

**Verbundverankerungen
von Spannstählen sowie
Querkrafttragfähigkeit bei
Spannbetonfertigteilen aus
selbstverdichtendem Beton**

T 3229

T 3229

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2010

ISBN 978-3-8167-8241-4

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

Abschlussbericht

Institutsbericht-Nr. 122/2005

des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen

Gegenstand: „Verbundverankerungen von Spannstählen sowie Querkrafttragfähigkeit bei Spannbetonfertigteilen aus selbstverdichtendem Beton“

Auftraggeber: Deutsches Institut für Bautechnik
DIBt (Az.: P 32-5-7.217-1053/03)

erstattet von: Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
Dr.-Ing. Norbert Will
Dipl.-Ing. Boris Kommer

Datum: Aachen, den 16.01.2007

Projekt-Nr. IMB: F-2002-002

Dieser Bericht umfasst 115 Seiten Text und Anhang.

Vorwort

Die Untersuchungen wurden mit Mitteln des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) gefördert.

Der Beratergruppe gehören die Herren

Dr.-Ing. U. Hartz

Univ.-Prof. Dr-Ing. K. Zilch

an. Dem DIBt und den Herren der Beratergruppe sei an dieser Stelle herzlich gedankt.

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1 Einleitung	1
1.1 Ausgangssituation und Anlass	1
1.2 Überblick zum Stand der Kenntnisse	2
1.3 Ziel und Umfang der Untersuchungen	3
2 Ausziehversuche	5
2.1 Allgemeines	5
2.2 Versuchsprogramm und Durchführung	6
2.2.1 Allgemeines	6
2.2.2 Versuchsprogramm	8
2.2.3 Baustoffe	10
2.2.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	13
2.2.5 Messtechnik	13
2.2.6 Belastungsgeschichte	14
2.3 Versuchsergebnisse und Auswertung	15
2.3.1 Allgemeines	15
2.3.2 Zusammenstellung der ermittelten Verbundspannungen	15
2.3.3 Einfluss der Betonzusammensetzung und Querdehnungen	18
2.3.4 Einfluss des Betonalters	20
2.3.5 Einfluss der Betondeckung	22
3 Spannkrafteinleitungsversuche	23
3.1 Allgemeines	23
3.2 Versuchsprogramm und Durchführung	24
3.2.1 Allgemeines	24
3.2.2 Versuchsprogramm	24
3.2.3 Baustoffe	25
3.2.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	26
3.2.5 Messtechnik	26
3.2.6 Belastungsgeschichte	28
3.3 Versuchsergebnisse und Auswertung	28
3.3.1 Allgemeines	28
3.3.2 Wesentliche Versuchsergebnisse	29
3.3.3 Verschiebungsverhalten der Spannstähle	29
3.3.4 Übertragungslänge der Vorspannkraft	34
3.3.5 Rissentwicklung im Übertragungsbereich	39
4 Balkenversuche	43
4.1 Versuchsprogramm und Durchführung	43
4.1.1 Allgemeines	43
4.1.2 Versuchsprogramm	44
4.1.3 Baustoffe	45
4.1.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	46
4.1.5 Messtechnik	47
4.1.6 Belastungsgeschichte	48

4.2	Ergebnisse der Versuche	49
4.2.1	Allgemeines	49
4.2.2	Verhalten im Einleitungsbereich der Vorspannkraft	50
4.2.3	Verhalten im Verankerungsbereich der Zugkraft aus Biegebeanspruchung	58
5	Querkrafttragfähigkeit	65
5.1	Tragverhalten und Modelle	65
5.1.1	Allgemeines	65
5.1.2	Bauteile ohne Querkraftbewehrung	65
5.1.3	Bauteile mit Querkraftbewehrung	67
5.2	Experimentelle Untersuchungen	72
5.2.1	Versuchsprogramm und Durchführung	72
5.2.2	Versuchsergebnisse und Auswertung	77
5.3	Vergleich mit Berechnungsansätzen	86
6	Numerische Untersuchungen	89
6.1	Allgemeines	89
6.2	Beschreibung und Überprüfung des vorhandenen Modells	89
6.2.1	Allgemeines	89
6.2.2	Simulation der Pull-Out-Versuche	90
6.2.3	Simulation der Spannkrafteinleitungsversuche	91
6.2.4	Zugring	93
6.3	Parametrisierung des Modells	93
6.3.1	Allgemeines	93
6.3.2	Kontaktfläche (Slideline)	94
6.3.3	Reibungskoeffizient	94
6.3.4	Grundreibung	95
6.3.5	Weiche Verbundschicht	95
6.3.6	Eingeleitete Spannkraft (Hoyer-Effekt)	96
6.3.7	E-Modul	96
6.3.8	Zugfestigkeit	97
6.3.9	Druckfestigkeit	98
6.3.10	Betondeckung	98
6.3.11	Querdehnzahl	99
6.3.12	Entfestigungsverhalten (Rissanzahl und –breite)	99
6.4	Nachrechnung der Pull-Out-Versuche	101
6.5	Nachrechnung der Spannkrafteinleitungsversuche	103
6.5.1	Allgemeines	103
6.5.2	Vergleich der FE-Ergebnisse mit den Versuchswerten	106
6.6	Zusammenfassung und kritische Bewertung	106

7 Normative Regelungen **108**

8 Zusammenfassung und Ausblick **109**

Literaturverzeichnis **112**

Anhang A: Ergebnisse der Ausziehversuche

Anhang B: Ergebnisse der Spannkrateinleitungsversuche

Anhang C: Ergebnisse der Balkenversuche

Anhang D: Ergebnisse der Querkraftversuche

1 Einleitung

1.1 Ausgangssituation und Anlass

Die Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) für Spannbetonfertigteile stellt unter wirtschaftlichen, technischen und ästhetischen Gesichtspunkten eine Weiterentwicklung der Betonbauweise dar. Wegen der fließfähigen Konsistenz und dem hohen Mehlkorngelalt liegt er nicht im Anwendungsbereich von DIN EN 206-1 [EN 206-1] und DIN 1045-2 [1045-2], so dass die Bemessung zukünftig durch die Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [Rili03] geregelt wird. Die Richtlinie [Rili03] auf Basis von DIN 1045-1 [1045-1] begrenzt die Verbundspannung f_{bp} in der Übertragungslänge von Litzen und Drähten im sofortigem Verbund auf 85 % der Verbundspannungen für Normalbeton. Zum einen lagen zu Beginn des Forschungsvorhabens noch keine abgesicherten Erkenntnisse über die Kriech- und Schwindbeiwerte vor und zum anderen sind die für Rüttelbeton bekannten Ansätze zur Verbundfestigkeit wegen des hohen Mehlkorngelaltes nicht ohne weiteres auf selbstverdichtende Betone übertragbar.

In [Kö01a, Oz01, Re01, Wa03] ist der derzeitige Kenntnisstand zur Betontechnologie und zum Tragverhalten von SVB zusammengefasst. Durch den höheren Matrixanteil und den vergrößerten Mehlkorngelalt verringern sich der E-Modul und die Verbundfestigkeit bezogen auf die Druckfestigkeit, während die Zugfestigkeit zunimmt. Nach Untersuchungen in [Zi01, Kö01b] ist die Verbundfestigkeit für Betonstahl im Verbundbereich II höher und im Verbundbereich I geringfügig niedriger als bei Normalbeton. Bei Fertigteilen, die im Spannbett mit sofortigem Verbund hergestellt werden, stellt die Verbundverankerung der Spannstähle ein besonders wichtiges Konstruktionselement dar. Das Versagen durch Sprengrissbildung in der Übertragungslänge wird durch Einhaltung von Konstruktions- und Bemessungsregeln sichergestellt, die für Normalbeton neben theoretischen Untersuchungen vor allem auf Grundlage von Versuchen nach der Prüfrichtlinie des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) [DIBt] hergeleitet wurden. Für die Spannkrafteinleitung bei sofortigem Verbund ist zu klären, wie sich die geringere Verbundfestigkeit bei gleichzeitig höherer Zugfestigkeit auswirkt.

Bei Normalbeton werden auch nach der Schubrissbildung durch Kornverzahnung (aggregate interlock) über die Rissufer hinweg Kräfte übertragen [Wa87], die zur Entlastung der Querkraftbewehrung beitragen. Die günstige Wirkung der Rissverzahnung ist bei selbstverdichtendem Beton nicht so stark ausgeprägt, da die lokale Rauigkeit durch den höheren Matrixanteil geringer wird. Durch Querkraftversuche an Spannbetonbalken mit geringen bis mittleren Schubbewehrungsgraden ist daher zu überprüfen, inwieweit der Betontragteil für Spannbeton aus Normalbeton auf selbstverdichtenden Beton übertragbar ist.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden die Verbundverankerung und die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbauteilen aus selbstverdichtendem Beton untersucht, um zu überprüfen, inwieweit die derzeit in Deutschland gültigen und die zukünftigen technischen Regelwerke [1045-1, Rili03, prEN1992] bei selbstverdichtenden Beton anwendbar sind. Erste Ergebnisse flossen in die Richtlinie [Rili03] mit ein. Da die Art der Betonrezeptur von entscheidender Bedeutung ist, sollten die Untersuchungen für drei typische Mischungsentwürfe (Mehlkorntyp mit Flugasche, Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl, Kombinationstyp mit Stabilisator und Flugasche) durchgeführt werden.

1.2 Überblick zum Stand der Kenntnisse

Eine ausführliche Literaturlauswertung der internationalen Fachliteratur zu Verbundverankerungen wurde bereits in [He99d] getätigt, so dass hier nur auf die speziellen Materialeigenschaften des selbstverdichtenden Betons eingegangen wird, die das Verbund- bzw. Verbundverankerungsverhalten von selbstverdichtendem Beton (SVB) beeinflussen.

Selbstverdichtender Beton (SVB) kann zwar aus denselben Materialien wie herkömmlicher Rüttelbeton hergestellt werden, der Mischungsentwurf von SVB muss allerdings aufgrund der zu erzielenden Frischbetoneigenschaften modifiziert werden. Die Leimsuspension hat nicht mehr ausschließlich die Aufgabe die einzelnen Zuschlagskörner miteinander zu verkiten, sondern soll vor allen Dingen die Zuschläge in Schwebel halten und gleichzeitig eine hohe Fließfähigkeit sicherstellen. Es muss daher bei der Zusammenstellung der Materialien eine extrem hohe Fließfähigkeit verbunden mit einer hohen Viskosität erreicht werden. Aufgrund des ausreichenden Angebotes an Mörtel und dem dichten Gefüge ist bei selbstverdichtendem Beton daher mit einer größeren Haftwirkung zu rechnen. Demgegenüber steht eine geringer einzuschätzende Ristragwirkung, da selbstverdichtende Betone eine feinere Sieblinie aufweisen. Der Absolutgehalt an Grobzuschlag bei selbstverdichtenden Betonen beträgt nur ca. 50 %-Vol., während er für einen normalen Rüttelbeton ca. 70 %-Vol. beträgt. Hieraus resultiert eine geringere Rissreibungskapazität [He01a, Zi01] und durch den hohen Mehlkornanteil eine geringere Verzweigung der Risse.

Zu den Festbetoneigenschaften von selbstverdichtendem Beton (Festigkeit, Elastizitätsmodul, Verbund von Betonstahl und Dauerhaftigkeit) wurden bereits Untersuchungen durchgeführt und umfangreiche Ergebnisse liegen vor [Kö01a, Wa03]. Hinsichtlich der Verbundeigenschaften von vorgespannten selbstverdichtendem Beton gibt es bisher kaum Erfahrungen. Aufgrund des üblicherweise hohen Matrixgehaltes weisen selbstverdichtende Betone zwar eine höhere Druck- und Zugfestigkeit auf, durch einen geringeren E-Modul, nehmen aber die aufnehmbaren Verbundspannungen ab. Desweiteren ist bekannt, dass nicht ausschließlich die Druck- und Zugfestigkeit des Betons einen erheblichen Einfluss auf den Verbund zwischen Stahl und Beton haben, sondern auch gleichermaßen die Betonzusammensetzung und die Konsistenz [Ma84]. Aufgrund dieser Einflüsse können die Spannkrafteinleitungs- bzw. Verankerungslängen um bis zu 100% differieren.

Das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben in SVB liegt im unteren Streubereich einer guten Verbundlage eines Normalbetons. Die in [Kö01b, Zi01] beobachtete höhere Verbundsteifigkeit im Verschiebungsbereich von $s = 0 - 0,2$ mm lässt aufgrund des geringeren Absetzverhaltens auf ein günstigeres Verbundverhalten von SVB im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit schließen. Dies ist insbesondere für die aus dem Korrosionsschutz abgeleitete Rissbreitenbeschränkung ($w_k = 0,15 - 0,2$ mm) bei Vorspannung mit sofortigem Verbund von großer Bedeutung. Die in [Kö01b] festgestellten Versagensarten (Spaltzugversagen für normalen Rüttelbeton und Scherbruchversagen für SVB) deuten darauf hin, dass der SVB gegenüber normalem Rüttelbeton ein duktileres Verhalten aufgrund eines weicheeren Verbundes sowie einer besseren Verkittung bzw. höheren Zugfestigkeit aufweist.

1.3 Ziel und Umfang der Untersuchungen

Anhand theoretischer und experimenteller Untersuchungen sollen die fehlenden Grundlagen für normative Regelungen in Zulassungen, Prüfrichtlinien und Normen zur Anwendung von Verbundverankerungen von Spannstählen in selbstverdichtendem Beton geschaffen werden. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden der Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich für Spannbettträger aus selbstverdichtendem Beton für siebendrähtige Spannstahl-Litzen mit einem Nenndurchmesser von 12,5 mm (0,5“-Litzen) und geripptem Spannstahldraht (Spanndraht \varnothing 12,0 mm) mit den zulässigen Vorspannkraften gemäß DIN 1045-1 entsprechend [DIBt] experimentell und theoretisch untersucht. Hauptziel war die Entwicklung normativer Regelungen zur erforderlichen Betondeckung und zu den Mindestabständen der Spannstähle sowie zur Übertragungslänge der Vorspannkraft. Für hochfesten Normalbeton sind diese Regelungen in einem DIBt-Forschungsvorhaben [He99d] erarbeitet worden und in DIN 1045-1 [1045-1] eingeflossen. In zwei weiteren Forschungsvorhaben [He04, He05b] wurde das Verbundverankerungsverhalten von hochfestem Leichtbeton untersucht sowie erste Auszieh- und Spannkrafteinleitungsversuche mit selbstverdichtendem Beton durchgeführt. Das Forschungsvorhaben nutzt die dabei gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse. Es berücksichtigt außerdem neueste Untersuchungen zum Stoffverhalten von selbstverdichtendem Beton. Ausgehend von den vorliegenden Untersuchungen zur Spannungsverteilung im Eintragungsbereich wird eine Parameterstudie an dem in [He99d] entwickelten FE-Modell durchgeführt. Desweiteren wurde in vier Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit der Einfluss der höheren Zugfestigkeit auf die Mindestbewehrung sowie der geringeren Rissreibung auf den Betontraganteil überprüft.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden folgende offene Fragen untersucht:

- a) Das Verbundverhalten von Spanndrahtlitzen und gerippten Spannstahldrähten in selbstverdichtendem Beton wurde durch Reihenuntersuchungen anhand von 144 Ausziehversuchen experimentell ermittelt. Zur Analyse des Verbundverhaltens im Spannkrafteinleitungsbereich wurden die Ausziehversuche mit vorgespannten Stählen und verschiedenen selbstverdichtenden Betonen (Mehlkornotyp mit Flugasche, Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl, Kombinationstyp mit Flugasche) durchgeführt. Zur Beurteilung der zeitlichen Entwicklung der Verbundfestigkeiten wurden Versuche nach 24 h, 3 d bzw. 6 d vorgesehen. Um das querpressungsabhängige Verbundverhalten im Einleitungsbereich zu untersuchen, wurden die Vorspannkraften unmittelbar vor den Versuchen entsprechend der Spannungsverminderung beim Einleiten der Vorspannkraft im Spannbett vermindert. Zusätzlich wurde der Einfluss unterschiedlicher Betondeckungen ermittelt.
- b) Das Verhalten im Einleitungsbereich der Spannbettvorspannung wurde anhand von fünf Spannkrafteinleitungskörpern ohne Querbewehrung am Kombinationstyp untersucht. Hierbei wurde systematisch die Betondeckung und der lichte Abstand der Spannstähle variiert, um die Mindestabmessungen für eine rissfreie Spannkrafteinleitung in selbstverdichtendem Beton zu ermitteln. Entsprechend den üblichen Herstellungsbedingungen wurde die Spannbettvorspannung spätestens nach drei Tagen eingeleitet, um praxisgerechte Übertragungslängen abzuleiten. Für die beiden Mehlkornotypen wurde dies im Rahmen eines weiteren Forschungsvorhabens [He05b] durchgeführt, so dass hier eine Aussage über ein breites Spektrum des SVB getroffen werden kann. Zusätzlich wurde

das zeitabhängige Verhalten bis zu einem Monat nach der Spannkrafteinleitung untersucht.

- c) Um die Ergebnisse auf die Verhältnisse des wirklichen Bauteils zu übertragen, wurden vier Spannbettträger aus selbstverdichtendem Beton mit jeweils vier Spannstäben (Litzen oder gerippte Spanndrähte) in einer Lage entsprechend den Mindestabmessungen nach b) jeweils mit und ohne Bügelbewehrung im Spannkraftübertragungsbereich hergestellt, um zusätzlich den Einfluss einer Querbewehrung zu ermitteln. Nach dem Einleiten der Spannbettvorspannung wurden Biegeversuche durchgeführt, um den Verankerungsbereich im Bruchzustand zu untersuchen.
- d) Zur Analyse des Querkrafttragverhaltens von Spannbetonbalken aus selbstverdichtendem Beton wurden im Rahmen dieses Forschungsvorhaben vier Querkraftversuche an zwei profilierten Spannbetonträgern mit geringem und mittleren Schubbewehrungsgrad durchgeführt werden. Durch eine Staffelung der Querkraftbewehrung (linker / rechter Teil) und zwei nacheinander aufzubringende Lastanordnungen können sich an jedem Träger zwei unabhängige Bruchzonen ausbilden und somit insgesamt vier Versuche durchgeführt werden. Diese Versuche dienen zum einen zur Überprüfung der Mindestbewehrung wegen der höheren Zugfestigkeit und zum anderen der Überprüfung des Betontraganteils wegen der geringeren Rissreibung. Die geringere Rissreibungskapazität von Bauteilen aus selbstverdichtendem Beton wurde bereits in [Zi01] an Kleinkörperversuchen festgestellt. Zur gezielten Bewertung der Versuche stand eine umfangreiche Datenbank mit über 2000 Querkraftversuchen zur Verfügung [He99a].

Zur Beschreibung der durchgeführten Untersuchungen werden zunächst in Kapitel 2 bis 5 die Versuche beschrieben und erläutert. Wegen der Vielzahl der Auswertungen werden hier die Ergebnisse exemplarisch dargestellt und zusammengefasst. Im Anhang sind für alle Versuchskörper die Auswertungen der Messwerte zusammengestellt. Darauf aufbauend werden im Kapitel 6 die Ergebnisse der Parameterstudie auf Basis des in [He99d] entwickelten FE-Modells vorgestellt sowie im Kapitel 7 normative Empfehlungen ausgesprochen.

2 Ausziehversuche

2.1 Allgemeines

Für das Tragverhalten vorgespannter Bauteile mit sofortigem Verbund ist die Verbundverankerung von entscheidender Bedeutung. Neben der Einleitung der Vorspannkraft ist durch den Verbund die aus der Zugkraftdeckung vorhandene Endverankerungskraft aufzunehmen. Durch Einhaltungen von Mindestmaßen für die Betondeckung und den gegenseitigen Abstand der Spannstähle ist grundsätzlich eine rissfreie Spannkrafteinleitung sicherzustellen, da Sprengrisse zu einer unkontrollierten Verlängerung der Übertragungslänge führen und damit auch die Endverankerung am Auflager im Bruchzustand in Frage stellen.

Beim Ablassen der Spannbett-Vorspannung erzeugt die Querdehnung der Spannstähle eine deutliche Zunahme der Verbundfestigkeit entsprechend Bild 2.1. Dieses von Hoyer [Ho39] erstmals untersuchte und nach ihm benannte Phänomen führt zu sehr kurzen Übertragungslängen.

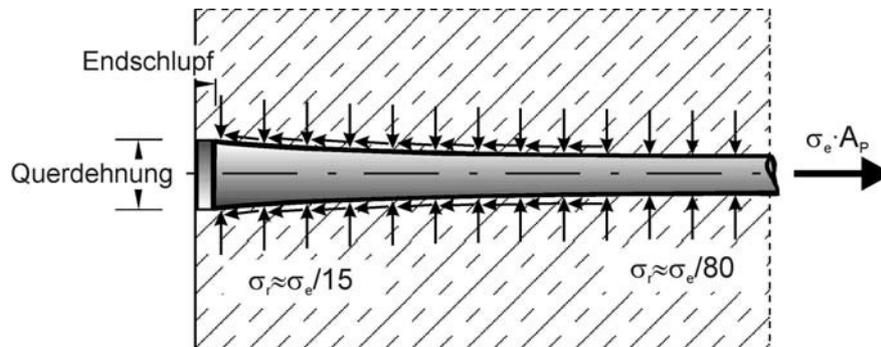


Bild 2.1: Schematische Darstellung des Hoyer-Effektes [Ho39]

In Bild 2.2 ist das typische Verbundverhalten von Litzen im Übertragungsbereich anhand von Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen dargestellt.

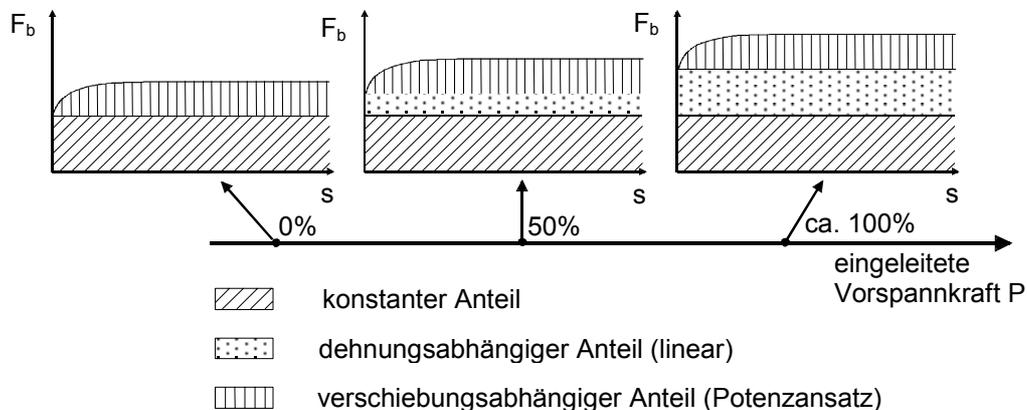


Bild 2.2: Schematische Darstellung des Verbundverhaltens von Litzen im Übertragungsbereich der Vorspannkraft [He99d]

Nach [He99d] kann das Verbundverhalten von Litzen bei der Spannkrafteinleitung mit den folgenden drei Anteilen der Verbundkraft zutreffend beschrieben werden:

- Starr-plastisches Verbundverhalten (konstanter Anteil: $\tau = C_1$)
- Querdehnungsabhängiges Verbundverhalten (linearer Anteil: $\tau = C_2 \cdot \sigma_P$)
- Verschiebungsabhängiges Verbundverhalten (Potenzansatz: $\tau = C_3 \cdot s^\alpha$)

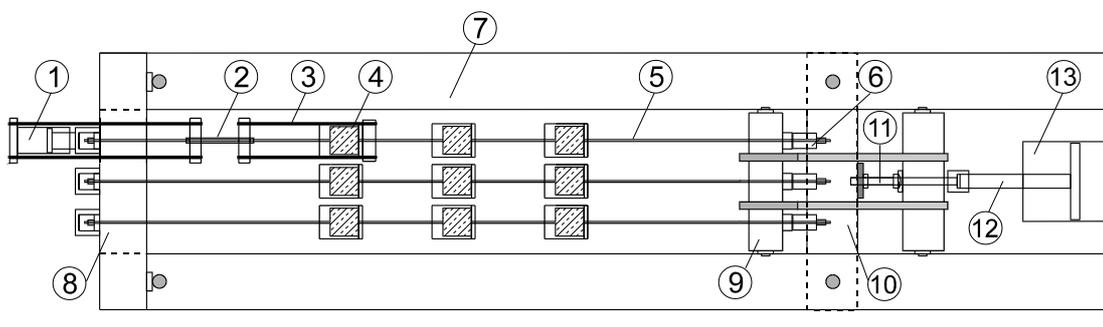
Der dehnungsabhängige Anteil der Verbundkraft nimmt mit der eingeleiteten Verbundkraft aufgrund der anwachsenden Querdehnung kontinuierlich zu.

2.2 Versuchsprogramm und Durchführung

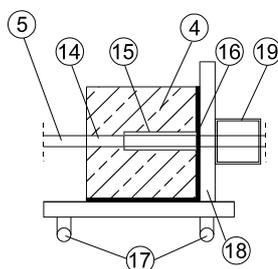
2.2.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Verbundverankerungsverhaltens in SVB wurden 144 Ausziehversuche mit vorgespannten Litzen und Drähten durchgeführt. Die Ausziehversuche erfolgten 24 h, 3 d bzw. 6 d nach dem Betonieren und berücksichtigen den Einfluss der in den Beton eingeleiteten Spannkraft, indem die Spannrostspannungen unmittelbar vor dem Versuch verändert wurde. Die Versuchskörper wurden entsprechend [He99d] in einem horizontalen Prüfraumen mit vorgespannten Litzen bzw. Spanndrähten hergestellt und geprüft (Bild 2.3).

Aufsicht der Prüfmaschine:



Versuchskörper:

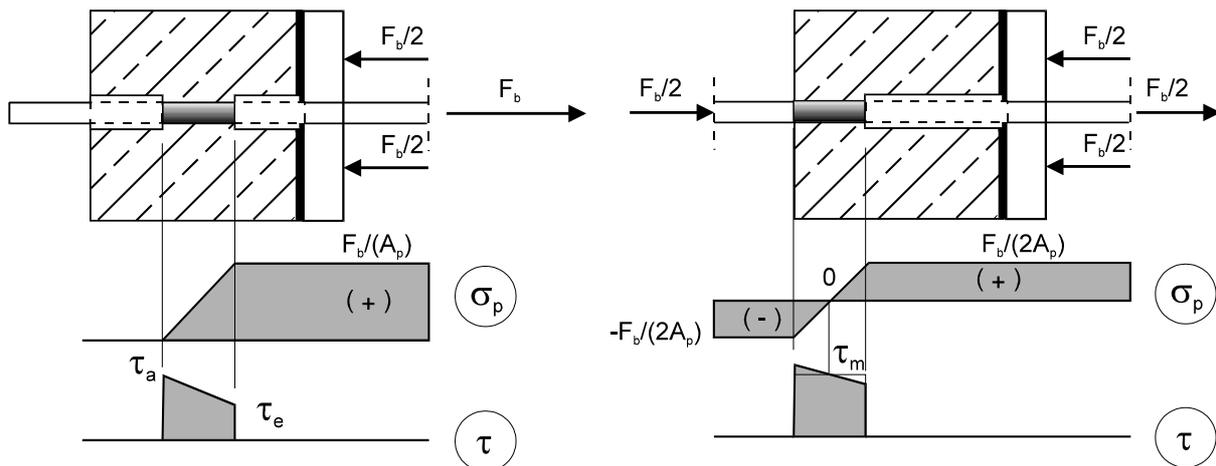


- | | |
|--|-------------------------------------|
| 1 Lukas Kolbenpresse (200 kN) | 10 Joch zum Absetzen der Spannkraft |
| 2 Zugmeßstäbe und kardanische Aufhängung | 11 Absetzspindel auf Kugelkalotte |
| 3 Zuggestänge | 12 Zugstange |
| 4 Versuchskörper (150×150×150 mm) | 13 Hauptzugzylinder (2000 kN) |
| 5 Litze | 14 Verbundlänge (50 mm) |
| 6 Hohlkraftmeßdose | 15 PVC-Rohr |
| 7 Prüfraumen | 16 Elastomerzwischenlage |
| 8 festes Querjoch | 17 Kugelrollen |
| 9 bewegliches Spannjoch | 18 Lastverteilungsplatte |
| | 19 Querjoch |

Bild 2.3: Versuchsaufbau der Pull-Out-Versuche im Spannbett [He99d]

Die so gewonnenen Ergebnisse konnten mit denen an hochfestem Normalbeton [He99d], hochfestem Leichtbeton [He04] und bereits durchgeführten Versuchen an selbstverdichtendem Beton [He05b] verglichen werden.

Durch die Anordnung der Versuchskörper ungefähr in der Mitte zwischen den Verankerungen der vorgespannten Litzen bzw. Spanndrähten wurde die Ausziehungskraft etwa je zur Hälfte in den vor den Versuchskörper liegenden Abschnitt der Spannstähle und je zur Hälfte in den dahinter liegenden Abschnitt geleitet. Hierdurch unterscheidet sich der Versuch grundsätzlich von den üblichen Ausziehversuchen, bei denen nur auf einer Seite gezogen wird (Bild 2.4). Durch den gewählten Versuchsaufbau lassen sich die ungewollten spannungsabhängigen Änderungen der Querpressungen, die beim einseitigen Ziehen entstehen, weitestgehend ausgleichen.



F_b : aufgebrachte Prüflast

a) Versuchsanordnung nach [RILEM]

b) gewählte Versuchsanordnung nach [He99d]

Bild 2.4: Vergleich der Spannungsverhältnisse im Bereich der Verbundlänge [He99d]

Unter Voraussetzung eines linearen Spannungsverlaufs im Bereich der Verbundlänge, ergibt sich im Vergleich zu Bild 2.4 a) bei der gewählten Versuchsanordnung nach [He99d] die mittlere Verbundspannung ohne eine Spannungsänderung des Spannstahls durch die eingeleitete Kraft. Die Verbundspannungen sind hier gleichmäßiger, da am Anfang und Ende der Verbundlänge in etwa gleiche Verschiebungen zu erwarten sind.

Durch zusätzliche Spannungsänderungen im Spannbett kann der Einfluss der Querdehnung direkt gemessen werden, so dass die Ergebnisse direkt auf das spannungsabhängige Verbundverhalten im Bauteil übertragbar sind. Bei den Versuchen mit einer Spannungsänderung der Litzen wurde die Vorspannkraft unmittelbar vor dem Versuch durch den Hauptzugzylinder vermindert und erneut verblockt. Anschließend wurden nacheinander die Ausziehversuche durchgeführt. Bei der Herstellung und Untersuchung im Spannbett entfällt das Umsetzen in eine gesonderte Prüfmaschine. Durch die kardanische Lagerung werden ungewollte Lastexzentrizitäten vermieden.

Die Abmessungen der Versuchskörper mit einer Kantenlänge von 150 mm wurden entsprechend [RILEM] gewählt (Bild 2.5). Hierbei wurde der Verbund der Litzen bzw. Spanndrähte unmittelbar an der Lasteinleitungsfläche durch ein Hüllrohr unterbunden, um Störungen durch die Lasteinleitung zu verhindern und damit ein wirklichkeitsnahes Verbundverhalten zu

erreichen. Die eigentliche Verbundlänge betrug 50 mm. Diese Verbundlänge ergab bei den Versuchen in [He99d] eine wirklichkeitsnähere Verbundspannung als eine größere Verbundlänge von $l_v = 75$ mm.

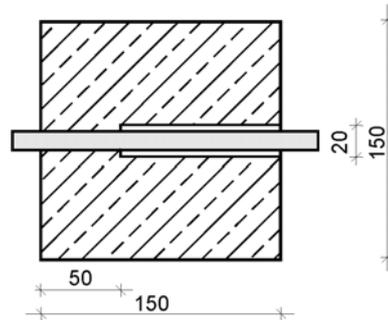


Bild 2.5: Längsschnitt der Versuchskörper [mm]

Um den Einfluss der Betondeckung auf das Rissverhalten zu untersuchen, wird abweichend von [RILEM] der Verbundbereich exzentrisch angeordnet (Bild 2.6). Aufgrund der Anordnung der Verbundlänge unmittelbar an der Stirnfläche des Versuchskörper entfällt die Rissbehinderung im Bereich der verbundfreien Länge und es ergeben sich wirklichkeitsnahe Aussagen zur Sprengrissbildung. Die untersuchten Betondeckungen der Litzen sind Bild 2.6 zu entnehmen.

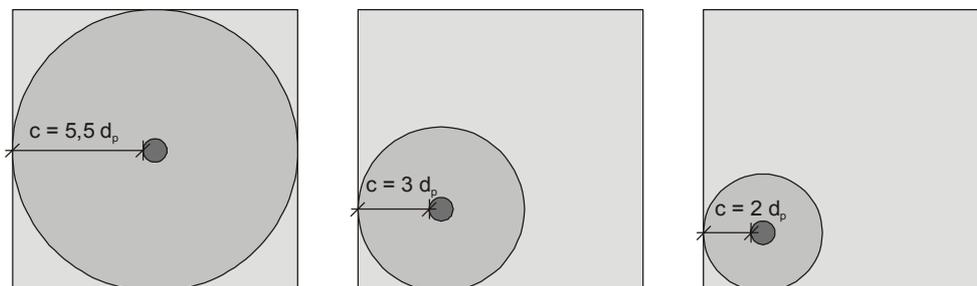


Bild 2.6: Querschnitte der Versuchskörper mit unterschiedlichen, auf den Nenn-durchmesser der Litzen ($d_p = 12,5$ mm) bezogenen Betondeckungen

2.2.2 Versuchsprogramm

Zur Analyse des Verbundverhaltens bei sofortigem Verbund wurden die Ausziehversuche mit vorgespannten gerippten Spannstahldrähten $\varnothing 12$ mm und siebendräftigen Litzen 0,5" 24 h, 3 d bzw. 6 d nach der Herstellung durchgeführt. Um das querpressionsabhängige Verbundverhalten im Einleitungsbereich zu erfassen (Hoyer-Effekt), wurden die Vorspannkraft unmittelbar vor den Versuchen entsprechend der Spannungsverminderung beim Einleiten der Vorspannkraft im Spannbett vermindert. Für jede Parametervariation waren jeweils drei Versuchskörper vorgesehen. Als maßgebende Parameter wurden die Betonzusammensetzung (Mehlkornotyp mit Flugasche, Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl und Kombinationstyp mit Stabilisator und Flugasche), die Betondeckung ($c = 2,0 \cdot d_p$; $c = 3,0 \cdot d_p$ und $c = 5,5 \cdot d_p$; mit $d_p =$ Nenn-

durchmesser der Litze), das Betonalter (24 Stunden (24h), 3 bzw. 6 Tage (3 d bzw. 6 d) nach der Herstellung), die Spannstahlsorte (0,5“-Litzen bzw. gerippter Spannstahldraht) sowie die Verminderung der Spannkraft (um 0 %; 50 % und knapp 100 %) beim Einleiten der Vorspannung variiert. Eine Übersicht über die 144 Ausziehversuche ist in Tabelle 2.1 dargestellt.

