bei der Parameterstudie wurde bei einigen Balken der sogenannte Algorithmus „Arc-Length-Control“ verwendet. Dieser Algorithmus beeinflusst die Größe der Berechnungsschritte (siehe Bild 12.148 des Anhangs). Mit Abnahme der Systemsteifigkeit reduziert sich die Größe der je Berechnungsschritt neu aufgebrachten externen Kraft. Auf diese Weise wird die Traglast eines Balkens sehr genau bestimmt. Da die „Arc-Length-Control“ zum Teil mehr Rechenzeit und Festplattenspeicherplatz erfordert, wurde sie nur in Ausnahmefällen verwendet.

Für die Kontrolle, ob bei einer Iteration Gleichgewicht erzielt wurde, werden Konvergenzkriterien benötigt. Das FE-Programm DIANA arbeitet mit Verschiebungs-, Kräften- und Energiekriterien. Als Größenordnung für diese drei Kriterien wurden die Standardwerte des Programms, die auch nahezu den Angaben von Stempniewski und Eibl in [117] entsprechen, beibehalten.

Eine Berechnungsanweisung für das FE-Programm ist im Anhang Abschnitt 12.5.5 angegeben.

5.2 Materialverhalten

Im Rahmen dieser Arbeit wurden nur zwei Materialien verwendet, Stahlfaserbeton und Bewehrung. Ihr Materialverhalten wird nachfolgend eingehend beschrieben.

5.2.1 Stahlfaserbeton

5.2.1.1 Betondruckbereich

Beton weist bis ca. 40 % seiner Druckfestigkeit ein annähernd linearelastisches Materialverhalten auf. Danach führen Mikrorisse und deren Wachstum zu einem überproportionalen Anwachsen der Stauchungen. Nach Erreichen der maximalen Druckfestigkeit weist Beton noch eine Resttragfähigkeit auf (siehe Bild 5.11). Zur Beschreibung dieses nichtlinearen Materialverhaltens des Betons auf Druck wurde für hochfeste Betone auf das

Modell von Thorenfeldt [32] zurückgegriffen, während für normalfeste Betone aufgrund ihrer völligeren Arbeitslinie ein parabolischer Ansatz verwendet wurde. Der Verlauf der Spannungsdehnungslinie (siehe Bild 5.11) wird dabei für das Thorenfeldt-Modell dimensionsgebunden aus dem E-Modul und der Druckfestigkeit des Betons berechnet. Für den parabolischen Ansatz wird zusätzlich noch die Bruchenergie benötigt.

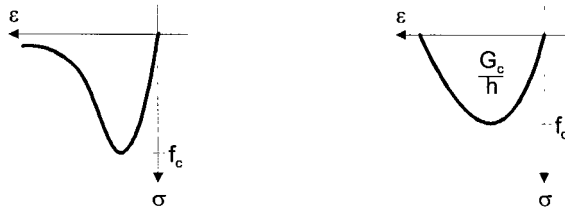


Bild 5.11: Links: Thorenfeldt-Modell für hohe Betondruckfestigkeiten und rechts: parabolischer Ansatz für kleine Betondruckfestigkeiten [32]

Das Modell von Thorenfeldt sowie der parabolische Ansatz beschreiben lediglich das einaxiale Tragverhalten des Betons. Daher wurde das Ansteigen der Druckfestigkeit des Betons durch Querdehnbehinderung (siehe Bild 5.12) bei den FE-Berechnungen (siehe Abschnitte 6 und 7) durch den Ansatz von Selby und Vecchio [32] erfasst.

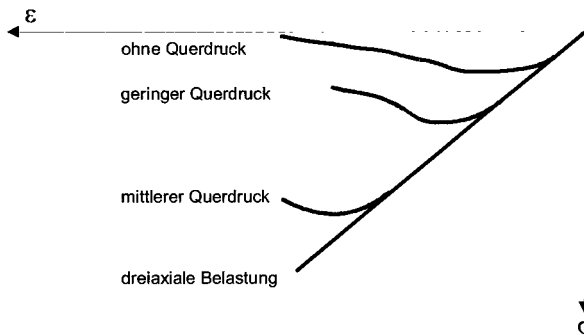


Bild 5.12: Einfluss von Querdehnbehinderung/Querdruck auf die Betondruckfestigkeit [32]

Durch Längsrissbildung infolge Querkzugbeanspruchung hingegen sinkt die einaxiale Druckfestigkeit des Betons ab (siehe Bild 5.13). In Heft 525 Abschnitt 9.1.7 des DAfStb [25] wird angegeben, dass mit steigendem Querkzug die aufnehmbaren Druckspannungen deutlich absinken. Da eine Abminderung der aufnehmbaren Druckspannung in Abhängigkeit der Querspannungen für eine einfache Bemessung viel zu aufwendig ist, sieht die DIN 1045-1 für diesen Fall einen konstanten Abminderungsfaktor von 0,75 vor. In einer FE-Berechnung sind die auftretenden Dehnungen stets bekannt, so dass eine Abminderung der aufnehmbaren Betondruckspannung in Abhängigkeit vom Querkzug erfolgen

kann. Dies wurde bei den FE-Berechnungen durch den Ansatz von Vecchio und Collins [120] berücksichtigt, bei dem in Abhängigkeit des Verhältnisses der Hauptzugdehnungen ε_1 zum Höchstwert der Hauptdruckdehnungen ε_{c1} nach DIN 1045-1 die Druckspannung σ_c durch den Abminderungsfaktor β_{acr} (siehe Bild 5.14) reduziert wird.

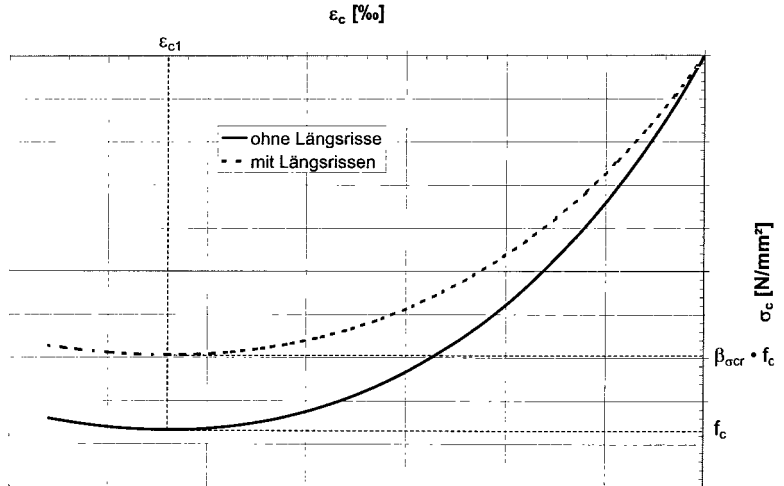


Bild 5.13: Qualitativer Einfluss von Längsrissen auf die Betondruckfestigkeit

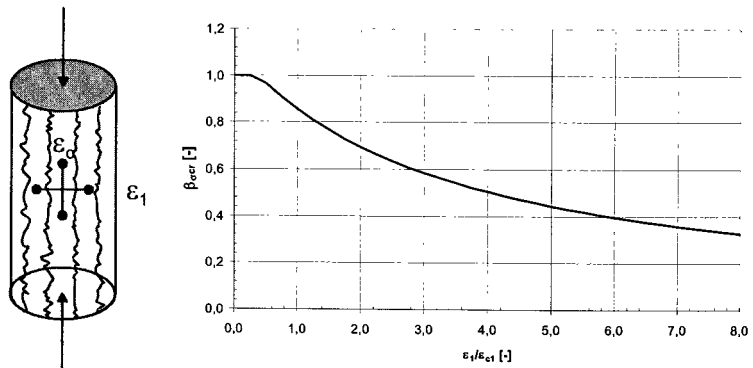


Bild 5.14: Abminderungsfaktor β_{acr} für die Betondruckfestigkeit infolge Längsrissen

Anhand eigener Versuche wurde das Tragverhalten von auf Druck beanspruchten Zylindern ($h / \varnothing = 30 / 15$ cm) aus C50/60 und SCC60/75 untersucht und anschließend mit den vorab beschriebenen Berechnungsansätzen nachgerechnet. Wie Bild 5.15 zeigt, stimmen die FE-Berechnungen sehr gut mit den Versuchsergebnissen überein. Ähnlich

gute Übereinstimmungen mit Versuchsergebnissen bei hochfestem Beton unter Berücksichtigung des Ansatzes von Thorenfeldt werden auch von Vecchio und Collins in [120] beschrieben.

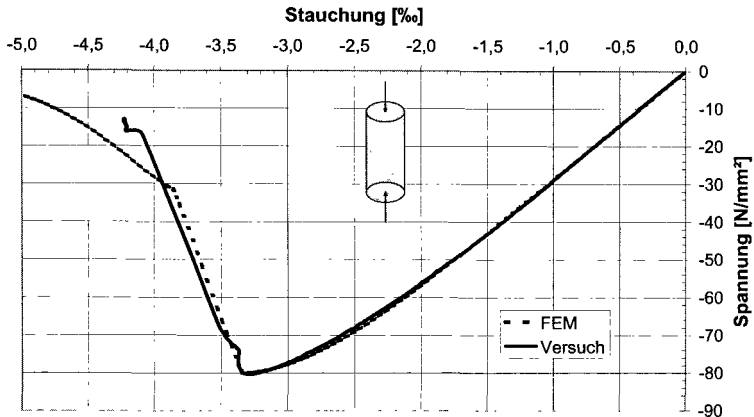


Bild 5.15: Beton SCC60/75 im Druckbereich nach FE-Berechnung im Vergleich zu Versuchsergebnissen

Eine Nachrechnung von eigenen Versuchen aus einem Beton C50/60 bei der ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung erzielt wurde, kann dem Anhang Abschnitt 12.4.1 entnommen werden.

5.2.1.2 Betonzugbereich

Ein wesentliches Merkmal von Stahlfaserbeton ist seine Nachrisszugfestigkeit (siehe Abschnitt 3.2.3.2). Die Messung der Faserorientierung in Abschnitt 4.8 hat gezeigt, dass die Orientierung der Fasern in den drei Raumrichtungen ungleichmäßig verteilt sein kann, und somit auch die Nachrissbiegezugfestigkeit. Daher sollte auch im FE-Programm für jede Raumachse eine eigene Spannungs-Dehnungslinie berücksichtigt werden. Das für die FE-Berechnungen verwendete Programm DIANA bietet derzeit dafür jedoch keine Möglichkeit. Daher wurde im Nachrissbereich der Spannungs-Dehnungslinie gemäß der in Abschnitt 4.8.3.3 gewonnenen Erkenntnisse eine auf 50 % reduzierte Nachrisszugfestigkeit angesetzt.

Das Materialverhalten des Stahlfaserbetons lässt sich daher am besten mit einem multiliniaren Ansatz beschreiben (siehe Bild 5.16). Bis zum Reißen des Stahlfaserbetons (σ_1 , ε_1 in Bild 5.16) wird vom FE-Programm der gleiche E-Modul wie für den Betondruckbereich verwendet. Die Beschreibung des Nachrissbereiches erfolgt durch weitere vorzuziehende Spannungs-Dehnungs-Punkte (σ_2 , ε_2 bis σ_n , ε_n).

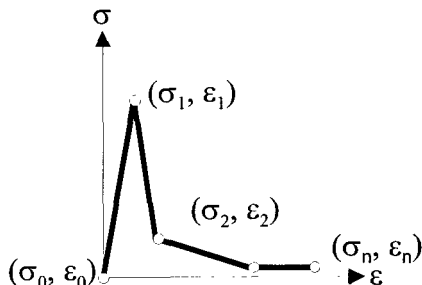


Bild 5.16: Multilinearer Ansatz für Zugbeanspruchungen

Die einzelnen Punkte dieser Spannungs-Dehnungslinie wurden nach dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [27] (siehe Abschnitt 3.2.3.2 und Bild 5.17) festgelegt. Zusätzlich wurden die zentrischen Nachrisszugfestigkeiten zur Berücksichtigung der Faserorientierung gemäß Abschnitt 4.8.3.3 Gl. (4.19) abgemindert. Weiterhin wurde die Arbeitslinie der Richtlinie über die rechnerische Grenzdehnung ϵ_{11}^f linear verlängert, bis die Spannung σ_{ct}^f auf null abgefallen ist, um die Versuchsnachrechnung auch für sehr große Dehnungen ermöglichen zu können (siehe Bild 5.17).

Im Zuge der Tragfähigkeitsberechnungen wurde bei jeder FE-Berechnung die Betondehnung kontrolliert. Bei Überschreiten der rechnerisch zulässigen Dehnung von 25‰ wurde der rechnerische Traglastzustand gemäß des Entwurfs der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [27] erreicht, und die Berechnung daher abgebrochen.

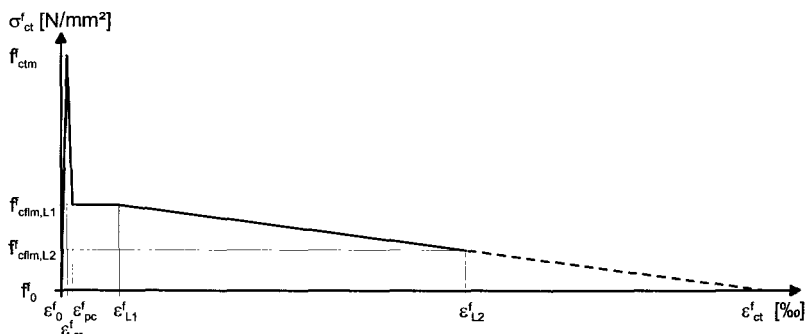


Bild 5.17: Arbeitslinie des Stahlfaserbetons im Zugbereich

Zur Überprüfung der in Bild 5.17 dargestellten Arbeitslinie des Stahlfaserbetons im Zugbereich wurden Versuche an Biegebalken (15 • 15 • 70 cm, siehe Bild 3.4) nachgerech-

net. Auf eine Abminderung der Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons, wie in Abschnitt 4.8.3.3 beschrieben, musste dabei verzichtet werden.

Die Prüfung und die Abmessungen der Biegebalken entsprachen den Vorgaben des Entwurfs der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [27]. Die erzielten Ergebnisse der FE-Nachrechnung wurden anschließend mit den Versuchsergebnissen verglichen. Bild 5.18 zeigt beispielhaft für einen C50/60 L2,8/2,0 den Vergleich zwischen dem Ergebnis der FE-Berechnung und dem Versuchsergebnis. Dabei wurde eine sehr gute Übereinstimmung erzielt.

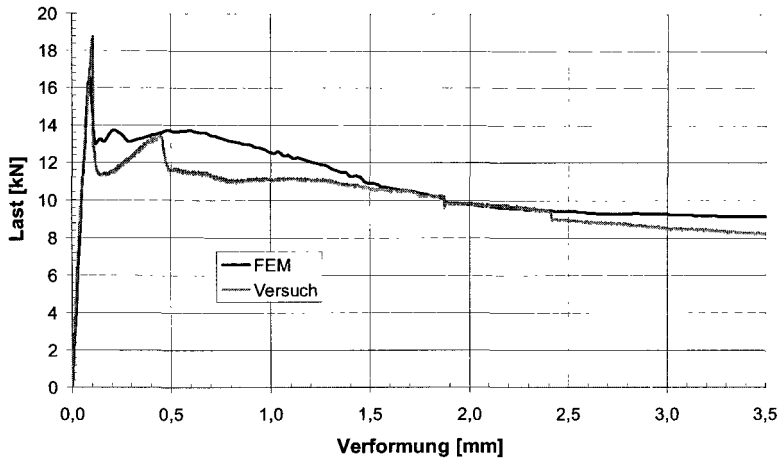


Bild 5.18: Vergleich Versuch und FE-Berechnung für C50/60 L2,8/2,0

Nach dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ gilt der Berechnungsansatz mit dem Faktor β für die Umrechnung der Nachrissbiegezugfestigkeiten in zentrische Nachrissbiegezugfestigkeiten nur bis zu einem Verhältnis von $f'_{cfm,L2} / f'_{cfm,L1} \geq 0,7$. Vom Verfasser dieser Arbeit wird in [118] ein Ansatz vorgestellt, mit dem auch für kleinere Verhältnisse von $f'_{cfm,L2} / f'_{cfm,L1}$ als 0,7 die zentrischen Nachrisszugfestigkeiten aus den Biegezugfestigkeiten berechnet werden können. Weiterhin kann aus Bild 5.19 die rechnerische Grenzdehnung für nichtlineare Berechnungen und für die Querschnittstragfähigkeit bestimmt werden.

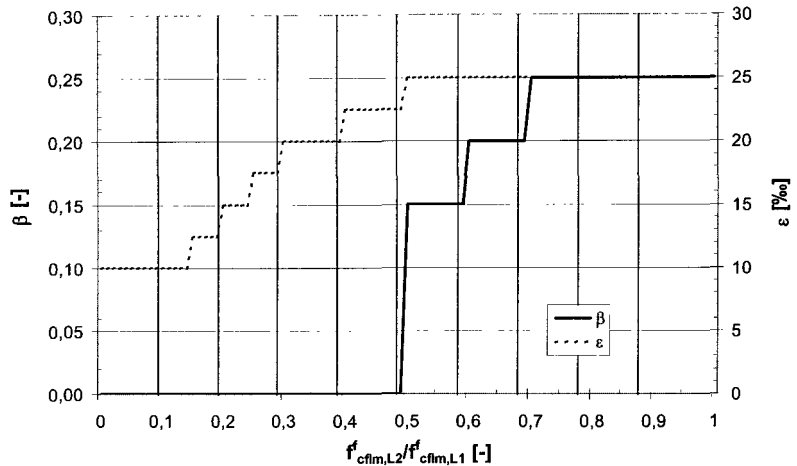


Bild 5.19: Diagramm zur Bestimmung der Faktoren zur Ermittlung der Arbeitslinie des Stahlfaserbetons im Zugbereich

Mit diesem Ansatz wurden ebenfalls Biegebalken nachgerechnet. Wie Bild 12.152 des Anhangs zeigt, wurde auch dabei eine sehr gute Übereinstimmung erzielt.

Im Rahmen der FE-Berechnungen wurden auch einige Bauteile ohne Stahlfasern untersucht. Bei diesen Bauteilen wurde auf der Zugseite der Ansatz von Hordijk [32] gewählt, bei dem aus der Zugfestigkeit und der Bruchenergie die Arbeitslinie im Zugbereich berechnet wird. Da hier im Wesentlichen die Berechnung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton behandelt wird, wird auf diesen Ansatz an dieser Stelle nicht weiter eingegangen.

5.2.1.3 Querdehnung

Zusätzlich zur Dehnung in Lastrichtung (Längsdehnung ϵ_l) tritt immer auch eine Dehnung quer zur Lastrichtung auf (Querdehnung ϵ_q). Das Verhältnis der Querdehnung zur Längsdehnung (siehe Gl. (5.3)) wird als Querdehnzahl oder Poisson-Zahl bezeichnet.

$$\nu = \frac{\epsilon_q}{\epsilon_l} \tag{5.3}$$

Das Heft 525 des DAfStb [25] gibt als Querdehnzahl einen konstanten Wert von 0,2 an. Dieser Wert wurde daher auch für die FE-Berechnungen verwendet. Diese Annahme ist bekanntlich nicht korrekt, da insbesondere bei Erreichen der betragsmäßig größten Betondruckspannung die Querdehnzahl stark ansteigt. Dies wurde auch bei den selbst durchgeführten Versuchen an Zylindern aus einem Beton C50/60 festgestellt (siehe Bild 5.20).

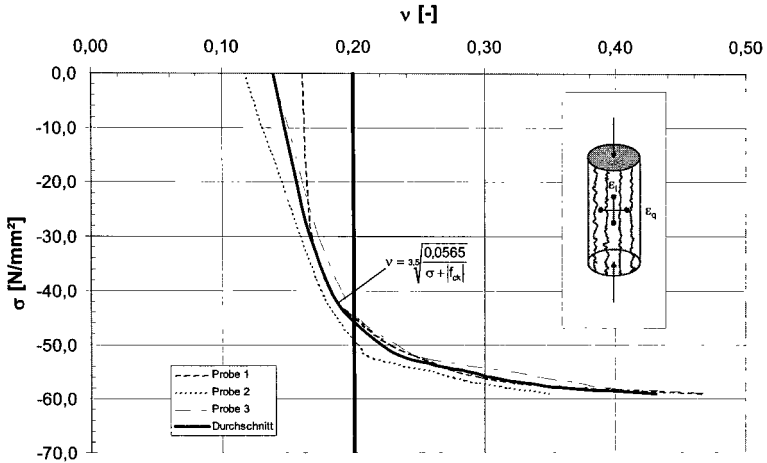


Bild 5.20: Spannungs-Querdehnungs-Beziehung

Im Versuch ergab sich für den untersuchten Beton C50/60 eine Querdehnzahl nach Gl. (5.4).

$$\nu = 3,5 \sqrt{\frac{0,0565}{\sigma + |f_{ck}|}} \quad (5.4)$$

Da der Einfluss der Querdehnung bei den untersuchten stabförmigen Bauteilen von untergeordneter Bedeutung ist, wirkt sich jedoch die Annahme einer konstanten Querdehnzahl von $\nu = 0,2$ kaum auf die Größe der Ergebnisse der FE-Berechnungen aus.

5.2.1.4 Langzeitverhalten

Die Materialfestigkeiten (Druck und Zug) von Beton nehmen bei Langzeitbeanspruchungen ab [107]. Die in Bild 5.15 und Bild 5.17 dargestellten Arbeitslinien des Betons bei Druck- bzw. Zugbeanspruchung wurden jedoch aus Kurzzeitversuchen abgeleitet. Zur Beurteilung des Tragverhaltens müssen aber traglastreduzierende Langzeiteffekte mit berücksichtigt werden. Für die FE-Berechnungen wird die Druckfestigkeit gemäß DIN 1045-1 Abschnitt 9.1.6 [33] mit dem Faktor $\alpha = 0,85$ reduziert. Die Nachrisszugfestigkeit muss infolge Langzeitbeanspruchungen ebenfalls um den gleichen Faktor abgemindert werden. Diese Abminderung wurde jedoch bereits bei der Berücksichtigung der Faserorientierung angerechnet (siehe Abschnitt 4.8.3.3 Gl. (4.19), so dass an dieser Stelle auf eine erneute Abminderung verzichtet werden kann.

Durch Kriechen und Schwinden wird unter anderem die Vorspannkraft, die auf die Balken einwirkt, reduziert. Zur Abschätzung der Größe der Verluste aus Kriechen und Schwinden wurden dem Verfasser von Fertigteilwerken statische Berechnungen zur Verfügung gestellt, deren Auswertung einen durchschnittlichen Verlust der Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ von etwa 14 % (beinhaltet auch die Relaxation des Spannstahls) ergab. Mit diesem Wert wurde daher zur Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden im Rahmen der FE-Parameterstudie (siehe Abschnitt 7) die Vorspannkraft abgemindert. Im Zuge der Nachrechnung von Versuchen (siehe Abschnitt 6) wurden für die Verluste aus Kriechen und Schwinden unter Berücksichtigung der Lagerung und der Zeit zwischen Herstellung und Versuch zum Teil auch geringere Werte angenommen.

5.2.1.5 Materialdatensatz

Der für die FE-Berechnungen verwendete Materialdatensatz ist für Stahlfaserbeton im Anhang Abschnitt 12.5.1 und für Beton im Abschnitt 12.5.2 angegeben. Dort sind die Mittelwerte der Materialkennwerte aufgeführt. Die Verwendung von Mittelwerten für nichtlineare Berechnungen wird im Abschnitt 8.1 näher erläutert.

5.2.2 Bewehrung

Bild 5.21 zeigt drei Möglichkeiten zur Modellierung von Bewehrung. Die Bewehrung kann verschmiert, eingefügt oder diskret abgebildet werden. Alle diese drei Ansätze werden von dem FE-Programm DIANA unterstützt.

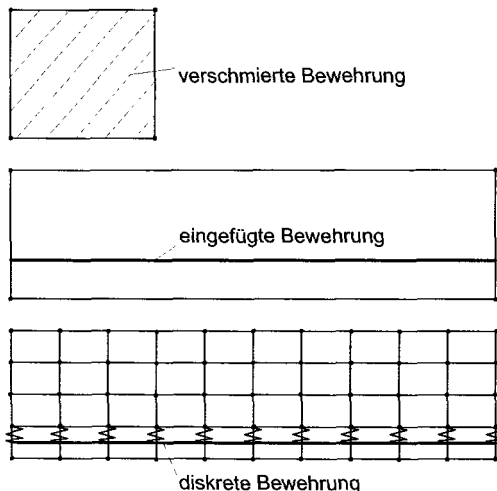


Bild 5.21: Möglichkeiten zur Modellierung von Bewehrung [117]

Die verschmierte Bewehrung bietet sich insbesondere für die Modellierung einer Schubbewehrung an. Da bei der vorliegenden Arbeit nur Bauteile ohne Schubbewehrung untersucht wurden, kam diese Art der Abbildung einer Bewehrung nicht zur Anwendung.

Bei der eingefügten und diskreten Abbildung wird die Bewehrung über eindimensionale Elemente modelliert. Bei der eingefügten Bewehrung herrscht starrer Verbund zwischen Beton und Bewehrung. Bei der diskreten Bewehrung hingegen wird durch sogenannte Interface Elemente der Verbund zwischen Beton und Bewehrung exakt simuliert. Die beiden Arten des Verbundes zwischen Beton und Bewehrung werden im Abschnitt 5.2.2.2 erläutert.

5.2.2.1 Arbeitslinie

Der Bewehrungsstahl (Beton- oder Spannstahl) wird durch eine idealisierte, bilineare Spannungs-Dehnungslinie gemäß Bild 5.22 erfasst, die auch die Verfestigung des Stahls nach Überschreiten der Fließgrenze berücksichtigt. Die rechnerische Grenzdehnung ϵ_u ergibt sich nach DIN 1045-1 [33] für den Betonstahl zu 25 ‰ und für den Spannstahl zu 25 ‰ zuzüglich der Vordehnung des Spannstahls.

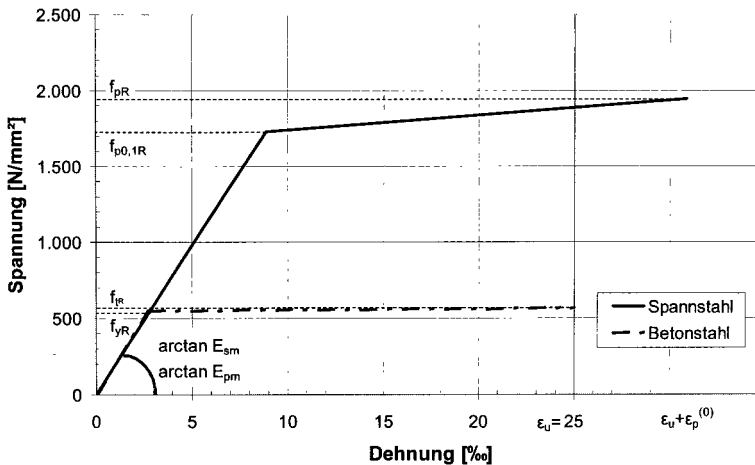


Bild 5.22: Spannungs-Dehnungslinie der Bewehrung (Beton- und Spannstahl)

Die Materialeigenschaften der Bewehrung (Beton- und Spannstahl) sollen im Rahmen dieser Arbeit nicht variiert werden. Die Mittelwerte der Materialkennwerte Tabelle 5.1 wurden in Anlehnung an die DIN 1045-1 [33] für die FE-Berechnungen ermittelt. Die Verwendung von Mittelwerten für nichtlineare Berechnungen wird in Abschnitt 8.1 näher erläutert.

Tabelle 5.1: Mittelwerte der Materialkennwerte der Bewehrung

	Betonstahl BSt 500 S	Spannstahl St 1570/1770
E_{sm}, E_{pm}	200.000 N/mm ²	195.000 N/mm ²
$f_{yR}, f_{p0,1R}$	550 N/mm ²	1.727 N/mm ²
f_{tR}, f_{pR}	567 N/mm ²	1.947 N/mm ²
ε_y	2,75 ‰	8,86 ‰
ε_u	25,00 ‰	25,00 ‰ + $\varepsilon_p^{(o)}$

5.2.2.2 Verbund

Die Bewehrung wurde für die FE-Berechnungen als im starren Verbund liegend angenommen. Das heißt, dass die Beton- und Stahlelemente im FE-Modell in den gemeinsamen Knotenpunkten starr miteinander verbunden werden. Diese Annahme ist jedoch nur für das Verhalten vor Rissbildung (Zustand I) zutreffend, da hier Dehnungsgleichheit zwischen Beton und Spannstahl herrscht. Nach Erstrissbildung müssen sich an der Stelle des Risses zur Erhaltung des Gleichgewichtes die Spannstahlspannungen erhöhen. Die Betonspannung reduziert sich gleichzeitig auf die Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons (siehe Bild 5.23).

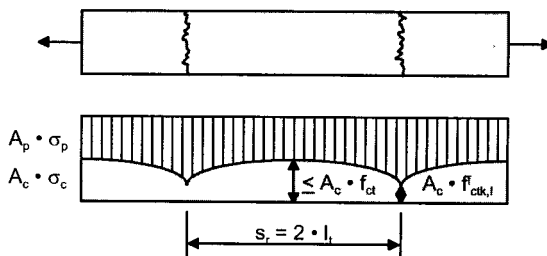


Bild 5.23: Spannungsverteilung eines Zugstabes bei abgeschlossener Rissbildung [134]

Voraussetzung für diese Spannungsumlagerungen sind Schubspannungen in der Kontaktfläche zwischen Beton und Spannstahl sowie Schlupf. Die Länge, auf der diese Schubspannungen übertragen werden, definiert die Eintragungslänge l_t . Wird an keiner Stelle des Bauteils mehr die Zugfestigkeit des Betons erreicht, hat sich das abgeschlossene Rissbild ausgebildet (siehe auch Abschnitt 3.2.6).

In Bild 5.24 ist qualitativ eine Verbund-Schlupf-Beziehung zwischen Beton und Spannstahl dargestellt. Nähere Angaben zur Berechnung der Verbund-Schlupf-Beziehung werden unter anderem von Penka [98] oder König et. al. [79] gemacht.

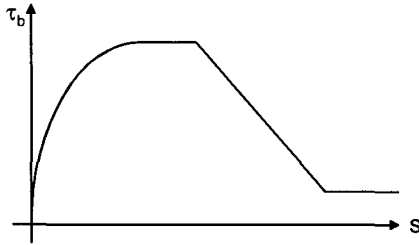


Bild 5.24: Schematische Verbund-Schlupf-Beziehung zwischen Beton und Spannstahl [134]

Der zuvor erwähnte Schlupf zwischen Beton und Spannstahl wurde durch den vollen Verbund bei dieser Arbeit nicht berücksichtigt, da nach Stempniewski und Eibl [117] bei FE-Berechnungen in der Regel von einer starren Verbindung zwischen Beton und Bewehrung ausgegangen werden darf. Dadurch wird zwar die Steifigkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Balken in der FE-Berechnung geringfügig überschätzt, der zeitliche Berechnungsaufwand wird jedoch deutlich reduziert. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wirkt sich der starre Verbund zwischen Beton und Bewehrung nahezu nicht auf die Ergebnisse aus.

5.2.2.3 Zugversteifung

Ein weiterer Effekt, der bei den FE-Berechnungen berücksichtigt werden muss, ist die sogenannte Zugversteifung. Zur Erläuterung der Zugversteifung von Stahlbetonbauteilen können die Ausführungen aus Abschnitt 5.2.2.2 mit herangezogen werden. Wie Bild 5.23 zeigt, werden im gerissenen Zustand (Zustand II) die Zugkräfte im Riss allein von der Bewehrung aufgenommen. Im Bereich zwischen zwei Rissen werden jedoch über Verbund Zugkräfte in den Beton übertragen. Durch diesen Anteil des Betons zur Aufnahme der inneren Kräfte erhöht sich, über seine Länge betrachtet, die Steifigkeit eines Bauteils. Das heißt, die über die gesamte Stablänge gemittelte Stahldehnung ist kleiner als bei einem „nackten“ Stahlstab, der mit der gleichen Zugkraft beansprucht wird (siehe auch Bild 5.26). Dies wird als die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Zugversteifung oder tension stiffening) bezeichnet.

Da im Rahmen dieser Arbeit ein starrer Verbund zwischen Beton und Betonstahl zugrundegelegt wurde, kann der Effekt der Zugversteifung nur indirekt in der Beton- oder Stahlarbeitslinie berücksichtigt werden. Pravida beschreibt in [100] auch eine direkte Berücksichtigung der Zugversteifung über einen eigenständigen Anteil in der Elementsteifigkeit des Stahlbetonelementes. Dieser Ansatz wurde jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht

weiter verfolgt, da er sich mit dem verwendeten FE-Programm DIANA ohne weiteres nicht anwenden lässt.

Zur indirekten Berücksichtigung dieses Effektes stehen zwei Möglichkeiten zur Verfügung: Zum Einen die Änderung der Betonarbeitslinie im Zugbereich und zum Anderen die Modifikation der Arbeitslinie der Bewehrung. Bei der Berücksichtigung der Zugversteifung auf der Betonseite wird die Arbeitslinie nach Bild 5.17 um einen zusätzlichen Traganteil gemäß Bild 5.25 ergänzt. Nachfolgend wird für die beiden möglichen Ansätze qualitativ die modifizierte Arbeitslinie dargestellt. Dabei wird allerdings für die Berücksichtigung in der Arbeitslinie des Betons auf die Besonderheiten des Stahlfaserbetons eingegangen, da diese Art der Berücksichtigung der Zugversteifung nach Stempniewski und Eibl [117] insbesondere bei stabförmigen Bauteilen gute Ergebnisse liefert, und eine Berücksichtigung auf der Bewehrungsseite nur in wenigen Ausnahmefällen erfolgt.

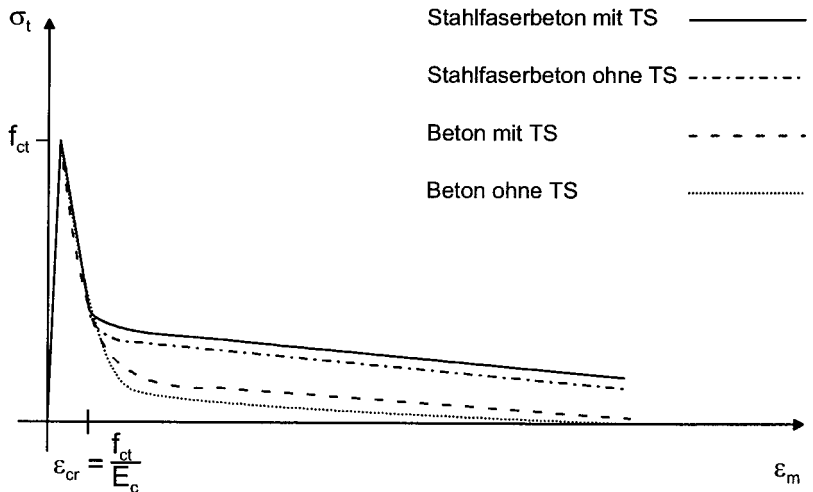


Bild 5.25: Berücksichtigung der Zugversteifung auf der Betonseite

Bei der Berücksichtigung der Zugversteifung auf der Bewehrungsseite wird die Spannungs-Dehnungslinie der „nackten“ Bewehrung um einen dehnungsabhängigen Abzugsterm nach Bild 5.26 reduziert.

Kollegger hat in [80] aus der Literatur für unterschiedliche Bauteile, wie Balken, Platten und Scheiben, Grenzdehnungen zusammengetragen, bis zu denen der Effekt der Zugversteifung berücksichtigt werden sollte. Demnach sollte für Balken die Zugversteifung bis zur 5-fachen Rissdehnung mit angesetzt werden. Die im Rahmen dieser hier vorlie-

genden Arbeit untersuchten Betone (siehe Abschnitt 7.1.1) weisen eine Rissdehnung von ca. 0,12 ‰ auf. Dies bedeutet, dass der Effekt der Zugversteifung ab einer Dehnung von etwa 0,6 ‰ die berechneten FE-Ergebnisse kaum noch beeinflusst. Weiterhin ist, wie Bild 5.25 zeigt, bei Bauteilen aus Stahlfaserbeton der Effekt der Zugversteifung weniger ausgeprägt als bei Stahlbetonbauteilen, da aufgrund der Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons auch über den Riss noch Kräfte übertragen werden können, die in der Arbeitslinie nach Bild 5.17 Berücksichtigung finden. Die Betonkräfte, die zwischen den Rissen übertragen werden, fallen daher bei Bauteilen aus Stahlfaserbeton kleiner aus und reduzieren so, auf die Summe aller Kraftanteile bezogen, den Effekt der Zugversteifung.

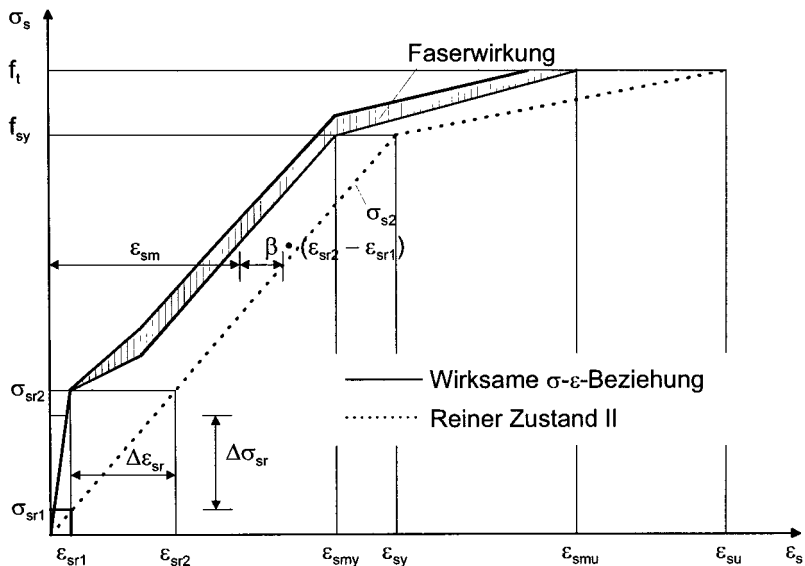


Bild 5.26: Berücksichtigung der Zugversteifung auf der Bewehrungsseite [134] ergänzt um die Wirkung der Stahlfasern

Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Balken weisen einen verhältnismäßig hohen Bewehrungsgrad auf. Mit steigendem Bewehrungsgrad nimmt jedoch der Anteil der zwischen den Rissen in den Beton übertragenden Kräfte bezogen auf die Gesamtkraft ab, und führt so ebenfalls zu einer Abnahme des Effektes der Zugversteifung.

Die drei vorab genannten Gründe führen dazu, dass der Effekt der Zugversteifung im Zuge der FE-Berechnungen unberücksichtigt bleiben kann, ohne dass sich dies in signifikanter Größe auf die Qualität der Ergebnisse auswirkt. Die in Abschnitt 6 durchgeführten Nachrechnungen von Versuchen bestätigen dies.

5.2.2.4 Langzeitverhalten

Eine Entfestigung von Betonstahl und Spannstahl unter einer ruhenden Langzeitbeanspruchung sieht die DIN 1045-1 nicht vor. In der Literatur werden in der Regel nur Angaben zum Verformungsverhalten unter langandauernder Beanspruchung gemacht. Aus diesem Grund werden in der FE-Berechnung stets die Arbeitslinien nach Bild 5.22 verwendet. Das zeitabhängige Verformungsverhalten wurde bereits bei der pauschalen Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens in Abschnitt 5.2.1.4 mit berücksichtigt.

5.2.2.5 Materialdatensatz

Der für die FE-Berechnungen verwendete Materialdatensatz ist für Spannstahl in Abschnitt 12.5.3 und für Betonstahl in Abschnitt 12.5.4 des Anhangs angegeben.

5.3 Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Arbeit erfolgten umfangreiche FE-Berechnungen (siehe Abschnitte 6 und 7). Daher wurden in diesem Abschnitt Grundlagen der Berechnung mit der FEM beschrieben, sowie deren Umsetzung mit dem FE-Programm DIANA. Dabei wurde das Rissverhalten, die Iteration und die Elementierung sowie das Materialverhalten des Stahl-faserbetons unter Druck- und Zugbeanspruchung sowie der Bewehrung eingehend erläutert.

6 Versuchsnachrechnung

6.1 Intention

Zum Nachweis, dass mit dem in Abschnitt 5 ausführlich beschriebenen FE-Programm DIANA der Firma TNO das Gebrauchs- und Tragverhalten von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Betonstahlbewehrung hinreichend genau berechnet werden kann, wurden zusätzlich zu den vom Verfasser durchgeführten 21 Versuchen (siehe Abschnitt 4) auch vier Versuche von Rosenbusch [105] (Stahlfaserbetonbalken) und sechs von Zink [135] (Spannbetonbalken) mit diesem Programm nachgerechnet.

Bei den Versuchen von Rosenbusch wurden Balken ohne Schubbewehrung untersucht, deren Stahlfasergehalt von 0 auf 60 kg/m^3 gesteigert wurde. Weitere Einflussparameter, wie z.B. die Balkengeometrie, wurden von Rosenbusch nicht variiert. Zink hat in seinen Versuchen Balken aus hochfestem Beton mit variablen Abmessungen, Materialkennwerten und Vorspannungen geprüft.

6.2 Versuche von Rosenbusch

Die Versuche von Rosenbusch [105] boten die Möglichkeit, Balken mit und ohne Stahlfasern sowie Betonstahlängsbewehrung mit dem FE-Programm DIANA nachzurechnen. Bild 6.1 zeigt die Abmessungen, die Bewehrungs- und die Belastungsanordnung der Versuchsbalken.

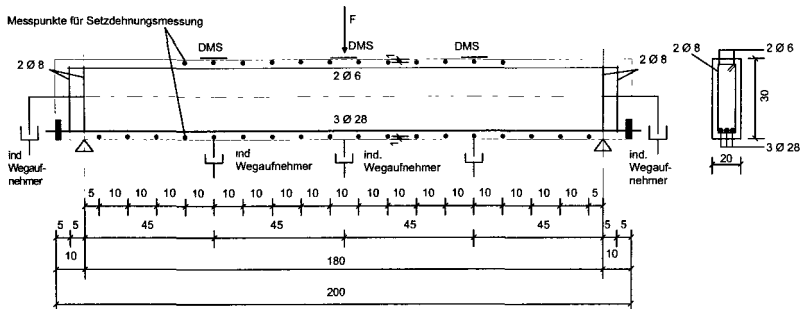


Bild 6.1: Schal- und Bewehrungsplan sowie Belastungsanordnung der Versuchsbalken von Rosenbusch [105]

Die Versuchsbalken sind hinsichtlich ihrer Materialkennwerte, Abmessungen, Fasergehalte und im Versuch erreichten Querkrafttragfähigkeiten in Tabelle 6.1 zusammengestellt.

Tabelle 6.1: Materialkennwerte, Abmessungen, Fasergehalte und maximale Querkräfte der Versuche von Rosenbusch [105]

Balken [-]	E_c [N/mm ²]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	f_{ct} [N/mm ²]	$f_{ctm,L1}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,L2}$ [N/mm ²]	Fasergehalt [kg/m ³]	h [m]	b_w [m]	V_{exp} [kN]
1.2/1	33.500	55,00	3,58	0,00	0,00	0	0,30	0,20	90,5
1.2/2	34.300	58,67	3,69	2,06	1,28	20	0,30	0,20	110,0
1.2/3	33.500	54,67	3,56	2,92	2,94	40	0,30	0,20	120,0
1.2/4	34.600	60,33	3,74	4,61	4,50	60	0,30	0,20	155,0

Der E-Modul und die Zugfestigkeit des Betons wurden von Rosenbusch nicht an Kleinproben bestimmt, sondern aus der Druckfestigkeit nach Gl. (6.1) bzw. Gl. (6.2) ermittelt. Es ist dabei zu beachten, dass die DIN 1045-1 in Tabelle 9 für die Berechnung der Zugfestigkeit aus der Betondruckfestigkeit den Ansatz nach Gl. (6.2) erst ab der Druckfestigkeitsklasse C55/67 vorsieht. Die verwendeten Betone erreichen diese Druckfestigkeitsklasse aber nicht. Mit dem Ansatz, den die DIN 1045-1 für Druckfestigkeitsklassen bis einschließlich C50/60 vorsieht, ergeben sich ca. 5 % größere Zugfestigkeiten.

$$E_c = 9.500 \cdot f_{ck}^{1/3} \quad \text{DIN 1045-1 Tabelle 9 [33]} \quad (6.1)$$

$$f_{ct} = 2,12 \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad [21] \quad (6.2)$$

Die Nachrisszugfestigkeiten des Stahlfaserbetons wurden aus nicht veröffentlichten Biegezugprüfungen¹ bestimmt. Mit den Materialeigenschaften nach Tabelle 6.1 konnten dann die nachfolgend aufgeführten FE-Berechnungen durchgeführt werden. Aus Symmetriegründen und zur Verkürzung der Berechnungszeiten wurden die Balken als Viertelmodell (siehe Abschnitt 5.1.6 Bild 5.9) modelliert.

Eine erste Nachrechnung der Versuche ergab, dass die Last-Verformungskurven deutlich steifer verliefen als im Versuch. Daraus lässt sich schließen, dass der aus der Druckfestigkeit berechnete E-Modul zu groß war.

Bekanntlich ist der E-Modul eine stark schwankende Größe. Daher werden in Heft 525 des DAfStb [25] Beiwerte angegeben, mit denen sich der aus der Druckfestigkeit berechnete E-Modul in Abhängigkeit von der verwendeten Gesteinskörnung genauer bestimmen lässt. Für den von Rosenbusch verwendeten Beton mit quarzitischer Gesteinskörnung liegt der Beiwert zwischen 0,8 und 1,2. Da offensichtlich für die FE-Berechnungen ein zu großer E-Modul verwendet wurde, erfolgte für die erneute Nachrechnung der Versuche eine Abminderung der E-Moduln auf 90 %.

¹ Herrn Dr.-Ing. Joachim Rosenbusch sei für die zur Verfügung gestellten Daten gedankt.

Beispielhaft für die durchgeführten FE-Berechnungen wird die Last-Verformungskurve des Balkens 1.2/4 (siehe Bild 6.2) mit dem Versuchsergebnis verglichen. Für die Balken 1.2/1 bis 1.2/3 kann der Vergleich der Last-Verformungskurven dem Anhang Bild 12.153 bis Bild 12.155 entnommen werden. Wie die Bilder zeigen, ergibt sich mit dem auf 90 % abgeminderten E-Modul jeweils eine sehr gute Übereinstimmung zwischen dem Versuchsergebnis und der FE-Berechnung.

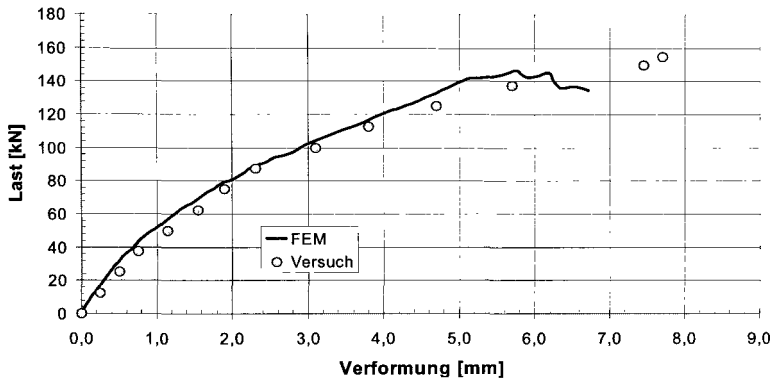


Bild 6.2: Vergleich Last-Verformungskurve des Balkens 1.2/4 im Versuch mit der FE-Berechnung

Nachfolgend werden die Querkräfte bei Erreichen der Traglast der vier Versuche mit denen der FE-Berechnung im Bild 6.3 und Bild 6.4 verglichen. In Bild 6.3 werden die Querkräfte und in Bild 6.4 die prozentualen Abweichungen der FE-Berechnung zum Versuchsergebnis dargestellt. In den Bildern wird die Querkraft im Versuch als V_{exp} und die Querkraft aus FE-Berechnung mit V_{FEM} bezeichnet.

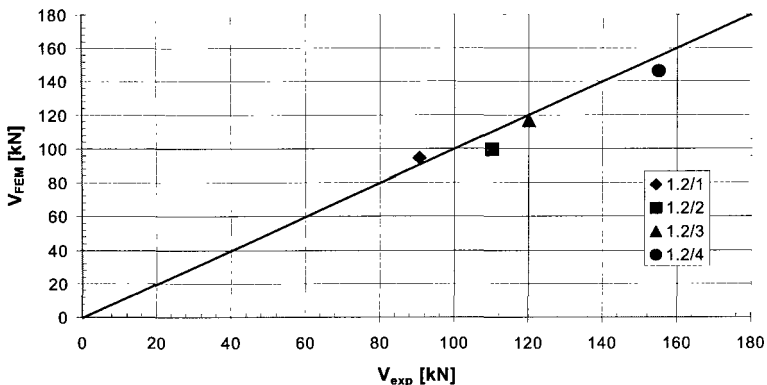


Bild 6.3: Vergleich der maximalen Querkräfte im Versuch mit der FEM

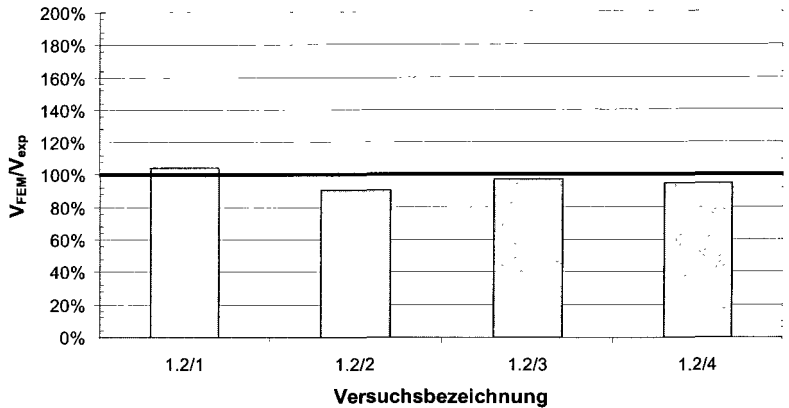


Bild 6.4: Prozentuale Abweichung der FEM zum Versuch

Tabelle 6.2: Statistische Auswertung der Versuchsnachrechnungen

Versuchsbezeichnung	V_{Exp} [kN]	V_{FEM} [kN]	V_{FEM}/V_{Exp} [%]
1.2/1	90,5	94,5	104
1.2/2	110,0	99,6	91
1.2/3	120,0	116,7	97
1.2/4	155,0	146,4	94
Mittelwert	-	-	96,7
Standardabweichung	-	-	5,85
Korrelationskoeffizient	-	-	97,7

Aus Bild 6.2 bis Bild 6.4 wird ersichtlich, dass sich die Versuche von Rosenbusch mit der FEM, auf der sicheren Seite liegend, nachrechnen lassen. In Tabelle 6.2 ist die statistische Auswertung der Versuchsnachrechnung zusammengestellt. Im Mittel können die Versuche mit einer sehr hohen Genauigkeit nachgerechnet werden (96,7 %). Dies bestätigt auch die geringe Standardabweichung von nur 5,85 % und der hohe Korrelationskoeffizient von 97,7 %. Wie Bild 6.5 zeigt, stimmen auch die ermittelten Rissbilder im Versuch und in der FE-Berechnung sehr gut überein.



Bild 6.5: Vergleich der Rissbilder Versuch 1.2/4 und FEM

In Abschnitt 5.1.3 wurde die Notwendigkeit beschrieben, für FE-Berechnungen einen Rissreibungsfaktor anzugeben, welcher festlegt, wie groß der Anteil der über einen Riss übertragbaren Schubkraft ist. Der in Abschnitt 5.1.3, Bild 5.5 dargestellte Zusammenhang zwischen der Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons bei Verformung 2 und dem Rissreibungsfaktor wurde anhand der Versuche von Rosenbusch entwickelt, der durch die Qualität der erzielten Ergebnisse bestätigt wird.

Vier Versuchsergebnisse erscheinen jedoch als Basis für diese Ableitung nicht ausreichend. Daher wurden, zur Bestätigung des gewählten Ansatzes, zusätzlich alle 21 vom Verfasser durchgeführten Versuche unter Berücksichtigung des Rissreibungsfaktors nach Abschnitt 5.1.3 Bild 5.5 nachgerechnet. Diese Nachrechnung wird in Abschnitt 6.4 näher beschrieben.

6.3 Versuche von Zink

Nachdem die nicht vorgespannten Balken aus Stahlfaserbeton von Rosenbusch mit den in Abschnitt 5 beschriebenen Materialansätzen mit sehr guter Übereinstimmung, auf der sicheren Seite liegend, nachgerechnet werden konnten, wurden anschließend vorgespannte Balken ohne Schubbewehrung und ohne Stahlfasern mit der FEM analysiert. Dies erfolgte anhand der Versuche von Zink [135], deren prinzipieller Aufbau in Bild 6.6 dargestellt ist.

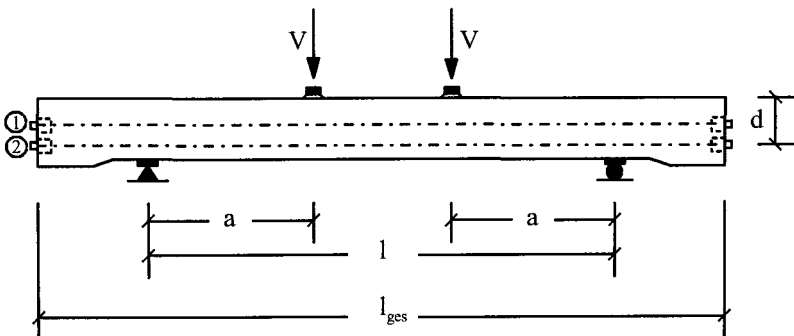


Bild 6.6: Aufbau der Versuche von Zink [135]

Die von Zink durchgeführten Versuche sind hinsichtlich ihrer Materialkennwerte, Abmessungen, zentrischer Vorspannung und der erreichten maximalen Querkraft in Tabelle 6.3 zusammengefasst.

Tabelle 6.3: Materialkennwerte, Abmessungen, Vorspanngrade und maximale Querkraft der Versuche von Zink [135]

Balken [-]	E_c [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	f_{ct} [N/mm ²]	h [m]	b [m]	P/A_c [N/mm ²]	F_{exp} [kN]
SV-1	42.800	93,6	4,6	0,80	0,350	3,92	490
SV-2	42.600	110,9	7,2	0,40	0,175	3,92	177
SV-3	43.700	83,6	4,5	0,80	0,350	7,76	717
SV-4	37.500	98,2	5,1	0,40	0,350	7,76	506
SV-5	42.000	93,6	5,1	0,80	0,350	11,52	≥ 701
SV-6	44.600	100,0	5,0	0,40	0,230	11,52	328

Die Vorspannung der Balken wurde über eine entsprechende Initialspannung im FE-Programm berücksichtigt. Die Modellierung dieser Balken erfolgte unter Ausnutzung der Symmetrie am Viertelmodell (siehe Abschnitt 5.1.6 Bild 5.9).

Die Ergebnisse der Nachrechnung der Versuche werden in Bild 6.7 und Bild 6.8 dargestellt. Bild 6.7 zeigt dabei den Vergleich zwischen der Querkraft beim Erreichen der Traglast im Versuch und der FE-Berechnung. Bild 6.8 gibt die prozentuale Abweichung der FE-Berechnung im Vergleich zur Versuchsquerkraft an. V_{FEM} bezeichnet in den nachfolgenden Bildern die mit der FEM berechnete Querkraft bei Erreichen der Traglast, während V_{exp} die im Versuch erreichte maximale Querkraft angibt.

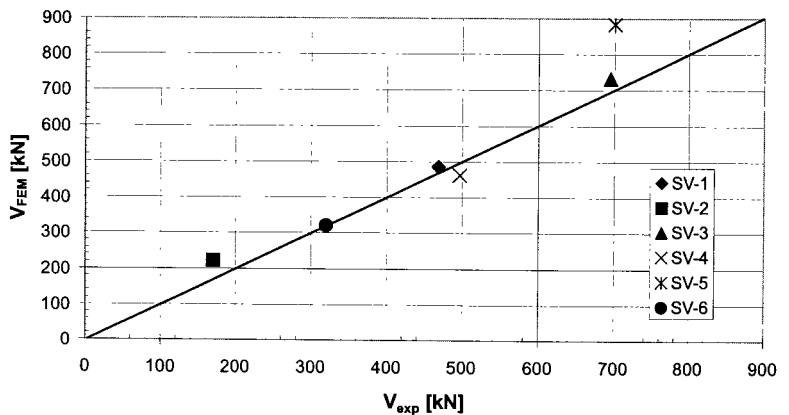


Bild 6.7: Vergleich der Versagensquerkräfte im Versuch mit den FE-Ergebnissen

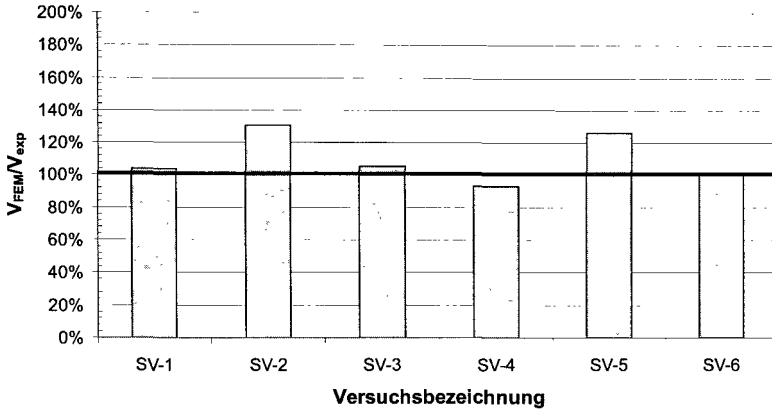


Bild 6.8: Prozentuale Abweichung der FEM zum Versuch

Tabelle 6.4: Statistische Auswertung der Versuchsnachrechnungen

Versuchsbezeichnung	V_{Exp} [kN]	V_{FEM} [kN]	V_{FEM}/V_{Exp} [%]
SV-1	468,50	485,42	104
SV-2	170,00	222,76	131
SV-3	695,20	732,36	105
SV-4	496,75	462,60	93
SV-5	700,10	884,42	126
SV-6	319,50	321,03	100
Mittelwert	-	-	110
Standardabweichung	-	-	15,1
Korrelationskoeffizient	-	-	96,1

Bei der FE-Nachrechnung der Versuche von Zink ergibt sich auf den ersten Blick eine nicht so gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, wie dies bei den Versuchen von Rosenbusch erzielt werden konnte. Wie die statistische Auswertung in Tabelle 6.4 zeigt, wurden die Traglasten der Versuche SV-2 und SV-5 deutlich überschätzt.

Bei dem Versuch SV-2 ist die Überschätzung der Traglast durch die FE-Berechnung wahrscheinlich auf die sehr hohe Zugfestigkeit des Betons von $7,2 \text{ N/mm}^2$ zurückzuführen. Diese Zugfestigkeit scheint insbesondere im Vergleich zu den anderen Zugfestigkeiten (siehe Tabelle 6.3) zu hoch zu sein. Im Versuchskörper waren evtl. Bereiche mit geringerer Zugfestigkeit als $7,2 \text{ N/mm}^2$ versagensursächlich. Weiterhin wird aus der Last-Verformungskurve des Versuches SV-2 (siehe Bild 6.9) deutlich, dass es bei einer Last von ca. 130 kN zu einem größeren Abfall der Versuchslast kam. Der Grund dafür wurde

von Zink in [135] nicht aufgeführt, könnte aber auf eine lange Versuchsunterbrechung oder eine starke lokale Rissbildung infolge kleiner Zugfestigkeit zurückzuführen sein. Eine längere Versuchsunterbrechung, sowie lokal geringere Zugfestigkeiten, wurden in der FE-Berechnung nicht berücksichtigt und sind daher vermutlich als Grund für die Überschätzung der Traglast zu sehen.

SV-2 Durchbiegung der Lastangriffspunkte

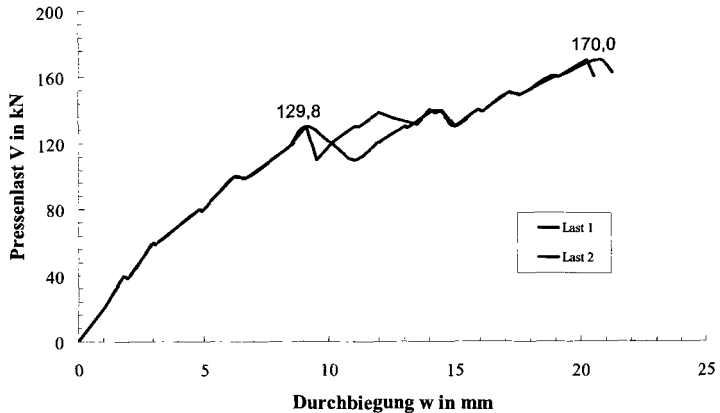


Bild 6.9: Last-Verformungskurve des Versuches SV2 [135]

Die Überschätzung der Traglast des Versuches SV5 ist im Wesentlichen darauf zurückzuführen, dass dieser Versuch bei 700 kN abgebrochen werden musste, da die maximale Pressenlast erreicht war, ohne dass dabei die Traglast des Balkens erreicht wurde. Es ist davon auszugehen, dass die tatsächliche Versuchstraglast über 700 kN lag, und somit die Überschätzung des Ergebnisses der FE-Berechnung kleiner ausfällt.

Bei einer statistischen Auswertung ohne die Versuche SV-2 und SV-5 ergibt sich im Mittel eine Übereinstimmung von 101 %, bei einer sehr niedrigen Standardabweichung von nur 5,40 % und einem hohen Korrelationskoeffizienten von 98,8 %.

In Bild 12.157 bis Bild 12.162 des Anhangs werden alle nachgerechneten Last-Verformungskurven der Versuche von Zink mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen verglichen. Dabei wird deutlich, dass die Traglasten zwar sehr gut übereinstimmen, die berechneten Verformungen aber zu gering sind. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass die von Zink berechneten Spannkraftverluste infolge Kriechen und Schwinden von 1 bis 3 % tatsächlich deutlich höher waren, und sich die Balken daher im Versuch weicher verhalten haben als dies in der FE-Berechnung erfolgt.

In Bild 6.10 wird für den Versuchsbalken SV-6 das rechnerisch bestimmte Rissbild mit dem im Versuch ermittelten gegenübergestellt. Dabei ergibt sich ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung. Lediglich im Spannkrafteinleitungsbereich zeigt sich ein Unterschied. In der FE-Berechnung ist dieser Bereich, im Gegensatz zum Versuch, mit Rissen durchzogen. Dieser Unterschied ist darauf zurückzuführen, dass im Versuchsbalken im Spannkrafteinleitungsbereich eine starke Bügelbewehrung angeordnet wurde, die im FE-Modell jedoch nicht modelliert wurde. Durch die starke Bügelbewehrung im Spannkrafteinleitungsbereich wurden die Risse bei den Versuchsbalken vermutlich soweit reduziert, dass sie als unbedeutend betrachtet und daher nicht aufgezeichnet wurden.

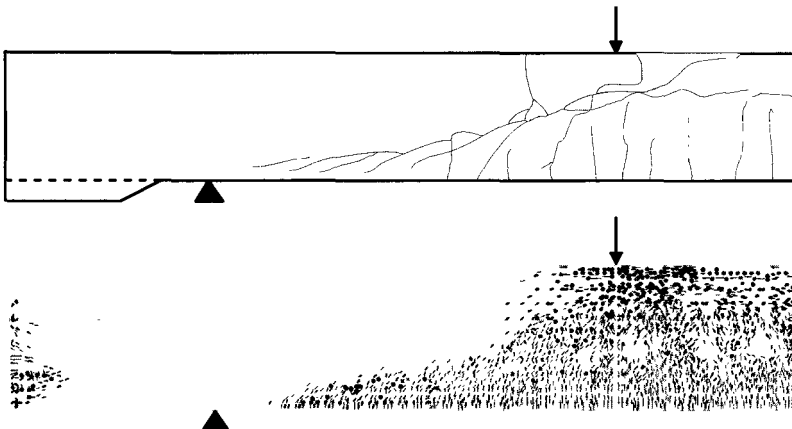


Bild 6.10: Vergleich der Rissbilder Versuch SV-6 und FEM

Die Nachrechnung dieser sechs Versuche zeigt, dass auch Spannbetonbalken mit dem FE-Programm DIANA unter Berücksichtigung der in Abschnitt 5 beschriebenen Materialgesetze mit guter Übereinstimmung nachgerechnet werden können.

6.4 Versuche G01 bis G19

Zur weiteren Kalibrierung der Ansätze für das FE-Programm DIANA wurden in einem nächsten Schritt, die 21 durch den Verfasser untersuchten Versuchsbalken (siehe Abschnitt 4) nachgerechnet. Diese Balken wiesen im Vergleich zu den zuvor untersuchten Bauteilen zum Teil zwei Abweichungen auf. So wurden Balken mit profilierten Querschnitten (T- und Doppel-T-Querschnitt) und Balken mit Aussparungen in unterschiedlicher Größe, Lage und Anzahl untersucht. Die Balken sind hinsichtlich ihrer Materialkennwerte, Abmessungen, zentrischer Vorspannung und im Versuch erreichter Traglast in Abschnitten den 4, 12.1 und 12.2 des Anhangs eingehend beschrieben.

Nachfolgend wird ein Vergleich zwischen rechnerischer und experimenteller Traglast, sowie der prozentualen Abweichung der FE-Ergebnisse von den Versuchsergebnissen der 21 durchgeführten Versuche aufgeführt. Da an einigen Balken sowohl Biege- als auch Schubversuche durchgeführt wurden, werden diese Balken zusätzlich in Abhängigkeit von der Versuchsart mit einem b (Biegung) oder s (Schub) gekennzeichnet. Weiterhin sind im Anhang in Abschnitt 12.2.2 für sämtliche Balken die im Versuch ermittelte Last-Verformungskurve der rechnerisch bestimmten gegenübergestellt.

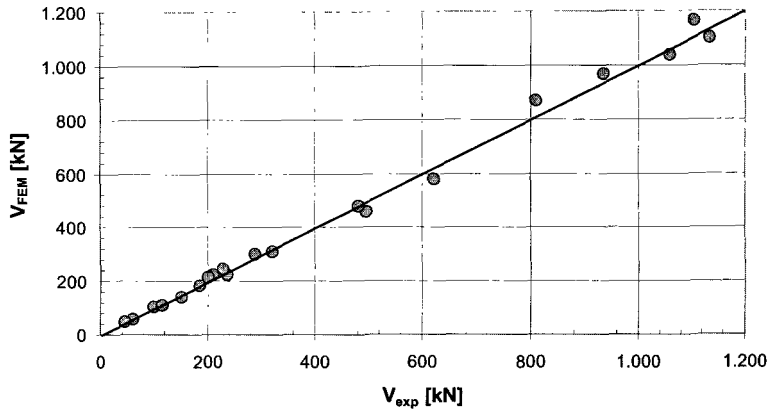


Bild 6.11: Vergleich Traglast Versuch - FEM

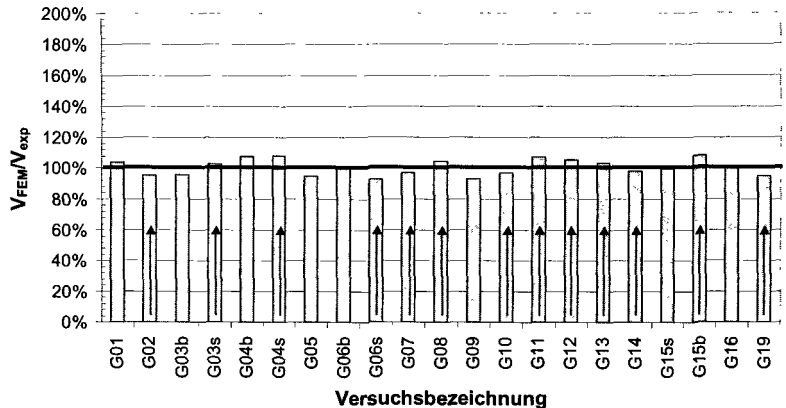


Bild 6.12: Prozentuale Abweichung der FEM zum Versuch

In Bild 6.12 sind einige Versuchs balken mit einem Pfeil gekennzeichnet. Nur bei diesen Balken wurde im Versuch die Traglast erreicht. Die anderen Balken wurden nicht bis zur Traglast beansprucht, da sie noch, wie zuvor erwähnt, für weitere Versuche zur Verfügung stehen.

gung stehen sollten. Bei diesen Versuchen wurde die Versuchslast bei Erreichen der größten Verformung mit der aus der FE-Berechnung, bei gleicher Verformung, verglichen, so dass auch diese Versuche zur Beurteilung der Genauigkeit der durchgeführten FE-Berechnungen herangezogen werden können.

In Abschnitt 12.2.2 des Anhangs sind für alle 21 untersuchten Balken die Last-Verformungskurven der Versuche mit denen der FE-Berechnung vergleichend gegenübergestellt. Wie der Vergleich zeigt, stimmen die erreichten Ergebnisse sehr gut überein. Dies wird auch durch die statistische Auswertung der Versuchsnachrechnungen in Tabelle 6.5 deutlich.

Tabelle 6.5: Statistische Auswertung der Versuchsnachrechnungen

Versuchsbezeichnung	V_{Exp} [kN]	V_{FEM} [kN]	V_{FEM}/V_{Exp} [%]
G01	99,82	104,08	104
G02	115,25	109,89	95
G03b	59,91	57,58	96
G03s	209,63	216,06	103
G04b	44,93	48,43	108
G04s	199,46	215,80	108
G05	236,30	224,23	95
G06b	184,37	186,00	101
G06s	495,64	458,89	93
G07	320,73	312,10	97
G08	287,82	301,20	105
G09	621,58	578,88	93
G10	1.133,74	1.102,06	97
G11	809,59	870,06	107
G12	1.104,50	1.167,16	106
G13	934,47	969,29	104
G14	1.058,42	1.038,26	98
G15s	482,46	482,37	100
G15b	227,76	246,73	108
G16	480,06	481,88	100
G19	149,97	141,96	95
Mittelwert	-	-	101
Standardabweichung	-	-	5,26
Korrelationskoeffizient	-	-	99,7

Bei den Balken G02, G03b, G05, G06s, G09 und G19, die hauptsächlich auf Biegung beansprucht wurden bzw. auf Biegung versagten (Balken G06s), kam es bei den Nachrechnungen der Versuche zu einer Unterschätzung der Traglasten von bis zu 7 %. Dies ist im Wesentlichen, wie bereits in Abschnitt 4.8.3.3 beschrieben, auf die rechnerisch reduzierte Faserwirkung zurückzuführen.

Bei den Balken G03s, G04s und G15b kam es zu einer Überschätzung von bis zu 8 % der Versuchslasten durch die FE-Berechnungen. Der Grund dafür ist darin zu sehen, dass diese Balken im vorangegangenen Versuch vorgeschädigt wurden. Diese Schädigung blieb in der FE-Berechnung nahezu unberücksichtigt, so dass es zu einer geringfügigen Überschätzung der Traglasten kommen musste. Bei Balken G15b wurde der E-Modul infolge der umfangreichen Vorschädigung durch vorhergegangene Versuche um ca. 8 % abgemindert, damit sich im linearelastischen Bereich der Last-Verformungskurve Versuchs- und FE-Berechnungsergebnis decken.

Exemplarisch wird in Bild 6.13 das im Versuch ermittelte Rissbild für Balken G13 mit dem aus der FE-Berechnung bestimmten vergleichend gegenübergestellt.

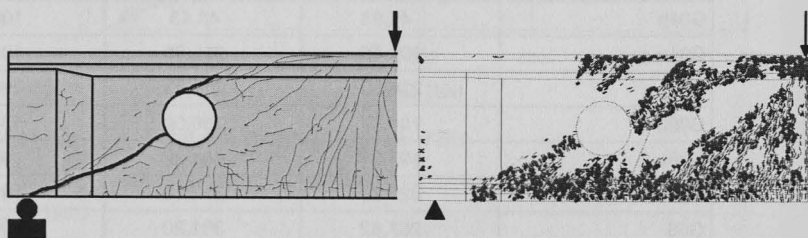


Bild 6.13: Vergleich der Rissbilder Versuch G13 und FEM

Der Vergleich zwischen den FE-Berechnungen und den Ergebnissen der Versuchsbalken zeigt eine sehr gute Übereinstimmung. Somit lässt sich feststellen, dass die in den Abschnitten 4.8 und 5 beschriebenen Annahmen für die FE-Berechnungen für die gesetzte Zielstellung zutreffend waren. Dies gilt auch für die Annahme des Rissreibungsfaktors, der in Abschnitt 6.2 aus nur vier Versuchen bestimmt wurde. Durch die Nachrechnung von 19 weiteren Versuchen von Balken aus Stahlfaserbeton konnte dieser Rissreibungsfaktor in diesem Abschnitt verifiziert werden.

6.5 Referenzberechnungen

Im Zuge der ersten Anwendung dieser neuen „Bauweise“ in Deutschland wurden von einem Ingenieurbüro² die Versuchsbalken G07 und G09 nachgerechnet, deren Ergebnisse im Vergleich zu denen des Verfassers und der Versuche als Last-Verformungskurven in Bild 6.14 und Bild 6.15 dargestellt sind.

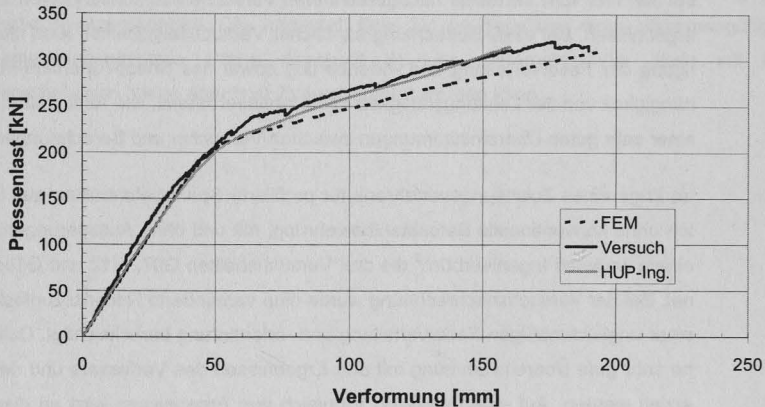


Bild 6.14: Versuchsnachrechnung Balken G07

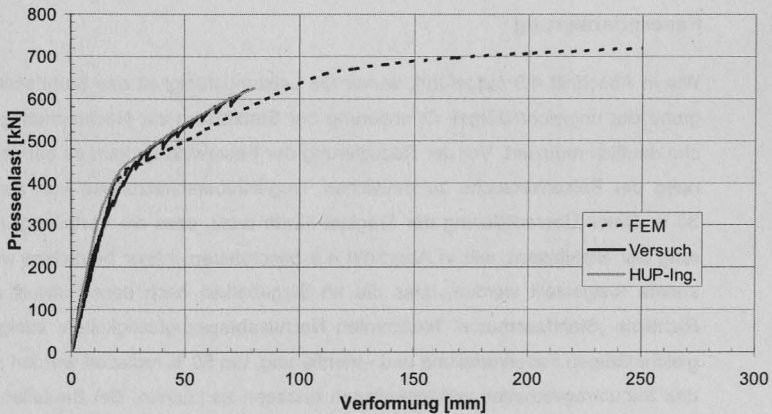


Bild 6.15: Versuchsnachrechnung Balken G09

² Dem Ingenieurbüro Hegger und Partner sei für die zur Verfügung gestellten Berechnungsergebnisse gedankt.