Serie	Betonsorte	Spannstahl- sorte	Anzahl Versuchs- körper	Betonalter	Änderung der Spannstahl- spannung $\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]	Beton- deckung c
SVB 11	Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	3 d	0 / -645 / -1183	5,5· d_p
SVB 12	Flugasche	Litze 0,5"	9	3 d	0 / -645 / -1183	5,5· d_p
SVB 13	Kalksteinmehl	Litze 0,5"	9	3 d	0 / -645 / -1183	5,5· d_p
SVB 14	Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	24 h	0 / -645 / -1183	5,5· d_p
SVB 15	Kombinationstyp	Draht Φ 12	9	3 d	0 / -545 / -1091	5,75· d_p
SVB 16	Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	3 d	0 / -645 / -1183	2· d_p , 3· d_p , 5,5· d_p
SVB 17	Flugasche	Litze 0,5"	9	6 d	0 / -645 / -1183	5,5· d_p
SVB 18	Flugasche	Draht Φ 12	9	6 d	0 / -545 / -1091	5,75· d_p
SVB 19	Flugasche	Litze 0,5"	9	6 d	0 / -645 / -1183	2· d_p , 3· d_p , 5,5· d_p
SVB 20	Kalksteinmehl ^{*)}	Litze 0,5"	9	24 h	0 / -645 / -1183	5,5· d_p
SVB 21	Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	6 d	0 / -645 / -1183	2· d_p , 3· d_p , 5,5· d_p
SVB 22	Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	6 d	0 / -645 / -1183	5,5· d_p
SVB 23	Kombinationstyp	Draht Φ 12	9	6 d	0 / -545 / -1091	5,75· d_p
SVB 24	Kalksteinmehl	Litze 0,5"	9	6 d	0 / -645 / -1183	2· d_p , 3· d_p , 5,5· d_p
SVB 25	Kalksteinmehl	Draht Φ 12	9	6 d	0 / -545 / -1091	5,75· d_p
SVB 26	Kalksteinmehl	Litze 0,5"	9	6 d	0 / -645 / -1183	5,5· d_p

*) Transportbeton von der Firma Beton Union, die für diesen Beton eine bauaufsichtliche Zulassung hat [Br01a]

Tabelle 2.1: Versuchsprogramm der Ausziehversuche

Die Serien SVB 1 bis SVB 10 wurden im Zuge eines anderen Forschungsvorhaben [He05b] durchgeführt. Um Verwechslungen auszuschließen, wurde eine fortlaufende Nummerierung gewählt.

2.2.3 Baustoffe

2.2.3.1 Allgemeines

Die verwendeten SVB-Zusammensetzungen der in der institutseigenen Mischanlage hergestellten selbstverdichtenden Betone sind in Tabelle 2.2 angegeben.

Parameter	Einheit	Gehalt/Wert		
		Flugasche	Kalksteinmehl	Kombinationstyp
CEM I 32,5 R	kg/m ³	-	300	-
CEM II/A-LL 42,5 R		300	-	320
Flugasche		270	-	200
Kalksteinmehl		-	270	-
Wasser		153	161	175
Gesteinskörnung		1615	1651	1638
Betonverflüssiger		-	2,25	-
Stabilisierer (gefällte Kieselsäure)		6,0	-	-
Stabilisierer Murapor Stabi M 15		-	-	1,6
Fliessmittel		7,2	2,25	4,2
w/z-Wert		-	0,51	0,55
w/m-Wert	-	0,50	-	0,45

Tabelle 2.2: Zusammensetzung der verwendeten selbstverdichtenden Betone

Als Betone wurden drei Mischungsentwürfe (Mehlkorn typ mit Flugasche, Mehlkorn typ mit Kalksteinmehl und Kombinationstyp mit Stabilisator und Flugasche) ausgewählt. Da sich ein inertes Mehlkorn anders verhält als ein puzzolanisches, wird hiermit die gesamte Bandbreite von Mehlkorn typ-SVB weitgehend abgedeckt. Beide Mehlkorn typ-SVB haben eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung und werden in der Praxis eingesetzt [Br01a, Br01b]. Zusätzlich kam ein Kombinationstyp mit Stabilisator und Flugasche zum Einsatz, der basierend auf dem Mehlkorn typ mit Flugasche entwickelt wurde.

2.2.3.2 Mehlkorn typ mit Flugasche

Als stabilisierender Zusatzstoff wird ein puzzolanisches Gesteinsmehl (Flugasche) eingesetzt, das neben der physikalischen Füllerwirkung auch ein puzzolanische Reaktionsvermögen aufweist und somit aktiv zur Festigkeitssteigerung beiträgt. Beim Betonieren wirkt sich die Flugasche aufgrund ihrer kugelförmigen Kornform sehr günstig auf die Verarbeitbarkeit aus, wie die hohe Fließfähigkeit und die sehr homogene Oberflächenstruktur der Probekörper belegen. Um die Mischung unempfindlicher gegen äußere Einwirkungen wie Temperaturänderungen und Schwankungen der Dosiermengen zu machen, wird als Stabilisierer eine gefällte Kieselsäure verwendet. Die Fließfähigkeit wird durch ein neuartiges Fließmittel auf Polycarboxylat-Ether-Basis eingestellt. Ein hoher Zementgehalt und die Verwendung eines Portlandkalksteinzementes CEM II/A-LL 42,5 R ergibt sich aus der Anwendung im Fertigteil-

werk, die für kurze Umlaufzeiten eine Frühfestigkeit von $f_{ck,24h} \approx 25 \text{ N/mm}^2$ fordert. Als Zuschlag diente eine Gesteinskörnung 0/11,2 mit einem gebrochenen Grobkorn.

2.2.3.3 Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl

Es kommt als Mehlkorn ein hochwertiges inertes Gesteinsmehl (Kalksteinmehl) zum Einsatz. Die Konsistenz wird durch einen Betonverflüssiger und ein Fließmittel auf Basis eines Polycarboxylat-Ethers eingestellt. Als Zuschlag wurde eine ungebrochene, quarzitisches Gesteinskörnung mit einem Größtkorndurchmesser von 16 mm gewählt.

2.2.3.4 Kombinationstyp mit Flugasche

Bei dem Kombinations-Typ handelt es sich um eine Kombination aus Mehlkorn-Typ und Stabilisierer-Typ. Durch die Kombination können die Vorteile der beiden Mischungsentwürfe verbunden werden. Durch die Zugabe des Stabilisierers zum Mehlkorn-Typ wird der SVB weniger anfällig gegenüber Schwankungen in der Sieblinie und der Zuschlagsfeuchtigkeit. Es kam ein Stabilisierer Murapor M 15 der Firma MC-Bauchemie zum Einsatz, dessen Grundsubstanz ein organisches Biopolymere (Polysaccharide) ist, das das Wasser in ein Gel umwandelt und dem Beton einen guten Zusammenhalt und hohe Viskosität gibt.

Der hier untersuchte Kombinationstyp wurde auf Grundlage des Mehlkorn-Typ mit Flugasche entwickelt, um möglichst ungünstige Verhältnisse abzubilden, da sich in [He05b] herausstellte, dass dieser insgesamt ein etwas schlechteres Verbundverhalten zeigte als der Mehlkorn-Typ mit Kalksteinmehl.

2.2.3.5 Frisch- und Festbetonprüfungen

Bei jedem Versuch bzw. jeder Mischung wurden zur Ermittlung der Betonfestigkeiten Erhärtungsprüfungen mit je drei Würfeln mit einer Kantenlänge von 15 cm, je drei Spaltzug- bzw. E-Modulzylindern mit einem Durchmesser von 15 cm und einer Länge von 30 cm sowie zwei Biegezugbalken mit den Abmessungen $l/b/h = 70/15/10 \text{ [cm]}$ zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung durchgeführt. Die Prüfkörper wurden unter den gleichen Klimaverhältnissen gelagert wie die Versuchskörper. Für die Güteprüfung nach 28 Tagen wurden je drei Würfel mit einer Kantenlänge von 15 cm entsprechend DIN 1048, Teil 1 [1048] gelagert. Zusätzlich zu den Festbetoneigenschaften wurden das Setzfließmaß s_m und die Setzfließzeit t_{500} nach der Richtlinie Selbstverdichtender Beton des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton bestimmt [Rili03]. Dabei wurde der Setztrichter mit der kleineren Öffnung auf die Platte aufgesetzt.

Tabelle 2.3 enthält die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen sowie der Frischbetoneigenschaften.

Serie	Betonart	Festigkeiten zum Versuchszeitpunkt				Frischbetoneigenschaften		Güte
		Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Biegezug- festigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Setzfließmaß <i>s_m</i> [mm]	Setzfließzeit <i>t₅₀₀</i> [s]	
SVB 11	Kombination	25,8	2,03	4,56	25400	70	1,5	51,5
SVB 12	Flugasche	49,2	3,57	6,23	34100	70	4,2	78,0
SVB 13	Kalksteinmehl	30,8	2,55	4,52	20300	69	1,2	-
SVB 14	Kombinationstyp	7,3	0,88	2,7	13500	74	2,3	57,2
SVB 15	Kombinationstyp	30,8	2,33	3,75	27900	-	-	56,1
SVB 16	Kombinationstyp	32,4	2,47	4,86	29400	-	-	58,7
SVB 17	Flugasche	49,8	3,24	5,79	35300	80	3,5	70,1
SVB 18	Flugasche	51,0	3,17	6,45	34400	80	3,5	73,4
SVB 19	Flugasche	50,4	3,80	6,15	36300	80	3,0	78,2
SVB 20	Kalksteinmehl	22,7	1,88	3,99	20300	72	2,9	64,2
SVB 21	Kombinationstyp	38,8	2,72	5,78	28700	70	2,3	57,2
SVB 22	Kombinationstyp	39,6	2,90	5,34	33100	70	2,4	59,6
SVB 23	Kombinationstyp	37,7	2,90	6,07	31300	70	1,5	59,6
SVB 24	Kalksteinmehl	39,1	2,96	4,56	27900	71	2,8	55,0
SVB 25	Kalksteinmehl	37,5	2,33	4,82	26800	75	1,5	53,1
SVB 26	Kalksteinmehl	38,7	2,97	4,02	26700	74	1,7	49,0

Tabelle 2.3: Ergebnisse der Fest- und Frischbetonprüfungen der Ausziehversuche

Als Spannstahlbewehrung wurden kaltgezogene 0,5“-Spanndrahtlitzten (Nenn Durchmesser $d_p = 12,5$ mm; St 1570/1770) der Fa. Westdeutsche Drahtindustrie (WDI) und vergüteter gerippter Spannstahldraht $\varnothing 12$ mm ($d_p = 12,5$ mm; St 1420/1570) der Fa. Krupp Sigma-Stahl GmbH gewählt. Eine Zusammenstellung der gemessenen Baustoffkennwerte enthalten die Tabellen 2.4 und 2.5.

Durch- messer d_p [mm]	Quer- schnitt A_p [mm ²]	Streck- grenze $f_{p0,1k}$ [N/mm ²]	Zugfestig- keit f_{pk} [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze $f_{pk}/f_{p0,1k}$ [-]	E-Modul E_p [N/mm ²]
12,5	93,6	1574	1868	1,187	194000

Tabelle 2.4: Materialkennwerte der verwendeten 0,5“-Litze

Durch- messer d_p [mm]	Quer- schnitt A_p [mm ²]	Streck- grenze $f_{p0,1k}$ [N/mm ²]	Zugfestig- keit f_{pk} [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze $f_{pk}/f_{p0,1k}$ [-]	E-Modul E_p [N/mm ²]
11,9	110,7	1401	1648	1,176	198500

Tabelle 2.5: Materialkennwerte des verwendeten Spanndrahts $\varnothing 12$ mm

2.2.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Die Herstellung der Probekörper erfolgte in Anlehnung an DIN 1048-5 [1048]. Beim Füllen der Formen wurde der Beton über eine rd. 0,5 m-lange Rinne, die eine Neigung von rd. 20° aufwies, eingefüllt. Dieses Vorgehen wurde auf Grundlage der Ergebnisse in [Br02] gewählt. Eine Verdichtung auf dem Rütteltisch oder durch Stochern blieb aus. Die Lagerung fand bei einer gleichmäßigen Raumtemperatur von etwa 22°C und einer Luftfeuchtigkeit von 50 - 60 % in der Institutshalle statt. Die Versuchskörper wurden nach 24 Stunden ausgeschalt und bis zum Versuch mit Folie abgedeckt.

Um den Einfluss der Querdehnung der Spannstähle auf das Verbundverhalten entsprechend der Kraftänderung bei der Spannkrafteinleitung zu ermitteln, wurden die Versuchskörper im Spannbett an Litzen bzw. Spanndrähten hergestellt und vorgespannt. Die Spannstahlspannung wurde nach DIN 1045-1 [1045-1] zu $\sigma_{po} = 0,90 \cdot f_{p0,1k} = 1350 \text{ N/mm}^2$ (für die 0,5“-Litzen) bzw. $\sigma_{po} = 1215 \text{ N/mm}^2$ (für die Spanndrähte). Dies entspricht einer Vorspannkraft von ca. 125 kN je Litze bzw. ca. 135 kN je Spanndraht. Hierzu wurde eine maßgenaue, mehrteilige Holzschalung aus wasserfestem Sperrholz verwendet (Bild 2.7).



Bild 2.7: Mehrteilige Holzschalung der Probekörper

2.2.5 Messtechnik

Die Verschiebung der Spannstähle (Schlupf) gegenüber dem Betonkörper wurde unmittelbar an der Stirnseite der Versuchskörper mit einem Messhalter erfasst, der mit Stahlschneiden 5 mm vor der Stirnfläche auf dem Spannstahl fixiert wurde, um den Einfluss der Dehnungen des Spannstahls vor dem Versuchskörper aus der Ausziehungskraft gering zu halten. Die Messung erfolgte durch je zwei induktive Wegaufnehmer im Abstand von 20 mm zur Spanngliedachse. Die Wegaufnehmer wurden im Messhalter symmetrisch zur Spanngliedachse angeordnet, um Bewegungen des Spannstahls quer zur Achse durch Mittelwertbildung ausgleichen zu können und damit die Verschiebung in der Spannstahlachse gegenüber der Stirnfläche zu erfassen (Bild 2.8). Zusätzlich wurde die Rotation durch einen in Querrichtung angeordneten induktiven Wegaufnehmer gemessen.

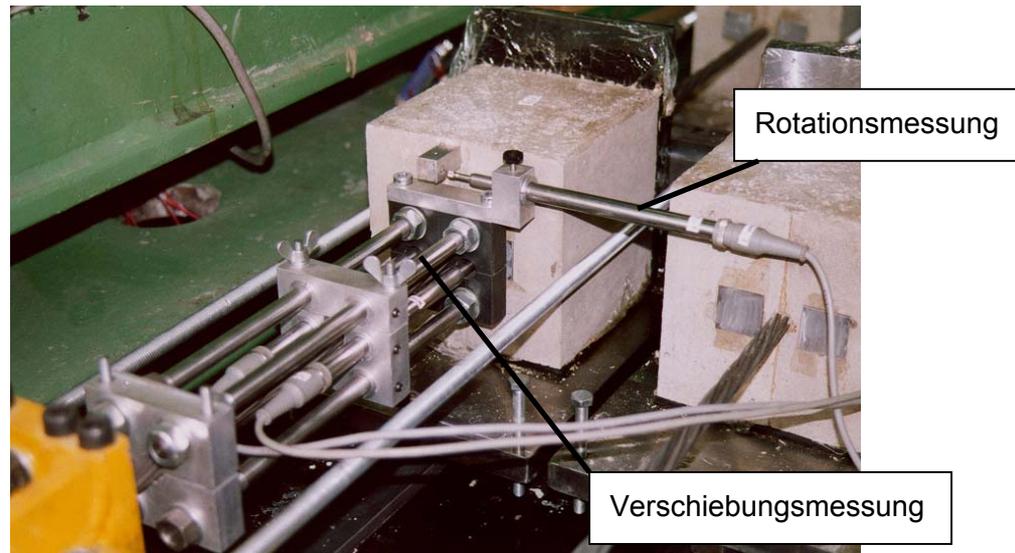


Bild 2.8: Messanordnung bei den Ausziehversuchen

Die Ausziehkräfte wurden durch zwei Zugmessstäbe aus Rundstahl mit je zwei gegenüberliegenden Dehnungsmessstreifen (DMS, Bauart HBM 6/120LY61) mit einer Messbasis von 6 mm ermittelt (Bild 2.9). Die Zugmessstäbe wurden mit einer Kalibrierung vor und nach den Versuchen geeicht.



Bild 2.9: Zugmessstäbe und kardanische Aufhängung sowie Zuggestänge für die Ausziehversuche

Die Messsignale der induktiven Wegaufnehmer und der Kraftmesseinrichtung wurden während des Versuchs kontinuierlich aufgezeichnet.

2.2.6 Belastungsgeschichte

Unmittelbar vor dem eigentlichen Ausziehversuch wurde zur Untersuchung der Auswirkung der Kraftänderung bei der Spannkrafteinleitung die Spannkraft der einbetonierten Spannglieder verringert. Um den direkten Vergleich zu erhalten, wurden jeweils drei Körper ohne Ab-

lassen der Vorspannkraft, drei nach Ablassen von ca. 50 % der Vorspannkraft um 60 kN und die letzten drei nach Ablassen von knapp 100 % der Vorspannkraft um 110 kN je Litze bzw. 120 kN je Spanndraht nacheinander geprüft. Beim letzten Ablassen, wurde auf den Litzen bzw. Spanndrähten eine Restkraft von 10 kN gelassen, damit es nicht zu Verwindungen der Litzen bzw. Spanndrähten kommt, wenn die Probekörper über Litzen bzw. Spanndrähten gezogen werden. Die Belastung der Zugeinrichtung wurde durch eine elektro-hydraulische Pumpe über ein Feinsteuerventil kontinuierlich aufgebracht, bis ein Schlupf von rd. 3 mm erreicht wurde. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug hierbei gemäß [RILEM] 80 N/s. Dies entspricht einer Verbundspannungszunahme von 0,035 N/(mm²s) bei den Litzen bzw. 0,042 N/(mm²s) bei den Spanndrähten. Nach Erreichen des angestrebten Endwertes der Verschiebung von rd. 3 mm wurde die Belastung durch Öffnen des Ventils schnell heruntergefahren.

2.3 Versuchsergebnisse und Auswertung

2.3.1 Allgemeines

Die aus den während der Versuchsdurchführung kontinuierlich aufgenommenen Messwerten ermittelten Ergebnisse werden im Folgenden exemplarisch dargestellt. Zum einen werden die wesentlichen Verbundkräfte und -spannungen bei unterschiedlichen Verschiebungswegen ermittelt. Die Verbundkraft bezieht sich bei den Ausziehversuchen auf eine Verbundlänge von $l_v = 50$ mm. Zum anderen werden die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für je drei Einzelversuche mit gleichen Parametern in jeweils einem Diagramm zusammengefasst. In den Diagrammen ist die Verbundkraft über eine Verschiebung von 1,5 mm zwischen Litze und Beton aufgetragen. Hiermit wird der maßgebende Verschiebungsbereich bei der Spannkrafteinleitung erfasst. Eine vollständige Dokumentation der Versuchsergebnisse findet sich im Anhang A.

2.3.2 Zusammenstellung der ermittelten Verbundspannungen

Zur Bestimmung der Verbundspannungen wird eine gegenüber den Versuchsabmessungen um 2 mm reduzierte Verbundlänge $l_{b,eff} = 48$ mm angesetzt. Dies ergibt sich aus dem beobachteten Ausbruchkegel im Übergang zum verbundfreien Bereich des Spannstahls. Der wirksame Umfang u_b der untersuchten 0,5“-Litzen wird gemäß Gleichung (2.1) nach [Tr80] bzw. nach Gleichung (2.2) für die Spanndrähte $\varnothing 12$ mm ermittelt.

$$u_{b,Litzen} = 1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_p} = 48,6 \text{ mm} \quad (2.1)$$

$$u_{b,Drähte} = 2 \cdot \pi \cdot r = 37,7 \text{ mm} \quad (2.2)$$

Für die Auswertung des Einflusses unterschiedlicher Betonzusammensetzungen wird die Verbundspannung auf die Druckfestigkeit $f_{ck,cube}$ des Betons bezogen. Hiermit berechnet sich die bezogene Verbundspannung zu

$$\tau / f_{ck,cube} = \frac{F_b}{u_b \cdot l_{b,eff} \cdot f_{ck,cube}} \quad (2.3)$$

In Tabelle 2.6 sind die aus jeweils drei Versuchskörpern gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei ausgewählten Verschiebungen s angegeben, die bei einem Ablassen der Vorspannkraft vor Versuchsbeginn um 0%, 50% bzw. 100% gemessen wurden. Hierbei wurden die Verbundspannungen in Anlehnung an [Tr80] bei einem Schlupf von $s = 0,1$ mm und $s = 0,5$ mm gewählt. Zur Beurteilung des Verbundverhaltens bezüglich der Rissbreitenbeschränkung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann von einer zulässigen Rissbreite von $w = 0,2$ mm ausgegangen werden. Für die Festlegung der im Grenzzustand der Tragfähigkeit ansetzbaren Verbundfestigkeiten wird ein Verschiebungsweg von $s = 0,5$ mm angenommen, der einem Rissbild von fünf Rissen pro Meter Balkenlänge mit einer Rissbreite von je $w = 1,0$ mm entspricht. Die Verbundkräfte und -spannungen für weitere Verschiebungswerte sind im Anhang A3 zusammengestellt.

Ver- suchs- serie	Beton- sorte	Ablass- grad der Vor- spann- kraft	Würfelfest- igkeit $f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,1$ mm				Schlupf $s = 0,5$ mm			
				$F_{0,1}$	$\tau_{0,1}$	$\tau_{0,1} / f_{ck,cube}$	$\tau_{0,1} / \sqrt{f_{ck,cube}}$	$F_{0,5}$	$\tau_{0,5}$	$\tau_{0,5} / f_{ck,cube}$	$\tau_{0,5} / \sqrt{f_{ck,cube}}$
11 (Litze)	Kombina- tionstyp	0%	25,8	2,42	1,04	0,04	0,20	3,39	1,46	0,06	0,29
		50%		7,06	3,03	0,12	0,60	6,67	2,87	0,11	0,56
		100%		9,33	4,01	0,16	0,79	8,50	3,65	0,14	0,72
12 (Litze)	Flug- asche	0%	49,2	3,54	1,52	0,03	0,22	5,77	2,48	0,05	0,35
		50%		7,83	3,37	0,07	0,48	8,74	3,75	0,08	0,54
		100%		15,67	6,73	0,14	0,96	15,60	6,70	0,14	0,96
13 (Litze)	Kalk- steinmehl	0%	30,8	4,82	2,07	0,07	0,37	5,04	2,17	0,07	0,39
		50%		10,50	4,51	0,15	0,81	9,52	4,09	0,13	0,74
		100%		15,03	6,46	0,21	1,16	13,69	5,88	0,19	1,06
14 (Litze)	Kombina- tionstyp	0%	7,3	0,95	0,41	0,06	0,15	1,06	0,46	0,06	0,17
		50%		2,90	1,25	0,17	0,46	2,30	0,99	0,14	0,37
		100%		4,50	1,93	0,26	0,72	3,18	1,37	0,19	0,51
15 (Draht)	Kombina- tionstyp	0%	30,8	6,62	3,66	0,12	0,66	13,04	7,21	0,23	1,30
		50%		8,28	4,58	0,15	0,82	14,37	7,94	0,26	1,43
		100%		10,11	5,59	0,18	1,01	16,02	8,85	0,29	1,60
17 (Litze)	Flug- asche	0%	49,8	6,67	2,87	0,06	0,41	6,39	2,74	0,06	0,39
		50%		12,23	5,26	0,11	0,75	11,17	4,80	0,10	0,68
		100%		19,36	8,32	0,17	1,18	17,79	7,65	0,15	1,08
18 (Draht)	Flug- asche	0%	51,0	14,64	8,09	0,16	1,13	27,81	15,37	0,30	2,15
		50%		18,68	10,32	0,20	1,45	29,73	16,43	0,32	2,30
		100%		24,11	13,32	0,26	1,87	33,65	18,60	0,36	2,60
20 (Litze)	Kalk- steinmehl	0%	22,7	3,75	1,61	0,07	0,34	5,34	2,30	0,10	0,48
		50%		9,50	4,08	0,18	0,86	8,92	3,83	0,17	0,80
		100%		13,51	5,80	0,26	1,22	12,31	5,29	0,23	1,11
22 (Litze)	Kombina- tionstyp	0%	39,6	6,10	2,62	0,07	0,42	5,27	2,26	0,06	0,36
		50%		12,32	5,29	0,13	0,84	10,62	4,57	0,12	0,73
		100%		15,00	6,45	0,16	1,02	13,32	5,73	0,14	0,91
23 (Draht)	Kombina- tionstyp	0%	37,7	10,70	5,91	0,16	0,96	17,86	9,87	0,26	1,61
		50%		8,71	4,81	0,13	0,78	17,54	9,69	0,26	1,58
		100%		9,98	5,52	0,15	0,90	16,53	9,14	0,24	1,49
25 (Draht)	Kalk- steinmehl	0%	37,5	12,49	6,90	0,18	1,13	21,23	11,73	0,31	1,92
		50%		18,20	10,06	0,27	1,64	24,41	13,49	0,36	2,20
		100%		19,77	10,93	0,29	1,78	24,26	13,40	0,36	2,19
26 (Litze)	Kalk- steinmehl	0%	38,7	9,97	4,28	0,11	0,69	9,06	3,89	0,10	0,63
		50%		15,40	6,62	0,17	1,06	14,17	6,09	0,16	0,98
		100%		20,22	8,69	0,22	1,40	18,58	7,98	0,21	1,28

Tabelle 2.6: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,1$ mm und $s = 0,5$ mm bei einem Ablassen der Vorspannkraft vor Versuchsbeginn von 0%, 50% bzw. 100%

2.3.3 Einfluss der Betonzusammensetzung und Querdehnungen

Eine Auswertung der Ausziehversuche nach 3d (Serien 11 bis 13) mit 110 kN eingeleiteter Spannkraft zeigt eine gute Übereinstimmung der bezogenen Verbundspannungen τ/f_{ck} verglichen mit einem Rüttelbeton aus [He99d], der nach 14d getestet wurde (Bild 2.10).

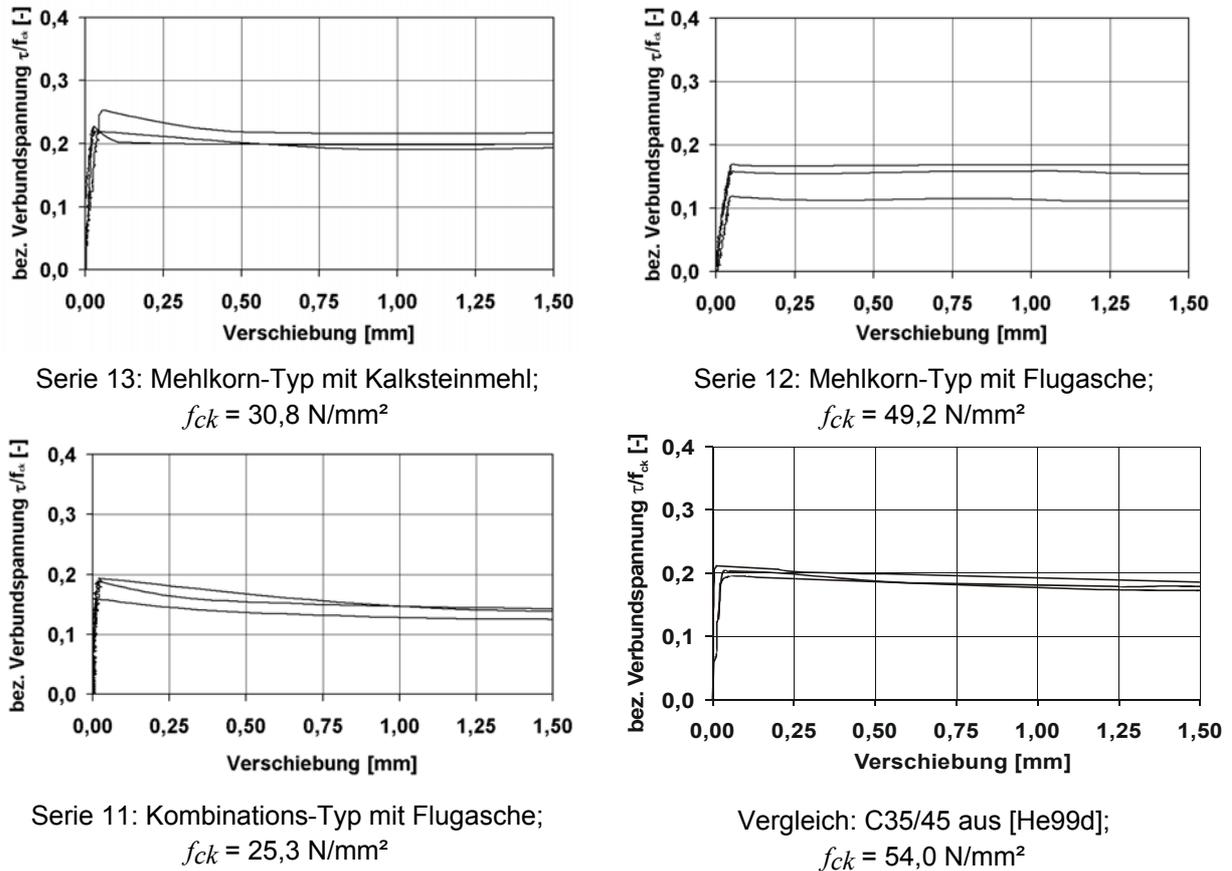


Bild 2.10: Vergleich der bez. Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung der drei verwendeten SVB-Zusammensetzungen (3d) mit einem Rüttelbeton (14d) mit 110 kN eingeleiteter Spannkraft (Litzen 0,5'')

Man erkennt in Bild 2.10, dass der Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl ungefähr die gleiche bezogene Verbundfestigkeit wie der Rüttelbeton aufweist, während der Wert für den Mehlkorntyp mit Flugasche geringer ist. Dieses schlechtere Verbundverhalten des Mehlkorntyp mit Flugasche gegenüber dem Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl hatte sich bereits bei Pull-Out-Versuchen in [He05b] herausgestellt.

Die trotz der feinteilreichen Zusammensetzung hohen bezogenen Verbundfestigkeiten sind auf das homogenere Gefüge des SVB zurückzuführen. Durch den Wegfall der mechanischen Verdichtung kommt es nicht zu Absetzerscheinungen wie bei Rüttelbetonen. Dies zeigt sich auch bei der Betrachtung der Auswirkung des Hoyer-Effektes. Dieser ist bei selbstverdichtenden Betonen genauso stark ausgeprägt wie beim Rüttelbeton. Dies verdeutlichen die in Bild 2.11 gegenübergestellten Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für den Kombinationstyp (Serie 11) ohne und mit Änderung der Vorspannkraft.

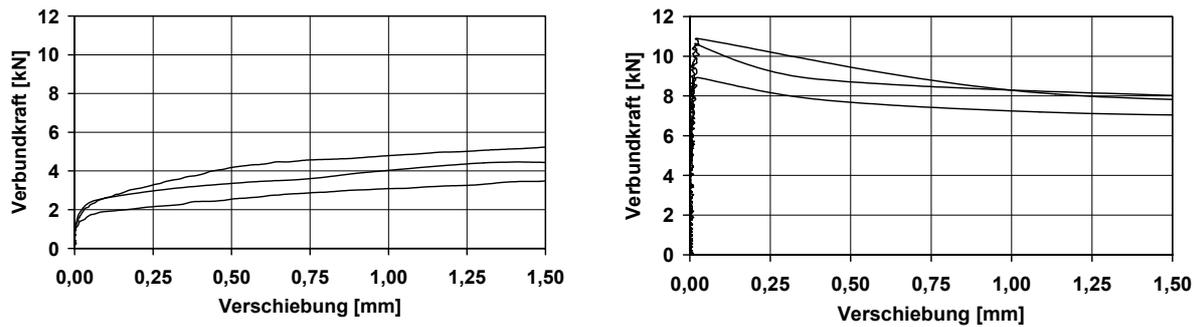


Bild 2.11: Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung der Serie 11 (Kombinationstyp, 3d, $f_{ck} = 25,3 \text{ N/mm}^2$) mit 0 kN (links) und 110 kN (rechts) eingeleiteter Spannkraft

Man erkennt den Einfluss der Spannungsänderung der vorgespannten Litzen auf die Verbundkräfte (Hoyer-Effekt). Die durch ein Ablassen der Vorspannkraft um 110 kN je Litze hervorgerufenen Spannungsänderungen entsprechen den Werten beim Ablassen der Litzen im Einleitungsbereich bei Vorspannung mit sofortigem Verbund. Die übertragbaren Verbundkräfte haben sich etwa verdoppelt. Die Verbundcharakteristik des Kombinationstyp zeigte wie in [He05b] keine außergewöhnlichen Merkmale bezüglich des Verbundkraft-Verschiebungsverlaufes auf, wie die stetigen Verbundkraft-Verschiebungsverläufe in den Versuchen belegen.

In Bild 2.12 sind die Verläufe für zwei Mehlkorntypen mit Kalksteinmehl nach 24h gegenübergestellt. Zum Einen ein in der institutseigenen Mischanlage hergestellter Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl (Serie 6 [He05b]) und zum Anderen ein Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl der Firma Beton Union, die für diesen Beton eine bauaufsichtliche Zulassung hat [Br01a] (Serie 20) und dieselbe Zusammensetzung aufweist wie der in der institutseigenen Mischanlage hergestellte Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl.