Bei beiden Balken wurde in der Referenzberechnung eine etwas bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielt als vom Verfasser. Dies ist darauf zurückzuführen, dass vom Verfasser infolge einer ungleichmäßigen Verteilung und Orientierung der Fasern eine Reduzierung der Faserwirkung um 50 % berücksichtigt wurde (siehe Abschnitte 4.8 und 6.6). Weiterhin wurde der Shear-Retention-Faktor in Abhängigkeit von der Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons festgelegt (siehe Abschnitt 5.1.3). Dies führt bei den hier vom Verfasser nachgerechneten Versuchen zu konservativen Berechnungsergebnissen. Bei einer Betrachtung sämtlicher Versuchsergebnisse führt die Berücksichtigung der Faserverteilung und -orientierung sowie des Shear-Retention-Faktors in Abhängigkeit von der Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons, wie Abschnitt 6.4 gezeigt, zu einer sehr guten Übereinstimmungen zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnis.

Im Zuge eines Zulassungsverfahrens für profilierte Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Betonstahlbewehrung, mit und ohne Aussparungen, wurden von einem weiteren Ingenieurbüro³ die drei Versuchsbalken G07, G12 und G13 nachgerechnet. Bei der Versuchsnachrechnung wurde eine verminderte Nachrisszugfestigkeit infolge einer ungleichmäßigen Faserverteilung und -orientierung berücksichtigt. Dabei konnte eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen des Verfassers und den Versuchen erzielt werden. Auf einen weiteren Vergleich von Ergebnissen wird an dieser Stelle jedoch verzichtet.

6.6 Faserorientierung

Wie in Abschnitt 4.8 aufgeführt, wurde die Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons aufgrund der ungleichmäßigen Orientierung der Stahlfasern zur Nachrechnung der Versuche deutlich reduziert. Vor der Reduzierung der Faserwirkung kam es bei der Nachrechnung der Balkenversuche zu deutlichen Traglastüberschätzungen von zum Teil über 30 %. Diese Überschätzung der Traglast führte dazu, dass die Verteilung und Orientierung der Stahlfasern, wie in Abschnitt 4.8 beschrieben, näher betrachtet wurde. Dabei konnte festgestellt werden, dass die an Biegebalken nach dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ bestimmten Nachrissbiegezugfestigkeiten, infolge einer ungleichmäßigen Faserverteilung und -orientierung, um 50 % reduziert werden müssen, um das Schubtragverhalten wirklichkeitsnah erfassen zu können. Bei Bauteilen, die hauptsächlich auf Biegung beansprucht werden, kommt es aufgrund der Abminderung der Faserwirkung, wie in Abschnitt 4.8.3.3 erläutert, allerdings zu einer Unterschätzung der Biegetragfähigkeit.

³ Dem Ingenieurbüro WTM Engineers sei für die zur Verfügung gestellten Berechnungsergebnisse gedankt.

6.7 Zusammenfassung

Insgesamt 31 Versuche wurden zur Kalibrierung der in Abschnitt 5 beschriebenen Ansätze für FE-Berechnungen nachgerechnet. Die dabei erzielte sehr gute Übereinstimmung der Lastverformungskurven, Rissbilder und Versagensursachen zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnissen zeigt, dass FE-Berechnungen Versuche an Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton unter Berücksichtigung der Angaben in Abschnitt 4.8 und 5 gleichwertig ersetzen können. Das bedeutet, dass für die Herleitung eines allgemeingültigen Bemessungsansatzes (siehe Abschnitt 8) eine Parameterstudie allein mit FE-Berechnungen (siehe Abschnitt 7) durchgeführt werden kann.

7 Parameterstudie

Zur wirklichkeitsnahen Erfassung der Tragfähigkeit und somit zur Herleitung eines allgemeingültigen Bemessungsansatzes von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton mit und ohne Aussparungen ist eine Studie sämtlicher die Traglast der Balken beeinflussenden Parameter erforderlich. Da eine Untersuchung all dieser Parameter über Versuche (siehe Abschnitt 4) zu kostenintensiv gewesen wäre, wurden diese im Rahmen einer FE-Parameterstudie detailliert untersucht. Nachfolgend werden die untersuchten Parameter, mit ihren gewählten Grenzen, beschrieben. Anschließend werden die Berechnungsergebnisse zusammengestellt.

7.1 Materialkennwerte

7.1.1 Betondruckfestigkeit f_{cm}

Im Rahmen der Parameterstudie wurde nur Beton ab einer Druckfestigkeit C50/60 untersucht, da Betone mit einer geringeren Festigkeit, aufgrund ihrer zu geringen Frühfestigkeit, in der Regel nicht für die Herstellung von Spannbetonfertigteilen verwendet werden. Betone mit einer höheren Betondruckfestigkeitsklasse als C80/95 werden derzeit wegen der damit verbundenen höheren Materialkosten, des zusätzlichen Überwachungsaufwandes und der komplizierteren Herstellung kaum in Fertigteilwerken eingesetzt. Daher stellt die Festigkeitsklasse C80/95 den oberen Grenzwert der Untersuchungen der Parameterstudie dar.

7.1.2 Nachrisszugfestigkeit

In den Versuchen (siehe Abschnitt 4) wurden Balken mit unterschiedlichen Leistungsklassen des Stahlfaserbetons untersucht. Dieser dabei gewonnene experimentelle „Erfahrungsbereich“ ist in Bild 7.1 zusammengestellt.

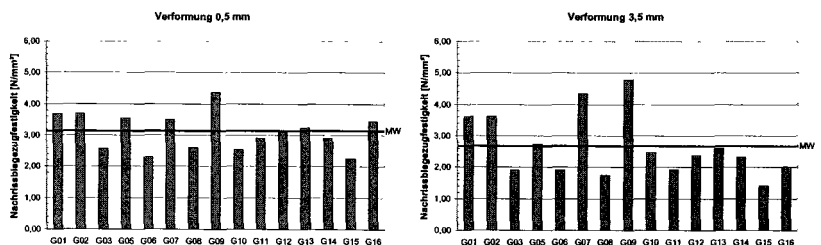


Bild 7.1: „Erfahrungsbereich“ der Leistungsklassen des Stahlfaserbetons aus Traglastversuchen

Bei den Spannbetonbalken soll das Versagen nicht schlagartig eintreten. Um ein duktileres Bauteilversagen zu gewährleisten, muss, um den „Erfahrungsbereich“ nicht zu verlassen, die Leistungsklasse des Stahlfaserbetons höher gewählt werden als die kleinsten Werte bei den Traglastversuchen. Die Untergrenze der Leistungsklasse des Stahlfaserbetons wird daher auf L2,4/1,6 festgelegt. Die Obergrenze der Leistungsklasse des Stahlfaserbetons wird im Rahmen dieser Parameterstudie auf L4,0/3,6 beschränkt, da höhere Leistungsklassen bei den hier untersuchten Betondruckfestigkeiten mit wirtschaftlichen Stahlfasermengen nicht erzielbar sind.

7.1.3 Expositionsklassen und Betondeckung

Als Expositionsklassen sind X0, XC1, XC3, XC4, XD1, XS1 und XF1 typisch für Spannbetonfertigteilbalken. Als Mindestbetondruckfestigkeitsklasse ergibt sich für diese Expositionsklassen nach DIN 1045-1 somit C30/37, die deutlich unterhalb der hier untersuchten Betondruckfestigkeitsklasse C50/60 liegt (siehe Abschnitt 7.1.1). Die Betondeckung muss mindestens 5,0 cm betragen. Aus Gründen des Brandschutzes sollte mindestens eine Betondeckung von 5,5 cm eingehalten werden. Im Rahmen der Parameterstudie wurde eine untere Betondeckung von 6,0 cm und eine seitliche von mindestens 5,5 cm angesetzt.

7.1.4 Längsbewehrungsgrad ρ_L

Geringere Vorspannungen als 1,0 N/mm² im Beton treten in der Baupraxis praktisch nicht auf. Mit einer unteren Grenze des Längsbewehrungsgrades von $\rho_L = 0,0008$ wurde diese „Mindestvorspannung“ bei den Balken der Parameterstudie eingehalten. Der obere Grenzwert von $\rho_L = 0,0143$ ergab sich wiederum aus der Begrenzung der zentrischen Vorspannung auf ca. 10 N/mm² (siehe Abschnitt 7.3.2).

7.2 Bauteilgeometrie

7.2.1 Bezeichnungen

Nachfolgend werden alle variierten geometrischen Querschnittsparameter der Balken mit ihren gewählten Grenzen aufgeführt. Sie sind zur besseren Übersicht in Bild 7.2 dargestellt.

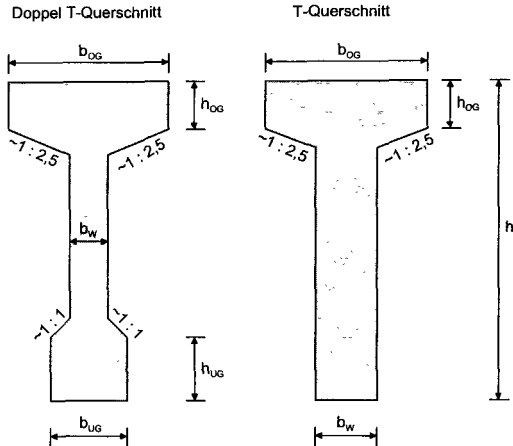


Bild 7.2: Querschnittsbezeichnungen

7.2.2 Balkenlänge

Wie bereits in Abschnitt 4.1 erwähnt, weisen die Spannbetonbalken der meisten Fertigteilwerke Längen von 7 - 24 m auf. Bei größeren Bauteillängen sind beim Transport besondere Auflagen, wie Polizeibegleitung, zu erfüllen. Bei einigen Bauvorhaben werden jedoch auch deutlich größere Spannweiten als 24 m mit Fertigteilbalken ausgeführt. Um diese größeren Spannweiten, auch wenn sie nicht zum Standardprogramm der meisten Fertigwerke gehören, mit berücksichtigen zu können, wurde im Zuge der Parameterstudie die maximale Balkenlänge auf 32 m festgesetzt. Wichtiger als die absolute Balkenlänge ist jedoch zur Abschätzung der Kippgefährdung die Biegeschlankheit, die sich aus den Verhältnis Balkenlänge zu Balkenhöhe (siehe Abschnitt 7.2.3) berechnet. Der Parameter Biegeschlankheit wird im Abschnitt 7.2.11 beschrieben.

7.2.3 Balkenhöhe h

Gemäß [9] sind Bauteilhöhen zwischen 40 cm und 220 cm für die Herstellung von Spannbetonfertigteilbalken üblich. Diese Grenzen wurden auch im Rahmen der Parameterstudie verwendet. Bei Satteldachbalken wird die Querschnittshöhe am Auflager mit h_a und am First mit h_f bezeichnet.

7.2.4 Obergurthöhe h_{0G}

Die Obergurthöhe ist ein Parameter, der nur bei profilierten Querschnitten auftritt. Die Obergurthöhe beträgt nach [9] mindestens 15 cm. Nur bei Balken, bei denen die Druck-

zonenhöhe größer ist als 15 cm, wurde die Gurthöhe im Zuge dieser Parameterstudie vergrößert. Aufgrund der gewählten Balkengeometrien waren daher keine Obergurthöhen über 20 cm erforderlich.

7.2.5 Untergurthöhe h_{UG}

Die Untergurthöhe kann nur bei Balken mit Doppel-T-Querschnitt variiert werden. Gemäß [9] beträgt die Untergurthöhe mindestens 15 cm. Gebräuchlich sind jedoch Untergurthöhen ab ca. 20 cm. Ihre maximale Höhe ergibt sich aus der Anzahl der einzubauenden Spannritzen (siehe Abschnitt 7.3.2) und betrug bei dieser Studie 30 cm.

7.2.6 Obergurtbreite b_{OG}

Die Obergurtbreite wächst mit steigender Bauteilhöhe an, damit die Druckzone stets im Obergurt verbleibt, so dass der Querschnitt immer optimal ausgenutzt wird. Weiterhin sind Balken mit einem breiten Druckgurt weniger kipppgefährdet als solche mit einem schmalen (siehe auch Bild 8.39). Die Obergurtbreite beginnt bei Balken mit einer geringen Bauteilhöhe bei 30 cm und endet bei sehr hohen Balken nach [9] bei 80 cm. Im Rahmen der durchgeführten Parameterstudie wurde die Obergurtbreite zwischen diesen zwei Werten variiert.

7.2.7 Stegbreite b_w

Die Stegbreite von konventionell bewehrten Spannbetonfertigteilebalken liegt nach [9] zwischen 12 und 15 cm. Im Rahmen der durchgeführten Parameterstudie hat sich gezeigt, dass diese Stegbreiten für Balken mit einer geringen Biegeschlankheit zu klein sind, da es sonst zu einem Betonausbruch unterhalb des Druckbogens kommt. Diese Versagensart wird in Abschnitt 8.2.1.2 näher erläutert. Durch eine Wahl der Stegbreite für Bauteile mit einer Biegeschlankheit $\lambda \leq 15$ nach Gl. (7.1) kann dieses vorzeitige Versagen weitestgehend vermieden werden, so dass diese Balken die volle Biegetragfähigkeit erreichen.

$$b_w = b_{OG} \cdot \frac{3}{8} \quad (7.1)$$

Bei Bauteilen mit einer Biegeschlankheit $\lambda > 15$ wurde die Stegbreite im Zuge dieser Parameterstudie zwischen 12 und 14 cm variiert.

7.2.8 Untergurtbreite b_{UG}

Die Untergurtbreite ergibt sich aus der Anzahl der einzubauenden Spannlitzen und der Untergurthöhe. Im Rahmen dieser Parameterstudie wurden Breiten zwischen 32 und 50 cm gewählt.

7.2.9 Aussparungen

7.2.9.1 Größe

Als untere Grenze der Aussparungsgröße wurde, aufbauend auf den Versuchsergebnissen von Somes und Corley [116] (siehe Abschnitt 2.2.2), $0,2 \cdot h$ gewählt. Kleinere Aussparungen wirken sich kaum auf das Tragverhalten der untersuchten Balken aus, da die Spannungskonzentrationen im Bereich dieser Aussparungen (siehe auch Bild 4.1) in der Regel weit unterhalb der Zugfestigkeit des Betons liegen. Nach oben wurde die Aussparungsgröße auf $0,4 \cdot h$ begrenzt, da größere Aussparungen baupraktisch kaum vorkommen.

7.2.9.2 Form, Lage und Anzahl

Es werden nur kreisförmige Aussparungen untersucht. Die Lage der Aussparungen wurde so gewählt, dass ein Bereich frei von Aussparungen bleibt, so dass sich die in den Versuchen (siehe Abschnitt 4.3.3) beobachtete Störung des Bogen-Zugband-Modells oder Sprengwerks nicht einstellen kann. Die Anzahl der Aussparungen wurde über eine maximale Aussparungsfläche begrenzt, so dass es aufgrund des Steifigkeitsverlustes infolge der Aussparungen nicht zu übergroßen Verformungen kommt. Die untersuchte Variation der Lage, Größe und Anzahl der Aussparungen in den Balken ist in Bild 7.4 in Form eines Zonenmodells dargestellt.

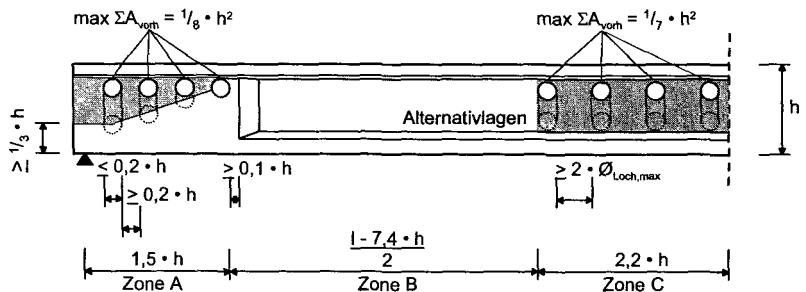


Bild 7.3: Zonenmodell zur Anordnung von Aussparungen für Balken mit Doppel-T-Querschnitt

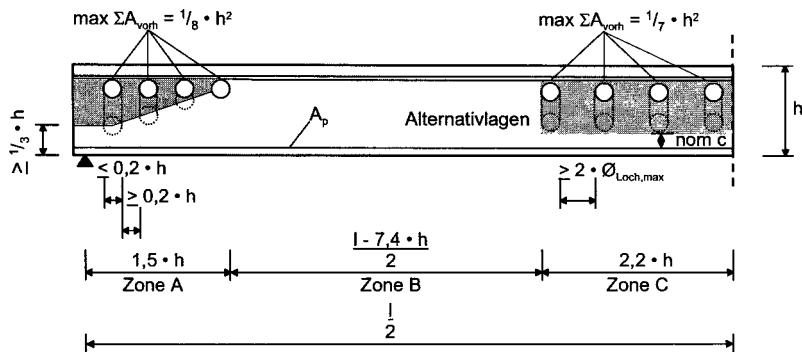


Bild 7.4: Zonenmodell zur Anordnung von Aussparungen für Balken mit T-Querschnitt

Zu den drei in Bild 7.3 und Bild 7.4 festgelegten Zonen sind die nachfolgenden Einschränkungen zu beachten:

Zone A:

- Länge: $\leq 1,5 \cdot h$ (mit h = Balkenhöhe am Auflager)
- Aussparungsanzahl: ≤ 4 Stück
- Aussparungsdurchmesser: $\leq 0,2 \cdot h$
- max. Gesamtaussparungsfläche: $\leq \frac{1}{8} \cdot h^2$
- lichter Aussparungsabstand: $\geq 1 \cdot \max. \varnothing$ (horizontal gemessen)
- Bei Aussparungen in Zone A muss die Stegbreite bei Balken mit Doppel-T-Querschnitt im Auflagerbereich mindestens $b_w = \frac{3}{8} \cdot \max. b_{OG}$ betragen. Die Länge dieser Stegaufweitung muss nach der letzten Aussparung mindestens um $0,1 \cdot h$ weitergeführt werden, bevor sich der Steg verjüngen darf. Bei Balken mit T-Querschnitt hingegen darf auf eine Stegaufweitung in Zone A verzichtet werden.
- Die Aussparungen dürfen nur im Steg innerhalb des in Bild 7.3 und Bild 7.4 gekennzeichneten Bereiches liegen.
- Bei benachbarten Aussparungen in Zone A muss der Mittelpunkt der näher zum Auflager liegenden Aussparung mindestens auf gleicher Höhe bzw. höher im Balken liegen als der Mittelpunkt der weiter vom Auflager entfernten Aussparung.

Zone B:

- Länge: $\geq \frac{l - 7,4 \cdot h}{2}$
- In dieser Zone sind keine Aussparungen zulässig, da es infolge der bei den Versuchen festgestellten Beeinträchtigung bei der Ausbildung eines Sprengwerks (siehe

Abschnitt 4.3.3) zu einem zu großen Tragfähigkeitsverlust kommt, und daher eine wirtschaftliche Anwendung häufig nicht mehr möglich ist.

- Bohrungen für zum Beispiel Sprinklerleitungen sind zulässig, wenn deren $\varnothing \leq 5$ cm bzw. $\leq h/20$ ist. Beide Bedingungen müssen eingehalten werden! Der horizontale Abstand zwischen benachbarten Bohrungen muss mindestens 20 cm betragen. Die Anzahl der Bohrungen ist nicht begrenzt. Bei benachbarten Bohrungen in Zone B muss der Mittelpunkt der näher zum Auflager liegenden Bohrung mindestens auf gleicher Höhe bzw. höher im Balken liegen als der Mittelpunkt der weiter vom Auflager entfernten Bohrung.

Zone C:

- Länge: $\leq 4,4 \cdot h$
- Aussparungsanzahl: ≤ 8 Stück
- Aussparungsdurchmesser: $\leq 0,4 \cdot h$
- max. Gesamtaussparungsfläche: $\leq \frac{2}{7} \cdot h^2$
- lichter Aussparungsabstand: $\geq 2 \cdot \max. \varnothing$ (horizontal gemessen)
- Die Aussparungen dürfen nur im Steg liegen.
- Bei benachbarten Aussparungen in Zone C muss der Mittelpunkt der näher zum Auflager liegenden Aussparung mindestens auf gleicher Höhe bzw. höher im Balken liegen als der Mittelpunkt der weiter vom Auflager entfernten Aussparung.
- Die Aussparungen dürfen die rechnerische Betondruckzone aus der Biegebemessung nicht einschnüren.

Allgemein

- Es sind nur Einfeldbalken zulässig.
- Die Spannlitzen müssen horizontal geführt werden.
- Auch im Bereich der Aussparungen muss die Betondeckung der Spannlitzen eingehalten werden.
- Aussparungen im Druckgurt sind nicht zulässig. Ausgenommen davon ist die Zone A. Dort dürfen bis zu drei Bohrungen mit einem maximalen \varnothing von 3 cm angeordnet werden. Die Betondeckung ist auch im Bereich der Bohrungen einzuhalten.
- Bei Bindern mit einer Biegeschlankheit $10 \leq \lambda \leq 15$ muss die Stegbreite $b_w \geq \frac{3}{8} \cdot \max. b_{Gurt}$ betragen. Bei Bindern mit einer Biegeschlankheit $\lambda > 15$ muss die Stegbreite $b_w \geq \frac{7}{40} \cdot \max. b_{Gurt}$ betragen und ab einer Binderhöhe von 1,60 m mindestens eine Breite von 14 cm aufweisen.

- Bei Satteldachbindern ist für die Berechnung der Zonen- und Aussparungsgrößen sowie der Abstände der Aussparungen untereinander für h die Balkenhöhe am Auflager h_A zu verwenden.
- Bohrungen, mit Ausnahme der in Abschnitt 8.7 getroffenen Regelungen, sind im Untergurt nicht zulässig.
- Bohrungen im Steg dürfen nur im unbelastet Zustand (nur Balkeneigengewicht) gebohrt werden, um so unzulässig große Kraftumlagerungen zu verhindern.

7.2.10 Balken- und Querschnittform

Im Zuge der Parameterstudie wurden nur Parallelgurtbalken untersucht. Für die Übertragung der dabei gewonnenen Erkenntnisse auf Satteldachbalken werden in Abschnitt 8.8 ingenieurmäßige Überlegungen getroffen.

Es wurden nur profilierte Balken mit T- und Doppel-T-Querschnitt untersucht. Balken mit Rechteckquerschnitt blieben unberücksichtigt, da für diese aufgrund der Versuchsergebnisse im Abschnitt 8.3 Bemessungsansätze abgeleitet werden können. Die Neigung der Schalkanten des Querschnittes kann Bild 7.2 entnommen werden.

7.2.11 Biegeschlankheit

Die Biegeschlankheit wurde aufgrund der Überlegungen, die zur Beurteilung der Kippgefährdung von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton in Abschnitt 8.4 angestellt wurden, auf Werte zwischen 10 und 25 begrenzt (siehe auch Bild 8.39).

7.2.12 Schub schlankheit

Im Zuge der Berechnungen der Parameterstudie wurden sowohl Streckenlasten als auch Einzellasten untersucht. Die Einzellasten wurden dabei vom Auflager schrittweise in Richtung Feldmitte verschoben. Die Schub schlankheiten variierten bei den Berechnungen zwischen 0,42 und 15,31.

Kleinere Schub schlankheiten als 1,0 sind sehr selten, da in diesem Fall der Lastanordnung die Lasten üblicherweise über zusätzlich angeordnete Konsolen abgefangen werden (siehe Bild 7.5). Dennoch ist eine Ausführung als Balken möglich. Daher wurde die untere Grenze der Schub schlankheit willkürlich auf 0,42 festgelegt.

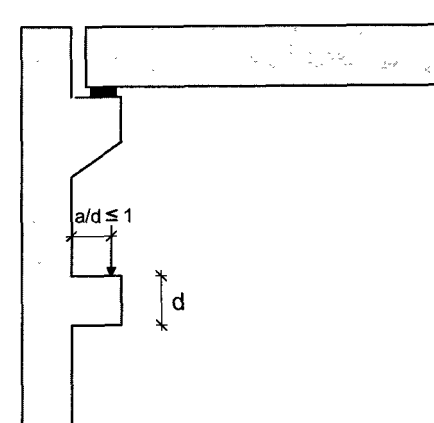


Bild 7.5: Lastabtrag bei kleinen Schubslankheiten

Mit steigender Schubslankheit geht der Versagensmechanismus von einem Schub- in ein Biegeversagen über. Die Berechnung der Biegetragfähigkeit kann mit einer Querschnittsbemessung im Zustand II erfolgen und muss daher normalerweise nicht über eine FE-Berechnung durchgeführt werden. Selbst Aussparungen können dabei über einen entsprechenden Abzugsterm beim Ansatz der Nachrisszugfestigkeiten des Stahlfaserbetons berücksichtigt werden. Um jedoch zu untersuchen, ob es bei Aussparungsgruppen aufgrund der starken „Durchlöcherung“ des Balkens zu einem Versagen des Balkens vor Erreichen der Biegetragfähigkeit kommt, wurde als obere Grenze für die Schubslankheit 15,31 gewählt.

7.3 Einwirkungen

7.3.1 Lastarten

In der Parameterstudie wurden Einzel- und Streckenlasten untersucht. Die Einzellasten wurden dabei für jede weitere Berechnungsvariante vom Auflager schrittweise in Richtung Feldmitte verschoben, so dass unterschiedliche Schubslankheiten (siehe Abschnitt 7.2.12) berücksichtigt wurden.

7.3.2 Vorspannung σ_{cd}

Als Querschnitt einer Litze der Spannbewehrung wurde stets 93 mm^2 angesetzt. Dies entspricht dem Querschnitt handelsüblicher Spannlitzen für Bauteile mit sofortigem Verbund. Der Achsabstand der Spannlitzen untereinander betrug in horizontaler und vertikaler Richtung $4,0 \text{ cm}$. Wenn jedoch durch Betoniersversuche nachgewiesen werden kann,

dass es infolge eines engeren Spannlitzenabstandes als 4,0 cm nicht zu einem Ausbiegen der Stahlfasern und/oder der größeren Gesteinskörnung kommt, können aber auch engere Litzenabstände verwendet werden.

Die Vorspannkraft der Spannlitzen wurde nach DIN 1045-1 Gl. (49) unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden nach Gleichung (7.2) bestimmt. Die Annahme eines durchschnittlichen Verlustes der Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ von etwa 14 %, der auch die Relaxation des Spannstahls beinhaltet, wurde bereits in Abschnitt 5.2.1.4 ausführlich erläutert. Die Spannlitzen wurden in der Berechnung als nicht abisoliert betrachtet.

$$\sigma_{p,m0,max} = 0,75 \cdot 1770 \cdot (1 - (s + k + r)) = 0,75 \cdot 1770 \cdot (1 - 0,14) = 1142 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (7.2)$$

Die Anzahl der Spannlitzen im Ober- und Untergurt betrug jeweils mindestens zwei. Als untere baupraktische Grenze der Vorspannung, siehe auch Abschnitt 7.1.4, wurde 1,0 N/mm² festgelegt. Aufgrund der eingelegten Spannbewehrung ergab sich bei den untersuchten Balken eine geringfügig kleinere Vorspannung von 0,95 N/mm². Die obere Grenze der Vorspannung wurde mit 10,29 N/mm² ca. 15 % größer gewählt, als sie in den Versuchen mit 8,96 N/mm² erreicht wurde, um den Anwendungsbereich für Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton etwas über den Erfahrungsbereich der Versuche ausdehnen zu können.

7.4 Ergebnisse

Ausgehend von den zuvor beschriebenen Parametern wurden 1.159 unterschiedliche Balkenvarianten berechnet, siehe Anhang Abschnitt 12.7. Bei 693 Balken wurde ein Biegeversagen und bei 466 Balken ein Schubversagen festgestellt. In Bild 7.6 wurde für die Balken mit Biegeversagen das maximale Biegemoment der FE-Berechnung M_{FEM} , basierend auf Mittelwerten der Materialkennwerte, mit der nach DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ berechneten Querschnittsbiegetragfähigkeit M_{calc} (siehe dazu auch Abschnitt 3.2.4), ebenfalls auf Basis von Mittelwerten der Materialkennwerte, gegenübergestellt.

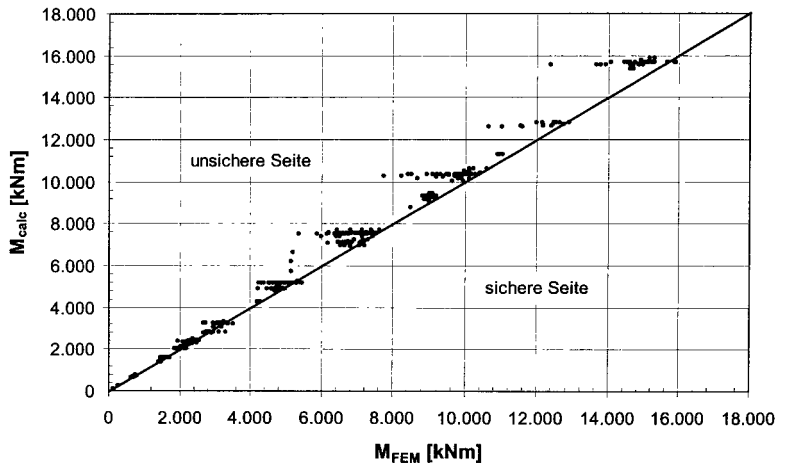


Bild 7.6: Vergleich der Biegetragfähigkeiten FEM mit DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“

Tabelle 7.1: Statistische Auswertung der Berechnungsergebnisse

Anzahl	693 Stück
Mittelwert	95,8 %
Standardabweichung	4,8 %
Korrelationskoeffizient	99,7 %

In Bild 7.6 und Tabelle 7.1 sind, zur Beurteilung der Biegetragfähigkeit, die Ergebnisse der FE-Berechnungen mit dem Ansatz der DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ (Querschnittstragfähigkeit M_{calc}) gegenübergestellt. Für die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit wurde dabei eine Spannungs-Dehnungsverteilung nach Bild 3.9 angesetzt.

Der Vergleich der Ergebnisse in Bild 7.6 und Tabelle 7.1 zeigt für eine Nachrechnung von Biegetragfähigkeiten zum Teil ungewöhnlich große Abweichungen. Diese sind auf ein vorzeitiges Versagen der Balken zurückzuführen, das durch die im Querschnitt angeordneten Aussparungen ausgelöst wird. Der zugehörige Versagensmechanismus und ein entsprechender Bemessungsansatz werden in Abschnitt 8.2.1 erläutert.

In Bild 7.7 werden die in der FE-Berechnung erreichten Querkräfte mit den aufnehmbaren nach DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ berechneten Querkräften verglichen. Da die mit der FEM berechneten Querkräfte

auf Mittelwerten der Materialkennwerte basieren, und die aufnehmbaren Querkräfte nach DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ Bemessungswerte (siehe Gl. (7.3)) darstellen, müssen die FE-Ergebnisse in Bemessungswerte umgerechnet werden (siehe Gl. (7.4)).

$$V_{\text{calc}} = V_{\text{Rd,ct}} + V_{\text{Rd,cf}} \quad \text{DIN 1045-1 Gl. (70) + Rili SFB Gl. (10.2)} \quad (7.3)$$

$$V_{\text{FEM}} = (V_G + V_Q) \cdot \gamma_M \quad \text{für Gleichstreckenlasten} \quad (7.4)$$

Zur Berechnung von $V_{\text{Rd,ct}}$ und $V_{\text{Rd,cf}}$ siehe Abschnitt 3.2.5 Gl. (3.13) und Gl. (3.17).

Für auflagernahe Einzellasten muss nach DIN 1045-1 Abschnitt 10.3.2 Gl. (68) die mit der FEM berechnete Einzellast noch mit dem Beiwert β verkleinert werden.

$$V_{\text{FEM}} = (V_G + \frac{V_Q}{\beta}) \cdot \gamma_M \quad \text{für Einzellasten} \quad (7.5)$$

$$\beta = \frac{x}{2,5 \cdot d} \geq 1,0 \quad x = \text{Abstand der Einzellast zum Auflagerrand} \quad (7.6)$$

Der „Sicherheitsbeiwert“ γ_M berechnet sich, indem der Teilsicherheitsbeiwert γ'_{ct} nach dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ Abschnitt 5 Tabelle R1 durch einen Faktor zur Umrechnung von Mittelwerten in charakteristische Werte nach Anhang O Gl. (O.3) des Entwurfs der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ dividiert wird.

$$\gamma_M = \frac{\gamma'_{\text{ct}}}{0,7} = \frac{1,25}{0,7} = 1,79 \cong 1,80 \quad (7.7)$$

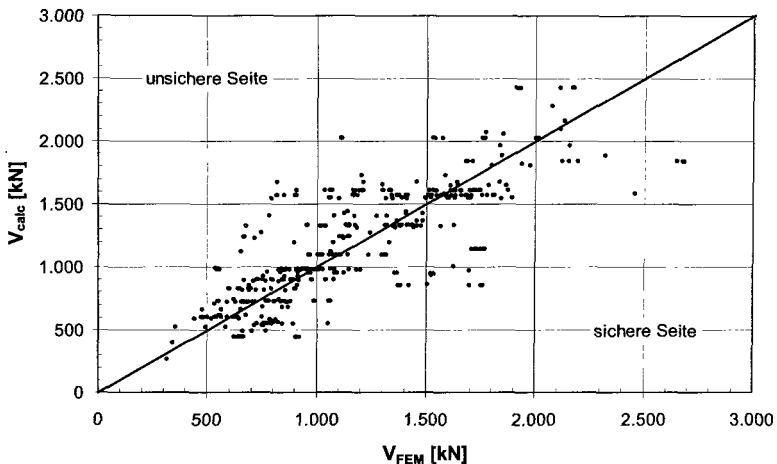


Bild 7.7: Vergleich der Schubtragfähigkeiten FEM mit DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“

Tabelle 7.2: Statistische Auswertung der Berechnungsergebnisse

Anzahl	466 Stück
Mittelwert	101 %
Standardabweichung	27 %
Korrelationskoeffizient	80 %

Wie Bild 7.7 und Tabelle 7.2 zeigen, weist der bisherige Ansatz zur Schubbemessung nach DIN 1045-1 in Kombination mit der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ erhebliche Streuungen auf, die für einen Bemessungsansatz so nicht hinzunehmen sind. Die Streuungen werden auf eine unzureichende Berücksichtigung der Aussparungen und der Querschnittform zurückgeführt. In Abschnitt 8.2.3 wird daher ein verbesserter Bemessungsansatz entwickelt.

Beide Vergleiche der Versuchsauswertung zeigen, dass mit den derzeit bestehenden Regelungen keine zufriedenstellende Bemessung von Spannbetoneinfeldbalken mit Aussparungen aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Betonstahlbewehrung möglich ist. Daher erscheint eine Weiterentwicklung der bestehenden Regelungen notwendig, die in Abschnitt 8 vorgenommen wird.

7.5 Referenzberechnungen

Ein Teil der Parameterstudie wurde für die Erteilung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung durchgeführt. Durch das Ingenieurbüro⁴ WTM-Engineers erfolgte im Zuge des Zulassungsverfahrens eine Nachrechnung von zehn Balken mit einem nichtlinearen FE-Programm [37]. Bei einer Biegebeanspruchung ergab sich eine gute Übereinstimmung mit den berechneten Last-Verformungskurven des Verfassers. Bei Balken, die hauptsächlich auf Schub beansprucht waren, wurde die vom Verfasser berechnete Traglast deutlich unterschritten. Dies konnte von WTM-Engineers auf getroffene Vereinfachungen bei der Modellierung des Werkstoffes Stahlfaserbeton zurückgeführt werden.

7.6 Zusammenfassung

In der vorgestellten Parameterstudie wurden alle, die Traglast von profilierten Spannbetoneinfeldbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Betonstahlbewehrung, mit und ohne Aussparungen, beeinflussenden Parameter variiert. Insgesamt wurden 1.159 unterschiedliche Balkenvariationen berechnet. Die erzielten Ergebnisse zeigen, dass die bis-

⁴ Dem Ingenieurbüro WTM Engineers sei für die zur Verfügung gestellten Berechnungsergebnisse gedankt.

herigen Bemessungsansätze gemäß DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ bei Biegebeanspruchung zum Teil deutlich zu unsichere Ergebnisse liefern und dass bei einer Schubbeanspruchung große Abweichungen zu den FE-Ergebnissen vorliegen. Dieses Ergebnis verdeutlicht, dass es sowohl für Biegung, als auch für Schub, notwendig erscheint, modifizierte Nachweisverfahren zu entwickeln. Mit den im Rahmen dieser Parameterstudie untersuchten 1.159 unterschiedlichen Balkenvarianten steht eine ausreichend große Datenbasis (siehe Anhang Abschnitt 12.7) zur Herleitung dieser Nachweisverfahren für profilierte Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton zur Verfügung.

8 Bemessung

In Abschnitt 7 wurde eine FE-Parameterstudie mit dem Ziel durchgeführt, eine ausreichend große Datenbasis zu schaffen, so dass in diesem Abschnitt allgemeingültige Bemessungsansätze hergeleitet werden können. Im Zuge der Parameterstudie stellte sich heraus, dass die bisherigen Bemessungsansätze nicht ausreichend erscheinen, um das Biege- und Schubtragverhalten von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton, mit und ohne Aussparungen, hinreichend genau beschreiben zu können. Die unterschiedlichen Ansätze werden in Abhängigkeit von der Querschnittsform Rechteck, T oder Doppel-T, sowie unter Berücksichtigung aller Parameter, die die Traglast beeinflussen, ausführlich erläutert. Zuvor wird jedoch der Ansatz der zugrundegelegten Materialkennwerte beschrieben.

8.1 Ansatz von Materialkennwerten

Die in den Abschnitten 6 und 7 durchgeführten FE-Berechnungen wurden unter Zugrundelegung von Mittelwerten der Materialkennwerte durchgeführt. Für die Nachrechnung von Versuchen, wie in Abschnitt 6 dieser Arbeit, ist dies das gängigste Vorgehen [40], [94], [115] und bedarf keiner weiteren Erläuterung. Bei der Durchführung einer Parameterstudie stehen, wie Bild 8.1 zeigt, mehrere Möglichkeiten zum Ansatz der Größe der Materialkennwerte zur Verfügung.

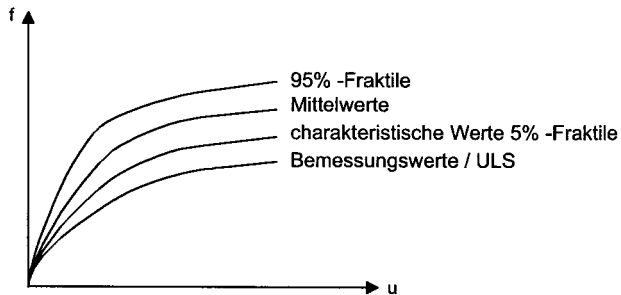


Bild 8.1: Schematische Darstellung unterschiedlicher Möglichkeiten zum Ansatz der Materialkennwerte in einer FE-Parameterstudie

Aus den vier in Bild 8.1 dargestellten Möglichkeiten zum Ansatz der Materialkennwerte sind nach Auffassung des Verfassers jedoch nur zwei sinnvoll. Dabei handelt es sich um den Ansatz von Mittel- bzw. Bemessungswerten der Materialkennwerte. Die Verwendung von Mittelwerten weist den Vorteil auf, dass alle Ergebnisse der FE-Berechnungen, bei einem entsprechend kalibrierten „FE-Modell“ als weitere Versuchsergebnisse angesehen

werden können, das heißt, Traglast, Rissbildung und Versagensmechanismus sind im Versuch und der FE-Berechnung identisch. Die FE-Berechnung ermöglicht somit eine realitätsnahe Modellierung von Bauteilen. Weiterhin können eventuell erforderliche Teilsicherheitsbeiwerte aus den Ergebnissen bestimmt werden [68].

Werden FE-Berechnungen auf der Basis von Bemessungswerten der Materialkennwerte durchgeführt, kann ein Bemessungsansatz direkt aus den Ergebnissen abgeleitet werden. Der Nachteil bei der Verwendung von Bemessungswerten der Materialkennwerte ist jedoch, dass der Teilsicherheitsbeiwert vor der Berechnung bekannt sein muss. Weiterhin sind die Berechnungen aufwendiger, da die untersuchten Bauteile schon unter geringerer Beanspruchung ein nichtlineares Tragverhalten aufweisen, da sie in großen Bereichen in den gerissenen Zustand II übergehen. Das dabei erzielte Rissbild weist dann außerdem große Abweichungen zu Versuchsergebnissen auf, und widerspricht somit nach Auffassung des Verfassers dem Grundgedanken von FE-Berechnungen, mit denen eigentlich ein möglichst realitätsnahes Tragverhalten von Bauteilen abgebildet werden soll. Daher sollten die Bemessungswerte der Materialkennwerte nur bei linearelastischen Berechnungen verwendet werden, jedoch nicht bei nichtlinearen. Aus den vorgenannten Gründen erfolgte die FE-Parameterstudie in Abschnitt 7 auf Basis von Mittelwerten der Materialkennwerte.

Die Durchführung der FE-Berechnungen auf der Basis von Mittelwerten erfordert einen bestimmten „Sicherheitsabstand“ zu Berechnungen auf Grundlage von Bemessungswerten. In Abschnitt 7.4 Gl. (7.7) wurde dieser „Sicherheitsabstand“ zu $\gamma_M = 1,8$ berechnet, wenn das Versagen, wie beim Schub, durch das Material Stahlfaserbeton bestimmt wird. Kann das Versagen auf ein Beton- oder Spannstahlversagen bzw. auf einen Ausfall der Betondruckzone zurückgeführt werden, ergeben sich andere erforderliche „Sicherheitsabstände“. Da diese bei den hier untersuchten Balken nicht benötigt werden, wird auf deren Herleitung verzichtet.

Bei einem Teil der Balken der FE-Parameterstudie wurde ein sprödes Versagen festgestellt, welches mit dem von unbewehrtem Beton vergleichbar ist. Für die Bauteile, bei denen dieses Versagen eintrat, wird ein größerer „Sicherheitsabstand“ gefordert. Dieser berechnet sich in Anlehnung an DIN 1045-1 Abschnitt 10.3.3 Gl. (72) nach Gl. (8.1). Da bei Bauteilen aus Stahlfaserbeton die Zugfestigkeit eine deutlich geringere Streuung aufweist als bei faserlosem Beton, wird der erforderliche Sicherheitsabstand allerdings wieder etwas reduziert (Faktor 0,9).

$$\gamma_{M,s} = \gamma_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ctk;0,05}} \cdot 0,9 = 1,8 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ctm} \cdot 0,7} \cdot 0,9 \approx 2,3 \quad (8.1)$$

8.2 Balken mit profilierten Querschnitten

8.2.1 Biegetragfähigkeit

Bei den im Zuge dieser Arbeit untersuchten Fertigteilkonstruktionen treten, abgesehen von sehr kleinen Koppelkräften (siehe Bild 8.2), keine äußeren Normalkräfte auf. Diese Koppelkräfte sind in der Regel jedoch so gering, dass sie für die weiteren Betrachtungen vernachlässigt werden können. Daher wird im Folgenden ein Bemessungsansatz nur für Biegung ohne Normalkraft entwickelt.

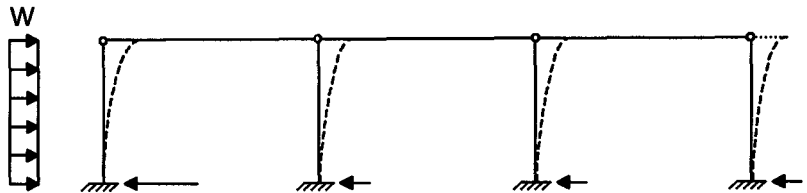


Bild 8.2: Koppelkräfte in Fertigteilkonstruktionen

In Abschnitt 7.4 Bild 7.6 wurde gezeigt, dass die Ergebnisse der FE-Berechnungen scheinbar immer auf der unsicheren Seite liegen. Das bedeutet, dass die Querschnittstragfähigkeit nicht erreicht wurde. Dies ist hauptsächlich darauf zurückzuführen, dass die durchgeführten kraftgesteuerten FE-Berechnungen sich von unten an die maximale Traglast heraniterierten und daher in der Regel etwas unterhalb der Berechnungsergebnisse der Querschnittstragfähigkeit liegen. Aus diesem Grund wird für alle Ergebnisse der FE-Berechnungen, die 5 % unterhalb der berechneten Querschnittstragfähigkeit liegen, angenommen, dass sie bei einer entsprechend kleinen Wahl von Lastschritten bzw. einer weggesteuerten Berechnung die volle Querschnittstragfähigkeit M_{calc} erreichen würden.

Bei einer Auswertung der Berechnungsergebnisse, die zur Darstellung in Bild 7.6 geführt haben, nach der Größe der Aussparungen in Zone C (siehe Bild 8.3) zeigt sich, dass bei Balken ohne Aussparungen die Berechnungsergebnisse nahezu alle im Bereich der zuvor festgelegten -5 %-Schwankungszone liegen, während sie für Balken mit Aussparungen zum Teil deutlich darunter liegen. Der Übereinstimmungsgrad ρ_M in Bild 8.3 ergibt sich nach Gl. (8.2) zu:

$$\rho_M = \frac{M_{\text{FEM}}}{M_{\text{calc}}} \quad (8.2)$$

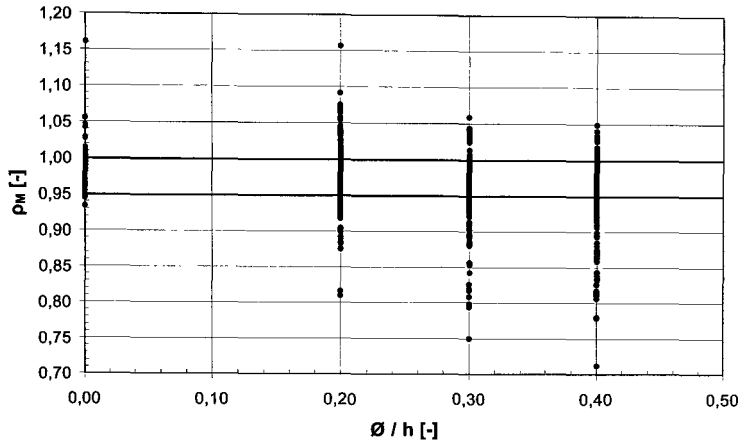


Bild 8.3: Übereinstimmungsgrad ρ_M für unterschiedliche, auf die Bauteilhöhe bezogene Aussparungsdurchmesser in der Zone C

Bild 8.3 macht deutlich, dass es für Balken mit und ohne Aussparungen notwendig ist, jeweils einen eigenständigen Bemessungsansatz zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit zu entwickeln.

8.2.1.1 Balken ohne Aussparungen

In Bild 8.4 ist für 69 Balken ohne Aussparungen, in Abhängigkeit von der Schubslankheit, die Übereinstimmung von FE-Berechnung und Querschnittstragfähigkeit angegeben.

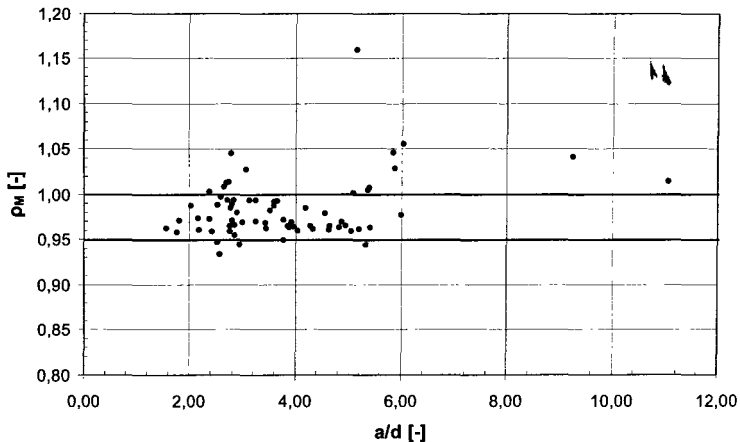


Bild 8.4: Übereinstimmungsgrad ρ_M in Abhängigkeit von der Schubslankheit a/d

Tabelle 8.1: Statistische Auswertung der Berechnungsergebnisse

Anzahl	69 Stück
Mittelwert	98,4 %
Standardabweichung	3,4 %
Korrelationskoeffizient	100,0 %

Von den 69 untersuchten Balken liegen vier knapp unterhalb der festgelegten Streuzone von -5 %. Dies entspricht einer Ausreißerquote von 5,8 % der Gesamtbalken. Da diese sehr niedrig ist, die maximale Abweichung zwischen FE-Berechnung und Querschnittstragfähigkeit 7 % beträgt, und die statistische Auswertung in Tabelle 8.1 sehr gute Übereinstimmungen zwischen beiden Ansätzen aufzeigt, erscheint es wenig sinnvoll, den Bemessungsansatz der DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ (siehe auch Abschnitt 3.2.4) zu verändern.

In den FE-Berechnungen konnte beim Biegeversagen sowohl ein Biegedruck- als auch ein Biegezugversagen festgestellt werden. Das Biegezugversagen ist schon bei Bauteilen ohne Stahlfasern äußerst gutmütig, wo hingegen das Biegedruckversagen bei Balken ohne eine die Druckzone umschnürende Bewehrung zum Teil spröde ausfällt. Bei den hier untersuchten Leistungsklassen des Stahlfaserbetons (siehe Abschnitt 7.1.2) konnte bei keinem Balken, weder im Versuch noch in den FE-Berechnungen, ein sprödes Biegedruckversagen festgestellt werden. Durch die Stahlfasern ergibt sich, wie Bild 3.1 zeigt, eine deutlich duktilere Arbeitslinie im Nachbruchbereich, die zu einem duktilen Biegedruckversagen der Balken führt.

Bei Bauteilen mit einer sehr geringen Längsbewehrung kann es ebenfalls zu einem Versagen ohne Vorankündigung kommen. Um dies zu verhindern, muss nach DIN 1045-1 stets eine Mindestbewehrung angeordnet werden, die das Rissmoment abdeckt. Balken, bei denen nur eine sehr geringe Bewehrung eingebaut wird, sind baupraktisch zwar nicht relevant, dennoch gilt im Falle der Anwendung die Empfehlung der DIN 1045-1 selbstverständlich auch für die hier untersuchten Balken. Die Faserwirkung darf bei der Berechnung der Mindestbewehrung nach dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ berücksichtigt werden.

8.2.1.2 Balken mit Aussparungen

Aus Bild 8.3 wird deutlich, dass mit steigendem Durchmesser der Aussparungen in der Zone C die Biegetragfähigkeit auf bis zu 71 % absinkt. Daher wird im Folgenden ein Modell, sowie ein Bemessungsansatz zur Beschreibung des Tragverhaltens dieser Balken entwickelt, welches diese verminderte Biegetragfähigkeit berücksichtigt.

Insgesamt wurden 624 Balken mit Aussparungen untersucht, bei denen es zu einem Biegeversagen gekommen ist. Davon liegen 221 (ca. 35 %) unterhalb der festgelegten -5 %-Streuzone. Das Versagen dieser Balken zeichnet sich durch ein Ausbrechen unterhalb des Druckbogens, verursacht durch die Aussparungen in Zone C, aus (siehe Bild 8.5). Dieser Versagensmechanismus wurde bereits in Abschnitt 4.7.4 und 7.2.7 angedeutet. Er wird nachfolgend wieder aufgenommen und detailliert erläutert.

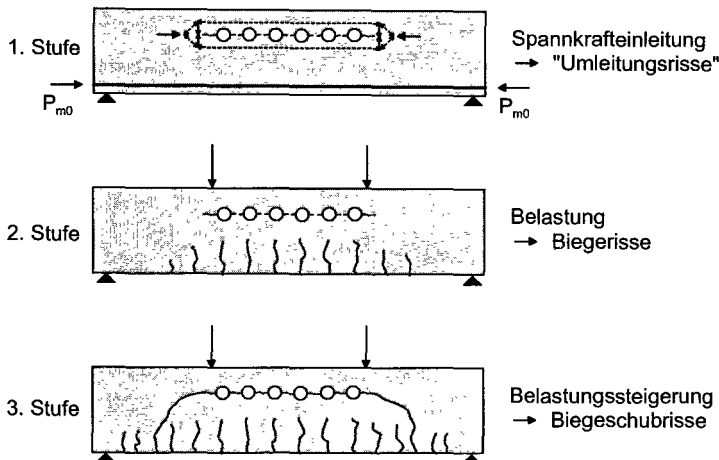


Bild 8.5: Ablauf des Ausbruchs unterhalb des Druckbogens

Das Versagen eines Balkens mit Ausbruch unterhalb des Druckbogens zeichnet sich durch 3 Phasen aus (siehe Bild 8.5). In der ersten Phase entstehen noch im Fertigteilwerk beim Ablassen der Vorspannung auf den Balken, insbesondere vor den äußeren Aussparungen in Zone C, infolge der Umleitung der Vorspannkraft Risse. Aber auch zwischen den Aussparungen bilden sich vereinzelt kleinere Risse aus. Das Entstehen dieser Risse wird dabei entschieden durch die Größe der Vorspannung, des Aussparungsdurchmessers, der zentrischen Zugfestigkeit sowie der Stegbreite in Relation zur Obergurtbreite bestimmt. Je größer die Vorspannung und die Aussparungen sind, desto größer ist auch die dabei entstehende Spaltzugkraft (siehe Bild 8.5 oder Bild 4.59). Ist diese Spaltzugkraft größer als die zentrische Zugfestigkeit, so kommt es zum Riss. Die Länge der Risse wird durch die Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons bestimmt. Je größer diese ist, desto kürzer sind die entstehenden Risse. Für die Rissbildung in dieser ersten Phase ist auch der Abstand der Aussparungen untereinander ausschlaggebend. Da der lichte Abstand im Zuge der FE-Parameterstudie stets mit $2,0 \cdot \varnothing$ angenommen wurde, kann sein Einfluss hier nicht exakt quantifiziert werden. Es lässt sich jedoch feststellen, dass mit steigendem Abstand der Aussparungen untereinander, die Gefahr des Vereini-

gens der Risse durch alle Aussparungen abnimmt (siehe auch Abschnitt 2.4.2 und Bild 2.11).

Die zweite Phase des Versagens stellt sich im eingebauten Zustand ein. Infolge der auftretenden Einwirkungen bilden sich Biegerisse aus, die nahezu vertikal orientiert sind (siehe Bild 8.5). Hierbei sind wiederum die zentrische Zugfestigkeit sowie die Bauteilhöhe und -breite die maßgebenden Einflussparameter für den Umfang der Rissbildung.

Mit steigender Einwirkung kommt es dann zur dritten Phase des Versagensmechanismus nach Bild 8.5. Im Bereich kleiner werdender Biegemomente und großer Querkräfte ändern die ursprünglich nahezu vertikalen Risse ihre Neigung. Aus den Biegerissen werden Biegeschubrisse, die sich schlagartig mit den Anrissen im Bereich der Aussparungen verbinden, und so zu einem Ausbruch unterhalb des Druckbogens, vor Erreichen der Biegetraglast, führen.

Dieser Versagensmechanismus kann sich also nur einstellen, wenn die Aussparungen hoch im Querschnitt liegen. Liegen die Aussparungen tief im Querschnitt, so bilden sich die Biegerisse vertikal durch die Aussparungen hindurch, und es kommt zu einem „normalen“ Biegeversagen (siehe Bild 8.6), das heißt, die Querschnittsbiegetragfähigkeit der Balken wird erreicht.

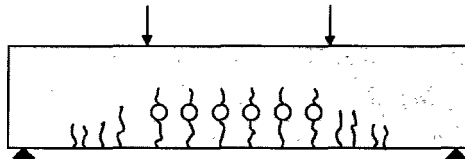


Bild 8.6: Biegerissbildung bei tief im Querschnitt liegenden Aussparungen

Weiterhin ist dieses Versagen von der Art (Einzel- und Streckenlasteinwirkung) und Lage der Einwirkung (Schubslankheit) sowie der Biegeschlankheit abhängig. Eine Einwirkung, wie in Bild 8.5 dargestellt, wirkt sich aufgrund ihres Momenten-Querkraft-Verhältnisses ungünstiger auf den Versagensmechanismus aus, als zum Beispiel eine auflagernahe Einzellast oder eine Streckenlast.

Das beschriebene Versagen wurde vom Verfasser bereits im Rahmen der ersten durchgeführten FE-Berechnungen der Parameterstudie festgestellt. Durch die Festlegung einer Mindeststegbreite in Abhängigkeit von der Biegeschlankheit und Obergurtbreite sollte diese Versagensart eigentlich ausgeschlossen werden (siehe Abschnitt 7.2.7). Weitere FE-Berechnungen bestätigten fürs Erste diesen gewählten Ansatz. Im Zuge weiterer FE-Berechnungen kam es trotzdem vereinzelt immer noch zu einem Ausbruch unterhalb des

Druckbogens, ohne dass dabei die volle Biegetragfähigkeit nach der Querschnittsbemessung erreicht wurde. Da eine weitere Eingrenzung der Eingangsparameter der FE-Parameterstudie nicht durchgeführt werden konnte, erfolgt nachfolgend die Herleitung eines empirischen Bemessungsansatzes, der dieses Versagen berücksichtigt.

Das Versagen wird nach den zuvor aufgeführten Betrachtungen durch die neun Parameter Vorspannung, Aussparungsdurchmesser, Zugfestigkeit (in Abhängigkeit der Druckfestigkeit), Nachrisszugfestigkeit, Abstand der Aussparungen, Art und Lage der Einwirkungen, Bauteilhöhe und -breite, sowie der Höhenlage der Aussparungen im Querschnitt beeinflusst. Ein Bemessungsansatz, der alle neun Parameter berücksichtigt, wäre sicherlich wünschenswert, aber für eine alltägliche Bemessung viel zu aufwendig. Der nachfolgende Bemessungsansatz berücksichtigt daher nur die beiden Parameter mit dem größten Einfluss. Dies sind der Aussparungsdurchmesser und die Höhenlage im Querschnitt.

Für Balken mit Aussparungen kann die Biegetragfähigkeit nach Gl. (8.3) berechnet werden. Über die Abminderungsfaktoren κ_{\emptyset} und κ_h werden der Einfluss des Aussparungsdurchmessers und der Höhenlage im Querschnitt auf die Biegetragfähigkeit M_{Rd}^f berücksichtigt.

$$M_{Rd,\emptyset} = \kappa_{\emptyset} \cdot \kappa_h \cdot M_{Rd}^f \quad (8.3)$$

Der Abminderungsfaktor κ_{\emptyset} wird empirisch aus dem Übereinstimmungsgrad ρ_M , in Abhängigkeit von der auf die Bauteilhöhe bezogenen Aussparungsgröße gemäß Bild 8.7, abgeleitet. Der Übereinstimmungsgrad ρ_M ergibt sich dabei nach Abschnitt 8.2.1 Gl. (8.2).

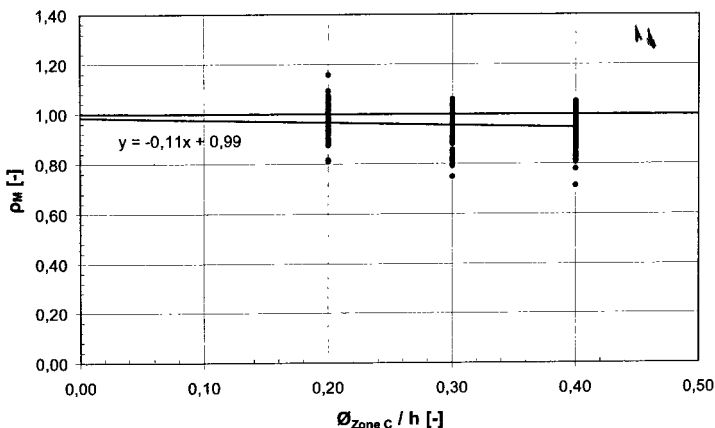


Bild 8.7: Ableitung des Abminderungsfaktors κ_{\emptyset}

κ_{\emptyset} ergibt sich unter Beachtung von Bild 8.7 nach Gl. (8.4).

$$\kappa_{\emptyset} = 1 - \frac{\emptyset_{Zone C}}{h} \cdot 0,1 \quad (8.4)$$

Der Abminderungsfaktor κ_h wird ebenfalls empirisch aus dem Übereinstimmungsgrad ρ_M , in Abhängigkeit von der auf die Bauteilhöhe bezogenen Aussparungshöhenlage im Querschnitt gemäß Bild 8.8, abgeleitet. Zur Berücksichtigung der Einflüsse der anderen zuvor aufgeführten sieben Parameter wird der Abminderungsfaktor κ_h gegenüber Bild 8.8 allerdings geringfügig reduziert, das heißt, die Abminderung vergrößert.

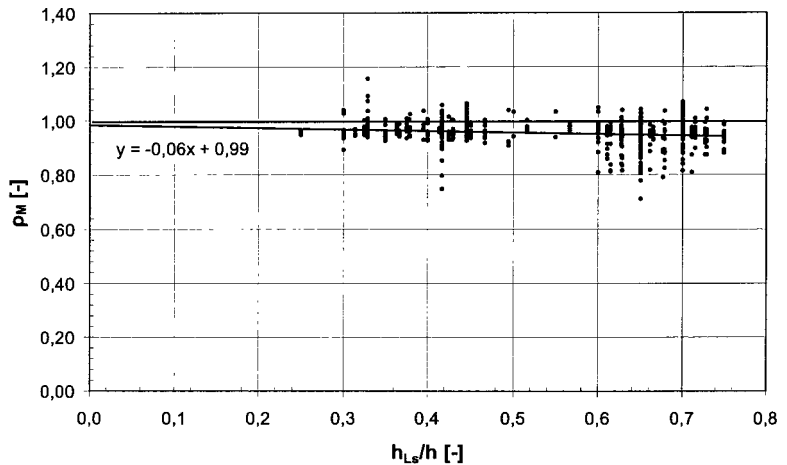


Bild 8.8: Ableitung des Abminderungsfaktors κ_h

Der Abminderungsfaktor κ_h ergibt sich unter Beachtung von Bild 8.8 nach Gl. (8.5).

$$\kappa_h = 1 - \frac{h_{Ls}}{h} \cdot 0,1 \quad (8.5)$$

Die Biegetragfähigkeit M'_{Rd} in Gl. (8.3) ist gleich der eines ungeschwächten Stahlfaserbetonquerschnittes nach Abschnitt 3.2.4. Für einfache Überslagsberechnungen darf M'_{Rd} auch mit Gl. (4.4) abgeschätzt werden.

In Bild 8.9 ist $M_{Rd,\emptyset}$, unter Berücksichtigung der Abminderungsfaktoren κ_{\emptyset} und κ_h , den Ergebnissen der FE-Berechnungen gegenübergestellt.

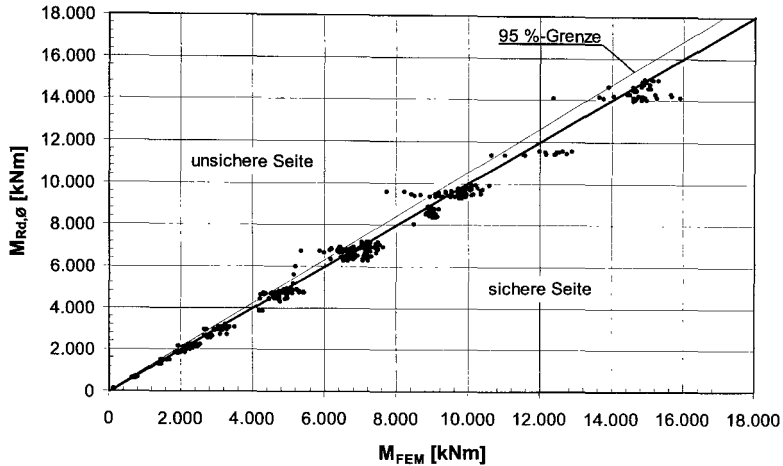


Bild 8.9: Vergleich der Biegetragfähigkeiten FEM mit dem Ansatz nach Gl. (8.3)

Tabelle 8.2: Statistische Auswertung der Berechnungsergebnisse

Anzahl	624 Stück
Mittelwert	104,1 %
Standardabweichung	5,3 %
Korrelationskoeffizient	99,6 %

Wie Bild 8.9 und Tabelle 8.2 zeigen, ergeben sich mit dem Ansatz nach Gl. (8.3) zur Berechnung der Querschnittstragfähigkeit deutlich bessere Übereinstimmungen als in Bild 7.6. Nunmehr liegen nur noch 31 der 624, also 5 %, der untersuchten Balken außerhalb der -5 %-Streuzone und somit auf der unsicheren Seiten. Dieser Prozentsatz an „Ausreißern“ stellt eine geringe Größenordnung für empirische Bemessungsansätze dar. Mit dem Ansatz nach Gl. (8.3) ergeben sich teilweise auch zu große Sicherheiten. Dies ist darauf zurückzuführen, dass in Gl. (8.3) zwei der neun Einflussparameter auf den Versagensmechanismus berücksichtigt wurden. Abschließend lässt sich jedoch feststellen, dass mit dem Ansatz nach Gl. (8.3) ein guter Kompromiss zwischen Berechnungsaufwand und Berechnungsgenauigkeit gefunden wurde.

Der in Bild 8.5 beschriebene Versagensmechanismus ist eigentlich dem Biegeschubversagen (siehe Abschnitt 8.2.2.1.1) sehr ähnlich. Dennoch wurde dieser Versagensmechanismus nicht beim Schubnachweis, sondern beim Biegenachweis berücksichtigt. In Bild 8.10 wird der Grund für dieses Vorgehen erläutert. Bild 8.10 zeigt mit der durchgezogenen Linie die Traglast eines fiktiven Balkens, dessen Ausführung Bild 7.4 entspricht, in

Abhängigkeit von der Schubslankheit, also der Position einer Einzellast, die das System beansprucht. Die gestrichelte Linie in Bild 8.10 gibt für die jeweilige Schubslankheit an, ab welcher Größe der Einzellast das System auf Biegung versagt. In diesem Beispiel versagt das System bis zu einer Schubslankheit $a/d = 2,5$ allerdings auf Schub. Bei größeren Schubslankheiten kommt es zum Biegeversagen.

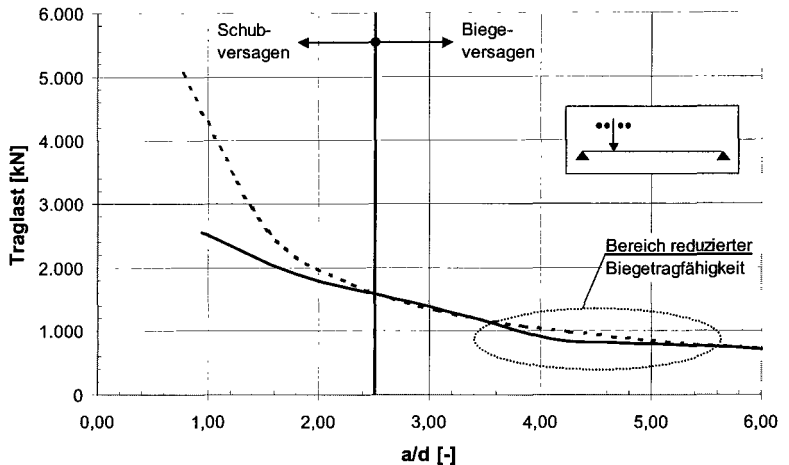


Bild 8.10: Bereich mit reduzierter Biegetragfähigkeit

Nachdem in diesem Beispiel ab einer Schubslankheit von $a/d = 2,5$ Biegung versagensursächlich wird, dürfte sich dieser Versagenszustand theoretisch nicht mehr ändern. In dem hier in Bild 8.10 gezeigten Beispiel wird jedoch in einem Bereich der Schubslankheit von ca. 3,5 bis 5,5 die volle Biegetragfähigkeit nicht erreicht. Der Grund dafür ist der in Bild 8.5 beschriebene Versagensmechanismus.

8.2.2 Grundlagen der Schubbemessung

In Abschnitt 7.4 wurde aufgrund der Auswertung der Berechnungsergebnisse der FE-Parameterstudie die Notwendigkeit erkannt, den vorhandenen Schubbemessungsansatz aus der Kombination der DIN 1045-1 mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ zu modifizieren. Dafür sollen zunächst wesentliche Grundlagen der Schubbemessung erläutert werden.

8.2.2.1 Versagensarten

Das Schubversagen ist, im Unterschied zum Biegeversagen, durch schräg zur Bauteilachse verlaufende Risse gekennzeichnet, deren Neigung durch die schiefen Hauptzug-

spannungen im Zustand I bestimmt werden. Aufgrund der Neigung der Risse können die Betrachtungen nicht auf einen ebenen Querschnitt beschränkt bleiben. Das Ebenbleiben der Querschnitte stellt eine wesentliche Grundlage der technischen Biegelehre dar, so dass es zusätzlich zu den Beanspruchungen des ebenen Querschnittes zu Sekundärbeanspruchungen, wie beispielsweise der Dübelbeanspruchung der Längsbewehrung, kommt [105], [135].

8.2.2.1.1 Biegeschubversagen

Beim Biegeschubversagen entwickelt sich der versagensursächliche Riss aus einem Biegeriss. Diese Art des Versagens tritt primär bei Balken mit Rechteckquerschnitt bzw. bei Balken mit schwach profilierter Zugzone auf, bei einer Schubschlankheit $a/d \geq 3$. Der Ablauf des Biegeschubversagens unterscheidet sich in Abhängigkeit vom Schubbewehrungsgrad.

Bei Balken ohne Schubbewehrung verlängert sich der anfängliche Biegeriss mit steigender Beanspruchung in Richtung der Hauptdruckspannungstrajektorien. Mit Erreichen einer bestimmten Last verringert sich die Rissneigung, und durch die Kinematik der geneigten Biegerisse wird die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung aktiviert. Bei einer weiteren Laststeigerung kommt es dann zu einem instabilen Risswachstum, dessen Beginn die Schubtraglast darstellt [105], [135].

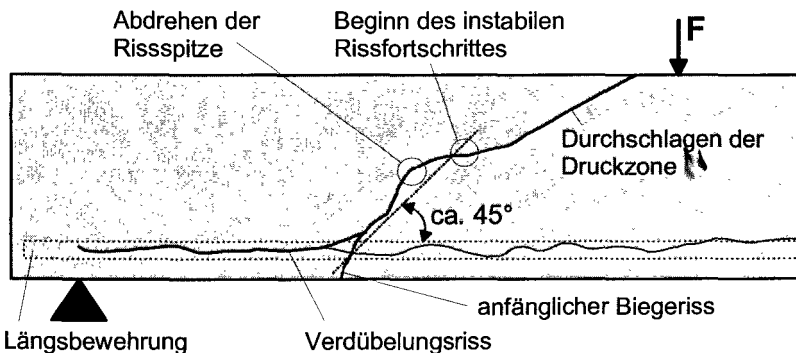


Bild 8.11: Biegeschubversagen von Balken ohne Schubbewehrung [105]

Bei Balken mit einer ausreichenden Schubbewehrung verhindert diese das instabile Risswachstum. Es stellt sich dann ein fachwerkartiges Tragsystem ein, dessen Tragfähigkeit erst mit Versagen der Betondruckzone oder dem Reißen der Bügelbewehrung erreicht wird. Bei geringen Bügelbewehrungsgraden stellt sich zwar ebenfalls eine fachwerkartige Tragwirkung ein, das instabile Risswachstum wird jedoch nicht verhindert, so

dass durch die Rissbildung die Druckzone durchtrennt wird, und das Versagen eintritt [105].

Bei Balken aus Stahlfaserbeton hat Rosenbusch [105] festgestellt, dass sich ein Versagensmechanismus wie bei unbewehrten Balken einstellt, nur dass der Rissfortschritt dabei deutlich langsamer verläuft. Das Tragverhalten kann jedoch mit demjenigen von schubbewehrten Balken verglichen werden. Dieses Tragverhalten ist darauf zurückzuführen, dass die Stahlfasern im Riss wie eine Zugbewehrung wirken (siehe Bild 8.13). Weiterhin wird ein Teil der Querkraft von der Druckzone aufgenommen. Dies führt jedoch zu großen Verformungen, so dass der Riss dadurch weiter nach oben fortschreitet. Sobald die Tragfähigkeiten der einzelnen Querkrafttragkomponenten erschöpft ist, kommt es zum instabilen Risswachstum, welches zum Durchschlagen der Druckzone und somit zum Versagen des Balkens führt.

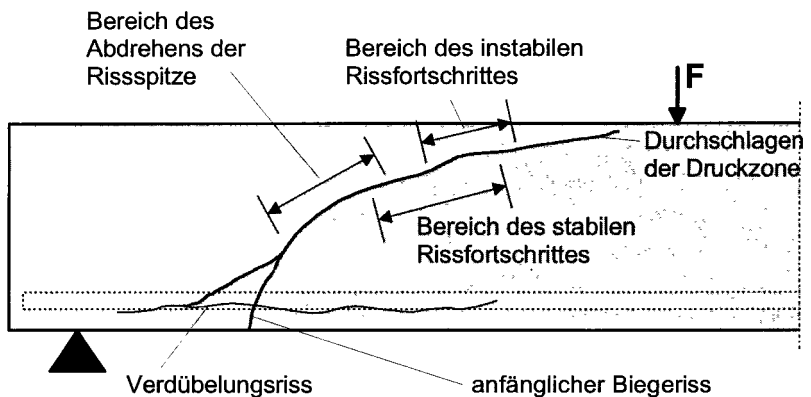


Bild 8.12: Biegeschubversagen von Balken mit Stahlfasern und ohne Bügelbewehrung [105]

Im Zuge der FE-Parameterstudie wurde bei einigen der untersuchten Balken das zuvor beschriebene Biegeschubversagen festgestellt, so dass für diese Balken in Abschnitt 8.2.3.4 ein Bemessungsansatz entwickelt wird.

8.2.2.1.2 Schubzugversagen

Schubzugversagen tritt bei Balken mit stark profilierter Zugzone oder bei hoher Vorspannung ein. Bei Balken mit stark profilierter Zugzone kann die Randspannung am unteren Rand niedriger ausfallen als im anschließenden Steg, in dem zusätzlich noch Schubspannungen wirken. Dies führt zu einem geneigten Riss im Steg, der sich nicht aus einem Biegeriss entwickelt hat, also keine Verbindung zum unteren und oberen Trägerrand

aufweist. Bei Balken ohne Schubbewehrung führt dieser Riss in der Regel zu einem sofortigen Versagen, wie dies auch bei den eigenen Versuchen an Balken mit Rechteckquerschnitt beobachtet wurde (siehe Abschnitt 4.3.3.1). Bei Balken mit sehr ausgeprägten Gurten wird beim schlagartigen Versagen nicht die Druckzone durchschlagen, sondern der Steg vom Obergurt getrennt (vergleichbar mit Riss 6 in Bild 2.15 Abschnitt 2.6), so dass der Obergurt lokal auf Biegung versagt. Die Berechnung der Schubtragfähigkeit dieser Balken kann im Allgemeinen einfach über einen Hauptspannungsnachweis erfolgen [105], [135]. Die eigenen Untersuchungen haben (siehe Abschnitt 4.3.3.1) jedoch ergeben, dass diese Annahme nicht auf Spannbetonbalken mit Rechteckquerschnitt übertragen werden kann.

Durch die Anordnung einer entsprechenden Bügelbewehrung können die bei der Rissbildung auftretenden Kräfte aufgenommen werden, so dass eine weitere Laststeigerung möglich ist. Die Tragwirkung kann dabei auf eine Betrachtung am Schrägriss (siehe Bild 8.13) zurückgeführt werden. Die bei der Rissbildung freierwerdenden Kräfte sind so groß, dass sie durch die Nachrisszugfestigkeit von praxisüblichen Stahlfaserbetonen hingegen nicht aufgenommen werden können! Dies hat sich ebenfalls, wie bereits erwähnt, bei den eigenen Versuchen an Balken mit Rechteckquerschnitt gezeigt (siehe Abschnitt 4.3.3.1 Bild 4.23).

Im Rahmen der hier durchgeführten Versuche stellte sich zumindest für Balken mit Rechteckquerschnitt heraus, dass mit einem Nachweis auf Grundlage von Hauptspannungen nach DIN 1045-1 Abschnitt 10.3.3 Gl. (72) die Versuchstraglasten überschätzt werden (siehe Abschnitt 4.3.3.1) und daher ein anderer Bemessungsansatz entwickelt werden muss (siehe Abschnitt 8.3.2.1). Auch in der FE-Parameterstudie wurde bei einigen profilierten Balken diese Art des Versagens festgestellt, so dass auch für diese Balken in Abschnitt 8.2.3.3 ein Bemessungsansatz entwickelt wird.

8.2.2.1.3 Schubdruckversagen

Das Schubdruckversagen ist gekennzeichnet durch ein Überschreiten der Hauptdruckspannung σ_2 , das zum Ausfall des gesamten Bauteils führt. Dieses Versagen tritt bei Spannbetonbalken oder bei Balken mit starken Gurten und dünnen Stegen auf. Das Auftreten des Schubdruckversagens setzt einen sehr hohen Bügelbewehrungsgrad voraus. Dies bedeutet, dass bei Balken aus Stahlfaserbeton ohne Bügelbewehrung diese Art des Versagens nicht auftritt.

8.2.2.2 Komponenten der Schubübertragung

In den folgenden Abschnitten werden die einzelnen Komponenten der Schubtragwirkung (siehe Bild 8.13) erläutert. In vielen Arbeiten zum Schubtragverhalten von Balken, zum Beispiel [105], [135], sind diese bereits eingehend beschrieben worden, so dass in diesem Abschnitt nur die wesentlichen Tragmechanismen aufgeführt werden.

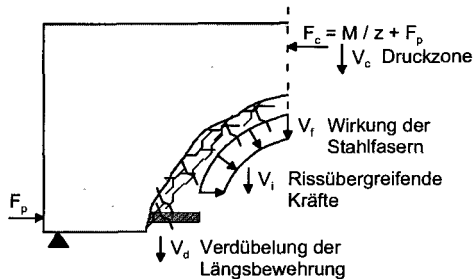


Bild 8.13: Komponenten der Schubübertragung

8.2.2.2.1 Querkrafttraganteil der Betondruckzone

Im ungerissenen Zustand I übernimmt der gesamte Betonquerschnitt die einwirkende Querkraft. Nach dem Übergang in den gerissenen Zustand II erfolgt bei Balken ohne Schubbewehrung ein maßgeblicher Anteil der Querkraftübertragung durch die Betondruckzone. Die Tragfähigkeit der Betondruckzone wird in den meisten Ansätzen aus der Tragfähigkeit der Druckstreben von Sprengwerken oder Bogen-Zugband-Modellen abgeleitet. Die Größe der Querkraft in der Druckzone ermittelt sich, indem die über die Druckzonenhöhe wirkenden Schubspannungen aufintegriert werden (siehe Bild 8.14). Die Druckzonenhöhe wird dabei maßgeblich vom Längsbewehrungsgrad beeinflusst ($x \cong f \sqrt[3]{\rho_l}$) [101]. Bei einem großen Längsbewehrungsgrad sind die Zugdehnungen gering, das heißt, die Nulllinie liegt tief im Querschnitt, so dass eine große Druckzone entsteht.

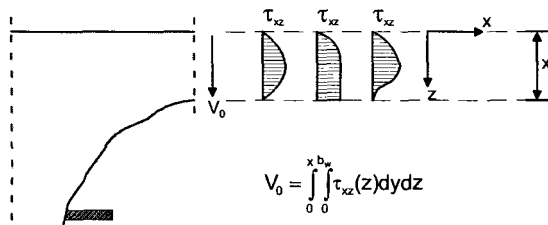


Bild 8.14: Schubspannungsverteilungen in der Betondruckzone [105]

Durch Stahlfasern steigt der Längsbewehrungsgrad und somit die Größe der Betondruckzone geringfügig. Je größer die Druckzonenhöhe ist, desto weniger Kräfte müssen vom Steg aufgenommen werden. Wie in Abschnitt 8.2.2.1 beschrieben, tritt das Versagen bei Balken ohne oder mit geringer Schubbewehrung ein, wenn ein Riss die Betondruckzone durchtrennt. Dieses Versagen begrenzt die Tragfähigkeit der Betondruckzone [105], [135].

8.2.2.2 Verdübelungswirkung der Längsbewehrung

In Schubrissen kommt es im Gegensatz zu Biegerissen nicht nur zu einer Rissöffnung, sondern auch zu einer Verschiebung der Rissufer (siehe Bild 8.15). Dadurch erfährt die Längsbewehrung eine Scherbeanspruchung, so dass die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung geweckt wird. Bis zum Absprengen der Betondeckung kann infolge der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung ein Anteil der Querkraft über den Riss übertragen werden. Im Vergleich zum Querkrafttraganteil der Druckstrebe ist die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung jedoch als gering anzusehen. Auch durch Stahlfasern wird der Längsbewehrungsgrad nicht signifikant gesteigert, wie Rosenbusch [105] festgestellt hat.

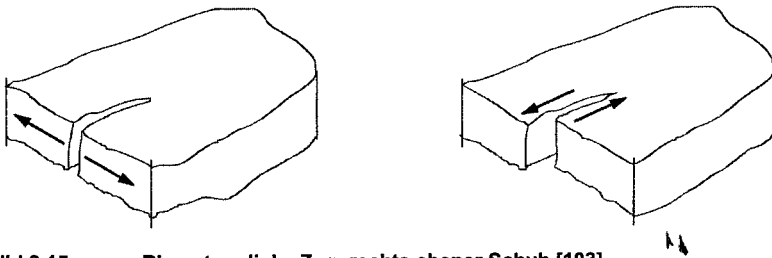


Bild 8.15: Rissarten: links Zug, rechts ebener Schub [103]

8.2.2.3 Rissreibung und Verzahnung

Bei Schubübertragungsmodellen, die auf Kämmen oder Zähnen basieren, ist die Übertragung von Schubkräften in den Rissen ein wesentlicher Bestandteil (siehe Bild 8.16). Die eingelegte Bewehrung sowie die unterschiedlich großen Gesteinskörnungen im Riss erzeugen die Rissreibung und Verzahnung. Bei Balken ohne Querkraftbewehrung lässt sich die Querkrafttragfähigkeit im Wesentlichen auf die Tragfähigkeit der Betondruckzone zurückführen, da die Risse im Versagenszustand zu breit sind, um eine signifikante Rissreibung aktivieren zu können [105].

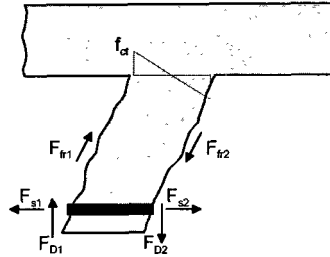


Bild 8.16: Ansatz der Rissreibung beim Zahnmodell [105]

Durch Stahlfasern, die den Riss kreuzen, kommt es zu einer Vernähung der Rissufer. Die Größe der Vernähung wird dabei von der Verteilung und Orientierung der Stahlfasern beeinflusst. Rosenbusch stellt in [105] fest, dass sich die im Riss übertragene Kraft mit zunehmender Verformung immer mehr der zentrischen Nachrisszugkraft annähert. Eine nennenswerte Rissverzahnung durch die Stahlfasern ist daher nicht gegeben.

8.2.2.2.4 Rissübergreifende Kräfte in der Rissprozesszone

Durch rissübergreifende Kräfte in der Rissprozesszone verlängert sich die Schubspannungsverteilung in der Druckzone nach unten (siehe Bild 8.17). Die dadurch übertragbaren Querkräfte können insbesondere bei Balken mit kleiner Querschnittshöhe einen großen Anteil ausmachen.

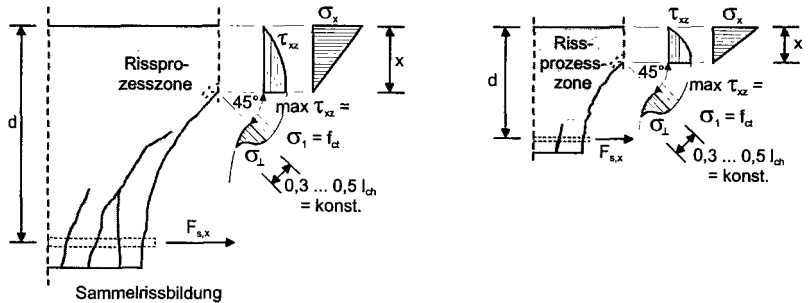


Bild 8.17: Einfluss der Rissprozesszone bei großen und kleinen Balken [135]

8.2.2.2.5 Maßstabeffekt

Bei der Auswertung von Versuchsergebnissen wurde festgestellt, dass Balken mit einer kleinen Bauteilhöhe eine sehr viel größere bezogene Schubbruchspannung v_u nach Gl. (8.6) erreichen als Balken mit einer großen Bauteilhöhe. Dieser Umstand wird in der Literatur als Maßstabeffekt bezeichnet.

$$v_v = \frac{V_v}{b \cdot d} \quad [125] \quad (8.6)$$

Walraven und Lehwalter erklären den Maßstabeffekt in [124] auf Basis bruchmechanischer Modelle (siehe Abschnitt 8.2.2.2.4). Demnach weist Beton die Fähigkeit auf, auch nach Rissbildung bis zu einer Rissbreite von ca. 0,15 mm noch Zugkräfte über einen Riss übertragen zu können. Wie aus Bild 8.17 und Bild 8.18 ersichtlich, wirkt sich diese über den Riss übertragene Zugkraft (Restzugkraft) bei Bauteilen mit einer kleinen Höhe sehr viel stärker aus als bei einer großen.

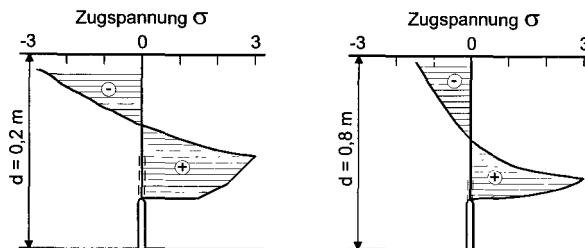


Bild 8.18: Einfluss der Restzugspannungen in gerissenen, unbewehrten Balken auf die Spannungsverteilung [124]

Einen Einfluss der Größe der Gesteinskörnung auf den Maßstabeffekt, wie er lange vermutet wurde, können Walraven und Lehwalter aufgrund ihrer umfangreichen Untersuchungen ausschließen.

8.2.2.2.6 Anteil der Vorspannung

In neueren Schubbemessungsansätzen wird der Traganteil der Vorspannung über einen additiven Anteil berücksichtigt. Dabei wird der Traganteil eines nicht vorgespannten Bauteils mit einem Sprengwerk überlagert (siehe Bild 8.19).

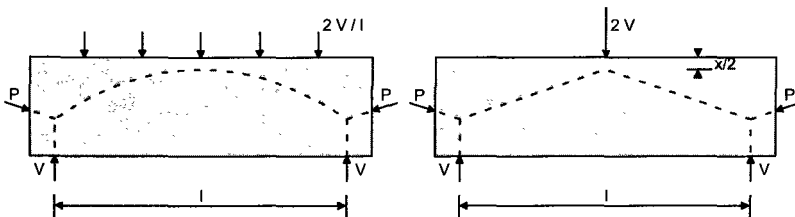


Bild 8.19: Sprengwerkwirkung der Vorspannung

Durch die Vorspannung (siehe Bild 8.13) wird die Betondruckzone vergrößert und erhöht so die aufnehmbare Querkraft. Die Vorspannung bewirkt weiterhin, dass die

Hauptdruckspannungstrajektorien flacher verlaufen und dass die Rissbildung erst bei einem höheren Lastniveau eintritt. Dadurch kommt es bei Spannbetonbalken häufig nicht mehr zu einem Biegeschub-, sondern zu einem Schubzugversagen. Ferner weist die Spannbewehrung eine geringere Biegesteifigkeit auf als eine Betonstahlbewehrung, so dass dadurch die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung reduziert wird.

Bei profilierten Balken mit einer Längsbewehrung ausschließlich aus Spannstählen wird bislang immer eine Mindestschubbewehrung angeordnet. Bei anderen Bauteilen, wie beispielsweise Spannbetonhohldielen, wird sogar häufig auf eine Mindestschubbewehrung verzichtet. Bei diesen Bauteilen erfolgt die Schubbemessung über entsprechend abgesicherte Hauptzugspannungsnachweise [135].

8.2.2.7 Anteil der Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons

Die Stahlfasern bewirken, dass über den Riss eine Zugkraft übertragen werden kann (siehe Bild 8.13 und Bild 8.34). Diese Kraft ergibt sich aus der Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons. Im Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ ergibt sich durch die Stahlfasern ein additiver Querkrafttraganteil. Die Nachrisszugfestigkeit im Riss wird dabei über den Spannungsblock berücksichtigt (siehe Abschnitt 3.2.3.2).

Rosenbusch hat in [105] den Stahlfasertraganteil auf Grundlage des 45°-Fachwerks mit Versuchsergebnissen verglichen. Dabei hat er zum Teil eine deutliche Überschätzung dieser Traganteile bei der Nachrechnung festgestellt. Rosenbusch führt diese Überschätzung auf eine unzureichende Berücksichtigung der Faserorientierung zurück.

Eigene Untersuchungen zur Faserorientierung (siehe Abschnitt 4.8) haben ergeben, dass für FE-Berechnungen sowie Schubbemessungsansätze eine Reduktion der Nachrisszugfestigkeit um 50 % erfolgen sollte. Eine solche Abminderung der Nachrisszugfestigkeit ist im Schubbemessungsansatz nach Abschnitt 3.2.5, also dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ bereits in den empirisch ermittelten Faktoren dieses Nachweises enthalten.

Bei vorgespannten Bauteilen aus Stahlfaserbeton setzt sich die Querkrafttragfähigkeit somit aus drei additiven Anteilen zusammen. Dies sind, wie bereits erwähnt, der Traganteil des nicht vorgespannten Bauteils aus faserlosem Beton, der Traganteil der Vorspannung sowie der Traganteil der Stahlfasern. Bei üblichen Stahlfasermengen und Vorspannungen fällt der Traganteil der Stahlfasern insgesamt am geringsten aus, so dass er sich im Schubnachweis nur untergeordnet auswirkt. Neben diesem verhältnismäßig geringen Traganteil bewirken die Stahlfasern in den hier untersuchten Bauteilen jedoch ein deut-

lich duktileres Bauteilversagen, so dass ihre Wirkung als zweifach positiv (erhöhte Tragfähigkeit und Duktilität) angesehen werden kann.

8.2.2.2.8 Einfluss der Schubschlankheit

Mit der Schubschlankheit wird der Einfluss des Biegemomentes auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt. Mit steigender Schubschlankheit nimmt der Einfluss des Biegemomentes zu und führt so zu einer Vergrößerung der Dehnung der Längsbewehrung. Die Dehnung der Längsbewehrung wiederum wird durch die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Zugversteifung, siehe Abschnitt 5.2.2.3) beeinflusst. Der Anteil der Zugversteifung fällt bei geringen Dehnungen größer aus als bei hohen Stahldehnungen, bei denen von einem abgeschlossenen Rissbild (siehe Abschnitt 3.2.6) ausgegangen werden kann. Die Zugversteifung wirkt sich auf die Höhe der Druckzone und somit auf die Querkrafttragfähigkeit aus. Inwieweit dieser Einfluss der Zugversteifung auf die Druckzonenhöhe bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit abgebaut ist, hängt wesentlich von der Schubschlankheit ab [105]. Zink stellt in [135] fest, dass ab einer Schubschlankheit $a/d > 4,0$ die Zugversteifung keinen signifikanten Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat. Litzner kommt in [86], siehe Bild 8.20, zu ähnlichen Ergebnissen.

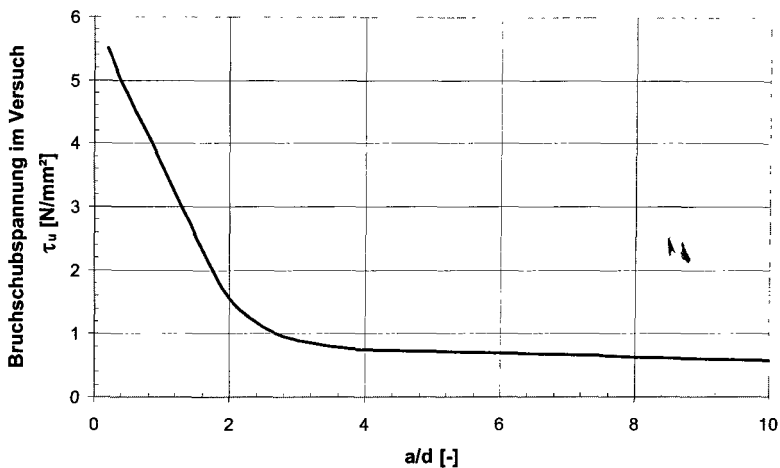


Bild 8.20: Einfluss der Schubschlankheit

Bei auflagnahen Einzellasten wird durch die Schubschlankheit ebenfalls berücksichtigt, dass ein Anteil der Einwirkung direkt über eine Druckstrebe ins Auflager abgetragen wird.

8.2.3 Schubtragfähigkeit

Zum Schubtragverhalten sind in der Vergangenheit zahlreiche Arbeiten veröffentlicht worden, die sich aber zumeist auf spezielle Einflüsse des Biegeschubtragverhaltens beschränken. In dieser Arbeit sollen daher mehrere dieser Ansätze zusammengeführt und so ergänzt werden, dass eine einfache und hinreichend genaue Schubbemessung von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton mit und ohne Aussparungen, jedoch ohne konventionelle Betonstahlbewehrung, möglich ist.

Im folgenden Abschnitt soll primär das Biegeschubtragverhalten untersucht werden. Dafür müssen jedoch zunächst alle Balken aus der Datenbasis (siehe Anhang Abschnitt 12.7) entfernt werden, bei denen ein anderer Versagensmechanismus eingetreten ist. Dies könnten Balken mit einem Schubdruck- oder Schubzugversagen sein.

8.2.3.1 Schubdruckversagen von Balken mit „großer“ Schubschlankheit ($a / d \geq 1,0$)

Wie in Abschnitt 8.2.2.1.3 bereits erwähnt, konnte in den durchgeführten Versuchen und FE-Berechnungen kein Schubdruckversagen festgestellt werden. Dies soll nachfolgend belegt werden. In DIN 1045-1 ist in Abschnitt 10.3.4 Gl. (76) ein Ansatz zum Nachweis der Druckstreben­tragfähigkeit angegeben.

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad \text{DIN 1045-1 Abschnitt 10.3.4 Gl. (76)} \quad (8.7)$$

Gl. (8.7) gibt allerdings nur den Bemessungswert der Druckstreben­tragfähigkeit an. Um diese rechnerische Druckstreben­tragfähigkeit mit der Druckstrebenbeanspruchung der FE-Berechnungen auf Basis von Mittelwerten der Materialkennwerte vergleichen zu können, muss diese nach Gl. (8.8) modifiziert werden.

$$V_{Rm,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{ck}}{\cot \theta + \tan \theta} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_c' \quad (8.8)$$

Der rechnerische Druckstrebenwinkel in Gl. (8.8) wird dabei vereinfachend nach DIN 1045-1 mit $\cot \theta = 1$ angenommen. Der zusätzliche Teilsicherheitsbeiwert γ_c' berechnet sich wie folgt:

$$\gamma_c' = \frac{1}{1,1 - \frac{f_{ck}}{500}} \geq 1,0 \quad \text{DIN 1045-1 Abschnitt 5.3.3 Gl. (3)} \quad (8.9)$$

In Bild 8.21 wird der Bemessungsansatz der DIN 1045-1 über einen Ausnutzungsgrad $\rho_{V,max}$ der Druckstrebe mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen verglichen. Der Ausnutzungsgrad der Druckstrebe $\rho_{V,max}$ ergibt sich nach Gl. (8.10).

$$\rho_{V,\max} = \frac{V_{FEM}}{V_{Rm,\max}} \quad (8.10)$$

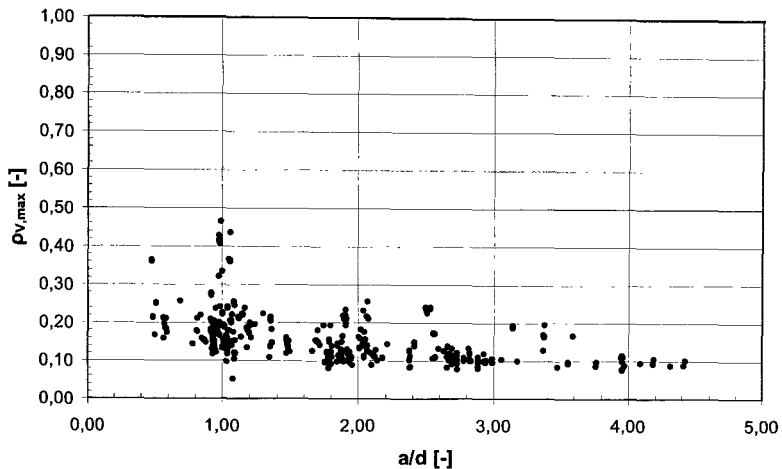


Bild 8.21: Ausnutzungsgrad der Druckstrebe $\rho_{V,\max}$ in Abhängigkeit von der Schubschlankheit a/d

Wie Bild 8.21 zeigt, wurde in der FE-Berechnung bei keinem Balken die Tragfähigkeit der Druckstrebe erreicht. Dies bedeutet, dass aus der vorhandenen Datenbank kein Balken aufgrund eines Schubdruckversagens entfernt werden muss. Allerdings bedeutet dies auch, dass keine Datenbasis zur Verfügung steht, aus der eine Modifikation der Gl. (8.7) abgeleitet werden kann. Diese Modifikation könnte allerdings nur sehr gering ausfallen, da auch durch eine Bügelbewehrung die Druckstreben­tragfähigkeit nicht erhöht werden kann. Daher enthält die Gl. (8.7) auch keinen Anteil zur Berücksichtigung einer Schubbewehrung. Daraus lässt sich ableiten, dass der Einfluss der Stahlfasern ebenfalls nur gering sein kann und, wie schon Kützing [82] bemerkte, sich allenfalls auf den Abminderungsfaktor α_c auswirken kann. Zu dieser Abminderung fehlen jedoch weiterführende Erkenntnisse. Die vorangegangenen Betrachtungen zeigen allerdings, dass für Bauteile aus Stahlfaserbeton der Druckstreben­nachweis nicht maßgebend wird, so dass auf ihn verzichtet werden kann.

8.2.3.2 Schubdruckversagen von Balken mit „kleiner“ Schubschlankheit ($a/d < 1,0$)

Die hier untersuchten Balken mit einer Schubschlankheit $a/d \leq 1$ weisen ein Tragverhalten auf, welches in den Hauptspannungsverläufen dem von Konsolen sehr ähnlich ist. Ein Vergleich der Hauptspannungsverläufe von Konsolen und Balken mit geringer Schubschlankheit kann Bild 8.22 entnommen werden. Daraus wird ersichtlich, dass auch

eine Aussparung den Verlauf der Hauptspannungstrajektorien nicht nennenswert verändert.

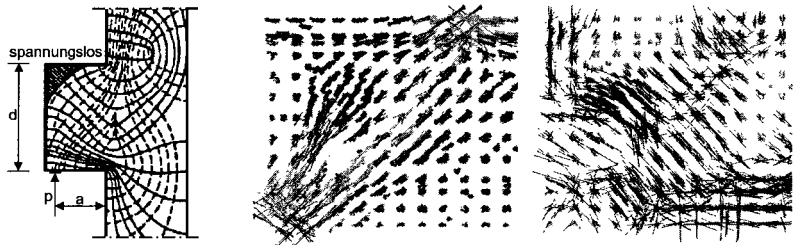


Bild 8.22: Vergleich der Hauptspannungsverläufe einer gedrehten Konsole links [20] mit denen eines Balkens mit kleiner Schubschlankeheit, Mitte Hauptdruck-, rechts Hauptzugspannungsverläufe im ULS

In Heft 399 des DAfStb [20] werden unter anderem Vorschläge zur Bemessung von Konsolen gemacht. Eine Auswertung dieser Ansätze im Vergleich zu dem Druckstrebenachweis der DIN 1045-1 (siehe Gl. (8.7)) ist in Bild 8.23 dargestellt. Die Bemessungsansätze in Heft 399 des DAfStb basieren noch auf der alten DIN 1045, die Gl. (8.7) hingegen auf der neuen DIN 1045-1. Dafür wird der Druckstrebenachweis der DIN 1045-1 gemäß Gl. (8.7) in das Nachweisformat des Konsolnachweises nach der alten DIN 1045 umgerechnet (siehe Bild 8.23).

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

$$\Rightarrow F_d = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot 0,75 \cdot f_{cd}}{2} \quad (8.11)$$

$$\frac{F_d}{b_w \cdot d \cdot f_{cd}} = 0,34$$

In der alten DIN 1045 wurden jedoch an Stelle von Bemessungswerten der Einwirkungen charakteristische Lasten angesetzt. Nach Gl. (8.12) kann eine Umrechnung dieser beiden Werte erfolgen. Dabei wird ein mittlerer Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen von 1,4 angenommen.

$$F_d = F_k \cdot 1,4 \quad (8.12)$$

Nicht nur durch den Ansatz der Einwirkungen unterscheidet sich die alte von der neuen Norm, auch die Betondruckfestigkeit wird unterschiedlich berücksichtigt. Eine entsprechende Umrechnung [109] erfolgt mit Gl. (8.13).

$$\begin{aligned}
 \beta_R &= 0,6 \cdot \beta_{WN} \\
 \beta_{WN} &= f_{ck,cube,200} = \beta_R \cdot \frac{1}{0,6} \cong \beta_R \cdot 1,67 \\
 f_{ck,cube,200} &= f_{ck,cube,150} \cdot 0,95 = \beta_R \cdot 1,67 \cdot 0,95 \cong \beta_R \cdot 1,58 \\
 f_{ck} &= f_{ck,cube,150} \cdot 0,80 = \beta_R \cdot 1,58 \cdot 0,80 \cong \beta_R \cdot 1,27 \\
 f_{cd} &= f_{ck} \cdot \frac{0,85}{1,35} = \beta_R \cdot 1,27 \cdot \frac{0,85}{1,35} \cong \beta_R \cdot 0,80
 \end{aligned}
 \tag{8.13}$$

Durch Einsetzen der Gl. (8.12) und Gl. (8.13) in Gl. (8.11) kann der Druckstrebenachweis der DIN 1045-1 mit den Konsolnachweisen nach der alten DIN 1045 verglichen werden.

$$\begin{aligned}
 \frac{F_k \cdot 1,4}{b_w \cdot d \cdot \beta_R \cdot 0,80} &= 0,34 \\
 \frac{F_k}{b_w \cdot d \cdot \beta_R} &\cong 0,30
 \end{aligned}
 \tag{8.14}$$

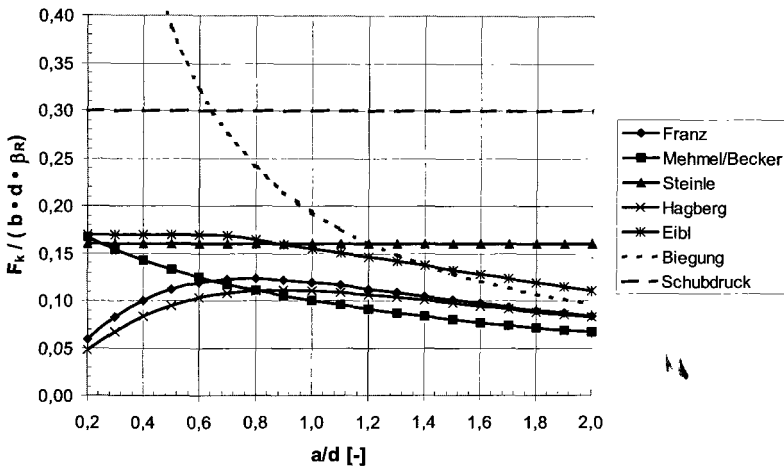


Bild 8.23: Vergleich der Bemessungsansätze von Konsolen nach verschiedenen Ansätzen nach [20], ergänzt um den Druckstrebenachweis der DIN 1045-1

Bild 8.23 zeigt, dass bei den hier untersuchten Balken das Schubdruckversagen niemals maßgebend werden kann, da es schon bei deutlich geringeren Beanspruchungen entweder zu einem Biegeversagen oder zu einem Druckversagen infolge Konsoltragwirkung kommt. Dies bedeutet, dass für Balken mit geringer Schubslankheit, statt des Nachweises der Betondruckstrebe besser ein Nachweis der Konsoltragwirkung erfolgen sollte.

In Heft 399 des DAfStb wird angegeben, dass ab einer Schubslankheit von ca. $a/d = 1,0$ die Bemessung als Balken erfolgen soll. In Bild 8.24 wurde für die im Rahmen der FE-Parameterstudie untersuchten Balken eine Gegenüberstellung der aufnehmbaren Druckbeanspruchung der „Konsole“ nach dem Verfahren von Eibl mit der Traglast der FE-Berechnung durchgeführt. Der „Sicherheitsabstand“ zwischen den Berechnungsverfahren in Heft 399 des DAfStb und den Traglasten beträgt 1,75. Somit berechnet sich der Vergleichswert der Druckbeanspruchung der „Konsole“ wie folgt:

$$V_{Rm,K,max} \cong \left(0,20 - 0,045 \cdot \frac{a}{d} \right) \cdot f_{cm} \cdot b_w \cdot d \cdot 1,75 \leq 0,17 \cdot f_{cm} \cdot b_w \cdot d \cdot 1,75 \quad (8.15)$$

Dabei wird β_R vereinfachend zu f_{cm} gesetzt. Der Ausnutzgrad der Druckstrebe $\rho_{V,K,max}$ ergibt sich nach Gl. (8.10).

$$\rho_{V,K,max} = \frac{V_{FEM}}{V_{Rm,K,max}} \quad (8.16)$$

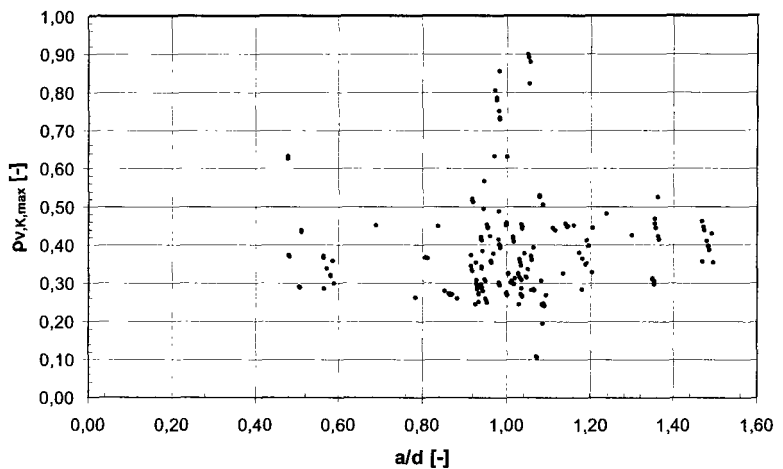


Bild 8.24: Ausnutzungsgrad der „Konsole“ $\rho_{V,K,max}$ in Abhängigkeit von der Schubslankheit a/d

Aus Bild 8.24 wird deutlich, dass es bei keinem der untersuchten Balken zu einem Versagen infolge der Konsoltragwirkung gekommen ist. Es zeigt sich aber auch, dass bei einigen Balken die Konsoltragwirkung nahezu aufgezehrt wurde. Daher sollte bei Balken mit einer Schubslankheit $a/d \leq 1,2$ der Nachweis der Konsoltragfähigkeit dem Druckstrebenachweis nach der DIN 1045-1 vorgezogen werden. Dafür können die Verfahren des Heftes 399 des DAfStb oder neuere Ansätze, wie zum Beispiel nach Heft 525

des DAfStb [25] auf Basis des EC-2 [42] oder das vergleichsweise komplizierte Verfahren nach [102], verwendet werden.

Bei der vorangegangenen Betrachtung zur Konsoltragwirkung wurden zwei wichtige, grundlegende Voraussetzungen zur Anwendung der Bemessungsverfahren außer Acht gelassen. Dies sind zum einen die erforderliche Verankerung der Zugbewehrung und zum anderen die eingelegte Bügelbewehrung bei Konsolen. In den FE-Berechnungen wurde starrer Verbund zwischen dem Spannstahl und dem umgebenden Beton angesetzt. Für die bisherigen Betrachtungen des Tragverhaltens war diese Annahme auch ausreichend genau. Bei der Untersuchung der Konsoltragwirkung hingegen muss das Verbundverhalten wirklichkeitsnah abgebildet werden, ansonsten besteht die Gefahr, dass mit der FE-Berechnung die Traglasten überschätzt werden.

Die hier untersuchten Balken sollen eigentlich keine Bügelbewehrung enthalten. Wie jedoch die ersten Anwendungsfälle dieser neuen Bauweise gezeigt haben, empfiehlt es sich, zur Begrenzung der Breite der Risse, die im Auflagerbereich infolge der exzentrischen Spannkrafteinleitung entstehen, lokal eine Bügelbewehrung anzuordnen (siehe Abschnitt 4.10.2). Ohne diese Bügelbewehrung entstehen häufig so breite Risse, dass eine Abnahme durch den Bauherrn unwahrscheinlich wird. Daher kann davon ausgegangen werden, dass in den Balken im Auflagerbereich in etwa eine vergleichbare Bewehrung wie bei einer langen Konsole angeordnet wird, die zusammen mit den Stahlfasern, auch bei sehr kleinen Schubslankheiten (also Konsolen), die dort erforderliche horizontale Bügelbewehrung ersetzen kann.

Der Nachweis von Balken mit einer sehr kleinen Schubslankheit als Konsole weist, wie gezeigt, in der hier vorgestellten Form noch Unsicherheiten auf. Er ist aber als deutlich geeigneter anzusehen als der Nachweis der Betondruckstrebe nach der DIN 1045-1. Da Balken mit einer sehr kleinen Schubslankheit baupraktisch nahezu keine Anwendung finden, wurde im Rahmen dieser Arbeit auf weiterführende Betrachtungen allerdings verzichtet.

8.2.3.3 Schubzugtragfähigkeit

Das Schubzugversagen tritt im Gegensatz zum Biegeschubversagen ohne Vorankündigung mit Überschreiten der Hauptzugspannungen im Querschnitt ein. Diese unterschiedliche Art des Schubversagens wird anhand der Last-Verformungskurven von zwei Balken in Bild 8.25 dargestellt.

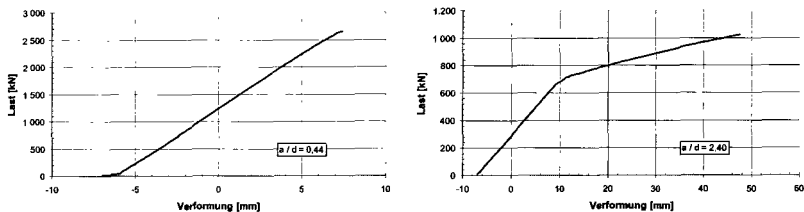


Bild 8.25: Vergleich der Last-Verformungskurven bei einem Balken mit Schubzugversagen links und einem Balken mit Biegeschubversagen rechts

Ein Schubzugversagen tritt bei Balken mit einer stark profilierten Zugzone sowie kleiner Schubschlankheit auf, wie Bild 8.25 links zeigt. In den FE-Berechnungen wurde bei einigen der untersuchten Balken ein Schubzugversagen festgestellt (siehe Bild 8.26), wenn sie eine kleinere Schubschlankheit als ca. 2,9 aufwiesen. Bei geringeren Schubschlankheiten als $a/d = 2,9$ trat in den FE-Berechnungen vermehrt ein sprödes Versagen auf. Bei Schubschlankheiten $a/d < 1,3$ kommt es primär nur noch zu einem spröden Versagen. Der Übergang vom duktilen zum spröden Versagen wird von der Größe der Vorspannung beeinflusst.

Der Übereinstimmungsgrad ρ_V in Bild 8.26 berechnet sich nach Gl. (8.17). V_{calc} ergibt sich dabei nach Abschnitt 7.4 Gl. (7.3) und V_{FEM} nach Gl. (7.4) bzw. (7.5).

$$\rho_V = \frac{V_{FEM}}{V_{calc}} \tag{ 8.17 }$$

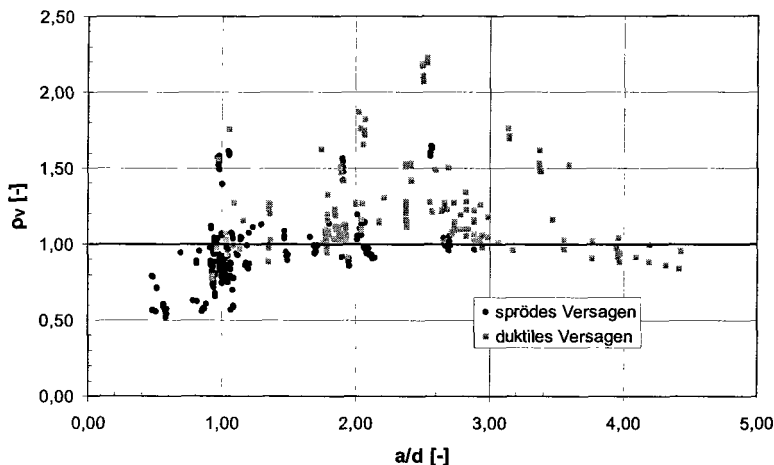


Bild 8.26: Übereinstimmungsgrad ρ_V in Abhängigkeit von der Schubschlankheit

Der Übergang vom duktilen zum spröden Schubversagen (siehe Bild 8.26) ist auf die dabei wirkenden unterschiedlichen Versagensarten zurückzuführen. Zwischen der Schubschlankheit $a/d = 1,3$ bis $2,9$ wechselt die Versagensart vom spröden Schubzug- (siehe Bild 8.25 links) zum duktilen Biegezugversagen (siehe Bild 8.25 rechts). Für Balken mit einer kleinen Schubschlankheit muss demzufolge ein eigenständiger Schubnachweis zur Berücksichtigung eines Schubzugversagens entwickelt werden. Dafür empfiehlt sich nach Abschnitt 8.2.2.1.2 ein Hauptzugspannungsnachweis.

Bei den Versuchen an Balken mit Rechteckquerschnitt (siehe Abschnitt 4.3.3.1.3) wurde, wie zuvor beschrieben, bei Überschreiten der Hauptzugspannungen ein ähnliches Schubzugversagen erkannt. Eine Nachrechnung dieser Versuche mit dem Nachweis der DIN 1045-1, Abschnitt 10.3.3 Gl. (72) für auflagernahe Bemessungsquerschnitte auf Basis von Hauptzugspannungen, führte jedoch zu viel zu großen aufnehmbaren Querkraften. Der Grund dafür ist, wie bereits in Abschnitt 4.3.3.1.3 beschrieben, dass durch die Überlagerung der Einleitung der Auflagerkraft und der Vorspannkraft in diesem Bereich ein Spannungszustand entsteht, der in diesem Bereich durch eine „elementare“ Berechnung auf Basis der E-Theorie nicht mehr erfassbar ist. Daher wurde zur Beschreibung des Tragverhaltens dieses Bereiches auf Druck auch auf das Nachweisverfahren für Konsolen zurückgegriffen.

Eine Nachrechnung der FE-Berechnungen mit dem Hauptspannungsnachweis der DIN 1045-1 ergab, wie Bild 8.27 zeigt, in der Regel ebenfalls eine deutliche Überschätzung der aufnehmbaren Querkraft. Dies bedeutet, mit diesem Nachweis wird keine gute Übereinstimmung zwischen Nachrechnung und FE-Berechnung erzielt.

Der Übereinstimmungsgrad $\rho_{V,HS}$ in Bild 8.27 berechnet sich, indem die maximalen Querkraften der FE-Berechnungen in Relation zu Mittelwerten der aufnehmbaren Querkraften $V_{Rm,ct}$ gesetzt werden. Dafür müssen zunächst die aufnehmbaren Querkraften $V_{Rd,ct}$ nach Abschnitt 4.3.3.1.3 Gl. (4.5) von Bemessungswerten in Mittelwerte umgerechnet werden.

$$V_{Rm,ct} = V_{Rd,ct} \cdot \gamma_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ctk;0,05}} = V_{Rd,ct} \cdot 1,8 \cdot \frac{1,0}{0,7} \quad (8.18)$$

$$\rho_{V,HS} = \frac{V_{FEM}}{V_{Rm,ct}} \quad (8.19)$$

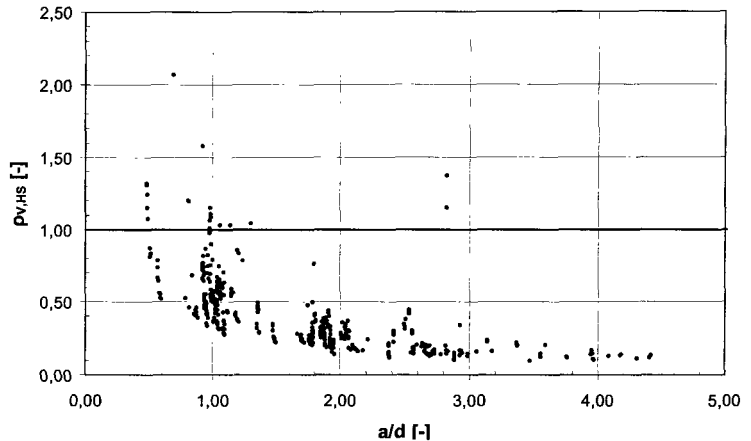


Bild 8.27: Übereinstimmungsgrad $\rho_{V,HS}$ in Abhängigkeit von der Schubslankheit

Die vorangestellten Überlegungen zeigen, dass ein Hauptspannungsnachweis nach Gl. (4.5) keinen zufriedenstellenden Ansatz darstellt. Wie jedoch im nachfolgenden Abschnitt 8.2.3.4 gezeigt wird, kann, mit gewissen Anpassungen, auch für den Bereich kleiner Schubslankheiten, über den Biegeschubnachweis das Schubzugversagen ebenfalls berücksichtigt werden.

8.2.3.4 Biegeschubtragfähigkeit

8.2.3.4.1 Allgemeines

Durch die vorangegangenen Betrachtungen wurde sichergestellt, dass nur Balken mit einem Schubzug- bzw. Biegeschubversagen in der Datendank (siehe Anhang Abschnitt 12.7) enthalten sind. Wie in Abschnitt 8.2.3.3 bereits aufgeführt, soll nachfolgend ein Schubbemessungsansatz entwickelt werden, mit dem sowohl das Schubzug- als auch das Biegeschubversagen berücksichtigt werden kann.

Dieses Vorgehen wurde bereits in ähnlicher Form auch in anderen Arbeiten (zum Beispiel [58], [105]) gewählt, in denen ein allgemeingültiger Schubbemessungsansatz entwickelt wurde. In diesen Arbeiten liegt die Untergrenze der untersuchten Schubslankheiten zwischen 1,0 und 1,5, also annähernd demselben Bereich, der hier auch untersucht werden soll.

8.2.3.4.2 Berücksichtigung auflagernaher Einzellasten

In Bild 8.26 ist der Übereinstimmungsgrad ρ_V nach Gl. (8.17) in Abhängigkeit von der Schubschlankheit a / d dargestellt. Dabei wurde die aufnehmbare Querkraft nach der DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ berechnet, ohne dass Modifikationen vorgenommen wurden.

Bekanntlich können Balken, bei denen Einzellasten auflagernah angeordnet sind, größere Traglasten erreichen als solche mit auflagerfernen Einzellasten. Dies ist unter anderem darauf zurückzuführen, dass ein Anteil der Last direkt über eine Druckstrebe zum Auflager geführt wird. Daher sieht die DIN 1045-1 in Abschnitt 10.3.2 Gl. (68) einen Faktor β (siehe Gl. (8.20)) vor, mit dem auflagernahe Einzellasten, die näher als $2,5 \cdot d$ vom Auflager angeordnet sind, abgemindert werden dürfen. Dies führt dazu, dass es bei geringeren Schubschlankheiten als $a / d = 2,5$ zu einer Reduzierung des Übereinstimmungsgrades ρ_V kommt (siehe Bild 8.26).

$$\beta = \frac{a}{2,5 \cdot d} \quad \text{DIN 1045-1 in Abschnitt 10.3.2 Gl. (68)} \quad (8.20)$$

Wie Bild 8.26 zeigt, werden mit dem Ansatz der DIN 1045-1 keine zufriedenstellenden Ergebnisse erzielt. Schubschlankheiten, die größer als etwa $a / d = 4,0$ sind, erreichen nicht mehr die erforderliche Sicherheit von 1,0; gleiches gilt für Schubschlankheiten $a / d < 1,5$. Bei Schubschlankheiten zwischen 2,0 und 3,0 hingegen sind die erreichten Sicherheiten viel zu groß.

Zink [135] hat in seiner Arbeit einen Ansatz (siehe Gl. (8.21)) zur Berücksichtigung der Schubschlankheit (siehe Abschnitt 8.2.2.2.8) entwickelt, der eine sehr viel bessere Übereinstimmung mit Versuchs- bzw. wie hier mit den ermittelten FE-Ergebnissen ermöglicht, als mit dem Ansatz der DIN 1045-1. Mit dem Ansatz von Zink wurde auch in den danach erschienen Arbeiten von Görtz [58], Kützing [82] und Rosenbusch [105] eine sehr gute Übereinstimmung mit den jeweiligen Versuchsergebnissen erzielt. Daher wird dieser Ansatz nachfolgend auch hier verwendet.

$$\beta_{\text{mod}} = \left(\frac{4 \cdot d}{a} \right)^{0,25} \quad (8.21)$$

Im Gegensatz zur DIN 1045-1 wird der Faktor β_{mod} hier nicht auf der Einwirkungsseite sondern auf der Widerstandsseite des Nachweises angesetzt. Weiterhin ist er nicht auf Schubschlankheiten $a / d \leq 2,5$ beschränkt, das heißt, er ist stets zu berücksichtigen. Durch die Verwendung des Faktors β_{mod} statt β zur Berücksichtigung der Schubschlankheit ergibt sich das Bild 8.26, wie folgt:

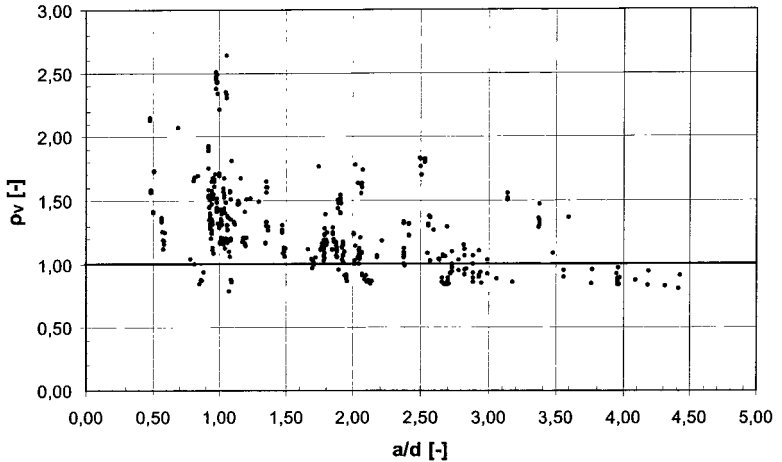


Bild 8.28: Übereinstimmungsgrad ρ_v in Abhängigkeit von der Schubslankheit

Der Ansatz von Zink wurde ursprünglich nur für Schubslankheiten $a/d > 3,0$ entwickelt. Dies erklärt auch die verhältnismäßig großen Abweichungen bei Schubslankheiten $a/d < 1,5$. In Abschnitt 8.2.3.3 wurde jedoch festgestellt, dass im Bereich der Schubslankheiten $a/d = 1,3$ bis $2,9$ ein Übergang vom duktilen zum spröden Bauteilversagen erfolgt. Für Bauteile mit einem schlagartigen Versagen wurde in Abschnitt 8.1 ein erhöhter Sicherheitsbeiwert von $2,3$ festgelegt. Der Wechsel des Sicherheitsbeiwertes von $\gamma_M = 1,8$ auf $\gamma_{M,s} = 2,3$ soll linear veränderlich im Bereich der Schubslankheiten $a/d = 1,3$ bis $2,9$ nach Bild 8.29 erfolgen.

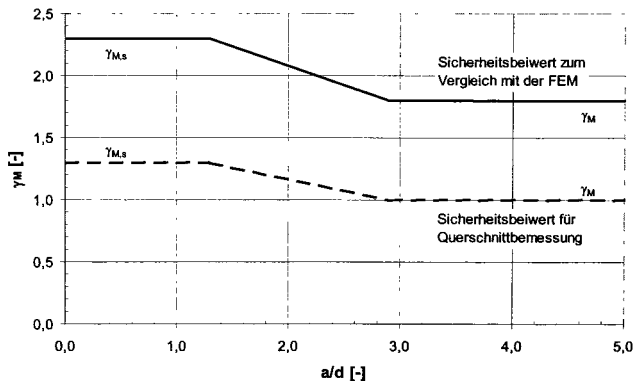


Bild 8.29: Vergrößerung des Sicherheitsbeiwertes im Bereich kleiner Schubslankheiten für den Schubnachweis

In Bild 8.29 ist neben einem Sicherheitsbeiwert zum Vergleich des selbst entwickelten Bemessungsansatzes mit den FE-Berechnungen ebenfalls ein Sicherheitsbeiwert enthalten, der bei der Querschnittsbemessung anzusetzen ist (siehe Abschnitt 8.2.3.4.6). Unter Berücksichtigung von Bild 8.29 ändert sich Bild 8.28 wie folgt:

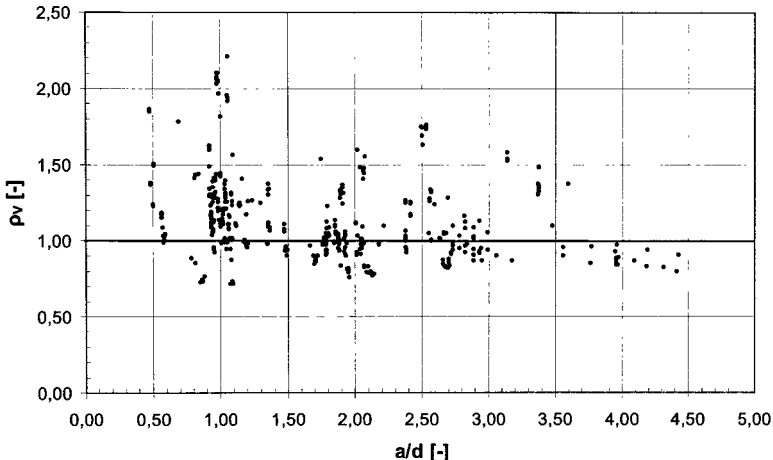


Bild 8.30: Übereinstimmungsgrad ρ_v in Abhängigkeit von der Schubslankheit

Durch die Modifikation ergibt sich eine verbesserte Übereinstimmung mit der FE-Berechnung. Allerdings wird der erforderliche Übereinstimmungsgrad ρ_v von 1,0 auch unterschritten. Diese Unterschreitung wird, wie in Abschnitt 8.2.3.4.6 gezeigt wird, bei Schubnachweisen in der Regel noch akzeptiert.

8.2.3.4.3 Berücksichtigung der Querschnittsform

In zahlreichen Arbeiten, unter anderem von Leonhardt [16], Mallée [19], Hegger [67], Specht [114] und Görtz [58], wurde das Schubtragverhalten von profilierten Balken untersucht. Dabei hat sich die Berücksichtigung der Profilierung im Bemessungsansatz als sinnvoll erwiesen, um eine möglichst gute Übereinstimmung mit Versuchs- bzw. FE-Ergebnissen zu erzielen.

Görtz [58] hat den Verlauf der Schubspannungen über die Obergurttbreite untersucht. Diese Untersuchungen ergaben, dass die Obergurthöhe den größten Einfluss auf die Schubspannungsverteilung in der Druckzone aufweist, während Obergurt- und Stegbreite sowie Bauteilhöhe von untergeordnetem Einfluss sind. Ausgehend von einer Parameterstudie legt Görtz den mittragenden Anteil des Obergurtes nach Gl. (8.22) fest.

$$b_{s,eff} = b_w + 0,3 \cdot \sum_i h_{OG,i} \quad (8.22)$$

Ohne Berücksichtigung der effektiven Stegbreite $b_{s,eff}$ nach Görtz, also einer Berechnung der Querkrafttragfähigkeit mit b_w , ergibt sich ein Übereinstimmungsgrad ρ_V in Abhängigkeit von der auf die Obergurtbreite bezogenen Stegbreite gemäß Bild 8.31 links. Durch die Einführung der effektiven Stegbreite $b_{s,eff}$ ändert sich der Übereinstimmungsgrad ρ_V gemäß Bild 8.31 rechts.

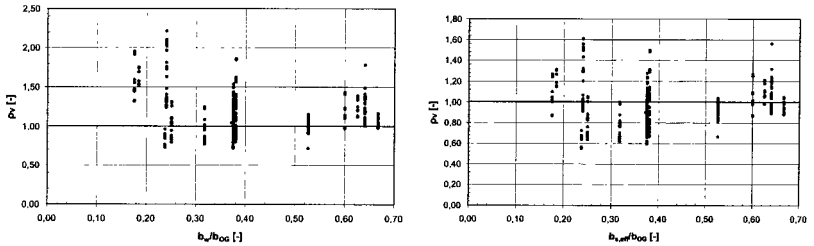
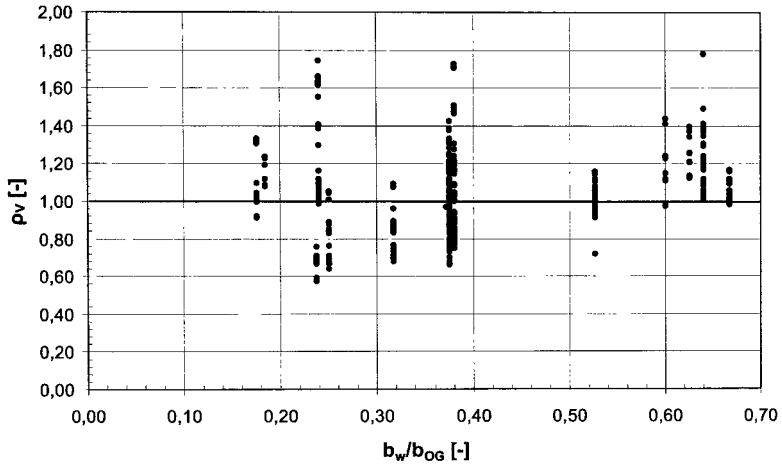


Bild 8.31: Übereinstimmungsgrad ρ_V in Abhängigkeit von der auf die Obergurtbreite bezogenen Stegbreite links unter Berücksichtigung von b_w , rechts unter Berücksichtigung von $b_{s,eff}$

Wie Bild 8.31 zeigt, wird durch den Ersatz der Stegbreite b_w durch die effektive Stegbreite $b_{s,eff}$ nach Görtz die Übereinstimmung ρ_V verschlechtert. Daher wird nachfolgend auf den Ansatz von Mallée [19] zurückgegriffen, der einen Profilierungsfaktor κ_f in Abhängigkeit von der auf die Stegbreite bezogene Obergurtbreite vorsieht. Damit wird die erhöhte Tragfähigkeit von Balken mit sehr breiten Obergurten gegenüber solchen mit schmalen berücksichtigt.

$$\kappa_f = 0,7 + 0,15 \cdot \left(\frac{b_{OG}}{b_w} \right) \geq 1,0 \quad (8.23)$$

Unter Berücksichtigung des Profilierungsfaktors κ_f nach Mallée ändert sich Bild 8.31 links wie in Bild 8.32 dargestellt. Im Gegensatz zu Mallée und auch Hegger [67], der ebenfalls den Ansatz von Mallée verwendet hat, wird jedoch auf eine Begrenzung von κ_f auf Verhältnisse $b_w / b_{OG} \geq 0,5$ verzichtet. Damit ergibt sich jedoch, wie Bild 8.32 im Vergleich zu Bild 8.31 rechts zeigt, ein etwas höheres Sicherheitsniveau als bei der Berücksichtigung der Profilierung durch die effektive Stegbreite $b_{s,eff}$ nach Görtz.



**Bild 8.32: Übereinstimmungsgrad ρ_v in Abhängigkeit von der auf die Ober-
gurtbreite bezogenen Stegbreite**

Die Ausführungen von Mallée [19] bzw. Görtz [58] zeigen, dass der Profilierungsfaktor sich aus dem Schubspannungsverlauf im Druckgurt ergibt, also nur den Betontraganteil beeinflussen kann. Der Ansatz nach Gl. (8.24) des Entwurfes der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ berücksichtigt in seiner 23. Fassung, im Gegensatz zur DIN 1045-1, einen Profilierungsfaktor κ_f gemäß Gl. (3.18). Die Gl. (8.24) ist bereits um den zusätzlichen Sicherheitsbeiwert γ_M gegen sprödes Versagen nach Bild 8.29 ergänzt.

$$V_{Rd,cf} = 0,63 \cdot \kappa_f \cdot \kappa \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{1}{\gamma_M} \quad (8.24)$$

Der in Gl. (8.24) enthaltene Faktor κ_f berücksichtigt die Erhöhung des Betontraganteils bei profilierten Balken bei der Faserwirkung. Aufgrund der Ausführungen von Mallée bzw. Görtz kann vom Verfasser diesem Ansatz nicht gefolgt werden. In der geplanten Endfassung der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ soll dieser Profilierungsfaktor nicht mehr enthalten sein, da dieser dem Betontraganteil zugerechnet werden muss und nicht dem Stahlfasertraganteil. Daher wird bei der Entwicklung des eigenen Bemessungsansatzes ebenfalls auf diesen Profilierungsfaktor beim Stahlfaserbetontraganteil verzichtet.

Ohne den Profilierungsfaktor κ_f gemäß Gl. (8.24) beim Traganteil des Stahlfaserbetons ändert sich Bild 8.32 wie folgt:

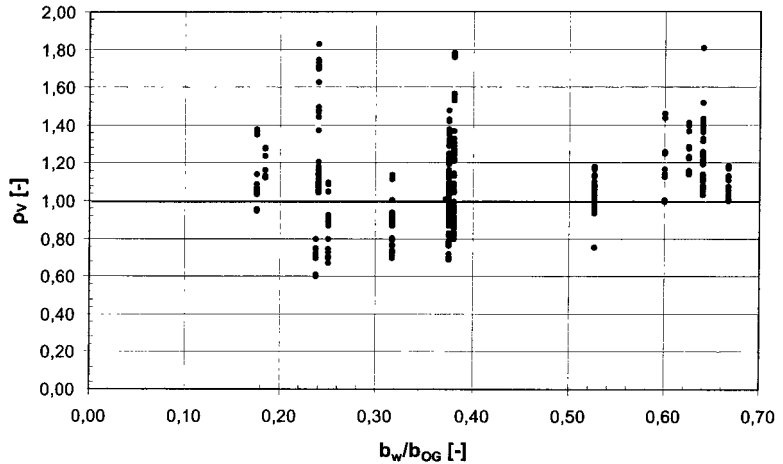


Bild 8.33: Übereinstimmungsgrad ρ_V in Abhängigkeit von der auf die Ober-
gurtbreite bezogenen Stegbreite

Wie Bild 8.33 zeigt, führt das Weglassen des Profilierungsfaktors beim Traganteil des Stahlfaserbetons zu einer Verbesserung der Übereinstimmung zwischen dem eigenen Bemessungsansatz und den FE-Berechnungen.

8.2.3.4.4 Berücksichtigung der Aussparungen

In diesem Abschnitt wird untersucht, inwieweit der Einfluss von Aussparungen im Tragfähigkeitsnachweis berücksichtigt werden muss. Die Lage der Aussparungen wurde bei den hier untersuchten Balken bewusst so gewählt, dass sich oberhalb der Zone C, in der gesamten Zone B und unterhalb von Zone A (siehe Bild 7.4 in Abschnitt 7.2.9.2) stets ein von Aussparungen weitestgehend ungestörtes Bogen-Zugband-Modell bzw. Sprengwerk einstellen kann. Dies bedeutet, dass der Betontraganteil $V_{Rd,ct}$ gemäß DIN 1045-1 Abschnitt 10.3.3 durch die Aussparungen nicht beeinflusst wird (Berechnung von σ_{cd} ohne Abzug von Aussparungen). Einen Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schwächung infolge der Aussparungen, wie ihn Schnell und Thiele in [112] beschreiben, ist daher hier nicht erforderlich.

Der Stahlfasertraganteil $V_{Rd,cf}$ gemäß dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ ergibt sich durch den Ansatz der Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons auf Basis eines Spannungsblockes im Riss, nach Bild 8.34.

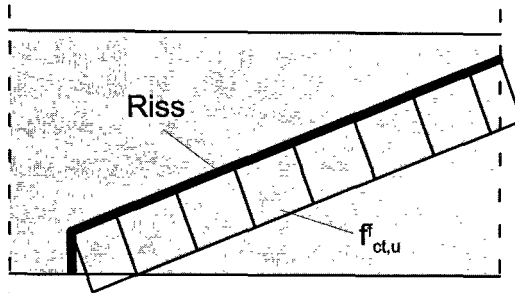


Bild 8.34: Schematische Darstellung der Tragwirkung der Stahlfasern im Schubriss

Durch Aussparungen wird die im Riss angesetzte Nachrisszugfestigkeit unterbrochen. Daher muss der Stahlfasertraganteil $V_{Rd,cf}$ um die Größe des Aussparungsdurchmessers nach Bild 8.35 reduziert werden.

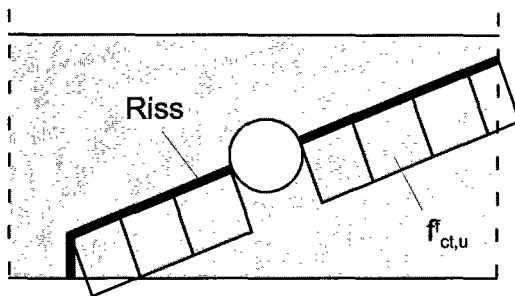


Bild 8.35: Einfluss einer Aussparung auf die Wirkung der Nachrisszugfestigkeit im Schubriss

Dadurch ändert sich die Gl. (8.24), der Wegfall des Profilierungsfaktors κ_f ist dabei bereits berücksichtigt, wie folgt:

$$V_{Rd,cf,mod} = 0,63 \cdot \kappa \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot (h - \varnothing) \cdot \frac{1}{\gamma_M} \quad (8.25)$$

Bei den hier untersuchten Balken können die Aussparungen in den Zonen A und C unterschiedlich groß sein. Nachfolgend wird daher betrachtet, welcher Aussparungsdurchmesser aus Zone A oder Zone C in Gl. (8.25) berücksichtigt werden muss. Der Balkenbereich in der Zone C wird in der Regel nur durch kleine Querkräfte beansprucht, so dass die Aussparungen in der Zone C in Gl. (8.25) unberücksichtigt bleiben dürfen, während der Durchmesser der größten Aussparung in Zone A stets berücksichtigt werden muss. Obwohl mit der Gl. (8.25) der Einfluss von Aussparungen und deren Größe erfasst wird,

macht eine Darstellung der Querkraftausnutzung in Abhängigkeit von der Aussparungsgröße keinen Sinn, da bis auf wenige Ausnahmefälle nur die Aussparungen in der Zone A berücksichtigt wurden, und somit nahezu alle Aussparungen die Größe $0,2 \cdot h$ aufweisen. Daher erfolgt eine Darstellung des Übereinstimmungsgrades ρ_V in Abhängigkeit von der Schubschlankheit. Damit ist zumindest ein Vergleich mit Bild 8.26, Bild 8.28 und Bild 8.30 möglich.

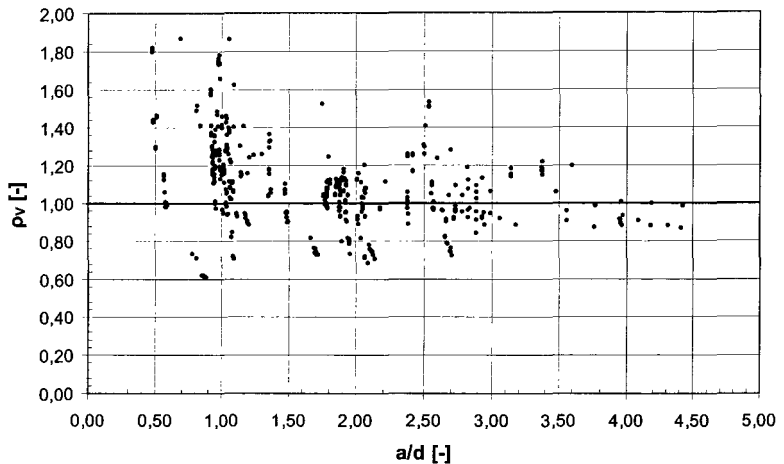


Bild 8.36: Übereinstimmungsgrad ρ_V in Abhängigkeit von der Schubschlankheit

8.2.3.4.5 Ausschluss von Balken mit kleiner Schubschlankheit

In den Abschnitten zuvor wurde der Querkraftnachweis nach der DIN 1045-1 in Kombination mit der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ modifiziert. Dabei wurden Änderungen zur besseren Berücksichtigung der Schubschlankheit, Querschnittsform und der Aussparungsgröße vorgenommen. Wie Bild 8.36 zeigt, treten trotz dieser Modifikationen insbesondere im Bereich der Schubschlankheiten $a/d \leq 1,5$ starke Streuungen auf. Da Balken mit einer Schubschlankheit $a/d \leq 1,5$ baupraktisch nahezu nicht verwendet werden, erscheint es wenig sinnvoll, diese Balken im Bemessungsansatz mit zu berücksichtigen. Durch diese Einschränkung des „Anwendungsbereiches“ für die hier untersuchten Balken reduziert sich die Schubdatenbank von 466 auf 255 Balken.

Sollten in einem Anwendungsfall doch einmal Balken mit einer Schubschlankheit $a/d \leq 1,5$ eingesetzt werden, dann kann der Nachweis mit einer nichtlinearen FE-Berechnung unter Berücksichtigung der Vorgaben in Abschnitt 5 erfolgen.

8.2.3.4.6 Bemessungsansatz

Unter Beachtung der Modifikationen der vorausgegangenen Abschnitte ergibt sich der Querkraftnachweis für Balken mit einer Schubschlankheit $a / d > 1,5$ nach Gl. (8.26).

$$V_{Rd,ct,mod}^f = V_{Rd,ct,mod} + V_{Rc,cf,mod} \tag{ 8.26 }$$

Der modifizierte Betontraganteil $V_{Rd,ct,mod}$ wird dabei nach Gl. (8.27) ermittelt. Die Faktoren γ_M , κ_f und β_{mod} berechnen sich dabei nach Bild 8.29, Gl. (8.21) und Gl. (8.23).

$$V_{Rd,ct,mod} = \left[0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{1}{\gamma_M} \cdot \kappa_f \cdot \beta_{mod} \tag{ 8.27 }$$

Der modifizierte Stahlfasertraganteil $V_{Rd,cf,mod}$ berechnet sich nach Gl. (8.25). Unter Berücksichtigung des Ansatzes nach Gl. (8.26) ergibt sich dann die folgende Übereinstimmung mit den FE-Berechnungen.

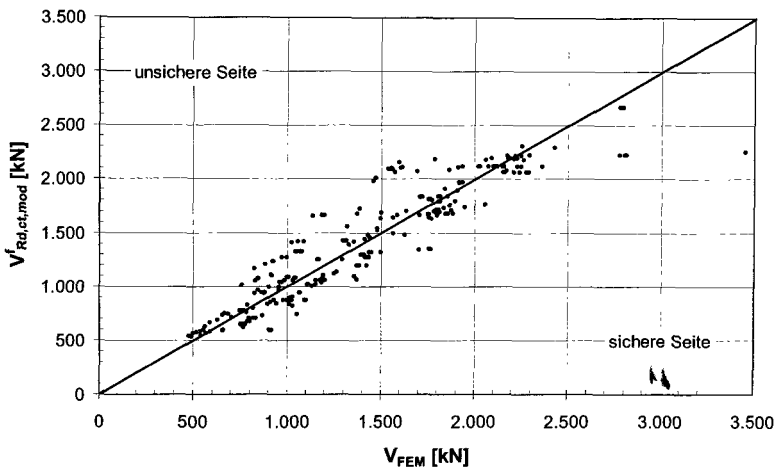


Bild 8.37: Vergleich der Schubtragfähigkeiten FEM mit dem Ansatz nach Gl. (8.26)

Tabelle 8.3: Statistische Auswertung der Berechnungsergebnisse

Anzahl	255 Stück
min.	69,6 %
max.	153,3 %
Mittelwert	100,6 %
Standardabweichung	15,4 %
Korrelationskoeffizient	92,3 %

Durch die vorgenommenen Modifikationen konnte eine deutliche bessere Übereinstimmung des selbst entwickelten Bemessungsansatzes mit den Ergebnissen der FE-Berechnung erzielt werden (siehe auch Tabelle 7.2). Die statistische Auswertung in Tabelle 8.3 zeigt, insbesondere im Vergleich zu anderen Schubbemessungsansätzen (siehe zum Beispiel eine Zusammenstellung von Vergleichen von Bemessungsansätzen mit Versuchsergebnissen in [135]), eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den FE-Berechnungsergebnissen.

Voo und Foster vergleichen in [121] zwölf Ansätze für die Schubmessung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton mit 218 Versuchsergebnissen. Die statistische Auswertung dieses Vergleichs ist in Tabelle 8.4 zusammengestellt.

Tabelle 8.4: Statistische Auswertung des Vergleichs von zwölf Schubbemessungsansätzen mit 218 Versuchsergebnissen [121]

min.	13 + 52 %
max.	92 + 415 %
Mittelwert	50 + 117 %
Standardabweichung	15 + 57 %
Kovarianz	21 + 54 %

Der Vergleich der Zusammenstellung von Voo und Forster in Tabelle 8.4 zeigt, dass der eigene Bemessungsansatz für Bauteile aus Stahlfaserbeton eine sehr gute Übereinstimmung mit den FE-Berechnungsergebnissen erzielt. Die 218 von Voo und Foster zusammengestellten Versuchsergebnisse sind nicht in die Auswertung des Verfassers dieser Arbeit eingeflossen, da sie keine Aussparungen enthielten und bis auf wenige Ausnahme Querschnittsabmessungen aufwiesen, die deutlich außerhalb der hier untersuchten Bauteilabmessungen lagen.

Obwohl der eigene Schubbemessungsansatz im Vergleich zu anderen Ansätzen für Bauteile aus Stahlfaserbeton eine sehr gute Übereinstimmung mit den zugrundegelegten FE-Berechnungsergebnissen aufweist, bestehen beispielsweise bei der Berücksichtigung der Schubschlankheit und der Querschnittform weitere Optimierungsmöglichkeiten. Weiterhin könnten andere Einflussparameter, wie zum Beispiel der Maßstabeffekt, noch in die Betrachtungen mit einbezogen werden, um die Übereinstimmung des eigenen Ansatzes mit den FE-Ergebnisse noch zu verbessern.

Im Anhang Abschnitt 12.7 wird für alle wesentlichen Einflussparameter auf den Schubbemessungsansatz die Übereinstimmung des modifizierten Bemessungsansatzes mit den FE-Berechnungsergebnissen dargestellt. Diese Zusammenstellung der Ergebnisse zeigt, dass sich insbesondere, bei dem zuvor schon angesprochenen Maßstabeffekt

(siehe Bild 12.170), Optimierungspotential bei hohen Balken besteht, während beispielsweise der Traganteil der Stahlfasern (siehe Bild 12.165) verhältnismäßig gute Übereinstimmungen aufweist.

8.2.3.4.7 Zusammenfassung

Das primäre Anliegen dieser Arbeit ist es, wie bereits erwähnt, Nachweise zu entwickeln, die eine sichere, noch umfangreichere Anwendung dieser neuen „Bauweise“ als bisher ermöglichen. Grundlegende Voraussetzung dafür ist jedoch nach Auffassung des Verfassers, dass sich die neuentwickelten Ansätze nur möglichst geringfügig von den gebräuchlichen, also in diesem Fall die Nachweise nach DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“, unterscheiden und nur wichtige Modifikationen enthalten, die jedoch ein ausreichendes Sicherheitsniveau garantieren.

Für den Nachweis der Biegetragfähigkeit, siehe Abschnitt 8.2.1, wurde daher auch nur eine verhältnismäßig geringe Modifikation über zwei Abminderungsfaktoren vorgenommen. Ähnlich wurde auch bei der Entwicklung des Schubnachweises vorgegangen. Der Beton- und Stahlfasertraganteil wurde jeweils nur geringfügig, durch zusätzliche Faktoren bzw. durch den Wegfall eines Faktors, verändert, so dass einer weiteren baupraktischen Anwendung nichts im Wege stehen sollte.

8.3 Balken mit Rechteckquerschnitt

Für Balken mit Rechteckquerschnitt liegen Versuchsergebnisse vor (siehe Abschnitt 4.3), FE-Berechnungen hingegen wurden im Zuge der Parameterstudie (siehe Abschnitt 7) nicht durchgeführt. Aufbauend auf den Versuchsergebnissen sowie den Erkenntnissen, die in der FE-Berechnung von profilierten Balken gewonnen wurden (siehe Abschnitt 8.2), sollen nachfolgend Bemessungsansätze für Balken mit Rechteckquerschnitt abgeleitet werden.

Dabei wird davon ausgegangen, dass diese Balken in der Regel keine Aussparungen enthalten. Es ist jedoch nicht auszuschließen, dass auch in Balken mit Rechteckquerschnitt Aussparungen angeordnet werden müssen. Bei Balken mit Aussparungen ist die Zone B nach Bild 8.38, wie auch bei den profilierten Balken, grundsätzlich frei von Aussparungen zu halten. Für die Zonen A und C nach Bild 8.38 werden in den nachfolgenden Abschnitten weitere Festlegungen vorgenommen.

8.3.1 Biegebemessung

8.3.1.1 Balken ohne Aussparungen

In den Versuchen an Balken mit Rechteckquerschnitt ohne Aussparungen (siehe Abschnitt 4.3.2.1) wurde festgestellt, dass sich die im Versuch ermittelten Biegetraglasten mit dem Ansatz gemäß Abschnitt 3.2.4 in sehr guter Übereinstimmung nachrechnen lassen. Eine einfache Abschätzung der Biegetragfähigkeit kann auch mit Gl. (4.4) erfolgen.

In der FE-Parameterstudie an profilierten Balken wurden Balken mit und ohne Aussparungen untersucht. Bei profilierten Balken ohne Aussparungen konnten die in der FE-Berechnung erreichten Biegetraglasten mit der DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ ebenfalls in sehr guter Übereinstimmung nachgerechnet werden. Überträgt man diese Erkenntnisse auf Balken mit Rechteckquerschnitt ohne Aussparungen, zeigt sich unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse, dass die Biegetragfähigkeit mit dem Bemessungsansatz der DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ (siehe auch Abschnitt 3.2.4) ermittelt werden kann.

8.3.1.2 Balken mit Aussparungen

Ergebnisse aus Versuchen liegen dem Verfasser nicht vor, daher wird im Folgenden aus den Ergebnissen der FE-Parameterstudie an profilierten Balken ein Bemessungsansatz für Balken mit Rechteckquerschnitt und Aussparungen abgeleitet.

Bei den Balken mit profiliertem Querschnitt wurde ein modifizierter Biegetragfähigkeitsnachweis entwickelt (siehe Abschnitt 8.2.1.2). Dabei wurde festgestellt, dass es bei hoch im Querschnitt liegenden Aussparungen mit großem Durchmesser zu einem Ausbruch des Betons unterhalb des Druckbogens kommen kann (siehe Bild 8.5), während bei Balken mit tief im Querschnitt liegenden Aussparungen (siehe Bild 8.6) die volle Biegetragfähigkeit erreicht wurde.