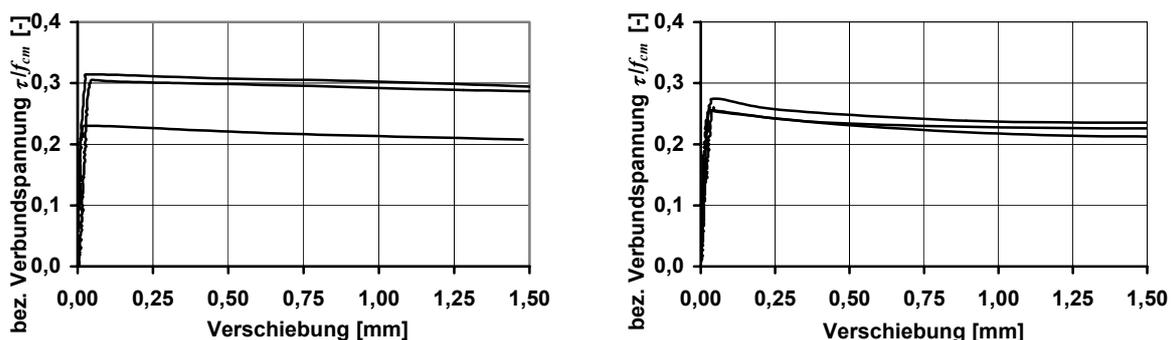


Bild 2.12: Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung für Litzen 0,5'' nach 24h der Serie 6 (links, $f_{ck} = 18,7 \text{ N/mm}^2$ aus [He05b]) und Serie 20 (rechts, $f_{ck} = 22,7 \text{ N/mm}^2$), mit 110 kN eingeleiteter Spannkraft

Man erkennt, dass beide Mehlkorntypen mit Kalksteinmehl die gleiche bezogene Verbundspannung erreichen. Bei allen Betonen geht mit zunehmender Stahlspannungsverminderung ein zunehmend starr-plastisches Verbundverhalten einher. Infolge der Verdichtung der Kon-

taktzone durch die Querdehnung des Stahls (Hoyer-Effekt) ist keine ausreichende Aufweitung des Betonkanals möglich, so dass der Gleichgewichtszustand zwischen Stahl und Beton für maximale Verbundspannungen schon bei geringsten Relativverschiebungen eintritt. Aufgrund des starr-plastischen Verbundverhaltens der Litzen ist bei der Beanspruchung der Verbundverankerung (einsetzender Litzenschlupf bei Rissbildung in der Verankerungslänge) mit keiner großen Laststeigerung mehr zu rechnen.

Wie bei Litzen, so ist auch bei den Drähten eine Erhöhung der Verbundspannungen infolge einer Spannungsverminderung des Stahls in gleicher Größenordnung festzustellen. Bild 2.13 zeigt exemplarisch die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der Serie 15 ohne und mit Änderung der Vorspannkraft. Im Gegensatz zu den Litzen ist diese allerdings nur in Verschiebungsbereichen $< 0,5$ mm feststellbar. Beim Einleiten der Spannkraft stellt sich ein flacherer Kurvenverlauf im Bereich des Scherverbundes ein. Hierdurch können durch eine Stahlspannungsverminderung keine größeren maximalen Verbundkräfte aufgenommen werden als ohne Änderung der Vorspannkraft.

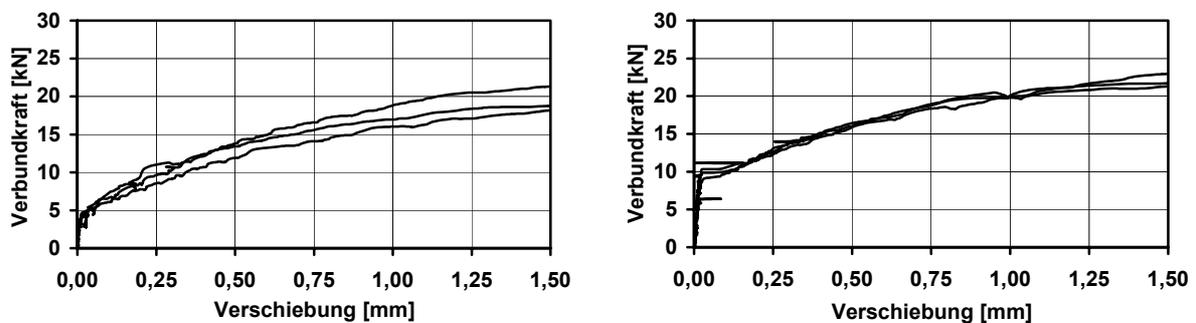


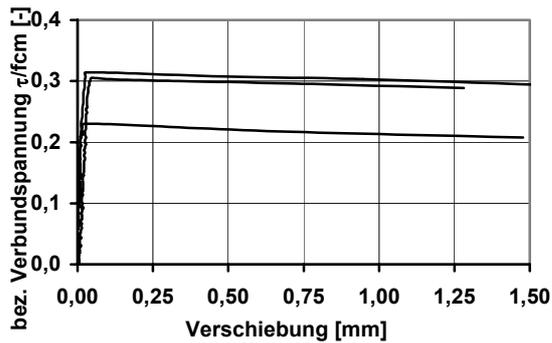
Bild 2.13: Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung der Serie 15 (Draht $d_p = 12$ mm, Kombinationstyp, 3d, $f_{ck} = 30,8$ N/mm²) mit 0 kN (links) und 110 kN (rechts) eingeleiteter Spannkraft

Im für den Gebrauchslastbereich relevanten Verschiebungsbereich, stellt sich infolge des Hoyer-Effektes eine größere Verbundsteifigkeit in der Größenordnung wie bei Litzen ein. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit erreichen Drähte durch den verschiebungsabhängigen Scherverbund höhere Verbundspannungen als Litzen.

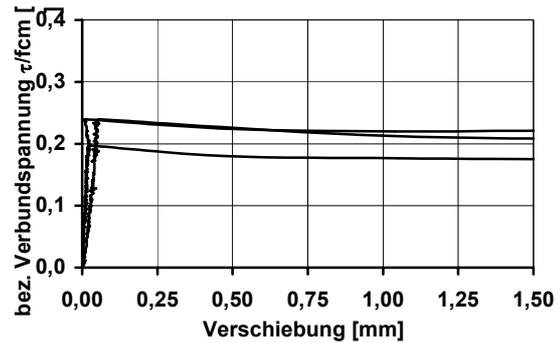
Im Gegensatz zu den Litzen ist bei den gerippten Drähten infolge einer Beanspruchung der Verbundverankerung noch eine Laststeigerung möglich. Wie durch Pull-Out-Versuche nach 25d für den Mehlkorntyp mit Flugasche in [He05b] festgestellt wurde, besteht bei einem höheren Betonalter dann allerdings die Gefahr einer Sprengrissbildung.

2.3.4 Einfluss des Betonalters

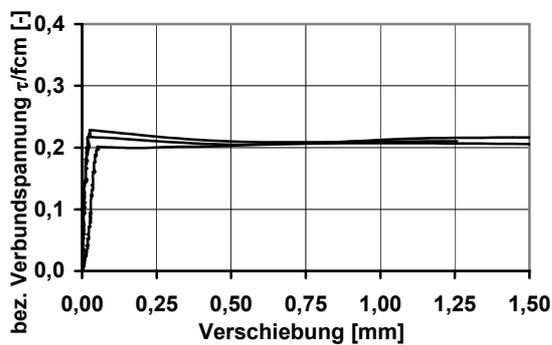
Um den Einfluss des Betonalters zu untersuchen, wurden Versuche 24h, 3d bzw. 6d nach dem Betonieren durchgeführt. In Bild 2.14 sind die bezogenen Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen von Litzen 0,5'' für die verwendeten SVB-Zusammensetzungen nach 24h bzw. 6d gegenübergestellt.



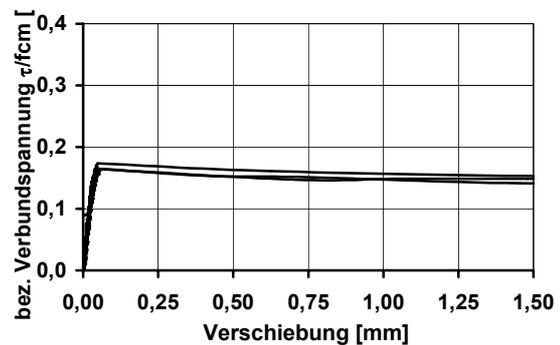
Serie 6 [He05b]: Mehlkorn-Typ mit Kalksteinmehl;
 $f_{ck} = 18,7 \text{ N/mm}^2$ (nach 24h)



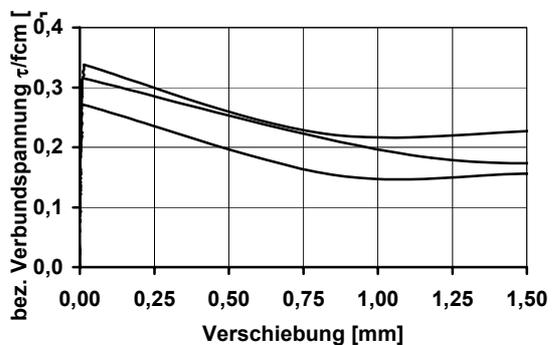
Serie 26: Mehlkorn-Typ mit Kalksteinmehl;
 $f_{ck} = 38,7 \text{ N/mm}^2$ (nach 6d)



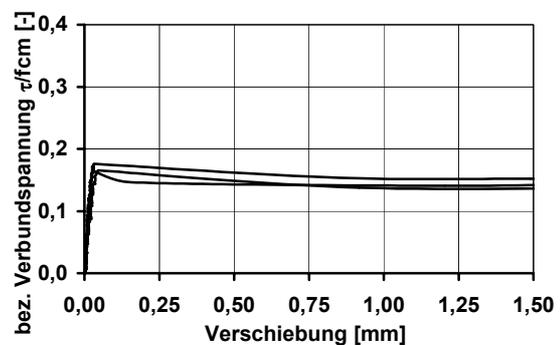
Serie 5 [He05b]: Mehlkorn-Typ mit Flugasche;
 $f_{ck} = 27,7 \text{ N/mm}^2$ (nach 24h)



Serie 17: Mehlkorn-Typ mit Kalksteinmehl;
 $f_{ck} = 49,8 \text{ N/mm}^2$ (nach 6d)



Serie 14: Kombinationstyp mit Flugasche;
 $f_{ck} = 7,3 \text{ N/mm}^2$ (nach 24h)



Serie 22: Kombinationstyp mit Flugasche;
 $f_{ck} = 39,6 \text{ N/mm}^2$ (nach 6d)

Bild 2.14: Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung von 0,5"-Litzen der verwendeten SVB-Zusammensetzungen nach 24h (links) bzw. 6d (rechts) mit 110 kN eingeleiteter Spannkraft

Bei allen verwendeten SVB-Zusammensetzungen nimmt die bezogene Verbundspannung mit steigendem Betonalter bei der Spannkrafteinleitung ab. Dies wird auch durch die Verläufe in Bild 2.10 bestätigt, das die bezogene Verbundspannung nach 3d zeigt. Die bezogene Verbundspannung nach 3d liegt zwischen den in Bild 2.14 dargestellten Verbundspannungen nach 24h (links) und nach 6d (rechts).

2.3.5 Einfluss der Betondeckung

Bild 2.15 zeigt die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für unterschiedliche Betondeckungen gemäß Bild 2.6 ohne und mit Änderungen der Vorspannkraft für den Mehlkorntyp mit Flugasche.

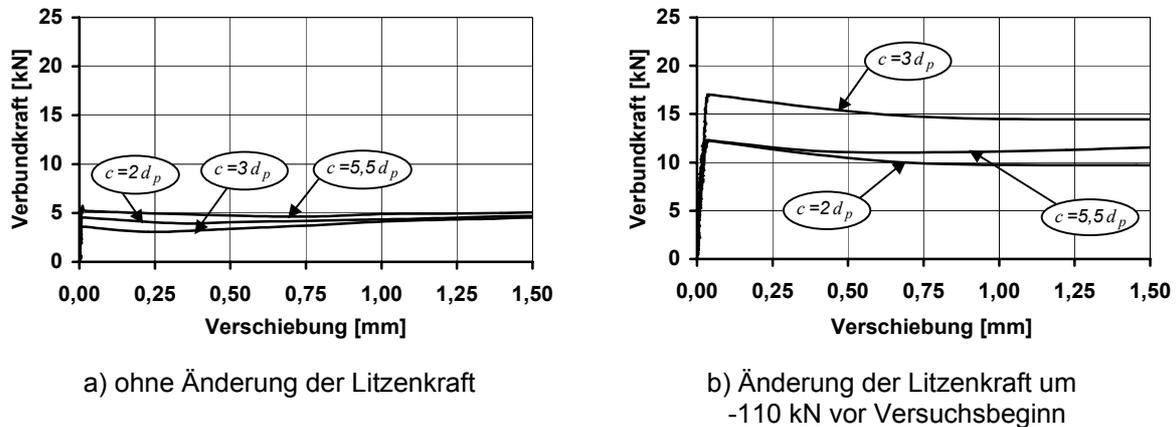


Bild 2.15: Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der Serie 21 (Kombinationstyp mit Flugasche, $f_{ck,cube} = 38,8 \text{ N/mm}^2$)

Die Versuche ohne eine vorherige Änderung der Litzenkraft zeigen keinen signifikanten Einfluss der größeren Betondeckung von $c = 5,5 \cdot d_p$ gegenüber den kleineren Betondeckungen. Demgegenüber sind nach einer Änderung der Litzenkraft in fast allen Fällen (vgl. Anhang A) bei einer Betondeckung von $c = 3,0 \cdot d_p$ teilweise größere Verbundkräfte als bei einer Betondeckung von $c = 5,5 \cdot d_p$ ermittelt worden, was sich mit den Ergebnissen für Normalbeton [He99] und hochfestem Leichtbeton [He04] deckt.

Bei den gerippten Spanndrähten ist bei allen drei verwendeten SVB-Zusammensetzungen eine Betondeckung von $c = 5,75 \cdot d_p$ ausreichend, um eine Sprenggrissbildung zu verhindern. Dies entspricht den Versuchen in [He05b], bei denen nur für den Mehlkorntyp mit Flugasche nach 25d bei einer Betondeckung von $c = 5,75 \cdot d_p$ Sprengrisse infolge Abplatzen der Betondeckung auftraten, während zu den anderen Zeitpunkten (24h bzw. 3d) sowie beim Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl zu allen Zeitpunkten (24h, 3d und 25d) keine Sprengrisse auftraten. Diese versagten durch Scherbruch, also Abscheren der Mörtelkonsolen, was in diesen Fällen auf einen weichen Verbund und eine ausreichende Trägfähigkeit der Betonzugringe hindeutet.

3 Spannkrafteinleitungsversuche

3.1 Allgemeines

Um die Mindestabmessungen für eine rissfreie Spannkrafteinleitung in selbstverdichtendem Beton zu ermitteln, wurde bei den Spannkrafteinleitungsversuchen nach [DIBt] die Betondeckung und der lichte Abstand zwischen den Spannstäben variiert. Entsprechend den üblichen Herstellungsbedingungen in der Praxis wurde die Spannbettvorspannung spätestens nach drei Tagen eingeleitet. Die Spannkrafteinleitung bei sofortigem Verbund führt vor allem wegen des Hoyer-Effektes zu lokalen Spannungsspitzen, die Spalt- und Stirnzugrisse erzeugen können (Bild 3.1). Geht durch eine Sprengrissbildung der für die Verbundfestigkeit günstige Einfluss des Hoyer-Effektes verloren, wird die Verbundfestigkeit deutlich reduziert. Maßgebende Parameter für die Rissentwicklung sind die Betondeckung und die lichten Abstände der Spannstäbe untereinander.

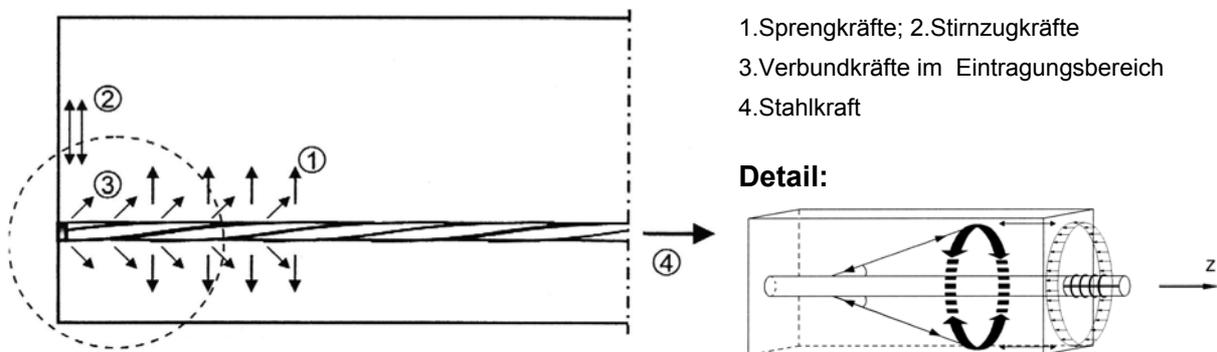


Bild 3.1: Beanspruchung am Balkenende nach [Ru77] und Ringzugspannungen

Bild 3.2 verdeutlicht, wie die Beanspruchungsverhältnisse im Übertragungsbereich eines Spannbettträgers durch Spannkrafteinleitungsversuche abgebildet werden können.

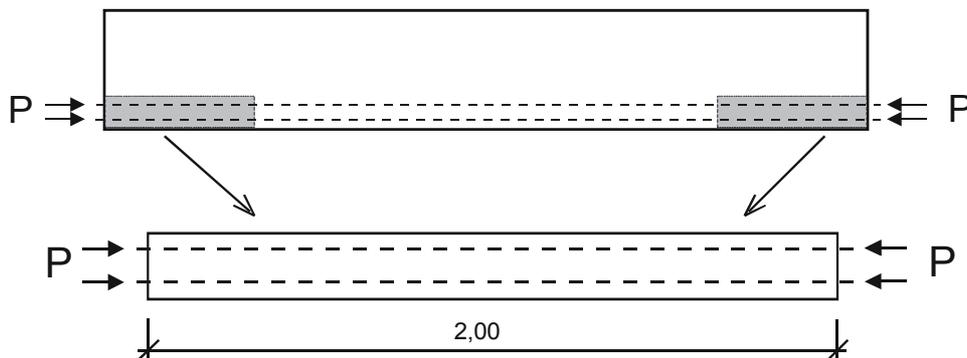


Bild 3.2: Spannkrafteinleitungskörper als Modell des Übertragungsbereichs

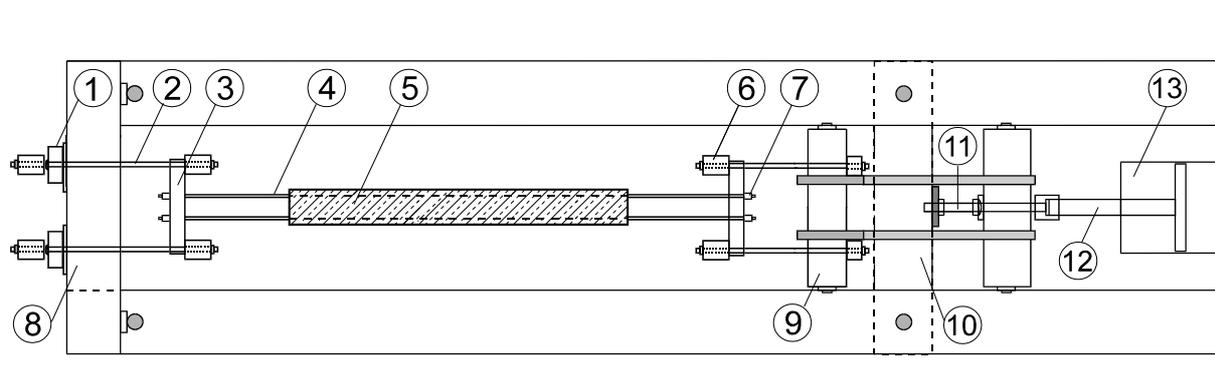
Zunächst wurden zwei Spannkrafteinleitungsversuche an Probekörpern mit rechteckigem Querschnitt durchgeführt, die mit zwei 0,5“-Litzen vorgespannt wurden, um die Mindestbetondeckung c zur rissfreien Spannkrafteinleitung zu ermitteln. Darauf aufbauend wurden drei

Spannkrafteinleitungsversuche mit vier Litzen durchgeführt, bei denen sowohl die Betondeckung c als auch der lichte Abstand der Litzen s variiert wurde. Als Beton wurde der Kombinationstyp gemäß Tabelle 2.2 verwendet. Versuche an den beiden Mehlkorntypen wurden bereits in [He05b] durchgeführt.

3.2 Versuchsprogramm und Durchführung

3.2.1 Allgemeines

Die Versuchskörper wurden in einem geschlossenen Rahmensystem einer liegenden Zugprüfmaschine (Typ Mohr & Federhoff mit 2000 kN Höchstlast) vorgespannt (Bild 3.3). Die Auflagerung erfolgte auf 20 mm dicken, plangeschliffenen Stahlblechen. Um Zwängungen auszuschließen, wurden die Versuchskörper auf eine Zwischenlage aus Hartschaumplatten oder doppelter Folie hergestellt und die Lage bis zum Versuchsende nicht verändert. Die Spannkraft wurde durch den hydraulischen Zugzylinder aufgebracht und über eine Zentrierung aus einer Kugelkalotte sowie einer Spannspindel in ein bewegliches Spannjoch weitergeleitet. Hierdurch wurde die Zugkraft über ein gelenkiges Umsetzgehänge gleichmäßig an die Litzenbewehrung abgegeben. Die Messung der Litzenkraft erfolgte über ein reibungsarm gelagertes Umsetzgehänge durch Druckmessdosen am festen Querjoch.



- | | |
|--|--|
| 1 Druckmessdose (500 kN) | 8 festes Querjoch |
| 2 reibungsarm gelagertes Umsetzgehänge | 9 bewegliches Spannjoch |
| 3 Lochschablone | 10 Joch zum Absetzen der Vorspannkraft |
| 4 Litze | 11 Spannspindel auf Kugelkalotte |
| 5 Versuchskörper ($l = 200$ cm) | 12 Zugstange |
| 6 Umsetzgehänge | 13 Hydraulischer Zugzylinder (2000 kN) |
| 7 Spannanker | |

Bild 3.3: Versuchsaufbau für die Spannkrafteinleitungsversuche - Prüfrahen und Belastungseinrichtung

3.2.2 Versuchsprogramm

Basierend auf den Ergebnissen der Ausziehversuche und den Erfahrungen aus [He99d, He05b] wurden in den Spannkrafteinleitungsversuchen nach [DIBt] systematisch der Einfluss

der Betondeckung ($c = 2,0 \cdot d_p - 3,0 \cdot d_p$, $d_p =$ Nenndurchmesser) und dem lichten Abstand s der Litzen auf den Spannkrafteinleitungsbereich untersucht. Die Querschnitte wurden entsprechend der zu erwartenden Festigkeit in Anlehnung an DIN 1045-1, Kap. 11.1.2 (1) gewählt, so dass die Betondruckspannung auf $\sigma_c = 0,6 \cdot f_{ck}$ (Beginn der Mikrorissbildung in Druckspannungsrichtung [Heft525]) begrenzt ist. Die Länge der Versuchskörper betrug 2,00 m. Die Versuchskörper ohne Betonstahlbewehrung wurden im Spannbett mit 2 bzw. 4 Litzen vorgespannt. Die Spannstahtspannung wurde nach DIN 1045-1 [1045-1] zu $\sigma_{p0} = 0,90 \cdot f_{p0,1k} = 1350 \text{ N/mm}^2$ gewählt. Dies entspricht einer Vorspannkraft von $P_0 = \sigma_{p0} \cdot A = 1350 \text{ N/mm}^2 \cdot 93 \text{ mm}^2 \approx 125 \text{ kN}$. Entsprechend den Umlaufzeiten in Fertigteilwerken wurden die Versuchskörper spätestens drei Tage nach dem Betonieren vorgespannt und die Vorspannkraft je in 10 Laststufen innerhalb von einer Stunde eingeleitet. Tabelle 3.1 gibt eine Übersicht über die durchgeführten Versuche.

Versuchs-Körper	Anzahl der 0,5"-Litzen	Bezogene Betondeckung c/d_p	Bezogenen lichten Abstand s/d_p	Querschnitt $a \times b$ [mm]	Betonsorte nach Tabelle 2.2	Betonalter bei der Spannkrafteinleitung
SK SVB 7	2	2,0	8,0	62,5 x 175	Kombinationstyp	3d
SK SVB 8	2	2,5	6,0	75 x 162,5	Kombinationstyp	3d
SK SVB 9	4	3,0	2,0	125 x 197,5	Kombinationstyp	3d
SK SVB 10	4	2,5	2,5	119 x 175	Kombinationstyp	3d
SK SVB 11	4	2,5	2,0	113 x 175	Kombinationstyp	3d

Tabelle 3.1: Versuchsprogramm der Spannkrafteinleitungsversuche

Wie bereits bei den Ausziehversuchen, wurden auch hier die Versuche SK SVB 1 bis SK SVB 6 im Zuge eines anderen Forschungsvorhaben [He05b] durchgeführt. Da die dort ermittelten Ergebnisse mit denen im Zuge dieses Forschungsvorhaben gewonnenen Ergebnissen verglichen werden sollen, wurde eine fortlaufende Nummerierung gewählt, um Missverständnisse bzw. Verwechslungen auszuschließen.

3.2.3 Baustoffe

Die verwendete Zusammensetzung des in der institutseigenen Mischanlage hergestellten selbstverdichtenden Beton (Kombinationstyp mit Stabilisator und Flugasche) ist Tabelle 2.2 zu entnehmen. Tabelle 3.2 enthält die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen sowie der Frischbetoneigenschaften. Weitere Angaben zum hier verwendeten Kombinationstyp mit Stabilisator und Flugasche sowie zur Ermittlung der Frischbetoneigenschaften sind dem Abschnitt 2.2.3 zu entnehmen.

Serie	Betonsorte	Festigkeiten zum Versuchszeitpunkt (3d)				Frischbetoneigenschaften		Güte Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]
		Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]	Spalt- zug- festigkeit [N/mm ²]	Biege- zug- festigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Setzfließ- maß s_m [mm]	Setzfließ- zeit t_{500} [s]	
SK SVB 7	Kombinationstyp	40,1	3,14	-	32700	71	3,1	61,1
SK SVB 8	Kombinationstyp	36,1	2,55	5,04	29100	72	3,9	63,1
SK SVB 9	Kombinationstyp	36,2	2,61	4,73	28800	72	2,1	57,1
SK SVB 10	Kombinationstyp	36,4	2,53	4,82	28700	71	3,0	60,5
SK SVB 11	Kombinationstyp	36,9	2,79	5,39	29500	74	3,8	59,1

Tabelle 3.2: Ergebnisse der Fest- und Frischbetonprüfungen der Spannkrafteinleitungsversuche

Die Spannstahlbewehrung bestand aus 0,5“-Litzen (St 1570/1770) der Fa. WDI. Eine Zusammenstellung der gemessenen Baustoffkennwerte enthält die folgende Tabelle 3.3.

Durchmesser d_p [mm]	Querschnitt A_p [mm ²]	Streckgrenze $f_{p0,1k}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{pk} [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze $f_{pk}/f_{p0,1k}$ [-]	E-Modul E_p [N/mm ²]
12,5	93,6	1574	1868	1,187	194000

Tabelle 3.3: Materialkennwerte der Spannstahllitzen 0,5”

3.2.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Zum maßgenauen Einbau wurden die Litzen in Lochschablonen verankert und nach DIN 1045-1 [1045-1] mit $\sigma_{p0} = 0,90 \cdot f_{p0,1k} = 1350 \text{ N/mm}^2$ vorgespannt. Aufgrund der Vorspannung konnte auf eine Anordnung der Abstandhalter verzichtet werden. Um eine symmetrische und zentrische Bewehrungsanordnung während des Erhärtens sicherzustellen, wurde die Schalung mit Messleeren an der vorgespannten Bewehrung ausgerichtet und mit Stellschrauben höhenjustiert sowie mit den Stirnschalungen seitlich fixiert. Die Herstellung und Lagerung der Probekörper erfolgte entsprechend Abschnitt 2.2.4.

3.2.5 Messtechnik

Die Messungen der Betondehnungen während des Versuchs im Einleitungsbereich erfolgte mit Setzdehnungsmessmarken (Typ: BAM - Bauart Pfender, Messbasis: 10 cm) an den Seitenflächen der Körper in Höhe der Spannglieder (Bild 3.4). Zur Berücksichtigung von Schwind- und Temperatureinflüssen wurden die Betondehnungen auch an einem gleichzeitig hergestellten unbewehrten Betonkörper, mit demselben Querschnitt wie die Versuchskörper sowie an einem Körper aus nicht mehr schwindendem Beton, gemessen.

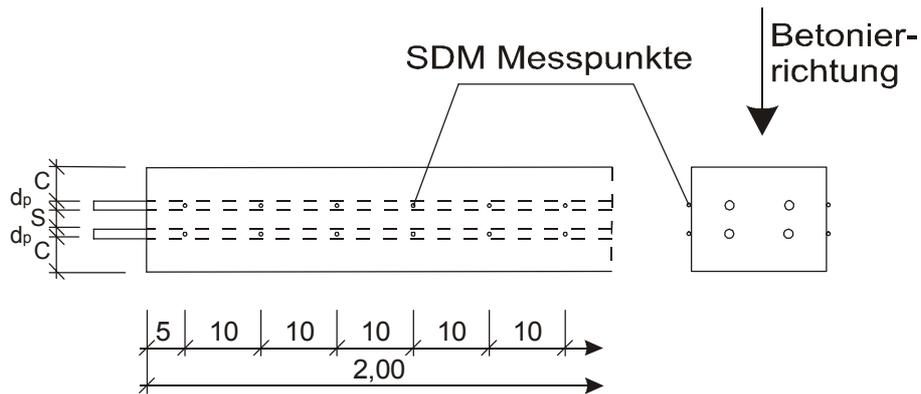


Bild 3.4: Querschnitt und Seitenansicht beispielhaft für einen Körper mit 4 Litzen

Die Verschiebung jedes einzelnen Spannstahls an den Enden der Versuchskörper wurde durch induktive Wegaufnehmer gemessen, welche die Verschiebung gegenüber den Stirnflächen kontinuierlich erfassen. Diese Wegaufnehmer wurden 10 mm hinter den Stirnflächen auf den Spannstählen fixiert (Bild 3.5). Die Kontrolle und Überwachung der eingeleiteten Spannkraft erfolgte über Druckmessdosen (Bild 3.3).



Bild 3.5: Messanordnung bei den Spannkrafteinleitungsversuchen

Alle elektrischen Messsignale wurden während des Versuchs mittels einer Vielstellenmessenanlage vom Typ UGR 60 der Firma Hottinger und einem Messwerte-Erfassungsprogramm kontinuierlich elektronisch aufgezeichnet. Die Messwerte der SDM-Messungen wurden bei den vorgesehenen Belastungsstufen protokolliert. Neben diesen elektronischen und mechanischen Messwerterfassungen wurde für die spätere Auswertung die eventuelle Rissbildung der Versuchskörper nach jeder Belastungsphase aufgenommen.

Zur Erfassung des zeitabhängigen Verhaltens wurden die Betondehnungen und die Verschiebungen der Spannstähle durch die induktiven Wegaufnehmer bis zum Ausbau der Versuchskörper gemessen.

3.2.6 Belastungsgeschichte

Die Versuchskörper wurden zeitnah nach der Herstellung vorgespannt. Hierbei wurde zunächst die Absetzspindel durch Aufbringen einer Zugkraft gelöst (Bild 3.3). Anschließend wurde die äußere Zugkraft entsprechend der Vorspannkraft unmittelbar vor dem Betonieren eingestellt. Die Vorspannkraften der Litzen wurden in 10 Laststufen innerhalb von ca. 1 Stunde eingeleitet bis keine äußere Zugkraft mehr vorhanden war. Bei jeder 2. Laststufe wurden SDM-Messungen durchgeführt.

3.3 Versuchsergebnisse und Auswertung

3.3.1 Allgemeines

Die Übertragung der Vorspannkraft des Spannglieds auf den Beton wird bei sofortigem Verbund durch das verschiebungsabhängige Verbundverhalten der Spannstähe bestimmt, welches bei den Ausziehversuchen ermittelt wurde. Um das Verhalten im Spannkrafteinleitungsbereich darzustellen, werden die Ergebnisse der Versuche in drei Abschnitte unterteilt:

- Verschiebungsverhalten der Spannstähe
- Übertragungslänge der Vorspannkraft
- Rissentwicklung im Übertragungsbereich

Zusätzlich zu den Ergebnissen der Spannkrafteinleitung werden die Ergebnisse zum zeitabhängigen Verschiebungsverhalten und der Veränderung der Übertragungslänge nach der Spannkrafteinleitung dargestellt.

Die Ergebnisse, die aus den während der Versuchsdurchführung aufgenommenen Messwerten ermittelt wurden, werden hier anhand repräsentativer Versuchskörper graphisch dargestellt und erläutert. Die Versuchsergebnisse werden für alle Versuchskörper zusammengefasst angegeben. Eine vollständige Zusammenstellung der Messwerte für die Versuchskörper befindet sich im Anhang B.

In Tabelle 3.4 sind die Betonfestigkeiten zum Zeitpunkt des Vorspannens den Betonspannungen nach Spannkrafteinleitung sowie den zulässigen Betonspannungen nach DIN 1045-1 ($f_{c,zul} = 0,60 \cdot f_{ck}$) gegenübergestellt. In den Versuchen SK SVB 10 und SK SVB 11 wurden die zulässige Betonspannung $f_{c,zul}$ geringfügig überschritten.

Versuchskörper	Betonfestigkeit bei Spannkrafteinleitung $f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	Querschnitt des Versuchskörpers A_c [cm ²]	Vorspannkraft P_0 [kN]	Betonspannung nach Spannkrafteinleitung P_0 / A_c [N/mm ²]	Zulässige Betonspannung nach DIN 1045-1 $f_{c,zul}$ [N/mm ²]
SK SVB 7	40,1	109,4	250	22,8	24,1
SK SVB 8	36,1	121,9	250	20,5	21,7
SK SVB 9	36,2	246,9	500	20,2	21,7
SK SVB 10	36,4	208,3	500	24,0	21,9
SK SVB 11	36,9	197,8	500	25,3	22,2

Tabelle 3.4: Betonspannungen der Spannkrafteinleitungsversuche

3.3.2 Wesentliche Versuchsergebnisse

In Tabelle 3.5 werden die ermittelten Verschiebungen Δs sowie die Übertragungslängen l_{bp} zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung sowie zum Zeitpunkt t_I nach der Spannkrafteinleitung der Versuchskörper ohne sichtbare Rissbildung im Verankerungsbereich zusammengefasst.

Versuchskörper	Zeitpunkt t_I nach der Spannkrafteinleitung [d]	nach Spannkrafteinleitung		Zeitpunkt t_I	
		Verschiebung Δs [mm]	Übertragungslänge l_{bp} [cm]	Verschiebung ^{*)} $\Delta s(t)$ [mm]	Übertragungslänge $l_{bp}(t_I)$ [cm]
SK SVB 7	-	1,64	-	1,63	-
SK SVB 8	38	1,67	53,2	1,66	48,1
SK SVB 9	56	1,68	52,9	1,68	48,2
SK SVB 10	32	1,63	49,9	1,66	50,1
SK SVB 11	24	1,76	56,5	1,75	54,1

^{*)} Messung bereits 24h bzw 3d nach der Spannkrafteinleitung abgebrochen

Tabelle 3.5: Zusammenstellung der Verschiebung Δs sowie der Übertragungslängen l_{bp}

3.3.3 Verschiebungsverhalten der Spannstähle

Beim Einleiten der Vorspannung treten im Übertragungsbereich Dehnungsdifferenzen zwischen den Spannstählen und dem Beton auf, die sich zum Bauteilende hin aufsummieren (Bild 3.6). Hieraus ergeben sich die größten Werte der Verschiebung am Anfang der Übertragungslänge (Schlupf der Spannstähle).

Versuchskörper	Betonart	Betonfestigkeit bei Spannkrafteinleitung $f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	Verschiebungen Δs der Litzen gegenüber der Stirnfläche der Versuchskörper beim Spannkrafteinleitungsversuch [mm]				Δs im Mittel [mm]
			1,18	1,20	-	-	
SK SVB 2A	Flugasche	43,5	1,18	1,20	-	-	1,19
SK SVB 6	Kalksteinmehl	30,0	2,06	1,72	1,86	1,69	1,83
SK SVB 7	Kombinationstyp	40,1	1,64	(2,93)	(2,85)	(2,60)	1,64
SK SVB 8	Kombinationstyp	36,1	1,72	1,64	1,71	1,61	1,67
SK SVB 9	Kombinationstyp	36,2	1,75	1,79	1,60	1,57	1,68
SK SVB 10	Kombinationstyp	36,4	1,64	1,73	1,49	1,65	1,63
SK SVB 11	Kombinationstyp	36,9	1,85	1,69	1,78	1,71	1,76

(...): Verschiebungen an den Stellen mit Rissbildung

Tabelle 3.6: Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung unmittelbar nach dem Versuch

Die Verschiebungen an den Stirnseiten der Versuchskörper ohne sichtbare Rissbildung betragen 1,49 mm und 1,85 mm. Hierbei ist kein signifikanter Unterschied zwischen dem hier untersuchten Kombinationstyp und den beiden in [He05b] untersuchten Mehlkorntypen zu erkennen. Dies bestätigen die in den Ausziehversuchen ermittelten etwa gleich großen Verbundkräfte bzw. -spannungen.

Bei einer Rissbildung im Spannkrafteinleitungsbereich ergeben sich deutlich größere Verschiebungen entsprechend der Verminderung der Verbundspannung. Hierdurch kommt es zu einer schnellen Vergrößerung der Verschiebungen. Im Bild 3.8 sind beispielhaft die Verschiebungen über die eingeleiteten Vorspannkraft an dem gerissenen Ende des Versuchskörpers SK SVB 7 dargestellt.

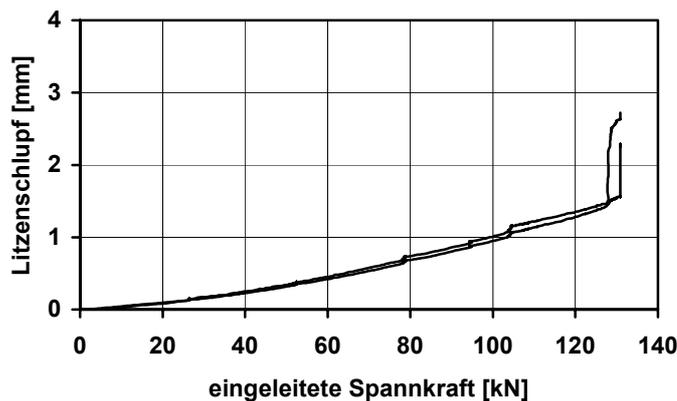


Bild 3.8 Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung am gerissenen Ende des Versuchskörpers SK SVB 7 aus Kombinationstyp (3d: $f_{ck,cube} = 40,1$ N/mm²; $c/d_p = 2,0$; $s/d_p = 8,0$)

Der erste Sprengriss wurde bei einer eingeleiteten Spannkraft von ca. 130 kN beobachtet. Der Knickpunkt der Verschiebungskurve kennzeichnet die Rissbildung bis zur Oberfläche der Versuchskörper, an der ein Riss zu erkennen war.

Die zeitabhängigen Verschiebungen im Zeitraum bis zu 69 Stunden sind für die Versuchskörper SK SVB 8 im Bild 3.9 dargestellt.

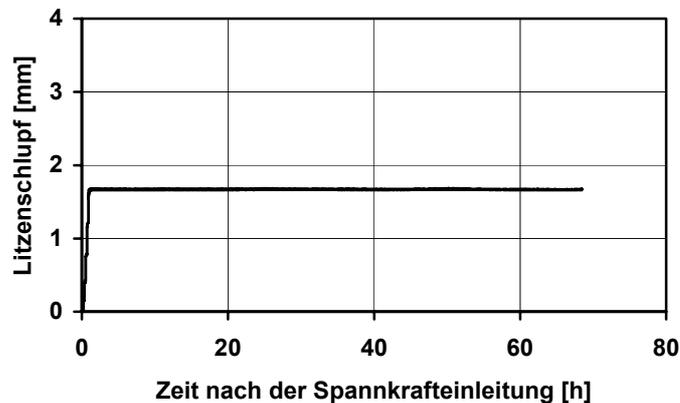


Bild 3.9: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei Versuchskörper SK SVB 8 aus Kombinationstyp (3 d: $f_{ck,cube} = 36,1 \text{ N/mm}^2$; $c/d_p = 2,5$; $s/d_p = 6,0$) bis 69 Stunden nach der Spannkrafteinleitung

Da die querpressionsabhängigen Verbundspannungen der Litzen von der Bettungsreaktion des umgebenden Betons abhängen, ergibt sich eine Verminderung der Verbundkräfte, wenn sich der Beton durch Kriechen infolge der Querpressungen verformt (Verbundkriechen). Dies ist mit einer Zunahme der Verschiebungen verbunden. Entsprechend der Kriechfunktion nehmen die Kriechverformungen mit wachsender Belastungszeit immer langsamer zu. In den hier durchgeführten Untersuchungen ist direkt nach der Spannkrafteinleitung kein weiterer Schlupfzuwachs zuerkennen. Bild 3.10 zeigt exemplarisch den Schlupfzuwachs in der ersten Stunde nach Spannkrafteinleitung.

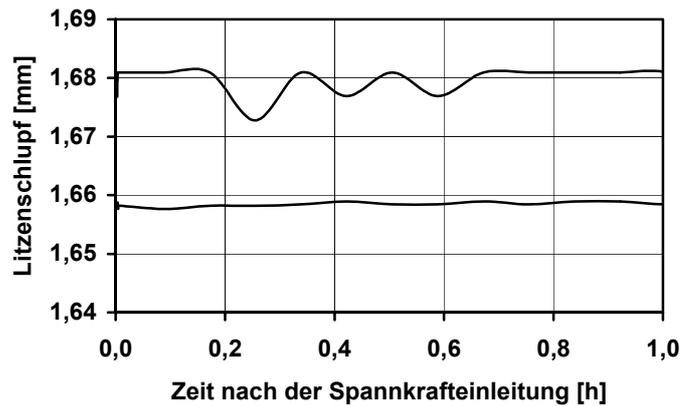


Bild 3.10: Schlupfzuwachs in der ersten Stunde nach Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper SK SVB 8 aus Kombinationstyp (3 d: $f_{ck,cube} = 36,1 \text{ N/mm}^2$; $cl d_p = 2,5$; $sl d_p = 6,0$)

Trägt man die Verschiebungen über eine logarithmische Zeitachse auf, ergibt sich für den Versuchskörper SK SVB 8 folgender nahezu konstanter Verschiebungsverlauf (Bild 3.11), der nicht der linearen logarithmischen Kriechfunktion des Betons entspricht. Dies ist bei allen Versuchskörpern zu beobachten (vgl. Anhang B). In [He05b] wurde dies auch für die beiden Mehlkorntypen festgestellt.

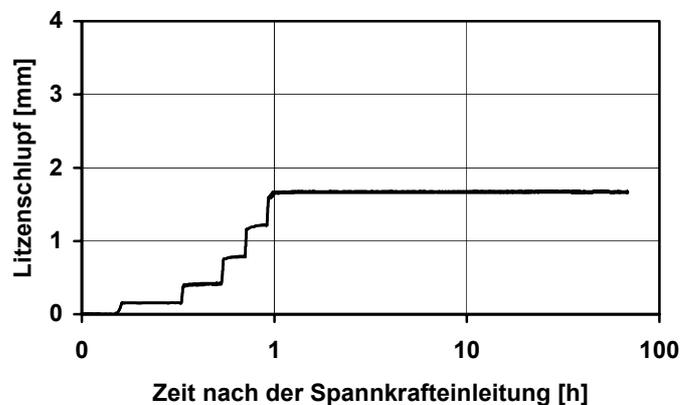


Bild 3.11: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei Versuchskörper SK SVB 8 aus Kombinationstyp (3 d: $f_{ck,cube} = 36,1 \text{ N/mm}^2$; $cl d_p = 2,5$; $sl d_p = 6,0$) bis 69 Stunden nach der Spannkrafteinleitung (logarithmische Darstellung)

Die Verschiebungszuwächse für die bei der Spannkrafteinleitung größtenteils ungerissenen Versuchskörper (vgl. Bild 3.19) sind in der nachfolgenden Tabelle 3.7 zusammengefasst.

Versuchskörper	Betonsorte	Zeit nach der Spannkrafteinleitung	Verschiebungen Δs der Litzen gegenüber der Stirnfläche der Versuchskörper nach der Spannkrafteinleitung [mm]				Δs im Mittel [mm]	Zuwachs [%]
SK SVB 7	Kombi-Typ	17h	1,63	(3,01)	(2,92)	(2,67)	1,63	-0,01
SK SVB 8		3d	1,72	1,62	1,71	1,60	1,66	-0,01
SK SVB 9		19h	1,75	1,79	1,61	1,58	1,68	±0,00
SK SVB 10		3d	1,68	1,78	1,50	1,69	1,66	+0,03
SK SVB 11		20h	1,84	1,69	1,77	1,71	1,75	-0,01

(...): Verschiebungen an den Stellen mit Rissbildung

Tabelle 3.7: Verschiebungszuwachs der Litzen an der Stirnfläche nach der Spannkrafteinleitung

Es ist festzuhalten, dass in alle Versuchskörpern keine signifikanten zeitabhängigen Verschiebungszuwächse ermittelt wurden.

3.3.4 Übertragungslänge der Vorspannkraft

Da die Summe der Verbundkräfte mit der Übertragungslänge zunimmt, wächst die Übertragungslänge mit zunehmender Spannkrafteinleitung an. Bei einem rein starr-plastischen Verbundgesetz, ergibt sich die Übertragungslänge proportional zur eingeleiteten Spannkraft. In Bild 3.12 sind die dazugehörigen Betondehnungen im Übertragungsbereich für verschiedene Stufen der Spannkrafteinleitung dargestellt.

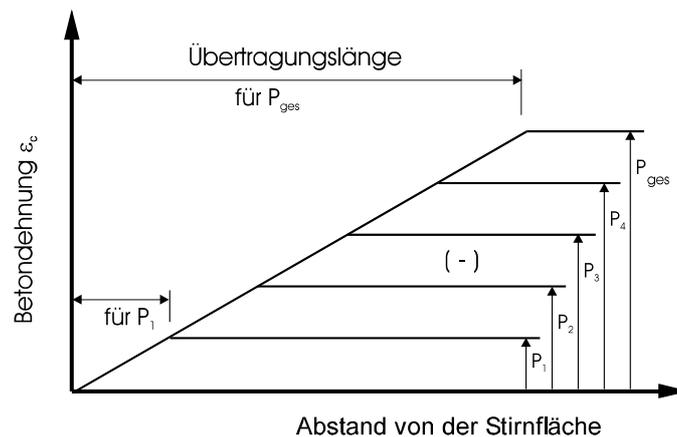


Bild 3.12: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei einem starr-plastischen Verbundverhalten [He99d]

Entsprechend einer von der Dehnung und der Verschiebung unabhängigen, konstanten Verbundspannung ergibt sich ein linearer Zuwachs der Betondehnungen bis die Betondehnung ihren größten Wert bei vollständig eingeleiteter Spannkraft erreicht.

Bei einem starr-plastischen Verbundgesetz mit Berücksichtigung des dehnungsabhängigen Verbundverhaltens (Hoyer-Effekt) gemäß Bild 3.13, ergeben sich bei einer Dehnungsänderung durch die Spannkrafteinleitung größere Verbundkräfte. Der Gradient der Betondehnung, der dem Verlauf der Verbundkraft entspricht, wird mit zunehmender Spannkrafteinleitung entsprechend größer. Bei der vollständigen Spannkrafteinleitung ergibt sich die größte Verbundkraft am Balkenende entsprechend der Querdehnung aus der gesamten Vorspannung (Bild 3.13).

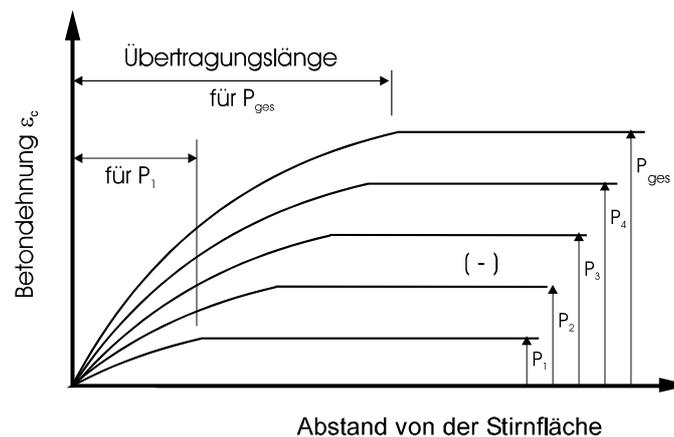


Bild 3.13: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei einem starr-plastischen Verbundverhalten mit Hoyer-Effekt [He99d]

Neben dem Hoyer-Effekt wird die Verbundkraft von den Relativverschiebungen des Spannstahls zum Beton beeinflusst. Hierdurch erhöhen sich die Verbundkräfte mit zunehmender Verschiebung. Bei den großen Verschiebungen am Balkenende ergeben sich hier die größten Verbundkräfte und ein entsprechend steiler Anstieg der Betondehnungen mit zunehmender Spannkrafteinleitung. Am Ende der Übertragungslänge ist die Zunahme der Betondehnungen bei den kleineren Verschiebungen gering, da hier entsprechend dem Potenzansatz für das verschiebungsabhängige Verbundverhalten kleinere Verbundkräfte vorhanden sind. Entsprechend geht der Betondehnungsverlauf stetig in die Horizontale des Größtwertes über (Bild 3.14).

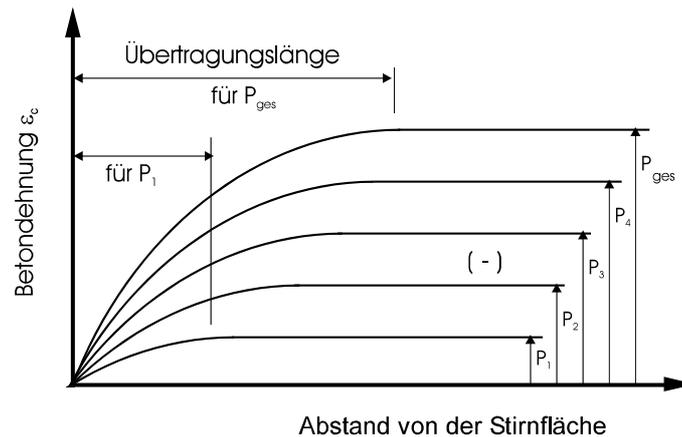


Bild 3.14: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei einem verschiebungsabhängigen Verbundverhalten [He99d]

Da sich die größten Verschiebungen zwischen Spannstahl und Beton an der Stirnfläche des Bauteils ergeben (Bild 3.6), sind hier die verschiebungsabhängigen Verbundspannungen am höchsten. Der Anstieg der Betondehnungen ist daher am Anfang der Übertragungslänge am größten.

Zur Ermittlung der Übertragungslängen der Vorspannkraft werden zunächst die elastischen Betondehnungen im Übertragungsbereich bei der Spannkrafteinleitung dargestellt. Hierbei werden die im Versuch gemessenen Betondehnungen der gegenüberliegenden Messstrecken und die eingeleitete Spannkraft angegeben. Wegen der geringen Betondeckungen kann die Eintragungslänge näherungsweise mit der Übertragungslänge der Vorspannkraft gleichgesetzt werden und die Betondehnungen nach Bild 3.14 sind proportional zu den Stahldehnungen. In Bild 3.15 sind die gemessenen Betondehnungen für den Versuchskörper SK SVB 8 für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung dargestellt. Es wird deutlich, dass die Betondehnungen ausgehend von der Stirnfläche mit zunehmender Spannkrafteinleitung steiler ansteigen. Die mit zunehmender Spannkrafteinleitung ansteigenden Verbundspannungen erzeugen Spannungsverläufe im Beton, die den Bildern 3.13 und 3.14 mit spannungs- und verschiebungsabhängigen Anteilen der Verbundwirkung entsprechen.

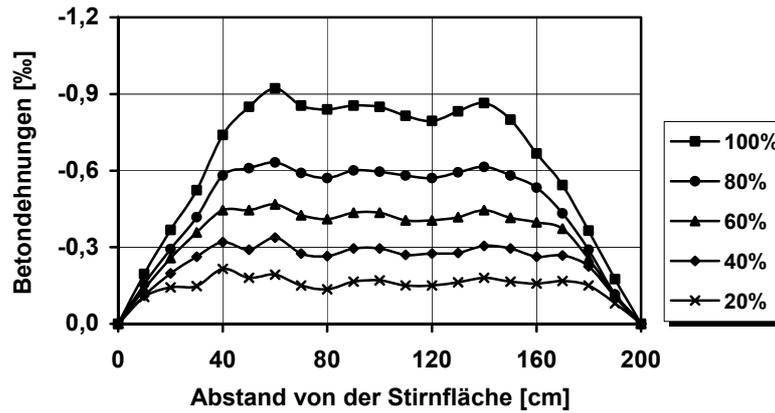


Bild 3.15: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SVB 8 (3 d: $f_{ck,cube} = 36,1 \text{ N/mm}^2$; $c/d_p = 2,5$; $s/d_p = 6,0$) für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft

Da die Betondehnungen konstant bleiben, wenn keine Verbundkräfte übertragen werden, kann aus dem in Bild 3.15 dargestellten Betondehnungsverläufen die Übertragungslänge bestimmt werden. Aus den etwa gleich großen Verbundspannungen bei den verwendeten SVB-Zusammensetzungen ergeben sich auch etwa gleich große Übertragungslängen zur Spannkrafteinleitung.

Die Übertragungslänge wird gemäß [DIBt] aus den gemessenen Betondehnungen mit $l_{bp} = 1,35 \cdot l_{80\%}$ (mit $l_{80\%}$: Eintragungslänge bei Einleitung von 80 % der Gesamtvorspannung bzw. 80 % des mittleren Höchstwertes der Längsdehnung) errechnet. Als Betondehnung aus der Gesamtvorspannung wird der größte Wert der gemessenen Dehnung aus den Setzdehnungsmesspunkten (SDM) zugrunde gelegt.

In Tabelle 3.8 sind die Übertragungslängen der Versuchskörper an den Enden ohne Spreng- rissbildung zusammengestellt. Hierbei wird mit "passiver Seite" das hintere Ende am festen Querjoch bezeichnet und mit "aktiver Seite" das vordere Ende am beweglichen Spannloch (Bild 3.3).

Versuchskörper	Betonsorte nach Tabelle 2.2	Betonfestigkeit bei Spannkrafteinleitung $f_{ck,cube} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	Übertragungslänge Aktive Seite $l_{bp} \text{ [cm]}$	Übertragungslänge Passive Seite $l_{bp} \text{ [cm]}$	Gemittelte Übertragungslänge $l_{bp} \text{ [cm]}$
SK SVB 8	Kombinationstyp	36,1	54,0	52,3	53,2
SK SVB 9	Kombinationstyp	36,2	54,0	51,8	52,9
SK SVB 10	Kombinationstyp	36,4	49,6	50,1	49,9
SK SVB 11	Kombinationstyp	36,9	55,1	57,9	56,5

Tabelle 3.8: Aus den Messwerten errechnete Übertragungslängen der Vorspannung unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung

Die zeitabhängigen Betondehnungen infolge Kriechen sind in Bild 3.16 für den Versuchskörper SK SVB 8 dargestellt.

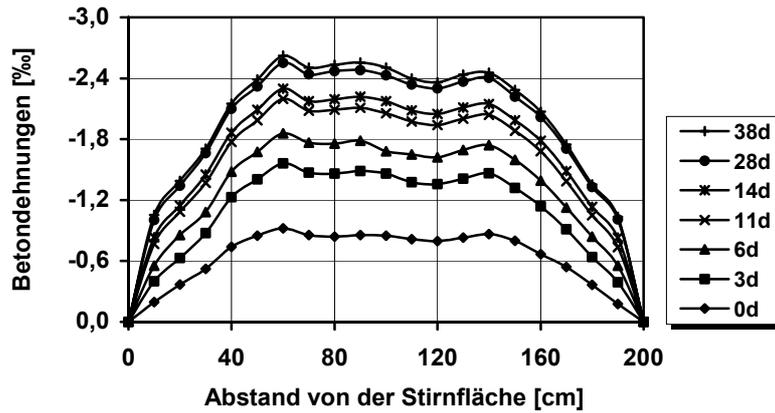


Bild 3.16: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SVB 8 (3 d: $f_{ck,cube} = 36,1 \text{ N/mm}^2$; $cl_{dp} = 2,5$; $sl_{dp} = 6,0$) nach der Spannkrafteinleitung

In Bild 3.16 ist zu erkennen, dass sich die Betondehnungen durch Kriechen vergrößern. Bei einem zeitlich unveränderten Betonspannungsverlauf wächst die Kriechdehnung proportional zu den Betondehnungen nach der Spannkrafteinleitung an. Die Dehnungszunahme steigt mit größer werdendem Abstand von der Stirnfläche an. Hieraus kann gefolgert werden, dass sich der Betonspannungsverlauf mit der Zeit nicht verändert.

Der Vergleich der zeitabhängigen Dehnungsverläufe ergibt keine signifikante Zunahme der Übertragungslänge. Das Kriechen des Betons wird hier offenbar durch die Verbundkraftumlagerung ausgeglichen.

In Tabelle 3.9 sind die experimentell ermittelten Übertragungslängen zum Zeitpunkt t_I nach der Spannkrafteinleitung zusammengestellt. Zudem wird die zeitliche Veränderung Δl_{bp} gegenüber den Übertragungslängen unmittelbar nach der Vorspannung angegeben.

Versuchskörper	Betonsorte	Betonalter nach Vorspannung t_I [d]	Übertragungslänge der Vorspannkraft					
			Aktive Seite			Passive Seite		
			l_{bp} [cm]	Δl_{bp} [cm]	Δ [%]	l_{bp} [cm]	Δl_{bp} [cm]	Δ [%]
SK SVB 8	Kombinationstyp	38	46,1	-7,9	-14,6	50,1	-2,2	-4,2
SK SVB 9	Kombinationstyp	56	49,5	-4,5	-8,3	46,8	-5,0	-9,7
SK SVB 10	Kombinationstyp	32	49,5	-0,6	-1,2	50,6	+1,0	+2,0
SK SVB 11	Kombinationstyp	24	52,9	-2,2	-4,0	55,2	-2,7	-4,7

Tabelle 3.9: Ermittelte Übertragungslängen zum Zeitpunkt t_I nach der Spannkrafteinleitung

Die aus Messwerten ermittelte Übertragungslänge und der zugehörige Zuwachs bzw. die Reduzierung Δl_{bp} sind bis auf die aktive Seite von Versuchskörper SK SVB 8 kleiner als 10 %. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass nach dem Verfahren zur Berechnung der Übertragungslänge nach [DIBt] allein aus der Veränderung des parabelförmigen in einen linearen

Dehnungsverlauf oder umgekehrt scheinbare Zuwächse bzw. Reduzierungen der Übertragungslängen resultieren, obwohl der größte Wert der Betondehnung unverändert an der gleichen Stelle vorliegt. Die zeitabhängige Zunahme der Übertragungslängen wird deshalb zum Teil über- bzw. unterschätzt.

In Bild 3.17 sind die Übertragungslängen l_{bp} in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ beim Vorspannen und zum Zeitpunkt t (zwischen 9d und 58d) nach dem Vorspannen aller durchgeführten Spannkrafteinleitungsversuche zum SVB dargestellt. Dabei wurden auch die Ergebnisse aus [HE05b] berücksichtigt.

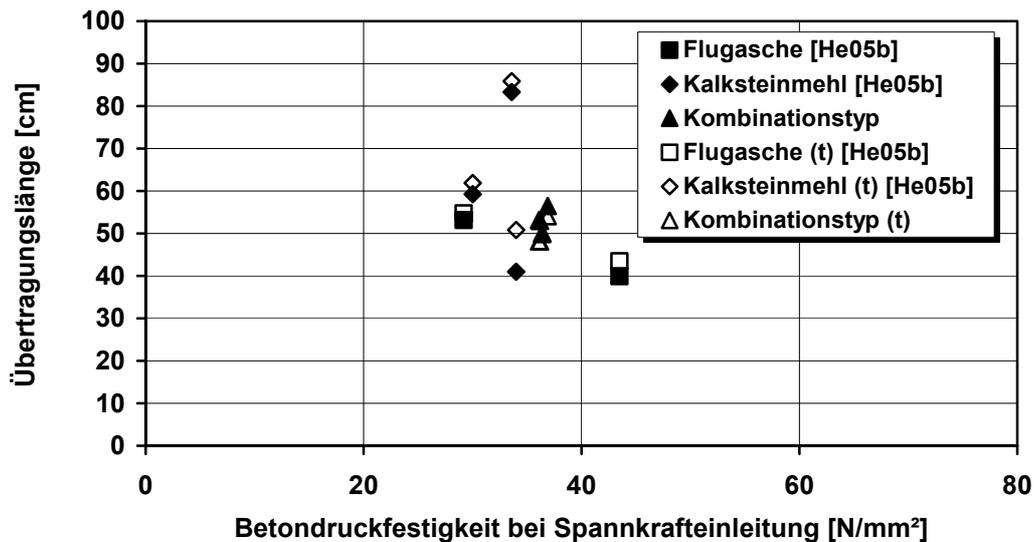


Bild 3.17: Übertragungslängen der Vorspannung in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung sowie zum Zeitpunkt t nach der Spannkrafteinleitung

Bis auf den einen Ausreißer aus Kalksteinmehl in [He05b], ist ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der Übertragungslänge und der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung für die hier untersuchten SVB-Zusammensetzungen erkennbar. Dies entspricht den Erkenntnissen für normal- und hochfesten Rüttelbeton in [He99d].

3.3.5 Rissentwicklung im Übertragungsbereich

Im Übertragungsbereich wachsen die Verbundkräfte durch den querdehnungsabhängigen und den verschiebungsabhängigen Anteil der Verbundkraft bei zunehmender Spannkrafteinleitung an. Die größten Verbundkräfte und damit die größten Sprengkräfte ergeben sich somit an den Bauteilenden. Bei einer geringen Betondeckung ist deshalb zu erwarten, dass die Sprengkräfte bei zunehmender Spannkrafteinleitung nicht mehr aufgenommen werden können und sich ausgehend vom Balkenende Sprengrisse bilden, die sich zur Balkenmitte hin fortsetzen, bis sich ein neuer Gleichgewichtszustand mit der eingeleiteten Vorspannkraft einstellt. Entsprechend der geringen Festigkeit des bis außen gerissenen Zugrings können dann nur noch geringe Verbundkräfte im gerissenen Bereich übertragen werden, und die Übertra-

gungslänge erhöht sich bei der Sprenggrissbildung sprunghaft. Als Beispiel hierfür sind in Bild 3.18 die Betondehnungen des Versuchskörper SK SVB 7 dargestellt.

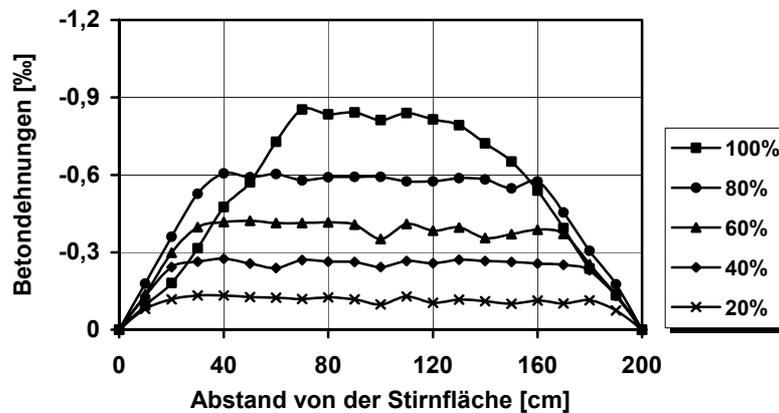


Bild 3.18: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SVB 7 ($3d$: $f_{ck,cube} = 40,1 \text{ N/mm}^2$; $cd_p = 2,0$; $sl_d_p = 8,0$) für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft

Offenbar reicht eine Betondeckung von $c = 2,0 \cdot d_p$ nicht aus um die anwachsende Verbundspannungen vollständig aufzunehmen, da die Betondehnungen bei der letzten Belastungsstufe am Anfang der Übertragungslänge wieder abnehmen. An dem zunächst deutlich flacheren Anstieg der Betondehnung bei der letzten Stufe der Spannkrafteinleitung sind die geringeren Verbundkräfte infolge einer Sprenggrissbildung zu erkennen.

In Bild 3.19 ist neben den Versuchsparametern und Betonfestigkeiten zum Versuchszeitpunkt auch die Risslast angegeben sowie deren Verhältnis zur Vorspannkraft P .

SK SVB 7 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfmalter: 3d $f_{ck,cube} = 40,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 3,14 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 109,4 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: $125 \text{ kN} \approx 0,97 P$	aktiv		SK SVB 8 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfmalter: 3d $f_{ck,cube} = 36,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,55 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,9 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv	
	passiv			passiv	
SK SVB 9 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfmalter: 3d $f_{ck,cube} = 36,2 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,61 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 246,9 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK SVB 10 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfmalter: 3d $f_{ck,cube} = 36,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,53 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 208,3 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv	
	passiv			passiv	
SK SVB 11 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfmalter: 3d $f_{ck,cube} = 36,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,79 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 197,8 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv				
	passiv				

Bild 3.19: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche

Wie man bei dem Körper SK SVB 7 erkennt, reicht eine Betondeckung von $c = 2,0 \cdot d_p$ nicht aus, um die Sprengkräfte im Einleitungsbereich aufzunehmen. Dagegen ist der lichte Abstand der Litzen von $s \leq 2,5 \cdot d_p$ ausreichend für eine rissfreie Einleitung der Spannkraft.

Bild 3.20 zeigt die Abhängigkeit der Sprengrissbildung von der Betondeckung c und dem lichten Abstand s der Litzen. Hierin bedeutet ij , dass i aus j Versuchen zu Sprengrissen führten. Der angelegte Bereich kennzeichnet die Abmessungen bei denen die resultierenden Sprengkräfte aus der Einleitung der Vorspannkraft durch den Beton rissfrei aufgenommen werden können. Um einen allgemeingültigeres Fazit zu ziehen, wurden hier auch die Ergebnisse aus [He05b] berücksichtigt.

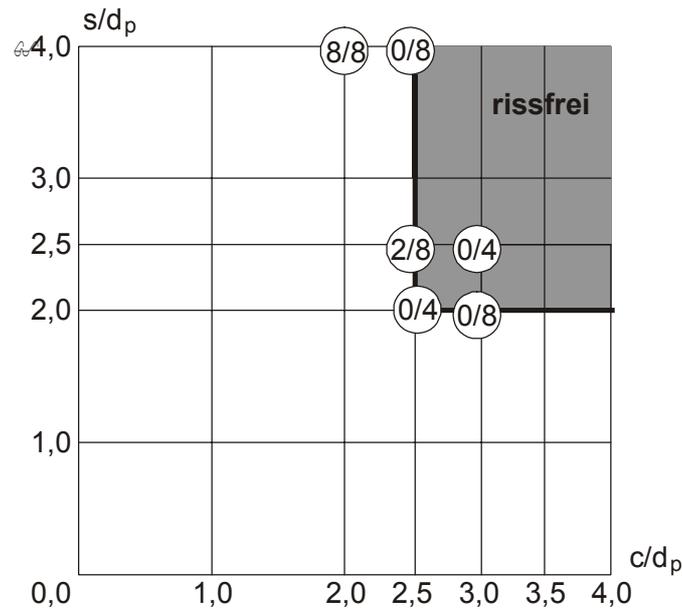


Bild 3.20: Sprengrissbildung in Abhängigkeit von der Betondeckung c und dem lichten Abstand s bezogen auf den Nenndurchmesser d_p der Litzen

Die Auswertung ergibt, dass unabhängig von der Zusammensetzung der hier untersuchten SVB-Zusammensetzungen folgende Mindestabmessungen erforderlich sind, um eine rissfreie Einleitung der Vorspannkraft von 0,5"-Litzen nach DIN 1045-1 sicherzustellen.

$$\text{für } s \geq 2,0 \cdot d_p: \quad c \geq 2,5 \cdot d_p$$

mit s lichter Mindestabstand
 c Mindestbetondeckung
 d_p Nenndurchmesser

Dies ist etwas progressiver als die Angaben in [He99d, 1045-1, Heft 525] für Normalbeton, die eine Betondeckung von $c = 3,0 \cdot d_p$ bei einem lichten Abstand von $s = 2,0 \cdot d_p$ vorsehen. Für gerippte Spanndrähte sind die Werte in Anlehnung an die Regelungen für Normalbeton nochmals um $0,5 \cdot d_p$ zu erhöhen.