Für Balken mit Aussparungen in der Zone C nach Bild 8.38 wird empfohlen, den Nachweis der DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ gemäß 3.2.4 ohne Modifikationen zu verwenden. Um einen Ausbruch des Betons unterhalb des Druckbogens zu verhindern, dürfen die Aussparungen gemäß Bild 8.38 nur im unteren Balkenbereich angeordnet werden. Ihr Abstand zu den Spannweiten darf dabei die Betondeckung nicht unter- und überschreiten. Der maximale Durchmesser wird auf $0,1 \cdot h$ und der lichte horizontale Abstand auf $\geq 0,2 \cdot h$ begrenzt. Die Anzahl der Aussparungen sollte acht nicht überschreiten.

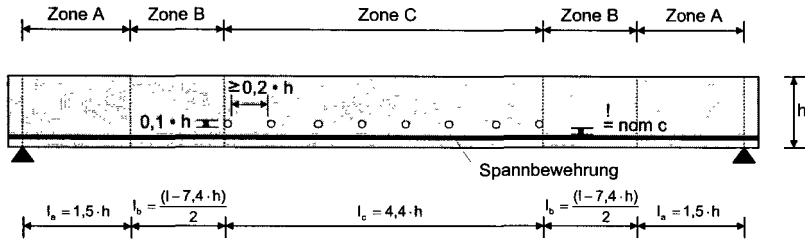


Bild 8.38: Ausparungsanordnung bei Balken mit Rechteckquerschnitt

Unter Einhaltung der Grenzen gemäß Bild 8.38 erscheint aufbauend auf den Ergebnissen der FE-Parameterstudie für Balken mit profilierten Querschnitten auch eine Biegebemessung von Balken mit Rechteckquerschnitt und Ausparungen nach der DIN 1045-1 in Kombination mit dem Entwurf der DAFStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ gemäß Abschnitt 3.2.4 ausreichend zu sein. Ein Ausbruch des Betons unterhalb des Druckbogens ist dann nicht zu befürchten.

8.3.2 Schubbemessung

Balken mit Rechteckquerschnitt werden in der Regel als Pfetten einer Dachkonstruktion eingesetzt. Das Abfangen anderer Balken oder Ähnliches kommt nur sehr selten vor. Dies bedeutet, dass die vorherrschende Einwirkung eine Streckenlast ist. Weiterhin werden Pfetten bevorzugt mit großen Biegeschlankheiten eingesetzt, um mit geringem Materialverbrauch große Stützweiten überbrücken zu können. Das heißt, in der Regel ergibt sich bei Balken mit Rechteckquerschnitt ein Biegeversagen. Dies wurde auch in den selbst durchgeführten Schubversuchen festgestellt (siehe Abschnitt 4.3.3.1). Nur bei großen, auflagenahen Einzellasten ergab sich in den Versuchen ein Schubversagen. Da jedoch nicht ausgeschlossen werden kann, dass Balken mit Rechteckquerschnitt mit großen auflagenahen Einzellasten beansprucht werden, wird für diese Balken mit und ohne Ausparungen nachfolgend je ein Bemessungsansatz aufgeführt.

8.3.2.1 Balken ohne Ausparungen

In den Versuchen ergab sich bei den Balken ohne Ausparungen bei sehr großen auflagenahen Einzellasten ein sprödes Versagen. Die Zugabe von Stahlfasern hatte, wie in Abschnitt 4.3.3.1.3 erläutert, keinen signifikanten Einfluss auf die Versuchstraglast. Es wurde aber auch in den Versuchen festgestellt, dass schon durch eine geringe Vergrößerung der Schubschlankheit ein Übergang vom spröden Schubversagen zum duktilen Biegeversagen erfolgt. Das spröde Schubversagen in den Versuchen wurde (siehe Bild

4.17) durch ein Überschreiten der Hauptzugspannungen ausgelöst, ohne dass die Umlagerung in ein anderes stabiles Tragsystem möglich war.

Der Nachweis der Hauptzugspannungen ergibt, wie bereits in Abschnitt 4.3.3.1.3 erwähnt, zu große aufnehmbare Querkräfte. Aufgrund der Überlagerung der Einleitung der Auflager- und Vorspannkraft entsteht bei Balken mit Rechteckquerschnitt und kleiner Schubslankheit ein durch eine „elementare“ Berechnung auf Basis der E-Theorie nicht mehr erfassbarer Spannungszustand. Daher sollte der Schubnachweis mit einer FE-Berechnung unter Beachtung von Abschnitt 5 genauer untersucht werden. Alternativ kann die Berechnung die Schubbemessung auch über ein einfaches, rein empirisches Verfahren nach [31] erfolgen.

8.3.2.2 Balken mit Aussparungen

Durch Aussparungen wird aufgrund der daraus resultierenden Querschnittsschwächung und den damit verbundenen Spannungskonzentrationen eine Rissbildung schon bei geringen Beanspruchungen ausgelöst. Auf den ersten Blick erscheint diese Rissbildung als schädlich.

In Bild 4.23 wird der Versagensmechanismus von Balken mit Rechteckquerschnitt mit dem von Balken mit profiliertem Querschnitt verglichen. Das duktile Schubversagen der profilierten Balken wurde dabei auf die Rissbildung bei niedrigem Einwirkungsniveau zurückgeführt, die durch die dünnen Stege dieser Balken ausgelöst wurde. Durch die Anordnung von Aussparungen bei Balken mit Rechteckquerschnitt wird ebenfalls eine Rissbildung bei geringem Einwirkungsniveau erzeugt, die eine Umlagerung auf andere Tragkomponenten (siehe Bild 4.23) ermöglichen kann. Aufgrund des dann gleichen Versagensmechanismus wie bei Balken mit profilierten Querschnitt, bedeutet dies, dass Balken mit Rechteckquerschnitt und Aussparungen mit dem Bemessungsansatz von profilierten Balken nachgewiesen werden können.

Da vom Verfasser dieser Arbeit keine Versuche und FE-Berechnungen an Balken mit Rechteckquerschnitt und Aussparungen durchgeführt wurden, ist dieser Ansatz allerdings nicht ausreichend abgesichert und sollte Gegenstand weiterer Untersuchungen sein. Die Untersuchung des Tragverhaltens von Balken mit Rechteckquerschnitt und Aussparungen ist jedoch nicht das primäre Ziel dieser Arbeit, so dass diese Versuche nicht vom Verfasser durchgeführt wurden. Daher sollten in der Zone A nach Bild 8.38, bis zur endgültigen Klärung dieser Fragestellung, keine Aussparungen angeordnet werden. Alternativ kann jedoch ein Nachweis über FE-Berechnungen unter Berücksichtigung von Abschnitt 5 durchgeführt werden.

Balken mit Aussparungen ausschließlich in Zone C werden diese aufgrund ihrer sehr kleinen Größe sowie ihrer Lage tief im Querschnitt für Schubbeanspruchungen als nicht maßgebend angesehen, so dass ein Schubnachweis wie bei Balken ohne Aussparungen geführt werden kann.

8.4 Kippen

8.4.1 Allgemeines

Nach DIN 1045-1 Abschnitt 8.6.8 kann der Nachweis gegen seitliches Ausweichen (Kippen) von Balken über einen geometrischen Ansatz oder über genauere, nicht näher beschriebene Verfahren erfolgen. Zur Beurteilung der Kippgefährdung wird in dieser Arbeit auf den geometrischen Ansatz der DIN 1045-1 zurückgegriffen. Demnach liegt für Balken, die die Bedingung der Gl. (8.28) erfüllen, keine Kippgefährdung vor. Die Länge l_{0t} gibt dabei den Abstand der seitlichen Festhaltungen des Druckgurtes an.

$$b \geq \sqrt[4]{\left(\frac{l_{0t}}{50}\right)^3} \cdot h \quad \text{DIN 1045-1 Gl. (46)} \quad (8.28)$$

Bild 8.39 zeigt den grafisch ausgewerteten Ansatz nach (8.28) (durchgezogene Linie). Zur Abgrenzung des praxisüblichen Anwendungsbereichs wurden 25 konventionell hergestellte Spannbetonbalken von Bauvorhaben eines großen Fertigteilwerks ausgewertet und ebenfalls in das Bild übertragen. Auch vier Bauvorhaben, bei denen bereits Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Bewehrung eingesetzt wurden, sind ebenfalls im Bild eingezeichnet. Anhand dieser Auswertung wurde dann über Grenzbiegeschlankheiten von 10 und 25 der praxisübliche Bereich eingegrenzt.

Bild 8.39 macht aber ebenfalls deutlich, dass in der Praxis sehr oft der Nachweis der Kippsicherheit nicht nach dem geometrischen Ansatz der DIN 1045-1 Abschnitt 8.6.8 geführt werden kann. Es müssen daher genauere Ansätze zum Nachweis herangezogen werden. In keinem dieser Ansätze geht die im Balken angeordnete Bügelbewehrung direkt ein. Sie wird, so sie überhaupt einen Einfluss auf die Kippsicherheit hat, allenfalls über empirische Beiwerte dieser Nachweise berücksichtigt. Aus diesem Grund ist es nicht möglich, die vorhandenen, genaueren Nachweise für Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Betonstahlbewehrung ohne zusätzliche Untersuchungen umzuformulieren.

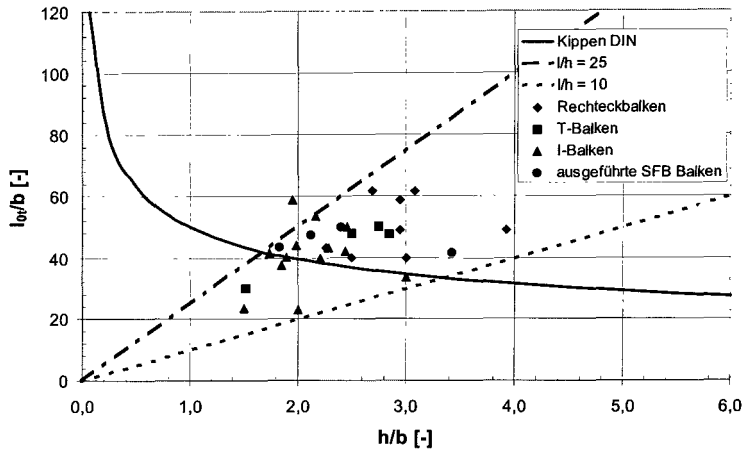


Bild 8.39: Geometrischer Ansatz der DIN 1045-1 zur Beurteilung der Kippgefährdung im Vergleich zu 29 ausgeführten Beispielen

8.4.2 Grundlagen der DIN 1045-1

Bild 8.40 zeigt die grafische Auswertung der Berechnungen, die der Herleitung des geometrischen Ansatzes der DIN 1045-1 zur Beurteilung der Kippgefährdung durch König und Pauli [78] zugrunde lagen. Daraus wird deutlich, dass im typischen Anwendungsbereich nach Bild 8.39 zwischen den Biegeschlankheiten 10 und 25, der Ansatz der DIN 1045-1 deutlich auf der sicheren Seite liegt, und sich daher eine Neuformulierung dieses Ansatzes für den Anwendungsbereich anbietet.

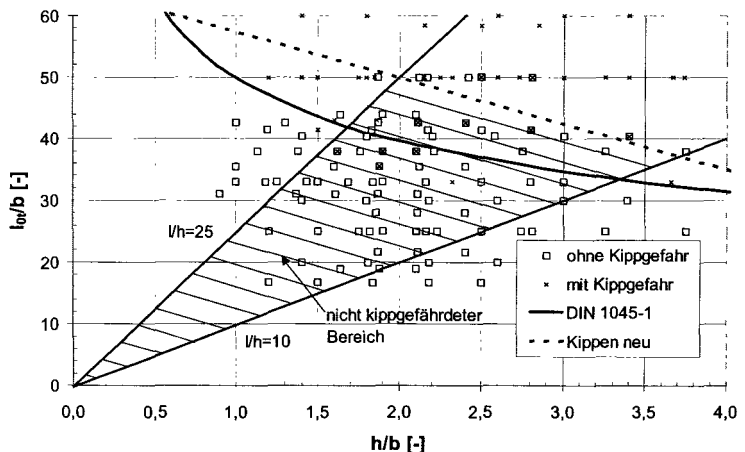


Bild 8.40: Herleitung der Gl. (46) der DIN 1045-1 [78]

8.4.3 Erweiterung des Ansatzes der DIN 1045-1

Bild 8.40 zeigt, dass mit einer Mindestbreite des Obergurtes nach Gl. (8.29) ein ausreichend sicherer geometrischer Ansatz zur Beurteilung der Kippgefährdung vorliegt. Bei Satteldachbindern darf für die Bauteilhöhe die mittlere Querschnittshöhe eingesetzt werden.

$$b_{OG} \geq \frac{l_{01}}{65} + 0,115 \cdot h \quad (8.29)$$

Für Balken, die die Gl. (8.29) nicht einhalten, müsste noch ein genauer Nachweis abgeleitet werden. Dazu sind jedoch zusätzliche Versuche notwendig. Da aber die Untersuchung der Kippgefährdung von Balken aus Stahlfaserbeton nicht primäres Ziel dieser Arbeit ist, wurde auf die Durchführung dieser Versuche verzichtet.

8.5 Begrenzung der Rissbreiten

In Abschnitt 3.2.6 wurden für Bauteile aus Stahlbeton bzw. Stahlfaserbeton die Ansätze zur Berechnung der Rissbreite hergeleitet. Aufgrund unterschiedlicher Annahmen für die Völligkeit der Dehnungsverteilung konnte der Ansatz des Entwurfes der DAFStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ (Ansatz von Niemann [94]) teilweise nicht nachvollzogen werden. Für die nachfolgenden Vergleiche zwischen experimentellen und rechnerischen Rissbreiten wird daher nur der Ansatz verwendet, der sich bei der Herleitung in Abschnitt 3.2.6 ergab.

Die Herleitung der Berechnungsansätze hat gezeigt, dass ein Vergleich zwischen experimenteller und rechnerischer Rissbreite sowie der Rissabstände möglich ist. Beim Vergleich der Rissabstände muss dabei unterschieden werden, ob der Zustand der Einzelrissbildung oder bereits das abgeschlossene Rissbild vorliegt. Im Zustand der Einzelrissbildung ergeben sich im Versuch zum Teil sehr große Abstände, während sich rechnerisch, aufgrund der geringen Spannungszuwächse in diesem Zustand, sehr kleine Eintragungslängen als mögliche Rissabstände ergeben. Dies bedeutet, dass ein Vergleich zwischen experimentellem und rechnerischem Rissabstand (Eintragungslänge) im Zustand der Einzelrissbildung nicht möglich ist. Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung müssen gemäß Abschnitt 3.2.6 die Rissabstände zwischen den möglichen Grenzen nach Gl. (3.32) bzw. Gl. (3.50) liegen.

Bei der Berechnung der Rissbreite werden für den Zustand der abgeschlossenen Rissbildung die tatsächlichen Rissabstände eingesetzt. Nur dies ermöglicht einen Vergleich der Rissbreiten und weist zusätzlich den Vorteil auf, dass so die tatsächlichen Verbundbedingungen des Spannstahls berücksichtigt werden. Im Zustand der Einzelrissbildung

hingegen wird für den Vergleich der Rissbreiten die rechnerische Eintragungslänge verwendet, da die experimentelle Eintragungslänge nicht bekannt ist.

Bei den rechnerisch ermittelten Rissbreiten ist wiederum zu beachten, dass es sich dabei nicht um Mittel-, sondern Maximalwerte handelt. Weiterhin muss berücksichtigt werden, dass die rechnerische Rissbreite über die Risstiefe gemittelt wird (siehe Bild 8.41). Insbesondere bei biegebeanspruchten Bauteilen können die im Versuch ermittelten Rissbreiten also deutlich größer ausfallen als die berechneten. All dies zeigt, dass ein Vergleich zwischen experimentellen und rechnerischen Rissbreiten sehr schwierig ist! Dennoch soll nachfolgend für drei Versuchsbalken dieser Vergleich durchgeführt werden.

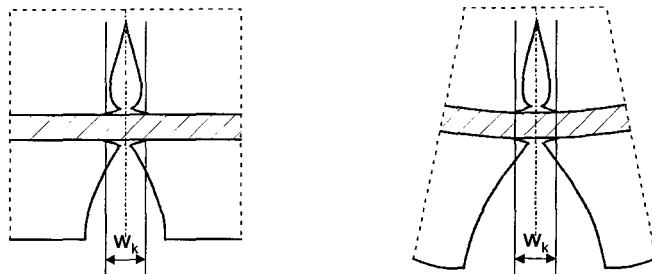


Bild 8.41: Definition des Rechenwertes der Rissbreite [25]

8.5.1 Balken aus Spannbeton

Im Zuge der Versuche wurde der Spannbetonbalken G04b ohne Stahlfasern unter Biegebeanspruchung (siehe Abschnitt 4.3.2.2.2) untersucht. Nachfolgend sollen für diesen Balken die Versuchsergebnisse mit den rechnerischen Ergebnissen verglichen werden. In Tabelle 8.5 wird zunächst kontrolliert, welcher Zustand der Rissbildung vorliegt. Dafür ist die Anzahl der Risse angegeben. Solange die Rissanzahl von Laststufe zu Laststufe noch ansteigt, ist der Zustand der abgeschlossenen Rissbildung noch nicht erreicht.

Für den Zustand der abgeschlossenen Rissbildung werden in Tabelle 8.5 in der Spalte „abgeschlossen“ zwei Werte angegeben. Der kleinere Wert ergibt sich für den unteren Grenzwert, also der 1-fachen Eintragungslänge, während der größere Wert, berechnet mit der 2-fachen Eintragungslänge, den oberen Grenzwert darstellt. Sowohl für die Berechnung des maximalen Rissabstandes als auch der Dehnungsdifferenz muss der Spannungszuwachs im Spannstahl bekannt sein. Dieser wurde aus der FE-Nachrechnung des Versuches ermittelt. Für den Vergleich der Ergebnisse werden nur Risse verwendet, die zwischen den beiden aufgetragenen Einzellasten, also im Bereich reiner Biegung, liegen (siehe Bild 12.90).

Tabelle 8.5: Vergleich Rissabstand im Versuch (links) mit den rechnerischen Werten (Mitte) sowie der angesetzte Spannungszuwachs (rechts)

F [kN] \ s_r	\min_{Exp} [mm]	$Mittel_{Exp}$ [mm]	\max_{Exp} [mm]	Anzahl [Stück]	Einzelriss [mm]	abgeschlossen [mm]		$\Delta\sigma$ [N/mm ²]
30	150	250	350	7	8	257	513	10
35	150	243	350	9	150	257	513	200
40	80	188	300	14	368	257	513	490
45	80	188	300	14	519	257	513	690

Wie Tabelle 8.5 zeigt, steigert sich die Rissanzahl noch bis zur Laststufe $F = 40$ kN. Auch der bei diesem Balken durchgeführte Schwelllastversuch (siehe Abschnitt 4.3.2.2.2) bewirkte keine Erhöhung der Rissanzahl. Dies bedeutet, dass in den letzten beiden Laststufen das abgeschlossene Rissbild vorlag.

Wie bereits erwähnt, können nur im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung die maximalen Rissabstände miteinander verglichen werden. Der hier festgestellte Unterschied zwischen dem maximalen rechnerischen und dem experimentellen Rissabstand ist so groß, dass eine Abminderung des rechnerischen Rissabstandes mit dem Faktor $\frac{2}{3}$, wie es der MC 90 [13] vorsieht, gerechtfertigt scheint.

Da hier ein mit verhältnismäßig schneller Lastaufbringung durchgeführter Versuch nachgerechnet werden soll, wird für die nachfolgenden Betrachtungen eine Kurzzeitbeanspruchung angesetzt. Das heißt, die Völligkeit der Dehnungsverteilung wird nach Gl. (3.40) mit $\beta = 0,6$ angenommen. Weiterhin werden in Tabelle 8.6 die prozentualen Abweichungen der maximalen Rissbreiten im Versuch zu den unterstrichenen Werten der rechnerischen Rissbreiten berechnet. Die experimentellen Rissbreiten wurden an der Bauteilseite auf der Höhe der Bewehrung bestimmt. Dies bedeutet, wie Bild 8.41 zeigt, dass die rechnerischen und die experimentellen Rissbreiten an der selben Stelle ermittelt wurden und somit gleich groß sein müssen.

Tabelle 8.6: Vergleich Rissbreite im Versuch (links) mit den rechnerischen Werten (Mitte) sowie die prozentuale Abweichung (rechts)

F [kN] \ w	\min_{Exp} [mm]	$Mittel_{Exp}$ [mm]	\max_{Exp} [mm]	Einzelriss [mm]	abgeschlossen [mm]	Abweichung [%]
30	0,02	0,02	0,02	<u>0,00</u>	-	-
35	0,02	0,06	0,08	<u>0,06</u>	-	-25
40	0,02	0,09	0,16	0,37	<u>0,10</u>	-38
45	0,03	0,18	0,27	0,73	<u>0,41</u>	+52

Wie Tabelle 8.6 zeigt, weichen die rechnerischen Rissbreiten sehr stark von den maximalen Werten im Versuch ab. Die Berechnung der Rissbreite ist insbesondere bei kleinen Beanspruchungen (Gebrauchslasten) von Interesse. Bei diesen wurde stets eine zu geringe Rissbreite berechnet. Bei großen Beanspruchungen (Laststufe 45 kN) wurden dagegen viel zu große Rissbreiten ermittelt.

Im Versuch wurde weiterhin eine Schwelllast aufgebracht (siehe Abschnitt 4.3.2.2.2), die von der Beanspruchung her ähnlich zu einer Dauerbeanspruchung ist. In Bild 12.82 ist die Vergrößerung der Rissbreiten infolge dieser Beanspruchung mit 37 % angegeben. Dies entspricht einem Verhältnis der Rissbreiten von Kurzzeit- zur Dauerbeanspruchung von 0,73 und stimmt somit sehr gut mit dem in Heft 466 des DAfStb [23] angegebenen Faktor von 0,70 überein.

8.5.2 Balken aus Stahlfaserbeton

Bei den nachfolgenden Betrachtungen ist zu beachten, dass nur eine geringe Anzahl von Versuchsergebnissen vorliegt. Daher kann aus diesen Untersuchungen kein allgemeingültiger Bemessungsansatz hergeleitet werden.

Bei den acht Balken G03, G06, G10, G11, G12, G13, G14 und G19 aus Stahlfaserbeton wurde im Versuch die Rissbreite bestimmt. Jedoch wurden mit Ausnahme von G03b und G06b alle Balken mit einer Einzeleinwirkung beansprucht. Dies bedeutet, dass über die Balkenlänge gesehen an jeder Balkenstelle ein anderer Beanspruchungszustand vorlag. Ein Vergleich mit den rechnerischen Rissbreiten erfordert allerdings einen Bereich mit gleichbleibender Beanspruchung.

Zunächst erfolgt eine Auswertung des Versuches an Balken G03b, der abgesehen davon, dass er aus Stahlfaserbeton hergestellt wurde, baugleich zu Balken G04b ist. Beim Vergleich werden dieselben Annahmen getroffen wie zuvor bei Balken G04b. Der Spannungszuwachs nach Rissbildung wurde aus der FE-Versuchsnachrechnung unter Berücksichtigung der Faserwirkung ermittelt.

Tabelle 8.7: Vergleich Rissabstand im Versuch (links) mit den rechnerischen Werten (Mitte) sowie der angesetzte Spannungszuwachs (rechts)

s_r F [kN]	\min_{Exp} [mm]	$Mittel_{Exp}$ [mm]	\max_{Exp} [mm]	Anzahl [Stück]	Einzelriss [mm]	abgeschlossen [mm]		$\Delta\sigma$ [N/mm ²]
35	80	184	300	13	82	137	273	180
40	80	184	300	13	187	137	273	410
50	30	166	300	15	273	137	273	600
60	30	166	300	15	469	137	273	1.030

Wie Tabelle 8.7 zeigt, haben sich während der Laststeigerung noch zusätzliche Risse gebildet. Auch beim anschließend durchgeführten Schwelllastversuch (siehe Abschnitt 4.3.2.2.2) sind noch fünf weitere Risse entstanden. Das heißt, der Balken befindet sich in den in Tabelle 8.7 aufgeführten Laststufen noch im Zustand der Einzelrissebildung. Daher ist, wie zuvor bereits erläutert, kein Vergleich der Rissabstände möglich.

Nachfolgend werden, wie bei dem faserlosen Balken, in Tabelle 8.8 die rechnerischen Rissbreiten mit den experimentellen verglichen.

Tabelle 8.8: Vergleich Rissbreite im Versuch (links) mit den rechnerischen Werten (Mitte) sowie die prozentuale Abweichung (rechts)

w F [kN]	min_{Exp} [mm]	$Mittel_{Exp}$ [mm]	max_{Exp} [mm]	Einzelriss [mm]	abgeschlossen [mm]	Abweichung [%]
35	0,01	0,03	0,05	0,04	-	-20
40	0,02	0,05	0,08	0,11	-	+38
50	0,04	0,09	0,16	0,27	0,26	+69
60	0,08	0,19	0,38	0,47	0,52	+24

Wie Tabelle 8.8 zeigt, ergeben sich bei der Berechnung der Rissbreiten ähnlich schlechte Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen, wie bei dem faserlosen Balken G04b.

Wie auch schon bei Balken G04b wurde im Versuch bei Balken G03b eine Schwelllastbeanspruchung aufgebracht. Dabei ergab sich, wie Bild 12.81 zeigt, eine Vergrößerung der Rissbreite um 42 %. Dies entspricht einem Verhältnis der Rissbreiten von Kurzzeit- zur Dauerbeanspruchung von 0,70. Dieser Wert stimmt exakt mit der Annahme des Hefes 466 des DAfStb [23] überein.

In Tabelle 8.9 werden für den Balken G06b die Ergebnisse des Vergleiches zwischen rechnerischem und experimentellem Rissabstand sowie die Rissbreite angegeben.

Tabelle 8.9: Vergleich Rissabstand im Versuch (links) mit den rechnerischen Werten (Mitte) sowie der angesetzte Spannungszuwachs (rechts)

s_r F [kN]	min_{Exp} [mm]	$Mittel_{Exp}$ [mm]	max_{Exp} [mm]	Einzelriss [mm]	abgeschlossen [mm]		$\Delta\sigma$ [N/mm ²]
110	310	414	600	4	108	215	10
130	80	207	390	34	108	215	90
150	80	172	260	140	108	215	370
175	80	132	230	175	108	215	460
185	40	108	180	197	108	215	520

Aus der Zusammenstellung in Tabelle 8.9 geht hervor, dass bei der Laststufe 185 kN das abgeschlossene Rissbild vorliegt. Dies wird auch dadurch bestätigt, dass sich im anschließenden Schwelllastversuch keine weiteren Risse gebildet haben. Der maximale Rissabstand wird demzufolge in diesem Versuch mit guter Übereinstimmung durch die Nachrechnung nachvollzogen.

Tabelle 8.10: Vergleich Rissbreite im Versuch (links) mit den rechnerischen Werten (Mitte) sowie die prozentuale Abweichung (rechts)

w F [kN]	\min_{Exp} [mm]	$Mittel_{Exp}$ [mm]	\max_{Exp} [mm]	Einzelriss [mm]	abgeschlossen [mm]	Abweichung [%]
110	0,03	0,04	0,05	<u>0,00</u>	-	-
130	0,02	0,04	0,06	<u>0,01</u>	-	-
150	0,03	0,06	0,09	<u>0,07</u>	-	-22
175	0,03	0,09	0,13	<u>0,23</u>	0,02	+77
185	0,03	0,09	0,18	0,27	<u>0,06</u>	+50/-67

Auch bei Balken G06b ergibt sich bei der Berechnung der Rissbreiten keine Übereinstimmung mit den experimentellen Werten.

Bei dem Balken G06b wurde, wie bei den beiden Balken zuvor, ebenfalls ein Schwelllastversuch durchgeführt. Wie Bild 12.83 zeigt, kam es dabei zum einem Anwachsen der Rissbreiten um 22 %. Dies entspricht einem Kurzzeit- zu Dauerbeanspruchungsverhältnis von 0,82 und ergibt somit eine geringfügig kleinere Abminderung als dies das Heft 466 des DAfStb [23] mit einem Faktor von 0,70 vorsieht.

8.5.3 Feststellungen

Aufbauend auf sehr wenigen Versuchsergebnissen wurde in diesem Abschnitt ein Vergleich zwischen den rechnerischen Rissabständen bzw. -breiten mit den entsprechenden experimentellen Werten durchgeführt. Die maximalen experimentellen Rissabstände wurden dabei bei dem Spannbetonbalken ohne Stahlfasern durch den Bemessungsansatz der DIN 1045-1 überschätzt. Bei den Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton konnte der Versuch G03 nicht ausgewertet werden, da sich dieser bei den untersuchten Laststufen noch im Zustand der Einzelrissbildung befand. Für den Balken G06 ergaben sich gute Übereinstimmungen zwischen Bemessungsansatz und Versuchsergebnissen.

Der Vergleich der Rissbreiten zeigte bei keinem der drei untersuchten Balken eine gute Übereinstimmung zwischen experimentellen und rechnerischen Rissbreiten. Das Rissverhalten der hier untersuchten Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton sollte daher in

einer eigenständigen Versuchsreihe näher untersucht und gegebenenfalls ein völlig neuer Bemessungsansatz entwickelt werden.

Die mit dem in Abschnitt 3.2.6.4 entwickelten Ansatz für Bauteile aus Stahlfaserbeton ermittelten Rissbreiten ergaben bis auf die erste Laststufe nach Erstrissbildung zu große Rissbreiten. Dies bedeutet, dass der Ansatz auf der sicheren Seite liegt. Bis zum Vorliegen zusätzlicher Versuchsergebnisse kann daher die Rissbreite mit dem in Abschnitt 3.2.6.4 entwickelten Ansatz berechnet werden. Wird hingegen der Ansatz des Entwurfes der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ verwendet, ergeben sich, wie durchgeführte, hier jedoch nicht gezeigte Vergleichsberechnungen, belegen, zum Teil deutliche Unterschätzungen der Rissbreiten.

Die Annahme einer Vergrößerung der Rissbreiten unter einer Dauerbeanspruchung um ca. 40 % in Heft 466 des DAfStb [23] stimmt sehr gut mit den Ergebnissen der Versuche überein, so dass diese Annahme bei der Berechnung der Rissbreite auch für Balken aus Stahlfaserbeton angesetzt werden darf.

8.6 Konstruktionsregeln

8.6.1 Mindestbewehrung

Nach DIN 1045-1 Abschnitt 13.1.1 ist bei überwiegend biegebeanspruchten Balken eine Mindestlängsbewehrung einzulegen. Diese Mindestlängsbewehrung hat dabei die Aufgabe, die Zugkräfte im Riss, die beim Übergang vom Zustand I in den Zustand II freiwerden, aufzunehmen, um so ein sprödes Bauteilversagen zu verhindern. So ist für die Balken nachzuweisen, dass mit der Spannbewehrung das Rissmoment aufgenommen werden kann (siehe DIN 1045-1 Abschnitt 13.1.1 (1) und (2)). Die durchgeführten Versuche und FE-Berechnungen haben deutlich gezeigt, dass die bei der Rissbildung freiwerdenden Zugkräfte auch aufgenommen werden können, wenn ausschließlich eine Spannstahlbewehrung vorhanden ist.

8.6.2 Oberflächenbewehrung

Die Oberflächenbewehrung von vorgespannten Balken soll verhindern, dass es infolge von Eigenspannungen im Bereich der Oberfläche zu Rissen kommt, die die Dauerhaftigkeit des Balkens negativ beeinflussen. Die Versuchsbalken wurden vor ihrer Prüfung (siehe Abschnitt 4) auf dem Außengelände des iBMB der TU Braunschweig gelagert. Dabei kam es witterungsbedingt zu großen Temperaturschwankungen. Aus dieser Temperatureinwirkung und aus Schwinden konnten an den Versuchsbalken keine Oberflächenrisse festgestellt werden. Gleiches gilt auch für die beiden Balken G17 und G18, die

unter einer Dauereinwirkung mittlerweile 36 Monate (Stand: August 2006) der Witterung ausgesetzt sind. Die Untersuchungen an diesen Balken sind jedoch nicht so ausführlich gewesen, dass grundsätzlich eine Rissbildung ausgeschlossen werden kann. Daher wird, um der Forderung der DIN 1045-1 Abschnitt 13.1.2 nachzukommen, nachfolgend die Stahlfaserbewehrung in einen äquivalenten Bewehrungsgrad $\rho_{\text{äq}}$ umgerechnet. Die Betonstahlspannung $\sigma_{\text{s,SLS}}$ wird dabei, um die Rissbreiten möglichst gering zu halten, auf 400 N/mm² begrenzt.

$$\rho_{\text{äq}} = \frac{f_{\text{ctR,L1}}}{\sigma_{\text{s,SLS}}} = \frac{\kappa_b \cdot \beta_{\text{L1}} \cdot f_{\text{ct,L1}}}{400} = \frac{0,75 \cdot 0,40 \cdot f_{\text{ct,L1}}}{400} \cdot 1000 \quad [\%] \quad (8.30)$$

In Bild 8.42 wird der äquivalente Bewehrungsgrad $\rho_{\text{äq}}$ mit dem Grundwert ρ für die Ermittlung der Mindestbewehrung der DIN 1045-1 Abschnitt 13.1.2 verglichen [33]. Nach Heft 525 des DAfStb [25] berechnet sich ρ wie folgt:

$$\rho = 0,16 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} \quad \text{oder nach DIN 1045-1 Abschnitt 13.1.2 Tabelle 29} \quad (8.31)$$

Wie Gl. (8.31) zeigt, wird ρ unter anderem von der mittleren Betonzugfestigkeit (als Funktion von der Betondruckfestigkeit) beeinflusst. Daher sind in Bild 8.42 die Grenzbetondruckfestigkeiten der hier untersuchten Balken angegeben, um den Vergleich mit dem äquivalenten Bewehrungsgrad $\rho_{\text{äq}}$ zu ermöglichen.

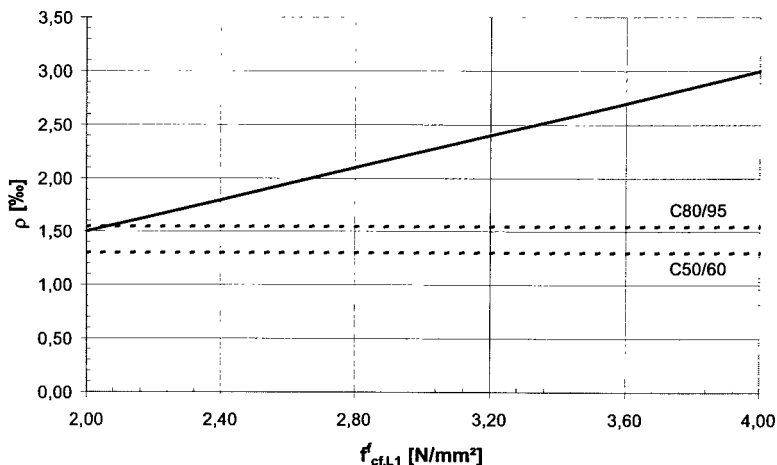


Bild 8.42: Auswertung der Gl. (8.30) im Vergleich zu den Mindestwerten der DIN 1045-1 in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeitsklasse

Mit Bild 8.42 oder Gl. (8.30) kann für Tabelle 30 der DIN 1045-1 in Abschnitt 13.1.2. für die jeweiligen Querschnittsbereiche berechnet werden, ob die Stahlfasern alleine oder in Kombination mit dem Spannstahl (siehe DIN 1045-1 Abschnitt 13.1.2 (2)) ausreichen, um die Mindestoberflächenbewehrung abzudecken. Ist dies nicht der Fall, ist zusätzlich eine konventionelle Betonstahlbewehrung einzubauen.

8.6.3 Balken und Plattenbalken

Zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens muss gemäß DIN 1045-1 Abschnitt 13.2 bei Balken und Plattenbalken eine Mindestschubbewehrung angeordnet werden. Die Versuche (siehe Abschnitt 4.3.3) und die FE-Berechnungen (siehe Abschnitt 8.2.3) haben gezeigt, dass sich bei den untersuchten Spannbetonbalken unter Berücksichtigung der Vorgaben der Abschnitte 8.2.3 und 8.3 ab einem Stahlfaserbeton der Leistungsklasse L2-1,6 ein duktiler Bauteilversagen einstellt. Damit ist die Kernforderung der DIN 1045-1 erfüllt und auf eine Mindestschubbewehrung kann verzichtet werden.

8.7 Angehängte Lasten

Bei konventionell mit Bügeln bewehrten Bauteilen wird eine angehängte Last über Bügel in die Druckzone „gehängt“. Bei den hier untersuchten Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton werden keine Bügel eingesetzt. Demzufolge müssen die angehängten Lasten über die Zugfestigkeit des Betons oder über die Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons in die Druckzone „gehängt“ werden. Da die Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons deutlich kleiner ist als seine Zugfestigkeit, wird, auf der sicheren Seite liegend, der Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit bei der Verformung 2 des Stahlfaserbetons, bei Ansatz eines Spannungsblocs (siehe Abschnitt 3.2.3.2), für die nachfolgenden Betrachtungen zugrundegelegt. Da zusätzlich zu den angehängten Lasten die Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons auch für den Schubnachweis herangezogen wird, darf nicht die volle Größe der Nachrisszugfestigkeit in Rechnung gestellt werden. Vorgeschlagen wird für angehängte Lasten eine zulässige Ausnutzung der Nachrisszugfestigkeit von 10 %, ohne dass beim Schubnachweis (siehe Abschnitt 8.2.3) der Stahlfasertraganteil $V_{Rd,cf}$ abgemindert werden muss. Dieser Ausnutzungsgrad von 10 % orientiert sich dabei an dem Stabilitätsnachweis von Stahlbetonstützen, bei dem der Einfluss der Momente nach Theorie II. Ordnung erst dann berücksichtigt werden muss, wenn die Tragfähigkeit durch deren Einfluss um mehr als 10 % reduziert wird. Bei einer größeren Ausnutzung der Nachrisszugfestigkeit durch angehängte Lasten, ist beim Schubnachweis die Faserwirkung dementsprechend zu reduzieren.

Das „Hochhängen“ der angehängten Last in die Druckzone der Balken erfolgt über den Steg. Daher muss für die nachfolgenden Betrachtungen die minimale Stegbreite berücksichtigt werden. Die Stegbreite kann (siehe Abschnitt 7.2.7) zwischen 12 und 30 cm variieren. Aufgrund der vorab aufgeführten Betrachtungen ergibt sich der folgende Bemessungsansatz:

$$F_{UG,Ed} \leq F_{UG,Rd} \quad (8.32)$$

Der Bemessungswert der angehängten Last $F_{UG,Ed}$ entspricht bei einer Streckeneinwirkung dieser Streckeneinwirkung. Angehängte Einzellasten können nach Bild 8.43 und Gl. (8.33) in eine Streckeneinwirkung umgerechnet werden.

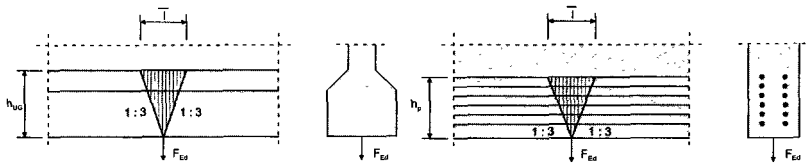


Bild 8.43: Umrechnung von einer Einzel- in eine Streckeneinwirkung

$$F_{UG,Ed} = \frac{F_{Ed}}{l} \quad (8.33)$$

Die Bezugslänge l ergibt sich dabei je nach Querschnittsform nach Gl. (8.34) oder Gl. (8.35).

$$l = h_{UG} \cdot \frac{2}{3} \quad \text{für Balken mit Doppelt T-Querschnitt} \quad (8.34)$$

$$l = h_p \cdot \frac{2}{3} \quad \text{für Balken mit T-Querschnitt} \quad (8.35)$$

Die zulässige Anhängelast in Gl. (8.32) ergibt sich nach Gl. (8.36).

$$F_{UG,Rd} = \frac{f_{ct0,u} \cdot K_b \cdot \alpha_c}{\gamma_{ct}^f} \cdot b_w \cdot \bar{l} \cdot \rho_H \quad (8.36)$$

Die Bezugslänge \bar{l} in Gl. (8.36) darf mit 1,0 m / m angenommen werden. Der Ausnutzungsgrad ρ_H ergibt sich aufgrund der vorab durchgeführten Überlegungen zu $\rho_H = 0,10 = 10\%$. Alternativ kann auch aus Bild 8.44 die zulässige Anhängelast in Abhängigkeit von der Stegbreite und der Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons abgelesen werden.

Aussparungen müssen mindestens einen lichten Abstand von $l/2$ zu angehängten Lasten aufweisen. Sie müssen so am Balken angeordnet werden, dass dadurch keine Torsionsbeanspruchungen in den Querschnitt eingetragen werden. Weiterhin dürfen die an-

gehängten Lasten nur mit zugelassenen Befestigungsmitteln für eine gerissene Zugzone am Balken montiert werden. Sollte die Zugzone bereichsweise aufgrund der Vorspannung auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit ungerissen sein, kann die vorab genannte Bedingung entfallen. Die Befestigungsmittel sind vorzugsweise schon bei der Herstellung der Balken mit einzubauen. Werden sie nachträglich in die Balken gebohrt, so sollte dies nur von geschultem Personal und nach Einsicht in den Bewehrungsplan des jeweiligen Balkens erfolgen.

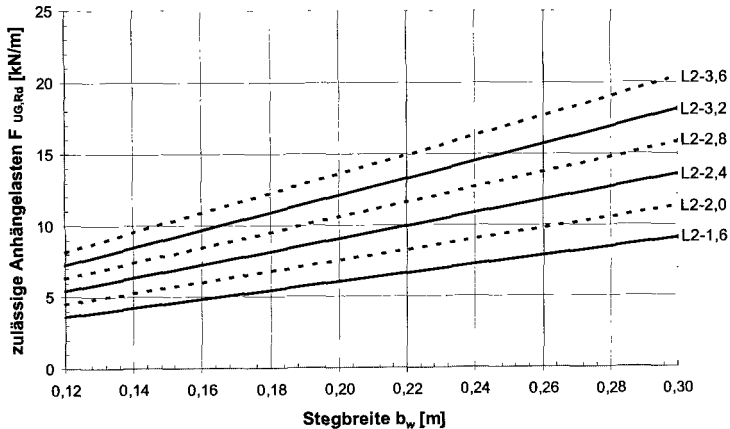


Bild 8.44: Zulässige Anhängelast in Abhängigkeit von der Stegbreite und der Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons

Der Achsabstand zwischen Bohrloch und Spannsthllitze sowie der Abstand zwischen Bohrlochende und Spannsthllitzenachse muss mindestens 3,8 cm betragen (siehe Bild 8.45). Der Durchmesser des Bohrlochs darf nicht größer sein als 14 mm.

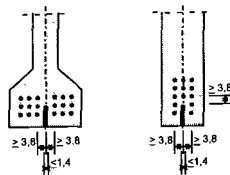


Bild 8.45: Mindestabstände Bohrloch - Spannsthllitze

8.8 Satteldachbalken

Wie Bild 8.46 zeigt, können die Balken auch als Satteldachvariante ausgeführt werden. Im First des Balkens treffen die beiden schrägen Druckkräfte F_{cd} des Obergurtes aufeinander und erzeugen die Abtriebskraft F_{td} (siehe Bild 8.46).

Überhöhte Darstellung

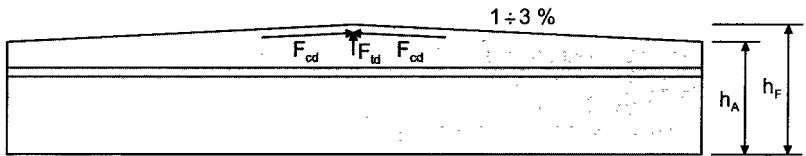


Bild 8.46: Einfüsse aus geneigtem Druckgurt

Bei bügelbewehrten Balken werden im Firstbereich für die Kraft F_{td} gegebenenfalls lokal einige zusätzliche Bügel eingelegt. Da bei den hier untersuchten Balken keine Bügel zum Einsatz kommen sollen, wurde über eine FE-Berechnung nachgewiesen, dass es infolge der Abtriebskraft F_{td} nicht zu einem „Abreißen“ des Obergurtes vom Steg kommt.

Für diese FE-Berechnung wurde der höchst mögliche Balken ($h_A = 2,20$ m, siehe Abschnitt 7.2.3) mit einer hohen zentrischen Vorspannung von $9,62$ N/mm² ausgewählt. Dieser Balken verfügt über die größte Biegetragfähigkeit der untersuchten Balken. Unter Berücksichtigung des inneren Hebelarms ergibt sich daraus die größtmögliche Druckzonenkraft ($F_{cd} = M_{Ed} / z$), die bei diesem Balken auf einen dünnen Steg von 14 cm (Mindestbreite für diese Balkenhöhe) einwirkte. Dies bedeutet, mit der untersuchten Situation wurde die größtmögliche „Abreißspannung“ zwischen Druckgurt und Steg untersucht.

Belastet wurde der Balken durch eine Streckenlast. Auf diese Weise ergab sich ein hohes Biegemoment und somit eine große Druckgurtkraft, ohne dass durch die Auflast die Abtriebskraft F_{td} selbst überdrückt wurde, wie dies bei einer Einzellast in Feldmitte der Fall gewesen wäre. Der berechnete Balken ist in Bild 8.47 bis zur Symmetrieachse dargestellt.

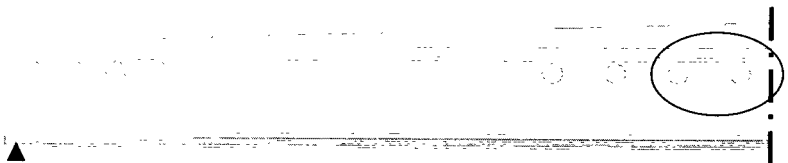


Bild 8.47: Ansicht des mit der FEM berechneten Balkens bis zur Symmetrieachse

In der FE-Berechnung wurde bei diesem Satteldachbalken die betragsmäßig maximale rechnerische Stauchung erreicht (Biegedruckversagen), so dass sich tatsächlich die größtmögliche Betondruckzonenkraft für die hier untersuchten Balken einstellte. Bild 8.48 zeigt für den in Bild 8.47 dargestellten Detailbereich das Riss-, Hauptdruck- und Hauptzugspannungstrajektorienbild des mit der FEM berechneten Balkens bei Erreichen der

Biegetragfähigkeit. Die Risse sind hauptsächlich vertikal orientiert, also Biegerisse. Nur im Bereich der Aussparung neigen sich die Risse infolge der dort lokal umgelenkten Spannungstrajektorien etwas. Horizontal orientierte Risse, die aus einer Abtriebskraft F_{td} herrühren könnten, sind nicht festzustellen.



Bild 8.48: Riss-, Hauptdruck- und Hauptzugspannungstrajektorienbild im Firstpunkt des Satteldachbalkens bei Erreichen der Biegetraglast

In den Versuchen (siehe Abschnitt 4.3.2.2.3) wurde auch ein Satteldachbalken (Balken G09) unter erhöhter Gebrauchslast untersucht. Bei dieser Beanspruchung konnten noch keine Anzeichen für ein „Aufreißen“ des Balkens festgestellt werden. Dieser Balken wurde im Rahmen eines Bauvorhabens 104-mal eingebaut. Es ist dem Verfasser nicht bekannt, dass sich an einem dieser Balken ein „Abreißen“ des Obergurtes vom Steg abzeichnet. Dabei ist jedoch zu beachten, dass seit dem Einbau vor zwei Jahren wahrscheinlich noch kein höheres Beanspruchungsniveau als im Versuch erreicht wurde.

Da es weder bei der FE-Berechnung mit der größtmöglichen Abtriebskraft F_{td} , noch bei einem Versuch im erhöhten Gebrauchslastbereich, sowie bei einem größeren Bauvorhaben, zu keinem „Abreißen“ des Obergurtes vom Steg gekommen ist, kann nach Auffassung des Verfassers bei den hier beschriebenen Satteldachbalken auf eine lokale Zulage von Bügeln im Bereich des Firstes verzichtet werden.

Hinsichtlich der Bemessung dieser Balken liegen keine Erkenntnisse vor, die einer Übertragung der zuvor für Parallelgurtbalken aufgestellten Bemessungsansätze auf Satteldachbalken widersprechen. Bei der Schubbemessung darf daher bei den Satteldachbalken noch gemäß DIN 1045-1 die einwirkende Querkraft um den lotrechten Anteil V_{ccd} der Druckgurkraft F_{cd} reduziert werden [33], [106].

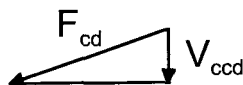


Bild 8.49: Lotrechter Anteil V_{ccd} der Druckgurkraft F_{cd}

9 Ablaufdiagramme Bemessung

In diesem Abschnitt werden die Bemessungsansätze für Spannbetonbalken mit und ohne Aussparungen aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Betonstahlbewehrung, die in den vorangegangenen Abschnitten hergeleitet wurden, zur besseren Übersicht im Form von Ablaufdiagrammen zusammengestellt.

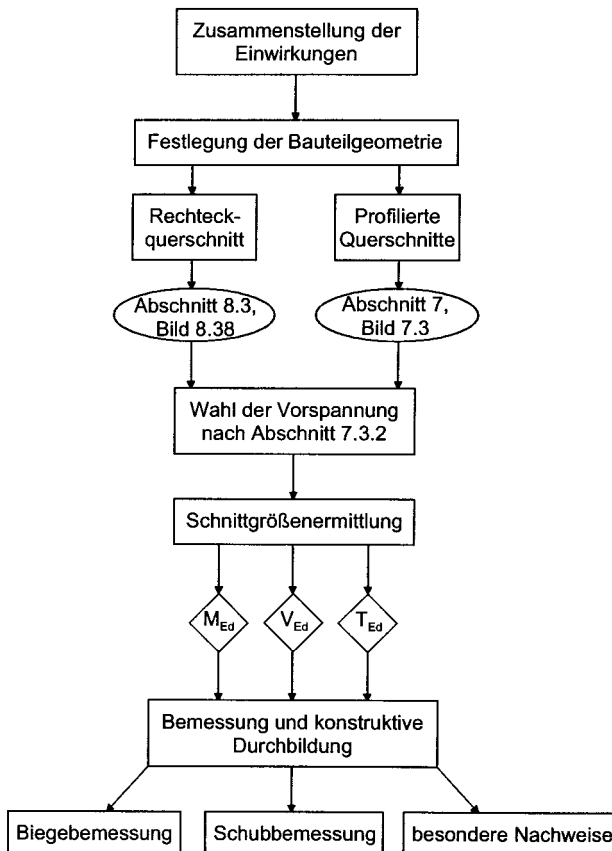


Bild 9.1: Ablaufdiagramm der Nachweisführung für Spannbetonbalken mit und ohne Aussparungen aus Stahlfaserbeton

Der Ablauf der Biege- und Schubbemessung sowie der weiteren Nachweise in Bild 9.1 ist in den nachfolgenden Diagrammen dargestellt. Die Biegebemessung kann nach Bild 9.2 erfolgen. Dabei wird auch für Überschlagsberechnungen ein Ansatz aufgeführt. In Bild 9.3 ist der Ablauf der Schubbemessung abgebildet.

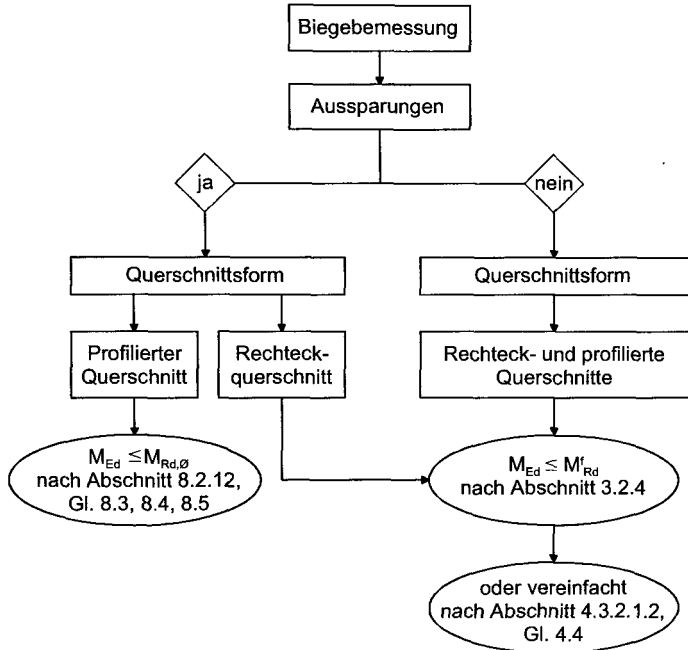


Bild 9.2: Ablaufdiagramm der Biegebemessung

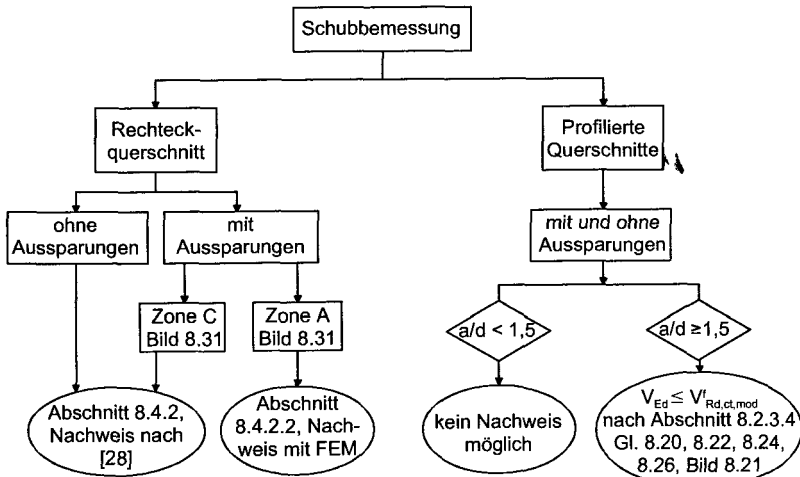


Bild 9.3: Ablaufdiagramm der Schubbemessung

In Bild 9.4 links ist für die Druckstrebe im Rahmen der Schubbemessung der Ablauf der Nachweisführung dargestellt. Die Torsionsbemessung kann nach Bild 9.4 rechts erfolgen. Wie in Abschnitt 4.3.4 erläutert, sind durch den durchgeführten Torsionsversuch nur sehr kleine Torsionsbeanspruchungen experimentell untersucht worden. Sind die auftretenden Torsionsbeanspruchungen größer als nach Gl. (4.6), so ist der Torsionsnachweis nicht mehr ausreichend abgesichert. In diesem Fall müssen die Balken konventionell nach DIN 1045-1 Abschnitt 10.4 bemessen und bewehrt werden.

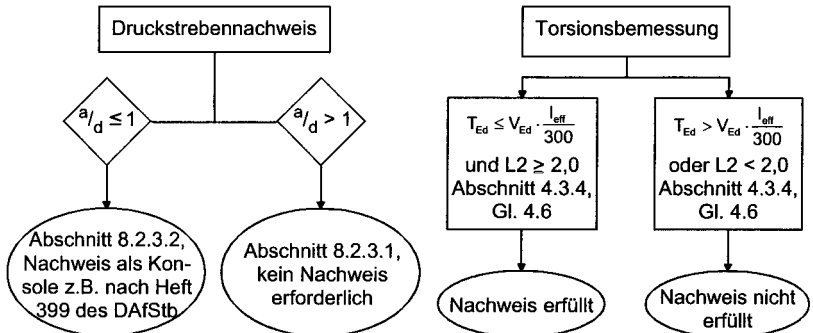


Bild 9.4: Ablaufdiagramm des Druckstrebenachweises (links) und der Torsionsbemessung (rechts)

Der Ablauf des Kippnachweises (seitliches Ausweichen) kann nach Bild 9.5 links erfolgen. In Abschnitt 8.4 wurde der geometrische Ansatz der DIN 1045-1 für typische Anwendungsbereiche von Spannbetonbalken neu entwickelt. Für Balken, die die Bedingung nach Gl. (8.29) erfüllen, besteht keine Kippgefahr. Bei Balken, deren Obergurt allerdings schmaler ist als nach Gl. (8.29), kann eine Kippgefährdung nicht ausgeschlossen werden, so dass eine Anwendung mit den in dieser Arbeit vorgestellten Ansätzen nicht mehr möglich ist. In Bild 9.5 rechts sind Empfehlungen zum Brandschutz gegeben. Aufgrund der geringen Versuchserfahrung mit den hier untersuchten Balken empfiehlt sich, eine Eignungsprüfung des verwendeten Betons unter Brandbeanspruchung durchzuführen.

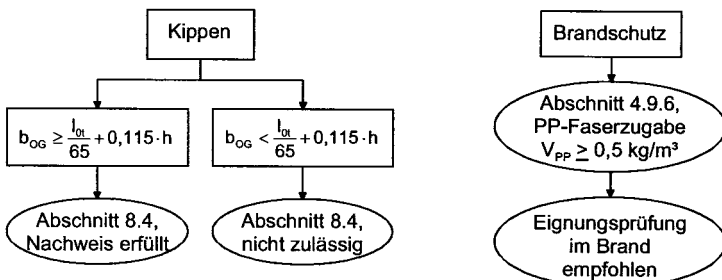


Bild 9.5: Ablaufdiagramm Kippnachweis und Empfehlungen Brandschutz

In Abschnitt 4.7.3 wurde der Einfluss einer exzentrischen Vorspannung auf die Rissbildung im Auflagerbereich untersucht. Diese Rissbildung wirkt sich in der Regel nicht auf die Tragfähigkeit der hier untersuchten Balken aus. Sie stellt jedoch eine erhebliche optische Beeinträchtigung dar, die nur vereinzelt von Bauherren akzeptiert wird. Lassen die Bauherren nur kleine Rissbreiten im Auflagerbereich zu, so muss dieser mit einer entsprechenden Bügelbewehrung ausgeführt werden. Eine Abschätzung, ob eine Rissbildung zu erwarten ist, kann nach Bild 9.6 erfolgen.

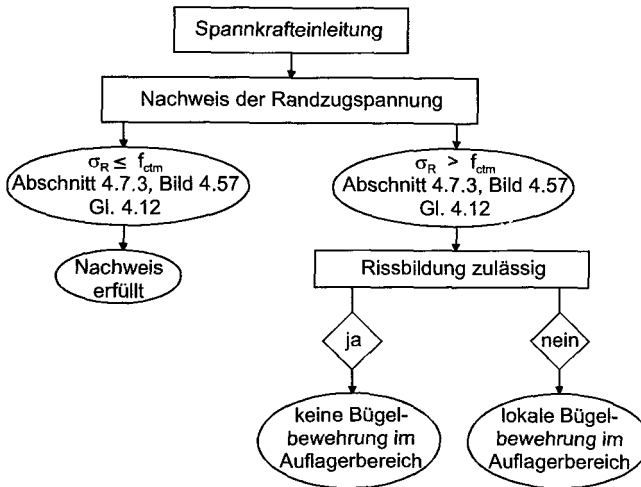


Bild 9.6: Ablaufdiagramm Spannkrafteinleitung

Die Spannflächen der hier untersuchten Balken müssen ausreichend verankert sein. Der Nachweis erfolgt nach DIN 1045-1, ohne Berücksichtigung der Faserwirkung (Bild 9.7 links). Beim Ablassen der Vorspannung werden die Spannbetonbalken häufig angehoben, damit die Schalung nicht beschädigt wird. Dabei ist das Anhebemaß zu begrenzen, damit es nicht zu Abplatzungen am Balkenende kommt (Bild 9.7 rechts).

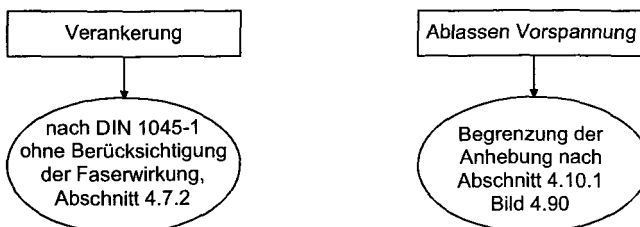


Bild 9.7: Ablaufdiagramm Verankerung der Spannflächen und Ablassen der Vorspannung auf die Balken im Fertigteilwerk

Zur baulichen Durchbildung der hier untersuchten Balken werden in Bild 9.8 Hinweise gegeben. Auf eine Mindestschubbewehrung kann verzichtet werden, wenn die Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons mindestens L2-1,6 erreicht. Bei einer geringeren Leistungsfähigkeit muss mindestens eine Bügelbewehrung nach DIN 1045-1 Abschnitt 13.2.3 eingebaut werden.

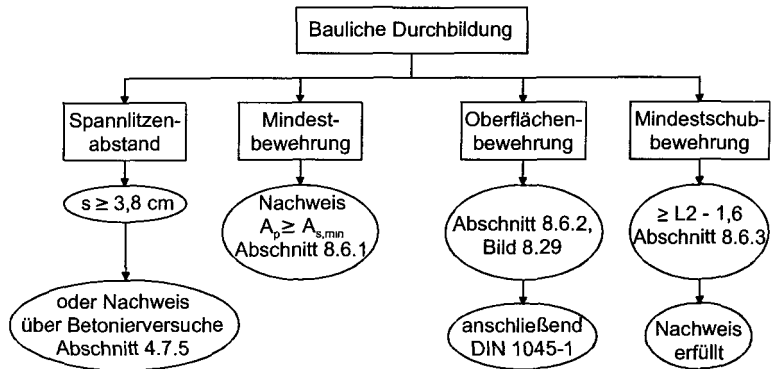


Bild 9.8: Ablaufdiagramm bauliche Durchbildung

Eine Sonderbauform stellen Balken mit ausgeklinkten Auflagern dar, deren Nachweis nach Bild 9.9 links erfolgen kann, ohne dass dabei die Wirkung der Stahlfasern berücksichtigt wird. Für den Fall, dass an die Balken Lasten angehängt werden, ist der Nachweis unter Beachtung von Bild 9.9 rechts zu führen.

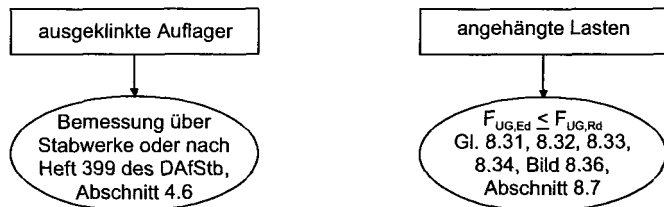


Bild 9.9: Ablaufdiagramm ausgeklinte Auflager und angehängte Lasten

Als weitere besondere Ausführungsform sind auch Satteldachbalken möglich. Der Nachweis dieser Balken darf wie bei Parallelgurtbalken erfolgen. Beim Schubnachweis darf der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft jedoch um den Querkraftanteil des geneigten Druckgurtes reduziert werden (siehe Bild 9.10 rechts).

In Abschnitt 3.2.6.4 wurde ein neuer Ansatz zur Berechnung der Rissbreiten für Bauteile aus Stahlfaserbeton hergeleitet. Die Nachrechnung von zwei Versuchen ergab, dass mit diesem Ansatz, bis auf bei sehr kleinen Beanspruchungen, zu große Rissbreiten berech-

net werden. Bei diesem Ansatz wird bei der Ermittlung des maximalen Rissabstandes die Faserwirkung über den Faktor $(1 - \alpha_r)$ berücksichtigt. Die Dehnungsdifferenz wird über eine Querschnittsbetrachtung unter Berücksichtigung der Faserwirkung ermittelt (siehe Bild 9.10 links).

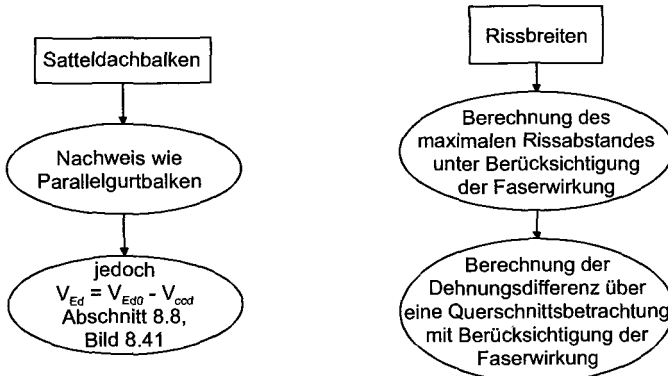


Bild 9.10: Ablaufdiagramm Rissbreitennachweis und Satteldachbalken

Mit den zuvor abgebildeten Ablaufdiagrammen können Spannbetonbalken mit und ohne Aussparungen aus Stahlfaserbeton ohne konventionelle Betonstahlbewehrung bemessen und konstruiert werden. Auf die jeweiligen theoretischen Hintergründe sowie weitere Erläuterungen wird über entsprechende Querverweise hingewiesen.

10 Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Arbeit wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton mit und ohne Aussparungen ohne konventionelle Betonstahlbewehrung untersucht. Dafür wurde zunächst aufbauend auf einer Literaturstudie das Tragverhalten von unbewehrten und bewehrten Balken mit Aussparungen eingehend beschrieben, wobei deutlich wurde, dass das Tragverhalten von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton mit Aussparungen bislang noch nicht untersucht wurde. Anschließend wurde auf relevante Besonderheiten des Stahlfaserbetons eingegangen und eine umfangreiche Versuchsreihe zur Untersuchung des Gebrauchs- und Tragverhaltens geplant.

In dieser Versuchsreihe wurden 21 Spannbetonbalken unter Beanspruchungen wie Biegung, Schub, Torsion und Brand untersucht. Trotz der großen Anzahl von Versuchen wurden zusätzliche ergänzende FE-Berechnungen durchgeführt, damit das Tragverhalten der untersuchten Spannbetonbalken allgemeingültig beschrieben werden konnte. Dazu wurden zunächst die Grundlagen für nichtlineare Tragwerksberechnungen erläutert. Das entwickelte „FE-Modell“ wurde durch Nachrechnung der durchgeführten 21 sowie weiterer zehn, der Literatur entnommener, Versuche validiert.

In einer umfangreichen FE-Parameterstudie wurden 1.159 unterschiedliche Ausführungsvarianten von Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton mit und ohne Aussparungen ohne konventionelle Betonstahlbewehrung berechnet. Dabei wurden alle die Gebrauchs-tauglichkeit bzw. Tragfähigkeit signifikant beeinflussenden Parameter berücksichtigt.

Aufbauend auf den umfangreichen Ergebnissen der FE-Parameterstudie konnte ein allgemeingültiges Bemessungskonzept entwickelt werden, das das Gebrauchs- und Tragverhalten der hier untersuchten Spannbetonbalken rechnerisch sehr gut vorhersagt und dabei sehr anwendungsfreundlich ist.

In bislang sechs größeren Bauvorhaben mit insgesamt über 3.100 eingebauten Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton mit und ohne Aussparungen ohne konventionelle Betonstahlbewehrung wurde diese neue „Bauweise“ erfolgreich eingesetzt. Die realisierten Bauvorhaben haben gezeigt, dass diese „Bauweise“ im höchsten Maße wirtschaftlich und dabei technisch gleichwertig zu gewöhnlichen Stahl- oder Spannbetonlösungen ist.

Die Kosten eines Bauwerks über seinen Nutzungszyklus (Life-cycle-costs) entstehen durch Kapital-, Betriebs- und Instandsetzungskosten [128]. Mit dieser neuen „Bauweise“ lassen sich durch die verringerten Produktionskosten die Kapitalkosten senken. Hinsichtlich der Betriebskosten ergeben sich keine Einsparmöglichkeiten. In den beschriebenen

Versuchen, bei denen Balken verhältnismäßig extremen Witterungsbedingungen ausgesetzt wurden, konnte kein Instandhaltungsbedarf festgestellt werden, so dass bei diesen Balken mit geringen Lebenserhaltungskosten (Betriebs- plus Instandhaltungskosten) gerechnet werden kann.

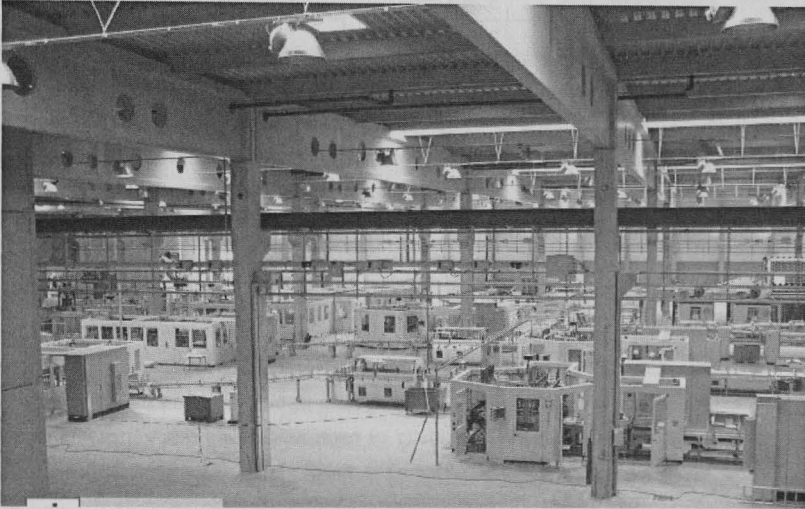


Bild 10.1: Ausführungsbeispiel der neuen „Bauweise“

Kombiniert man diese neue „Bauweise“ zusätzlich noch mit dem Einsatz von SVB, ergeben sich noch weitere Vorteile. Die Betonage im Fertigteilwerk erfolgt schneller, Verdichtungsmängel können weitestgehend ausgeschlossen werden, und es entstehen Bauteile in bester Sichtbetonqualität. Durch die stark reduzierten Lärm-, Vibration- und Staubbeanspruchungen werden die physischen und psychischen Beanspruchungen der Arbeiter im Fertigteilwerk erheblich vermindert und dadurch der Krankenstand deutlich verringert. Die Motivation der Arbeiter steigt an und erhöht somit die Wirtschaftlichkeit nochmals.

Die hier vorgestellte neue „Bauweise“ wurde 2004 (siehe Bild 1.2 und Bild 10.1) erstmals in Deutschland eingesetzt. Seitdem wurden diese Balken (siehe Tabelle 10.1) über Zustimmungen im Einzelfall [4], [131], [99] und allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen [31] bei sechs Bauvorhaben eingesetzt. In Tabelle 10.1 wird über eine statistische Auswertung der Marktanteil der neuen „Bauweise“ berechnet. Aus der statistischen Erhebung des „Bundesverbandes Deutsche Beton- und Fertigteilindustrie“ [11] geht allerdings nur die Gesamtproduktionstonnage aller in Deutschland hergestellten Stahl- und Spannbetonbalken und Stützen ein. Eine Aufteilung in Stahl- und Spannbetonbauteile erfolgt leider nicht.

Tabelle 10.1: Marktanteil der neuen „Bauweise“

	Produktion ¹⁾ [t]	neue „Bauweise“ [t]	Marktanteil [%]
2004	3.440.000	8.800	0,25
2005	3.310.000	1.700	0,05
2006	3.500.000 ²⁾	10.500 ³⁾	0,30

¹⁾ Angaben nach [11]

²⁾ geschätzt

³⁾ fest geplant bzw. bereits eingebaut

Wie Tabelle 10.1 zeigt, ist der Marktanteil der neuen „Bauweise“ an der Gesamtproduktion noch sehr gering. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die hier untersuchten Balken bislang nur in sehr wenigen Fertigteilwerken hergestellt wurden. Weiterhin sind für den Einbau von Balken dieser neuen „Bauweise“ Zustimmungen im Einzelfall oder allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen erforderlich. Diese sind nur durch einen erheblichen Aufwand zu erwirken, da bisher keine allgemeingültigen Bemessungsansätze für diese Balken vorlagen. Dies hat sich durch die hier vorgestellte Arbeit geändert, in der, wie bereits erwähnt, ein umfassendes Konzept für die Bemessung und bauliche Durchbildung erarbeitet wurde. Kurz- bis mittelfristig ist nach Auffassung des Verfassers dieser Arbeit davon auszugehen, dass der Marktanteil dieser neuen „Bauweise“ stark ansteigen wird.

In naher Zukunft werden daher im Zuge einer verbreiterten Anwendung auch Fragen zu beantworten sein, die in dieser Arbeit noch nicht detailliert diskutiert wurden. Diese möglichen Fragestellungen werden nachfolgend kurz aufgeführt.

Durch den Einsatz ultrahochfester Betone könnten die Spannbetonbalken noch sehr viel höher vorgespannt werden. Dies würde schlankere Bauteile mit beträchtlicher Tragfähigkeit ermöglichen. Der derzeit noch sehr hohe Preis für ultrahochfeste Betone macht den Einsatz im industriellen Maßstab auch mittelfristig unwahrscheinlich. Durch diese Arbeit sind aber auch für diese Anwendung die wichtigsten Grundlagen bereits weitestgehend erstellt, so dass durch ergänzende FE-Berechnungen auch dieses Anwendungsfeld erschlossen werden könnte. Bei den sehr schlanken Balken aus ultrahochfestem Beton besteht allerdings eine verstärkte Kippgefährdung. Daher sollte das Kippen (Stabilität) vor einer Anwendung dieser Balken detailliert untersucht werden.

Es hat sich gezeigt, dass Aussparungen, die im Bereich konzentrierter Druckstreben angeordnet sind, die Tragfähigkeit deutlich reduzieren, so dass eine wirtschaftliche Anwendung nicht mehr gegeben ist. Daher wurden die Bemessungsansätze in dieser Arbeit nur für Balken entwickelt, bei denen die Ausbildung konzentrierter Druckstreben nicht durch Aussparungen verhindert wird. Bei den bisher ausgeführten Bauvorhaben hat sich aber

gezeigt, dass insbesondere im Bereich der letzten Druckstrebe vor dem Auflager (Zone B) teilweise Aussparungen angeordnet werden müssen. Dieser Bereich musste dann durch eine Bügelbewehrung verstärkt werden. Ein erster Bemessungsansatz hierfür wurde im Zuge einer Diplomarbeit [108] entwickelt, der allerdings noch durch ergänzende Versuche bestätigt werden sollte.

Im Bereich der Auflagerung der Balken wird häufig eine Stegverbreiterung ausgeführt. Der Einfluss dieser Stegverbreiterung auf das Tragverhalten der Balken wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht näher betrachtet. Dies sollte für zukünftige Anwendungen dieser „Bauweise“ noch erfolgen. Weiterhin ist das Torsionstragverhalten bislang nur für sehr geringe Torsionsbeanspruchungen untersucht worden. Infolge von Bauzuständen ist es jedoch möglich, dass auch größere Torsionsbeanspruchungen von den hier geprüften Balken aufgenommen werden müssen. Daher sollte das Torsionstragverhalten noch weiter erforscht werden.

Die Erforschung des Rissverhaltens und dabei insbesondere die Berechnung der Rissbreite war in dieser Arbeit nur Gegenstand weniger Untersuchungen, die jedoch einen weiteren Forschungsbedarf aufzeigten.

In dieser Arbeit wurde nur das Tragverhalten von einfeldrigen Spannbetonbalken aus Stahlfaserbeton mit und ohne Aussparungen ohne konventionelle Betonstahlbewehrung untersucht. Die Anwendung auch auf zweifeldrige Balken auszudehnen, erscheint aus baupraktischer Sicht wenig sinnvoll zu sein, da in Fertigteilkonstruktionen selten Zweifeldbalken eingesetzt werden. Zudem ist die Querkraftbeanspruchung an Mittelauflagern im Vergleich zu einfeldrigen Balken deutlich erhöht. Dies kommt den hier vorgestellten Balken nicht entgegen, da diese „Zusatzbeanspruchung“ durch zusätzliche Stahlfasern oder Spannritzen aufgenommen werden muss und somit die Wirtschaftlichkeit einschränkt.