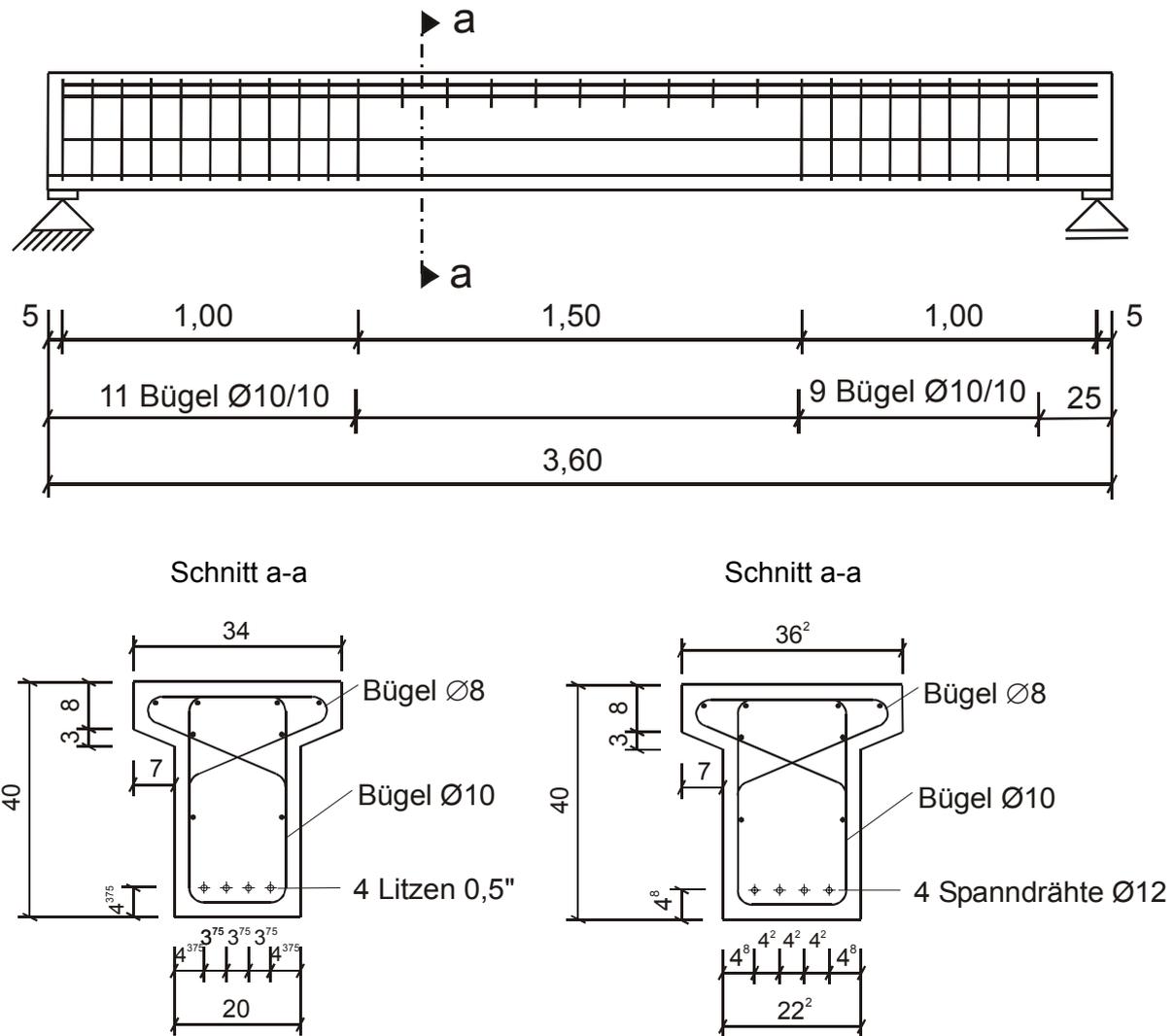
Nach den vorliegenden Versuchsergebnissen ist für die geprüften SVB-Betone die Mindestbetondeckung nach DIN 1045-1 [1045-1] von $c_{min} = 2,5 \cdot d_p$ ausreichend für eine rissfreie Spannkraftübertragung. Für DIN 4227-1 [4227-1], die für eine rissfreie Verankerung eine Mindestbetondeckung von $c_{min} = 1,5 \cdot d_p$ vorschreibt, gilt dies nicht. Allerdings ist hierbei zu berücksichtigen, dass die zulässige Vorspannung bei Litzen im Vergleich zu [1045-1] um ca. 17 % geringer ist. Trotzdem dürfte eine Betondeckung von $c = 1,5 \cdot d_p$ nicht ausreichen, wie auch die Praxis für übliche Rüttelbetone zeigt.

4 Balkenversuche

4.1 Versuchsprogramm und Durchführung

4.1.1 Allgemeines

Das Versuchsprogramm gemäß [DIBt] bestand aus zwei Versuchsreihen mit insgesamt vier Balken der Länge $l = 3,60$ m. Zunächst wurden im Vier-Punktbiegeversuch zwei Balken mit Litzenvorspannung mit den Außenabmessungen Breite (b)/Höhe (h) = 34/40 [cm] untersucht. Bei den zwei Balken der zweiten Versuchsreihe mit $b/h = 36,2/40$ [cm] bestand die Spannbewehrung aus geripptem Spanndraht $\varnothing 12$ mm. Mit einer Stützweite von 3,50 m ergab sich eine Schlankheit $l/h = 8,8$. Die Balken wurden als T-Querschnitt ausgebildet, um ein Versagen im Bruchzustand durch Fließen der Spannbewehrung sicherzustellen. Die Betondeckung und der lichte Abstand der vier Spannstähle in einer Lage wurde entsprechend den Mindestmaßen zur rissfreien Spannkrafteinleitung aus den Ergebnissen der Spannkrafteinleitungsversuche gewählt. Um den Einfluss einer Querbewehrung zu ermitteln wurden an einem Balkenende auf einer Länge von 25 cm keine Bügel angeordnet. Im Bild 4.1 sind die Abmessungen und die Bewehrung der Versuchsbalken B SVB 1 bis B SVB 4 dargestellt.



a) Querschnitt Balken B SVB 1 und B SVB 2 b) Querschnitt Balken B SVB 3 und B SVB 4

Bild 4.1: Abmessungen und Bewehrung der Balken mit vier Spannstählen

Die zulässigen Vorspannkkräfte im Spannbett nach DIN 1045-1 der 0,5“-Litzen von $P_0 = 0,90 \cdot f_{p0,1k} \cdot 0,93 \text{ mm}^2 = 125 \text{ kN}$ und die gewählten Vorspannkkräfte der Spanndrähte $\varnothing 12 \text{ mm}$ von ebenfalls je 125 kN – zur besseren Vergleichbarkeit – wurden in 10 Stufen gleichzeitig entsprechend den in Kapitel 3.2 beschriebenen Spannkrafteinleitungsversuchen eingeleitet. Zur Überprüfung der Verankerung im Bruchzustand wurde später der eigentliche Balkenversuch durchgeführt.

4.1.2 Versuchsprogramm

Bei den Versuchsreihen wurde sowohl der Einfluss der Betonzusammensetzung (Mehlkorn-typ bzw. Kombinationstyp) als auch der Bügelbewehrung im Spannkrafteinleitungsbereich (mit und ohne Bügel) untersucht. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 4.1 zusammengestellt.

Balken	Spannbewehrung	Bezo- gene Beton- deckung c/d_p	Bezo- gener lichter Abstand s/d_p	Steg- breite b_0 [mm]	Betonsorte [-]	Betonalter bei der Spannkraft- einleitung [d]	Betonalter beim Versuch [d]
B SVB 1	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	Mehlkorn	2	43
B SVB 2	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	Kombination	2	41
B SVB 3	4 Spanndrähte $\varnothing 12$	3,5	2,5	222	Mehlkorn	6	28
B SVB 4	4 Spanndrähte $\varnothing 12$	3,5	2,5	222	Kombination	6	41

Tabelle 4.1: Versuchsprogramm der Balkenversuche

Zur Durchführung der Balkenversuche auf zwei Stützen wurden die Versuchskörper im Prüfstand auf einer Stahlrolle und einem Vierkantstab gelagert (Bild 4.2, links). Zur Lastverteilung wurden im Auflagerbereich 20 mm dicke Stahlbleche $l \times b = 100 \times 200$ mm an der Stegunterseite angeordnet. Der Auflagerüberstand betrug 5 cm. Das statische System sowie die Belastungsanordnung sind in Bild 4.2, rechts dargestellt.

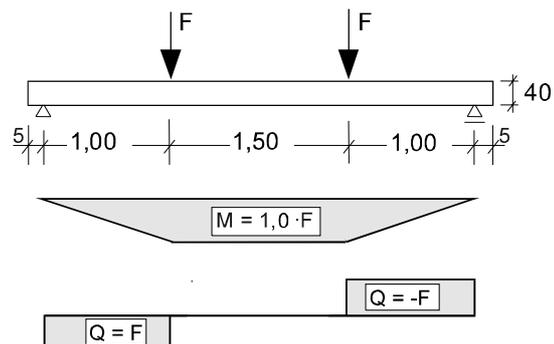


Bild 4.2: links: Versuchsaufbau der Balkenversuche
rechts: statisches System und Schnittgrößen

Die Prüflast wurde durch einen hydraulischen Einzelprüfzylinder über eine auf zwei Stahlrollen gelagerte Lastverteilungstraverse im Abstand von 1,00 m eingetragen. Das Eigengewicht der Traverse von 6,0 kN und des Versuchsbalkens ergab eine Vorbelastung, die sich zu der Beanspruchung aus dem Prüfzylinder addiert.

4.1.3 Baustoffe

Die verwendeten Zusammensetzungen des in der institutseigenen Mischanlage hergestellten selbstverdichtenden Beton (Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl bzw. Kombinationstyp mit Flugasche) sind Tabelle 2.2 zu entnehmen. Aufgrund des Fassungsvermögens der institutseige-

nen Mischanlage wurde die vorgedrückte Zugzone und die Druckzone der Balken sowie der Stegbereich aus je einer Mischung hergestellt. Tabelle 4.2 enthält die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen sowie der Frischbetoneigenschaften je Mischung. Weitere Angaben zu den hier verwendeten selbstverdichtenden Betonen (Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl bzw. Kombinationstyp mit Flugasche) sowie zur Ermittlung der Frischbetoneigenschaften sind dem Abschnitt 2.2.3 zu entnehmen.

Serie	Betonsorte	Festigkeiten beim Vorspannen		Festigkeiten zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung		Frischbetoneigenschaften		Güte
		Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]	Spalt- zug- festigkeit [N/mm ²]	Zylinder- druck- festigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Setzfließ- maß <i>s_m</i> [mm]	Setzfließ- zeit <i>t₅₀₀</i> [s]	Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]
B SVB 1	Mehlkornotyp	25,0	2,13	37,3	25700	2,1 2,5 2,4	75 73 74	42,6
B SVB 2	Kombinationstyp	27,2	2,10	53,2	33700	1,8 2,6 1,4	75 77 72	58,8
B SVB 3	Mehlkornotyp	38,1	2,83	40,2	28900	3,7 3,8 4,5	76 78 71	34,8
B SVB 4	Kombinationstyp	47,4	2,84	56,0	35000	4,8 3,8 4,2	69 76 73	63,1

Tabelle 4.2: Ergebnisse der Fest- und Frischbetoneigenschaften der Balkenversuche

Die Spannstahlbewehrung bestand bei den Balken B SVB 1 und B SVB 2 aus 0,5“-Litzen (St 1570/1770). Sie wurde aus der gleichen Lieferung entnommen wie die Spannstahlbewehrung der Ausziehversuche, so dass hier die gleichen Materialeigenschaften vorliegen (Tabelle 2.4). Die Balken B SVB 3 und B SVB 4 wurden mit vergütetem, gerippten Spannstahldraht \varnothing 12 mm (St 1420/1570) vorgespannt. Eine Zusammenstellung der ermittelten Materialkennwerte des verwendeten Spanndrahts enthält Tabelle 4.3. Für die Bügel- und schlaaffe Längsbewehrung wurde handelsüblicher Betonstahl (BSt 500 S) verwendet.

Durch- messer <i>d_p</i> [mm]	Quer- schnitt <i>A_p</i> [mm ²]	Streck- grenze <i>f_{p0,1k}</i> [N/mm ²]	Zugfestig- keit <i>f_{pk}</i> [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze <i>f_{pk}/f_{p0,1k}</i> [-]	E-Modul <i>E_p</i> [N/mm ²]
11,9	113,1	1256	1617	1,287	202700

Tabelle 4.3: Materialkennwerte des verwendeten Spanndrahts \varnothing 12 mm

4.1.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Die Träger wurden in einem verlängerten Prüfrahmen gemäß Bild 3.3 betoniert. Als Schalung wurden eine kunststoffbeschichtete Holzschalung aus wasserfestem Sperrholz verwen-

det, um einen unkontrollierten Wasserentzug des Betons zu verhindern. Die Betonstahlbewehrung wurde in Form von vorgefertigten Bewehrungskörben eingebaut (Bild 4.3). Danach folgten das Einfädeln der Litzen bzw. Spanndrähte und das Vorspannen. Nach dem Ausrichten und Fixieren der Betonstahlbewehrung wurde die Schalung geschlossen.



Bild 4.3: Darstellung des Bewehrungskorb im Prüfrahmen

Die Herstellung und Lagerung der Probekörper erfolgte entsprechend Abschnitt 2.2.4.

4.1.5 Messtechnik

Im einzelnen wurden folgende Messungen zur Beurteilung des Tragverhaltens durchgeführt (vgl. auch Bild 4.4):

- a) Die Größe der aufbrachten Kraft wurde mittels einer Kraftmessdose kontrolliert.
- b) Die Balkendurchbiegung in Feldmitte wurde mit einem induktiven Wegaufnehmer ermittelt.
- c) Die Messung der Verschiebung der Spannstählenden bei der Spannkrafteinleitung und beim Balkenversuch erfolgte mittels induktiver Wegaufnehmer entsprechend der in Bild 3.9 dargestellten Messanordnung.
- d) Die Betondehnungen des Balkens an Ober- und Unterseite im Bereich der maximalen Biegebeanspruchung wurden mit induktiven Wegaufnehmern gemessen.
- e) Die Betondehnungen in Höhe der Spannstähe wurden mit Setzdehnungsmessungen (Typ: BAM - Bauart Pfender, Messbasis: 10 cm) entsprechend der Spannkrafteinleitungsversuche über die gesamte Balkenlänge gemessen. Die Betonverformungen wurden über den gesamten Zeitraum von der Vorspannung der Balken bis zum Bruchversagen gemessen.
- f) Die zeitabhängigen Verformungen infolge Kriechen und Schwinden wurden durch zwei Vergleichskörper mit gleicher Querschnittsgeometrie wie bei den Balken erfasst. Ein Kompensationskörper wurde zusammen mit dem Versuchsbalken betoniert und besaß die gleiche Bewehrung, war jedoch nicht vorgespannt. Der zweite Kompensationskörper bestand aus nicht mehr schwindendem alten Beton.

- g) Die Rissentwicklung wurde laststufenweise durch Markierungen am Balken gekennzeichnet und aufgezeichnet.

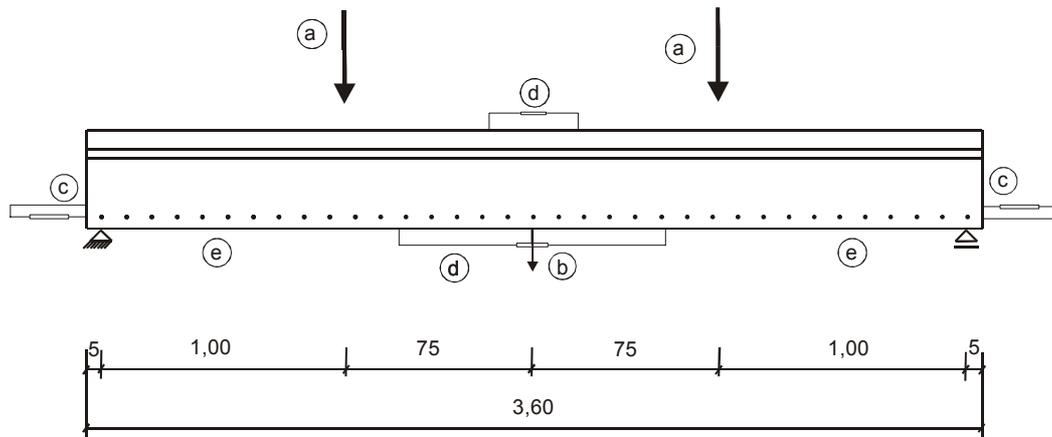


Bild 4.4: Darstellung der beim Versuch verwendeten Messtechnik

Sämtliche elektronischen Messungen wurden über eine Vielstellenmessanlage vom Typ UGR 60 der Firma Hottinger auf einem PC zwischengespeichert und zur Kontrolle online dargestellt.

4.1.6 Belastungsgeschichte

Die Versuchsbalken B SVB 1 und B SVB 2 wurden zwei Tage nach der Herstellung vorgespannt während die Balken B SVB 3 und B SVB 4 erst nach sechs Tagen vorgespannt wurden, um ein Abplatzen der Betondeckung zu vermeiden. Die Spannkrafteinleitung erfolgte analog zu den Spannkrafteinleitungsversuchen (vgl. Kapitel 3.2.6).

Die Balkenversuche wurden vier bis sechs Wochen nach der Herstellung durchgeführt (Tabelle 4.1). Hierbei wurde die Belastung in Laststufen von $1/7 M_u$ bis $5/7 M_u$ (M_u = rechnerisches Bruchmoment infolge Fließens des Spannstahls) entsprechend [DIBt] erhöht. Danach wurden 30 Lastwechsel zwischen $4/7 M_u$ und $5/7 M_u$ aufgebracht. Abschließend wurde die Belastung in 10 kN-Schritten bis zum Fließen der Spannbewehrung bzw. bis zum Bruch gesteigert.

Die Versuchsdauer betrug ca. fünf Stunden. Die Prüfkraft wurde durch eine elektrohydraulische Pumpe lastgesteuert aufgebracht. Die Regelung erfolgte manuell durch ein Feinsteuerventil.

4.2 Ergebnisse der Versuche

4.2.1 Allgemeines

Die Verankerung der Zugkraft der Spannstähle aus der äußeren Beanspruchung erfolgt bei Spannbettträgern durch den sofortigen Verbund. Hierbei lagert sich der Eigenspannungszustand aus der Spannkrafteinleitung zu einem Gleichgewichtszustand mit der äußeren Biegezugbeanspruchung um. Die Verbundkräfte bleiben unverändert, solange die Vorspannung des Betons größer ist als die Biegezugbeanspruchung. Die Verankerung der Zugkraft erfolgt deshalb bis zur vollständigen Umlagerung der Vorspannkraft durch die Verbundkräfte im Spannkrafteinleitungsbereich. Erst bei Überschreiten der Vorspannung treten im Verankerungsbereich zusätzliche Beanspruchungen auf.

Für die Darstellung der Versuchsergebnisse wird folgende Unterteilung gewählt:

- Verhalten im Einleitungsbereich der Vorspannkraft;
- Verhalten im Verankerungsbereich der Zugkraft aus Biegebeanspruchung.

Hierbei werden das Verschiebungsverhalten der Spannstähle, die Betondehnungen und die Rissbildung im Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich beschrieben. Die Versuchsergebnisse werden anhand ausgewählter Versuchsbalken graphisch dargestellt und diskutiert. Die wichtigsten Ergebnisse sind tabellarisch angegeben. Im Anhang C sind die vollständigen Auswertungen zusammengestellt.

In Tabelle 4.4 ist die Spannbettvorspannung und die eingeleitete Spannkraft der Laststufen 1 bis 10 angegeben, auf die sich die nachfolgende Auswertung bezieht.

Versuchs- Balken	Spannbett- vorspannung $P^{(0)}$	Vorspannung je Spannstahl $P^{(0)}$ im Mittel	Eingeleitete Kraft je Spannstahl (Laststufe 1 bis 10)	Betondruck- spannung
[Nr.]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]
B SVB 1	504,2	126,1	126,0	17,5
B SVB 2	498,2	124,6	124,4	17,3
B SVB 3	498,7	124,7	124,6	15,1
B SVB 4	499,3	124,8	124,7	15,1

Tabelle 4.4: Übersicht der Spannbettvorspannung $P^{(0)}$, der eingeleiteten Vorspannkraft und der dazugehörigen Betondruckspannungen in Höhe der Spannstähle

Die Vorspannung je Spannstahl wird als Mittelwert der vier Litzen (Balken B SVB 1 bis B SVB 2) bzw. der vier Spanndrähte (Balken B SVB 3 bis B SVB 4) angegeben. Die zulässige Litzenkraft im Spannbett wurde entsprechend der zulässigen Vorspannkraft nach DIN 1045-1 von $P^{(0)} = 0,9 \cdot 1500 \cdot 0,93 = 125$ kN gewählt. Die Vorspannkraft der gerippten Spanndrähte wurde zum direkten Vergleich des Verhaltens im Spannkrafteinleitungsbereich, wie bei den Litzen, mit rd. 125 kN gewählt. Damit liegt die gewählte Spannbettvorspannung

um 9 % unter der zulässigen Vorspannung im Spannbett nach DIN 1045-1 von $P^{(0)} = 0,9 \cdot 1350 \cdot 1,13 = 137$ kN. Die Ausnutzung dieser Vorspannung, die um rd. 20 % größer ist als die zulässige Vorspannkraft von 115 kN nach DIN 4227-1, erscheint jedoch für die Herstellung von Spannbetonfertigteilen unwirtschaftlich zu sein. In [TUM87] wird darauf hingewiesen, dass bei den untersuchten Spanndrähten $\varnothing 12$ mm bereits bei einer geringeren Vorspannung von $P^{(0)} = 0,7 \cdot 1570 \cdot 1,13 = 124$ kN die in [He99d], [1045-1], [525] für Normalbeton angegebene Betondeckung von $3,5 \cdot d_p$, nicht ausreicht, um die Vorspannkraft rissfrei einzuleiten. Um wirklichkeitsnahe Versuchsergebnisse zu erhalten, wird trotzdem eine Betondeckung von $3,5 \cdot d_p = 50$ mm für eine Vorspannkraft von 125 kN gewählt.

Die aus der eingeleiteten Vorspannkraft resultierenden Betondruckspannungen in Höhe der Spannstäbe werden mit den Nettoquerschnitten errechnet. Die in Tabelle 4.5 angegebenen E-Moduli wurden aus den gemessenen Betondehnungen am Versuchsbalken bei der Spannkrafteinleitung ermittelt.

Balken Nr.	Betonsorte [-]	Betonalter [d]	Betondehnung [‰]	E-Modul des Betons [N/mm ²]
B SVB 1	Mehlkorn	2	0,84	20.800
B SVB 2	Kombination	2	0,76	22.800
B SVB 3	Mehlkorn	6	0,49	30.800
B SVB 4	Kombination	6	0,47	32.100

Tabelle 4.5: Übersicht der E-Moduli des Betons bei der Spannkrafteinleitung

Die Balken wurden 1 bis 2,5 Monate nach der Herstellung geprüft. Das Versuchsprogramm und die ermittelten Baustoffkennwerte sind in Kap. 4.1 dargestellt.

4.2.2 Verhalten im Einleitungsbereich der Vorspannkraft

4.2.2.1 Verschiebungsverhalten der Spannstäbe

In den Bildern 4.5 und 4.6 sind die während des Spannkrafteinleitungsversuchs gemessenen Verschiebungen der äußeren Spannstäbe an den Stirnflächen der Balken B SVB 2 (Litzen) und B SVB 4 (gerippte Spanndrähte) aus Kombinationstyp gegenübergestellt.

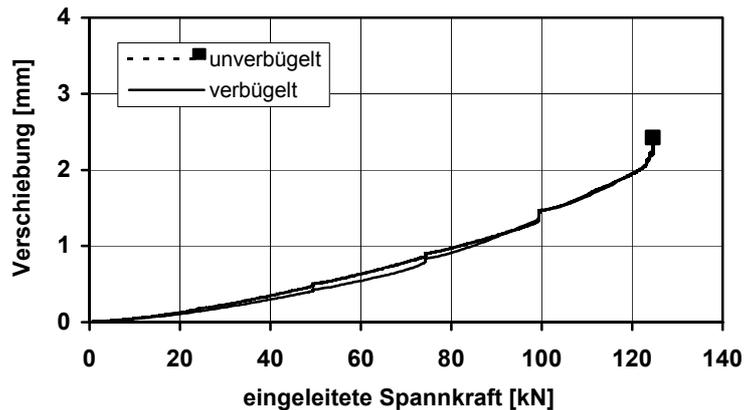


Bild 4.5: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B SVB 2 aus Kombinationstyp (2 d: $f_{cm} = 27,2 \text{ N/mm}^2$; $cl d_p = 3,0$ und $sl d_p = 2,0$)

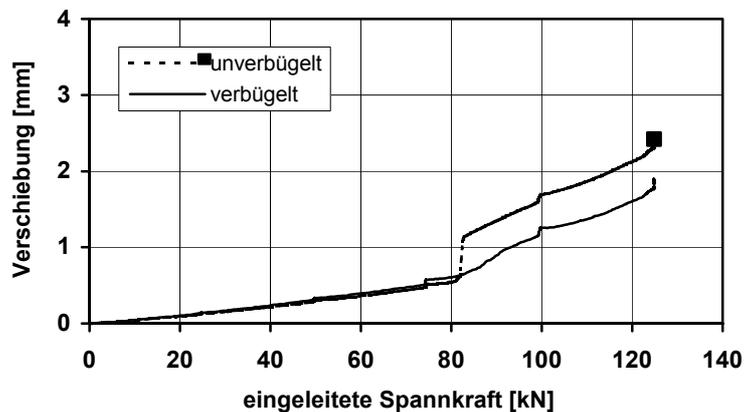


Bild 4.6: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B SVB 4 aus Kombinationstyp (6 d: $f_{cm} = 47,4 \text{ N/mm}^2$; $cl d_p = 3,5$ und $sl d_p = 2,5$)

Beim Balken B SVB 2 mit Litzen sind die Verschiebungen an beiden Enden etwa gleichgroß, während beim Balken B SVB 4 die Verschiebungen an dem unverbügelteten Balkenende deutlich größer sind. Hier wurde jeweils ein Sprenggriss in der Ebene der vier Spanndrähte bzw. -litzen beobachtet. Des Weiteren erkennt man in den Bildern 4.5 und 4.6, dass die Balken mit Spanndrähten (bei ca. 80 kN eingeleiteter Spannkraft) früher zu Sprenggrissen neigen als die Balken mit Litzen (bei ca. 100 kN eingeleiteter Spannkraft).

An den verbügelteten Enden sind die Verschiebungen der gerippten Spanndrähte bei gleicher Spannkraft kleiner als bei den Litzen. Dies korrespondiert mit den größeren Verbundkräften bzw. -spannungen der gerippten Spanndrähte (Bild 2.11). In Tabelle 4.6 sind die Verschiebungen der Spannstähle der Balken B SVB 1 bis B SVB 4 jeweils an den verbügelteten Balkenenden zusammengefasst. Die Verschiebungen beim Kombinationstyp sind entsprechend den höheren Verbundfestigkeiten deutlich geringer.

Balken	Betonsorte	Spannbewehrung	Verschiebungen Δs der Spannstähle gegenüber der Stirnfläche der Balken beim Spannkrafteinleitungsversuch [mm]				Δs im Mittel [mm]
B SVB 1	Mehlkornstyp	4 Litzen 0,5"	2,09	2,27	2,37	2,11	2,21
B SVB 2	Kombinationstyp	4 Litzen 0,5"	2,06	2,59	2,63	2,19	2,37
B SVB 3	Mehlkornstyp	4 Spanndrähte \varnothing 12	1,47	1,54	1,71	1,56	1,57
B SVB 4	Kombinationstyp	4 Spanndrähte \varnothing 12	1,61	1,81	2,12	2,01	1,89

Tabelle 4.6: Verschiebungen der äußeren Spannstähle an der Stirnfläche der verbügeltten Balkenenden bei der Spannkrafteinleitung unmittelbar nach dem Versuch

Der Vergleich der Verschiebungen bei den Balkenversuchen mit den Spannkrafteinleitungskörpern gemäß Tabelle 3.6 ergibt für die Litzen größere Werte. Dies kann bei den ansonsten gleichen Verhältnissen auf eine Verminderung der Verbundkräfte durch eine innere Rissbildung zurückgeführt werden. Die deutlich sichtbaren Sprengrisse auf der unverbügeltten Seite weisen darauf hin, dass die Betonzugfestigkeit bei den gewählten Abmessungen nicht ausreichte, um die Vorspannkkräfte rissfrei einzuleiten. Zwar hat die Bügelbewehrung eine Sprengrissbildung bis zur Oberfläche verhindert, jedoch ist davon auszugehen, dass auch am verbügeltten Balkenende die Verbundkräfte durch die innere Rissbildung verringert wurden. Dies führt zu größeren Verschiebungen im Vergleich zu den Spannkrafteinleitungskörpern, bei denen die Sprengrissbildung nur durch eine ausreichende Betondeckung verhindert wurde.

4.2.2.2 Übertragungslänge der Spannkraft

Die Bilder 4.7 und 4.8 zeigen exemplarisch die während des Spannkrafteinleitungsversuchs aufgenommenen Betondehnungen für den Balken B SVB 2 (mit Litzen) sowie den Balken B SVB 4 (mit Drähten). Hierbei werden die Dehnungsverläufe für fünf Stufen der eingeleiteten Vorspannkraft aus den Mittelwerten der auf den Betonaußenseiten in Höhe der Spannstähle gegenüberliegenden Setzdehnungsmesspunkten (SDM) ermittelt. Es werden die elastischen Verformungen gegenüber den Vergleichskörpern angegeben.

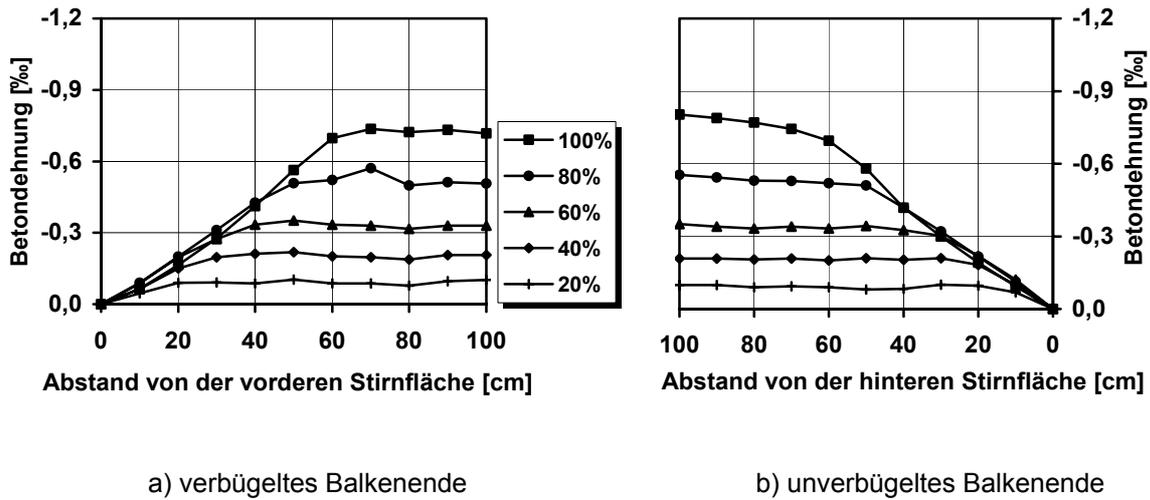


Bild 4.7: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SVB 2 aus Kombinationstyp für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: 2 d; $f_{cm} = 27,2 \text{ N/mm}^2$; $c/d_p = 3,0$ und $s/d_p = 2,0$)

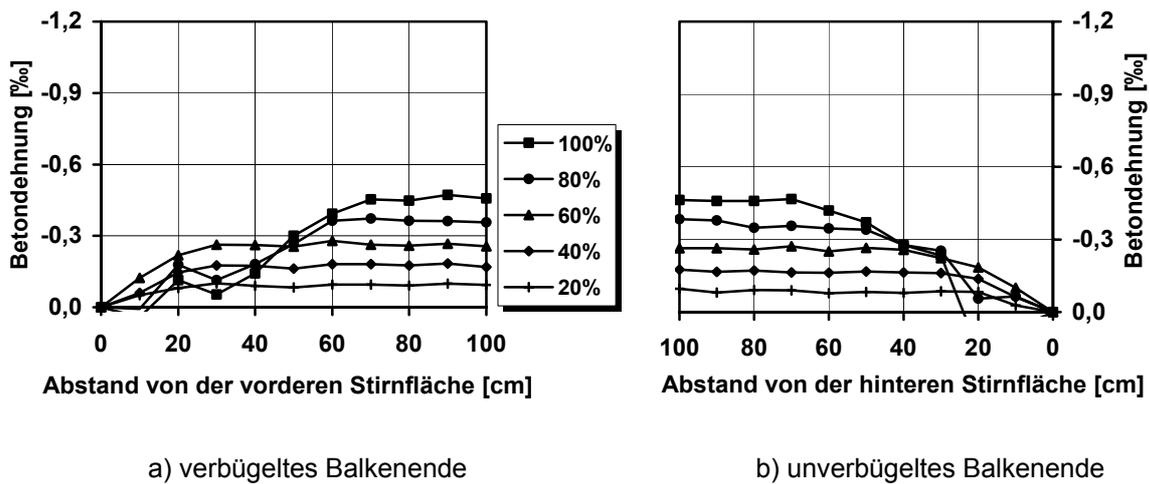


Bild 4.8: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SVB 4 aus Kombinationstyp für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Drähte: 6 d; $f_{cm} = 47,4 \text{ N/mm}^2$; $c/d_p = 3,5$ und $s/d_p = 2,5$)

Der Verlauf der Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SVB 2 entspricht annähernd dem Verlauf des Versuchskörpers SK SVB 8 der Spannkrafteinleitungsversuche aus Kombinationstyp in Bild 3.15. Die Dehnungen erreichen aufgrund der geringeren Betonspannungen in Höhe der Spannstäbe geringere Werte. In Bild 4. 8 erkennt man, dass die Betondeckung des Versuchskörpers B SVB 4 von $c = 3,5 \cdot d_p$ und der lichte Litzenabstand $s = 2,5 \cdot d_p$ nicht ausreichen um die anwachsende Verbundkraft vollständig aufzunehmen. Beim Ablassen von 60 % der Spannkraft stellte sich eine Sprenggrissbildung ein. Dies zeigen die geringen Betondehnungen der letzten beiden Belastungsstufen am Anfang der Übertragungslänge.

In Tabelle 4.7 sind die ermittelten Übertragungslängen der Vorspannung unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung am verbügelten Ende der Versuchsbalken zusammengestellt. Am unverbügelten Ende konnten auf Grund der auftretenden Risse bei der Spannkrafteinleitung keine Übertragungslängen gemessen werden. Die Übertragungslänge wird gemäß [DIBt] aus den gemessenen Betondehnungen mit $l_{bp} = 1,35 \cdot l_{80\%}$ (mit $l_{80\%}$: Eintragungslänge bei Einleitung von 80 % der Gesamtvorspannung bzw. 80 % des mittleren Höchstwertes der Längsdehnung) errechnet. Als Betondehnung aus der Gesamtvorspannung wird der größte Wert der gemessenen Dehnung aus den Setzdehnungsmesspunkten (SDM) zugrunde gelegt.