11 Literatur

- [1] Australian Standard: Concrete structures, AS 3.600, 2001.
- [2] Barney, G. B.; Corley, W. G.; Hanson, J. M.; Parmelee, R. A.: Behavior and Design of Prestressed Concrete Beams With Large Web Openings, in: PCI Journal, S. 33-61, November/December 1977.
- [3] BG Bau Infopool: Fertigteile aus Beton und Mauerwerk, von: http://www.infopool-bau.de/site/asp/dms.asp?url=/bausteine/D_124/D_124.htm.
- [4] Bietz, H.: Zustimmung im Einzelfall zum Bauvorhaben Neubau Distributionszentrum der Fa. IKEA, von: Thüringer Ministerium für Bau und Verkehr, 2005, (unveröffentlicht).
- [5] Bornemann, R.; Schmidt, M.; Vellmer, C.: Brandverhalten ultra-hochfester Betone, in: Beton 9/2002, S. 418-422.
- [6] Boström, L.: Polypropylenfasern erhöhen den Brandschutz von Selbstverdichtendem Beton. BFT Heft 1 2004.
- [7] Brameshuber, W.; Uebachs, S.; Eck, T.: Betontechnologische Grundlagen des Selbstverdichtenden Betons, in: Innovationen im Bauwesen – Selbstverdichtender Beton, S. 11-23, Leipzig 2001.
- [8] Brameshuber, W.; Spörel, F.: Verbundverhalten von selbstverdichtenden Betonen des Kombinations- und Stabilisierertyps, in: Kurzberichte aus der Bauforschung 46 (2005), Heft 5, S. 220-225.
- [9] Brandt, J.; Rösel, W.; Schwerm, D.; Stöffler, J.: Betonfertigteile im Skelett- und Hallenbau, von: Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau e.V., 1993.
- [10] Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie (Hrsg.): Brandbeständigkeit von Faser-, Stahl- und Spannbeton, Heft 544, 2004.
- [11] Bundesverband Deutsche Beton- und Fertigteilindustrie: Produktion der Betonzeugnisse in Deutschland, Gesamtjahr 2005, von: Bundesverband Deutsche Beton- und Fertigteilindustrie e.V..
- [12] Budelmann, H.; Hariri, K.: Praktische Erfahrungen mit SVB: das Science Center „Phaeno“, in: Betonwerk- und Fertigteil-Technik 70 (2004), Heft 2, S.86-87.
- [13] CEB: CEB-FIB Model Code 1990 – Final Draft, von: Comite Euro-International du Beton, Bulletin D'Information N° 204, Chapters 4-10, 1991.
- [14] Cervenka, V., Bergmeister, K.: Nichtlineare Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen. Beton- und Stahlbeton 94 (1999), Heft 10. S. 413-419.
- [15] Dallmann, R.; Fischer, T.; Götsche, J.; Twelmeier, H.: Einfluss von großen Stegaussparungen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonträgern, Teil C Experimentelle Untersuchungen, in: Bericht des Instituts für Statik, TU Braunschweig, 1985.
- [16] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung, Heft 151, 1962.

-
- [17] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Die Berechnung ebener Kontinua mittels der Stabwerkermethode – Anwendung auf Balken mit rechteckigen Öffnungen, Heft 199, 1968.
 - [18] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken, Heft 240, 1991.
 - [19] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Zum Schubtragverhalten stabförmiger Stahlbetonelemente, Heft 323, 1981.
 - [20] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Das Bewehren von Stahlbetonbauteilen - Erläuterungen zu verschiedenen gebräuchlichen Bauteilen, Heft 399, 1993.
 - [21] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton, Heft 444, 1994.
 - [22] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Bemessen von Stahlbetonbalken und -wandscheiben mit Öffnungen, Heft 459, 1996.
 - [23] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton, Heft 466, 1996.
 - [24] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Tragverhalten von Stahlfaserbeton, Heft 494, 1999.
 - [25] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Erläuterungen zu DIN 1045-1, Heft 525, 2003.
 - [26] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): DAfStb-Richtlinie Selbstverdichtender Beton, November 2003.
 - [27] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton (23. Entwurf) – Ergänzungen zu DIN 1045, Teile 1 bis 4, Dezember 2005.
 - [28] Deutscher Beton- und Bautechnikverein - Merkblatt: Selbstverdichtender Beton (SVB), Fassung Dezember 2004.
 - [29] Deutscher Beton- und Bautechnikverein - Merkblatt: Stahlfaserbeton, Fassung Oktober 2001.
 - [30] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (Z-3.51-1770). Beton „1 9955 40 (SVB)“, 2004.
 - [31] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (Z-71.3-27). Stahlfaserverstärkte Spannbeton- Balken mit Rechteck-Trapezquerschnitt, 2005.
 - [32] DIANA Finite Element Analysis: User's Manual – Release 8.1 – Second edition, Delft 2003.
 - [33] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli 2001.
 - [34] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Juli 2001.
-

- [35] DIN EN 206-1: Beton – Teil 1: Festlegungen, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Juli 2001.
- [36] Ditz, J.; Dehn, F.: Zeitabhängige Betonverformungen. Innovationen im Bauwesen – Selbstverdichtender Beton, S. 165–173, Leipzig 2001.
- [37] Döbert, C.; Morgen, K.: FEM-Analyse - Vorgespannte, stahlfaserverstärkte Binder, von: WTM Engineers, 2006, (unveröffentlicht).
- [38] Ehmann, S.: Tragverhalten von Stahlbetonträgern mit großen Öffnungen, in: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 39. Forschungskolloquium, S. 107-116.
- [39] Ehmann, S.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonträgern mit großen Öffnungen, Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 4, Nr. 182, 2002.
- [40] Empelmann, M.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen, Dissertation RWTH Aachen, 1995.
- [41] Eskola, L.: Zur Ermüdung teilweise vorgespannter Betontragwerke, von: <http://e-collection.ethbib.ethz.ch/show?type=incol&nr=817&part=text>, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.
- [42] Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, in: Betonkalender 1998 Teil 2, S. 143-326.
- [43] Falkner, H.; Henke, V.; Hinke, U.: Stahlfaserbeton für tiefe Baugruben im Grundwasser, in: Bauingenieur 72 (1997), Heft 1, S. 47-52.
- [44] Falkner, H.; Henke, V.: Stahlfaserbeton, in: Beton- und Stahlbetonbau 95, 2000, Heft 10, S. 597-607.
- [45] Falkner, H.; Teutsch, M.; Rosenbusch, J.: Stahlfaserbeton- und stahlfaserverstärkte Stahlbetonbauteile – Bemessung mit neuer sigma-epsilon-Beziehung, in: Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 8, 2002, S. 409-414.
- [46] Falkner, H.; Teutsch, M.: DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton mit Anwendungsbeispielen, in: Beton- und Fertigteiltechnik (2004), Heft 2, S. 162-165.
- [47] Falkner, H.; Teutsch, M.; Grunert, J. P.; Bodendiek, P.; Sperling, D.: Gutachtliche Stellungnahme zum Bauvorhaben Neubau Papierproduktion- und Nebengebäude Leuna, von: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 2004, (unveröffentlicht).
- [48] Falkner, H.; Grunert, J. P.: Qualität am Bau – Fertigteile, vorgespannt, selbstverdichtender Beton (SVB), BWI – Kongress, Bonn 2004.
- [49] Falkner, H.: Qualität im Bauwesen, in: Braunschweiger Bauseminar 2004, iBMB, Heft 181, 2004, S. 1-10.
- [50] Falkner, H.; Grunert, J. P.: Humanbeton – Vorgespannt, eine Innovation im Betonfertigteilbau, in: Tiefbau 4/2005, S. 220-223.
- [51] Falkner, H.; Grunert, J. P.: Qualität am Bau – Fertigteile, vorgespannt aus SVB und SFB, in: Massivbau in ganzer Breite – Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch, Förderverein Massivbau der TU München e.V. (Hrsg.).

-
- [52] Falkner, H.; Grunert, J. P.: Qualität im Fertigteilbau – Vorgespannter selbstverdichtender Stahlfaserbeton, Lindauer Bauseminar 2005.
- [53] Falkner, H.; Grunert, J. P.: Selbstverdichtender Stahlfaserbeton – vorgespannte Fertigteile ohne Betonstahlbewehrung, Deutscher Bautechnik-Tag 2005, Düsseldorf 2005.
- [54] Falkner, H.; Grunert, J. P.: Prestressed SCC Steelfibre Reinforced Beams, fib Symposium: Keep Concrete Attractive, Budapest 2005.
- [55] Falkner, H.: Qualität im Fertigteilbau – Vorgespannter selbstverdichtender Stahlfaserbeton, Massivbauseminar FH Biberach 2005.
- [56] Falkner, H.; Teutsch, M.: Stahlfaserbeton – Anwendungen und Richtlinie, in: Betonkalender 2006 Teil 1, S. 667-703.
- [57] Falkner, H.; Grunert, J. P.: Steel fibre reinforced SCC – A durable and robust construction material, 2nd International fib Congress, 2006 Neapel Congress.
- [58] Görtz, S.: *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton*, Dissertation RWTH Aachen, 2004.
- [59] Grübl, P.; Lemmer, C.: Anforderungen an die Frischbetoneigenschaften. Innovationen im Bauwesen – Selbstverdichtender Beton, S. 165–173, Leipzig 2001.
- [60] Grünewald, S.: Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete. DUP Science, Delft 2004.
- [61] Grunert, J. P.; Strobach, C.-P.; Teutsch, M.: Vorgespannte stahlfaserverstärkte Bauteile aus SVB ohne Betonstahlbewehrung, in: Fertigteil-Jahrbuch 2004.
- [62] Grunert, J. P.; Strobach, C.-P.: Stahlfaserverstärkte Spannbetonbauteile aus SVB ohne Betonstahlbewehrung, Braunschweiger Bauseminar 2004.
- [63] Grunert, J. P.; Strobach, C.-P.; Teutsch, M.: Vorgespannte stahlfaserverstärkte Binder ohne Betonstahlbewehrung aus SVB, in: Beton- und Fertigteiltechnik (2004), Heft 4, S. 50-55.
- [64] Grunert, J. P.: Fertigteile aus selbstverdichtendem Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung, in: 100. Jahrgang Beton- und Stahlbetonbau (2005), 45. Forschungskolloquium des DAfStb, S. 81-84.
- [65] Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons – Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rissprozesszone, Dissertation, TU Braunschweig, 2000.
- [66] Hauri, H.: Der durchlöcherter Träger – Lehren aus einem Schadenfall, in: Bautechnik, Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 14, S. 227-230, März 1994.
- [67] Hegger, J.: Einfluss der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken, Dissertation TU Braunschweig, 1984.
- [68] Hegger, J.; Beutel, R.; Hoffman, S.: Statische Auswertung von Versuchen, in: Beton- und Stahlbetonbau 94, Heft 11. S.457-465.
-

- [69] Hegger, J.; Beutel, R.: Fertigteilbrücken, in: DIN – Fachberichte im Brücken- und Ingenieurbau, Vortragsveranstaltung am 12. und 13. Februar 2002 an der Universität Hannover.
- [70] Hegger, J.; Kommer, B.: Gutachtliche Stellungnahme zu Zulassungsversuchen mit Spannstählen unter Verwendung eines selbstverdichtenden Betons, von: Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 2003, (unveröffentlicht).
- [71] Hegger, J.; Roeser, W.; Kerkeni, N.: Stahlfaserbewehrte Binder und Pfetten für die Papierfabrik Leuna, von: Hegger+Partner, 2004, (unveröffentlicht).
- [72] Hemmy, O.; Dupont, D.; Vandewalle, L.; Stang, H.: Recommendations for Finite Element Analysis of SFRC. Braunschweig, März 2002.
- [73] Hemmy, O.: Zum Gebrauchs- und Trageverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärkten Stahlbeton, Dissertation TU Braunschweig, 2003.
- [74] Hobst, E.: Methode der finiten Elemente im Stahlbetonbau, in: Beton- und Stahlbetonbau 95, Heft 10, S. 572-583.
- [75] Holschemacher, H.: Bemessungsrelevante Eigenschaften von selbstverdichtenden Betonen. Innovationen im Bauwesen – Selbstverdichtender Beton, S. 129-143, Leipzig 2001.
- [76] Holschemacher, K.; Klug, Y.; Dehn, F.; Wörner, J.-D.: Faserbeton, in: Betonkalender 2006 Teil 1, S. 587-663.
- [77] Knitl, J.: Selbstverdichtender Stahlfaserbeton – vorgespannte Fertigteile ohne Betonstahlbewehrung. Deutscher Bautechnik-Tag 2005, Düsseldorf 2005.
- [78] König, G.; Pauli, W.: Nachweis der Kippstabilität von schlanken Fertigteilträgern aus Stahlbeton und Spannbeton, in: Beton- und Stahlbetonbau 87, Heft 5, S. 109-112.
- [79] König, G.; Viet Tue, N.; Zink, M.: Hochleistungsbeton – Bemessung, Herstellung und Anwendung, Ernst & Sohn Verlag, 2001.
- [80] Kollegger, J.: Ein Materialmodell für die Berechnung von Stahlbetonflächentragwerken, Dissertation Universität Kassel, 1988.
- [81] Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch. 2. Auflage. Verlag Bau + Technik. Düsseldorf 1999.
- [82] Kützing, L.: Tragfähigkeitsermittlung stahlfaserverstärkter Betone, 1. Aufl., Stuttgart/Leipzig/Wiesbaden, 2000.
- [83] Kusterle, W.; Lindlbauer, W.; Hanser, S.: Polypropylen-Faserbeton als Brandschutzmaßnahme im Tunnelbau. Beton Heft 10 2005.
- [84] Leonhardt, F.; Monnig, E.: Vorlesungen über Massivbau, Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau, Dritter Teil, 3. Aufl., 1974.
- [85] Lingemann, J.; Zilch, K.: Stahlfaserbeton – Vergleich der Regelungen des DAfStb-Richtlinienentwurfes mit der österreichischen Richtlinie und dem DBV-Merkblatt, in: Münchener Massivbau Seminar 2006.

-
- [86] Litzner, H.-U.: Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 - Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227, in: Betonkalender 1996, Teil 1, S. 567-776.
- [87] Ludwig, H.-M.: Dauerhaftigkeit selbstverdichtender Betone. Innovationen im Bauwesen – Selbstverdichtender Beton, S. 175–190, Leipzig 2001.
- [88] Maidl, B.: Stahlfaserbeton, Berlin, 1991.
- [89] Max Bögl Bauunternehmung: Statische Berechnung für Spannbetonbinder für Firma Nagel in Feucht, 2003 (unveröffentlicht).
- [90] Max Bögl Bauunternehmung: Statische Berechnung für Binder und Pfetten des Verarbeitungsgebäudes und des Ausgliederungslagers der Papierfabrik Leuna, 2003 (unveröffentlicht).
- [91] Max Bögl Bauunternehmung: Statische Berechnung zum Neubau eines IKEA Distributionszentrums in Erfurt, 2005 (unveröffentlicht).
- [92] Monnier, T.: Cases of Damage to prestressed concrete, in: Heron, Vol. 18, No. 2, 1972.
- [93] Neff, C.: Neues Bemessungskonzept für Stahlbeton- und Spannbetonträger mit Öffnungen, in: 100. Jahrgang Beton- und Stahlbetonbau (2005), 45. Forschungskolloquium des DAfStb, S. 149-152.
- [94] Niemann, P.: Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus Beton unter Einwirkungen infolge Last und Zwang, Dissertation Technische Universität Braunschweig, 2002.
- [95] Okamura, H.; Ozawa, K.: Mix-Design for Self-Compacting Concrete, Concrete Library, JSCE, No. 22, S. 107-120, 1996.
- [96] Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei extremer Brandeinwirkung, Dissertation TU Braunschweig, 2004.
- [97] Paulay, T.; Loeber, P. J.: Shear Transfer By Aggregate Interlock, in: ACI Publication SP 42: Shear in Reinforced Concrete, Vol. 1, 1974.
- [98] Penka, E.: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von Koppelfugenquerschnitten bestehender Spannbetonbrücken durch Langzeitmessungen, Dissertation TU München, 2005.
- [99] Perski, H.: Zustimmung im Einzelfall zum Bauvorhaben IKEA Distributionscenter Dortmund – Ellinghausen – Fertigteil – Spannbetondachbinder, von: Ministerium für Bau und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen, 2006, (unveröffentlicht).
- [100] Pravida, J.: Zur nichtlinearen adaptiven Finite-Elemente-Analyse von Stahlbetonscheiben, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, TU München, 6/99.
- [101] Regan, P. E.: Shear Resistance of Members without Shear Reinforcement, in: CEB Commission 4, May 1987.
- [102] Reineck, K.: Modellierung der D-Bereiche von Fertigteilen, in: Betonkalender 2005, S. 243-296.
- [103] Reinhardt, H.-W.: Maßstabseinfluss bei Schubversuchen im Licht der Bruchmechanik, in: Beton- und Stahlbetonbau 1/1981, S.19-21.
-

- [104] Reinhardt, H.-W.: Beton, in: Betonkalender 2005, S. 1–141.
- [105] Rosenbusch, J.: Zur Querkrafttragfähigkeit von Balken aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton, Dissertation TU Braunschweig, 2003.
- [106] Rostásy, F. S.; Roeder, K.; Leonhardt, F.: Schubversuche an Balken mit veränderlicher Traghöhe, Kurzbericht, DAfStb, 1975 (unveröffentlicht).
- [107] Rüschi, H.: Stahlbeton, Spannbeton I, Düsseldorf, 1972.
- [108] Schmidt, H.: Modellierung von vorgespannten, stahlfaserverstärkten Balken mit großen Aussparungen und reduzierter Schubbewehrung, Diplomarbeit, TU Braunschweig, 2005.
- [109] Schneider, K.-J. (Hrsg.): Bautabellen für Ingenieure mit europäischen und nationalen Vorschriften, 11. Auflage, 1994.
- [110] Schneider, U.; Horvath, J.: Abplatzverhalten an Tunnelinnenschalenbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 97, H.4, S. 185-190, 2002.
- [111] Schneider, U.; Horvath, J.: Abplatzverhalten von Tunnelinnenschalenbeton unter hohen Temperaturen, Zement+Betton, Heft 1/02, S. 10-14, 2002.
- [112] Schnell, J.; Thiele, C.: Abminderung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken im Bereich von Leitungsführungen, in: Beton- und Fertigteilechnik (2006), Heft 1, S. 118-119.
- [113] Schulz, M.; Schnütgen, B. Erläuterungen zu Festlegungen in der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ (unveröffentlicht).
- [114] Specht, M.: Die Abhängigkeit der Querkraft-Tragfähigkeit eines Stahlbetonträgers von seiner Querschnittsform, in: Beton- und Stahlbetonbau 84 (1989), Heft 4, S. 88-90.
- [115] Sperling, D.: Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern, Dissertation TU Braunschweig, 2006.
- [116] Sones, N. F.; Corley W. G.: Circular openings in webs of continuous beams, in: ACI Publication SP 42: Shear in Reinforced Concrete, Vol. 17, 1974.
- [117] Stempniewski, L.; Eibl, J.: Finite Elemente im Stahlbeton, in: Betonkalender 1996, S. 577-647.
- [118] Teutsch, M.; Grunert, J. P.: Biegebemessung von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton, in: Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Heft 8, S. 657-661.
- [119] Teutsch, M.; Grunert, J. P.: Gutachtliche Stellungnahme zu Traglastversuchen an vorgespannten, stahlfaserverstärkten Pfetten und Balken aus SVB, April 2005 (unveröffentlicht).
- [120] Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: Compression response of cracked reinforced concrete. Journal of Structural Engineering. Vol. 119, No. 12, S. 3590 – 3610. Dezember 1993.
- [121] Voo, Y. L.; Foster, S. J.: Shear Strength of Steel Fibre Reinforced Concrete Beams without Stirrups, unveröffentlicht, 2006.

-
- [122] Wagner, K.: Einflüsse auf das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonträgern mit Stegöffnungen, in: Bauplanung – Bautechnik 1986, Heft 1, S. 36-39.
- [123] Walraven, J. C.; Keuser, W.: The Shear Retention Factor As A Compromise Between Numerical Simplicity And Realistic Material Behaviour, in: Concrete, Vol. 2, S. 221-234, 1987.
- [124] Walraven, J.; Lehwalter, N.: Einfluss des Maßstabs in schubbeanspruchten Bauteilen ohne Schubbewehrung, in: Beton- und Stahlbetonbau 85 (1990), Heft 9, S. 228-232.
- [125] Walraven J.: Scale Effects in Beams with Unreinforced Webs, Loaded in Shear, in: Progress in Concrete Research Annual Report, Delft University of Technology, Vol. 1, S. 103-112, 1990.
- [126] Walraven, J.C.: Anwendungen von selbstverdichtendem Beton in den Niederlanden. Innovationen im Bauwesen – Selbstverdichtender Beton, S. 205-219, Leipzig 2001.
- [127] Walraven, J.C.; Grünewald, S.: Normung, Forschung und Anwendung des Stahlfaserbetons in den Niederlanden. Braunschweiger Bauseminar 2002, Schriftenreihe des iBMB der TU Braunschweig, Heft 164 S. 47-62, Braunschweig 2002.
- [128] Wanninger, R.; Brinsa, C.: Kostensenkung durch Modifizierung vorhandener Regelwerke, in: Kurzberichte aus der Bauforschung, Jahrgang 47 (2006), Heft 3, S. 15-20.
- [129] Weiße, D.: Verbundverhalten der Bewehrung in Stahlfaserbeton, in: König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F. (Hrsg.): Faserbeton, Bauwerk Verlag Berlin, S. 77-88, 2002.
- [130] Wichmann, H.-J.; Niemann, P.; Droese, S.: Messung des Stahlfasergehaltes auf elektromagnetischer Basis, in: Forschungsarbeiten 1995-1999, TU Braunschweig, Heft 144, Braunschweig 1999, S. 169-172.
- [131] Winkler, H.: Zustimmung im Einzelfall zum Bauvorhaben IKEA Distributionscenter Salzgitter - Watenstedt – Fertigteil – Spannbetondachbinder, von: Niedersächsisches Ministerium für Soziales, Frauen, Familie und Gesundheit, Abteilung Bauen und Wohnen, 2004, (unveröffentlicht).
- [132] Zaitsev, J.; Wittmann, F.: Zur Dauerfestigkeit des Betons unter konstanter Belastung, in: Der Bauingenieur 46(1971), Heft 3, S. 84-90.
- [133] Zilch, K.; Rogge, A.: Bemessung der Stahlbeton- und Spannbetonbauteile nach DIN 1045-1 – Grundlagen der Bemessung von Beton- und Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen nach DIN 1045-1, in: Betonkalender 2000 Teil 2, S. 171-311.
- [134] Zilch, K.; Rogge, A.: Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen im Brücken- und Hochbau, in: Betonkalender 2004 Teil 2, S.223-373.
- [135] Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungs Beton mit und ohne Vorspannung. Dissertation TU Leipzig 1999.
-

12 Anhang

12.1 Pläne

12.1.1 Bewehrungspläne

Alle Balken mit Vorspannung mit sofortigem Verbund. Litzen St 1570/1770 \varnothing 12,5 mm.

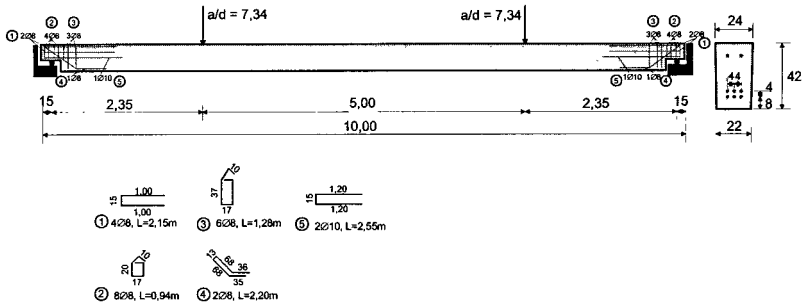


Bild 12.1: Balken G01, G02 und G20 (Biege- und Brandversuche), die ausgeklinkten Auflager wurden konventionell bewehrt ausgeführt, der Balken G20 wies jedoch nur eine Länge von 5,00 m auf

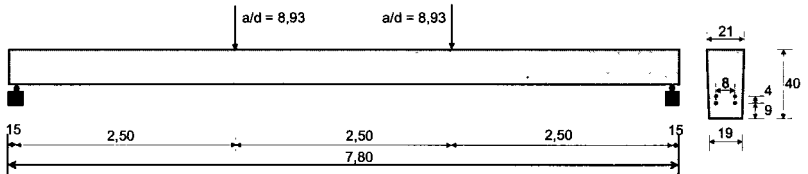


Bild 12.2: Balken G03 bis G05 sowie G19 und G21 (Biege-, Schub-, Robustheits- und Brandversuche), der Balken G21 wies jedoch nur eine Länge von 5,00 m auf

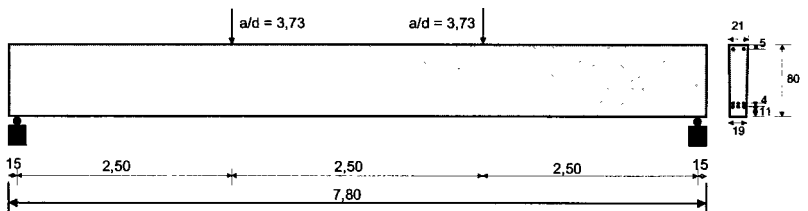


Bild 12.3: Balken G06 (Biege- und Schubversuch)

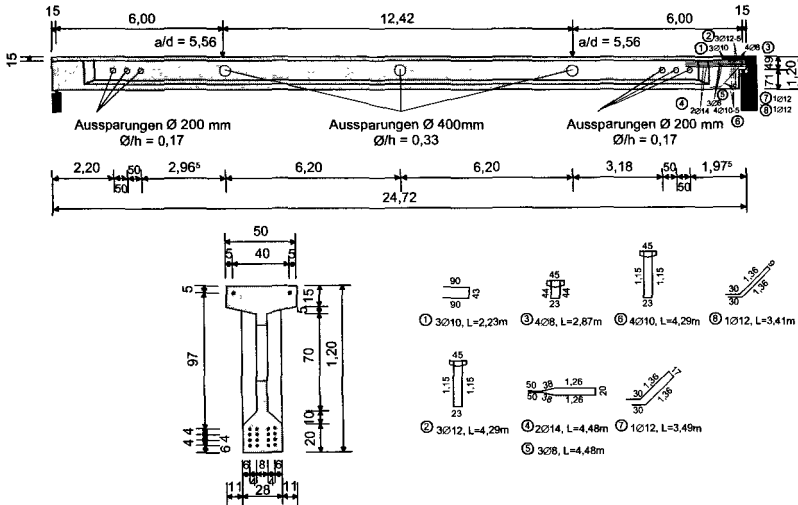


Bild 12.4: Balken G07, G08, G17 und G18 (Schub- und Dauerstandsversuche), das ausgeklinkte Auflager wurde konventionell bewehrt ausgeführt

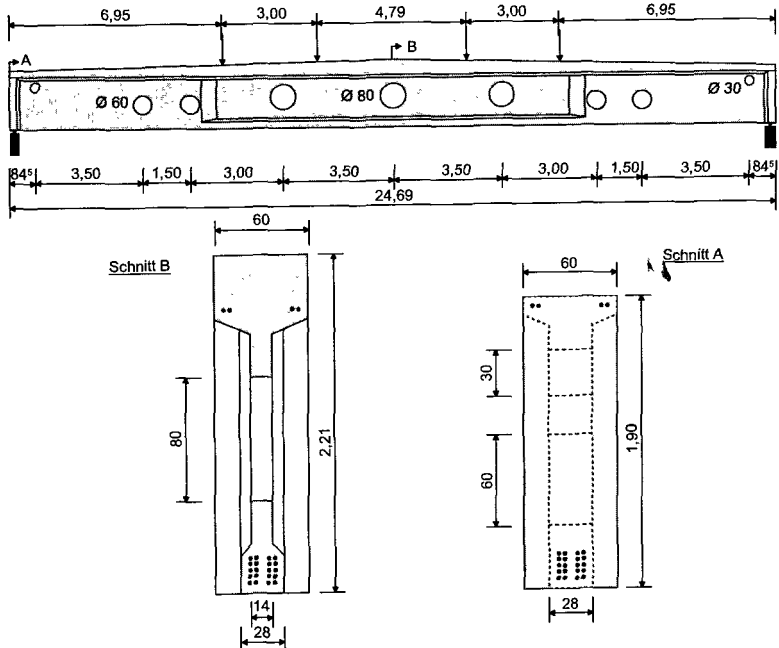


Bild 12.5: Balken G09 (Biegeversuch)

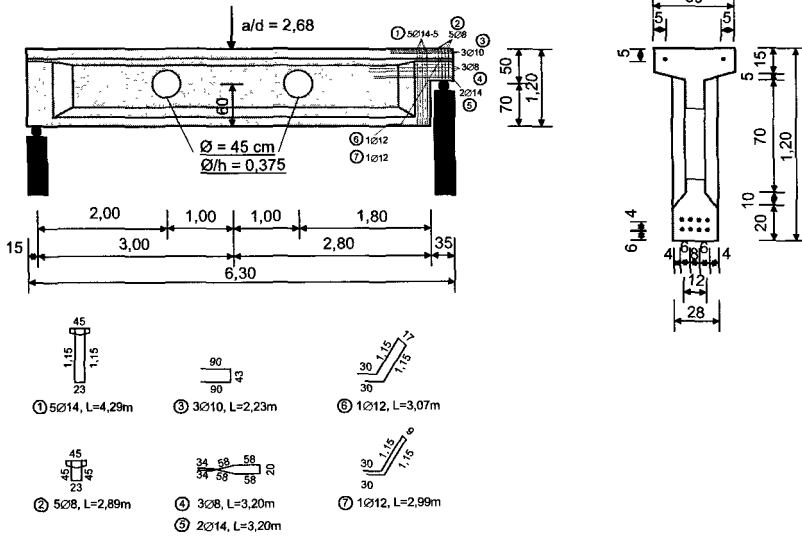


Bild 12.8: Balken G12 (Schubversuch)

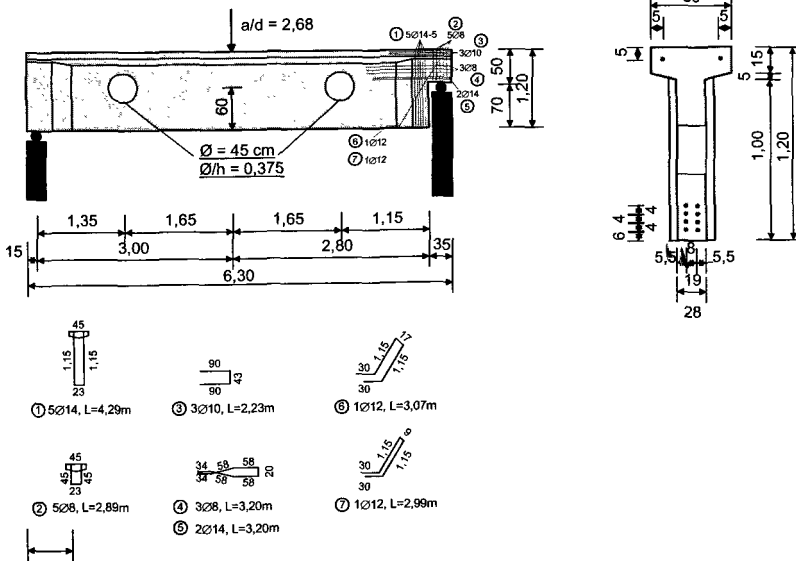


Bild 12.9: Balken G13 (Schubversuch)

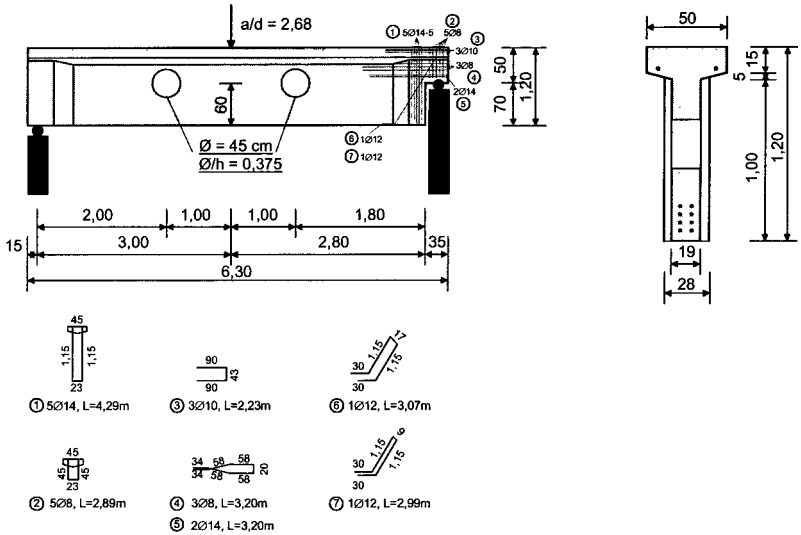


Bild 12.10: Balken G14 (Schubversuch)

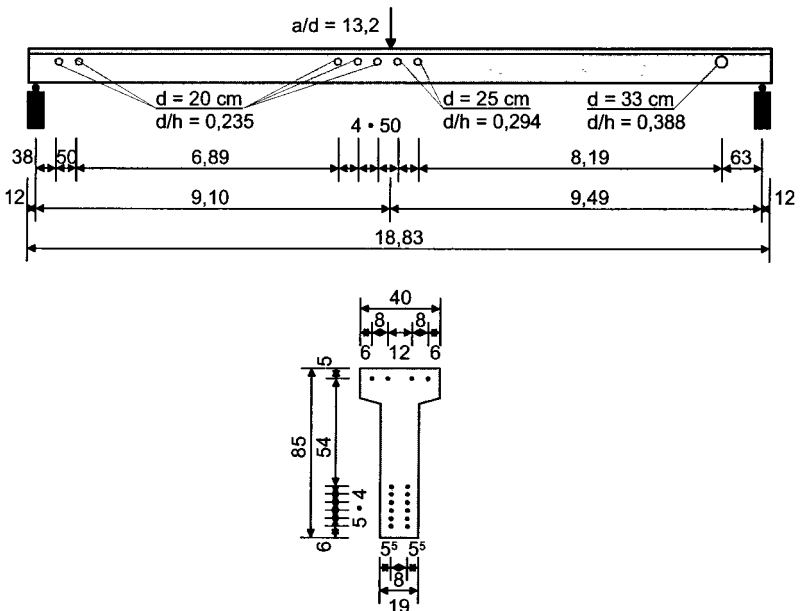


Bild 12.11: Balken G15 und G16 (Biegung, Schub und Torsion)

12.1.2 Messstellenpläne

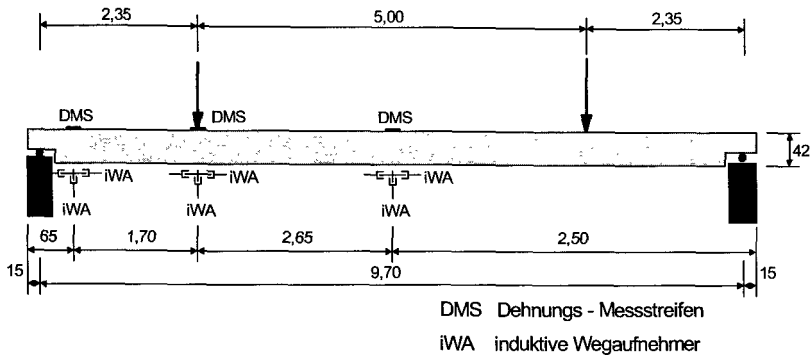


Bild 12.12: Messstellenplan Balken G01 und G02

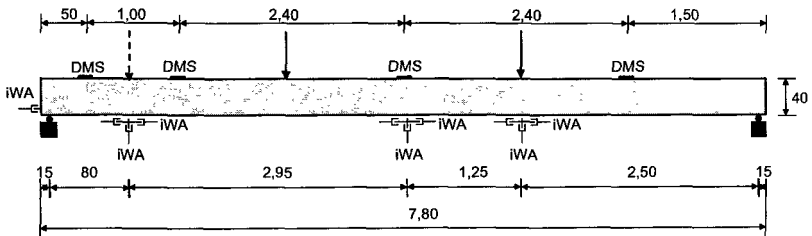


Bild 12.13: Messstellenplan Balken G03, G04 und G19

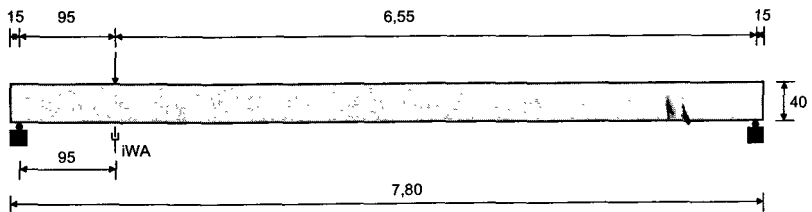


Bild 12.14: Messstellenplan Balken G05

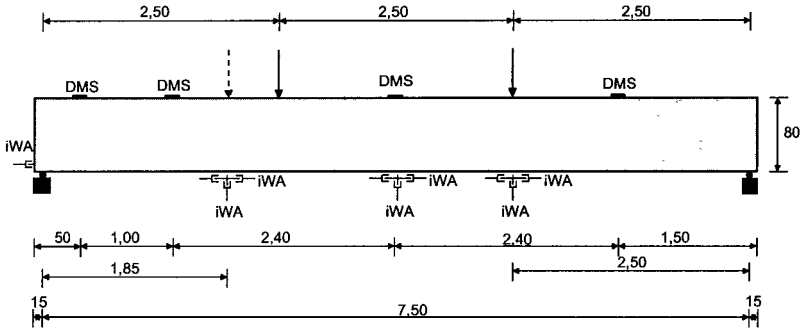


Bild 12.15: Messstellenplan Balken G06

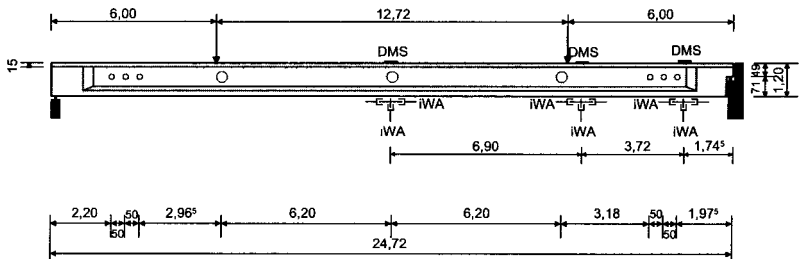


Bild 12.16: Messstellenplan Balken G07 und G08

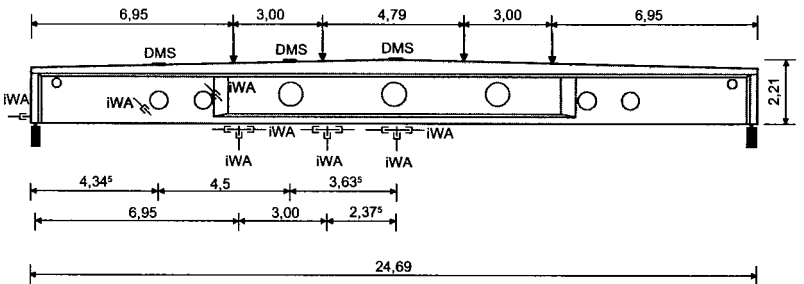


Bild 12.17: Messstellenplan Balken G09

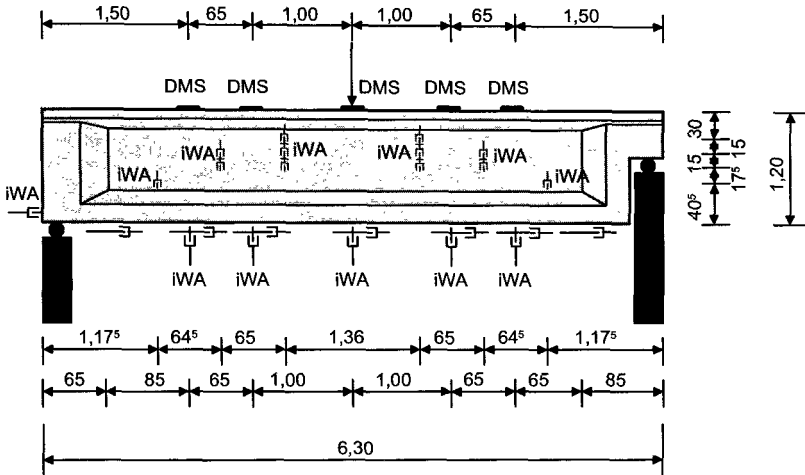


Bild 12.18: Messstellenplan Balken G10

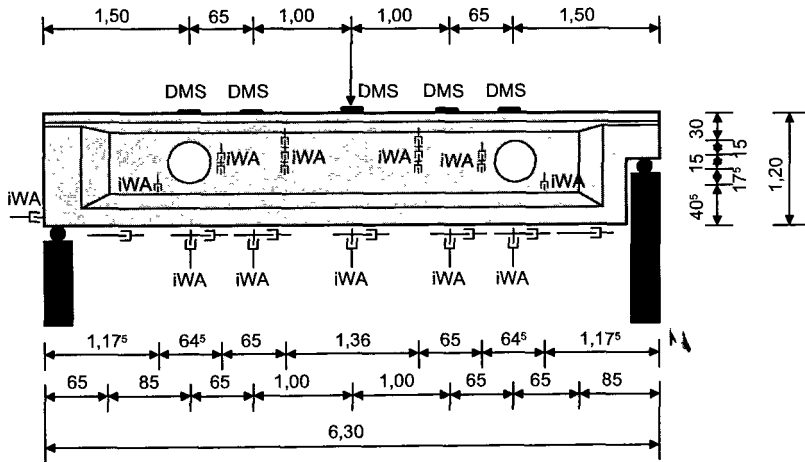


Bild 12.19: Messstellenplan Balken G11

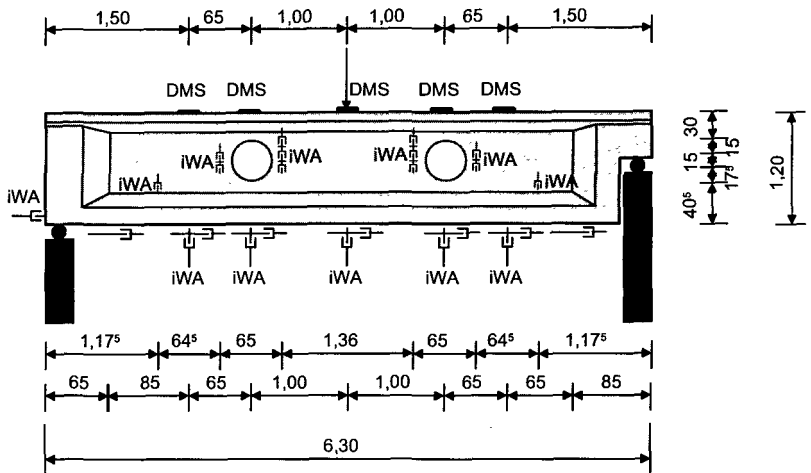


Bild 12.20: Messstellenplan Balken G12

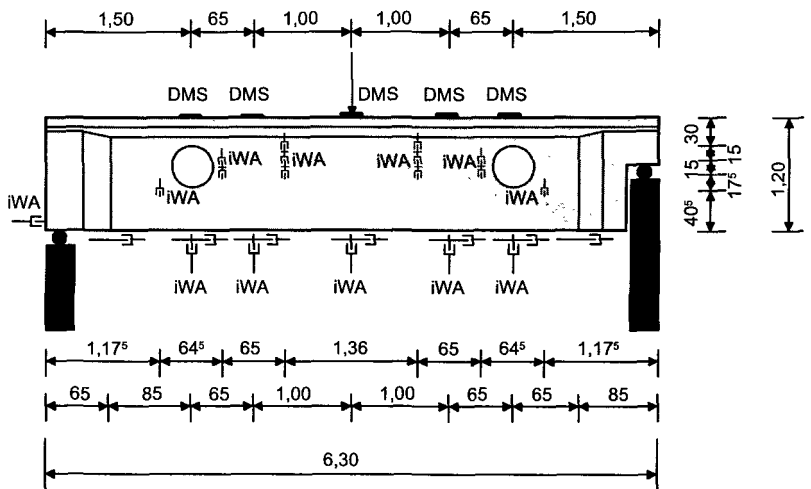


Bild 12.21: Messstellenplan Balken G13

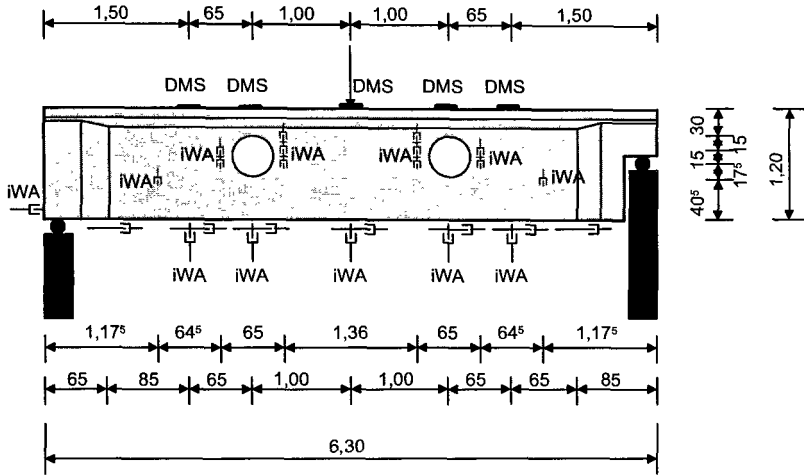


Bild 12.22: Messstellenplan Balken G14

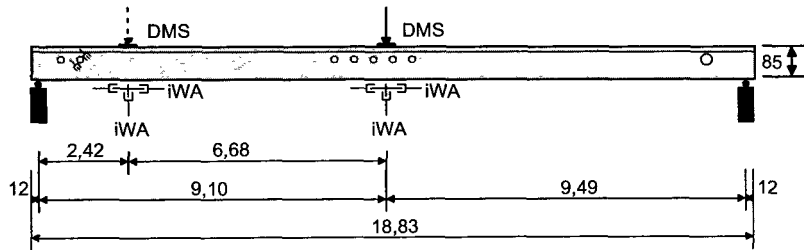


Bild 12.23: Messstellenplan Balken G15

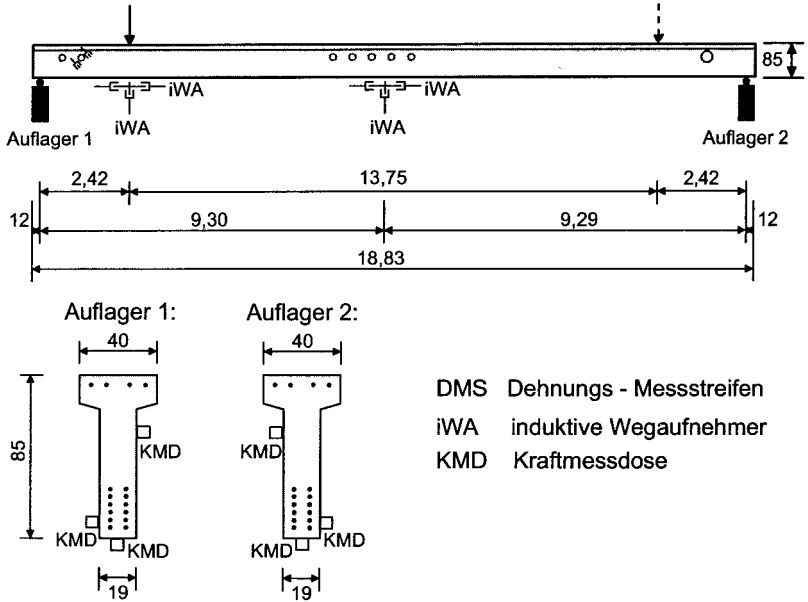


Bild 12.24: Messstellenplan Balken G16

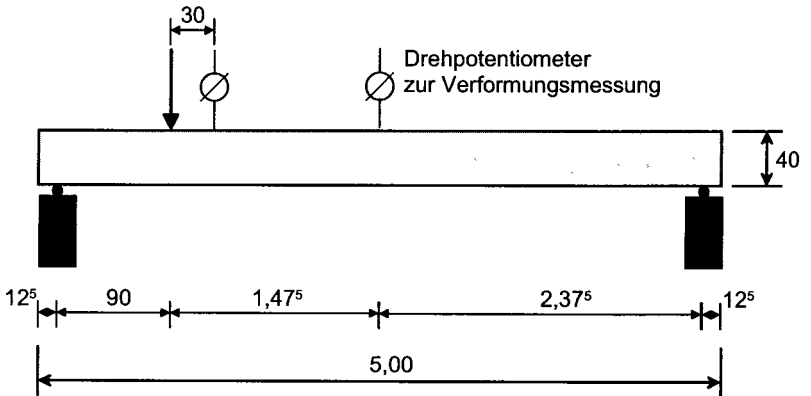


Bild 12.25: Messstellenplan Balken G20

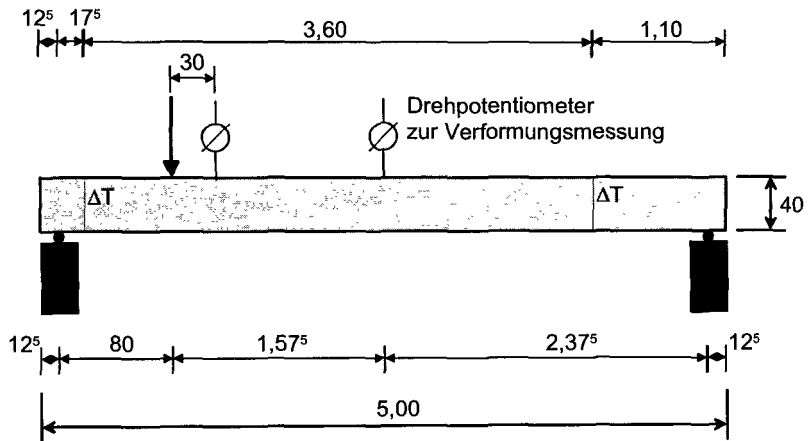


Bild 12.26: Messstellenplan Balken G21

12.2 Versuchsergebnisse

12.2.1 Versuchsprotokolle

Tabelle 12.1: Ablauf Biegeversuch Balken G01 mit Pressenlast, zugehörigem Biegemoment und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Biegemoment [kNm]	Bemerkungen
0	30	Biegemoment infolge Eigengewicht
50	148	erste Biegerisse
60	171	erste Risse im Bereich des ausgeklinkten Auflagers
100	265	Maximallast im Versuch, Traglast noch nicht erreicht, maximale Rissbreite im Feld 0,35 mm
0	30	15 mm Verformungen unmittelbar nach Versuchsende

Tabelle 12.2: Ablauf Biegeversuch Balken G02 mit Pressenlast, zugehörigem Biegemoment und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Biegemoment [kNm]	Bemerkungen
0	30	Biegemoment infolge Eigengewicht
45	136	erste Biegerisse
55	159	erste Risse im Bereich des ausgeklinkten Auflagers
115	300	Maximallast im Versuch, Traglast noch nicht erreicht, maximale Rissbreite im Feld 1,00 mm
0	30	52 mm Verformungen unmittelbar nach Versuchsende und 35 mm 60 Stunden nach Versuchsende

Tabelle 12.3: Ablauf Biegeversuch Balken G03 mit Pressenlast, zugehörigem Biegemoment und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Biegemoment [kNm]	Bemerkungen
0	14	Biegemoment infolge Eigengewicht
10	39	untere Schwelllast
35	102	erste Biegerisse
60	164	obere Schwelllast
60	164	100 Lastwechsel und Versuchsende
0	14	Balken noch nutzbar für anschließenden Schubversuch

Tabelle 12.4: Ablauf Schubversuch Balken G03 mit Pressenlast, zugehöriger Querkraft und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Querkraft [kN]	Bemerkungen
0	14	Querkraft infolge Eigengewicht
150	121	erste Biegerisse
210	164	sprödes Schubversagen bei Maximallast

Tabelle 12.5: Ablauf Biegeversuch Balken G04 mit Pressenlast, zugehörigem Biegemoment und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Biegemoment [kNm]	Bemerkungen
0	14	Biegemoment infolge Eigengewicht und Biegerisse an der Balkenoberseite
10	39	untere Schwelllast
30	89	erste Biegerisse
45	127	obere Schwelllast
45	127	100 Lastwechsel und Versuchsende
0	14	Balken noch nutzbar für anschließenden Schubversuch

Tabelle 12.6: Ablauf Schubversuch Balken G04 mit Pressenlast, zugehöriger Querkraft und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Querkraft [kN]	Bemerkungen
0	14	Querkraft infolge Eigengewicht
120	100	erste Biegerisse
200	157	sprödes Schubversagen bei Maximallast

Tabelle 12.7: Ablauf Schubversuch Balken G05 mit Pressenlast, zugehöriges Biegemoment und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Biegemoment [kNm]	Bemerkungen
0	14	Biegemoment infolge Eigengewicht
100	109	erste Biegerisse
180	185	erste Schubrisse
236	238	duktiles Biegeversagen bei Maximallast

Tabelle 12.8: Ablauf Biegeversuch Balken G06 mit Pressenlast, zugehörigem Biegemoment und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Biegemoment [kNm]	Bemerkungen
0	28	Biegemoment infolge Eigengewicht und Biegerisse an der Balkenoberseite
80	228	untere Schwelllast und erste Biegerisse
185	491	obere Schwelllast
185	491	100 Lastwechsel und Versuchsende
0	28	Balken noch nutzbar für anschließenden Schubversuch

Tabelle 12.9: Ablauf Schubversuch Balken G06 mit Pressenlast, zugehörigem Biegemoment und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Biegemoment [kNm]	Bemerkungen
0	28	Biegemoment infolge Eigengewicht
250	348	erste Biegerisse
496	691	duktiler Biegeversagen bei Maximallast

Tabelle 12.10: Ablauf Schubversuch Balken G07 mit Pressenlast, zugehöriger Querkraft und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Querkraft [kN]	Bemerkungen
0	81	Querkraft infolge Balkeneigengewicht
100	181	erste Risse im Bereich des ausgeklinkten Auflagers
125	206	erste Biegerisse
175	256	erste Schubrisse
320	401	duktiler Schubversagen bei Maximallast

Tabelle 12.11: Ablauf Schubversuch Balken G08 mit Pressenlast, zugehöriger Querkraft und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Querkraft [kN]	Bemerkungen
0	81	Querkraft infolge Balkeneigengewicht
100	181	erste Risse im Bereich des ausgeklinkten Auflagers
150	231	erste Schubrisse
175	256	erste Biegerisse
288	369	duktiler Schubversagen bei Maximallast

Tabelle 12.12: Ablauf Biegeversuch Balken G09 mit Pressenlast, zugehörigem Biegemoment und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Biegemoment [kNm]	Bemerkungen
0	989	Horizontalriss im Auflagerbereich infolge Scheibenwirkung durch Einleitung der Spannkraft und Horizontalriss an den Aussparungen \varnothing 800 mm infolge Spannkraftumleitung.
200	1.571	10 Lastwechsel mit Unterlast 200 kN und Oberlast 340 kN
340	1.979	
340	1.979	5 Lastwechsel mit Unterlast 340 kN und Oberlast 400 kN
400	2.154	
400	2.154	5 Lastwechsel mit Unterlast 400 kN und Oberlast 500 kN
500	2.445	
700	3.028	erste Biegerisse in Trägermitte
1.240	4.600	Versuchsabbruch; es waren bei dieser Laststufe noch keine Schubrisse aufgetreten.
0	989	Entlastung, Balken noch nutzbar

Tabelle 12.13: Ablauf Schubversuch Balken G10 mit Pressenlast, zugehöriger Querkraft und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Querkraft [kN]	Bemerkungen
0	21	Querkraft infolge Balkeneigengewicht
550	296	erste Risse im Bereich des ausgeklinkten Auflagers
600	321	erste Biegerisse
700	371	erste Schubrisse
1.134	588	duktiler Schubversagen bei Maximallast

Tabelle 12.14: Ablauf Schubversuch Balken G11 mit Pressenlast, zugehöriger Querkraft und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Querkraft [kN]	Bemerkungen
0	20	Querkraft infolge Balkeneigengewicht
300	170	erste Schubrisse und erste Risse im Bereich des ausgeklinkten Auflagers
650	345	erste Biegerisse
810	425	duktiler Schubversagen bei Maximallast

Tabelle 12.15: Ablauf Schubversuch Balken G12 mit Pressenlast, zugehöriger Querkraft und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Querkraft [kN]	Bemerkungen
0	20	Querkraft infolge Balkeneigengewicht
400	220	erste Schubrisse
550	295	erste Biegerisse
600	320	erste Risse im Bereich des ausgeklinkten Auflagers
1.105	572	duktils Schubversagen bei Maximallast

Tabelle 12.16: Ablauf Schubversuch Balken G13 mit Pressenlast, zugehöriger Querkraft und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Querkraft [kN]	Bemerkungen
0	22	Querkraft infolge Balkeneigengewicht
300	172	erste Risse im Bereich des ausgeklinkten Auflagers
600	322	erste Biege- und Schubrisse
934	489	duktils Schubversagen bei Maximallast

Tabelle 12.17: Ablauf Schubversuch Balken G14 mit Pressenlast, zugehöriger Querkraft und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Querkraft [kN]	Bemerkungen
0	22	Querkraft infolge Balkeneigengewicht
600	322	erste Biege- und Schubrisse sowie Rissbildung im Bereich des ausgeklinkten Auflagers
1.059	551	duktils Schubversagen bei Maximallast

Tabelle 12.18: Ablauf Schubversuch Balken G15 mit Pressenlast, zugehöriger Querkraft und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Querkraft [kN]	Bemerkungen
0	45	Querkraft infolge Balkeneigengewicht
200	219	untere Schwelllast
260	272	erste Schubrisse, $w_s = 0,20$ mm
280	289	geringe Zunahme der Risslängen
300	306	obere Schwelllast
300	306	nach 10 Lastzyklen erste Biegerisse, $w_b \leq 0,10$ mm
300	306	nach 20 Lastzyklen Rissbild nahezu unverändert
325	328	Verlängerung der Risse

Pressenlast [kN]	Querkraft [kN]	Bemerkungen
350	350	verstärkte Biegerissbildung, $w_s = 0,40$ mm
375	372	verstärkte Biegerissbildung, $w_s = 0,40$ mm
400	393	$w_s = 0,50$ mm, $w_b = 0,20$ mm
425	415	$w_s = 0,60$ mm
450	437	$w_s = 0,70$ mm
470	454	$w_s = 0,80$ mm
480	463	$w_s = 1,00$ mm, Versuchsende
0	45	Balken noch nutzbar für anschließenden Biegeversuch

Tabelle 12.19: Ablauf Biegeversuch Balken G15 mit Pressenlast, zugehörigem Biegemoment und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Biegemoment [kNm]	Bemerkungen
0	211	Biegemoment infolge Eigengewicht
70	536	erste Biegerisse
125	791	$w = 0,15$ mm
228	1.270	max. Pressenweg erreicht, Versuchsende

Tabelle 12.20: Ablauf Schubversuch Balken G16 mit Pressenlast, zugehöriger Querkraft und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Querkraft [kN]	Bemerkungen
0	45	Querkraft infolge Balkeneigengewicht
150	176	erster Schubriss
200	219	untere Schwelllast
280	289	erste Biegerisse
300	306	obere Schwelllast
300	306	nach 20 Lastzyklen $w_{max} = 0,20$ mm
375	372	$w_s = 0,30$ mm
400	393	$w_b = 0,10$ mm
425	415	$w_s = 0,40$ mm
450	437	$w_s = 0,50$ mm, $w_b = 0,20$ mm
480	463	$w_s = 0,70$ mm, Versuchsende Traglast noch nicht erreicht
0	45	Balken noch nutzbar für anschließenden Torsionsversuch

Tabelle 12.21: Ablauf Torsionsversuch Balken G16 mit Pressenlast, zugehöriger Querkraft, Biege- und Torsionsmoment sowie Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Biegemoment [kNm]	Querkraft [kN]	Torsionsmoment [kNm]	Bemerkungen
0	211	45	0,00	Schnittgrößen infolge Eigen- gewicht
200	695	219	17,40	erste Schubrisse untere Schwelllast
250	816	263	21,75	erste Biegerisse
275	876	285	23,92	$w_s = 0,30$ mm
300	937	306	26,09	obere Schwelllast
300	937	306	26,09	10 LW. $w_s = 0,50$ mm
300	937	306	26,09	20 LW.
325	997	328	28,27	$w_s = 0,70$ mm
349	1.055	349	30,35	duktiles Schub- und Torsions- versagen

Tabelle 12.22: Ablauf Dauerlastversuch Balken G17 mit Aktionstag, Aktionsdauer, Balkenalter und Aktion

Datum	Dauer [d]	Alter [d]	Aktion
19.08.2003	0	0	Herstellung und Lagerung in einer Halle
06.10.2003	48	48	Aufbau im Versuchsstand
22.10.2003	16	64	Beanspruchung entsprechend charakteristischer Einwirkung
23.10.2003	1	65	Beanspruchung entsprechend 83 % der Design- Einwirkung
23.03.2004	152	217	Beanspruchung entsprechend 100 % der Design- Einwirkung
01.07.2004	100	317	Messung der Verformung und Rissbreiten
08.11.2004	130	447	Messung der Verformung und Rissbreiten
17.12.2004	39	486	Messung der Carbonatisierungstiefen
05.04.2005	109	595	Messung der Verformung und Rissbreiten
26.10.2005	204	799	Messung der Verformung und Rissbreiten
13.01.2006	79	878	Messung der Verformung und Rissbreiten
27.03.2006	73	951	Messung der Carbonatisierungstiefen

Tabelle 12.23: Ablauf Dauerlastversuch Balken G18 mit Aktionstag, Aktionsdauer, Balkenalter und Aktion

Datum	Dauer [d]	Alter [d]	Aktion
21.08.2003	0	0	Herstellung und Lagerung in einer Halle
06.10.2003	46	46	Aufbau im Versuchsstand
22.10.2003	16	62	Beanspruchung entsprechend charakteristischer Einwirkung
23.10.2003	1	63	Beanspruchung entsprechend 83 % der Design-Einwirkung
23.03.2004	152	215	Beanspruchung entsprechend 100 % der Design-Einwirkung
01.07.2004	100	315	Messung der Verformung und Rissbreiten
08.11.2004	130	445	Messung der Verformung und Rissbreiten
17.12.2004	39	484	Messung der Carbonatisierungstiefen
05.04.2005	109	593	Messung der Verformung und Rissbreiten
26.10.2005	204	797	Messung der Verformung und Rissbreiten
13.01.2006	79	876	Messung der Verformung und Rissbreiten
27.03.2006	73	949	Messung der Carbonatisierungstiefen

Tabelle 12.24: Ablauf Schwelllastversuch Balken G19 mit Pressenlast, zugehöriger Querkraft und Bemerkungen

Pressenlast [kN]	Querkraft [kN]	Bemerkungen
0	14	Querkraft infolge Eigengewicht
65	75	untere Schwelllast
100	108	erste Biegerisse
150	155	obere Schwelllast
150	155	nach ca. 200.000 Lastwechseln erstes Reißen einzelner Spannlitzendrähte
150	155	nach 300.000 Lastwechseln bevorstehendes Biegeversagen

Tabelle 12.25: Zeitlicher Ablauf Brandversuch Balken G20 mit Bemerkungen

Versuchszeit [min]	Bemerkungen
0	Versuchsbeginn
10	erste Abplatzungen
45	es treten keine Abplatzungen mehr auf
90	Sollbrandzeit erreicht und Versuchsende

Tabelle 12.26: Zeitlicher Ablauf Brandversuch Balken G21 mit Bemerkungen

Versuchszeit [min]	Bemerkungen
0	Versuchsbeginn
15	erste Abplatzungen
25	es treten keine Abplatzungen mehr auf
90	Sollbrandzeit erreicht und Versuchsende

12.2.2 Last-Verformungskurven

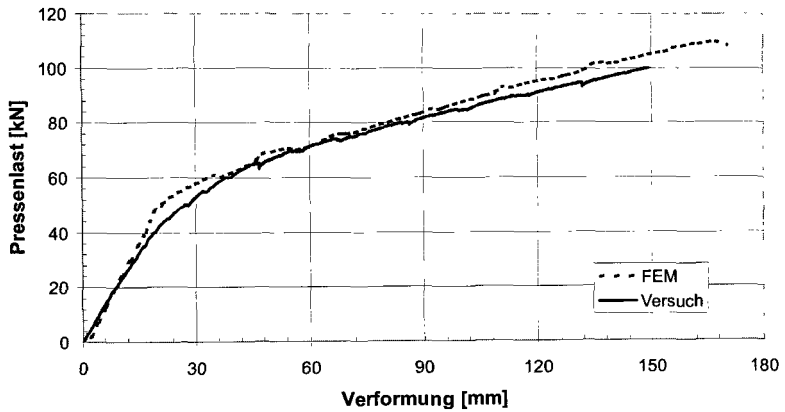


Bild 12.27: Last-Verformungskurve Balken G01 in Feldmitte

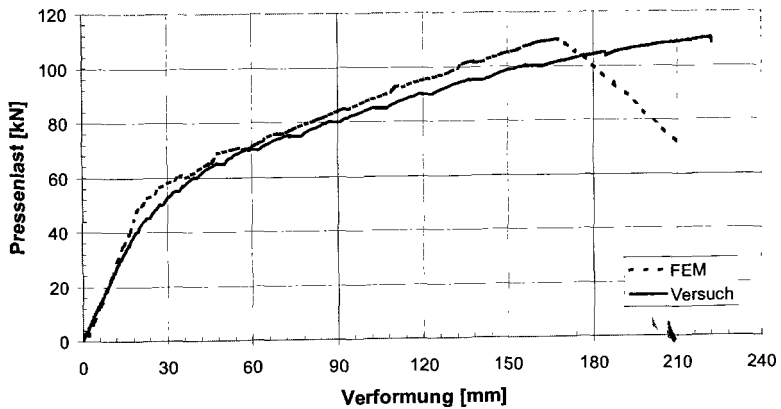


Bild 12.28: Last-Verformungskurve Balken G02 in Feldmitte

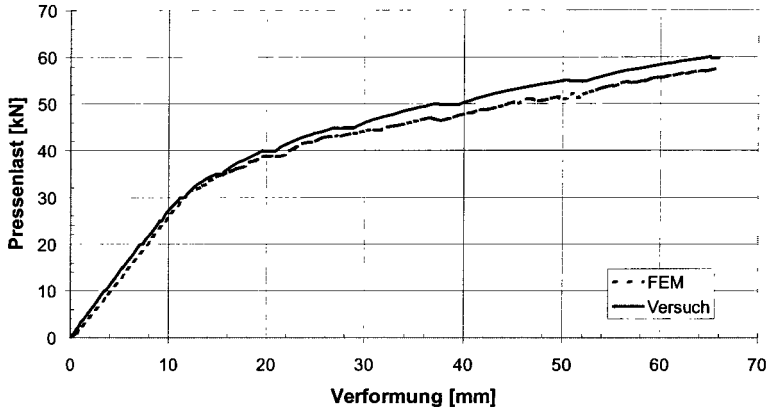


Bild 12.29: Last-Verformungskurve Balken G03 Biegeversuch in Feldmitte

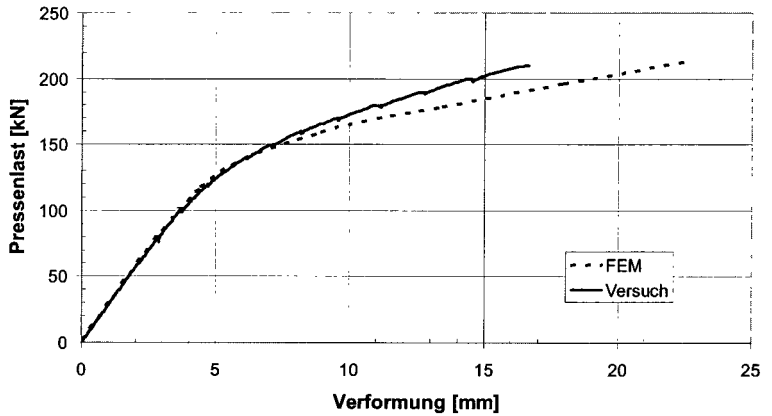


Bild 12.30: Last-Verformungskurve Balken G03 Schubversuch unter Lastaufpunkt

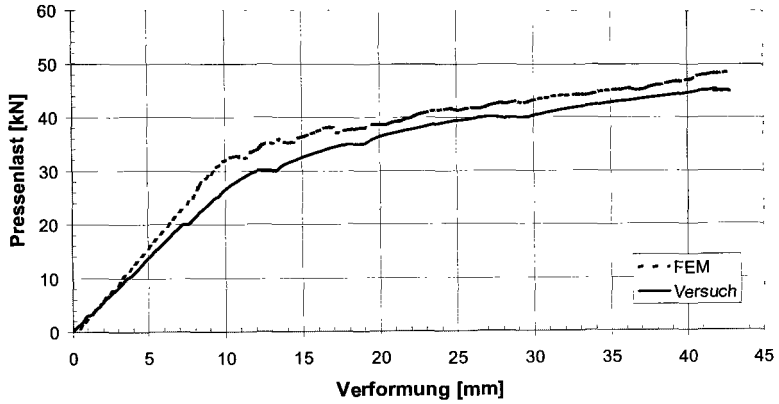


Bild 12.31: Last-Verformungskurve Balken G04 Biegeversuch in Feldmitte

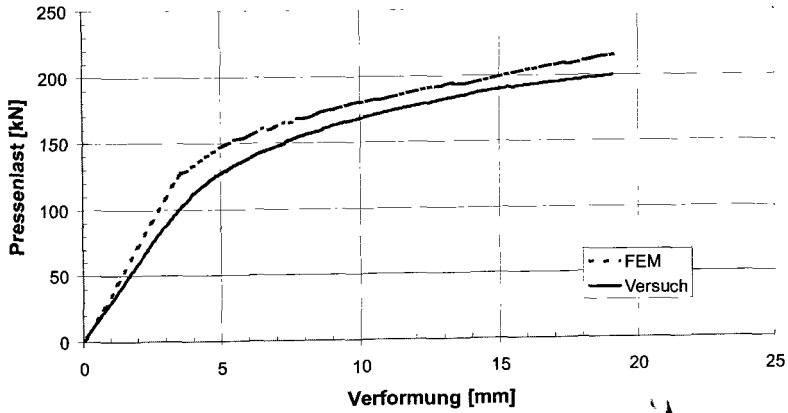


Bild 12.32: Last-Verformungskurve Balken G04 Schubversuch unter Lastaufpunkt

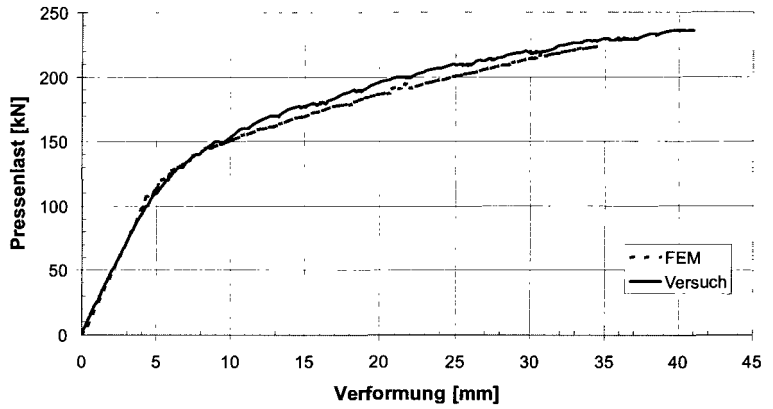


Bild 12.33: Last-Verformungskurve Balken G05 in Feldmitte

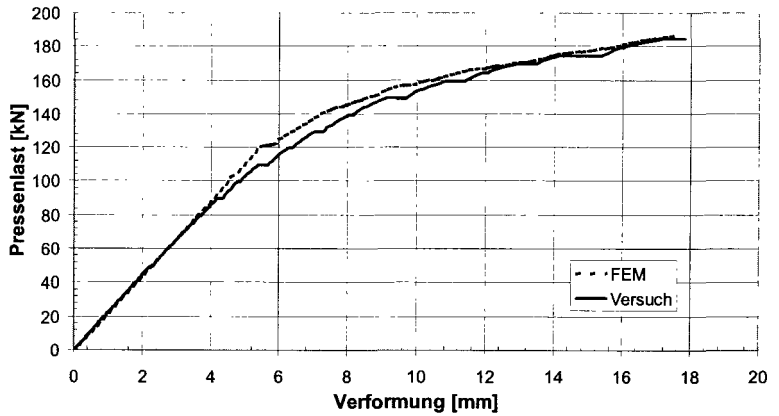


Bild 12.34: Last-Verformungskurve Balken G06 Biegeversuch in Feldmitte

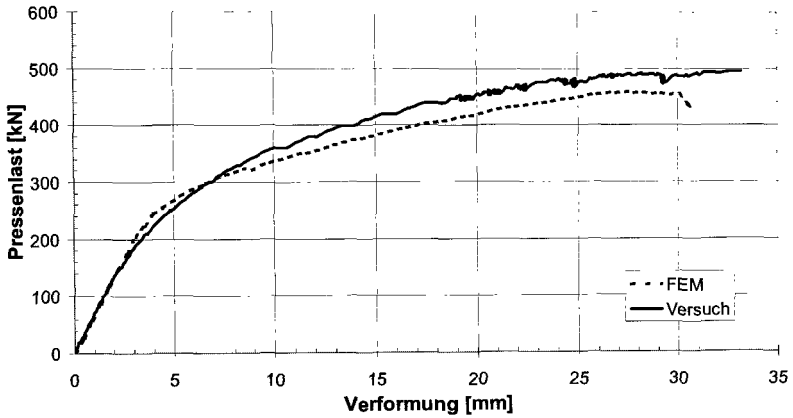


Bild 12.35: Last-Verformungskurve Balken G06 Schubversuch unter Lastaufpunkt

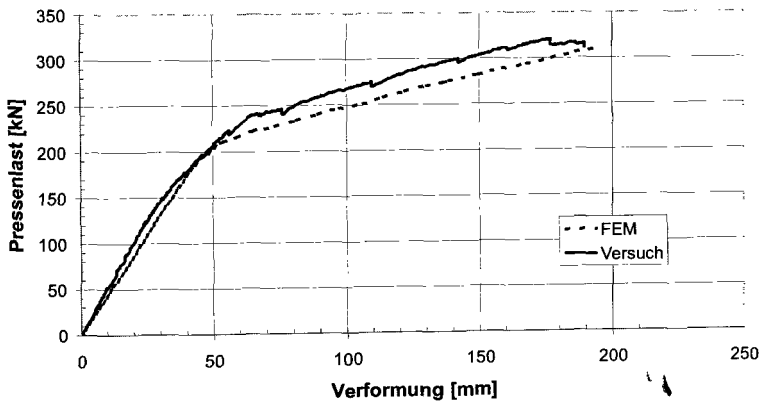


Bild 12.36: Last-Verformungskurve Balken G07 in Feldmitte

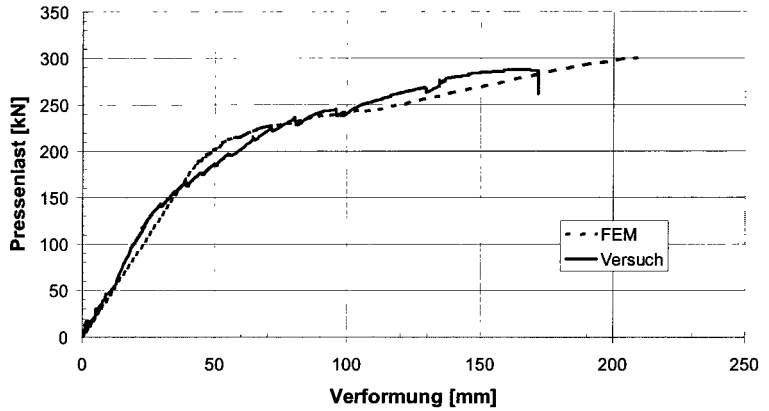


Bild 12.37: Last-Verformungskurve Balken G08 in Feldmitte

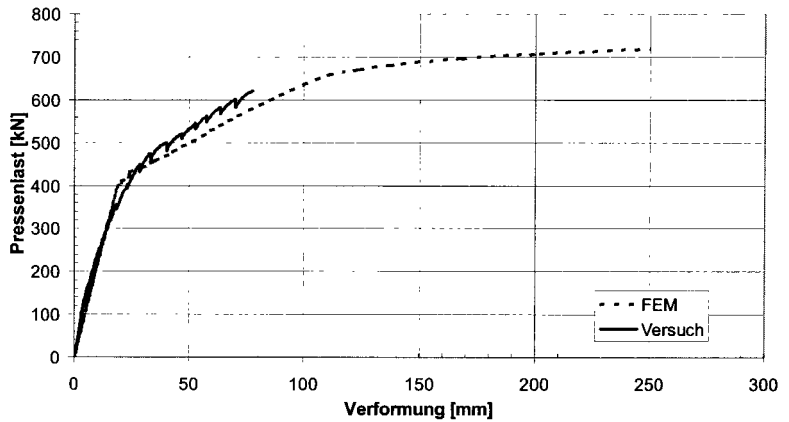


Bild 12.38: Last-Verformungskurve Balken G09 in Feldmitte (mit Pressenlast gleich Belastung je Balkenhälfte)

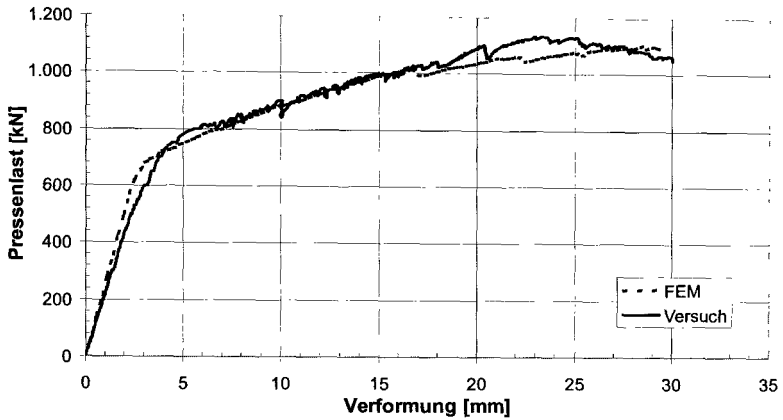


Bild 12.39: Last-Verformungskurve Balken G10 in Feldmitte

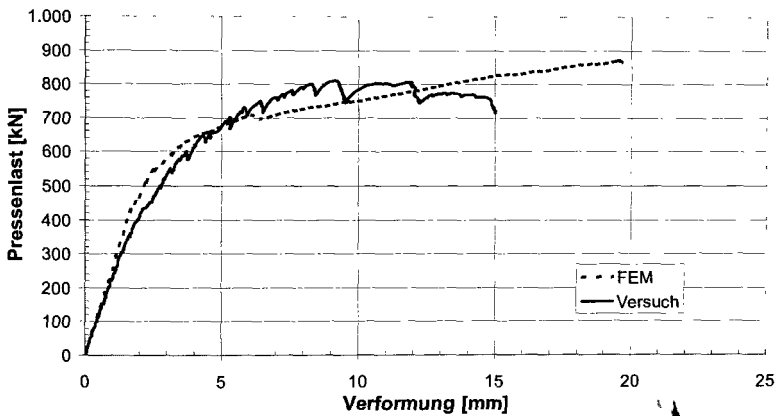


Bild 12.40: Last-Verformungskurve Balken G11 in Feldmitte

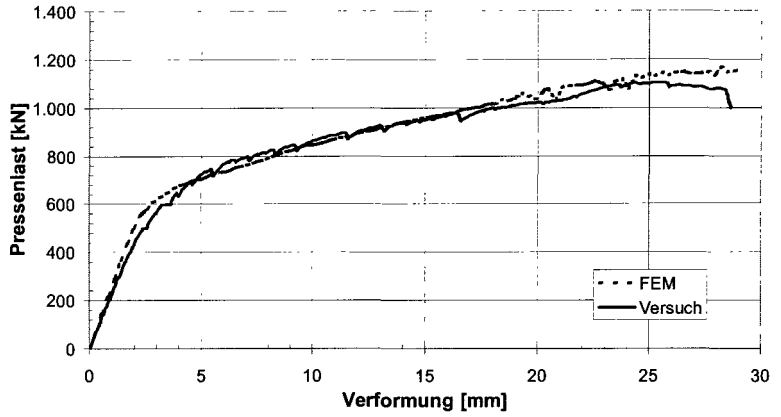


Bild 12.41: Last-Verformungskurve Balken G12 in Feldmitte

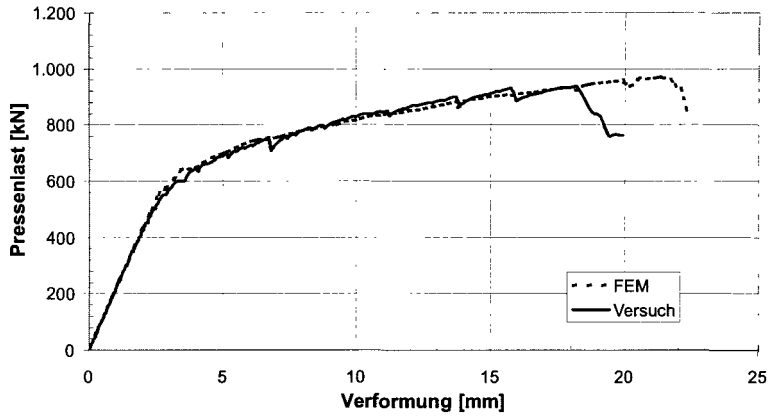


Bild 12.42: Last-Verformungskurve Balken G13 in Feldmitte

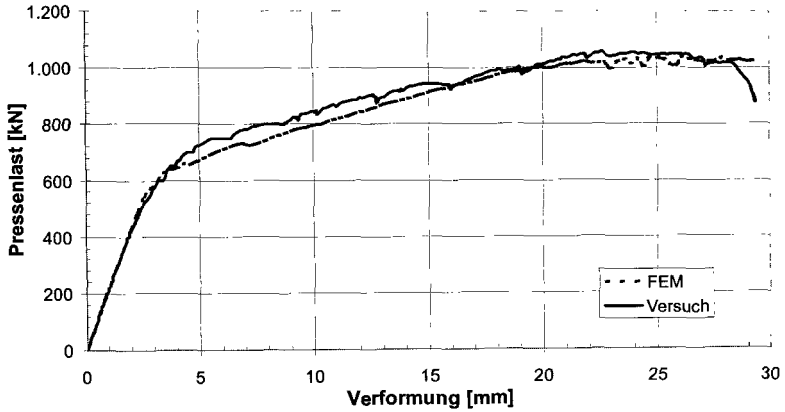


Bild 12.43: Last-Verformungskurve Balken G14 in Feldmitte

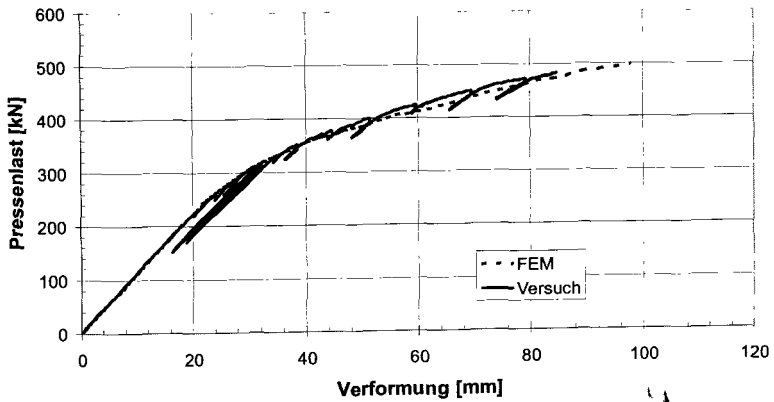


Bild 12.44: Last-Verformungskurve Balken G15 in Feldmitte Schubversuch

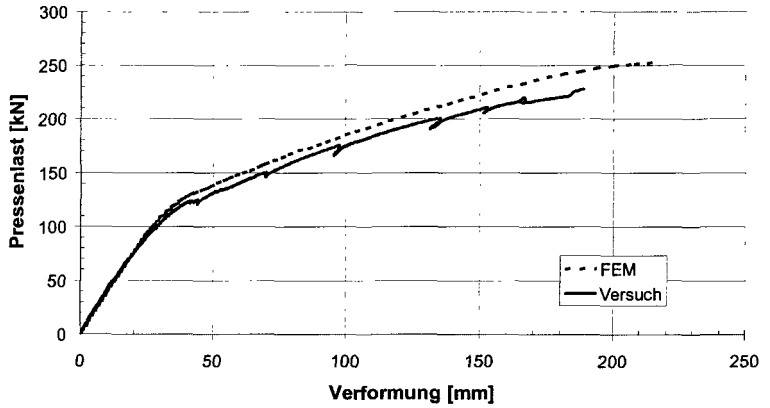


Bild 12.45: Last-Verformungskurve Balken G15 in Feldmitte Biegeversuch

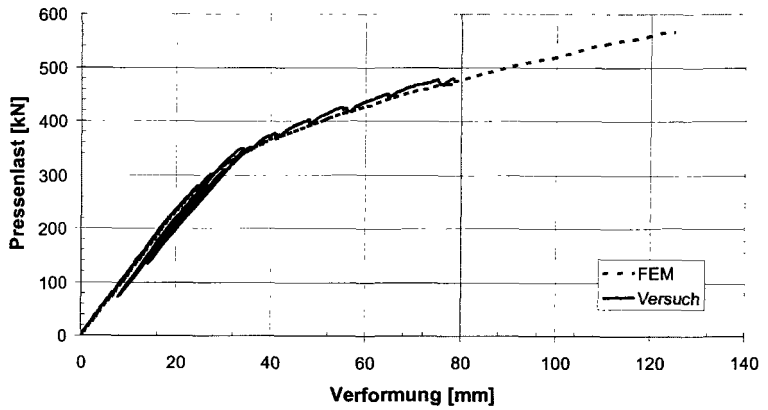


Bild 12.46: Last-Verformungskurve Balken G16 in Feldmitte Schubversuch

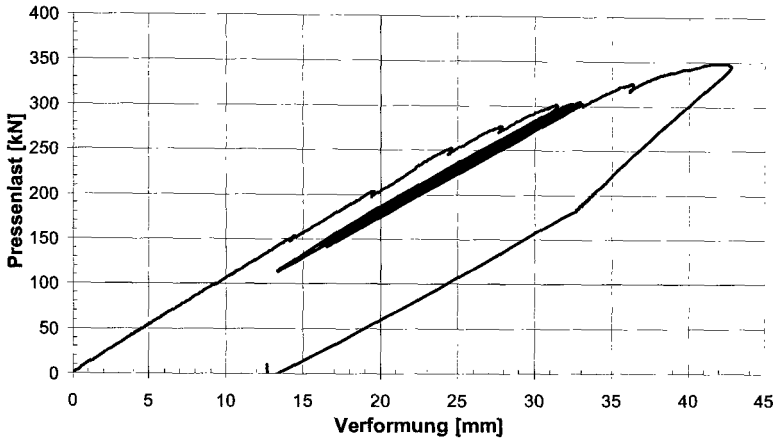


Bild 12.47: Last-Verformungskurve Balken G16 in Feldmitte Torsionsversuch

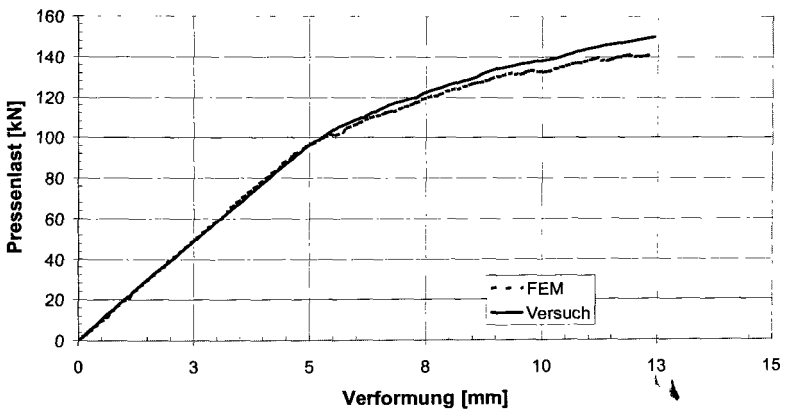


Bild 12.48: Last-Verformungskurve Balken G19 in Feldmitte

12.2.3 Stauchung der Betondruckzone

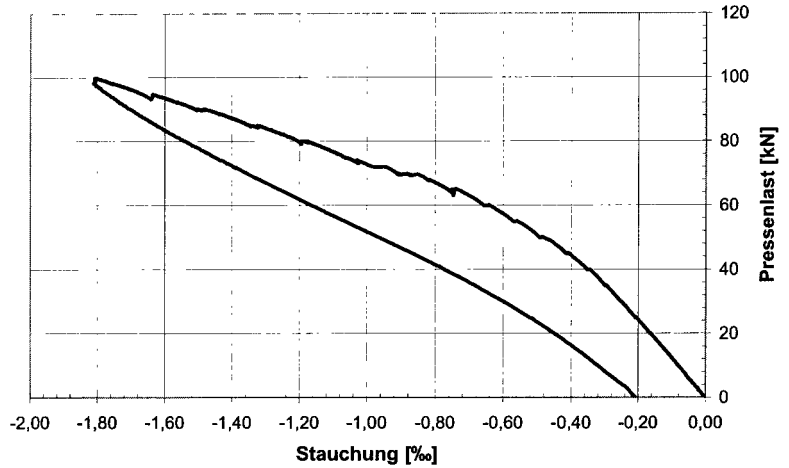


Bild 12.49: Stauchung der Betondruckzone Balken G01, $a = 2,35$ m

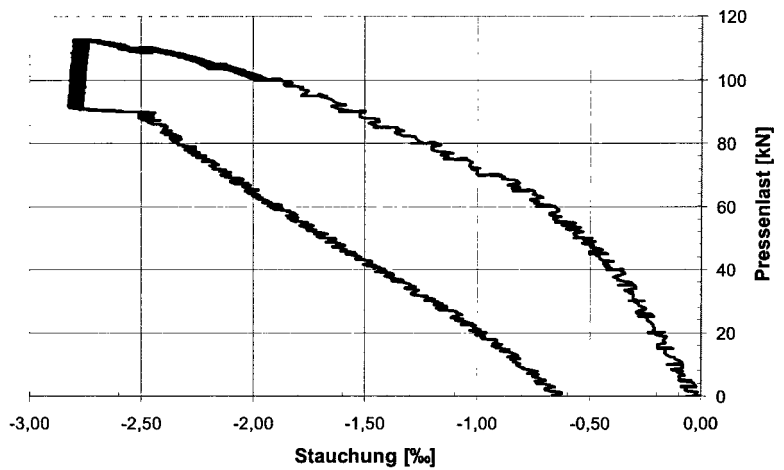


Bild 12.50: Stauchung der Betondruckzone Balken G02, $a = 2,35$ m

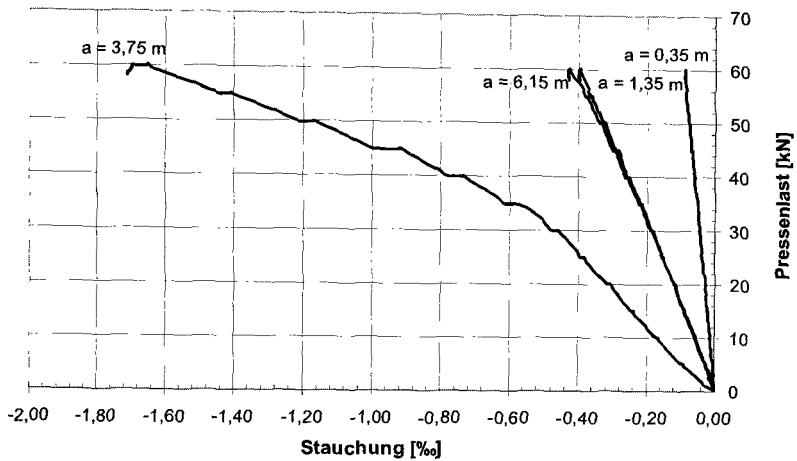


Bild 12.51: Stauchung der Betondruckzone Balken G03 während des Biegeversuches

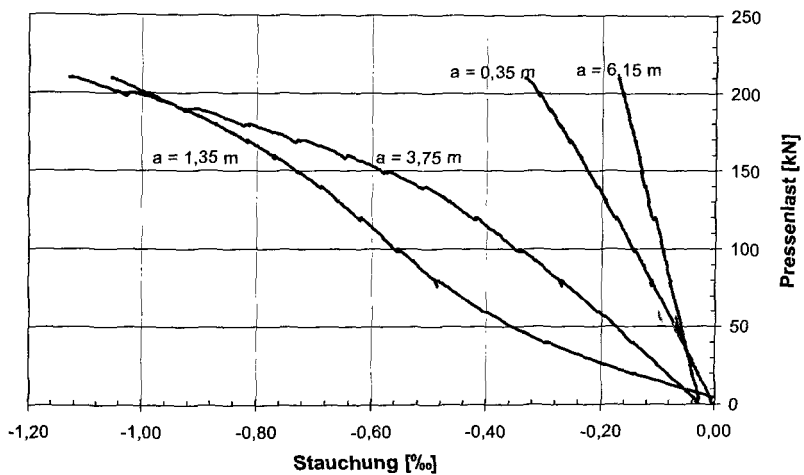


Bild 12.52: Stauchung der Betondruckzone Balken G03 während des Schubversuches

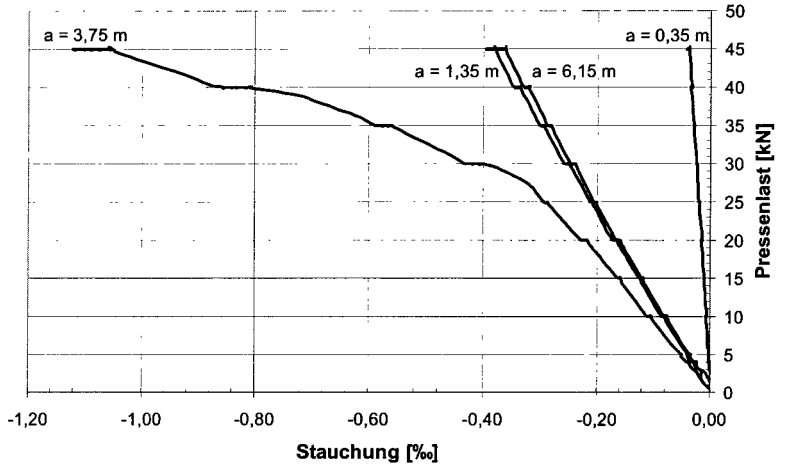


Bild 12.53: Stauchung der Betondruckzone Balken G04 während des Biegeversuches

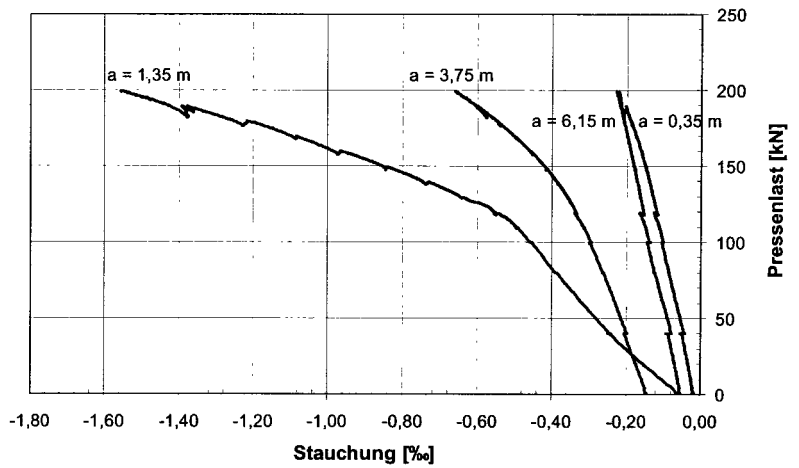


Bild 12.54: Stauchung der Betondruckzone Balken G04 während des Schubversuches

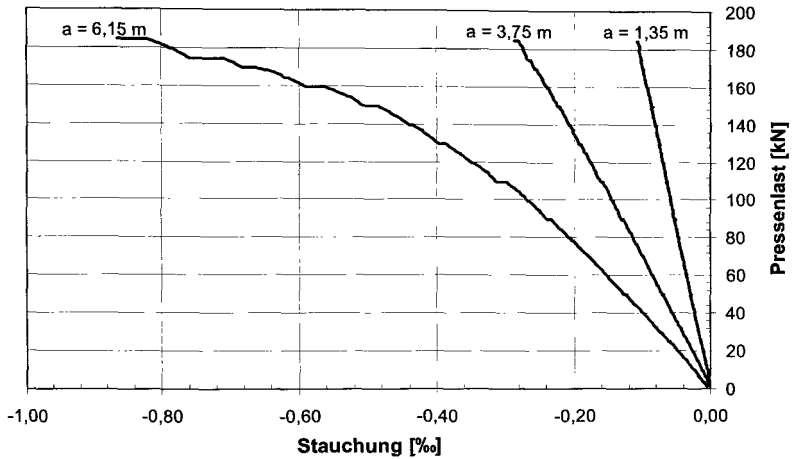


Bild 12.55: Stauchung der Betondruckzone Balken G06 während des Biegeversuches

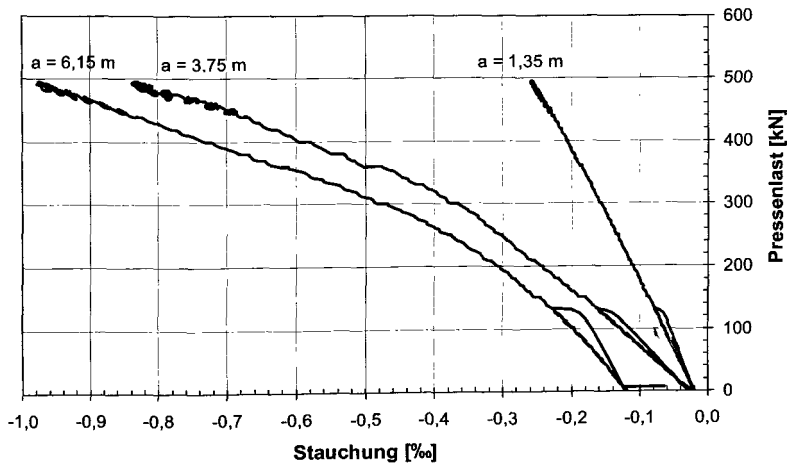


Bild 12.56: Stauchung der Betondruckzone Balken G06 während des Schubversuches

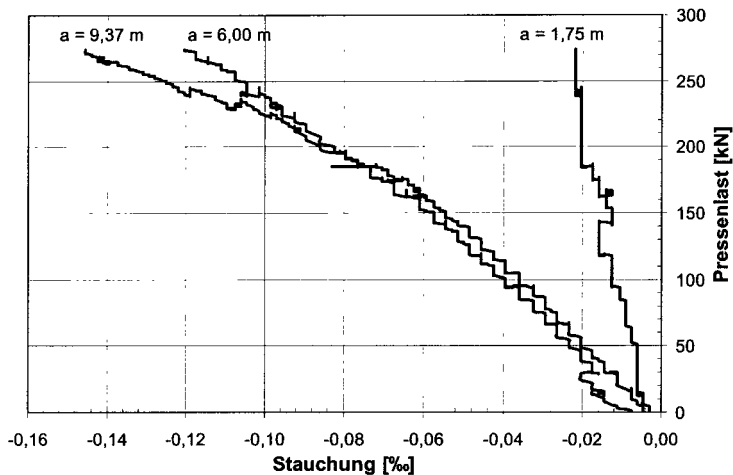


Bild 12.57: Stauchung der Betondruckzone Balken G07

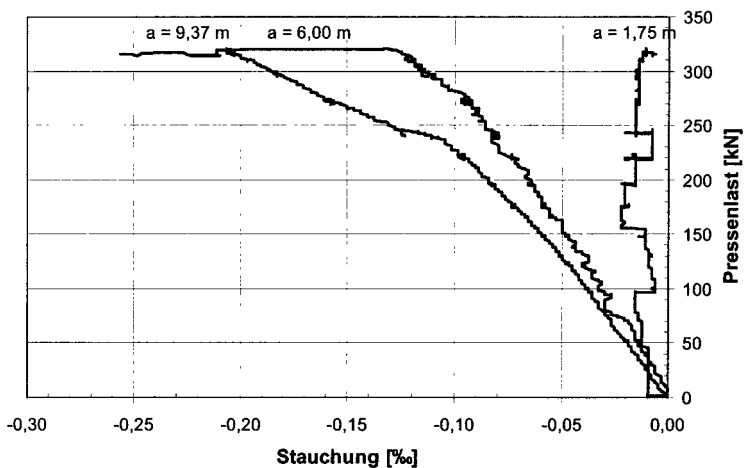


Bild 12.58: Stauchung der Betondruckzone Balken G08

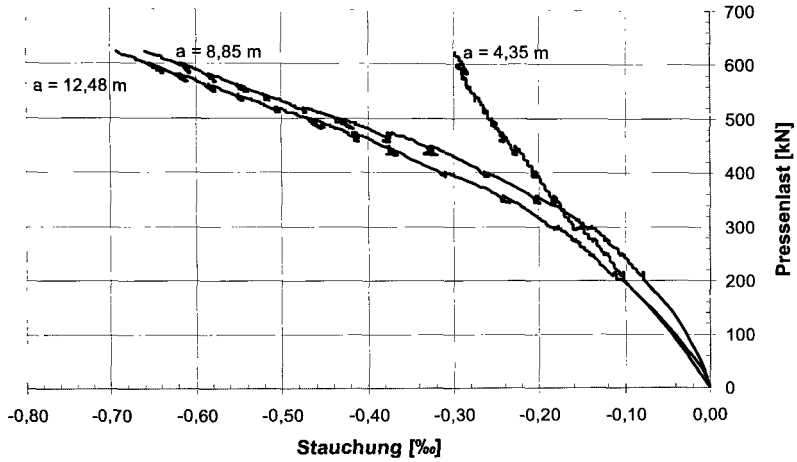


Bild 12.59: Stauchung der Betondruckzone Balken G09 (mit Pressenlast gleich Belastung je Balkenhälfte)

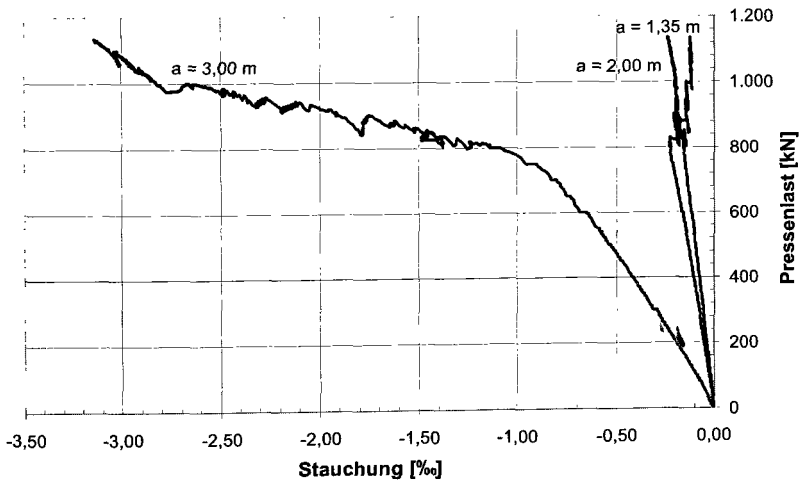


Bild 12.60: Stauchung der Betondruckzone Balken G10

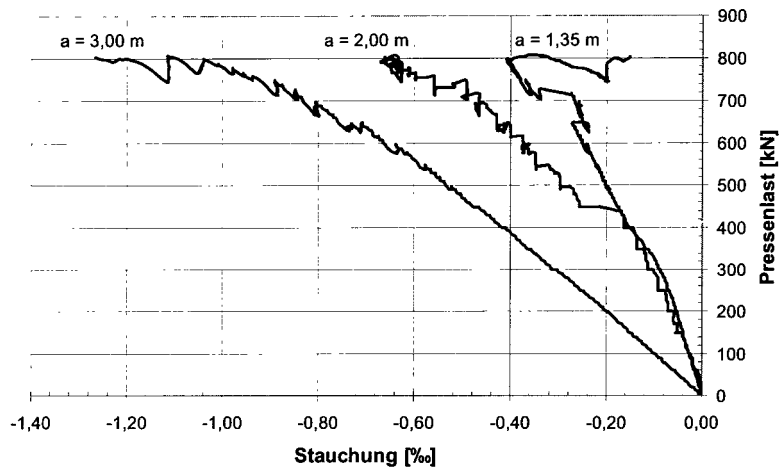


Bild 12.61: Stauchung der Betondruckzone Balken G11

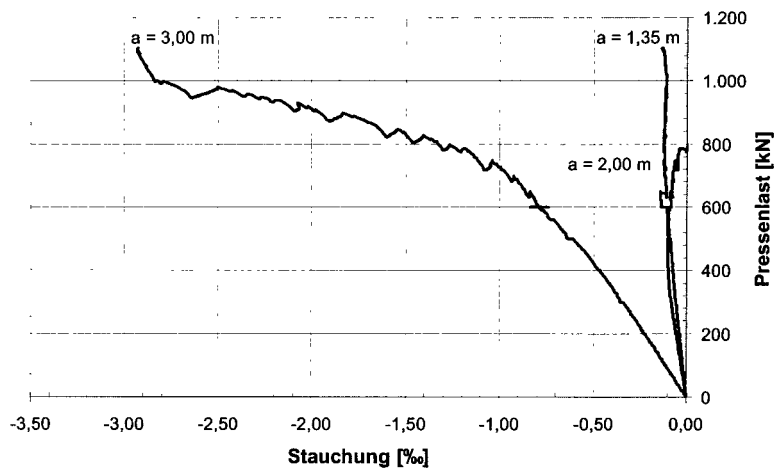


Bild 12.62: Stauchung der Betondruckzone Balken G12

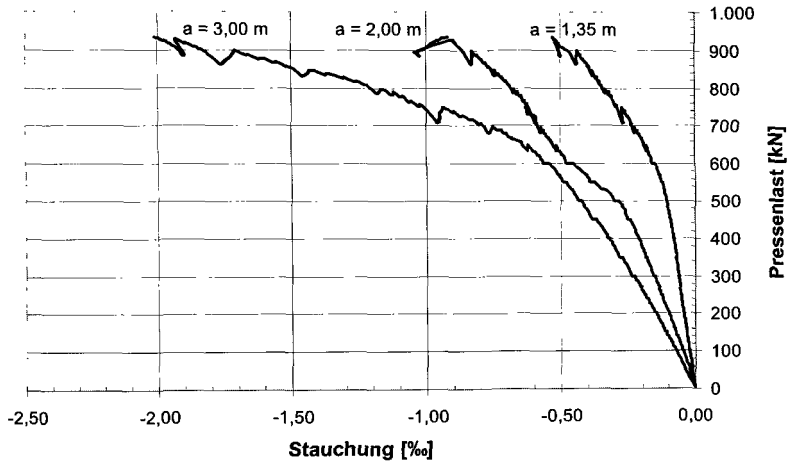


Bild 12.63: Stauchung der Betondruckzone Balken G13

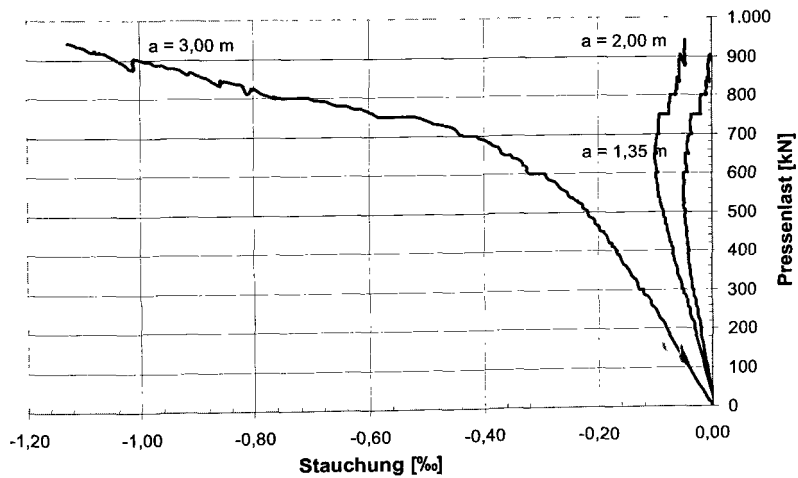


Bild 12.64: Stauchung der Betondruckzone Balken G14

Bei den Versuchen an den Balken G15 - G18 wurden/werden keine Messungen der Stauchung der Betondruckzone durchgeführt.

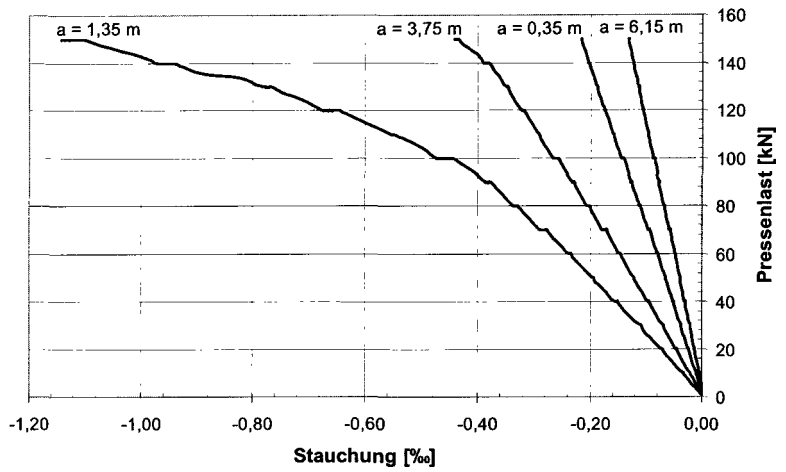


Bild 12.65: Stauchung der Betondruckzone Balken G19

12.2.4 Dehnungen der Betonzugzone

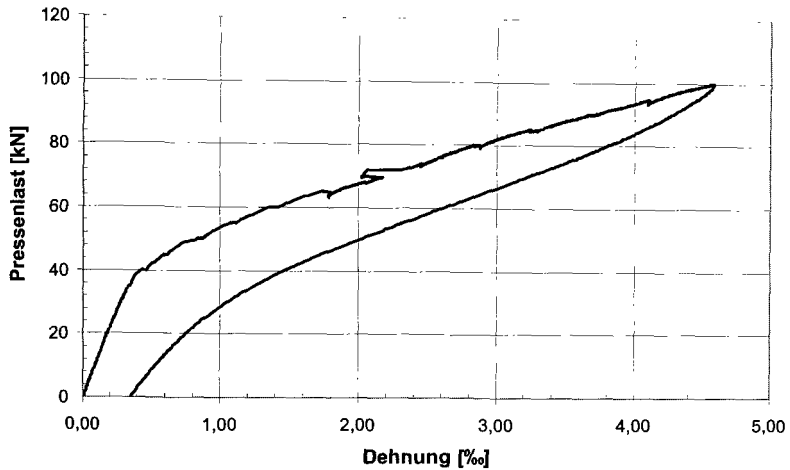


Bild 12.66: Dehnung der Betonzugzone Balken G01

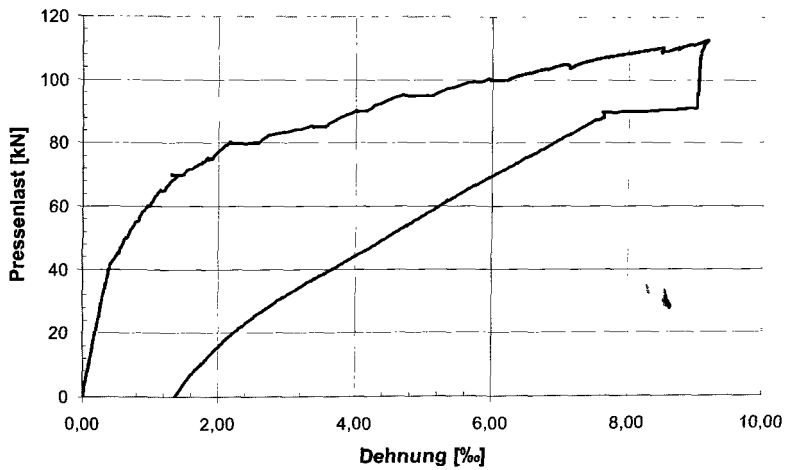


Bild 12.67: Dehnung der Betonzugzone Balken G02

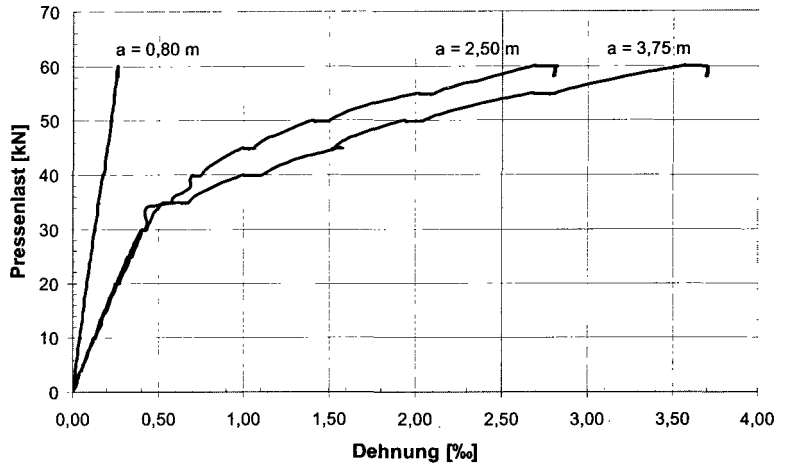


Bild 12.68: Dehnung der Betonzugzone Balken G03 während des Biegeversuches

Die Dehnung der Zugzone wurde bei Balken G03 während des Schubversuches zwar gemessen, die Ergebnisse waren jedoch wegen Messfehlern unbrauchbar.

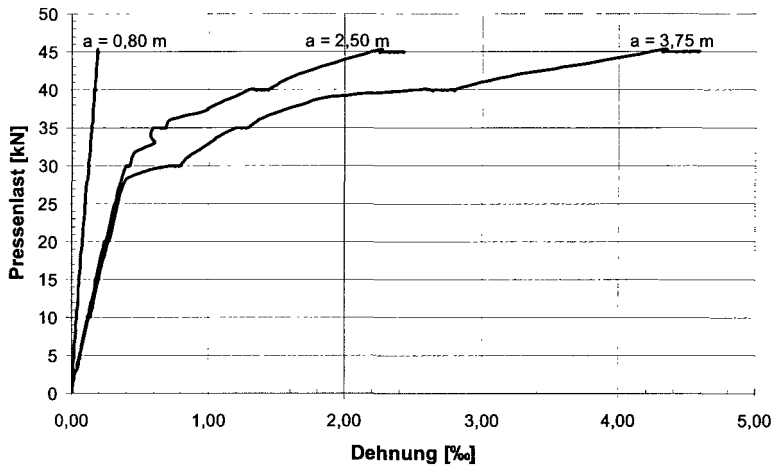


Bild 12.69: Dehnung der Betonzugzone Balken G04 während des Biegeversuches

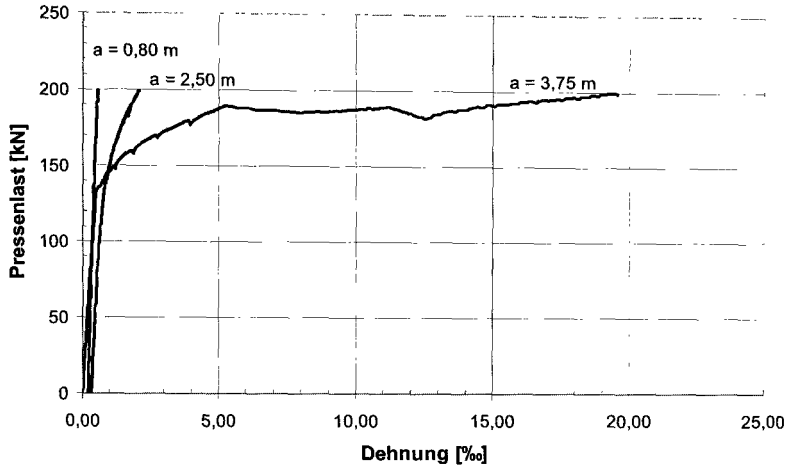


Bild 12.70: Dehnung der Betonzugzone Balken G04 während des Schubversuches

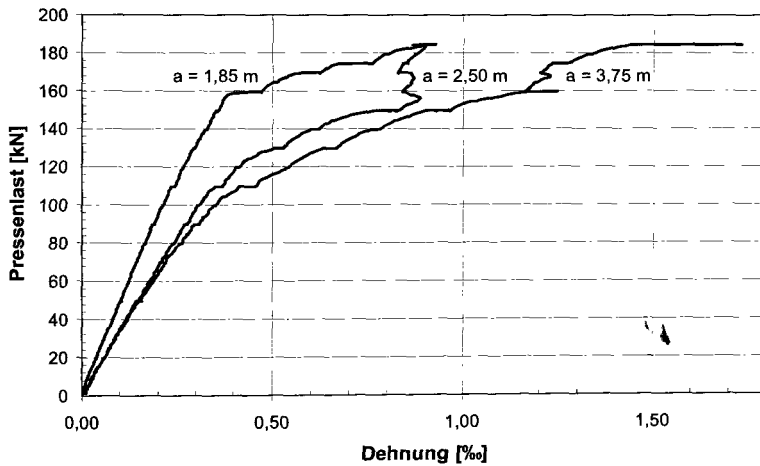


Bild 12.71: Dehnung der Betonzugzone Balken G06 während des Biegeversuches

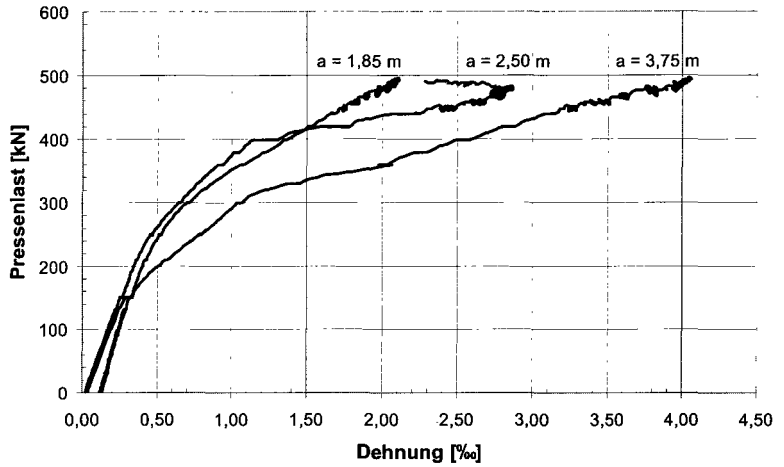


Bild 12.72: Dehnung der Betonzugzone Balken G06 während des Schubversuches

Die Dehnung der Zugzone wurde bei den Balken G07 und G08 während des Schubversuches zwar gemessen, die Ergebnisse waren jedoch wegen Messfehlern unbrauchbar.

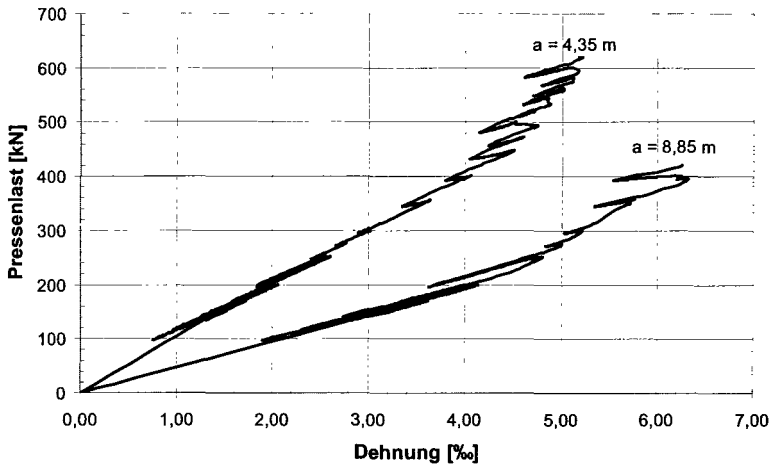


Bild 12.73: Dehnung der Betonzugzone Balken G09 (mit Pressenlast gleich Belastung je Balkenhälfte)

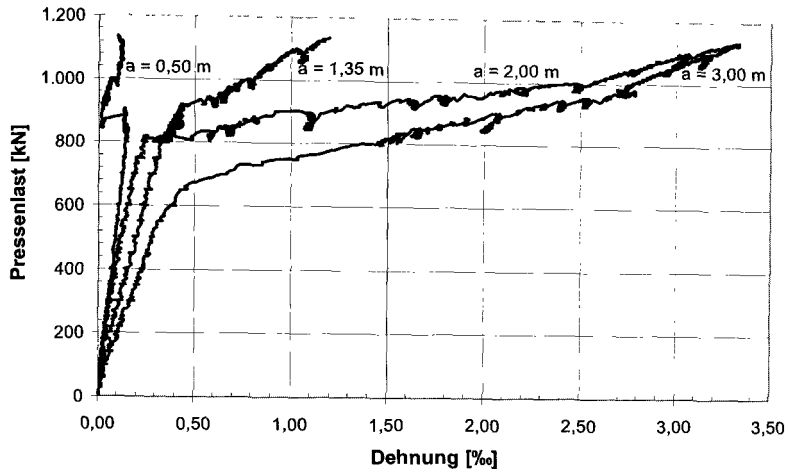


Bild 12.74: Dehnung der Betonzugzone Balken G10

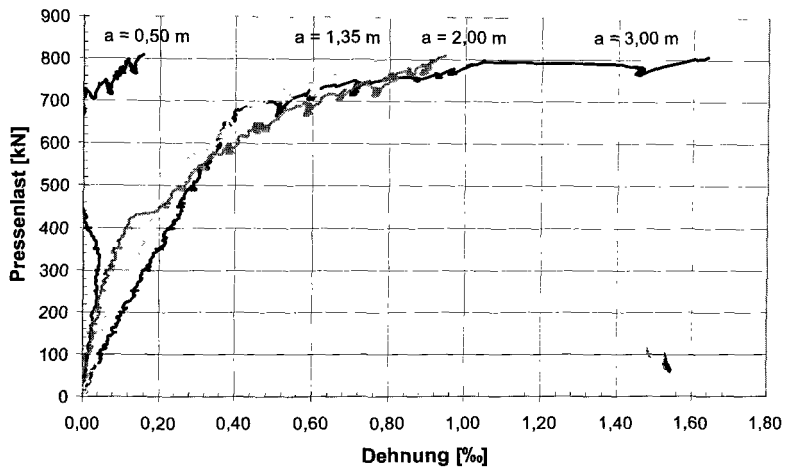


Bild 12.75: Dehnung der Betonzugzone Balken G11

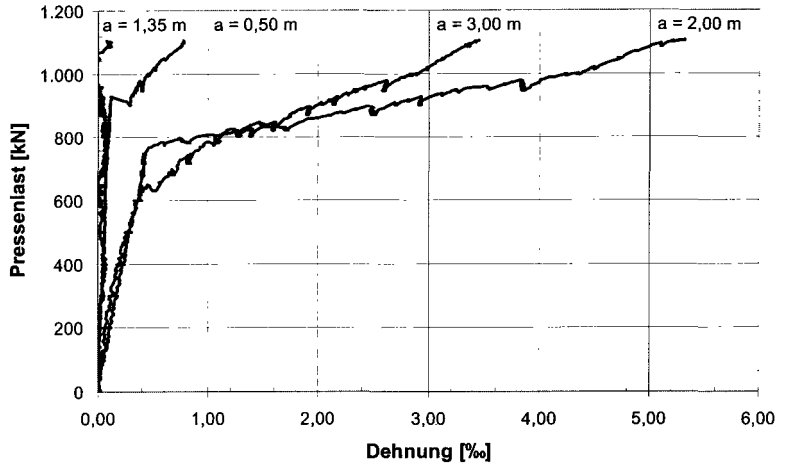


Bild 12.76: Dehnung der Betonzugzone Balken G12

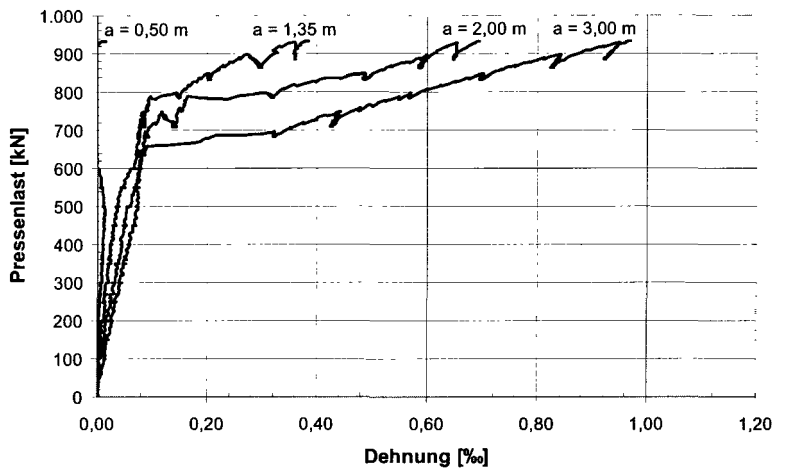


Bild 12.77: Dehnung der Betonzugzone Balken G13

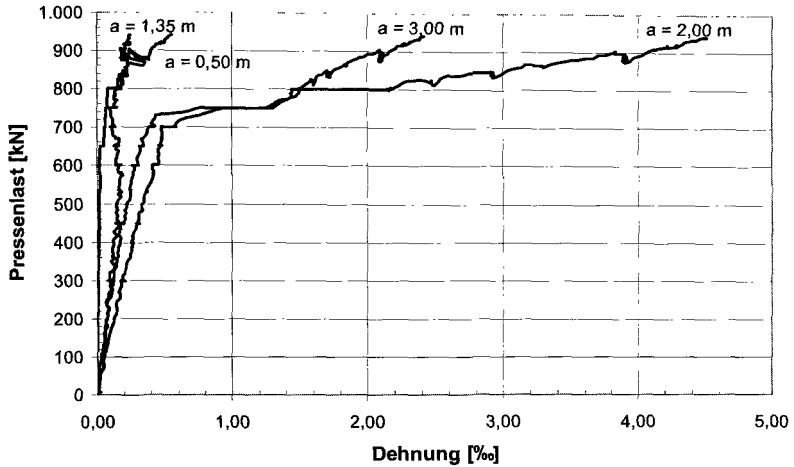


Bild 12.78: Dehnung der Betonzugzone Balken G14

Bei den Versuchen an den Balken G15 - G18 wurden/werden keine Messungen der Dehnung der Betonzugzone durchgeführt.

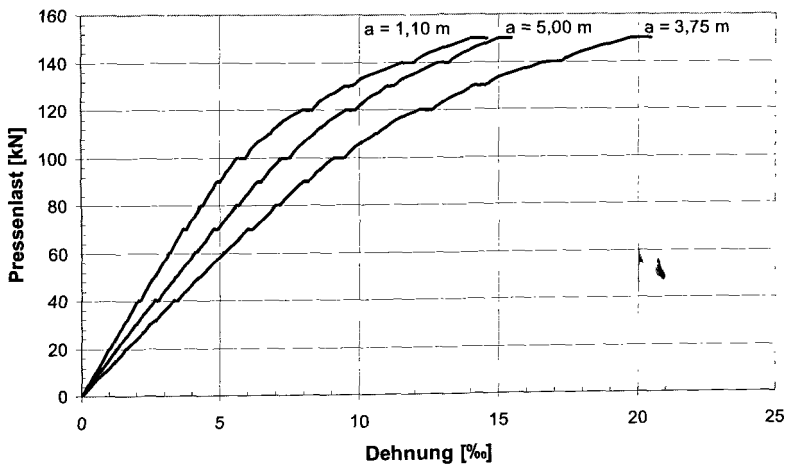


Bild 12.79: Dehnung der Betonzugzone Balken G19

12.2.5 Rissverhalten

12.2.5.1 Rissbreitensentwicklung

Bei den Versuchen am iMBM der TU Braunschweig wurde bei ausgewählten Laststufen die Rissbreite gemessen. Die Messung erfolgte über eine Riss-Kamera Modell Grundig TV-Macromar mit einer Auflösung von 29:1. Bei den Freilandversuchen wurden die Rissbreiten nicht bestimmt. Daher ist die Entwicklung der Rissbreite nicht für alle Versuche bekannt.

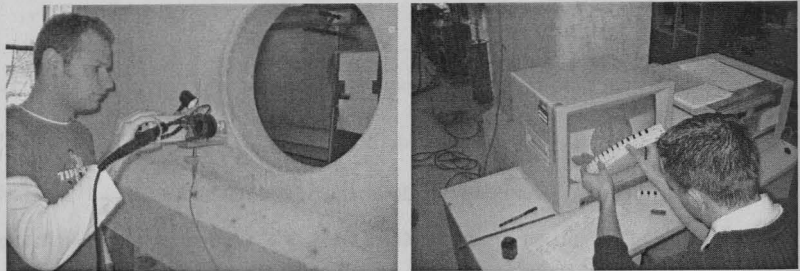


Bild 12.80: Rissbreitenbestimmung bei den Versuchen am iMBM, links Aufnahme mit der Kamera, rechts Messung der Rissbreite am Monitor

Nur die Ergebnisse von Rissbreitenmessungen von Balken mit einer bereichsweisen konstanten Beanspruchung sind für eine Auswertung von Interesse. Daher werden in den nachfolgend aufgeführten Diagrammen nur die Ergebnisse der Versuche mit einer 4-Punkt Belastung aufgeführt, während solche mit einer Einzellast unberücksichtigt bleiben.

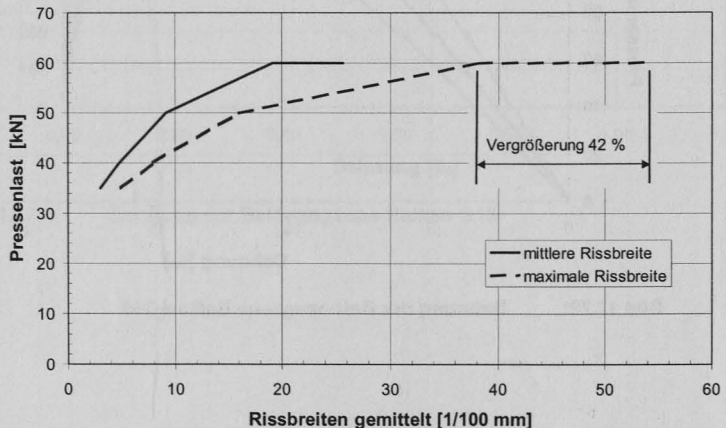


Bild 12.81: Entwicklung der mittleren und maximalen Rissbreite bei Balken G03 (Biegung)

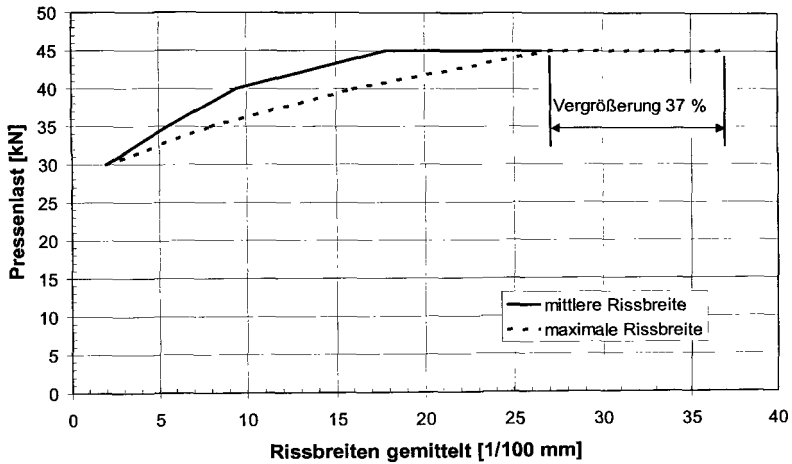


Bild 12.82: Entwicklung der mittleren und maximalen Rissbreite bei Balken G04 (Biegung)

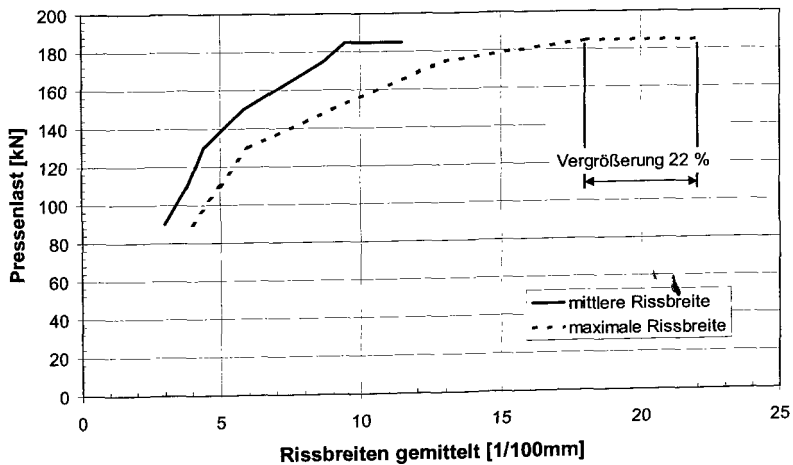


Bild 12.83: Entwicklung der mittleren und maximalen Rissbreite bei Balken G06 (Biegung)

Im Versuch wurde der Balken G19 zwar mit einer Einzellast beansprucht, damit jedoch die Versuchsergebnisse besser interpretiert werden können, wird nachfolgend die Entwicklung der mittleren und maximalen Rissbreite aufgeführt.

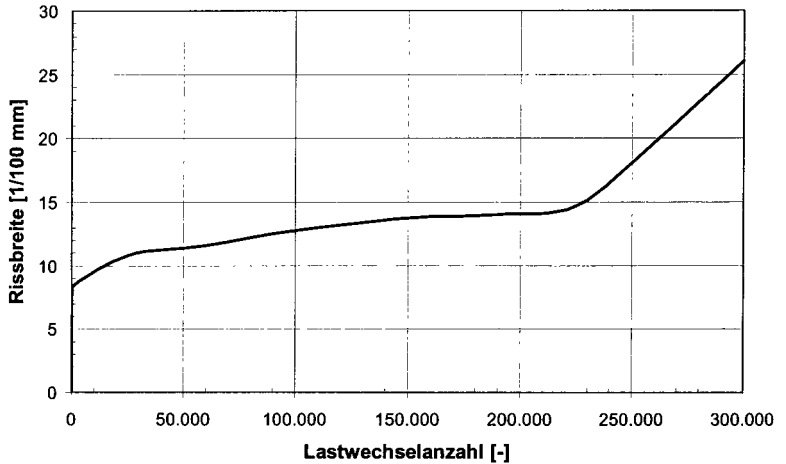


Bild 12.84: Entwicklung der mittleren Rissbreite bei Balken G19 im Schwelllastversuch

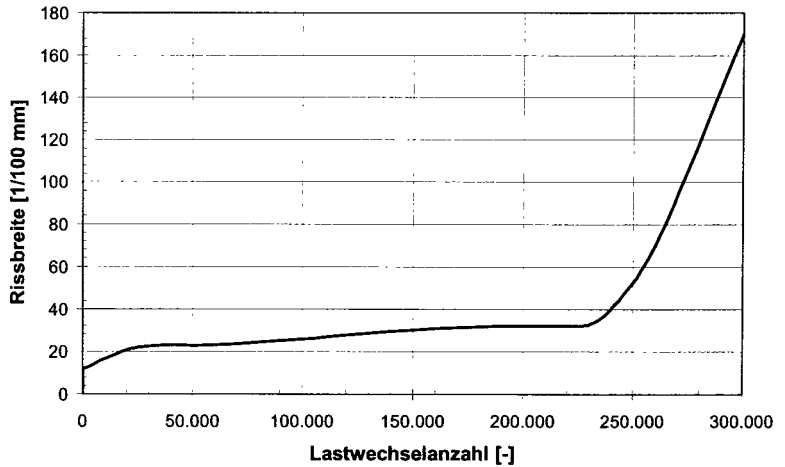


Bild 12.85: Entwicklung der maximalen Rissbreite bei Balken G19 im Schwelllastversuch

12.2.5.2 Rissbilder

Bild 12.86: Rissbild Balken G01



Bild 12.87: Rissbild Balken G02

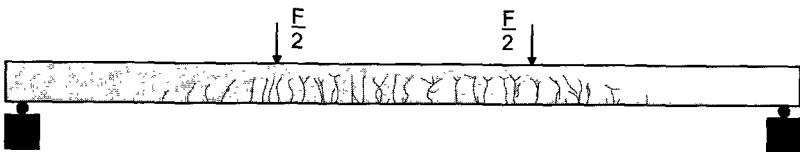


Bild 12.88: Rissbild Balken G03 nach dem Biegeversuch im Gebrauchslastbereich



Bild 12.89: Rissbild Balken G03 nach dem anschließenden Schubversuch

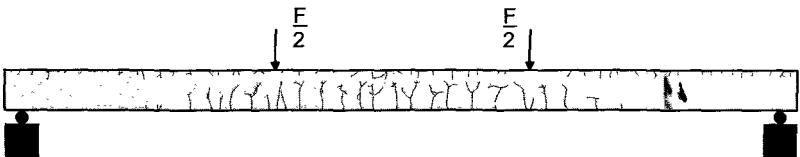


Bild 12.90: Rissbild Balken G04 nach dem Biegeversuch im Gebrauchslastbereich

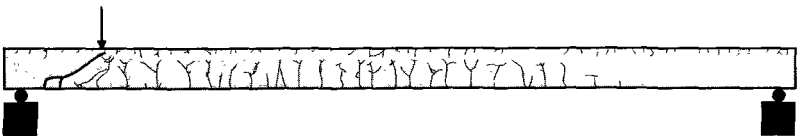


Bild 12.91: Rissbild Balken G04 nach dem anschließenden Schubversuch

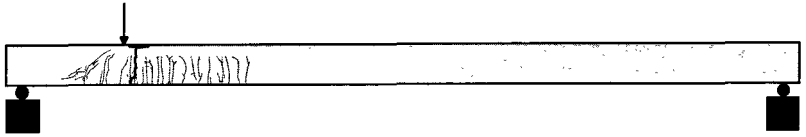


Bild 12.92: Rissbild Balken G05

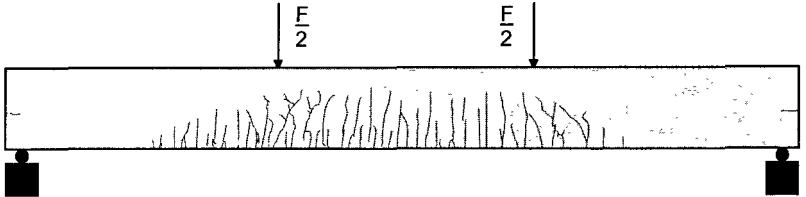


Bild 12.93: Rissbild Balken G06 nach dem Biegeversuch im Gebrauchslastbereich



Bild 12.94: Rissbild Balken G06 nach dem anschließenden Schubversuch

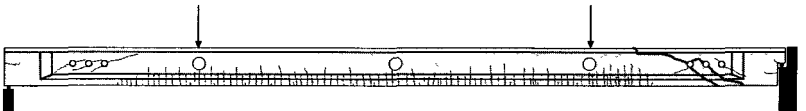


Bild 12.95: Rissbild Balken G07

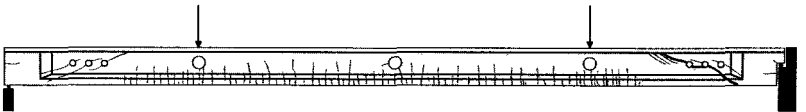


Bild 12.96: Rissbild Balken G08

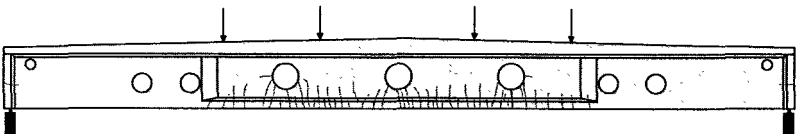


Bild 12.97: Rissbild Balken G09

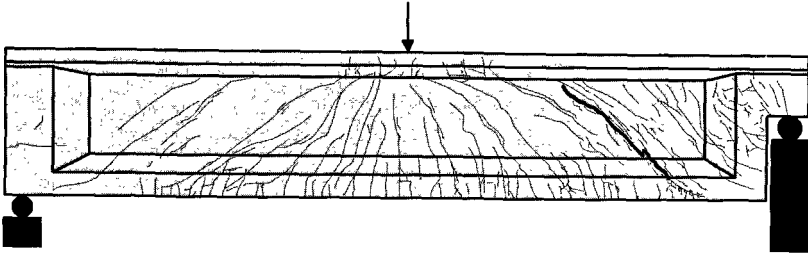


Bild 12.98: Rissbild Balken G10 Vorderseite

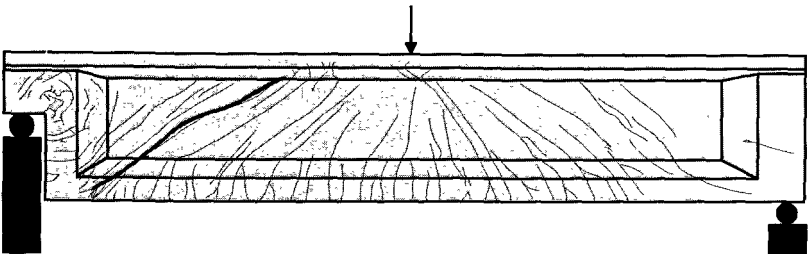


Bild 12.99: Rissbild Balken G10 Rückseite

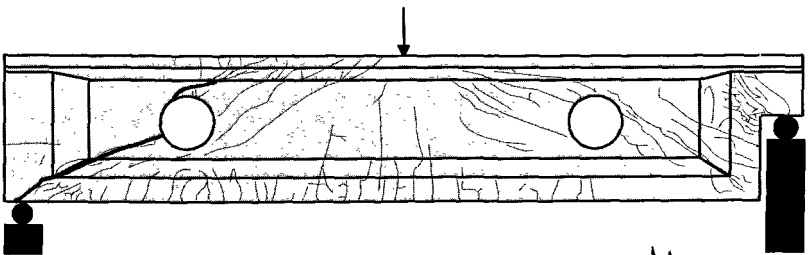


Bild 12.100: Rissbild Balken G11 Vorderseite

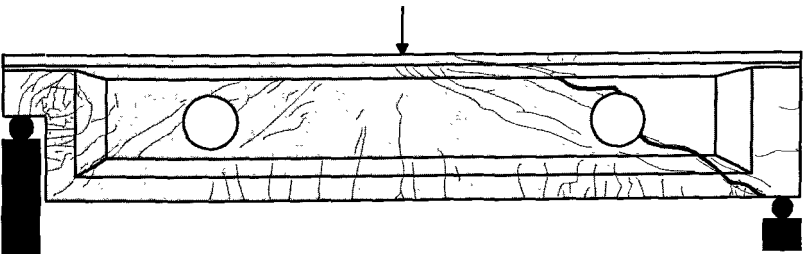


Bild 12.101: Rissbild Balken G11 Rückseite

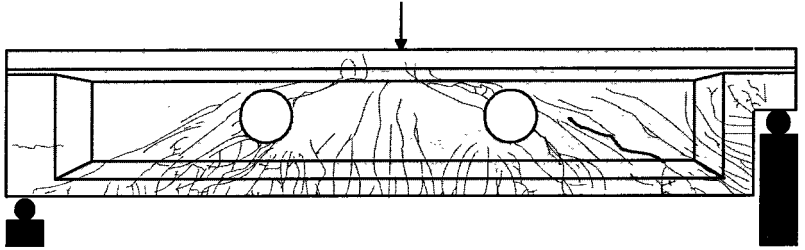


Bild 12.102: Rissbild Balken G12 Vorderseite

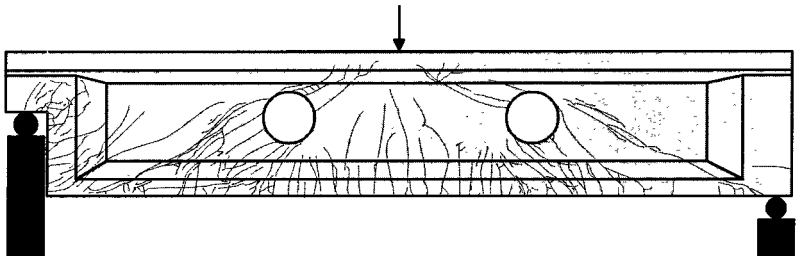


Bild 12.103: Rissbild Balken G12 Rückseite

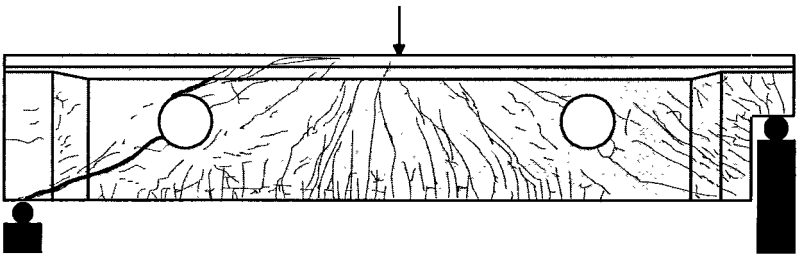


Bild 12.104: Rissbild Balken G13 Vorderseite

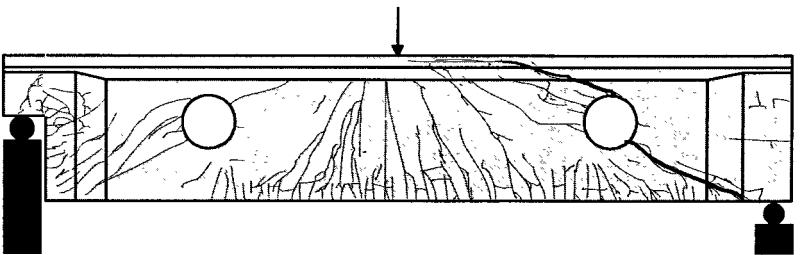


Bild 12.105: Rissbild Balken G13 Rückseite

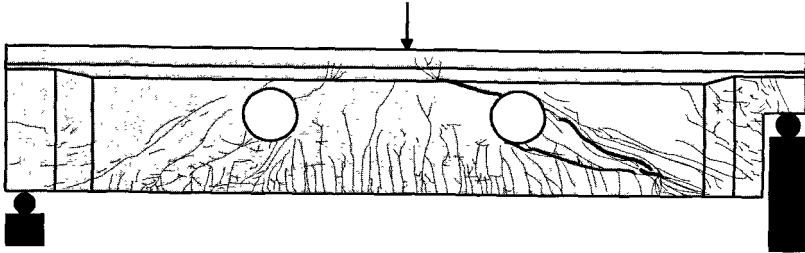


Bild 12.106: Rissbild Balken G14 Vorderseite

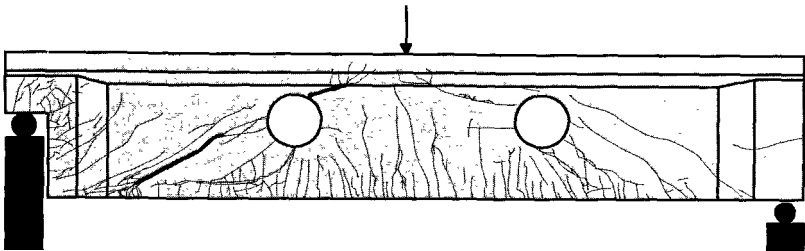


Bild 12.107: Rissbild Balken G14 Rückseite

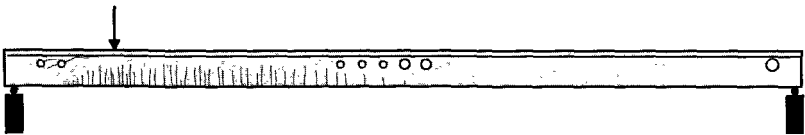


Bild 12.108: Rissbild Balken G15 nach dem Schubversuch

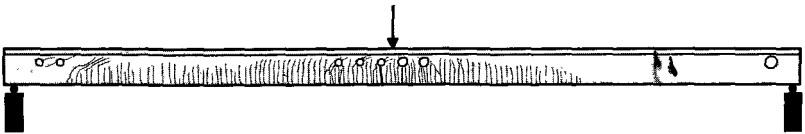


Bild 12.109: Rissbild Balken G15 nach dem anschließenden Biege- und Torsionsversuch