Balken	Betonsorte	Betonalter bei der Spannkrafteinleitung	Betonfestigkeit bei der Spannkrafteinleitung $f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	Spannbewehrung	Übertragungslänge am verbügelten Balkenende l_{bp} [cm]
B SVB 1	Mehlkornotyp	2 d	25,0	4 Litzen 0,5"	65,3
B SVB 2	Kombinationstyp	2 d	27,2	4 Litzen 0,5"	73,1
B SVB 3	Mehlkornotyp	6 d	38,1	4 Spanndrähte Ø 12	56,8
B SVB 4	Kombinationstyp	6 d	47,4	4 Spanndrähte Ø 12	67,5

Tabelle 4.7: Aus den Messwerten errechnete Übertragungslängen der Vorspannung unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung nach [DIBt]

Die Übertragungslängen der Spannstähle (Litzen und gerippte Spanndrähte) an den verbügelten Balkenenden unterscheiden sich entsprechend den gemessenen Verschiebungen der Spanndrähte und Litzen (Tabelle 4.6). Die Übertragungslängen der Spanndrähte sind geringer als die der Litzen. Dies ergibt sich zum einen aus den geringeren Spannstahldehnungen der Spanndrähte. Zum anderen ist die Form des Dehnungsverlaufs bei den Litzen und den gerippten Spanndrähten unterschiedlich. Entsprechend dem im wesentlichen verschiebungsabhängigen Verbundverhalten der gerippten Spanndrähte ergibt sich ein stärker gekrümmter Dehnungsverlauf (Bild 3.14) und damit geringere Verschiebungen gegenüber den Litzen bei größerer Übertragungslänge.

In Tabelle 4.8 sind die aus den Messwerten der SDM-Punkte errechneten zeitabhängigen Übertragungslängen $l_{bp} = 1,35 \cdot l_{80\%}$ nach [DIBt] zusammengestellt. Zusätzlich werden die Veränderungen Δl_{bp} gegenüber den Übertragungslängen unmittelbar nach der Vorspannung angegeben.

Versuchskörper	Betonart	Spannstahlsorte	Betonalter nach Vorspannung t_l [d]	Übertragungslänge der Vorspannkraft an dem verbügelten Balkenende		
				l_{bp} [cm]	Δl_{bp} [cm]	Δ [%]
B SVB 1	Mehlkornotyp	Litzen	41	72,6	+7,3	+11,2
B SVB 2	Kombinationstyp	Litzen	39	75,4	+2,3	+3,1
B SVB 3	Mehlkornotyp	Draht	22	60,8	+4,0	+7,0
B SVB 4	Kombinationstyp	Draht	34	73,1	+5,6	+8,3

Tabelle 4.8: Aus den Messwerten errechnete Übertragungslängen zum Zeitpunkt t_l nach der Spannkrafteinleitung

Für den Kombinationstyp ergeben sich bei den gerippten Spanndrähten deutlich größere Zunahmen der Übertragungslängen als bei den Litzen, während beim Mehlkornotyp die Litzen eine größere Zunahme der Übertragungslänge gegenüber den gerippten Spanndrähten aufweisen. Auf den Einfluss des Verfahrens zur Berechnung der Übertragungslänge nach [DIBt] auf die Werte wurde schon in Abschnitt 3.3.4 hingewiesen.

4.2.2.3 Rissentwicklung im Spannkrafteinleitungsbereich

In den Bildern 4.7 und 4.8 wurden bereits die Betondehnungen für die unverbügelter und verbügelter Balkenenden der Balken B SVB 2 und B SVB 4 (Kombinationstyp) dargestellt. In Bild 4.9 und 4.10 sind die Betondehnungen für die unverbügelter und verbügelter Balkenenden der Balken B SVB 1 und B SVB 3 (Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl) dargestellt.

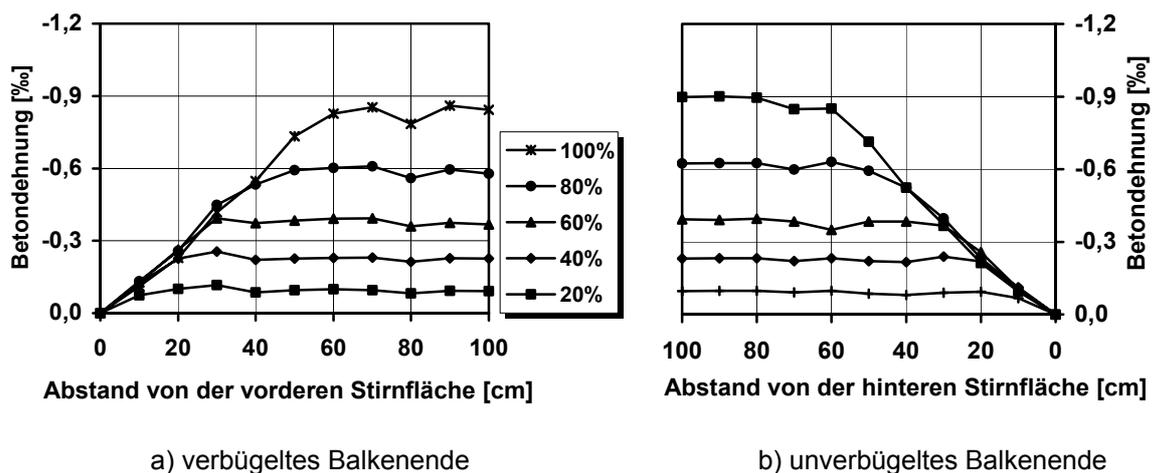


Bild 4.9: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SVB 1 aus Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $2d$; $f_{cm} = 25,0 \text{ N/mm}^2$; $c/d_p = 3,0$ und $s/d_p = 2,0$)

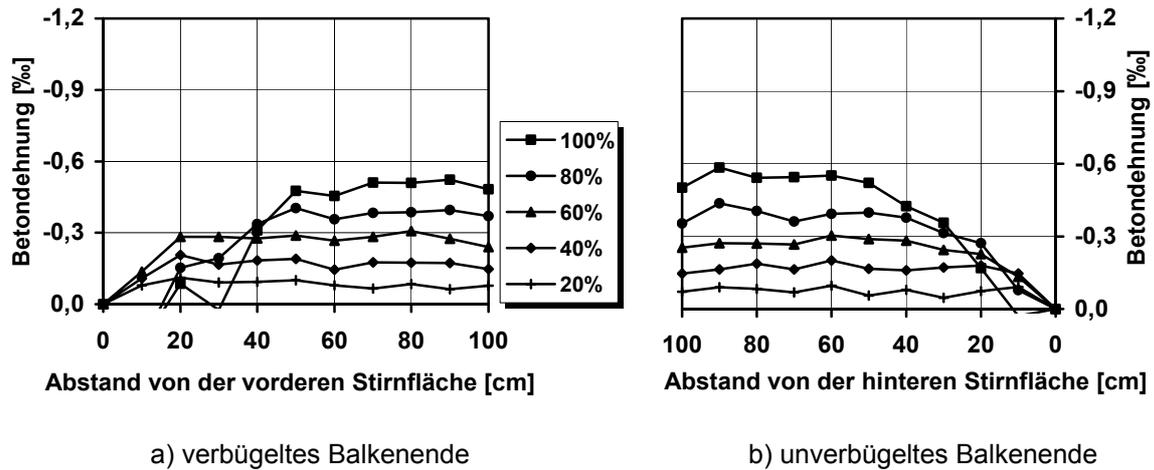


Bild 4.10: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SVB 3 aus Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (gerippte Spanndrähte: 6d; $f_{cm} = 38,1 \text{ N/mm}^2$; $c/d_p = 3,5$ und $s/d_p = 2,5$)

Es ist zu erkennen, dass die Betondehnungen am unverbügelten und verbügelten Balkenende etwa gleich anwachsen. Die Rissentwicklung im Spannkrafteinleitungsbereich und damit auch die Verbundkräfte werden bei geringen Betondeckungen durch die Querbewehrung beeinflusst. Die Bewehrung nimmt die Sprengkräfte bei der Rissbildung des Betons auf und es können wesentlich größere Verbundkräfte als bei identischer Betondeckung ohne Querbewehrung übertragen werden. Somit ergeben sich kürzere Übertragungslängen.

Die hier ermittelten Übertragungslängen sind teilweise größer als bei den ungerissenen Spannkrafteinleitungskörpern mit gleicher Betonfestigkeit [He05b]. Dies deutet auf eine Verminderung der Verbundkräfte durch eine Rissbildung auch am verbügelten Balkenende hin. Die Dehnungsverläufe ergeben ebenfalls geringere Verbundkräfte am Anfang der Übertragungslänge im Vergleich mit den Spannkrafteinleitungskörpern (z.B. SK SVB 6 [He05b], Bild 4.11). Da im Gegensatz zu den unverbügelten Balkenenden keine sichtbaren Sprengrisse festgestellt wurden, bewirkt die Bügelbewehrung eine Rissbreitenbeschränkung bzw. eine Rissbildung bis zur Betonoberfläche wird verhindert. Dieses Verhalten konnte bei allen vier geprüften Balken beobachtet werden.

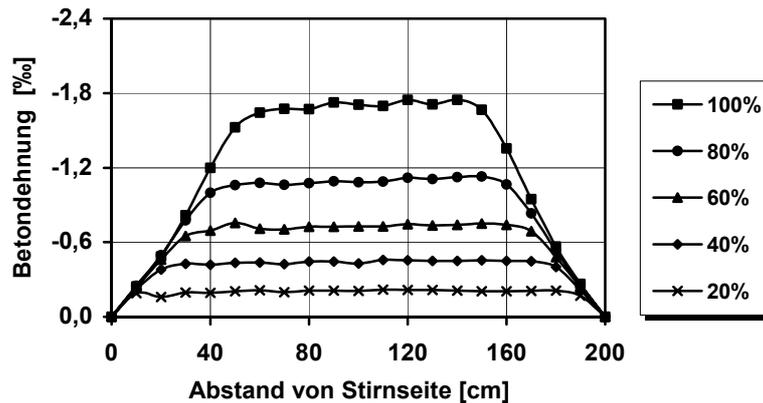


Bild 4.11: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SVB 6 aus Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($3d$: $f_{ck,cube} = 30,0 \text{ N/mm}^2$; $c/d_p = 3,0$ und $s/d_p = 2,5$) [He05b]

An den unverbügelt Balkenenden kam es zu deutlich sichtbaren Sprenggrissen (Bild 4.12). Diese verliefen von den Balkenenden ausgehend, in der Ebene der vier Spannstähle.

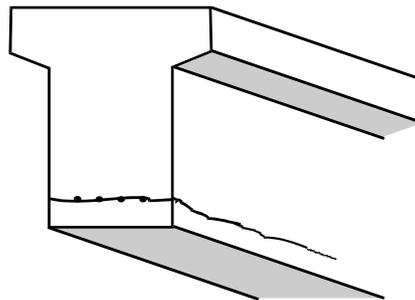


Bild 4.12: Typische Sprenggrissbildung an den unverbügelt Enden

In Bild 4.13 sind die Laststufen bei der Sprenggrissbildung auf der unverbügelt Seite für Litzen und Spanndrähte zusammengestellt. Bei den gewählten Abmessungen konnten bei gleicher Betonsorte durch die Litzen größere Vorspannkraft als durch die gerippten Spanndrähte rissfrei eingeleitet werden. Obwohl die Balken mit Spanndrähten $\varnothing 12 \text{ mm}$ mit größeren Betondeckungen und Abständen gegenüber den Balken mit Litzen $d_p = 12,5 \text{ mm}$ ausgeführt wurden, traten die Sprengrisse bereits bei 60...70 % der eingeleiteten Spannkraft auf gegenüber 80...90 % bei litzenbewehrten Balken. Somit ergibt sich bei den gerippten Spanndrähten eine größere Sprenggrissneigung durch größere Sprengkräfte.

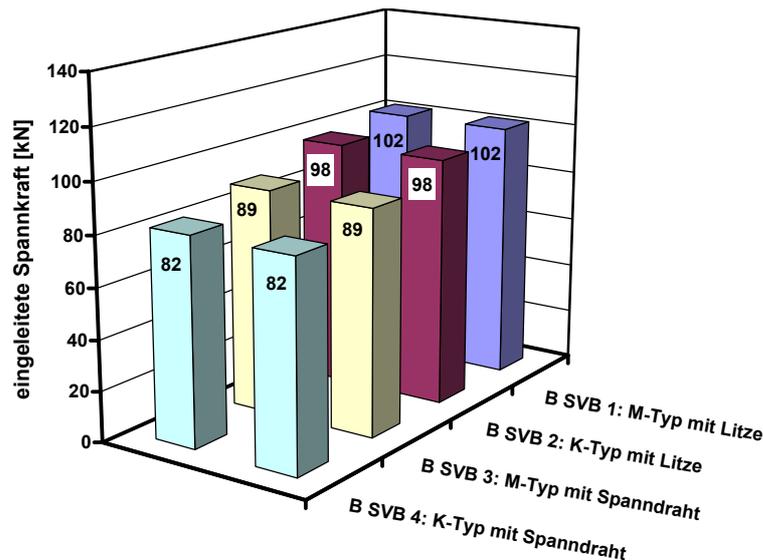


Bild 4.13: Eingeleitete Spannkraft bei der Sprengrissbildung für Litzen ($d_p = 12,5$ mm, $c = 3,0 \cdot d_p$ und $s = 2,0 \cdot d_p$) und gerippte Spanndrähte ($d_p = 12$ mm, $c = 3,5 \cdot d_p$, und $s = 2,5 \cdot d_p$)

Aus den Ergebnissen der Einleitungsversuche kann abgeleitet werden, dass sowohl bei den Litzen als auch bei den gerippten Spanndrähten die Sprengrissneigung bei den untersuchten Betonsorten unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse ist. Werden mehrere Spannstäbe in einer Lage angeordnet, ist für die untersuchten Vorspannkraft in selbstverdichtendem Beton ohne Bügelbewehrung bei Litzen mit einer Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$ und lichtem Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, bei gerippten Spanndrähten mit einer Betondeckung $c = 3,5 \cdot d_p$ und lichtem Abstand $s = 2,5 \cdot d_p$ mit einer Sprengrissbildung zu rechnen.

4.2.3 Verhalten im Verankerungsbereich der Zugkraft aus Biegebeanspruchung

Die Prüflast wurde solange gesteigert, bis keine weitere Last mehr aufgenommen werden konnte. Es kam in allen Versuchen B SVB 1 bis B SVB 4 zu einem Versagen der Verankerung, wobei sich das Verankerungsversagen von Litzen und Drähten deutlich unterscheidet. Bei Litzen erfolgt ein Litzeneinzug und die Bauteilverformungen nehmen bei gleichzeitiger Laststeigerung zu. Hierdurch wird die Druckzone eingeschnürt und es kommt es zu einem sekundären Druckzonenversagen. Bei Drähten hingegen entsteht aufgrund des zusätzlichen Scherverbundes und der größeren Verbundkraft in Höhe der Spanndrähte ein horizontaler Sprengriss. Das Versagen erfolgt schlagartig durch ein Abplatzen der Betondeckung im Verankerungsbereich. In Bild 4.14 sind die im Versuch gemessenen Durchbiegungen für die Balken B SVB 1 / B SVB 2 (Verankerungsversagen Litzen) und B SVB 3 / B SVB 4 (Verankerungsversagen Drähte) dargestellt. Das Fließplateau bei den Balken B SVB 1 und B SVB 2 mit Litzen im Gegensatz zu den Balken B SVB 3 und B SVB 4 mit Drähten, die plötzlich versagten, ist deutlich zu erkennen.

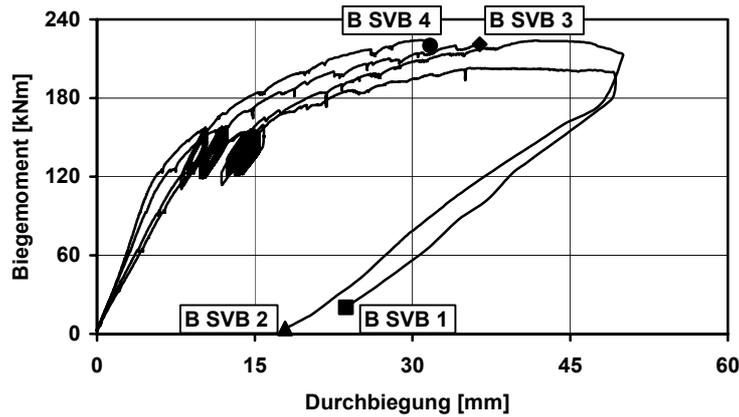


Bild 4.14: Biegemoment-Durchbiegungsbeziehungen für die Balken

Eine Übersicht über die maximal aufnehmbaren Biegemomente im Versuch (Grenzmomente) und die rechnerischen Bruchmomente enthält Tabelle 4.9.

Balken		Betonsorte	Experimentelle Grenzmomente [kNm]	Rechnerische Bruchmomente [kNm]	Abweichung [%]	Versagensart
B SVB 1	4 Litzen 0,5"	M-Typ	203	198	+2,5	Verankerungsversagen
B SVB 2		K-Typ	224	208	+7,1	Verankerungsversagen
B SVB 3	4 Spann- drähte Ø 12	M-Typ	221	207	+6,3	Verankerungsversagen
B SVB 4		K-Typ	224	222	+0,9	Verankerungsversagen

Tabelle 4.9: Experimentelle Grenzmomente und rechnerische Bruchmomente

Für die Berechnung wurden die Materialgesetze für Beton und Stahl nach DIN 1045-1 [1045-1] unter Berücksichtigung der tatsächlichen Streckgrenze der verwendeten Beton- und Spannstähle verwendet. Dabei war eine Begrenzung der Stahldehnung auf eine Bruchdehnung von 25 ‰ aufgrund der hohen Vorspanngrade nicht maßgebend. Weiterhin wurde der idealisierte Verlauf nach DIN 1045-1 mit einem Anstieg der Stahlspannung nach Erreichen der Streckgrenze angesetzt.

Für die Berechnung der Zylinderdruckfestigkeit aus der Würfeldruckfestigkeit gilt unter Berücksichtigung der in DIN 1045-2 [1045-2] angegebenen Umrechnung der gemessenen Würfeldruckfestigkeiten an einem Würfel mit 150 mm Kantenlänge:

$$f_c = 0,95 \cdot f_{ck,cube150} \quad (4.1)$$

Die für die Nachrechnung angesetzte einaxiale Druckfestigkeit f_{1c} ergibt sich zu:

$$f_{1c} = 0,95 \cdot f_c = 0,95 \cdot 0,95 \cdot f_{ck,cube150} = 0,9025 \cdot f_{ck,cube150} \quad (4.2)$$

Die Balken erreichten alle die rechnerischen Bruchmomente. Das Versagen wurde bei den Balken B SVB 1 und B SVB 2 mit Litzen vorzeitig durch große Verschiebungen der Spannstähle auf der verbügelten und unverbügelten Balkenseite im Verankerungsbereich eingeleitet. Es kommt zu einem sekundären Versagen in der Druckzone. In Bild 4.15 ist das entsprechende Rissbild des Balkens B SVB 1 (Mehlkornotyp) mit 4 Litzen im Bruchzustand dargestellt.



Bild 4.15: Rissbild im Bruchzustand für Balken B SVB 1 Mehlkornotyp mit 4 Litzen

Bei den Balken B SVB 3 und B SVB 4 mit 4 Spanndrähten trat ein schlagartiges Versagen auf, wobei zunächst ein Verankerungsbruch und als sekundäres Versagen eine Einschnürung der Druckzone beobachtet werden konnte (Bild 4.16).

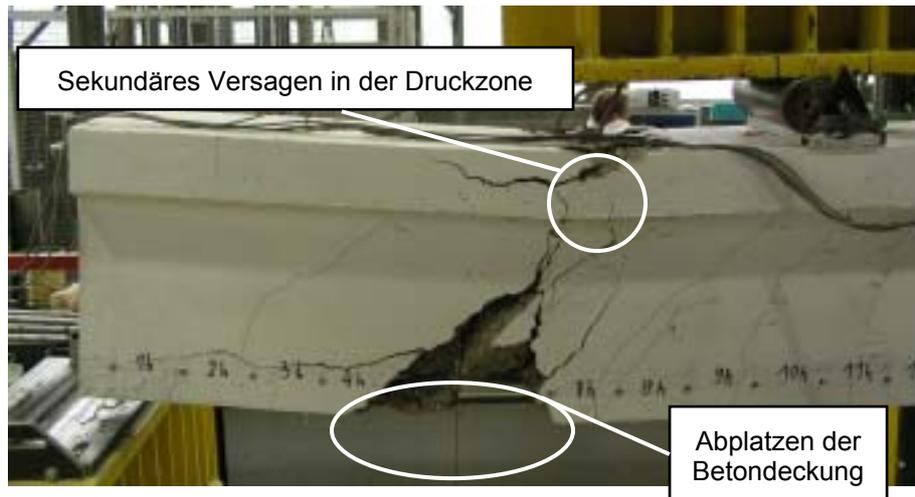


Bild 4.16: Rissbild im Bruchzustand für Balken B SVB 3 aus Mehlkorntyp mit 4 Spanndrähten

Obwohl auf beiden Seiten bereits deutliche Sprengrisse aus der Spannkrafteinleitung vorhanden waren, reichte die Verbundkraft aus, um die Biegezugkraft bis zum Fließen der Spannbewehrung zu verankern. Während des Versuchs ergaben sich an den Balken mit Sprengissen aus der Spannkrafteinleitung zusätzliche Längsrisse an der Unterseite im Bereich der Balkenenden. An den Seitenflächen konnten ebenfalls Sprengisse beobachtet werden.

Bei allen Balken mit Sprengissen im Spannkrafteinleitungsbereich wurden deutliche Verschiebungen der Spannstähle an den Stirnflächen gemessen. In Bild 4.17 sind die Verschiebungen der Litzen an dem verbügelt und unverbügelt Balkenenden über das aufgebrauchte Biegemoment bei Balken B SVB 1 mit Litzen dargestellt.

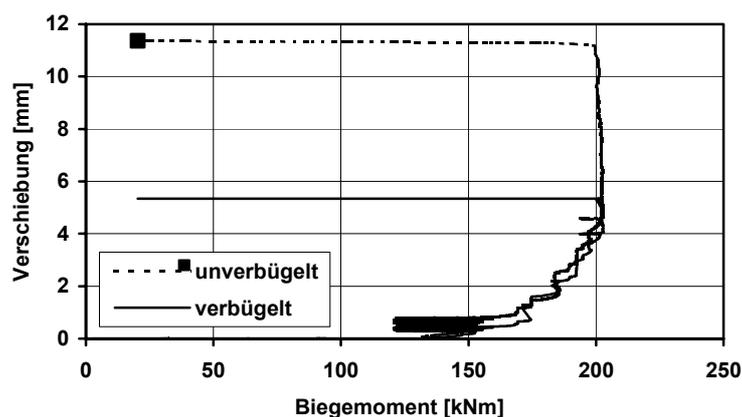


Bild 4.17: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B SVB 1 aus Mehlkorntyp mit 4 Litzen)

Bei den gerippten Spanndrähten (Bild 4.18) wurden größere Verschiebungen nur am unverbügelt Balkenenden mit Sprengriss ermittelt. Die Verschiebungen waren im Vergleich zu den Litzen insgesamt kleiner.

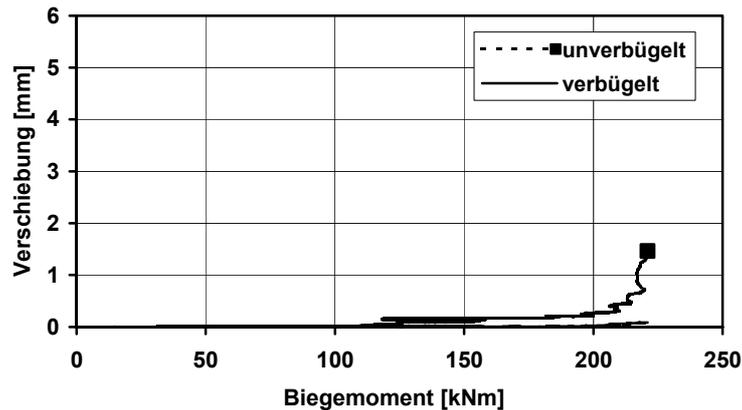


Bild 4.18: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B SVB 3 aus Mehlkorntyp mit 4 Drähten)

Aus dem Vergleich der Verschiebungen der Balken B SVB 1 und B SVB 3 mit unterschiedlichen Spannstählen und ansonsten gleichen Verhältnissen kann geschlossen werden, dass der gerippte Spanndraht durch zunehmende Verschiebungen zusätzliche Verbundkräfte aktiviert und damit größere Beanspruchung aufnimmt. Dem gegenüber kommt es bei den Litzen durch die äußere Beanspruchung zu einer sehr schnellen Verschiebungszunahme, die letztendlich das Versagen einleitete.

Der Einfluss der zyklischen Beanspruchung durch 30 Lastwechsel auf Gebrauchslastniveau oberhalb der Dekompression zwischen $4/7 M_u$ und $5/7 M_u$ auf die Verschiebungen der Spannstähle an den Stirnflächen ist für die Versuchsbalken B SVB 1 und B SVB 3 in den Bildern 4.19 und 4.20 dargestellt. Aufgrund der durch die Rissbildung bei der Spannkrafteinleitung reduzierten Verbundfestigkeit ergaben sich hier die größten Verschiebungszuwächse von allen untersuchten Balken.

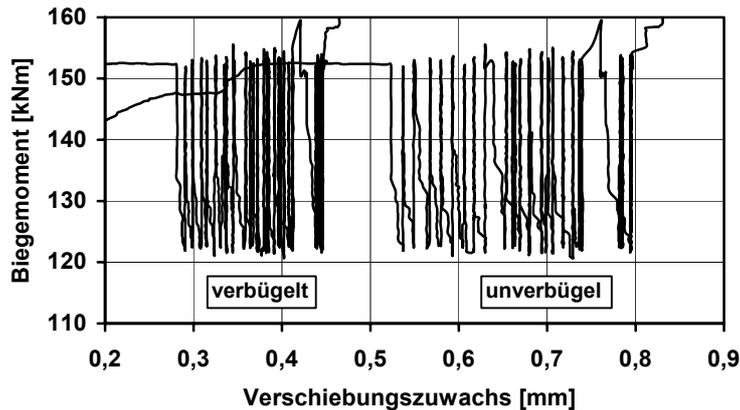


Bild 4.19: Mittelwert der Verschiebungszuwächse der Litzen an der Stirnfläche bei Balken B SVB 1 durch 30 Lastwechsel

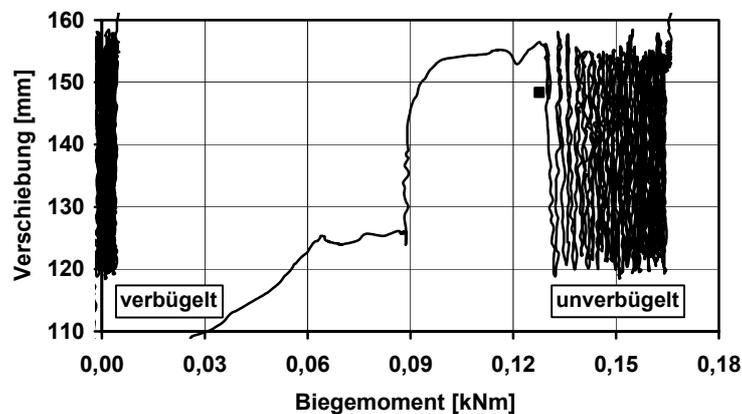


Bild 4.20: Mittelwert der Verschiebungszuwächse der gerippten Spanndrähte an der Stirnfläche bei Balken B SVB 3 durch 30 Lastwechsel

Die zyklische Beanspruchung oberhalb der Dekompression ergab bei Balken B SVB 1 mit Litzen einen mittleren Verschiebungszuwachs von rd. 0,3 mm am unverbügelten Ende, da die äußere Verbundbeanspruchung größer als die Verbundspannungen bei der Spannkrafteinleitung war. Der Verschiebungszuwachs der Litzen bei Balken B SVB 1 ist deutlich größer als der Zuwachs der gerippten Spanndrähte bei Balken B SVB 3 von lediglich 0,04 mm. Das bei ansonsten gleichen Verhältnissen bessere Verbundverhalten der gerippten Drähte im Vergleich zu den glatten Litzen ist auf den Scherverbund zurückzuführen.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass der Verankerungsbruch nicht durch die Biegerissbildung sondern durch das Überschreiten der aufnehmbaren Verbundspannungen infolge einer zusätzlichen Beanspruchung aus der Endverankerung eingeleitet wurde. Bei Litzen können die aufnehmbaren Verbundspannungen durch das näherungsweise starr-plastische Verbundverhalten nicht größer werden als bei der Spannkrafteinleitung. Nach Überschreiten dieser Verbundspannungen wachsen die Verschiebungen zwischen Litzen und Beton

sprunghaft an. Da keine zusätzlichen Verbundkräfte aktiviert werden können, erfolgt schließlich das Versagen durch zu große Verschiebungen im Verankerungsbereich.

Die gerippten Spanndrähte können durch das verschiebungsabhängige Verbundverhalten größere Verbundbeanspruchungen als bei der Spannkrafteinleitung aufnehmen. Dies führt beim Überschreiten der Verbundkraft aus der Spannkrafteinleitung zu kleineren Verschiebungen und insbesondere zu einem gutmütigeren Verhalten unter zyklischer Beanspruchung. Durch die größere Verbundbeanspruchung als bei der Spannkrafteinleitung kann jedoch ein Verankerungsbruch durch Absprengen der Betondeckung auftreten.

Wie die Versuchsergebnisse zeigen, ist eine unzulässige Sprenggrissbildung auch mit den empfohlenen Mindestabmessungen nicht in jedem Fall ausgeschlossen, insbesondere bei mehreren Spannstählen in einer Lage und bei geringer bzw. fehlender Bügelbewehrung. Mit Rücksicht darauf, dass üblicherweise die erforderlichen Abmessungen von den Fertigteilherstellern eigenverantwortlich festgelegt werden, auf die unterschiedlichen Bedingungen und die Erfahrung der Fertigteilwerke sowie auf das Vorhaltemaß der Betondeckung werden hier nur die unbedingt erforderlichen Mindestbetondeckungen empfohlen, um unter günstigen Bedingungen die zulässige Vorspannkraft nach DIN 1045-1 rissfrei einleiten zu können. Dies entspricht dem Vorgehen für Normalbeton [He99, 1045-1, Heft 525].

5 Querkrafttragfähigkeit

5.1 Tragverhalten und Modelle

5.1.1 Allgemeines

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit erfolgt im Stahlbetonbau durch ein idealisiertes Fachwerkmodell, bei dem der Zug- und Druckgurt eines Trägers durch die kombinierte Wirkung der Schubbewehrung und der schrägen Betondruckstreben schubfest miteinander verbunden werden. Die gegenüber dem Mörsch'schen Fachwerkmodell erhöhte Schubtragfähigkeit wird im Allgemeinen durch eine flachere Druckstrebenneigung oder einen zusätzlichen additiven Betontraganteil berücksichtigt. Es liegt kein einheitliches Tragmodell vor. Bei der Querkraftbemessung stehen in starkem Maße empirische Zusammenhänge im Vordergrund. Es ist zu erkennen, dass die glatten Rissufer eine mögliche Querkraftabtragung über Reibung der Rissufer vermindern und somit den Betontraganteil reduzieren. Da wegen der höheren Druckfestigkeit von SVB größere Vorspannkräfte aufgebracht werden können, wird die Querkrafttragfähigkeit im unteren Beanspruchungsbereich (ohne Bügel) gesteigert, bei Überbeanspruchung der idealisierten Betondruckstreben jedoch herabgesetzt [Zi03, He05a].

Im Folgenden wird die Querkraftbemessung nach DIN 1045-1 [1045-1] für Bauteile ohne und mit Querkraftbewehrung vorgestellt.

5.1.2 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

5.1.2.1 Allgemeines

Bei Bauteilen ohne rechnerische Querkraftbewehrung setzt sich der Bemessungswiderstand aus mehreren Anteilen zusammen (Rissverzahnung, Querkrafttragfähigkeit des Druckgurttes, Dübelwirkung der Längsbewehrung, Einfluss zusätzlicher Normalbeanspruchung). Für deren quantitative Bestimmung sind in der Vergangenheit sowohl empirische als auch deduktive Ansätze aufgestellt worden, in denen die einzelnen Traganteile von diversen Autoren unterschiedlich bewertet wurden. Daher liegt trotz umfangreicher Forschung auf diesem Gebiet [Re90, Re94, Gr97, Fi97, Zi98, Gö04 u.a.] aufgrund der Komplexität der verschiedenen Tragmechanismen kein einheitliches mechanisches Modell vor.

5.1.2.2 Verfahren nach DIN 1045-1

Das Verfahren nach DIN 1045-1 basiert auf dem empirisch entwickelten Grundansatz des MC 90 [MC90]. Nachdem bereits zahlreiche Arbeiten die gute Übereinstimmung mit experimentellen Bruchlasten festgestellt hatten [Re94, Gr97, Fi97, Kö04 u.a.], wurde der Vorfaktor für DIN 1045-1 auf Grundlage statistischer Auswertungen an aktualisierten Datenbanken um 20 % vermindert [He99a, He99b]. Hierdurch ergibt sich für Bauteile aus Normalbeton folgende Bemessungsgleichung:

$$V_{calc} = [0,10 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (5.1)$$

Trotz des empirischen Hintergrundes werden durch die Zugfestigkeit, den Längsbewehrungsgrad und den Maßstabeffekt die wesentlichen mechanischen Einflüsse berücksichtigt. Die Vorspannung wird über die Normalspannung σ_c auf Höhe der Schwerachse berücksichtigt, wobei diese mit einem Vorfaktor multipliziert wurde und additiv in die Bemessungsgleichung einfließt. Dieses Vorgehen entspricht dem in EC 2 [ENV1992, prEN1992]. Die Auswertung der Bemessungsgleichungen anhand einer in [He99a] erstellten Datenbank zeigt, dass der Ansatz für Spannbetonträger zum Teil weit auf der sicheren Seite liegt (Bild 5.1).