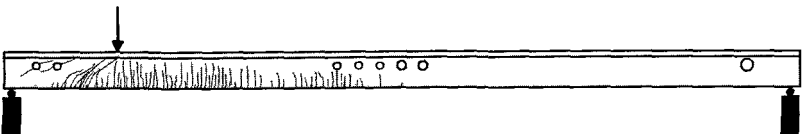


Bild 12.110: Rissbild Balken G16 nach dem Schubversuch

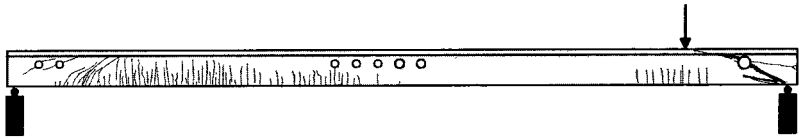


Bild 12.111: Rissbild Balken G16 nach dem anschließenden Torsionsversuch

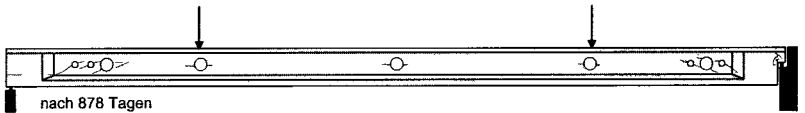


Bild 12.112: Rissbild Balken G17 Vorderseite

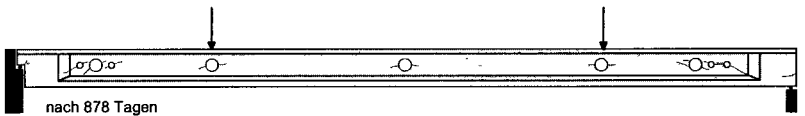


Bild 12.113: Rissbild Balken G17 Rückseite

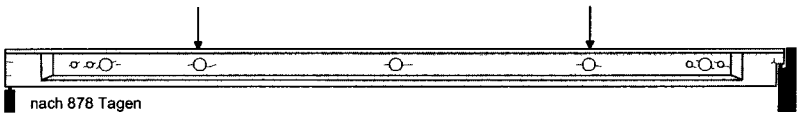


Bild 12.114: Rissbild Balken G18 Vorderseite

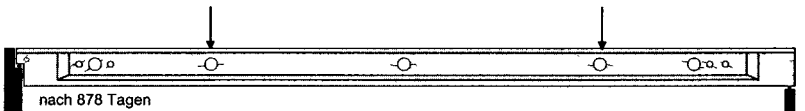


Bild 12.115: Rissbild Balken G18 Rückseite

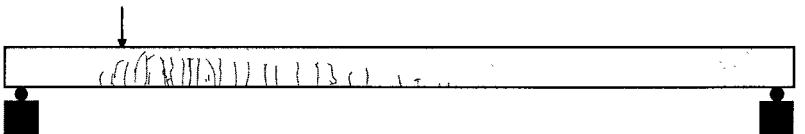


Bild 12.116: Rissbild Balken G19

12.2.6 Litzeneinzug

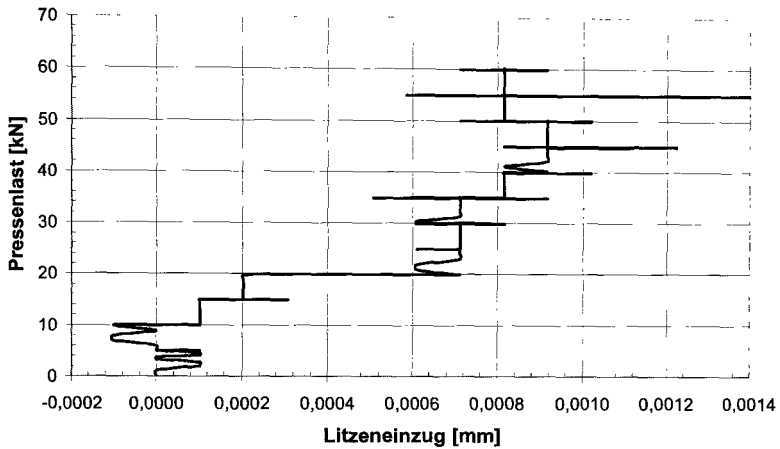


Bild 12.117: Litzeneinzug Balken G03 Biegeversuch

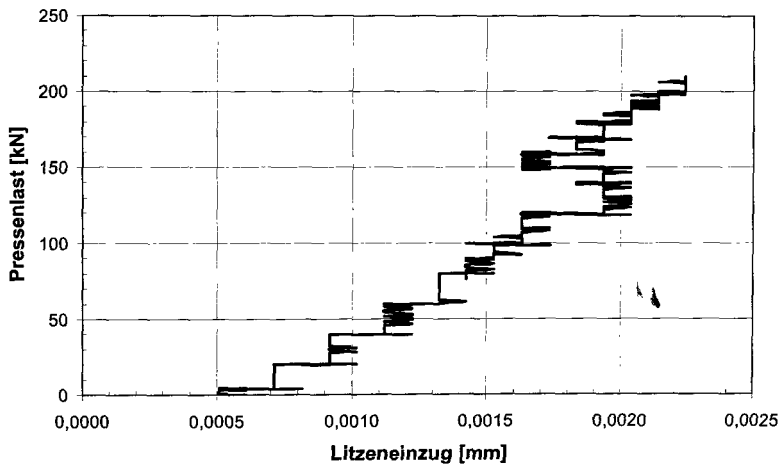


Bild 12.118: Litzeneinzug Balken G03 Schubversuch bis zum Erreichen der Traglast

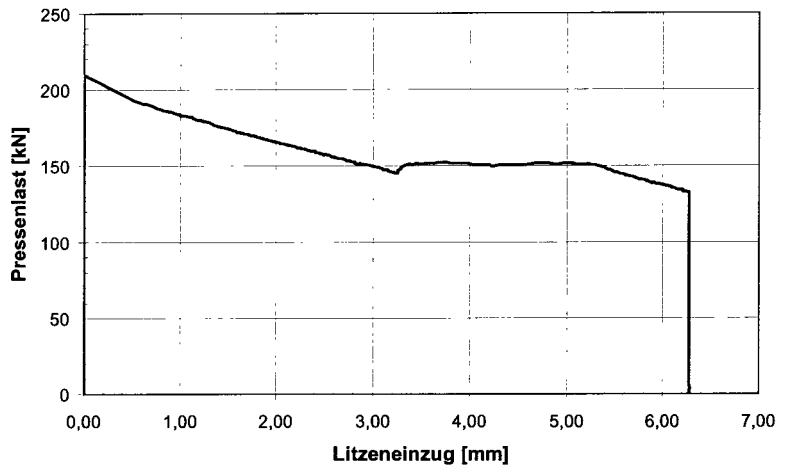


Bild 12.119: Litzeneinzug Balken G03 Schubversuch nach Erreichen der Traglast

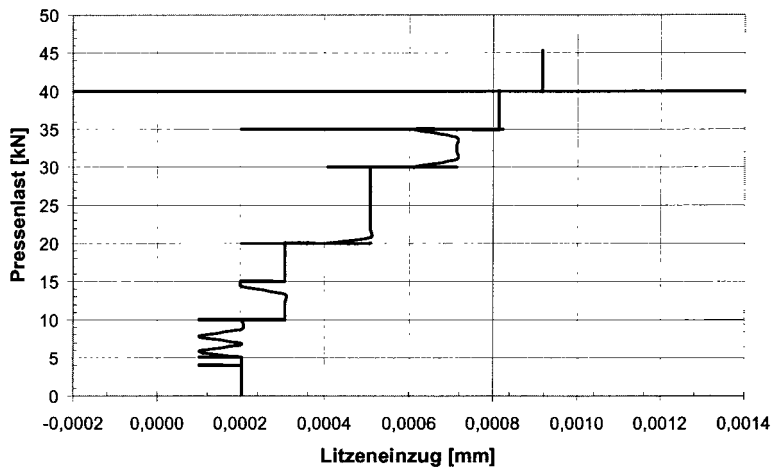


Bild 12.120: Litzeneinzug Balken G04 Biegeversuch

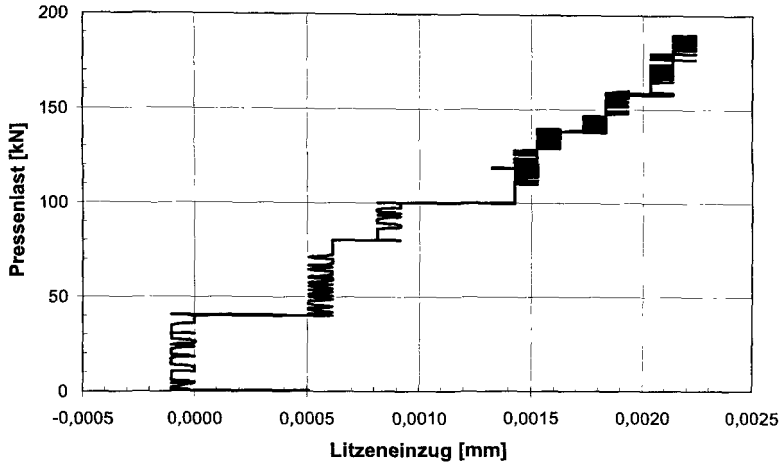


Bild 12.121: Litzeneinzug Balken G04 Schubversuch bis zum Erreichen der Traglast

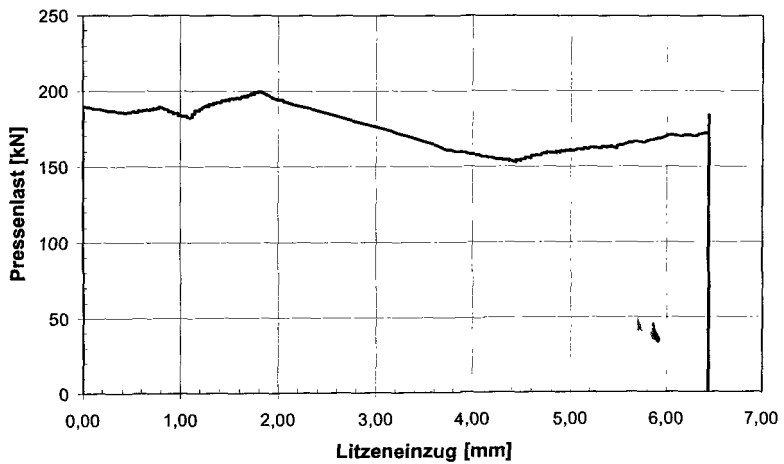


Bild 12.122: Litzeneinzug Balken G04 Schubversuch nach Erreichen der Traglast

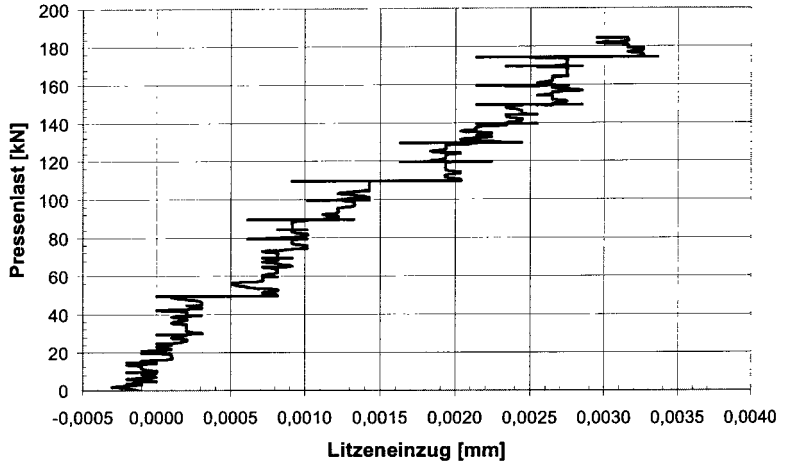


Bild 12.123: Litzeneinzug Balken G06 Biegeversuch

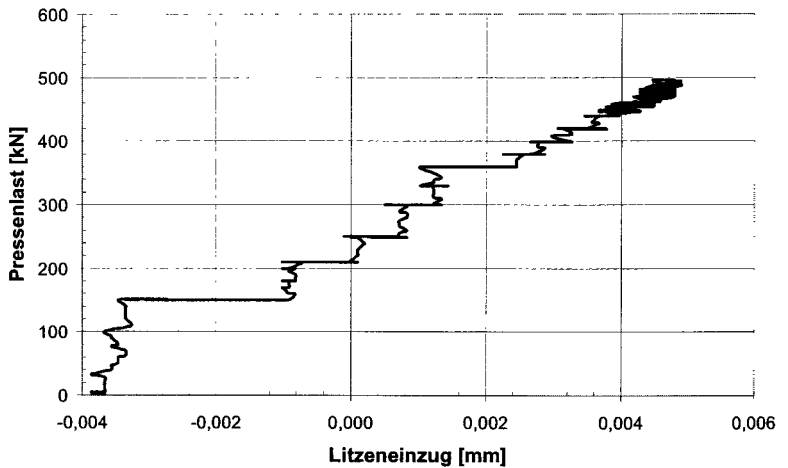


Bild 12.124: Litzeneinzug Balken G06 Schubversuch

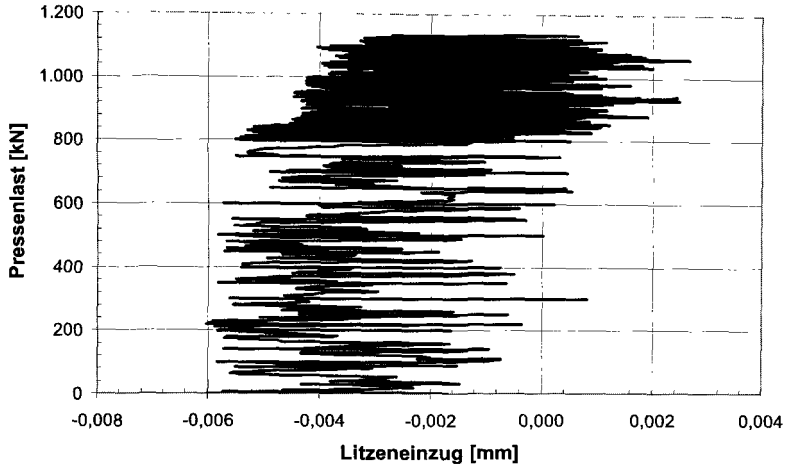


Bild 12.125: Litzeneinzug Balken G10 bis zum Erreichen der Traglast

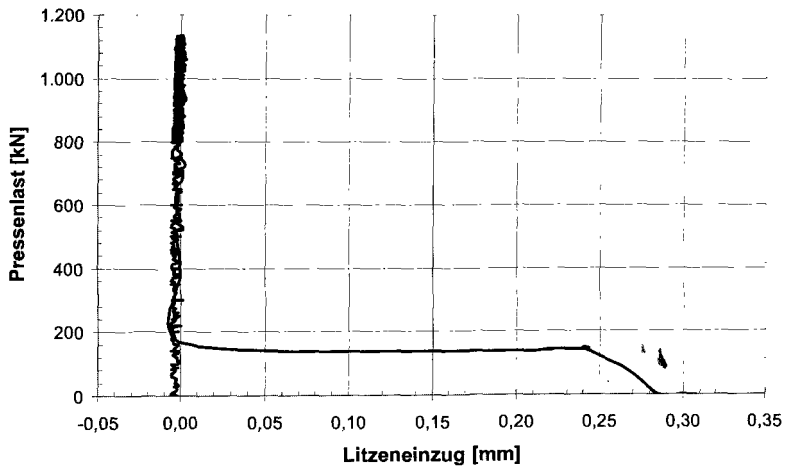


Bild 12.126: Litzeneinzug Balken G10 nach Erreichen der Traglast

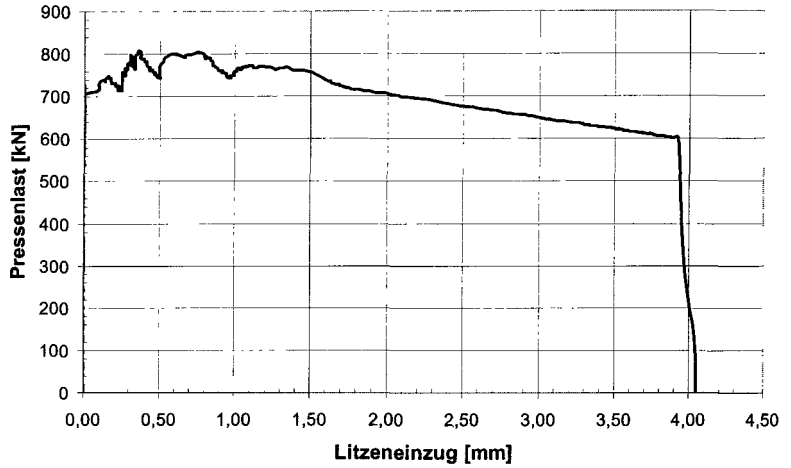


Bild 12.127: Litzeneinzug Balken G11

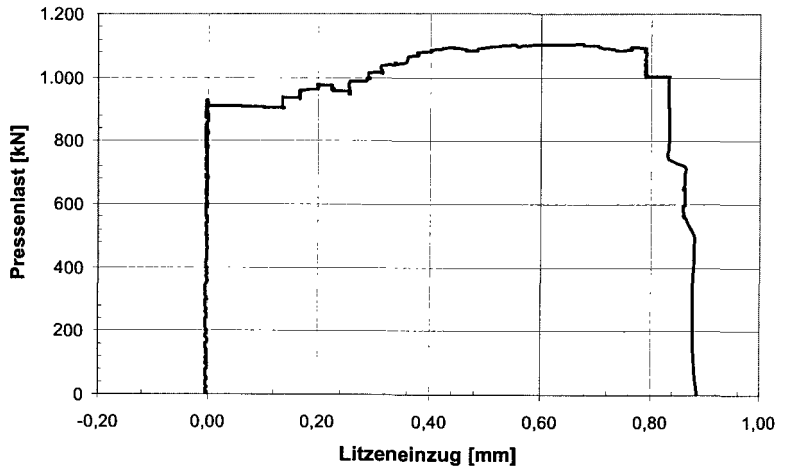


Bild 12.128: Litzeneinzug Balken G12

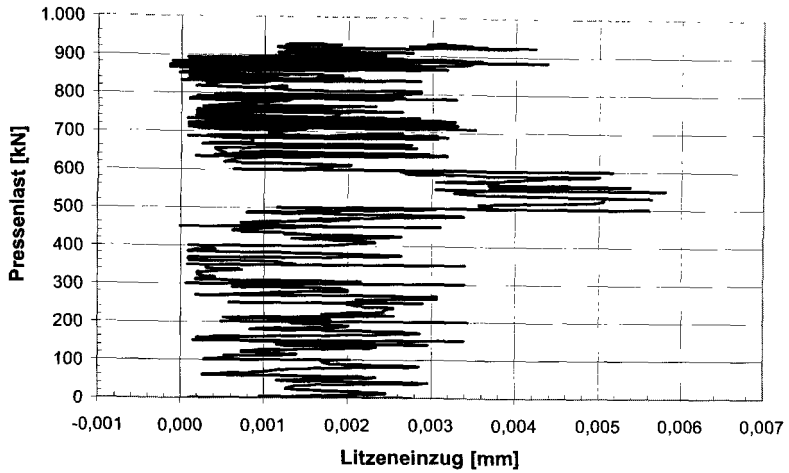


Bild 12.129: Litzeneinzug Balken G13 bis zum Erreichen der Traglast

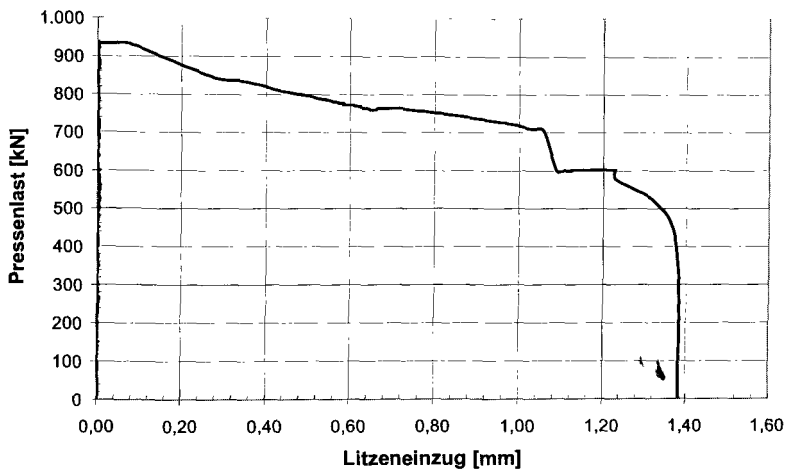


Bild 12.130: Litzeneinzug Balken G13 nach Erreichen der Traglast

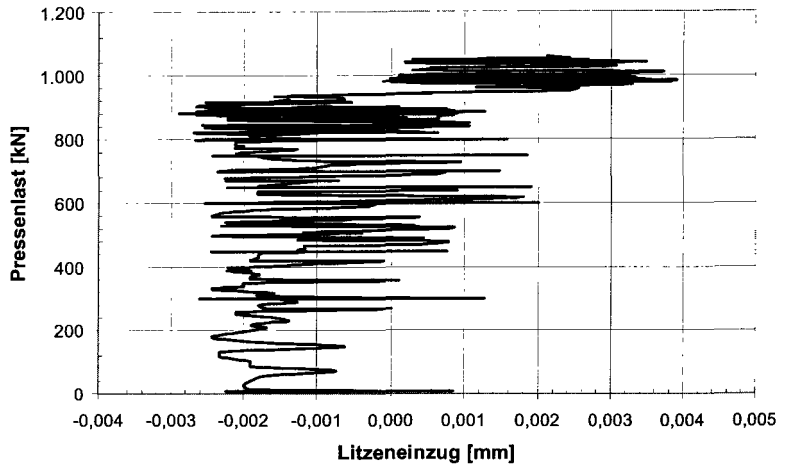


Bild 12.131: Litzeneinzug Balken G14 bis zum Erreichen der Traglast

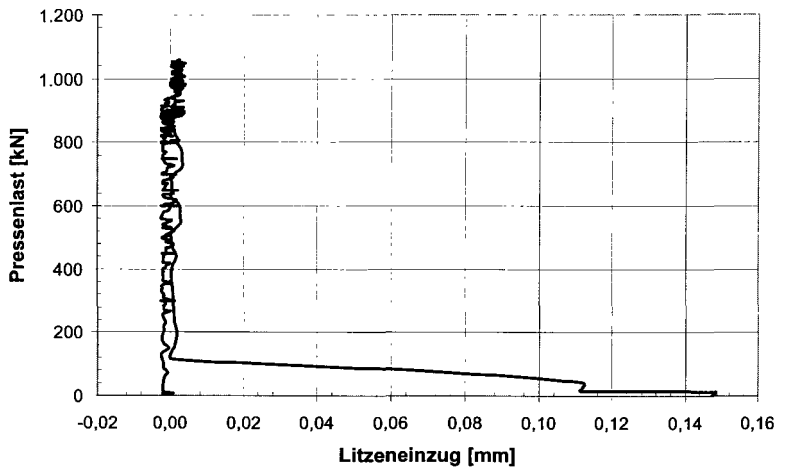


Bild 12.132: Litzeneinzug Balken G14 nach Erreichen der Traglast

12.2.7 Dauerstandsversuch

Während des Dauerstandsversuches wurde die Beanspruchung mehrfach erhöht. In Tabelle 12.22 und Tabelle 12.23 sind für die beiden Versuchsbalken G17 und G18 die einzelnen Laststufen aufgeführt.

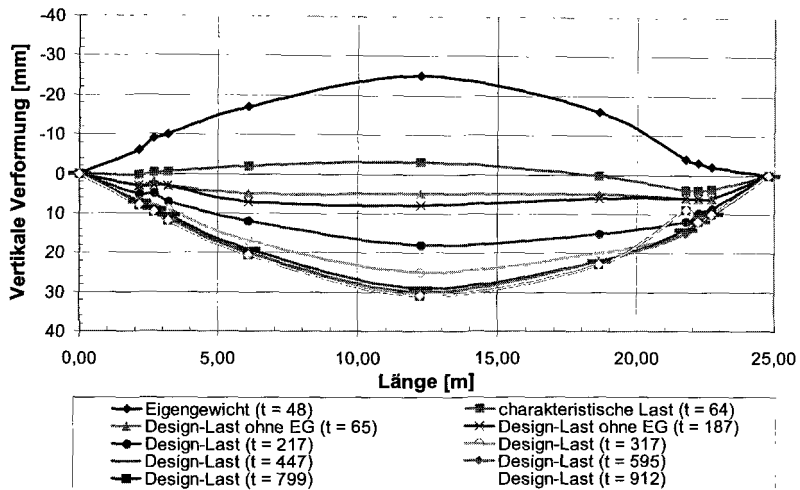


Bild 12.133: Entwicklung der Verformungen Balken G17 während der Versuchsdauer

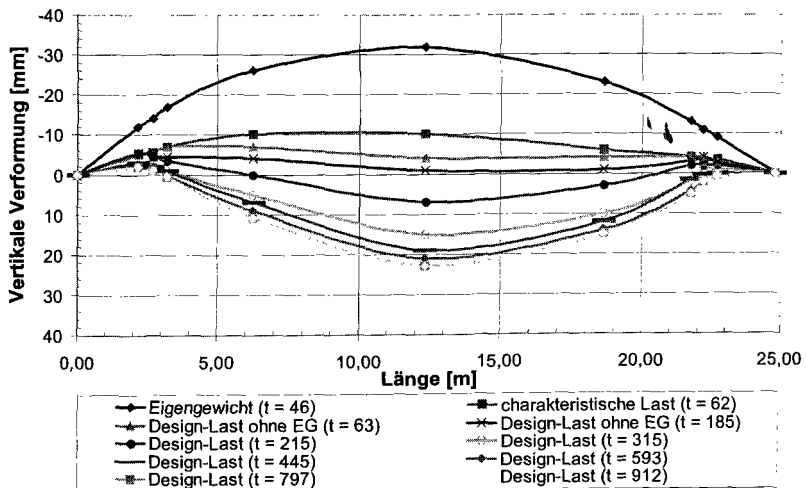


Bild 12.134: Entwicklung der Verformungen Balken G18 während der Versuchsdauer

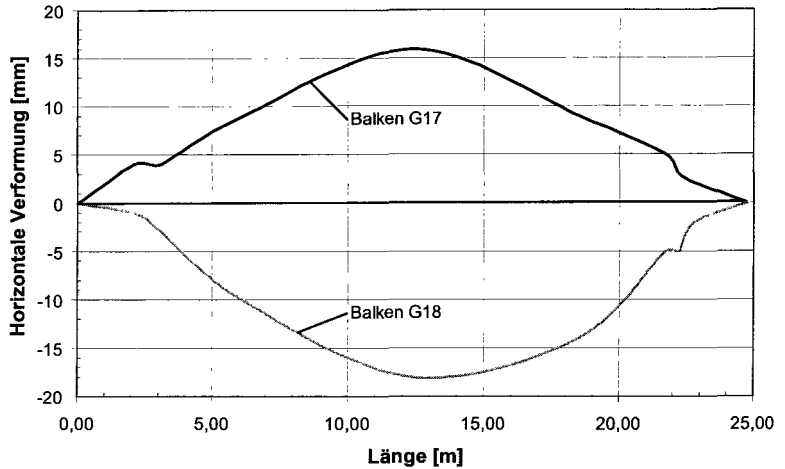


Bild 12.135: Horizontale Verformung der Obergurte der Balken G17 und G18

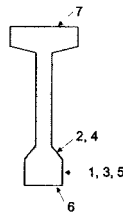


Bild 12.136: Positionen der Carbonatisierungstiefenmessung

Tabelle 12.27: Zusammenstellung der Carbonatisierungstiefen nach 486 Tagen

Mess- stelle	Balken	Prüffläche	Messwert in mm				Mittelwert in mm
			0,3	1,4	0,6	0,7	
1	G18	Südseite vertikale- bewittert	0,3	1,4	0,6	0,7	0,8
2	G18	Südseite 45° ge- neigt-bewittert	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3
3	G17	Nordseite vertikale- bewittert	0,6	0,7	0,5	0,3	0,5
4	G17	Nordseite 45° ge- neigt-bewittert	0,3	0,4	0,3	0,2	0,3
5	G17	vertikale-unter Dach	0,2	1,2	0,7	0,3	0,6
6	G17	Unterseite-bewittert	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
7	G17	Oberseite-bewittert	0,4	0,7	0,7	0,4	0,6
Mittelwert gesamt:							0,5

Tabelle 12.28: Zusammenstellung der Carbonatisierungstiefen nach 951 Tagen

Mess- stelle	Balken	Prüffläche	Messwert in mm				Mittelwert in mm
1	G18	Südseite vertikale- bewittert	0,3	0,5	0,4		0,4
2	G18	Südseite 45° ge- neigt-bewittert	0,3	0,7	0,6		0,5
3	G17	Nordseite vertikale- bewittert	0,5	0,7	0,3		0,5
4	G17	Nordseite 45° ge- neigt-bewittert	0,6	0,6	0,4		0,5
5	G17	vertikale-unter Dach	0,7	0,7	0,7		0,7
6	G17	Unterseite-bewittert	0,1	0,6	0,4		0,4
7	G17	Oberseite-bewittert	0,3	0,3	0,3		0,3
Mittelwert gesamt:							0,5

12.2.8 Faserverteilung und -orientierung

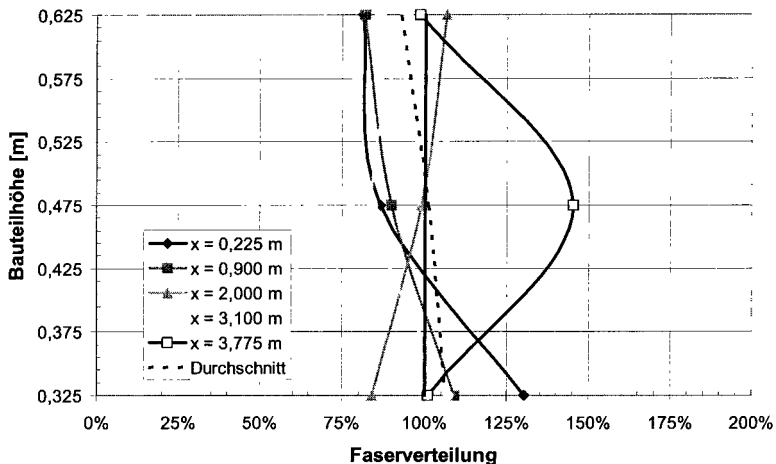


Bild 12.137: Prozentuale Faserverteilung über die Höhe Balken G24 mit Vulkan Harex Stahlfasern Typ 50/08

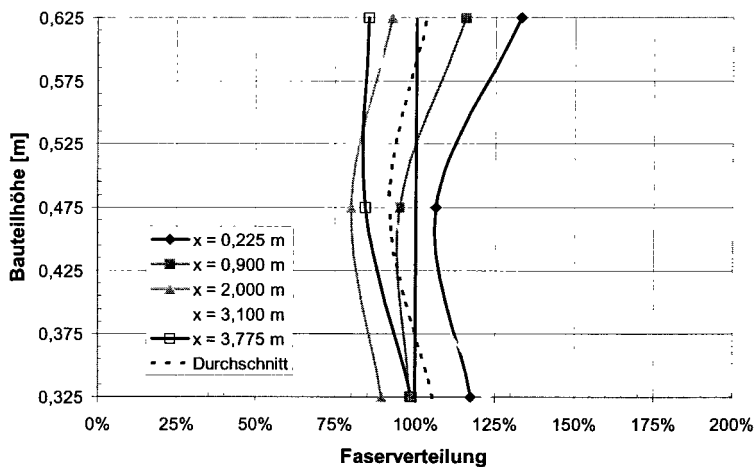


Bild 12.138: Prozentuale Faserverteilung über die Höhe Balken G25 mit Vulkan Harex Stahlfasern Typ 60/08

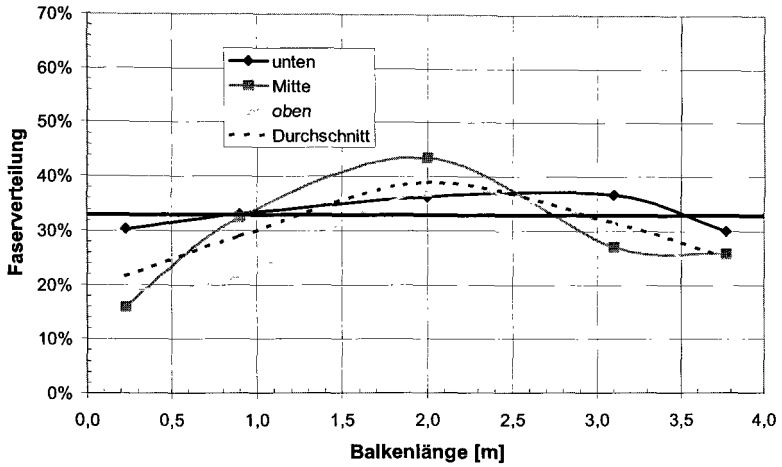


Bild 12.139: Prozentuale Faserorientierung in x-Richtung Balken G24

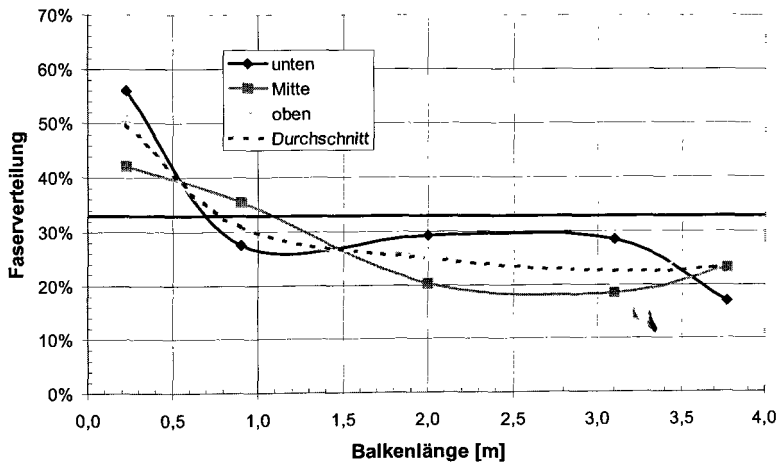


Bild 12.140: Prozentuale Faserorientierung in x-Richtung Balken G25

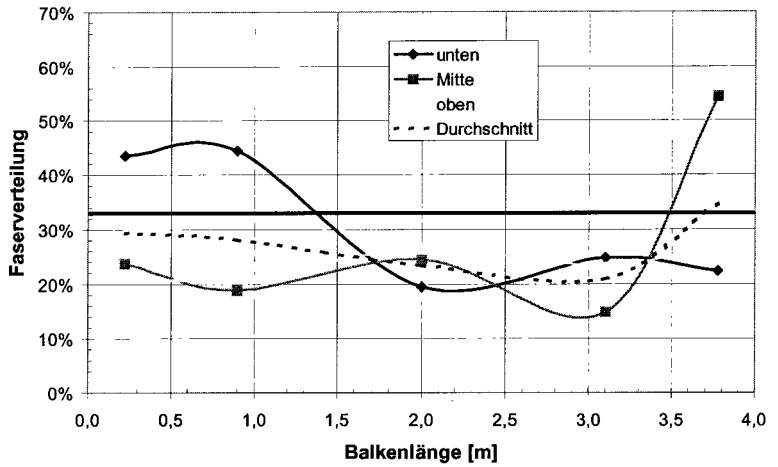


Bild 12.141: Prozentuale Faserorientierung in y-Richtung Balken G24

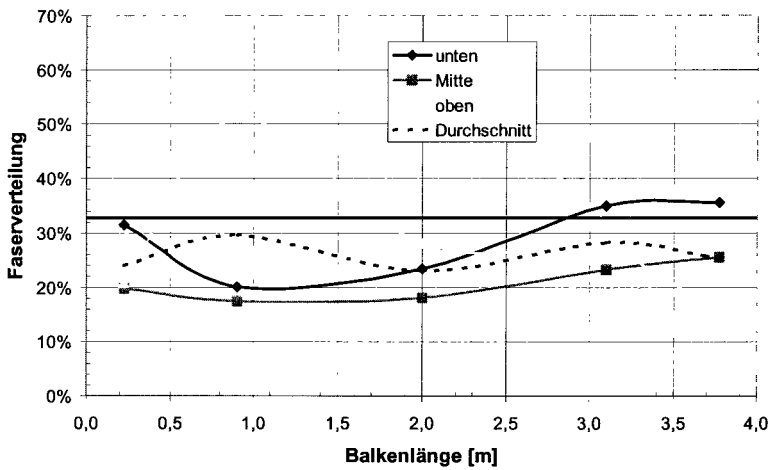


Bild 12.142: Prozentuale Faserorientierung in y-Richtung Balken G25

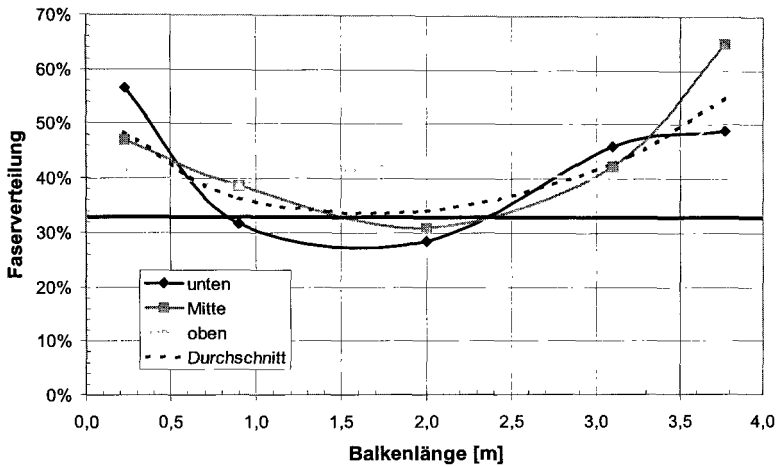


Bild 12.143: Prozentuale Faserorientierung in z-Richtung Balken G24

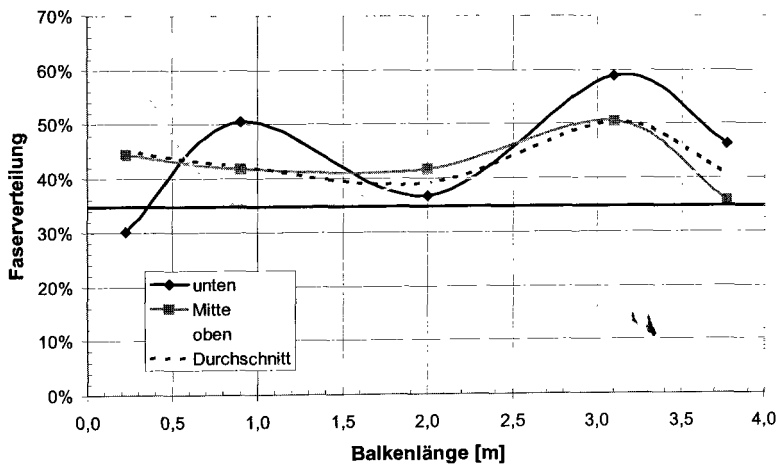


Bild 12.144: Prozentuale Faserorientierung in z-Richtung Balken G25

12.2.9 Temperaturverteilung

Die Balkengeometrie ist darstellungsbedingt (Excel) verzerrt. Die Balkenbreite müsste um den Faktor 2 breiter sein.

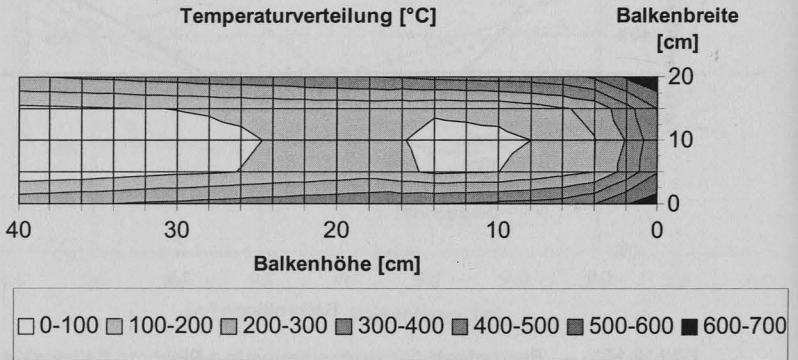


Bild 12.145: Temperaturverteilung im Balkenquerschnitt in Feldmitte nach 30 Minuten

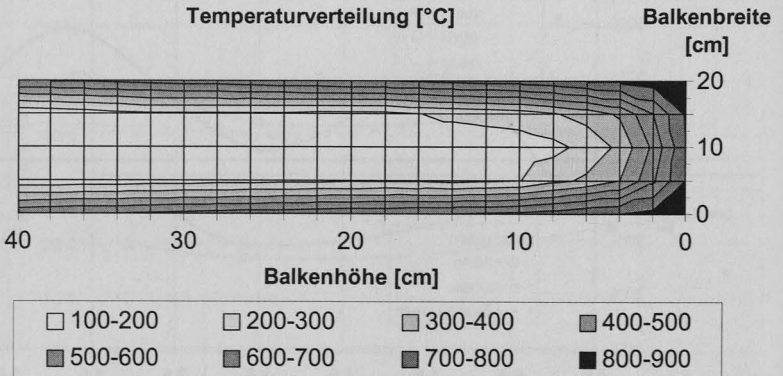


Bild 12.146: Temperaturverteilung im Balkenquerschnitt in Feldmitte nach 60 Minuten

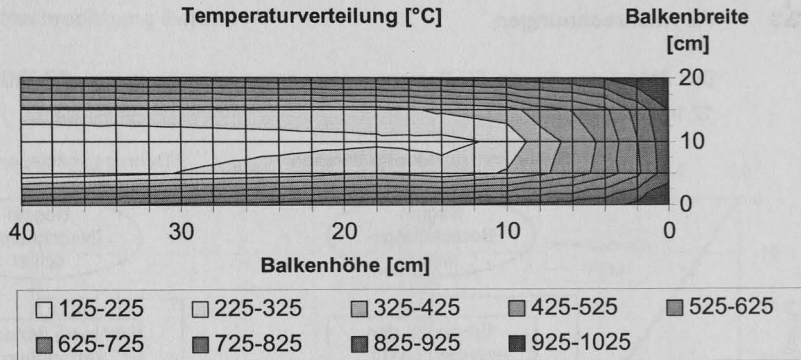


Bild 12.147: Temperaturverteilung im Balkenquerschnitt in Feldmitte nach 90 Minuten

12.3 FE-Nachrechnungen

Der Ablauf des für die FE-Berechnungen verwendeten Iterationsverfahrens ist in Bild 12.148 dargestellt.

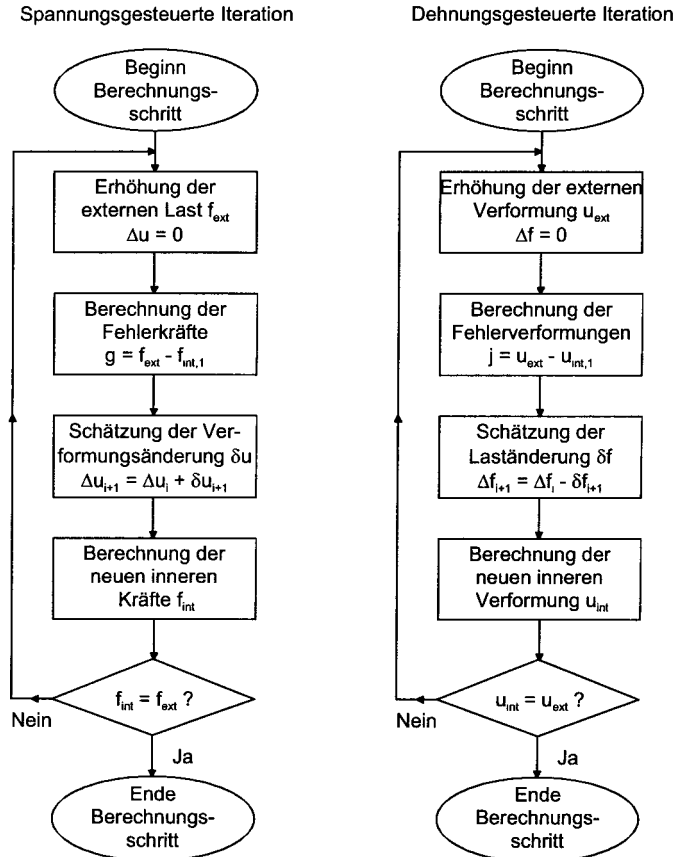


Bild 12.148: Iterationsablauf nach [32]

12.4 Nachrechnung Betone

12.4.1 C50/60

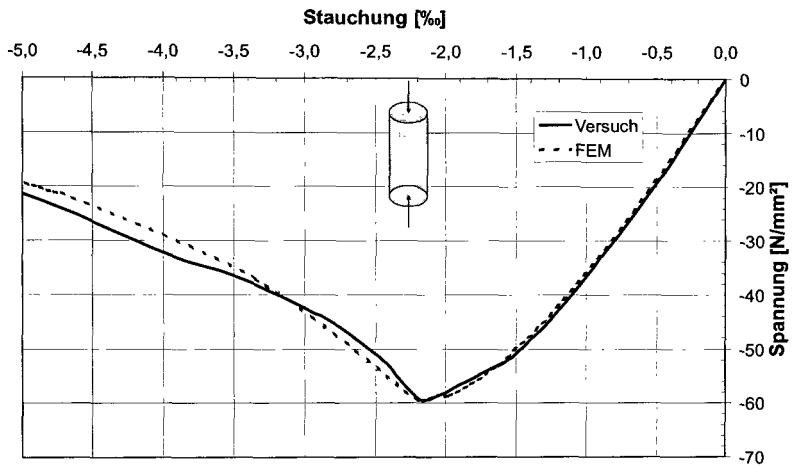


Bild 12.149: Nachrechnung Beton C50/60

12.4.2 SCC60/75

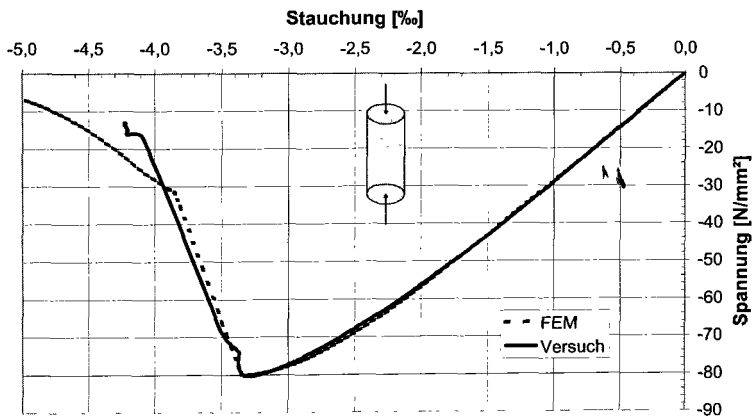


Bild 12.150: Nachrechnung Beton SCC60/75

12.4.3 C50/60 L2,8/2,0

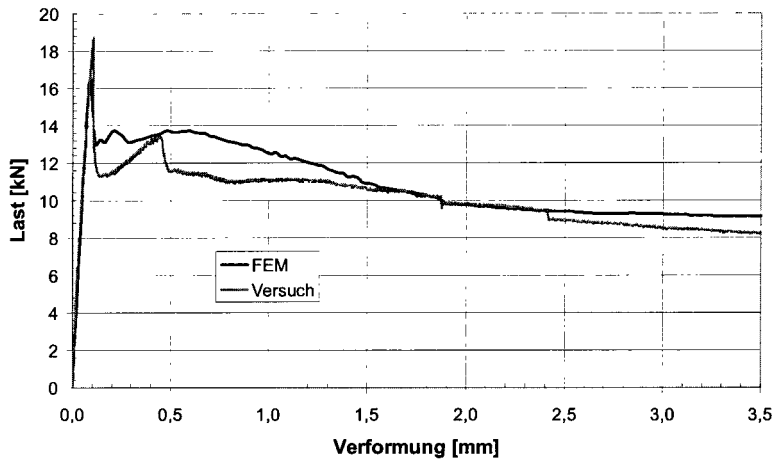


Bild 12.151: Nachrechnung Stahlfaserbeton C50/60 L2,8/2,0

12.4.4 C50/60 L4,0/1,2

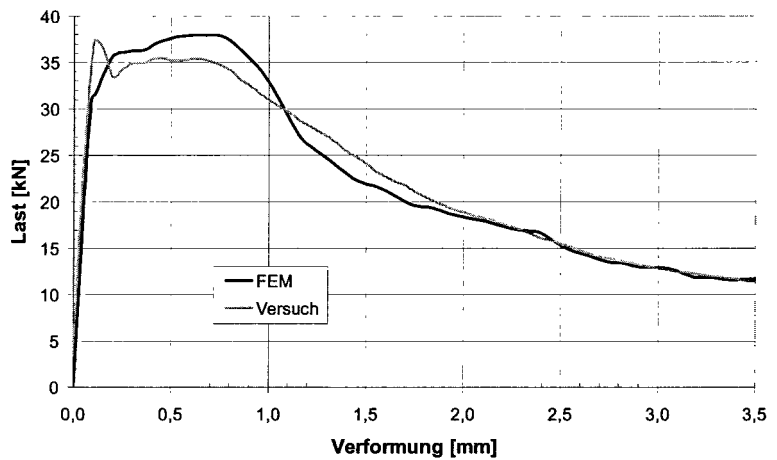


Bild 12.152: Nachrechnung Stahlfaserbeton C50/60 L4,0/1,2

12.5 Eingabedateien FEM**12.5.1 Stahlfaserbeton SCC60/75 L3,2/2,8**

YOUNG 3.650000E+10
POISON 2.000000E-01
DENSIT 2.500000E+03
TOTCRK FIXED
TENCRCV MULTLN
TENPAR .0 .0 4380000 0.12e-3 846000 0.24e-3 846000 3.5e-3 .0 56.1e-3
COMCRV THOREN
COMSTR 5.780000E+07
REDCRV VC1993
CNFCRV VECCHI
SHRCRV CONSTA
BETA 1.400000E-01

12.5.2 Beton B95 (Zink SV-1)

YOUNG 4.280000E+10
POISON 2.000000E-01
DENSIT 2.500000E+03
TOTCRK FIXED
TENCRV HORDYK
TENSTR 4.960000E+06
GF1 1.430000E+02
COMCRV THOREN
COMSTR 9.360000E+07
REDCRV VC1993
CNFCRV VECCHI
SHRCRV CONSTA
BETA 1.000000E-02

12.5.3 Spannstahl St1570/1770

YOUNG 1.950000E+11
DENSIT 7.850000E+03
YIELD VMISES
YLDVAL 1727000000
HARDEN STRAIN
HARDIA 1727000000 .0 1947000000 0.025

12.5.4 Betonstahl BSt 500

YOUNG 2.000000E+11
DENSIT 7.850000E+03
YIELD VMISES
YLDVAL 550000000
HARDEN STRAIN
HARDIA 550000000 .0 567000000 0.025

12.5.5 Berechnungsanweisung

```
*FILOS
INITIA
*INPUT
*NONLIN
BEGIN EXECUT
  BEGIN ITERAT
    CONVER ENERGY
    LINESE
    MAXITE 50
  END ITERAT
  BEGIN START
    BEGIN INITIA
      BEGIN STRESS
        BEGIN INPUT
          FACTOR 1.0
          LOAD 1
        END INPUT
      END STRESS
    END INITIA
    STEPS
  END START
END EXECUT
BEGIN EXECUT
  BEGIN ITERAT
    CONVER ENERGY
    LINESE
    MAXITE 50
  END ITERAT
  LOAD LOADNR 2
END EXECUT
BEGIN EXECUT
  BEGIN ITERAT
    CONVER ENERGY
    LINESE
    MAXITE 150
  END ITERAT
  BEGIN LOAD
    LOADNR 3
  BEGIN STEPS
    BEGIN EXPLIC
      ARCLEN
      SIZES 0.01(100)
    END EXPLIC
  END STEPS
  END LOAD
END EXECUT
BEGIN OUTPUT
  FILE "i-binder"
  TEXT "New block"
  DISPLA
  FORCE
  FORCE EXTERN
  PRESSU
```


STATUS CRACK
STRAIN
STRAIN CRACK
STRESS
STRESS CRACK
STRESS TOTAL CAUCHY LOCAL INTPNT
END OUTPUT
*END

12.6 Versuchsnachrechnungen

In diesem Abschnitt werden die Last-Verformungskurven von Versuchen mit denen aus der FE-Berechnung verglichen. Für die vom Verfasser durchgeführten Versuche erfolgte der Vergleich der Last-Verformungskurven bereits im Abschnitt 12.2.2. Im Folgenden werden daher nur die Versuche von Rosenbusch [105] und Zink [135] aufgeführt.

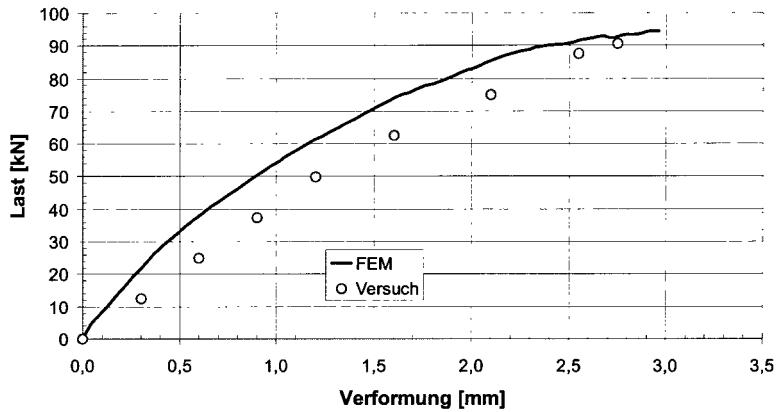


Bild 12.153: Vergleich der Last-Verformungskurven in Balkenmitte Versuch – FEM des Balkens 1.2/1 von Rosenbusch [105]

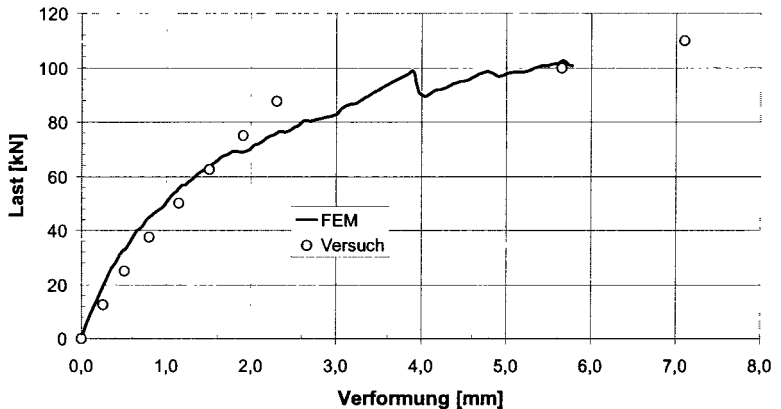


Bild 12.154: Vergleich der Last-Verformungskurven in Balkenmitte Versuch – FEM des Balkens 1.2/2 von Rosenbusch [105]

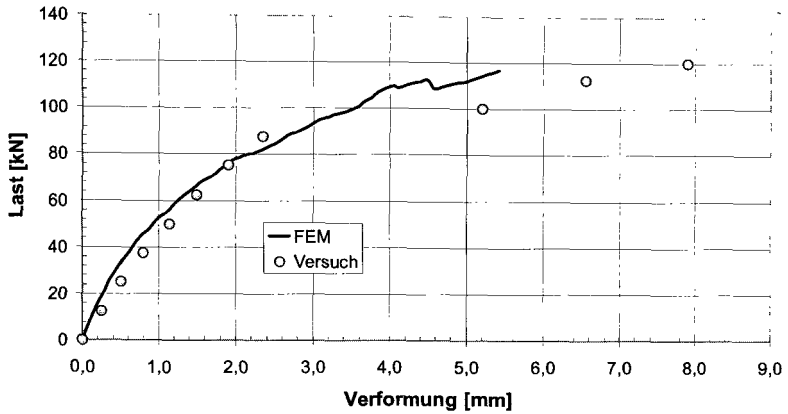


Bild 12.155: Vergleich der Last-Verformungskurven in Balkenmitte Versuch – FEM des Balkens 1.2/3 von Rosenbusch [105]

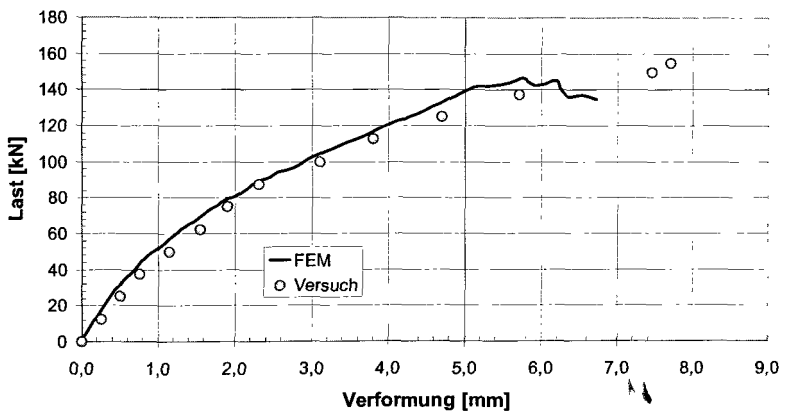


Bild 12.156: Vergleich der Last-Verformungskurven in Balkenmitte Versuch – FEM des Balkens 1.2/4 von Rosenbusch [105]

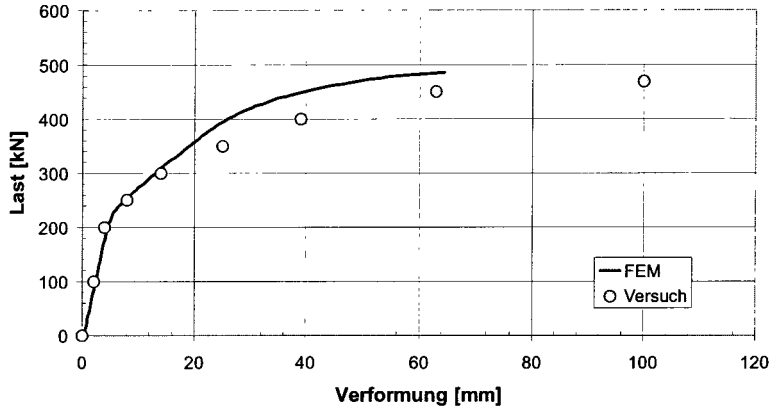


Bild 12.157: Vergleich der Last-Verformungskurven in Balkenmitte Versuch – FEM des Balkens SV-1 von Zink [135]

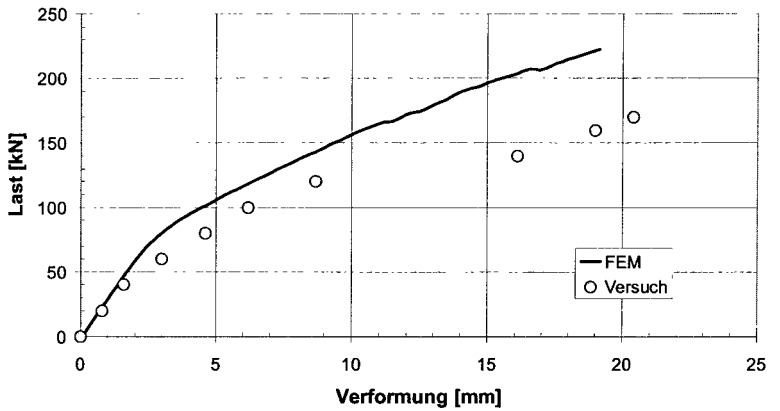


Bild 12.158: Vergleich der Last-Verformungskurven in Balkenmitte Versuch – FEM des Balkens SV-2 von Zink [135]

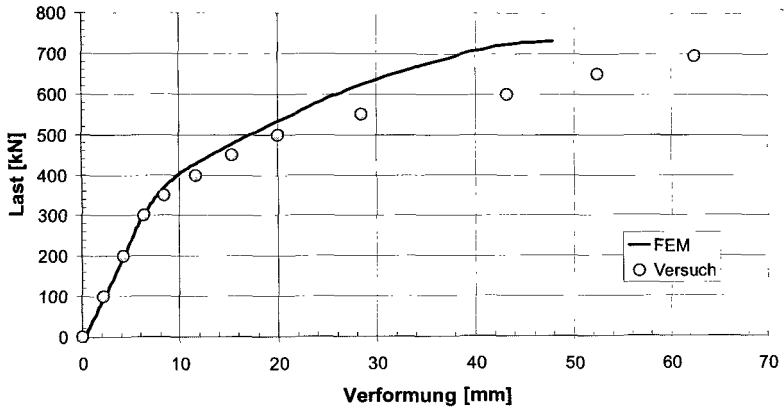


Bild 12.159: Vergleich der Last-Verformungskurven in Balkenmitte Versuch – FEM des Balkens SV-3 von Zink [135]

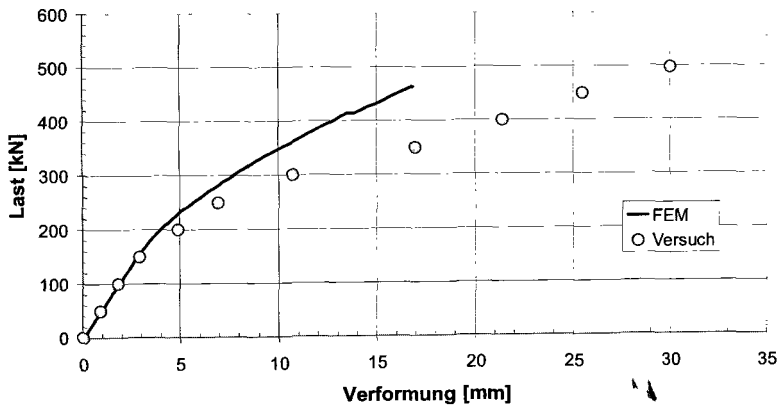


Bild 12.160: Vergleich der Last-Verformungskurven in Balkenmitte Versuch – FEM des Balkens SV-4 von Zink [135]

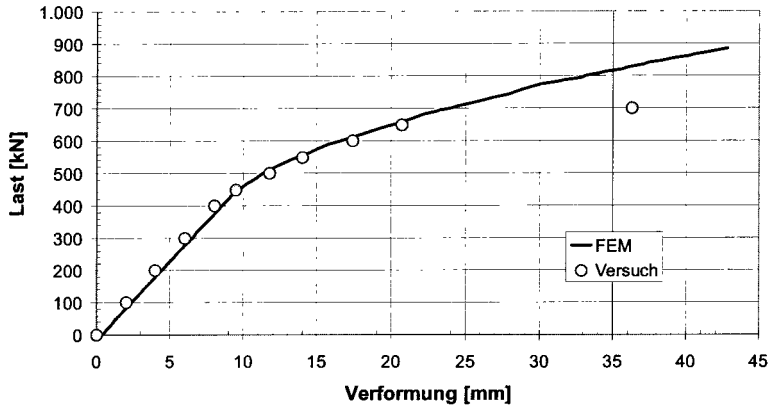


Bild 12.161: Vergleich der Last-Verformungskurven in Balkenmitte Versuch – FEM des Balkens SV-5 von Zink [135]

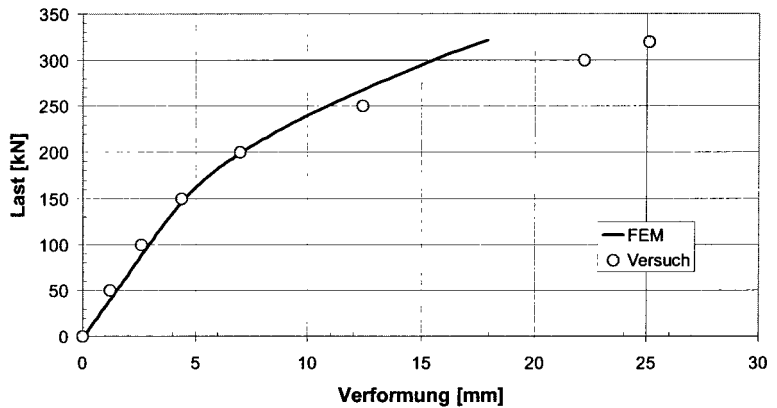


Bild 12.162: Vergleich der Last-Verformungskurven in Balkenmitte Versuch – FEM des Balkens SV-6 von Zink [135]

12.7 Parameterstudienresultate

Zunächst werden für den in Abschnitt 8.2.3.4.6 entwickelten Schubbemessungsansatz für diverse Parameter die Berechnungsergebnisse dieses Ansatzes mit den FE-Ergebnissen verglichen. Auf eine entsprechende Darstellung für die Biegebemessungsansätze wird aufgrund der sehr guten erzielten Übereinstimmung mit den FE-Ergebnissen verzichtet.

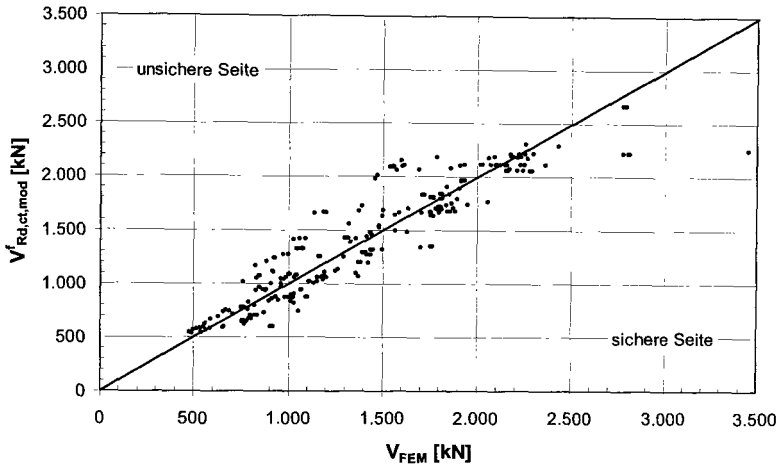


Bild 12.163: Vergleich der Schubtragfähigkeiten FEM mit dem Ansatz nach Gl. (8.26)

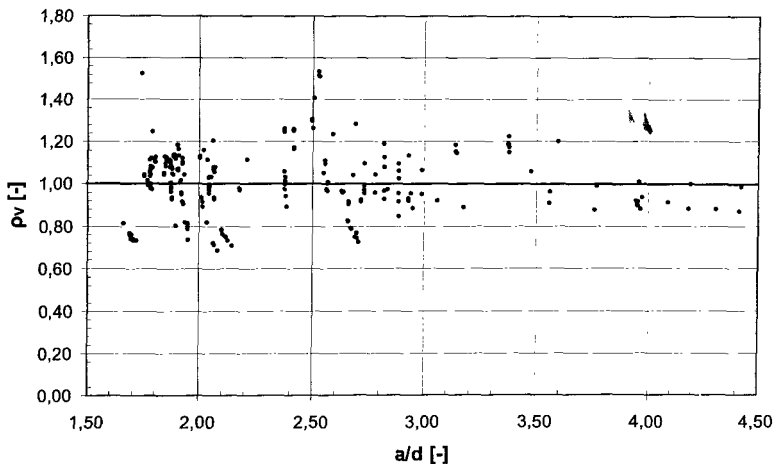


Bild 12.164: Übereinstimmungsgrad ρ_v in Abhängigkeit von der Schubslankheit

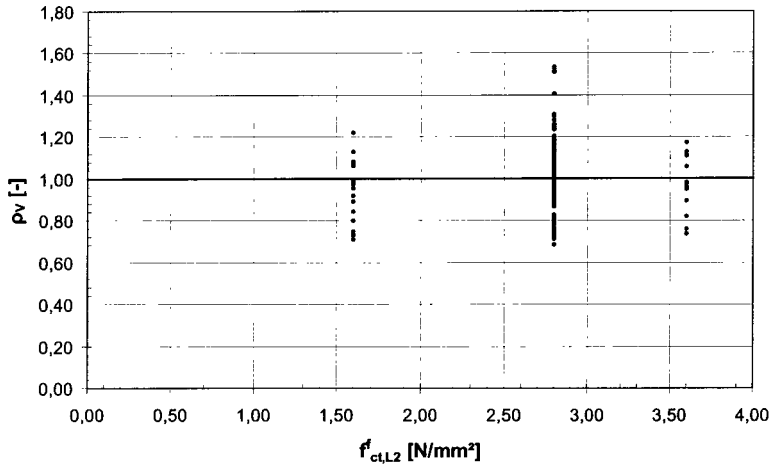


Bild 12.165: Übereinstimmungsgrad ρ_v in Abhängigkeit von der Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons bei Verformung 2

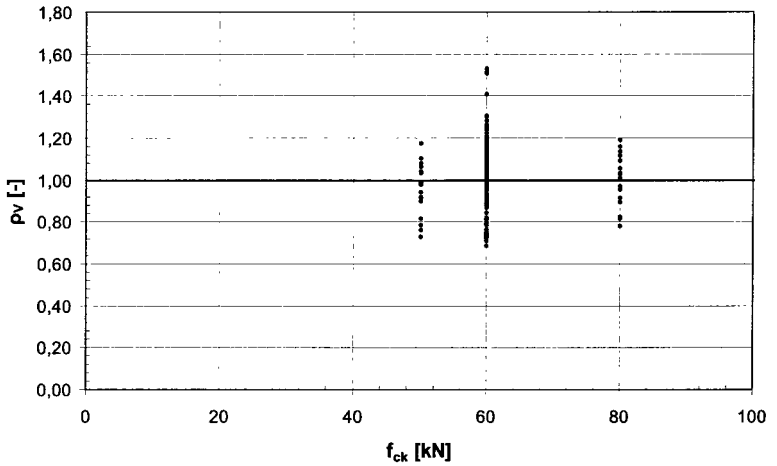


Bild 12.166: Übereinstimmungsgrad ρ_v in Abhängigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit

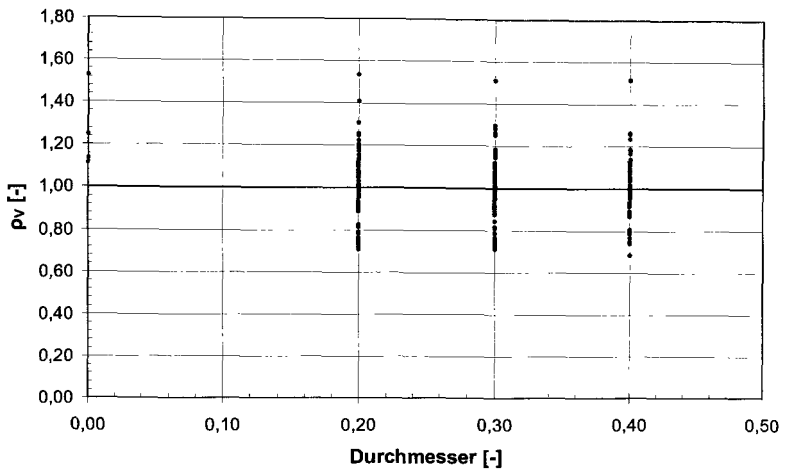


Bild 12.167: Übereinstimmungsgrad ρ_v in Abhängigkeit vom auf die Bauteilhöhe bezogenen Aussparungsdurchmesser in der Zone C

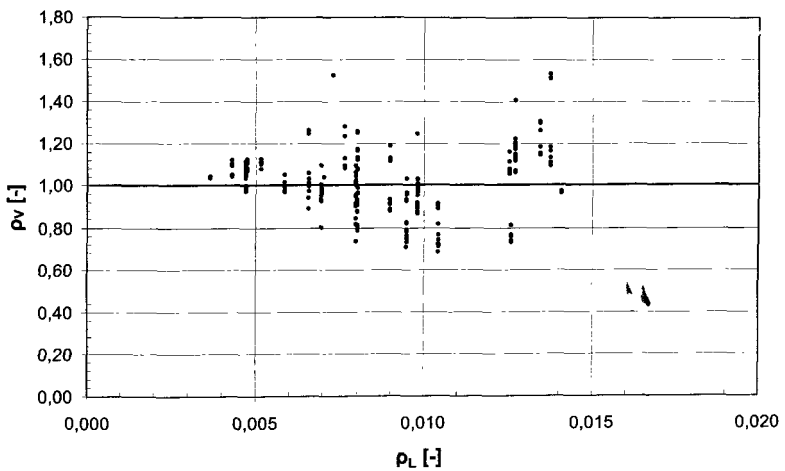


Bild 12.168: Übereinstimmungsgrad ρ_v in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad

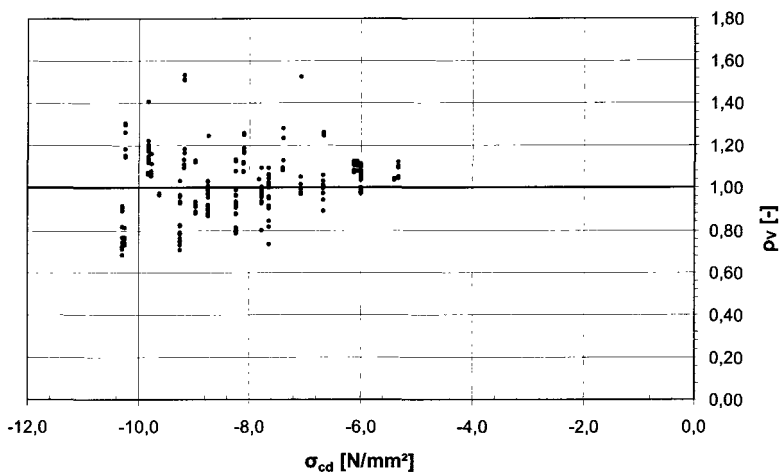


Bild 12.169: Übereinstimmungsgrad ρ_v in Abhängigkeit von der Vorspannung

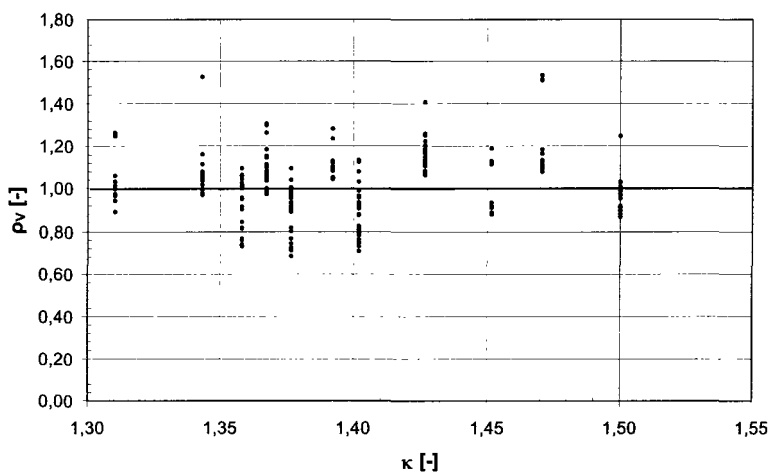


Bild 12.170: Übereinstimmungsgrad ρ_v in Abhängigkeit vom Maßstabeffekt

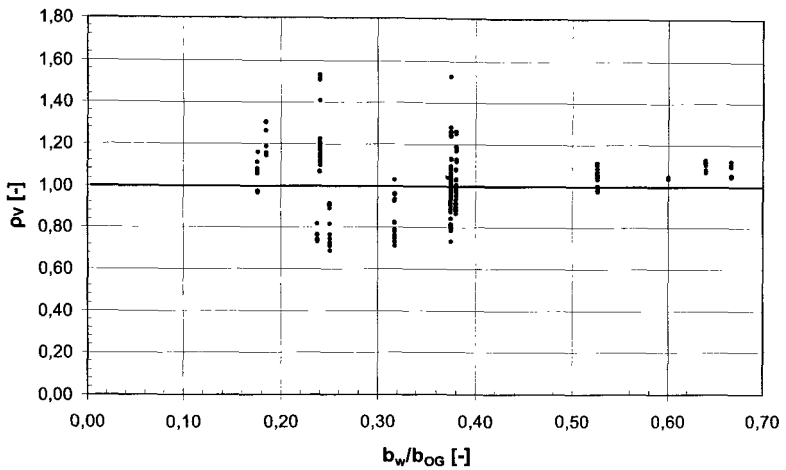


Bild 12.171: Übereinstimmungsgrad ρ_v in Abhängigkeit von der auf die Obergurtbreite bezogenen Stegbreite

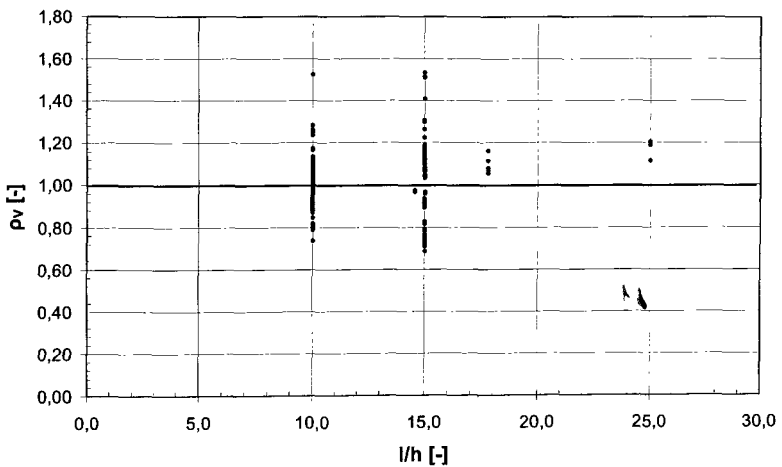


Bild 12.172: Übereinstimmungsgrad ρ_v in Abhängigkeit von der Biegeschlankheit

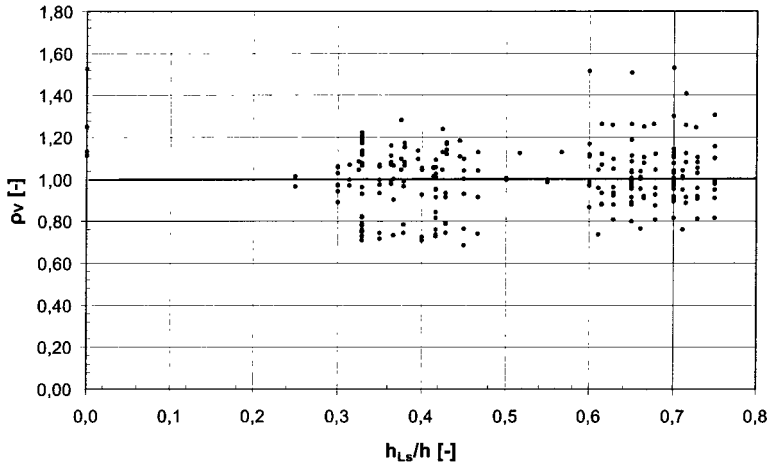


Bild 12.173: Übereinstimmungsgrad ρ_V in Abhängigkeit von der auf die Bauteilhöhe bezogenen Aussparungshöhe

In Tabelle 12.29 sind alle Berechnungsergebnisse der FE-Parameterstudie enthalten. V_{FEM} gibt dabei die erreichte Traglast in der jeweiligen Berechnung an. Die geometrischen Bezeichnungen werden in Bild 12.174 bis Bild 12.176 erläutert. Alle Balken in der nachfolgenden FE-Datenbank enthielten einen Spannstahl mit einer Querschnittsfläche von $0,93 \text{ cm}^2$. Die Spannritzen der Balken mit einer Bauteilhöhe von $2,20 \text{ m}$ wiesen jedoch eine Querschnittsfläche von $1,023 \text{ cm}^2$ auf.

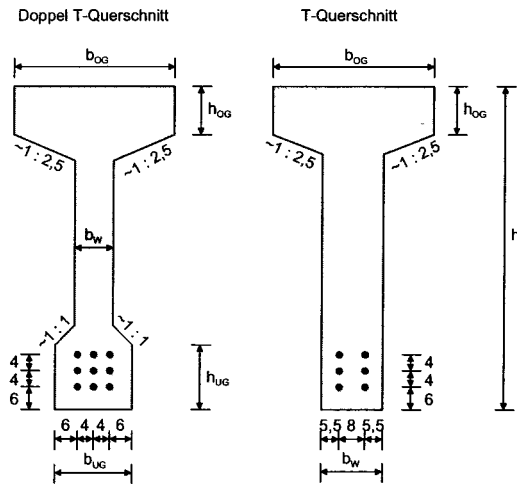


Bild 12.174: Querschnittsbezeichnungen für Tabelle 12.29

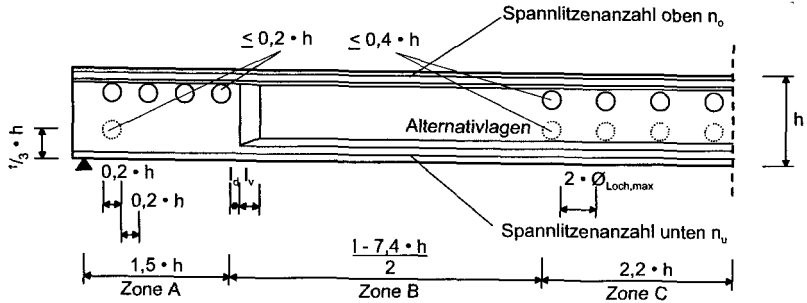


Bild 12.175: Bezeichnungen für Tabelle 12.29 bei Bindern mit Doppel-T-Querschnitt

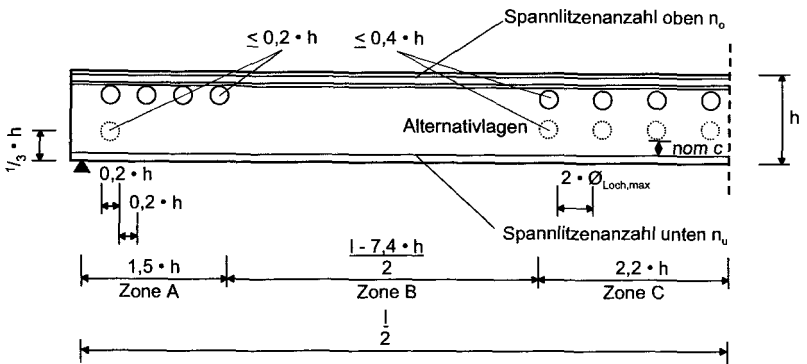


Bild 12.176: Bezeichnungen für Tabelle 12.29 bei Bindern mit T-Querschnitt

Tabelle 12.29: FE-Berechnungsdatenbank

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{ls}	∅	f _{ck}	f _{of,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	2,80	4	16	0,80	1.701
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	2,80	4	16	1,60	1.188
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	2,80	4	16	2,20	918
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	2,80	4	16	4,10	572
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	2,80	4	16	6,30	386
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	2,80	4	16	7,50	319
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,40	0,20	60	2,80	4	16	0,80	1.589
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,40	0,20	60	2,80	4	16	1,60	799
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,40	0,20	60	2,80	4	16	2,20	653
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,40	0,20	60	2,80	4	16	4,10	573
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,40	0,20	60	2,80	4	16	6,30	384
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,40	0,20	60	2,80	4	16	7,50	329
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,65	0,30	60	2,80	4	16	0,80	1.690

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{dL2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,65	0,30	60	2,80	4	16	1,60	1.182
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,65	0,30	60	2,80	4	16	2,20	904
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,65	0,30	60	2,80	4	16	4,10	576
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,65	0,30	60	2,80	4	16	5,90	406
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,65	0,30	60	2,80	4	16	7,50	315
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,45	0,30	60	2,80	4	16	0,80	1.544
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,45	0,30	60	2,80	4	16	1,60	833
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,45	0,30	60	2,80	4	16	2,20	660
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,45	0,30	60	2,80	4	16	4,10	571
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,45	0,30	60	2,80	4	16	5,90	407
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,45	0,30	60	2,80	4	16	7,50	320
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,60	0,40	60	2,80	4	16	0,80	1.670
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,60	0,40	60	2,80	4	16	1,60	1.187
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,60	0,40	60	2,80	4	16	2,20	907
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,60	0,40	60	2,80	4	16	4,10	574
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,60	0,40	60	2,80	4	16	6,10	381
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	0,10	0,60	0,40	60	2,80	4	16	7,50	315
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,60	0,40	60	2,80	4	16	0,80	1.553
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,60	0,40	60	2,80	4	16	1,60	821
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,60	0,40	60	2,80	4	16	2,20	661
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,60	0,40	60	2,80	4	16	4,10	571
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,60	0,40	60	2,80	4	16	6,10	387
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,12	0,50	0,32	15,0	0,60	1,30	0,60	0,40	60	2,80	4	16	7,50	330
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	0,96	2.356
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	1,92	1.434
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	2,64	1.051
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	3,64	846
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	6,12	532
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	7,56	438
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	9,00	378
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	0,96	1.920
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	1,92	980
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	3,64	774
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	6,12	527
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	9,00	374
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	0,96	2.324
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	1,92	1.410
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	3,64	846
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	7,08	464
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	9,00	376
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	0,96	1.930

h	d	h _o	h _w	h _u	b _w	b _o	b _u	f	l _v	l _d	h _{l,s}	Ø	f _{ck}	f _{ef,L2}	n _o	n _u	a	V _{FEM}
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	1,92	931
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	3,64	753
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	7,08	470
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	9,00	371
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	0,96	2.324
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	1,92	1.427
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	3,64	846
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	7,32	460
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	9,00	363
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	0,96	1.936
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	1,92	998
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	3,64	769
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	7,32	450
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	9,00	374
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	0,14	1,02	0,20	60	2,80	6	24	1,22	2.532
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	0,14	1,02	0,20	60	2,80	6	24	2,34	1.857
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,12	0,60	0,40	21,0	0,26	0,14	1,02	0,20	60	2,80	6	24	8,82	608
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	0,14	1,02	0,20	60	2,80	6	24	10,50	509
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	1,82	0,46	0,20	60	2,80	6	24	1,22	2.195
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	1,82	0,46	0,20	60	2,80	6	24	2,34	1.754
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,12	0,60	0,40	21,0	0,26	1,82	0,46	0,20	60	2,80	6	24	8,82	618
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	1,82	0,46	0,20	60	2,80	6	24	10,50	524
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	0,14	0,95	0,30	60	2,80	6	24	1,22	2.534
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	0,14	0,95	0,30	60	2,80	6	24	2,34	1.886
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,12	0,60	0,40	21,0	0,26	0,14	0,95	0,30	60	2,80	6	24	8,26	659
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,12	0,60	0,40	21,0	0,26	0,14	0,95	0,30	60	2,80	6	24	10,50	494
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	1,82	0,53	0,30	60	2,80	6	24	1,22	2.215
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	1,82	0,53	0,30	60	2,80	6	24	2,34	1.752
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,12	0,60	0,40	21,0	0,26	1,82	0,53	0,30	60	2,80	6	24	8,26	659
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,12	0,60	0,40	21,0	0,26	1,82	0,53	0,30	60	2,80	6	24	10,50	535
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	0,14	0,88	0,40	60	2,80	6	24	1,22	2.557
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	0,14	0,88	0,40	60	2,80	6	24	2,34	1.844
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,12	0,60	0,40	21,0	0,26	0,14	0,88	0,40	60	2,80	6	24	8,54	536
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,12	0,60	0,40	21,0	0,26	0,14	0,88	0,40	60	2,80	6	24	10,50	464
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	1,82	0,60	0,40	60	2,80	6	24	1,22	2.201
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	21,0	0,26	1,82	0,60	0,40	60	2,80	6	24	2,34	1.751
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,12	0,60	0,40	21,0	0,26	1,82	0,60	0,40	60	2,80	6	24	8,54	606
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,12	0,60	0,40	21,0	0,26	1,82	0,60	0,40	60	2,80	6	24	10,50	528
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	1,28	3.002
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	2,56	2.276
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	3,50	1.763

h	d	h _D	h _w	h _u	b _w	b _o	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	∅	f _{ck}	f _{ct,L2}	n _o	n _u	a	V _{FEM}
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	4,50	1.381
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	10,08	775
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	12,00	625
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,56	0,20	60	2,80	10	30	1,28	2.698
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,56	0,20	60	2,80	10	30	2,56	2.211
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,56	0,20	60	2,80	10	30	3,50	1.964
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,56	0,20	60	2,80	10	30	4,50	1.535
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,39	0,16	0,56	0,20	60	2,80	10	30	10,08	766
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,56	0,20	60	2,80	10	30	12,00	692
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,12	0,30	60	2,80	10	30	1,28	2.983
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,12	0,30	60	2,80	10	30	2,56	2.288
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,12	0,30	60	2,80	10	30	3,50	1.753
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,12	0,30	60	2,80	10	30	4,50	1.369
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,12	0,30	60	2,80	10	30	9,44	768
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,12	0,30	60	2,80	10	30	12,00	584
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,64	0,30	60	2,80	10	30	1,28	2.725
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,64	0,30	60	2,80	10	30	2,56	2.161
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,64	0,30	60	2,80	10	30	3,50	1.953
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,64	0,30	60	2,80	10	30	4,50	1.560
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,39	0,16	0,64	0,30	60	2,80	10	30	9,44	811
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,64	0,30	60	2,80	10	30	12,00	696
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	10	30	1,28	3.091
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	10	30	2,56	2.238
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	10	30	3,50	1.699
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	10	30	4,50	1.418
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	10	30	10,08	706
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	10	30	12,00	601
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,72	0,40	60	2,80	10	30	1,28	2.671
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,72	0,40	60	2,80	10	30	2,56	2.152
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,72	0,40	60	2,80	10	30	3,50	1.953
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,72	0,40	60	2,80	10	30	4,50	1.530
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,39	0,16	0,72	0,40	60	2,80	10	30	10,08	766
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	2,08	0,72	0,40	60	2,80	10	30	12,00	677
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	2,88	2.701
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	12,76	799
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	16,00	684
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,57	0,20	60	2,80	16	32	2,88	1.812
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,57	0,20	60	2,80	16	32	12,76	787
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,57	0,20	60	2,80	16	32	16,00	669
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	1,19	0,30	60	2,80	16	32	2,88	2.718
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	1,19	0,30	60	2,80	16	32	13,48	774

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	i	l _v	l _d	h _{L5}	Ø	f _{ck}	f _{ct,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	1,19	0,30	60	2,80	16	32	16,00	690
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	60	2,80	16	32	2,88	1.812
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	60	2,80	16	32	13,48	756
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	60	2,80	16	32	16,00	674
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	1,10	0,40	60	2,80	16	32	2,88	2.736
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	1,10	0,40	60	2,80	16	32	13,84	757
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	1,10	0,40	60	2,80	16	32	16,00	682
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,75	0,40	60	2,80	16	32	2,88	1.791
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,75	0,40	60	2,80	16	32	13,84	744
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,75	0,40	60	2,80	16	32	16,00	671
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,50	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,60	0,20	60	2,80	10	40	1,76	4.863
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,60	0,20	60	2,80	10	40	4,88	2.848
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,60	0,20	60	2,80	10	40	13,36	1.231
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,60	0,20	60	2,80	10	40	16,00	999
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	2,86	0,55	0,20	60	2,80	10	40	1,76	3.731
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	2,86	0,55	0,20	60	2,80	10	40	4,88	1.748
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	2,86	0,55	0,20	60	2,80	10	40	13,36	1.223
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	2,86	0,55	0,20	60	2,80	10	40	16,00	1.056
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,50	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,49	0,30	60	2,80	10	40	1,76	4.877
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,49	0,30	60	2,80	10	40	4,88	2.819
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,49	0,30	60	2,80	10	40	12,48	1.208
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,49	0,30	60	2,80	10	40	16,00	919
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	2,80	10	40	1,76	3.684
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	2,80	10	40	4,88	1.759
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	2,80	10	40	12,48	1.280
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	2,80	10	40	16,00	1.040
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,50	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	2,80	10	40	1,76	4.854
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	2,80	10	40	4,88	2.850
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	2,80	10	40	12,92	1.244
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	2,80	10	40	16,00	1.081
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	2,86	0,77	0,40	60	2,80	10	40	1,76	3.764
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	2,86	0,77	0,40	60	2,80	10	40	4,88	1.766
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	2,86	0,77	0,40	60	2,80	10	40	12,92	1.229
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	2,86	0,77	0,40	60	2,80	10	40	16,00	1.047
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	-	-	0,00	60	2,80	4	16	0,80	2.109
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	-	-	0,00	60	2,80	4	16	1,60	1.433
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	-	-	0,00	60	2,80	4	16	3,20	736
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	-	-	0,00	60	2,80	4	16	5,00	493
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,70	0,20	60	2,80	4	16	0,80	1.675
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,70	0,20	60	2,80	4	16	1,60	1.198
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,70	0,20	60	2,80	4	16	3,20	719

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{ct1,2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,70	0,20	60	2,80	4	16	5,00	461
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,40	0,20	60	2,80	4	16	0,80	1.536
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,40	0,20	60	2,80	4	16	1,60	1.366
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,40	0,20	60	2,80	4	16	3,20	728
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,40	0,20	60	2,80	4	16	5,00	479
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,65	0,30	60	2,80	4	16	0,80	1.663
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,65	0,30	60	2,80	4	16	1,60	1.188
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,65	0,30	60	2,80	4	16	3,40	645
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,65	0,30	60	2,80	4	16	5,00	451
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,45	0,30	60	2,80	4	16	0,80	1.548
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,45	0,30	60	2,80	4	16	1,60	1.366
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,45	0,30	60	2,80	4	16	3,40	688
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,45	0,30	60	2,80	4	16	5,00	464
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,60	0,40	60	2,80	4	16	0,80	1.684
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,60	0,40	60	2,80	4	16	1,60	1.191
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,60	0,40	60	2,80	4	16	3,60	594
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,60	0,40	60	2,80	4	16	5,00	456
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,50	0,40	60	2,80	4	16	0,80	1.549
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,50	0,40	60	2,80	4	16	1,60	1.360
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,50	0,40	60	2,80	4	16	3,60	619
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,50	0,40	60	2,80	4	16	5,00	451
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	-	-	0,00	60	2,80	4	16	-	992
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,70	0,20	60	2,80	4	16	-	991
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,40	0,20	60	2,80	4	16	-	986
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,65	0,30	60	2,80	4	16	-	990
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,45	0,30	60	2,80	4	16	-	989
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	0,10	0,60	0,40	60	2,80	4	16	-	995
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,20	1,30	0,50	0,40	60	2,80	4	16	-	988
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	6	18	0,72	3.180
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	6	18	1,20	1.995
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	6	18	1,68	1.846
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	6	18	2,64	1.180
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	6	18	3,12	1.013
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	6	18	3,84	831
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	6	18	4,56	706
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	6	18	5,28	617
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	6	18	6,00	550
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	0,48	2.629
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	0,96	2.178
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	1,44	1.691
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	1,92	1.406

h	d	h _o	h _w	h _u	b _w	b _o	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ek}	f _{cf,L2}	n _o	n _u	a	V _{FEM}
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	2,64	1.096
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	3,12	1.000
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	3,84	813
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	4,56	710
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	5,28	579
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	6,00	537
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	0,48	2.658
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	0,96	2.018
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	1,44	1.536
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	1,92	1.102
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	2,64	1.024
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	3,12	1.019
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	3,84	822
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	4,56	692
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	5,28	612
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	6,00	541
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	0,48	2.647
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	0,96	2.264
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	1,44	1.731
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	1,92	1.398
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	2,64	1.090
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	3,12	1.012
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	4,08	761
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	5,28	599
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,80	0,30	60	2,80	6	18	6,00	544
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	0,48	2.678
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	0,96	2.000
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	1,44	1.582
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	1,92	1.107
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	2,64	1.022
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	3,12	1.021
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	4,08	790
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	5,28	606
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,46	0,30	60	2,80	6	18	6,00	582
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	0,48	2.655
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	0,96	2.200
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	1,44	1.721
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,32	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	1,92	1.391
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	2,64	1.099
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	3,12	996
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	4,32	632

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{Ls}	Ø	f _{ck}	f _{ct,LL2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	5,28	528
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,74	0,40	60	2,80	6	18	6,00	482
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	0,48	2.650
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	0,96	2.038
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	1,44	1.499
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	1,92	1.150
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	2,64	1.017
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	3,12	1.017
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	4,32	737
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	5,28	643
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,52	0,40	60	2,80	6	18	6,00	534
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	6	18	-	1.104
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	0,12	0,86	0,20	60	2,80	6	18	-	1.100
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	12,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	-	1.101
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	-	-	0,00	60	2,80	6	24	2,60	1.954
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	-	-	0,00	60	2,80	6	24	3,64	1.423
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	-	-	0,00	60	2,80	6	24	4,76	1.107
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	-	-	0,00	60	2,80	6	24	7,00	791
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	1,02	0,20	60	2,80	6	24	1,22	2.425
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	1,02	0,20	60	2,80	6	24	2,34	1.807
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	1,02	0,20	60	2,80	6	24	3,64	1.391
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	1,02	0,20	60	2,80	6	24	4,48	1.122
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	1,02	0,20	60	2,80	6	24	5,32	887
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	1,02	0,20	60	2,80	6	24	6,16	801
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	1,02	0,20	60	2,80	6	24	7,00	734
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,46	0,20	60	2,80	6	24	1,22	2.309
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,46	0,20	60	2,80	6	24	2,34	1.435
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,46	0,20	60	2,80	6	24	3,64	1.391
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,46	0,20	60	2,80	6	24	4,48	1.151
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,46	0,20	60	2,80	6	24	5,32	964
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,46	0,20	60	2,80	6	24	6,16	847
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,46	0,20	60	2,80	6	24	7,00	748
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,95	0,30	60	2,80	6	24	1,22	2.476
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,95	0,30	60	2,80	6	24	2,34	1.793
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,95	0,30	60	2,80	6	24	3,50	1.322
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,95	0,30	60	2,80	6	24	4,76	1.000
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,95	0,30	60	2,80	6	24	6,02	752
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,95	0,30	60	2,80	6	24	7,00	699
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,53	0,30	60	2,80	6	24	1,22	2.317
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,53	0,30	60	2,80	6	24	2,34	1.449
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,53	0,30	60	2,80	6	24	3,50	1.368

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{ct,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,53	0,30	60	2,80	6	24	4,76	1.086
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,53	0,30	60	2,80	6	24	6,02	867
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,53	0,30	60	2,80	6	24	7,00	738
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,88	0,40	60	2,80	6	24	1,22	2.462
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,40	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,88	0,40	60	2,80	6	24	2,34	1.801
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,88	0,40	60	2,80	6	24	3,36	1.349
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,88	0,40	60	2,80	6	24	5,04	891
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,88	0,40	60	2,80	6	24	6,02	785
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,88	0,40	60	2,80	6	24	7,00	746
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,60	0,40	60	2,80	6	24	1,22	2.289
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,60	0,40	60	2,80	6	24	2,34	1.494
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,60	0,40	60	2,80	6	24	3,36	1.355
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,60	0,40	60	2,80	6	24	5,04	1.002
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,60	0,40	60	2,80	6	24	6,02	864
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,60	0,40	60	2,80	6	24	7,00	735
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	-	-	0,00	60	2,80	6	24	-	1.511
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	1,02	0,20	60	2,80	6	24	-	1.558
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,95	0,20	60	2,80	6	24	-	1.549
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	0,14	0,88	0,30	60	2,80	6	24	-	1.552
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,46	0,30	60	2,80	6	24	-	1.497
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,53	0,40	60	2,80	6	24	-	1.508
1,40	1,30	0,19	0,96	0,25	0,23	0,60	0,40	14,0	0,26	1,82	0,60	0,40	60	2,80	6	24	-	1.514
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	-	-	0,00	60	2,80	10	30	2,56	2.360
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	-	-	0,00	60	2,80	10	30	4,16	1.776
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	-	-	0,00	60	2,80	10	30	6,08	1.247
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	-	-	0,00	60	2,80	10	30	8,00	973
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	1,28	2.900
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	2,56	2.097
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	4,16	1.632
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	5,12	1.421
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	6,08	1.234
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	7,04	1.011
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	8,00	934
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,56	0,20	60	2,80	10	30	1,28	2.620
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,56	0,20	60	2,80	10	30	2,56	2.247
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,56	0,20	60	2,80	10	30	4,16	1.752
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,56	0,20	60	2,80	10	30	5,12	1.445
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,56	0,20	60	2,80	10	30	6,08	1.232
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,56	0,20	60	2,80	10	30	7,04	1.074
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,56	0,20	60	2,80	10	30	8,00	940
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,12	0,30	60	2,80	10	30	1,28	2.888

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{d,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,12	0,30	60	2,80	10	30	2,56	2.071
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,12	0,30	60	2,80	10	30	4,00	1.673
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,12	0,30	60	2,80	10	30	5,44	1.228
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,12	0,30	60	2,80	10	30	7,04	961
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,12	0,30	60	2,80	10	30	8,00	925
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,64	0,30	60	2,80	10	30	1,28	2.519
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,64	0,30	60	2,80	10	30	2,56	2.227
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,64	0,30	60	2,80	10	30	4,00	1.804
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,64	0,30	60	2,80	10	30	5,44	1.359
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,64	0,30	60	2,80	10	30	7,04	1.080
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,64	0,30	60	2,80	10	30	8,00	940
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	10	30	1,28	2.909
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	10	30	2,56	2.108
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	10	30	3,84	1.772
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	10	30	5,76	1.113
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	10	30	7,04	991
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	10	30	8,00	963
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,72	0,40	60	2,80	10	30	1,28	2.582
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,72	0,40	60	2,80	10	30	2,56	2.118
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,72	0,40	60	2,80	10	30	3,84	1.894
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,72	0,40	60	2,80	10	30	5,76	1.286
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,72	0,40	60	2,80	10	30	7,04	1.081
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,72	0,40	60	2,80	10	30	8,00	967
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	-	-	0,00	60	2,80	10	30	-	1.885
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,20	0,20	60	2,80	10	30	-	1.871
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,56	0,20	60	2,80	10	30	-	1.869
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,12	0,30	60	2,80	10	30	-	1.868
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,64	0,30	60	2,80	10	30	-	1.880
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	10	30	-	1.863
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	2,08	0,72	0,40	60	2,80	10	30	-	1.865
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	18,0	0,36	-	-	0,00	60	2,80	16	32	1,26	5.075
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	18,0	0,36	-	-	0,00	60	2,80	16	32	2,88	3.045
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	-	-	0,00	60	2,80	16	32	3,62	2.442
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	-	-	0,00	60	2,80	16	32	4,68	1.928
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	-	-	0,00	60	2,80	16	32	6,84	1.385
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	-	-	0,00	60	2,80	16	32	7,74	1.245
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	-	-	0,00	60	2,80	16	32	9,00	1.101
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	0,72	4.784
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	1,44	3.809
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	2,16	3.120
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	2,88	2.785

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{ct,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	3,62	2.390
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	4,68	1.939
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	5,76	1.605
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	6,84	1.375
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	7,92	1.212
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	9,00	1.094
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,57	0,20	60	2,80	16	32	0,72	4.520
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,57	0,20	60	2,80	16	32	1,44	3.394
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,57	0,20	60	2,80	16	32	2,16	2.639
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,57	0,20	60	2,80	16	32	2,88	2.188
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,57	0,20	60	2,80	16	32	3,62	1.913
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,57	0,20	60	2,80	16	32	4,68	1.903
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,57	0,20	60	2,80	16	32	5,76	1.579
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,57	0,20	60	2,80	16	32	6,84	1.364
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,57	0,20	60	2,80	16	32	7,92	1.199
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,57	0,20	60	2,80	16	32	9,00	1.079
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,19	0,30	60	2,80	16	32	0,72	4.823
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,19	0,30	60	2,80	16	32	1,44	3.844
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,19	0,30	60	2,80	16	32	2,16	3.105
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,19	0,30	60	2,80	16	32	2,88	2.772
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,19	0,30	60	2,80	16	32	3,62	2.422
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,19	0,30	60	2,80	16	32	4,68	1.933
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,19	0,30	60	2,80	16	32	6,48	1.446
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,19	0,30	60	2,80	16	32	7,92	1.211
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,19	0,30	60	2,80	16	32	9,00	1.087
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,66	0,30	60	2,80	16	32	0,72	4.492
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,66	0,30	60	2,80	16	32	1,44	3.413
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,66	0,30	60	2,80	16	32	2,16	2.595
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,66	0,30	60	2,80	16	32	2,88	2.179
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,66	0,30	60	2,80	16	32	3,62	1.931
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,66	0,30	60	2,80	16	32	4,68	1.910
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,66	0,30	60	2,80	16	32	6,48	1.442
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,66	0,30	60	2,80	16	32	7,92	1.200
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,66	0,30	60	2,80	16	32	9,00	1.091
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,10	0,40	60	2,80	16	32	1,44	3.942
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,10	0,40	60	2,80	16	32	2,88	2.793
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,10	0,40	60	2,80	16	32	4,32	2.085
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,10	0,40	60	2,80	16	32	6,84	1.361
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,36	0,18	1,10	0,40	60	2,80	16	32	9,00	1.086
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,75	0,40	60	2,80	16	32	1,44	3.452
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,75	0,40	60	2,80	16	32	2,88	2.228

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _L	∅	f _{ck}	f _{ct,1,2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,75	0,40	60	2,80	16	32	4,32	1.890
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,75	0,40	60	2,80	16	32	6,84	1.371
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,27	0,18	0,75	0,40	60	2,80	16	32	9,00	1.088
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,50	0,80	0,50	22,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	10	40	1,76	5.144
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	10	40	4,88	3.096
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	10	40	8,58	1.873
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	10	40	11,00	1.512
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,50	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,60	0,20	60	2,80	10	40	1,76	4.638
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,60	0,20	60	2,80	10	40	4,88	2.774
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,60	0,20	60	2,80	10	40	8,36	1.814
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,60	0,20	60	2,80	10	40	11,00	1.448
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,55	0,20	60	2,80	10	40	1,76	4.022
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,55	0,20	60	2,80	10	40	4,88	2.250
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,55	0,20	60	2,80	10	40	8,36	1.890
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,55	0,20	60	2,80	10	40	11,00	1.479
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,50	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,49	0,30	60	2,80	10	40	1,76	4.595
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,49	0,30	60	2,80	10	40	4,88	2.809
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,49	0,30	60	2,80	10	40	7,48	1.949
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,49	0,30	60	2,80	10	40	11,00	1.470
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	2,80	10	40	1,76	3.997
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	2,80	10	40	4,88	2.292
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	2,80	10	40	7,48	2.075
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	2,80	10	40	11,00	1.476
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,50	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	2,80	10	40	1,76	4.658
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	2,80	10	40	4,88	2.801
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	2,80	10	40	7,92	1.921
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	2,80	10	40	11,00	1.487
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,77	0,40	60	2,80	10	40	1,76	4.081
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,77	0,40	60	2,80	10	40	4,88	2.217
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,77	0,40	60	2,80	10	40	7,92	1.969
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,77	0,40	60	2,80	10	40	11,00	1.492
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	-	-	0,00	60	2,80	10	40	-	2.880
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,60	0,20	60	2,80	10	40	-	2.844
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	1,60	0,20	60	2,80	10	40	-	2.761
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,49	0,30	60	2,80	10	40	-	2.850
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	1,60	0,30	60	2,80	10	40	-	2.771
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	2,80	10	40	-	2.890
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	1,60	0,40	60	2,80	10	40	-	2.654
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	1,02	0,20	60	2,80	6	24	1,22	1.830
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	1,02	0,20	60	2,80	6	24	2,34	1.293
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	1,02	0,20	60	2,80	6	24	3,08	1.038

h	d	h _o	h _w	h _u	b _w	b _o	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	∅	f _{ck}	f _{ef,L2}	n _o	n _u	a	V _{FEM}
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	1,02	0,20	60	2,80	6	24	8,82	573
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	1,02	0,20	60	2,80	6	24	10,50	494
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	2,80	6	24	1,22	1.484
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	2,80	6	24	2,34	928
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	2,80	6	24	3,08	848
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	2,80	6	24	8,82	574
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	2,80	6	24	10,50	492
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,95	0,30	60	2,80	6	24	1,22	1.819
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,95	0,30	60	2,80	6	24	2,34	1.159
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,95	0,30	60	2,80	6	24	3,08	1.038
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,95	0,30	60	2,80	6	24	8,26	608
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,95	0,30	60	2,80	6	24	10,50	494
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,53	0,30	60	2,80	6	24	1,22	1.420
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,53	0,30	60	2,80	6	24	2,34	921
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,53	0,30	60	2,80	6	24	3,08	843
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,53	0,30	60	2,80	6	24	8,26	607
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,53	0,30	60	2,80	6	24	10,50	494
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,88	0,40	60	2,80	6	24	1,22	1.855
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,88	0,40	60	2,80	6	24	2,34	1.167
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,88	0,40	60	2,80	6	24	3,08	1.044
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,88	0,40	60	2,80	6	24	8,54	591
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,88	0,40	60	2,80	6	24	10,50	493
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	6	24	1,22	1.432
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	6	24	2,34	920
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	6	24	3,08	844
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	6	24	8,54	588
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	6	24	10,50	495
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,20	0,20	60	2,80	10	30	1,28	2.391
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,20	0,20	60	2,80	10	30	2,56	1.373
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,20	0,20	60	2,80	10	30	3,52	1.307
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,20	0,20	60	2,80	10	30	10,08	721
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,20	0,20	60	2,80	10	30	12,00	620
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	10	30	1,28	2.026
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	10	30	2,56	1.200
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	10	30	3,52	1.055
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	10	30	10,08	719
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	10	30	12,00	618
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	1,28	2.412
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	2,56	1.374
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	3,52	1.295
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	9,44	747

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{dL2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	12,00	621
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,64	0,30	60	2,80	10	30	1,28	2.021
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,64	0,30	60	2,80	10	30	2,56	1.186
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,64	0,30	60	2,80	10	30	3,52	1.026
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,64	0,30	60	2,80	10	30	9,44	766
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,64	0,30	60	2,80	10	30	12,00	621
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,04	0,40	60	2,80	10	30	1,28	2.304
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,04	0,40	60	2,80	10	30	2,56	1.503
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,04	0,40	60	2,80	10	30	3,52	1.312
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,04	0,40	60	2,80	10	30	10,08	709
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	1,04	0,40	60	2,80	10	30	12,00	650
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,72	0,40	60	2,80	10	30	1,28	1.995
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,72	0,40	60	2,80	10	30	2,56	1.137
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,72	0,40	60	2,80	10	30	3,52	1.085
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,72	0,40	60	2,80	10	30	10,08	726
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,19	0,76	-	24,0	-	-	0,72	0,40	60	2,80	10	30	12,00	623
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	0,72	1.592
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	2,16	1.602
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	11,34	933
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	13,50	801
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	0,72	1.616
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	2,16	1.543
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	11,34	939
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	13,50	804
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	0,72	1.616
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	2,16	1.613
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	10,62	989
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	13,50	809
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	60	2,80	8	40	0,72	1.603
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	60	2,80	8	40	2,16	1.537
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	60	2,80	8	40	10,62	991
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	60	2,80	8	40	13,50	802
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	1,10	0,40	60	2,80	8	40	0,72	1.594
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	1,10	0,40	60	2,80	8	40	2,16	1.553
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	1,10	0,40	60	2,80	8	40	10,98	953
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	1,10	0,40	60	2,80	8	40	13,50	812
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	8	40	0,72	1.601
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	8	40	2,16	1.556
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	8	40	10,98	962
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	8	40	13,50	804
0,40	0,30	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	-	0,00	60	2,80	2	6	0,75	344

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{ct,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
0,40	0,30	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	-	0,00	60	2,80	2	6	1,05	247
0,40	0,30	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	-	0,00	60	2,80	2	6	1,80	145
0,40	0,30	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	-	0,00	60	2,80	2	6	3,50	82
0,40	0,30	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	-	0,00	60	2,80	2	6	-	160
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	-	0,00	60	2,80	4	16	1,00	1.196
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	-	0,00	60	2,80	4	16	1,40	1.030
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	-	0,00	60	2,80	4	16	2,20	916
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	-	0,00	60	2,80	4	16	2,60	768
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	-	0,00	60	2,80	4	16	3,40	604
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	-	0,00	60	2,80	4	16	5,00	449
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	60	2,80	4	16	0,80	1.077
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	60	2,80	4	16	1,60	748
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	60	2,80	4	16	3,20	533
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	60	2,80	4	16	5,00	409
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,50	0,20	60	2,80	4	16	0,80	1.104
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,50	0,20	60	2,80	4	16	1,60	771
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,50	0,20	60	2,80	4	16	3,20	589
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,50	0,20	60	2,80	4	16	5,00	403
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,65	0,30	60	2,80	4	16	0,80	1.075
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,65	0,30	60	2,80	4	16	1,60	752
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,65	0,30	60	2,80	4	16	3,40	499
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,65	0,30	60	2,80	4	16	5,00	400
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,55	0,30	60	2,80	4	16	0,80	1.106
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,55	0,30	60	2,80	4	16	1,60	762
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,55	0,30	60	2,80	4	16	3,40	565
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,55	0,30	60	2,80	4	16	5,00	401
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	4	16	0,80	1.074
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	4	16	1,60	748
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	4	16	3,60	475
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	4	16	5,00	411
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	4	16	0,80	1.103
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	4	16	1,60	762
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	4	16	3,60	540
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	4	16	5,00	419
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	-	0,00	60	2,80	4	16	-	817
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	60	2,80	4	16	-	786
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,50	0,20	60	2,80	4	16	-	850
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,65	0,30	60	2,80	4	16	-	781
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,55	0,30	60	2,80	4	16	-	850
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	4	16	-	785
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	4	16	-	850

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{ct,1,2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	-	0,00	60	2,80	6	18	2,45	1.143
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	-	0,00	60	2,80	6	18	3,60	795
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	-	0,00	60	2,80	6	18	4,56	628
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	-	0,00	60	2,80	6	18	6,00	512
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,86	0,20	60	2,80	6	18	0,96	1.543
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,86	0,20	60	2,80	6	18	1,92	863
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,86	0,20	60	2,80	6	18	3,12	657
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,86	0,20	60	2,80	6	18	4,56	626
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,86	0,20	60	2,80	6	18	6,00	483
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	6	18	0,96	1.579
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	6	18	1,92	1.068
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	6	18	3,12	900
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	6	18	4,56	629
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	6	18	6,00	477
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,80	0,30	60	2,80	6	18	0,96	1.565
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,80	0,30	60	2,80	6	18	1,92	863
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,80	0,30	60	2,80	6	18	3,00	687
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,80	0,30	60	2,80	6	18	4,08	627
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,80	0,30	60	2,80	6	18	5,28	540
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,80	0,30	60	2,80	6	18	6,00	481
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,62	0,30	60	2,80	6	18	0,96	1.555
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,62	0,30	60	2,80	6	18	1,92	1.063
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,62	0,30	60	2,80	6	18	3,00	934
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,62	0,30	60	2,80	6	18	4,08	694
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,62	0,30	60	2,80	6	18	5,28	538
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,62	0,30	60	2,80	6	18	6,00	482
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,74	0,40	60	2,80	6	18	0,96	1.562
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,74	0,40	60	2,80	6	18	1,92	881
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,74	0,40	60	2,80	6	18	2,88	666
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,74	0,40	60	2,80	6	18	4,32	588
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,74	0,40	60	2,80	6	18	5,28	544
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,74	0,40	60	2,80	6	18	6,00	482
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,68	0,40	60	2,80	6	18	0,96	1.564
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,68	0,40	60	2,80	6	18	1,92	1.066
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,68	0,40	60	2,80	6	18	2,88	969
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,68	0,40	60	2,80	6	18	4,32	650
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,68	0,40	60	2,80	6	18	5,28	543
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,68	0,40	60	2,80	6	18	6,00	489
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	-	0,00	60	2,80	6	18	-	978
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,86	0,20	60	2,80	6	18	-	947
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	6	18	-	956

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{ct,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,80	0,30	60	2,80	6	18	-	929
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,62	0,30	60	2,80	6	18	-	957
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,74	0,40	60	2,80	6	18	-	947
1,20	0,98	0,18	1,02	-	0,19	0,50	-	12,0	-	-	0,68	0,40	60	2,80	6	18	-	948
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	-	0,00	60	2,80	6	24	1,40	1.874
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	-	0,00	60	2,80	6	24	3,64	1.179
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	-	0,00	60	2,80	6	24	4,76	1.025
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	-	0,00	60	2,80	6	24	7,00	744
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	1,02	0,20	60	2,80	6	24	1,22	1.169
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	1,02	0,20	60	2,80	6	24	2,34	1.079
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	1,02	0,20	60	2,80	6	24	3,64	956
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	1,02	0,20	60	2,80	6	24	4,48	906
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	1,02	0,20	60	2,80	6	24	5,32	860
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	1,02	0,20	60	2,80	6	24	6,16	786
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	1,02	0,20	60	2,80	6	24	7,00	745
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,46	0,20	60	2,80	6	24	1,22	1.193
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,46	0,20	60	2,80	6	24	2,34	1.041
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,46	0,20	60	2,80	6	24	3,64	970
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,46	0,20	60	2,80	6	24	4,48	959
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,46	0,20	60	2,80	6	24	5,32	914
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,46	0,20	60	2,80	6	24	6,16	791
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,46	0,20	60	2,80	6	24	7,00	742
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,95	0,30	60	2,80	6	24	2,34	1.073
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,95	0,30	60	2,80	6	24	3,50	985
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,95	0,30	60	2,80	6	24	4,76	847
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,95	0,30	60	2,80	6	24	6,02	728
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,95	0,30	60	2,80	6	24	7,00	690
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,53	0,30	60	2,80	6	24	2,34	1.042
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,53	0,30	60	2,80	6	24	3,50	1.028
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,53	0,30	60	2,80	6	24	4,76	957
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,53	0,30	60	2,80	6	24	6,02	803
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,53	0,30	60	2,80	6	24	7,00	742
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,88	0,40	60	2,80	6	24	1,22	1.174
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,88	0,40	60	2,80	6	24	2,34	1.069
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,88	0,40	60	2,80	6	24	3,36	1.008
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,88	0,40	60	2,80	6	24	5,04	826
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,88	0,40	60	2,80	6	24	6,02	770
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,88	0,40	60	2,80	6	24	7,00	735
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	6	24	1,22	1.166
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	6	24	2,34	1.051
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	6	24	3,36	998

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{Ls}	Ø	f _{ck}	f _{ct,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	6	24	5,04	877
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	6	24	6,02	790
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,60	0,40	60	2,80	6	24	7,00	741
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	-	0,00	60	2,80	6	24	-	1.399
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	1,02	0,20	60	2,80	6	24	-	1.148
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,23	0,60	-	14,0	-	-	0,46	0,20	60	2,80	6	24	-	1.199
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	-	0,00	60	2,80	10	30	1,60	2.733
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	-	0,00	60	2,80	10	30	3,52	1.905
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	-	0,00	60	2,80	10	30	4,16	1.625
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	-	0,00	60	2,80	10	30	5,44	1.276
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	-	0,00	60	2,80	10	30	8,00	899
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,20	0,20	60	2,80	10	30	1,28	2.704
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,20	0,20	60	2,80	10	30	2,56	1.803
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,20	0,20	60	2,80	10	30	4,16	1.351
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,20	0,20	60	2,80	10	30	5,12	1.330
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,20	0,20	60	2,80	10	30	6,08	1.122
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,20	0,20	60	2,80	10	30	7,04	1.013
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,20	0,20	60	2,80	10	30	8,00	901
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	10	30	1,28	2.224
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	10	30	2,56	1.717
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	10	30	4,16	1.648
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	10	30	5,12	1.360
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	10	30	6,08	1.157
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	10	30	7,04	1.005
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	10	30	8,00	888
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	1,28	2.744
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	2,56	1.854
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	4,00	1.410
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	5,44	1.212
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	7,04	967
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	8,00	892
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,64	0,30	60	2,80	10	30	1,28	2.207
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,64	0,30	60	2,80	10	30	2,56	1.706
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,64	0,30	60	2,80	10	30	4,00	1.708
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,64	0,30	60	2,80	10	30	5,44	1.284
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,64	0,30	60	2,80	10	30	7,04	1.006
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,64	0,30	60	2,80	10	30	8,00	888
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	2,80	10	30	1,28	2.828
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	2,80	10	30	2,56	1.811
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	2,80	10	30	3,84	1.431
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	2,80	10	30	5,76	1.201

h	d	h _o	h _w	h _u	b _w	b _o	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{ct,L2}	n _o	n _u	a	V _{FEM}
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	2,80	10	30	7,04	1.000
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	2,80	10	30	8,00	943
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,72	0,40	60	2,80	10	30	1,28	2.222
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,72	0,40	60	2,80	10	30	2,56	1.711
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,72	0,40	60	2,80	10	30	3,84	1.624
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,72	0,40	60	2,80	10	30	5,76	1.196
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,72	0,40	60	2,80	10	30	7,04	1.011
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,72	0,40	60	2,80	10	30	8,00	901
1,80	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	-	0,00	60	2,80	10	30	-	1.704
1,80	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,20	0,20	60	2,80	10	30	-	1.773
1,80	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,56	0,20	60	2,80	10	30	-	1.795
1,80	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	-	1.780
1,80	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,64	0,30	60	2,80	10	30	-	1.796
1,80	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	2,80	10	30	-	1.777
1,80	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	0,72	0,40	60	2,80	10	30	-	1.778
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	-	0,00	60	2,80	8	40	1,80	3.202
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	-	0,00	60	2,80	8	40	3,96	2.430
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	-	0,00	60	2,80	8	40	4,68	2.158
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	-	0,00	60	2,80	8	40	5,40	1.889
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	-	0,00	60	2,80	8	40	7,56	1.389
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	-	0,00	60	2,80	8	40	9,00	1.188
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	0,72	3.513
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	1,44	3.174
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	2,16	2.566
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	2,88	2.154
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	3,96	1.814
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	4,68	1.563
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	5,76	1.493
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	6,84	1.381
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	7,92	1.321
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	9,00	1.166
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	0,72	3.043
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	1,44	2.661
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	2,16	2.212
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	2,88	1.911
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	3,96	1.806
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	4,68	1.753
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	5,76	1.744
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	6,84	1.513
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	7,92	1.316
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	9,00	1.174

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{d,1,2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	0,72	3.482
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	1,44	3.143
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	2,16	2.649
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	2,88	2.145
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	3,96	1.804
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	4,50	1.587
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	6,12	1.430
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	7,74	1.251
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	9,00	1.125
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	2,80	8	40	0,72	3.020
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	2,80	8	40	1,44	2.605
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	2,80	8	40	2,16	2.266
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	2,80	8	40	2,88	2.019
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	2,80	8	40	4,50	1.707
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	2,80	8	40	6,12	1.682
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	2,80	8	40	7,74	1.341
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	2,80	8	40	9,00	1.164
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,10	0,40	60	2,80	8	40	0,72	3.207
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,10	0,40	60	2,80	8	40	1,44	3.082
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,10	0,40	60	2,80	8	40	2,16	2.520
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,10	0,40	60	2,80	8	40	2,88	2.028
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,10	0,40	60	2,80	8	40	4,32	1.633
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,10	0,40	60	2,80	8	40	6,48	1.447
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,10	0,40	60	2,80	8	40	7,74	1.214
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,10	0,40	60	2,80	8	40	9,00	1.107
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	8	40	0,72	3.023
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	8	40	1,44	2.600
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	8	40	2,16	2.280
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	8	40	2,88	1.935
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	8	40	4,32	1.780
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	8	40	6,48	1.545
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	8	40	7,74	1.296
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	8	40	9,00	1.177
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	-	0,00	60	2,80	8	40	-	2.261
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,28	0,20	60	2,80	8	40	-	2.257
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,19	0,30	60	2,80	8	40	-	2.177
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	1,10	0,40	60	2,80	8	40	-	2.114
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,66	0,20	60	2,80	8	40	-	2.279
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	2,80	8	40	-	2.302
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	8	40	-	2.299
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	-	0,00	60	2,80	2	2	0,75	159

h	d	h _o	h _w	h _u	b _w	b _o	b _u	l	l _v	l _d	h _{ls}	Ø	f _{ck}	f _{ct,L2}	n _o	n _u	a	V _{FEM}
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	-	0,00	60	2,80	2	2	1,05	115
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	-	0,00	60	2,80	2	2	3,50	42
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	60	2,80	2	2	0,90	137
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	60	2,80	2	2	2,32	59
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	60	2,80	2	2	3,50	43
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	-	0,00	60	2,80	2	2	-	84
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	60	2,80	2	2	-	77
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,50	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	2,80	8	32	1,76	4.716
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	2,80	8	32	4,88	2.427
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	2,80	8	32	12,92	1.073
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	2,80	8	32	16,00	905
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	6	18	12,00	469
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	6	20	12,00	513
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	8	22	12,00	500
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	8	24	12,00	500
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	6	16	4,50	883
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	6	16	10,08	476
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,14	0,76	0,40	24,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	2,80	6	16	12,00	427
1,60	1,41	0,19	1,41		0,28	0,76		24,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	3,52	1.563
1,60	1,41	0,19	1,41		0,28	0,76		24,0	-	-	1,12	0,30	60	2,80	10	30	10,08	744
1,80	1,68	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	1,26	3.870
1,80	1,68	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	2,16	3.247
1,80	1,68	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	2,88	3.016
1,80	1,68	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	3,62	2.456
1,80	1,68	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	4,68	1.918
1,80	1,68	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	5,58	1.655
1,80	1,68	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	7,74	1.236
1,80	1,68	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	9,00	1.086
1,80	1,68	0,26	1,25	0,30	0,25	0,80	0,48	18,0	0,72	0,18	1,28	0,20	60	2,80	16	32	4,68	1.933
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,48	0,80	0,48	18,0	0,72	-	-	0,00	60	2,80	8	40	1,26	5.113
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	-	-	0,00	60	2,80	8	40	2,88	3.449
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	-	-	0,00	60	2,80	8	40	3,62	3.005
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	-	-	0,00	60	2,80	8	40	4,68	2.343
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	-	-	0,00	60	2,80	8	40	6,84	1.656
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	-	-	0,00	60	2,80	8	40	7,74	1.482
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,30	0,80	0,48	18,0	0,72	-	-	0,00	60	2,80	8	40	9,00	1.303
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80		18,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	6	32	9,00	1.017
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80		18,0	-	-	0,84	0,40	60	2,80	4	24	9,00	831
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	50	2,80	4	16	0,80	1.708
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	50	2,80	4	16	1,60	1.172

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{L5}	Ø	f _{ck}	f _{ct,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	50	2,80	4	16	3,20	724
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	50	2,80	4	16	5,00	458
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	50	2,80	4	16	-	995
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	80	2,80	4	16	0,80	1.793
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	80	2,80	4	16	1,60	1.247
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	80	2,80	4	16	3,20	745
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	80	2,80	4	16	5,00	479
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	80	2,80	4	16	-	1.016
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	50	2,80	6	18	0,96	1.800
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	50	2,80	6	18	1,92	913
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	50	2,80	6	18	3,64	754
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	50	2,80	6	18	6,12	537
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	50	2,80	6	18	9,00	381
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	80	2,80	6	18	0,96	2.017
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	80	2,80	6	18	1,92	1.027
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	80	2,80	6	18	3,64	802
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	80	2,80	6	18	6,12	546
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	80	2,80	6	18	9,00	392
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	50	2,80	10	30	1,28	2.900
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	50	2,80	10	30	2,56	2.169
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	50	2,80	10	30	3,84	1.685
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	50	2,80	10	30	5,76	1.076
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	50	2,80	10	30	7,04	962
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	50	2,80	10	30	8,00	954
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	50	2,80	10	30	-	1.857
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	80	2,80	10	30	1,28	3.271
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	80	2,80	10	30	2,56	2.260
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	80	2,80	10	30	3,84	1.851
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	80	2,80	10	30	5,76	1.154
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	80	2,80	10	30	7,04	1.020
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	80	2,80	10	30	8,00	986
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	80	2,80	10	30	-	1.908
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	50	2,80	16	32	2,88	1.800
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	50	2,80	16	32	13,48	757
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	50	2,80	16	32	16,00	673
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	80	2,80	16	32	2,88	2.051
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	80	2,80	16	32	13,48	771
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	80	2,80	16	32	16,00	677
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	50	2,80	10	40	1,76	4.344
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	50	2,80	10	40	4,88	2.058
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	50	2,80	10	40	7,48	2.014

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{ct,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	50	2,80	10	40	11,00	1.457
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	80	2,80	10	40	1,76	4.478
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	80	2,80	10	40	4,88	2.428
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	80	2,80	10	40	7,48	2.108
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	80	2,80	10	40	11,00	1.498
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,50	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	50	2,80	8	32	1,76	4.058
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	50	2,80	8	32	4,88	2.320
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	50	2,80	8	32	12,92	994
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	50	2,80	8	32	16,00	909
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,50	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	80	2,80	8	32	1,76	4.772
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	80	2,80	8	32	4,88	2.453
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	80	2,80	8	32	12,92	1.087
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	80	2,80	8	32	16,00	892
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	50	2,80	2	2	0,94	123
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	50	2,80	2	2	1,25	96
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	50	2,80	2	2	-	72
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	80	2,80	2	2	0,94	126
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	80	2,80	2	2	1,25	98
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	80	2,80	2	2	-	76
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	2,80	4	16	0,80	993
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	2,80	4	16	1,60	783
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	2,80	4	16	3,20	517
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	2,80	4	16	5,00	397
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	2,80	4	16	-	773
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	2,80	4	16	0,80	1.292
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	2,80	4	16	1,60	819
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	2,80	4	16	3,20	550
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	2,80	4	16	5,00	422
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	2,80	4	16	-	805
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	50	2,80	6	24	1,22	1.380
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	50	2,80	6	24	2,34	882
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	50	2,80	6	24	3,08	828
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	50	2,80	6	24	8,82	576
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	50	2,80	6	24	10,50	494
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	80	2,80	6	24	1,22	1.501
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	80	2,80	6	24	2,34	997
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	80	2,80	6	24	3,08	915
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	80	2,80	6	24	8,82	584
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	80	2,80	6	24	10,50	497
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	50	2,80	10	30	1,28	2.840
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	50	2,80	10	30	2,56	1.768

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{Ls}	Ø	f _{ck}	f _{cd,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	50	2,80	10	30	3,84	1.440
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	50	2,80	10	30	5,76	1.184
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	50	2,80	10	30	7,04	971
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	50	2,80	10	30	8,00	936
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	50	2,80	10	30	-	1.798
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	80	2,80	10	30	1,28	3.342
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	80	2,80	10	30	2,56	1.907
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	80	2,80	10	30	3,84	1.480
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	80	2,80	10	30	5,76	1.231
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	80	2,80	10	30	7,04	1.029
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	80	2,80	10	30	8,00	947
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	80	2,80	10	30	-	1.823
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	50	2,80	8	40	0,72	2.905
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	50	2,80	8	40	1,44	2.436
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	50	2,80	8	40	2,16	2.101
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	50	2,80	8	40	2,88	1.692
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	50	2,80	8	40	4,50	1.495
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	50	2,80	8	40	6,12	1.457
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	50	2,80	8	40	7,74	1.340
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	50	2,80	8	40	9,00	1.163
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	50	2,80	8	40	-	2.244
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	80	2,80	8	40	0,72	3.520
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	80	2,80	8	40	1,44	3.045
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	80	2,80	8	40	2,16	2.636
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	80	2,80	8	40	2,88	2.210
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	80	2,80	8	40	4,50	1.873
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	80	2,80	8	40	6,12	1.707
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	80	2,80	8	40	7,74	1.367
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	80	2,80	8	40	9,00	1.196
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	80	2,80	8	40	-	2.355
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	50	2,80	8	40	0,72	1.841
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	50	2,80	8	40	2,16	1.572
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	50	2,80	8	40	10,62	996
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	50	2,80	8	40	13,50	797
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	80	2,80	8	40	0,72	2.008
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	80	2,80	8	40	2,16	1.784
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	80	2,80	8	40	10,62	1.011
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	80	2,80	8	40	13,50	821
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	1,60	4	16	0,80	1.604
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	1,60	4	16	1,60	1.131
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	1,60	4	16	3,20	693

h'	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{ct,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	1,60	4	16	5,00	435
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	1,60	4	16	-	981
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	3,60	4	16	0,80	1.738
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	3,60	4	16	1,60	1.258
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	3,60	4	16	3,20	724
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	3,60	4	16	5,00	473
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	3,60	4	16	-	999
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	1,60	6	18	0,96	1.555
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	1,60	6	18	1,92	897
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	1,60	6	18	3,64	764
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	1,60	6	18	6,12	531
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	1,60	6	18	9,00	372
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	3,60	6	18	0,96	1.988
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	3,60	6	18	1,92	1.017
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	3,60	6	18	3,64	790
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	3,60	6	18	6,12	537
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	18,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	3,60	6	18	9,00	386
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	10	30	1,28	2.813
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	10	30	2,56	1.915
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	10	30	3,84	1.709
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	10	30	5,76	968
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	10	30	7,04	897
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	10	30	8,00	902
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	10	30	-	1.818
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	10	30	1,28	2.994
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	10	30	2,56	2.174
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	10	30	3,84	1.847
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	10	30	5,76	1.112
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	10	30	7,04	1.022
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	10	30	8,00	967
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	10	30	-	1.857
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	60	1,60	16	32	2,88	1.770
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	60	1,60	16	32	13,48	751
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	60	1,60	16	32	16,00	665
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	60	3,60	16	32	2,88	1.944
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	60	3,60	16	32	13,48	761
1,80	1,70	0,26	1,25	0,30	0,14	0,80	0,48	32,0	0,72	0,18	0,66	0,30	60	3,60	16	32	16,00	673
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	1,60	10	40	1,76	3.801
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	1,60	10	40	4,88	1.859
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	1,60	10	40	7,48	1.865
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	1,60	10	40	11,00	1.387

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{ct,12}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	3,60	10	40	1,76	4.456
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	3,60	10	40	4,88	2.252
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	3,60	10	40	7,48	2.057
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	3,60	10	40	11,00	1.475
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,50	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	1,60	8	32	1,76	4.294
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	1,60	8	32	4,88	2.085
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	1,60	8	32	12,92	926
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	1,60	8	32	16,00	858
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,50	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	3,60	8	32	1,76	4.609
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	3,60	8	32	4,88	2.302
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	3,60	8	32	12,92	1.074
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,14	0,80	0,50	32,0	0,30	0,22	1,38	0,40	60	3,60	8	32	16,00	928
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	60	1,60	2	2	0,94	121
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	60	1,60	2	2	1,25	93
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	60	1,60	2	2	-	72
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	60	3,60	2	2	0,94	126
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	60	3,60	2	2	1,25	96
0,40	0,34	0,16	0,24	-	0,19	0,30	-	7,0	-	-	0,18	0,20	60	3,60	2	2	-	74
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	1,60	4	16	0,80	778
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	1,60	4	16	1,60	703
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	1,60	4	16	3,20	490
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	1,60	4	16	-	737
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	3,60	4	16	0,80	1.087
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	3,60	4	16	1,60	789
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	3,60	4	16	3,20	563
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	3,60	4	16	5,00	417
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	3,60	4	16	-	850
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	1,60	6	24	1,22	1.335
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	1,60	6	24	2,34	826
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	1,60	6	24	3,08	757
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	1,60	6	24	8,82	570
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	1,60	6	24	10,50	485
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	3,60	6	24	1,22	1.544
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	3,60	6	24	2,34	973
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	3,60	6	24	3,08	914
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	3,60	6	24	8,82	575
1,40	1,24	0,19	1,21	-	0,19	0,60	-	21,0	-	-	0,46	0,20	60	3,60	6	24	10,50	494
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	10	30	1,28	2.058
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	10	30	2,56	1.384
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	10	30	3,84	1.329

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{d,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	10	30	5,76	1.208
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	10	30	7,04	923
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	10	30	8,00	871
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	10	30	-	1.764
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	10	30	1,28	2.685
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	10	30	2,56	1.839
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	10	30	3,84	1.480
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	10	30	5,76	1.203
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	10	30	7,04	1.062
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	10	30	8,00	953
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	10	30	-	1.789
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	8	40	0,72	2.845
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	8	40	1,44	2.371
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	8	40	2,16	2.030
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	8	40	2,88	1.456
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	8	40	4,50	1.317
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	8	40	6,12	1.384
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	8	40	7,74	1.322
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	8	40	9,00	1.116
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	8	40	-	1.719
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	8	40	0,72	3.050
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	8	40	1,44	2.732
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	8	40	2,16	2.353
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	8	40	2,88	2.091
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	8	40	4,50	1.834
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	8	40	6,12	1.677
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	8	40	7,74	1.360
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	8	40	9,00	1.197
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	8	40	-	2.312
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	8	40	0,72	1.537
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	8	40	2,16	1.472
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	8	40	10,62	926
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	8	40	13,50	777
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	8	40	0,72	1.655
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	8	40	2,16	1.595
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	8	40	10,62	973
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,19	0,80	-	27,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	8	40	13,50	790
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	1,60	2	4	0,80	788
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	1,60	2	4	1,60	415
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	1,60	2	4	3,20	224
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	1,60	2	4	5,00	186

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{ctL2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	1,60	2	4	-	298
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	3,60	2	4	0,80	849
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,32	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	3,60	2	4	1,60	442
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	3,60	2	4	3,20	241
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	3,60	2	4	5,00	176
1,00	0,90	0,17	0,60	0,23	0,19	0,50	0,32	10,0	0,60	0,10	0,70	0,20	60	3,60	2	4	-	317
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	2	8	1,28	1.082
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	2	8	2,56	830
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	2	8	3,84	575
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	2	8	5,76	422
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	2	8	7,04	369
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	2	8	8,00	353
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	1,60	2	8	-	578
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	2	8	1,28	1.087
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,40	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	2	8	2,56	857
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	2	8	3,84	617
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	2	8	5,76	456
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	2	8	7,04	397
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	2	8	8,00	375
1,60	1,48	0,19	1,13	0,28	0,29	0,76	0,40	16,0	0,18	0,16	1,04	0,40	60	3,60	2	8	-	630
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	1,60	2	6	1,76	1.005
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	1,60	2	6	4,88	523
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	1,60	2	6	7,48	419
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	1,60	2	6	11,00	386
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	3,60	2	6	1,76	1.158
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	3,60	2	6	4,88	576
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	3,60	2	6	7,48	457
2,20	2,08	0,30	1,65	0,25	0,30	0,80	0,50	22,0	0,30	2,86	0,66	0,30	60	3,60	2	6	11,00	411
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	1,60	2	4	0,80	680
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	1,60	2	4	1,60	383
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	1,60	2	4	3,20	212
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	1,60	2	4	5,00	153
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	50	1,60	2	4	-	276
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	3,60	2	4	0,80	751
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	3,60	2	4	1,60	406
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	3,60	2	4	3,20	225
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	3,60	2	4	5,00	159
1,00	0,80	0,17	0,83	-	0,19	0,50	-	10,0	-	-	0,70	0,20	80	3,60	2	4	-	296
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	2	8	1,28	1.440
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	2	8	2,56	798
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	2	8	3,84	556

h	d	h ₀	h _w	h _u	b _w	b ₀	b _u	l	l _v	l _d	h _{LS}	Ø	f _{ck}	f _{ct,L2}	n ₀	n _u	a	V _{FEM}
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	2	8	5,76	409
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	2	8	7,04	356
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	2	8	8,00	336
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	1,60	2	8	-	565
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	2	8	1,28	1.536
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	2	8	2,56	823
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	2	8	3,84	583
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	2	8	5,76	436
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	2	8	7,04	376
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	2	8	8,00	361
1,60	1,41	0,19	1,41	-	0,29	0,76	-	16,0	-	-	1,04	0,40	60	3,60	2	8	-	606
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	2	4	0,72	1.180
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	2	4	1,44	677
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	2	4	2,16	501
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	2	4	2,88	410
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	2	4	4,50	317
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	2	4	6,12	272
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	2	4	7,74	248
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	2	4	9,00	238
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	1,60	2	4	-	325
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	2	4	0,72	1.235
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	2	4	1,44	696
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	2	4	2,16	522
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	2	4	2,88	441
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	2	4	4,50	333
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	2	4	6,12	290
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	2	4	7,74	274
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	2	4	9,00	262
1,80	1,56	0,26	1,55	-	0,30	0,80	-	18,0	-	-	0,75	0,30	60	3,60	2	4	-	357
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	30,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	0,96	2.029
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	30,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	1,92	1.011
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	30,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	3,64	773
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	30,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	12,24	300
1,20	1,10	0,18	0,79	0,23	0,12	0,50	0,32	30,0	0,20	1,56	0,40	0,20	60	2,80	6	18	15,00	264
1,20	0,98	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	30,0	-	-	0,40	0,20	60	2,80	6	18	0,96	1.568
1,20	0,98	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	30,0	-	-	0,40	0,20	60	2,80	6	18	1,92	945
1,20	0,98	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	30,0	-	-	0,40	0,20	60	2,80	6	18	2,52	867
1,20	0,98	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	30,0	-	-	0,40	0,20	60	2,80	6	18	12,12	273
1,20	0,98	0,18	0,79	0,23	0,19	0,50	0,32	30,0	-	-	0,40	0,20	60	2,80	6	18	15,00	241

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 1439-3875)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Bibliothek
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

Tel. (05 31) 3 91-54 54
Fax (05 31) 3 91-5900
E-Mail o.dienelt@tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:

Je nach Umfang zwischen € 7 und € 30
(zuzüglich Versandkosten)

Das aktuelle Verzeichnis unter:
www.ibmb.tu-bs.de (→ Bibliothek)

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen
Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feueranriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächen-tragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongüewürfeln und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnberger, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nöltig, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: *Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand.* Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: *Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus.* Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: *Forschungsarbeiten 1978 - 1983.* Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: *Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken.* Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Reiß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Reißbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spann-betonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einschluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zweiachsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Abshalelementen.
Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Vergußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen.
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

Heft 111:

Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

Heft 112:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Heft 113:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Heft 114:

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Heft 115:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Heft 116:

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Heft 117:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

Heft 118:

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorgespannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Heft 119:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

Heft 120:

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

Heft 121:

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6

Heft 122:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

Heft 123:

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

Heft 124:

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Heft 125:

Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-104-9

Heft 126:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten: 14./15.11.1996, Braunschweiger Bauseminar 1996, ISBN 3-89288-105-7

Heft 127:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1990 - 1993, 1996, ISBN 3-89288-106-5

Heft 128:

Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy: Baustoffe in Praxis, Lehre und Forschung, 1997, ISBN 3-89288-107-3

Heft 129:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1994, 1997, ISBN 3-89288-108-1

Heft 130:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1995, 1997, ISBN 3-89288-109-X

Heft 131:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert H.: Trag- und Verformungsverhalten dynamisch beanspruchter Fahrbahnen aus Beton- und Stahlfaserbeton, Forschungsbericht, 1997, ISBN 3-89288-110-3

Heft 132:

Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, 1997
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-111-1

Heft 133:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1997: 7. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 01.-02.10.1997, Kurzreferate, ISBN 3-89288-112-X

Heft 134:

Ameler, J.: Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur, 1997

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-113-8

Heft 135:

Tagung Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk: 06./07.11.1997 in Braunschweig, ISBN 3-89288-114-6

Heft 136:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Innovatives Bauen: 13./14.11.1997, Braunschweiger Bauseminar 1997, ISBN 3-89288-115-4

Heft 137:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1996 - 1997. 1998. ISBN 3-89288-116-2

Heft 138:

Scheibe, M.: Vorhersage des Zeitstandverhaltens unidirektionaler Aramidfaserverbundstäbe in alkalischer Umgebung. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1998. ISBN 3-89288-117-0

Heft 139:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29./30.9.1998 in Braunschweig ; Kurzreferate. 1998. ISBN 3-89288-118-9

Heft 140:

Gutsch, A.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. ISBN 3-89288-119-7

Heft 141:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.] Beton auf neuen Wegen : 12.-13.11.1998 ; Braunschweiger Bauseminar 1998. ISBN 3-89288-120-0

Heft 142:

Betonbau - Forschung, Entwicklung und Anwendung : Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing Horst Falkner am 20.4.1999. 1999.
ISBN 3-89288-121-9

Heft 143:

Teutsch, M ; Klinkert, H.
Leistungsklassen von Stahlfaserbeton.
1999.
ISBN 3-89288-122-7

Heft 144:

Forschungsarbeiten 1995 - 1999. 1999.
ISBN 3-89288-123-5

Heft 145:

Braunschweiger Brandschutztage 1999: 8. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 4.-5. Oktober 1999 in Braunschweig., Kurzreferate. 1999.
ISBN 3-89288-124-3

Heft 146:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im nächsten Jahrtausend : 11.11.-12.11.1999 ; Braunschweiger Bauseminar 1999.
ISBN 3-89288-125-1

Heft 147:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 28./29.3.2000 in Braunschweig; Kurzreferate, 2000.
ISBN 3-89288-126-X

Heft 148:

Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-127-8

Heft 149:

Wigger, H.: Rissbildung in historischem Natursteinmauerwerk : Beobachtung, Versuche und Berechnungsmodelle. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-128-6

Heft 150:

Neubauer, U.: Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstoffaser – Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen. 2000
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-129-4.

Heft 151:

Brandschutz in Chemikalienlagern. 2000.
ISBN 3-89288-130-8

Heft 152:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Trends und Entwicklungen im Bauwesen : 9.-10.11.2000 ; Braunschweiger Bauseminar 2000.
ISBN 3-89288-131-6

Heft 153:

Rostásy, F.S. ; Budelmann, H. [Hrsg.]
Rissbeherrschung massiger Betonbauteile : Bauwerk, Werkstoff, Simulation ; Braunschweig, 20.3.2001.
ISBN 3-89288-132-4

Heft 154:

Krauß, M. ; Hariri, K. ; Rostásy, F.S.
Hydratationsgrad, Ultraschall-Technik zur Beschreibung der Erhärtung, bruchmechanisches Verhalten jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-135-9.

Heft 155:

Gutsch, A. ; Rostásy, F.S.
Spannungs-Dehnungslinie, viskoelastisches Verhalten und autogenes Schwinden jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-136-7

Heft 156:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Spannungsberechnung und Risskriterien für
jungen Beton – Methoden des iBMB : Be-
richt ; Forschungsprojekt der EU (Brite
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-137-5

Heft 157:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Früher Zwang in massigen Sohlplatten :
Bericht ; Forschungsprojekt der EU (Brite
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 4-89288-138-3

Heft 158:

Braunschweiger Brandschutztag 2001: 9.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 1.-2. Oktober 2001 in Braun-
schweig., Kurzreferate. 2001.
ISBN 3-89288-139-1

Heft 159:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im Wandel der Zeit : 8.-9.11.2001 ;
Braunschweiger Bauseminar 2001. 2001.
ISBN 3-89288-140-5.

Heft 160:

Beiträge zum 40. Forschungskolloquium
des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton :
11.-12.10.2001 in Braunschweig. 2001.
ISBN 3-89288-141-3

Heft 161:

Dora, B.: Hydraulisch erhärtende Baustoffe
aus Betonbrechsand – Phasenveränderun-
gen durch Temperaturbehandlung und
Einsatzmöglichkeiten.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2001.
ISBN 3-89288-142-1.

Heft 162:

RO 70 : 50 Jahre Forschung und 25 Disser-
tationen ; Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. zum
70 Geburtstag gewidmet. 2002.
ISBN 3-89288-143-X.

Heft 163:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbau-
ten : 1. und 2. Oktober 2002 in Braun-
schweig ; Kurzreferate.
2002.
ISBN 3-89288-144-8

Heft 164:

Stahlfaserbeton : Ein unberechenbares Ma-
terial? ; 14.-15. November - Braunschwei-
ger Bauseminar 2002.
ISBN 3-89288-145-6

Heft 165:

Niemann, P.
Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus
Beton unter Einwirkungen infolge Last und
Zwang. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.,
2002.
ISBN 3-89288-146-4

Heft 166:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 25. März 2003.
ISBN 3-89288-147-2

H. 167:

Blume, G.W.: Ingenieurmodell zur brand-
schutztechnischen Bemessung von Bautei-
len auf der Basis von experimentell ermit-
telten Verbrennungseffektivitäten. 2003.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2002.
ISBN 3-89288-148-0

H. 168:

Braunschweiger Brandschutztag 2003: 10.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 30.9. - 1.10.2003 in Braunschweig.,
Kurzreferate. 2003.
ISBN 3-89288-149-9

H. 169:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauforschung und -praxis in schwierigen
Zeiten : 13. und 14. November ; Braun-
schweiger Bauseminar 2003.
ISBN 3-89288-150-2

H 170:

Hemmy, O.: Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-151-0

H. 171:

Dehne, M.: Probabilistisches Sicherheitskonzept für die brandschutztechnische Bemessung. 2003.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-153-7

H. 172:

Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei Tunnelbränden. 2003.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-154-5

Heft 173:

Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hossler : Brandschutz und mehr...

2003.

ISBN 3-89288-152-9

Heft 174:

Timm, M.: Verbundwirkung des Betons im Bereich von STREMAFORM - Abschalelementen : Untersuchungsbericht ; Okt. 2000. 2004.

ISBN 3-89288-156-1

Heft 175:

Zehfuß, J.: Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-155-3

Heft 176:

Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-157-X

Heft 177:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]

Bauen im Bestand : 23. März 2004.

ISBN 3-89288-158-8

H. 178:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29. - 30.9.2004 in Braunschweig ; Kurzreferate. 2004.

ISBN 3-89288-159-6

H. 179:

Krauß, M.: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-160-X.

H. 180:

Weiske, R.

Durchleitung hoher Stützlasten bei Stahlbetonflachdecken. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-161-8.

H. 181:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]

Qualität im Bauwesen : 11. und 12. Nov. ; Braunschweiger Bauseminar 2004.

ISBN 3-89288-162-6

H. 182:

Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Klaus Peter Großkurth : Struktur und Anwendung der Baustoffe. 2005.

ISBN 3-89288-163-4

H. 183:

Budelmann, H. ; Laube, M. ; Hinrichs, W. [Hrsg.]

Bauen im Bestand : 23. Februar 2005.

ISBN 3-89288-164-2

H. 184:

Hinrichs, W.

Charakterisierung einer einheitlichen Messmethodik und Validierung ausgewählter Verfahren für die Bestimmung der Maschenweiten von Stahldrahtgeweben : Das Forschungsvorhaben wurde von der Stiftung Stahlanwendungsforschung im Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft e.V. gefördert (Az: A 182/S24/10036/02. 2005). ISBN 3-89288-166-9.

H. 185:

Braunschweiger Brandschutz-Tage '05 : 11. Fachseminar Brandschutz – Forschung und Praxis, 28. und 29. Sept. 2005 in Braunschweig, Tagungsbericht. ISBN 3-89288-167-7.

H. 186:

Will, J.: Entwicklung eines sauerstoffkalorimetrischen Verfahrens zur Bestimmung von Brandparametern bei unterschiedlich ventilierten Bränden. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-168-5.

H. 187:

Rigo, E.M.: Ein probabilistisches Konzept zur Beurteilung der Korrosion zementgebundener Baustoffe durch lösenden und treibenden Angriff. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-169-3.

H. 188:

Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.] Bauen im Bestand : Beton in der Abwassertechnik ; 6. Sept. 2005. ISBN 3-89288-170-7.

H. 189:

Gerritzen, D.P. Zur Frage der Nachnutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-171-5.

H. 190:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.] Bewe(ä)rtter Betonbau : 10. und 11. November ; Braunschweiger Bauseminar 2005. ISBN 3-89288-172-3

H. 191:

Kurzberichte aus der Forschung 2005. 2006. ISBN 3-89288-173-1

H. 192:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 26.-27. Sept. 2006 ; Kurzreferate. ISBN-10: 3-89288-174-X ISBN-13: 978-3-89288-174-2.

H. 193:

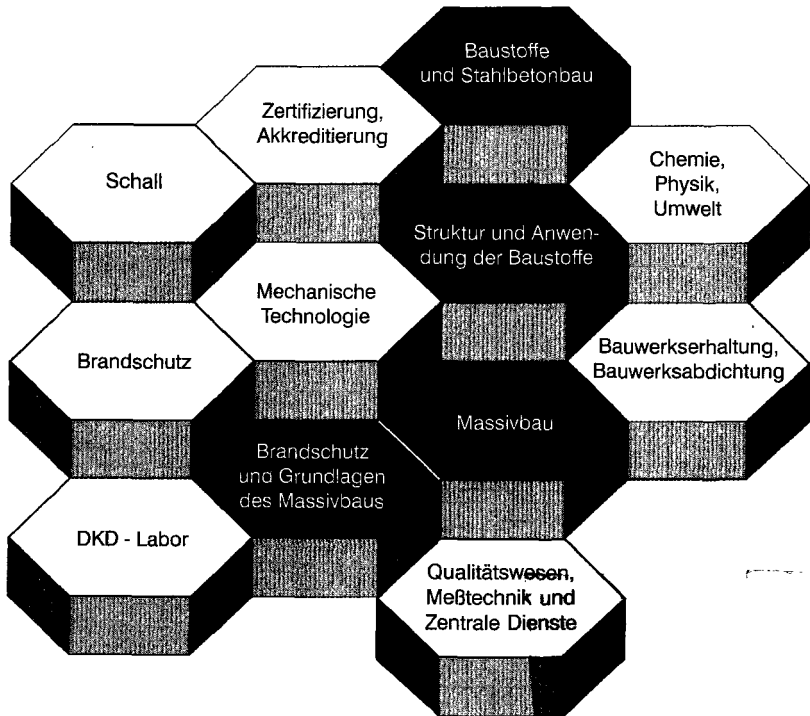
Sperling, D. Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrzeugträgern. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-175-8 ISBN-13: 978-3-89288-175-9.

H. 194:

Grunert, J. Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteilbalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-176-6 ISBN-13: 978-3-89288-176-6.

Digitaldruck und Einband · Buchbinderei Wolfram Schmidt · Braunschweig
Telefon: 0531/ 33 75 89 · E-Mail: Schmidt.Druck.BS@t-online.de

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN



ISBN-10: 3-89288-176-6
ISBN-13: 978-3-89288-176-6
ISSN 1439-3875