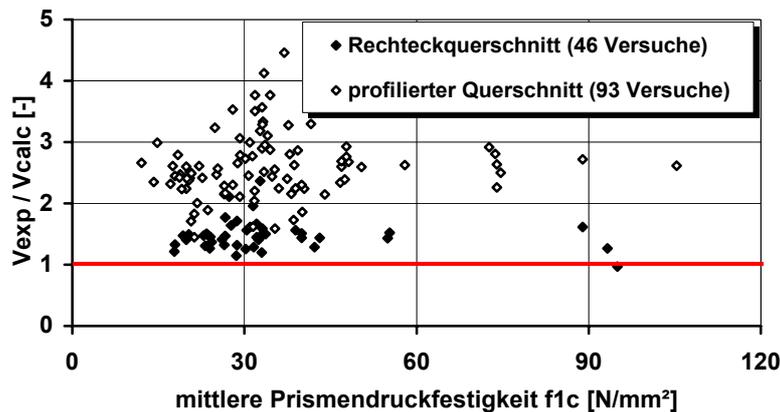


Bild 5.1: Auswertung Spannbetonbauteile nach DIN 1045-1 [1045-1]

5.1.2.3 Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen aus selbstverdichtendem Beton

Bei der Übertragung der Bemessungsregeln für Querkraft sind die Auswirkungen des veränderten Verhältnisses zwischen Zug- und Druckfestigkeit und die verminderte Rissreibungskapazität aufgrund des geringeren Größtkorndurchmessers kritisch zu betrachten. Um diese Einflüsse gezielt zu untersuchen, wurden in [He01b] zwei Versuche an Balken ohne Querkraftbewehrung durchgeführt.

Die Balken wiesen im Bruchverhalten dieselben Charakteristika auf wie Träger aus Rüttelbeton. Zunächst wurden durch die Biegerissbildung in den Schubfeldern parabelförmig verlaufende Risse erzeugt. Das Erreichen der instabilen Schrägrisslast wurde durch knisternde Geräusche sowie kleine Anrisse im Bereich der Längsbewehrung angezeigt und setzte sich anschließend schlagartig sowohl in der Druckzone als auch entlang der Längsbewehrung fort. Da die Rissbreiten mehrere Millimeter betragen, sind günstige Effekte aus Rissreibung vollständig auszuschließen. Die großen Vertikaldehnungen des Schubfeldes belegen dies zusätzlich.

Analog zu den Untersuchungen in [Zi98, Kö00, He02a, Gö04] ist davon auszugehen, dass die Rissreibung bei Bauteilen ohne bzw. mit geringer Schubbewehrung nur einen sehr geringen Einfluss auf die Bruchlast hat. Weiterhin kann auch eine Erhöhung der Tragfähigkeit aufgrund der in der Literatur erwähnten höheren Zugfestigkeit [Re01] nicht ausgewiesen werden. Die in [He01a] aus den Biegerisslasten ermittelten Zugfestigkeiten der Träger aus selbstverdichtendem Beton entsprachen außerdem denen der Träger aus Normalbeton. Eine

Modifizierung der für Normalbeton bekannten Bemessungsgleichungen ist daher für selbstverdichtenden Beton nicht erforderlich.

5.1.3 Bauteile mit Querkraftbewehrung

5.1.3.1 Allgemeines

Durch die Querkraftbewehrung wird eine Steigerung der Tragfähigkeit über die Schubrislast hinaus erreicht. Die freigesetzten Risskräfte werden auf die Bewehrung umgelagert und die Rissufer somit zugfest verbunden. Durch die Verbundwirkung zwischen Bewehrung und Beton werden ausgehend von der Rissstelle wieder Zugspannungen in den umgebenden Beton eingetragen, so dass bei anwachsender Beanspruchung neue Risse entstehen. Das hierdurch initiierte Rissbild führte zur Modellvorstellung eines idealisierten Fachwerks, bestehend aus Bügelzugstreben und idealisierten Betondruckstreben, die sich zwischen den Schubrisen ausbilden (Bild 5.2).

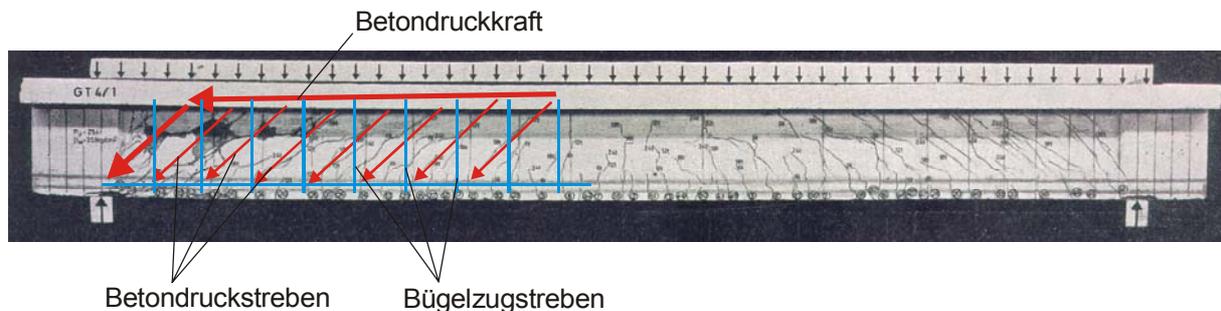


Bild 5.2: Rissbild und idealisiertes Fachwerkmodell (Bruchbild entnommen aus [Le62])

Die bekannteste Formulierung der Querkrafttragfähigkeit in den frühen Entwicklungen des Stahlbetonbaus geht auf Mörsch zurück [Mö08]. So ist die Mörsch'sche Fachwerkanalogie auch in der heutigen Zeit noch ein fester Begriff und Ausgangspunkt für komplexere Modellvorstellungen. In Anlehnung an die Trajektorienverläufe in ungerissenen Stahlbetonbauteilen auf Höhe der Schwereachse wird hier von einer 45°-Neigung des Druckfeldes ausgegangen. Durch das Modell wird jedoch nur ein Teil der Querkrafttragfähigkeit erfasst. Gerade im Bereich geringer Schubbewehrungsgrade existiert ein hoher, darüber hinausgehender Resttraganteil, so dass das Mörsch'sche Fachwerkmodell als Bemessungsverfahren weit auf der sicheren Seite liegt. Zur Erfassung der darüber hinausgehenden Querkrafttraganteile liegen unterschiedliche Modelle vor; ein Überblick wird beispielsweise in [He84, Re01b, Gö04] gegeben.

5.1.3.2 Querkraftmodell nach DIN 1045-1

Auf Grundlage neuerer, vorwiegend theoretischer Forschungsergebnisse [Ku83, Ki87, Po87, Re90, Bu93] ist von Reineck in der Arbeitsgruppe 3 zur DIN 1045-1 das Fachwerkmodell mit

Rissreibung vorgeschlagen worden [Re99, Re01b]. Ausgehend von einer vorgegebenen Rissneigung werden bei der Modellvorstellung in einem iterativen Prozess unter Ansatz kinematischer Beziehungen die Rissöffnung (Rissbreite und gegenseitige Verschiebung der Rissufer) und anschließend mit Hilfe von Reibungsgesetzen die übertragbaren Spannungen berechnet. Während in [Ku83, Ki87, Po87, Re90, Bu93] komplexe Modelle entwickelt worden sind, ist für DIN 1045-1 hierauf aufbauend ein vereinfachter Bemessungsansatz formuliert worden [He99a, Re99].

Das Ergebnis ist ein Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung θ nach Gleichung (5.2) und (5.3):

$$\text{Ermittlung der Querkraftbewehrung: } V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (5.2)$$

$$\text{Kontrolle der Druckstrebenneigung: } V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (5.3)$$

Mit Begrenzung der Druckstrebenneigung nach DIN 1045-1, Kapitel 10.3.4 (3):

$$\cot \theta = \frac{\cot \beta_r}{1 - V_{Rd,c} / V_{Ed}} \leq \begin{cases} 3,0 & \text{für Normalbeton} \\ 2,0 & \text{für Leichtbeton} \end{cases} \quad (5.4)$$

$$\text{mit: } \cot \beta_r = 1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd} \quad (5.5)$$

$$V_{Rd,c} = \beta_{ct} \cdot 0,10 \cdot \eta_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \left(1 + 1,2 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w \cdot z \quad (5.6)$$

Die maximal mögliche Rotation wird hierbei jedoch durch den Betontraganteil des verbügelten Querschnittes $V_{Rd,c}$ kontrolliert. Ausgehend von der Rissneigung β_r wird der Reibungsanteil $V_{Rd,c}$ nach Gleichung (5.6) in eine minimal mögliche Druckstrebenneigung umgerechnet, die den unteren Grenzwert für den Druckstrebenwinkel θ bildet. Hierdurch wird die aufgrund von Rissreibungskräften im Vergleich zu der Rissneigung flacher verlaufende Druckstrebenneigung berücksichtigt. Zusätzlich ist die untere Grenze $\cot \theta = 3,0$ (bzw. $\cot \theta = 2,0$ für Leichtbeton) einzuhalten. Durch den Faktor α_c wird die Druckstrebentragfähigkeit infolge Rissbildung und Querkzugbeanspruchung im Steg abgemindert. Für Normalbeton lautet der Wert $\alpha_c = 0,75$.

Dieses Verfahren ist gültig für Bauteile, mit einer Mindestbügelbewehrung nach DIN 1045-1, 13.2.3 (5) und Bügelabständen nach 13.2.3 (6). Das Bemessungsverfahren kann in dimensionsloser Form am Plastizitätskreis dargestellt werden (Bild 5.3). Demnach wird die Querkrafttragfähigkeit durch die Geradengleichung $v_u = v_{cr} + \omega_w \cdot \cot \beta_r$ beschrieben, wobei der Schnittpunkt mit dem Plastizitätskreis v_{max} die obere Schubspannungsgrenze darstellt.

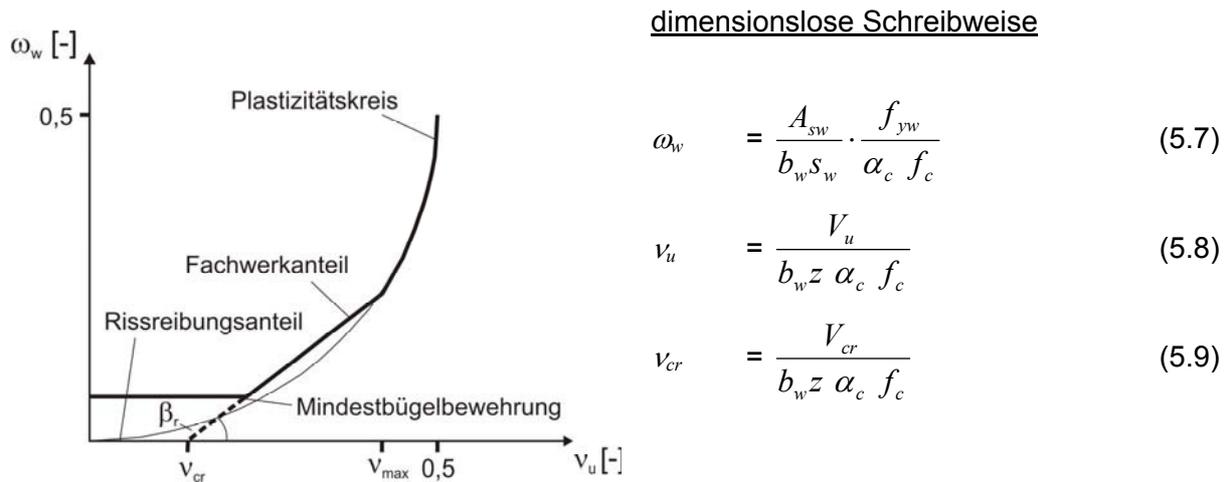


Bild 5.3: Darstellung der Querkraftbemessung für schubbewehrte Bauteile nach DIN 1045-1 am Plastizitätskreis

Die Auswertung der in [Gö04] erläuterten Schubdatenbank zeigt, dass die rechnerischen Bruchlasten im Bereich geringer Bügelbewehrungsgrade $\rho_w < 1\%$ zum Teil weit auf der sicheren Seite liegen. Für mittlere bis hohe Bügelbewehrungsgrade $\rho_w > 1\%$ ergeben sich jedoch deutlich geringere Sicherheiten (Bild 5.4). Insgesamt liegen jedoch nur wenige Versuche unterhalb $V_{exp}/V_{calc} = 1$, so dass der Bemessungsansatz für die Querkraftbewehrung nach DIN 1045-1 sicher ist.

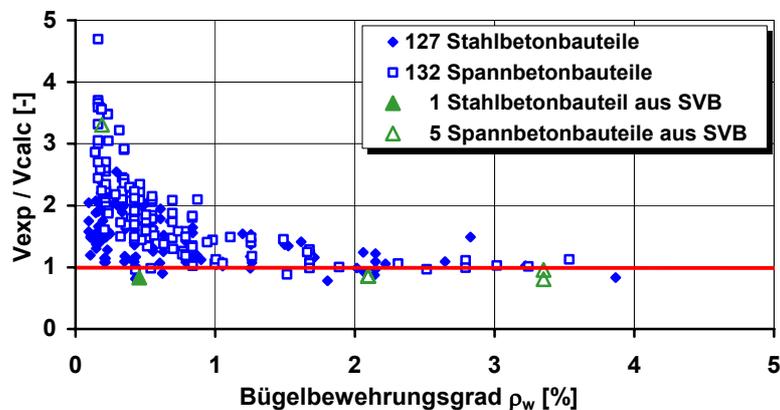


Bild 5.4: Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach DIN 1045-1 V_{calc} [DIN 1045-1] mit der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} von Spannbetonträgern nach [Gö04]

Die Darstellung der experimentellen Bruchlasten im Plastizitätskreis (Bild 5.5) verdeutlicht, dass durch das reine Fachwerkmodell bei Bauteilen mit geringen Bügelbewehrungsgraden nicht die gesamte Traglast erfasst wird, und - wie in [Gö04] beschrieben - ein darüber hinausgehender Resttraganteil V_{Rest} existiert. Es wird vermutet, dass gerade bei geringen Bügelbewehrungsgraden der hier weiche Fachwerktraganteil eine Umlagerung auf eine sprengwerkartige Zusatztragwirkung wie bei Bauteilen ohne Schubbewehrung ermöglicht.

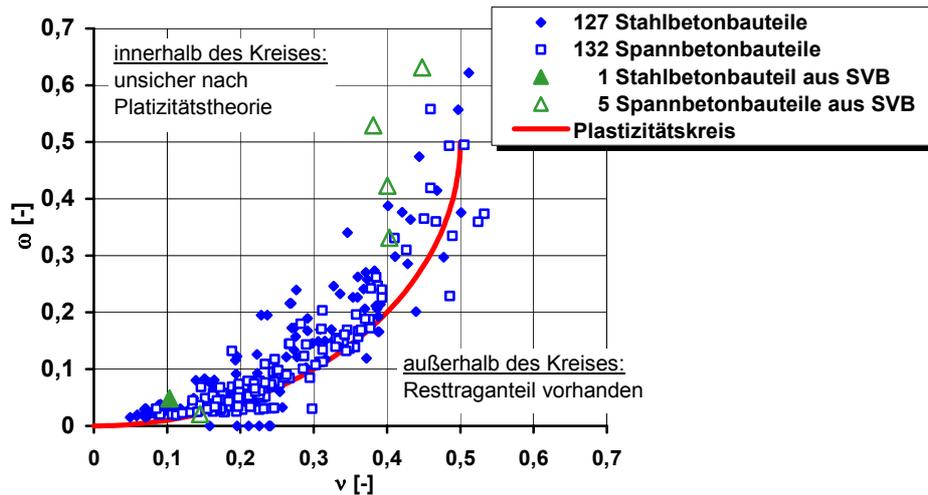


Bild 5.5: Darstellung der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern nach [Gö04] am Plastizitätskreis

Eigene Versuche an Spannbetonträgern aus hochfestem Beton [He99c] und hochfestem Leichtbeton [He02b] ergaben, dass dieser Resttraganteil mit zunehmendem Bügelbewehrungsgrad und somit zunehmender Steifigkeit des idealisierten Fachwerkmodells an Bedeutung verliert.

5.1.3.3 Querkraftmodell nach prEN 1992-1-1 (2003)

Analog zu DIN 1045-1 basiert die Bemessung nach prEN 1992-1-1 (EC 2) auf einem Fachwerkmodell [ENV1992, prEN1992]. Die Druckstrebenneigung θ im Steg kann hierbei frei gewählt werden, sollte jedoch begrenzt werden auf Werte zwischen $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$.

Ermittlung der Querkraftbewehrung:
$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (5.10)$$

Kontrolle der Druckstrebenspannung:
$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (5.11)$$

Die Abminderung der Druckstreben­tragfähigkeit durch Querkzugspannungen wird durch den Beiwert v_1 berücksichtigt.

mit:
$$v_1 = 0,6 \text{ für } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (5.11a)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad \text{für } f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (5.11b)$$

Der günstigen Wirkung der Vorspannung wird mit dem Faktor α_{cw} Rechnung getragen.

mit:
$$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{für } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \quad (5.11c)$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{für } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \quad (5.11d)$$

$$\alpha_{cw} = 2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{für } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd} \quad (5.11e)$$

5.1.3.4 Querkraftmodell nach Götz [Gö04]

Der hohe über die Fachwerktragwirkung hinausgehende Resttraganteil wird in [Gö04] im Wesentlichen auf die Tragwirkung der ungerissenen Druckzone zurückgeführt und entspricht im Grenzfall $\rho_w = 0$ der Tragfähigkeit des unverbügelten Querschnitts. Mit ansteigendem Bügelbewehrungsgrad und damit zunehmender Steifigkeit nimmt die Umlagerung auf den weichen Resttraganteil ab, so dass die reine Fachwerktragwirkung überwiegt (Bild 5.6).

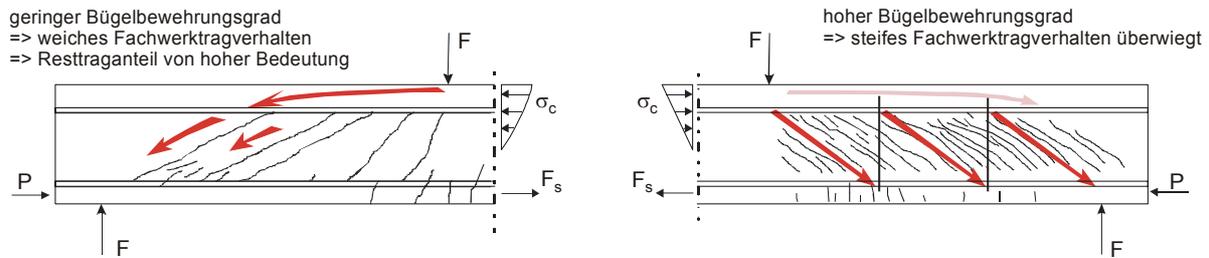


Bild 5.6: Unterschiedliches Querkrafttragverhalten bei Bauteilen mit geringem (links) bzw. hohem Bügelbewehrungsgrad (rechts) [Gö04]

Hieraus ergibt sich das folgende Grundmodell:

$$V = V_F + V_c \quad \text{mit: } V_F = \text{Fachwerktraganteil} \quad (5.12)$$

$$V_c = \text{Betontraganteil}$$

$$V_F = \min \begin{cases} a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot z \cdot \cot \beta_r \\ 0,75 \cdot \eta_1 \cdot f_c \cdot z / (\cot \beta_r + \tan \beta_r) \end{cases} \quad (5.13)$$

mit: η_1 Tragfähigkeitsbeiwert
 Normalbeton $\eta_1 = 1,0$
 Leichtbeton $\eta_1 = 0,4 + 0,6 \cdot \rho [kg/m^3] / 2200$

$$V_c = \kappa \cdot V_{R,ct} \quad \text{mit: } V_{R,ct} = \text{Traganteil des nicht verbügelten Querschnitts} \quad (5.14)$$

$$\kappa = \kappa_s \text{ bzw. } \kappa_p = \text{Skalierungsfaktor} = 0 < \kappa(\rho_w) < 1$$

Der Traganteil des unverbügelten Querschnitts entspricht hierbei dem von Zink [Zi98] ausgewiesenen Druckzonenanteil, der in [Gö04] auf allgemeine Querschnittstypen erweitert worden ist. Durch eine halbempirische Auswertung an einer Schubdatenbank ergeben sich der Risswinkel β_r und der Skalierungsfaktor κ für die Umlagerung auf den Druckzonenanteil wie folgt:

- Risswinkel: $\cot \beta_r = 1 + 0,15 / \omega_{w,ct} - 0,18 \cdot \sigma_x / f_{ctm} \leq 2,15$ (5.15)

- Skalierungsfaktor (Stahlbetonanteil): $\kappa_s = 1 - \omega_{w,ct} / 3 \geq 0$ (5.16)

- Skalierungsfaktor (Spannbetonanteil): $\kappa_p = 1 - \omega_{w,ct} \geq 0$ (5.17)

mit: $\omega_{w,ct} = \rho_w \cdot f_y / f_{ctm} =$ auf die Betonzugfestigkeit bezogener
 mechanischer Bewehrungsgrad (5.18)

Aufbauend auf diesem Modell ist in [Gö04] ein Berechnungsansatz gegeben. Bild 5.7 zeigt, dass durch den oben genannten Ansatz die experimentell bestimmte Querkrafttragfähigkeit für normal- und hochfesten Beton gut erfasst wird. Mit vereinfachten Annahmen ist hieraus ein Bemessungsansatz abgeleitet worden, der trotz besserer Übereinstimmung mit dem tatsächlichen Bauteilverhalten ähnliche Versagenssicherheiten wie der Ansatz nach DIN 1045-1 aufweist.

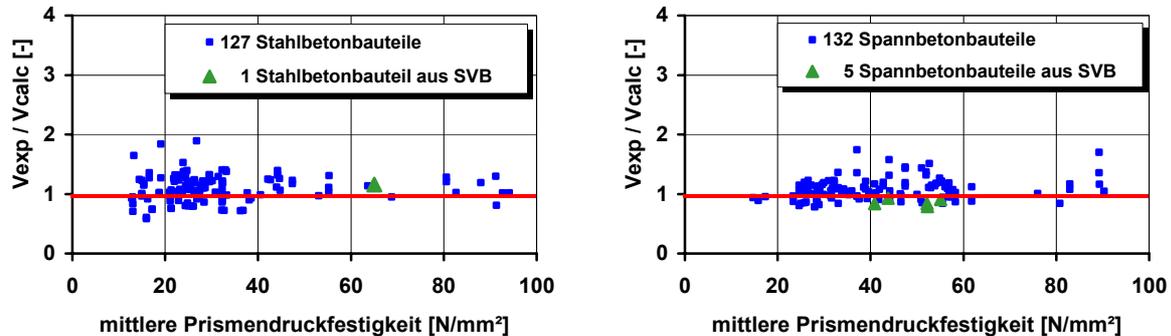


Bild 5.7: Auswertung für Stahlbeton- (links) und Spannbetonbauteile (rechts) nach [Gö04]

Zur Erweiterung des Querkraftmodells auf Bauteile aus selbstverdichtendem Beton liegen bisher ein Versuch an einem Stahlbetonträger [He01b] sowie sechs Versuche an Spannbetonträgern [He03a, He05a] vor, von denen einer wegen Biegeversagen nicht in die Auswertung einbezogen werden konnte.

5.2 Experimentelle Untersuchungen

5.2.1 Versuchsprogramm und Durchführung

5.2.1.1 Allgemeines

Zur Untersuchung, ob die für Rüttelbeton bekannten Bemessungsregeln für Querkraft auf Spannbetonbauteile aus Selbstverdichtendem Beton übertragbar sind, wurden ergänzend zu den in [He03a, He05a] hergestellten Spannbetonträgern hier zwei weitere Spannbetonträger hergestellt. Der erste Versuchsträger bestand aus einem SVB des Mehlkorntyps (mit Kalksteinmehl, Größtkorn 8 mm), der aufgrund des hohen Feinkornanteils als sehr ungünstig für die Rissreibung angenommen werden kann. Bei dem zweiten Träger handelt es sich um einen SVB des Kombinationstyps (mit Flugasche, Größtkorn 16 mm). Hierbei wurde die Fließfähigkeit sowohl durch einen hohen Mehlkorngelhalt als auch durch die Zugabe von Hochleistungsfleiß- und stabilisierungsmittel erreicht [He03a]. Beide Träger wiesen die gleiche Bewehrung auf. Durch Staffelung der Querkraftbewehrung (linkes Drittel, rechtes Drittel) und zwei nacheinander aufgebrachte Lastanordnungen (zwei Einzellasten in den Drittelpunkten, eine Einzellast in einem Drittelpunkt) konnten sich vier unabhängige Bruchzonen ausbilden, so dass an einem Träger insgesamt zwei Bruchversuche vorliegen. Zum Einen wurde eine

Mindestquerkraftbewehrung gewählt, bei der im Bruchzustand große Rissbreiten zu erwarten sind und daher der Einfluss der verminderten Rissreibung untersucht werden kann und zum Anderen mit $\rho_w = 1,2 \%$ ein praxisrelevanter Bügelbewehrungsgrad. In Bild 5.8 sind die Versuchsanordnung und der Querschnitt der Querkraftversuche dargestellt. Die Last wurde über einen Einzelprüfzylinder aufgebracht. Im ersten Teilversuch wurde die Last über eine auf zwei Stahlrollen gelagerte Lasteinleitungstraverse und im zweiten Teilversuch unmittelbar über eine Stahlplatte in den Träger eingeleitet.

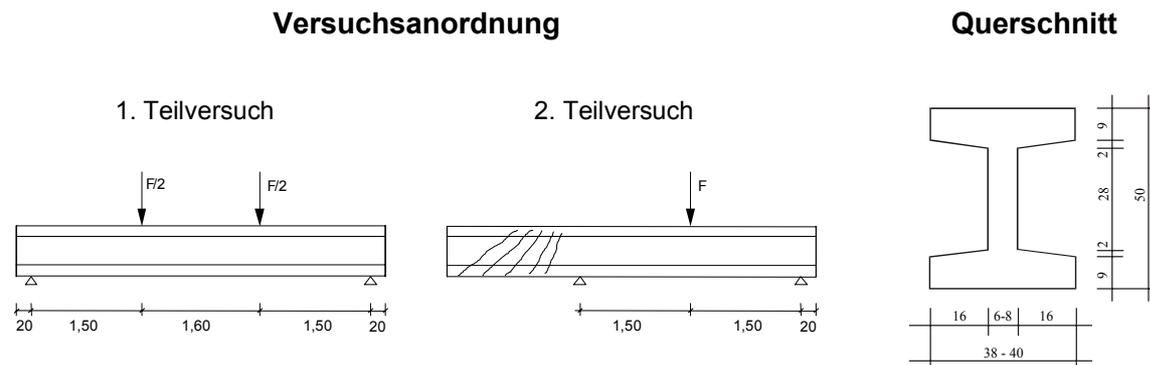


Bild 5.8: Versuchsanordnung und Querschnitt der Querkraftversuche

Aus Gründen der Vergleichbarkeit wurden die Abmessungen der Versuchskörper angelehnt an zuvor am IMB durchgeführte Querkraftversuche an Normalbeton [He03b], hochfestem Normalbeton [He99c], hochfestem Leichtbeton [He02b] sowie mittel- bis hochbewehrten Balken aus selbstverdichtendem Beton [He05a]. Zusätzlich wurden die in [He03a] durchgeführten Versuche zur Auswertung herangezogen. Zur Vermeidung eines Schubversagens im Mittelteil wurde der Steges von 6 auf 8 cm verbreitert. Die Spannbewehrung bestand aus 4 Litzen 0,5" ($A_p = 0,93 \text{ cm}^2$). Um ein Biegeversagen zu verhindern, wurde eine entsprechend hohe zusätzliche Biegebewehrung vorgesehen, zudem waren die Einleitungsbereiche der Spannglieder entsprechend zu verstärken. Die Abmessungen des Prüfkörpers sowie die der Bewehrung sind in Anhang D dargestellt. Tabelle 5.1 fasst die wesentlichen Versuchsparameter zusammen.

	Träger Q SVB 1		Träger Q SVB 2	
	Q SVB 1L	Q SVB 1R	Q SVB 2L	Q SVB 2R
h [mm]	500	500	500	500
b_w [mm]	60	60	60	60
Querkraftbewehrung	1 x \varnothing 6 /250	2 x \varnothing 6 /75	1 x \varnothing 6 /250	2 x \varnothing 6 /75
f_{yw} [N/mm ²]	630	630	638	638
ρ_w [%] = a_{sw} / b_w	0,19	1,26	0,19	1,26
Litzen	4 x 0,5 "	4 x 0,5 "	4 x 0,5 "	4 x 0,5 "
$f_{cm,exp}$ [N/mm ²]	67	67	38	40

Tabelle 5.1: Versuchsprogramm zur Querkrafttragfähigkeit

5.2.1.2 Baustoffe

Die verwendete SVB-Zusammensetzung ist dem Abschnitt 2.2.3 zu entnehmen. Der Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl wurde von der Firma Beton Union, die für diesen Beton eine bauaufsichtliche Zulassung [Br01a] besitzt, hergestellt und geliefert. Der Kombinationstyp mit Flugasche wurde in der institutseigenen Mischanlage hergestellt. Tabelle 5.2 enthält die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen sowie der Frischbetoneigenschaften. Angaben zur Ermittlung der Frischbetoneigenschaften sind dem Abschnitt 2.2.3 zu entnehmen.

Betonart	Versuchsbalken	Festigkeit beim Vorspannen/ Ablassen		Festigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung		Frischbetoneigenschaften		Güteprüfung
		Würfelfestigkeit $f_{cm,cube,abl}$ [N/mm ²]	E-Modul $E_{cm,abl}$ [N/mm ²]	Zylinderfestigkeit $f_{cm,exp}$ [N/mm ²]	E-Modul $E_{cm,exp}$ [N/mm ²]	Setzfließmaß s_m [mm]	Setzfließzeit t_{500} [s]	Würfelfestigkeiten [N/mm ²]
Kalksteinmehl	Q SVB 1	51,3	32.700	67	37.500	760	7,5	68,1
Kombinationstyp	Q SVB 2	33,0	27.500	38	31.000	700-800	1,1-2,1	52,0

Tabelle 5.2: Ergebnisse der Fest- und Frischbetoneigenschaften des Versuchsbalken

Die Spannstahlbewehrung bestand aus 0,5"-Litzen (St 1570/1770) und wurde aus der gleichen Lieferung entnommen wie die Spannstahlbewehrung der Ausziehversuche, so dass die gleichen Materialeigenschaften vorliegen (Tabelle 2.4). Für die Bügel- und schlaife Längsbewehrung wurde handelsüblicher Betonstahl (BSt 500 S) verwendet. Eine Zusammenstellung der gemessenen Betonstahlkennwerte enthält Tabelle 5.3.

Bezeichnung	Durchmesser d_s [mm]	Querschnitt A_s [mm ²]	Streckgrenze f_{yk} [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{tk} [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze f_{tk} / f_{yk} [-]	E-Modul E_s [N/mm ²]
Ø6 (Q SVB 1)	5,94	27,72	506	630	1,24	201600
Ø6 (Q SVB 2)	5,94	27,72	539	638	1,18	203400
Ø12	12,0	112,5	548	651	1,19	200300
Ø14	14,1	155,5	552	634	1,15	198100

Tabelle 5.3: Materialkennwerte der verwendeten Betonstähle

5.2.1.3 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Die Träger wurden im Spannbett betoniert, wobei eine kunststoffbeschichtete Holzschalung aus wasserfestem Sperrholz verwendet, um einen unkontrollierten Wasserentzug des Betons zu verhindern. Die Betonstahlbewehrung wurde in Form von vorgefertigten Bewehrungskörben eingebaut (Bild 5.9, links).



Bild 5.9: Bewehrungskorb im Spannbett (links) und Betonieren des Untergurtes (rechts)

Nach dem Einfädeln der Litzen erfolgte das Vorspannen mit einer Lukas-Tandempresse mit anschließender Verankerung durch Keile. Es wurde eine Vorspannung im Spannbett von insgesamt 500 kN aufgebracht. Nach dem Ausrichten und Fixieren der Betonstahlbewehrung wurde die Schalung geschlossen. Um auch im Untergurt sicherzustellen, dass der Beton gut entlüftet, war die Vorderseite der Schalung zweigeteilt und wurde erst nach Betonieren des Untergurtes (Bild 5.9, rechts) vollständig geschlossen. Die „Häutchenbildung“ des selbstverdichtenden Betons wurde durch leichtes Stochern vermieden. Anschließend wurde der Steg mit dem Obergurt in einem Vorgang (ca. 15 Minuten) betoniert. Der gesamte Betonvorgang dauerte ca. 30 Minuten. Die Herstellung und Lagerung der Probekörper erfolgte sonst entsprechend Abschnitt 2.2.4.

5.2.1.4 Messtechnik

Zur Analyse der Querkrafttragfähigkeit wurden vorrangig die Stegbereiche der querkraftbeanspruchten äußeren Drittel der Versuchskörper messtechnisch erfasst. Grundlage zur Analyse des Querkrafttragverhaltens ist die Bestimmung der Druckstrebenneigung des idealisierten Fachwerks. Diese kann durch Aufnahme der Betonstauchung in drei verschiedenen Richtungen zusammen mit den Hauptdehnungen über den Mohr'schen Dehnungskreis bestimmt werden. Zur Analyse des Fachwerktragverhaltens wurden zusätzlich die Bügeldehnungen gemessen. Außerdem wurden Messungen zur Erfassung der Kraffteinleitung der Vorspannkraft und zur Überprüfung des Biegetragverhaltens durchgeführt. Zudem wurden die maximalen Rissbreiten dokumentiert. Im Einzelnen wurden die folgenden Messwerte aufgenommen (vgl. auch Bild 5.11):

- Größe der Kraft mittels interner Kraftmessung der Prüfmaschine
- Balkendurchbiegung in Feldmitte mit induktivem Wegaufnehmer
- Bügeldehnung mit Dehnungsmessstreifen (DMS) an 4 bzw. 7 Messstellen je Schubfeld
- Druckstrebenneigung durch Betonstauchung im Steg in 3 Richtungen mit DMS
- Gesamtdehnung des Schubfeldes durch Wegaufnehmer in 3 Richtungen
- Betondehnungen an Ober- und Unterseite im Bereich der maximalen Biegebeanspruchung
- Eintragungslänge der Vorspannkraft durch 1,60 m lange SDM-Messstrecke an den Trägern
- Verlauf der Stahlspannung durch Erfassung der Stahldehnung durch DMS an 3 Stellen im Schubfeld
- Schlupfmessung der Litzen durch Wegaufnehmer
- Kontrolle der maximalen Rissbreiten mit Risslupe
- Erfassung des auflagernahen Schubrisses an der Oberseite des Untergurtes mit Wegaufnehmern zur Kontrolle des negativen Einflusses auf den Hoyer-Effekt
- Zeichnerische Dokumentation des Rissbildes bei ausgewählten Laststufen

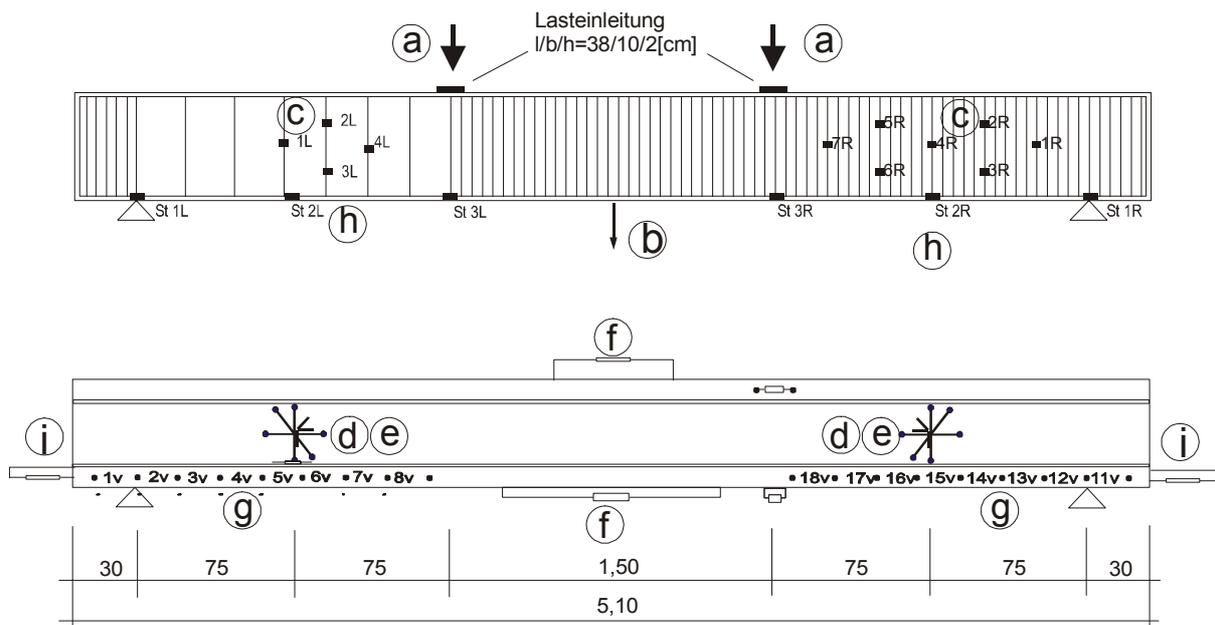


Bild 5.11: Darstellung der Messeinrichtung

Sämtliche elektronischen Messungen wurden kontinuierlich über eine Vielstellenmessanlage vom Typ UGR 60 der Firma Hottinger auf einem PC zwischengespeichert und zur Kontrolle online dargestellt. Während der Versuche wurden bei ausgewählten Laststufen die maximalen Rissbreiten gemessen.

5.2.1.5 Belastungsgeschichte

Die Versuchsbalken wurden 6 Tage nach der Herstellung vorgespannt. Die Spannkrafteinleitung erfolgte hierbei wie bei den Spannkrafteinleitungskörpern (vgl. Kapitel 3.2.6), allerdings wurden bei Balken Q SVB 1 nur in zwei Lastschritten SDM-Messungen durchgeführt. Der eigentliche Balkenversuch wurde knapp zwei Monate nach der Herstellung entsprechend Kapitel 5.2.1.1 durchgeführt. Die Versuchsdauer betrug ca. fünf Stunden und die Prüfkraft wurde durch eine elektro-hydraulische Pumpe lastgesteuert aufgebracht. Die Regelung erfolgte manuell durch ein Feinsteuerventil.

5.2.2 Versuchsergebnisse und Auswertung

5.2.2.1 Allgemeines

Nachfolgend werden die Versuchsergebnisse beschrieben und analysiert. Zur graphischen Veranschaulichung sind charakteristische Messergebnisse exemplarisch dargestellt. Einen Überblick aller relevanten Messwerte gibt Anhang D.

5.2.2.2 Eintragung der Vorspannung

Die Eintragungslänge der Vorspannkkräfte wurde durch eine 1,00 m lange SDM-Messstrecke an den Trägerenden entsprechend dem Vorgehen in Abschnitt 3.3.3 bestimmt. Für die Träger ergab sich eine Eintragungslänge von 40 cm (Q SVB 1) bzw. 60 cm (Q SVB 2), die hiermit unterhalb der Eintragungslänge nach DIN 1045-1 und im Bereich der Eintragungslänge von normalfestem Rüttelbeton liegt. Die kürzer Eintragungslänge von Balken Q SVB 1 ist auf seine höhere Festigkeit zum Zeitpunkt des Vorspannens zurückzuführen (Tabelle 5.2). Eine Rissbildung im Spannkrafteinleitungsbereich konnte nicht festgestellt werden. In Bild 5.12 sind die Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung nach Ablassen und zu Versuchsbeginn für die Balken Q SVB 1 und Q SVB 2 dargestellt.

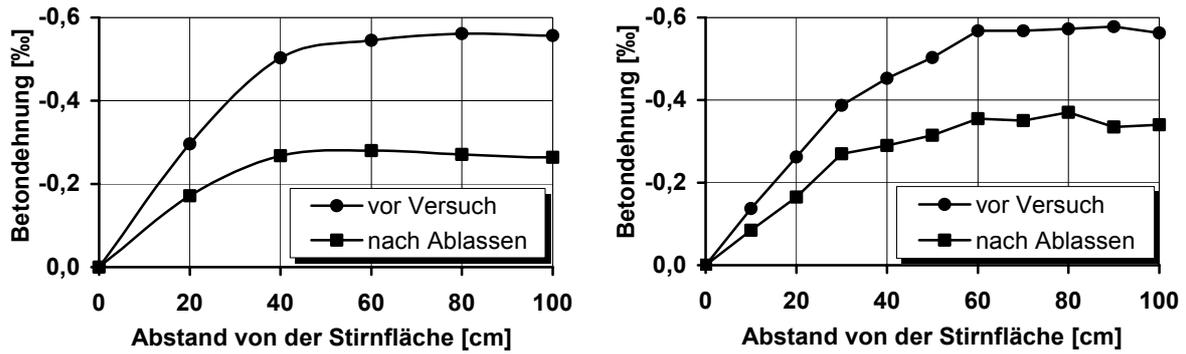


Bild 5.12: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung nach Ablassen und zu Versuchsbeginn für Q SVB 1 (links) und Q SVB 2 (rechts)

Während der Versuche wurden die Betondehnungen im Steg gemessen, um mit dem Mohr'schen Dehnungskreis die Hauptdehnungsrichtungen zu ermitteln. Der aus der Vorspannung resultierende Vordehnungszustand wurde hierbei additiv berücksichtigt. Da der Rückschluss von der Hauptdehnungs- auf die Hauptspannungsrichtung – die der Druckstrebenneigung des Schubfeldes entspricht – nur für isotropes Materialverhalten zulässig ist, wird der Zustand aus der Wirkung der Vorspannung wie folgt erfasst:

$$\sigma_{c,gesamt} = E_{cm,exp} \cdot \varepsilon_{c,gesamt} \tag{5.19}$$

$$\varepsilon_{c,gesamt} = \varepsilon_{c,exp} + (1 - \chi) \cdot \varepsilon_{c,abl} \cdot \frac{E_{cm,abl}}{E_{cm,exp}} \tag{5.20}$$

- mit: $E_{cm,exp}$ = E-Modul zum Versuchszeitpunkt (vgl. Tabelle 5.2)
 $E_{cm,abl}$ = E-Modul zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung (vgl. Tabelle 5.2)
 $\varepsilon_{cp,exp}$ = elastische Betondehnung zum Versuchszeitpunkt
 $\varepsilon_{cp,abl}$ = elastische Betondehnung nach der Spannkrafteinleitung
 χ = Spannkraftverlust nach Tabelle 5.4
 $(1-\chi) \cdot \varepsilon_{cp,abl}$ = angesetzte elastische Betondehnung infolge Vorspannung bei Versuchsbeginn

	Träger Q SVB 1		Träger Q SVB 2	
	Betonalter [d]	Dehnung [%]	Betonalter [d]	Dehnung [%]
Vordehnung Spannstahl $\varepsilon_{pm,0}$	-	6,92	-	6,89
Betondehnung (nach Ablassen) $\varepsilon_{cp,abl}$	6	-0,29	6	-0,33
Betondehnung (Versuchsbeginn) $\varepsilon_{cp,exp}$	45	-0,58	28	-0,56
Spannkraftverlust $\chi = -\frac{\varepsilon_{cp,exp} - \varepsilon_{cp,abl}}{\varepsilon_{pm,0} - \varepsilon_{cp,abl} } \cdot 100$	4,07%		3,51%	

Tabelle 5.4: Ermittlung der Spannkraftverluste

Bei einer reinen Addition der während des Versuchs gemessenen Dehnungen und der zu Versuchsbeginn gemessenen Werte ($\varepsilon_{c,gesamt} = \varepsilon_{cp,exp} + \varepsilon_{cp,abl.}$) würden zwei Zustände mit unterschiedlichem E-Modul (E_{cm} bzw. $E_{c,eff}(\varphi)$) addiert und somit die resultierenden Spannungszustände gewichtet.

5.2.2.3 Erstrissbildung

Aufgrund der hohen Vorspannung setzte die Erstrissbildung bei beiden Trägern im querkraftbeanspruchten Steg ein, so dass die Ausbildung von reinen Schubzugrissen untersucht werden konnte, die nicht aus zuvor gebildeten Biegerissen entstanden sind. Insbesondere bei geringen Bügelbewehrungsgraden kann der Rissbildungsprozess als sehr spröde bezeichnet werden. Bei einer Querkraftbeanspruchung von ca. $Q = 115$ kN (Q SVB 1) bzw. $Q = 80$ kN (Q SVB 2) wurde die Zugfestigkeit im Steg erreicht und die Rissbildung setzte unter deutlicher Geräuschentwicklung schlagartig ein. Es bildete sich bei beiden Trägern in beiden Schubfeldern gleichzeitig ein Rissbild mit geradlinig, über die gesamte Steghöhe verlaufenden Rissen aus, wobei sich die Rissbildung über das gesamte Schubfeld verteilte (Bild 5.13). Ein Vergleich anhand des Balkens Q SVB 1 zeigt, dass die Rissbilder beider Schubfelder nahezu identisch sind, wobei im linken Schubfeld größere Erstrissbreiten gemessen wurden ($w_{links} = 0,1$ mm, $w_{rechts} = 0,02$ mm). Die Schubrisse verliefen in einem Winkel von ca. 29° bis 48° . Erste Biegerisse wurden bei einer Querkraft von $Q = 155$ kN (Q SVB 1) bzw. $Q = 130$ kN (Q SVB 2) sichtbar, dies entspricht einem Biegemoment von $M = 233$ kNm bzw. $M = 195$ kNm. Die geringeren Erstrisslasten (sowohl für die Schubrisse als auch für die Biegerisse) von Balken Q SVB 2 sind auf dessen geringere Festigkeit zurückzuführen.

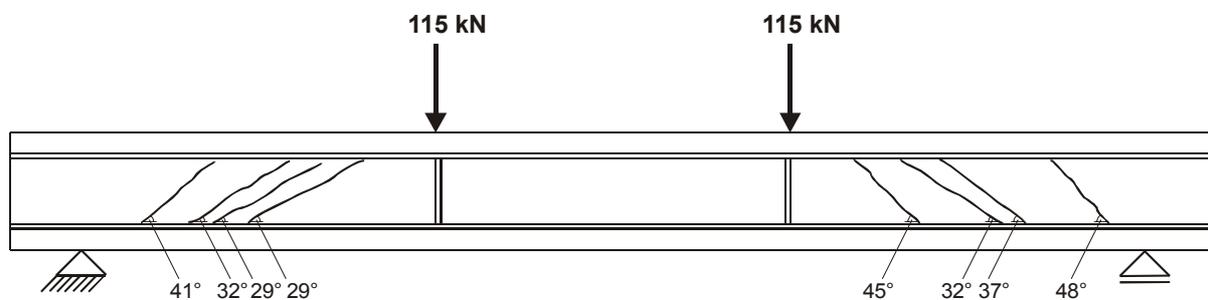


Bild 5.13: Schubrissbild bei der Erstrissbildung (Versuch Q SVB 1L)

Um die freigesetzten Risskräfte aufzunehmen, stellten sich schlagartig Bügeldehnungen von bis zu $1,6$ ‰ ein, die nicht explizit dargestellt werden können, da die meisten DMS bereits bei der Erstrissbildung zerstört wurden (Bild 5.14, links). Die Aktivierung dieser Dehnungen führt zu einem deutlichen Steifigkeitsverlust (Bild 5.14, rechts).

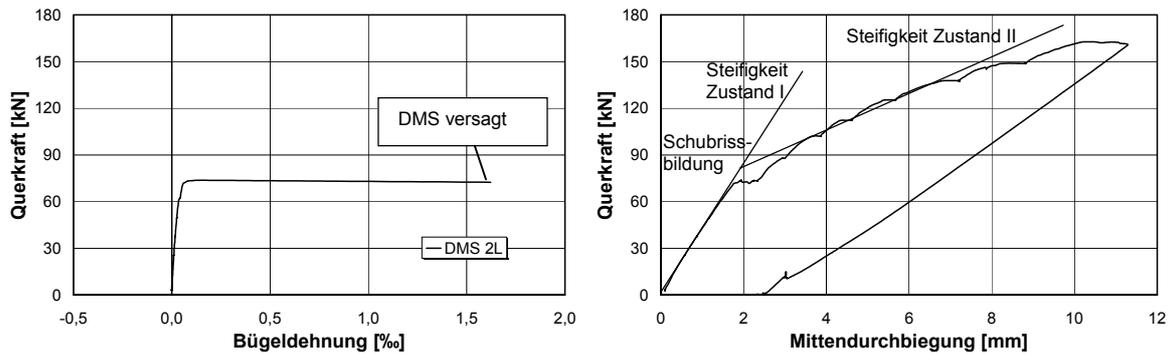


Bild 5.14: links: Bügeldehnung bei Versuch Q SVB 2L
 rechts: Mittendurchbiegung bei Versuch Q SVB 2L

Bei den zweiten Teilversuchen (Q SVB 1R und Q SVB 2R) setzte die Schubrisbildung im mittleren Bereich weniger schlagartig ein als bei dem ersten Teilversuch. Aufgrund der Vorschädigung durch die Biegebeanspruchung aus dem ersten Teilversuch war die Sprödigkeit des Selbstverdichtenden Betons geringer. Bei Erreichen der Risslast bildete sich ohne hörbare Geräusentwicklung zunächst ein einzelner Schubris aus. Die Schubrislast betrug bei beiden Trägern ca. $Q = 115 \text{ kN}$ und war mit der vom ersten linken Teilversuch Q SVB 1L vergleichbar. Unter Berücksichtigung des schmalen Steges in den äußeren Dritteln ($Q = 115 \text{ kN} \cdot (6 \text{ cm}/8 \text{ cm}) = 86 \text{ kN}$) lag sie deutlich unterhalb der Schubrislast vom ersten linken Teilversuch Q SVB 1L, aber in der Größenordnung der Schubrislast vom zweiten linken Teilversuch Q SVB 2L.

5.2.2.4 Fortschreitende Rissbildung

Bei Ausbildung weiterer Schubrisse war bei allen vier Versuchen augenscheinlich keine Veränderung der Schubriswinkel feststellbar. Lediglich in den Auflager- und Lasteinleitungsbe-
 reichen bildeten sich aufgrund der zusätzlich vorhandenen vertikalen Druckspannungen steilere Risswinkel. In den Mittelteilen der Schubfelder entstanden Rissbilder mit parallelen Schubrisen, und die Rissabstände im linken und rechten Schubfeld waren im Endzustand der ersten Teilversuche nahezu identisch (Bild 5.15). Wegen des höheren Schubbewehrungsgrades waren jedoch im rechten Schubfeld bei den ersten Teilversuchen kleinere maximale Schubrisbreiten feststellbar.

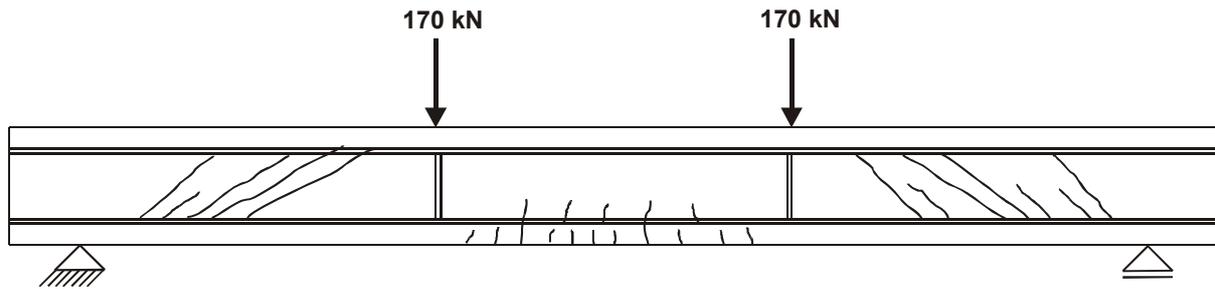


Bild 5.15: Schubrisssbild nach dem Versuch Q SVB 1L

Da die rechte Seite nur geringfügig höher bewehrt war, wurden die Versuche im Hinblick auf die zweiten Teilversuche vor dem endgültigen Versagen abgebrochen als erste Schubrisse bereits in den Obergurt ragten. In Bild 5.16 ist zu erkennen, dass sich bei Abbruch des ersten Teilversuchs (Q SVB 1L) bereits Rissbreiten von $w = 1,2$ mm einstellten (links) und beim zweiten Träger (Q SVB 2L) sich leichte Betonschollen ausbildeten (rechts).



Bild 5.16: links: Rissbreite bei Abbruch des Versuchs Q SVB 1L
rechts: leichte Betonschollen bei Versuch Q SVB 2L

Beim zweiten Teilversuch wurde der Versuchskörper bis zum endgültigen Bruch belastet. Es kam im rechten Schubfeld zu geringfügig weiterer Rissbildung. Die gemessenen Rissbreiten von bis zu $w = 1,2$ mm lagen im Endzustand im Bereich des jeweiligen ersten Teilversuchs und die Rissabstände waren ebenfalls mit den ersten Teilversuchen vergleichbar. Insgesamt sind alle Rissverläufe sehr geradlinig, so dass die fehlende Kornverzahnung aufgrund des hohen Mehlkorngehaltes zusätzlich durch eine geringe globale Rauigkeit überlagert wird.

Die Druckstrebenneigung konnte nach der Rissbildung nur in einigen Fällen experimentell bestimmt werden, da bei der Erstrissbildung bereits ein Großteil der im Steg applizierten DMS zerstört wurde. Die während der Erstrissbildung intakt gebliebenen DMS zeigten während der Rissbildung eine schlagartige Veränderung an, wobei keine Abhängigkeit der Rotation vom Bügelbewehrungsgrad erkennbar war.

Die Biegerissbreiten bleiben beim Versuch äußerst klein. Typisch für den hohen Vorspanngrad war, dass die Biegerisse selbst im Endzustand die Schwereachse nicht überschritten,

während die Schubrisse schon bei der Erstrissbelastung die Unterkante des Obergurtes erreichten.

5.2.2.5 Querkrafttragverhalten

Trotz der klaffenden Rissbreite nach der Erstrissbildung konnte bei beiden Trägern die Querkraftbeanspruchung weiter gesteigert werden, bis der Riss in den Obergurt eindrang und die Druckzone zunehmend eingeschnürt wurde.

Beim zweiten Teilversuch ging dem Versagen bei beiden Trägern ebenfalls ein Fließen der Bügel und damit ein Anwachsen der Rissbreite voraus. Nachdem der Versagensriss an der Unterseite des Obergurtes in die Druckzone eingedrungen war, setzte ein sekundäres Druckversagen im Steg ein. Die Versuchskörper wurden bis zum endgültigen Bruch belastet. Das sekundäre Druckstrebenversagen setzte entweder in der Schubfeldmitte ein oder breitete sich ausgehend vom auflagernahen oberen Stegbereich über das Schubfeld aus (Bild 5.17). Das Versagen war relativ spröde.

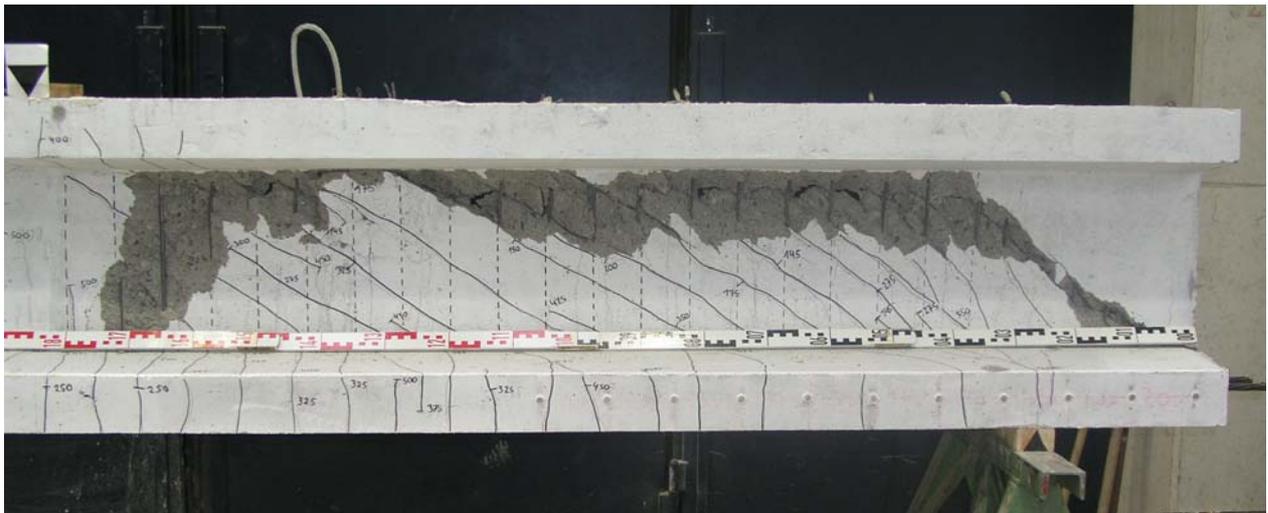


Bild 5.17: Sekundäres Druckstrebenversagen beim Versuch Q SVB 2R

5.2.2.6 Analyse des Tragverhaltens

Bis zum Erreichen der Erstrisslast erzeugt die einwirkende Beanspruchung einen linear-elastischen Verzerrungszustand. Die Schubbeanspruchung kann durch den (makroskopisch) homogenen Betonkörper aufgenommen werden, und die vertikale Bügelbewehrung wird nicht aktiviert. Da die Hauptzugspannungen aus der äußeren Belastung durch die Vorspannkraft überdrückt werden, kann der ungerissene linear elastische Zustand gegenüber schlaff bewehrten Stahlbetonbauteilen bis zu einem höheren Lastniveau erhalten werden [He99c, He02b, He03b]. Gleichzeitig führen die zusätzlichen Spannungsanteile aus der exzentrischen Vorspannung zu einer Änderung der Trajektorienverläufe, so dass sich in den Schub-

feldern die maximalen Hauptzugspannungen vom unteren Trägerrand in den Stegbereich verlagern [He99c].

Wird die Zugfestigkeit eines Bauteils, wie hier bei profilierten Spannbetonträgern, zuerst im Steg überschritten, kommt es zu einem schlagartigen Umlagerungsprozess, bei dem die freigesetzten Betonzugkräfte auf die Bügelbewehrung übertragen werden (Bild 5.14, links). Aufgrund der im Vergleich zu Normalbeton höheren Zugfestigkeit des selbstverdichtenden Betons [He02c] verläuft dieser Prozess schlagartiger. Um die Tragwirkung der Bügel zu aktivieren, ist der plötzliche Rissprozess mit größeren Verformungen und somit mit abnehmender Steifigkeit verbunden. Die Last-Verformungskurven weisen ab der Rissbildung einen hohen Steifigkeitsverlust auf (Bild 5.14, rechts), da aufgrund der Rissbildung im Steg der Druck- und Zuggurt des Trägers nicht mehr starr verbunden sind und somit das System weicher wird.

Bei Bauteilen mit geringen Bügelbewehrungsgraden wie in den durchgeführten Versuchen ist die Umlagerung in ein inneres Sekundärsystem möglich, das sich einerseits aus der Tragwirkung des idealisierten Fachwerkmodells und andererseits auch aus vorhandenen Nebentragwirkungen, wie einem direkten Lastabtrag ins Auflager (Sprengwerkwirkung) oder dem Querkraftabtrag über die Druckzone zusammensetzt [Gö04]. In Bauteilen mit mittleren bis hohen Schubbewehrungsgraden wird im Zustand II die Querkraft im Wesentlichen durch die Ausbildung eines Fachwerks aufgenommen, das sich durch die Rissbildung einstellt.

Zur Analyse der Tragmechanismen im Bruchzustand wird die experimentell ermittelte Bruchlast V_{exp} in einen Fachwerkanteil V_F und einen darüber hinausgehenden Resttraganteil V_{Rest} nach Gl. (5.17) und (5.18) separiert. Die Ergebnisse zeigt Tabelle 5.5.

$$\text{Fachwerkanteil: } V_F = a_{sw} \cdot \sigma_s \cdot z \cdot \cot \beta_r \quad (5.17)$$

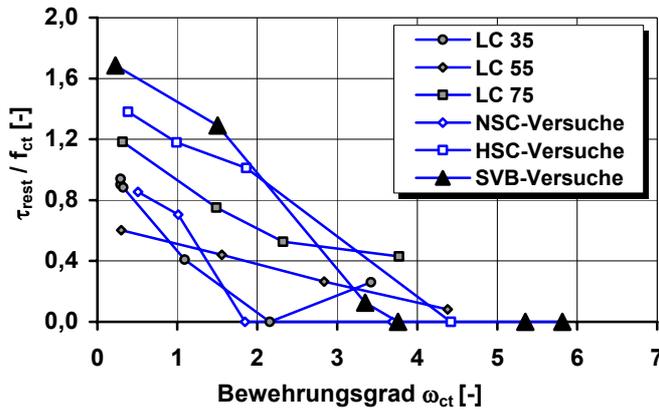
mit: β_r = Schubrisswinkel
 σ_s = Stahlspannung (i.a. = f_y , da die Bügel meistens fließen)

$$\text{Resttraganteil: } V_{Rest} = V_{exp} - V_F \quad (5.18)$$

	Q SVB 1		Q SVB 2	
	L	R	L	R
V_{exp} [kN]	170	380	163	275
σ_s [N/mm ²]	506	506	539	539
β_r [°]	29	32	30	34
V_F [kN]	42	282	43	245
V_{Rest} [kN]	128	98	120	30

Tabelle 5.5: Berechnung des Fachwerk- und Resttraganteils aus der experimentellen Bruchlast

Hierbei zeigt sich, dass der Resttraganteil mit zunehmendem Bügelbewehrungsgrad abnimmt. Dieser Effekt ist aus den Versuchen an normal- und hochfestem Beton sowie hochfestem Leichtbeton [He99c, He02b, He03b] hinlänglich bekannt. Die Abhängigkeit des neben der Fachwerktragwirkung zusätzlichen Traganteils wird in Bild 5.18 deutlich, das den Zusammenhang in dimensionsloser Form gemäß Gleichung (5.19) und (5.20) darstellt dar. Hierbei werden bereits durchgeführte Versuche an SVB in [He03a, He05a] berücksichtigt.



$$\tau_{rest} / f_{ct} = \left(\frac{V_{Rest}}{b_w \cdot z \cdot f_{ct}} \right) \quad (5.19)$$

$$\omega_{ct} = \rho_w \cdot \frac{f_y}{f_{ct}} \quad (5.20)$$

Bild 5.17: Einfluss des Bewehrungsgrades ω_{ct} auf den bezogenen Resttraganteils

Nachdem die Tragfähigkeit des Fachwerks erreicht ist, kann die Querkraft bei geringen Bügelbewehrungsgraden weiter gesteigert werden [Gö04]. Zum Einen werden bei profilierten Trägern durch das Risswachstum an der Unterseite des Obergurtes in Längsrichtung zusätzliche Bügel aktiviert (Bild 5.18) und zum anderen wird eine über die Fachwerktragwirkung hinausgehende Sprengwerk Wirkung aktiviert, die der Tragfähigkeit des unverbügelten Querschnittes entspricht. Die Aktivierung dieser Zusatztragwirkungen ist mit einer zunehmenden Verzerrung des Schubfeldes verbunden.

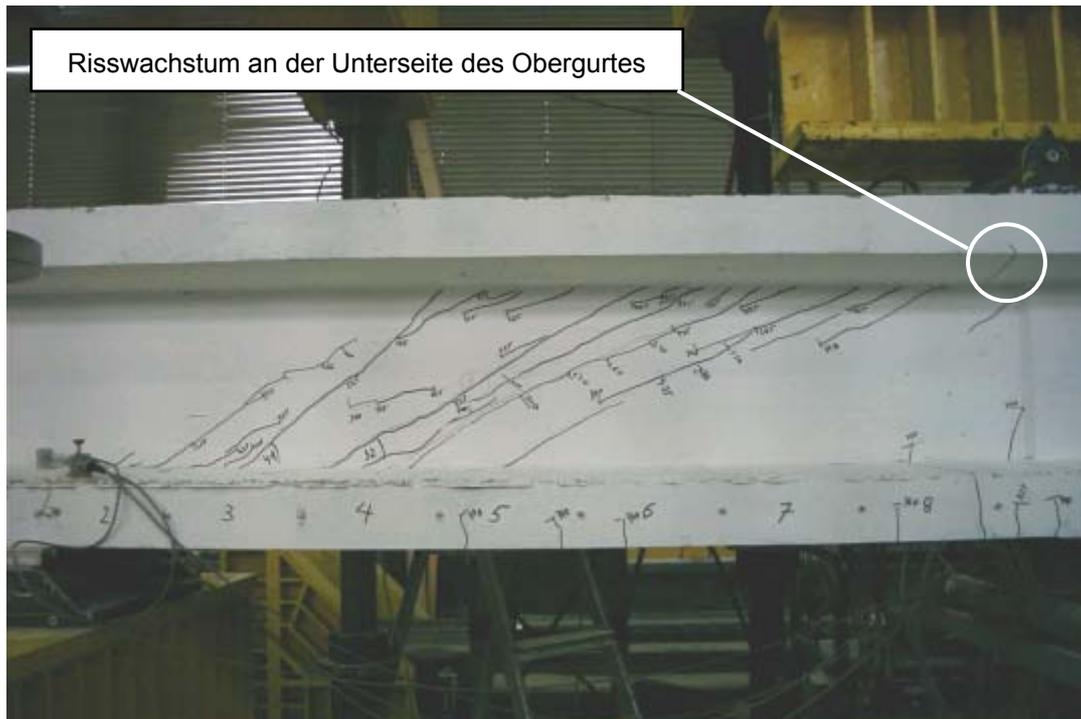


Bild 5.18: Risswachstum in die Druckzone bei Versuch Q SVB 1L

Nach [Gö04] ist der Resttraganteil vor allem bei Bauteilen mit geringen Bügelbewehrungsgraden von hohem Einfluss. Die hohen Bügeldehnungen und die flachen Risswinkel führen zu einem sehr duktilen Tragverhalten. Hieraus resultieren ein hoher Verformungszuwachs und klaffende Rissbreiten. Die Rissufer sind bereits im unteren Beanspruchungsbereich vollständig separiert, so dass unabhängig von der Rauigkeit keine Reibungskräfte mehr aktiviert werden können. Das duktile Fachwerktragverhalten ermöglicht die Ausbildung einer sprengwerkartigen Zusatztragwirkung.

Höhere Bügelbewehrungsgraden begrenzen den Steifigkeitsabfall des Trägers durch ein steiferes Fachwerktragverhalten. Es bildet sich daher über die gesamte Schubfeldlänge ein regelmäßiges Fachwerktragverhalten aus. Aufgrund der steifen und über die Trägerlänge konstanten Fachwerktragwirkung wird der weichere Sprengwerkanteil bei hochschubbewehrten Bauteilen nur teilweise aktiviert. Erst wenn die Maximallast des regelmäßigen Fachwerkmodells erreicht ist, kann die äußere Beanspruchung auch bei hochschubbewehrten Trägern nur durch Aktivierung anderer Tragmechanismen gesteigert werden, so dass auch hier ansatzweise eine Umlagerung auf die zusätzliche Bogentragwirkung erkennbar ist. Aufgrund der höheren Beanspruchung kann sich diese Tragwirkung nur in geringem Maße ausbilden, so dass es ausgehend vom lasteinleitungsnahen oberen Stegbereich zum vorzeitigen Druckversagen kommt. Bei höher bewehrten Trägern fällt daher das Erreichen der Maximallast des Fachwerkmodells mit der Bruchlast zusammen.

5.3 Vergleich mit Berechnungsansätzen

Die experimentell bestimmten Bruchlasten werden nachfolgend mit bestehenden Berechnungsansätzen verglichen. Im Einzelnen werden hierbei untersucht:

- Verfahren nach DIN 1045-1 [1045-1] mit veränderlicher Druckstrebenneigung
- Verfahren nach prEN 1992-1-1 [prEN1992] mit Druckstrebenwinkel nach Plastizitätstheorie
- Verfahren nach [Gö04] mit Berechnung des Risswinkels β_r nach Gl. 5.15

Die Berechnungen sind dem Anhang D8 zu entnehmen, wobei alle Berechnungen mit den tatsächlichen Materialfestigkeiten ohne Berücksichtigung von Langzeiteinflüssen erfolgen. Tabelle 5.6 zeigt die experimentellen und rechnerischen Bruchlasten in [kN].

rechn. Bruchlast [kN]	Q SVB 1L				Q SVB 1R			
	$V_{Rk,ct}$	$V_{Rk,sy}$	$V_{Rk,sy,min}$	$V_{Rk,max}$	$V_{Rk,ct}$	$V_{Rk,sy}$	$V_{Rk,sy,min}$	$V_{Rk,max}$
$V_{DIN\ 1045-1}$ [kN]	42	44	46	534	42	270	43	548
V_{EC2} [kN]	51	73	40	328	51	383	40	383
$V_{Görtz}$ [kN]	105	52	54	497	24	255	54	558
Bruchlast V_{exp} [kN]	170				380			

rechn. Bruchlast [kN]	Q SVB 2L				Q SVB 2R			
	$V_{Rk,ct}$	$V_{Rk,sy}$	$V_{Rk,sy,min}$	$V_{Rk,max}$	$V_{Rk,ct}$	$V_{Rk,sy}$	$V_{Rk,sy,min}$	$V_{Rk,max}$
$V_{DIN\ 1045-1}$ [kN]	53	48	34	306	54	301	34	329
V_{EC2} [kN]	65	76	31	216	66	302	32	302
$V_{Görtz}$ [kN]	140	52	41	294	15	273	42	340
Bruchlast V_{exp} [kN]	163				275			

Tabelle 5.6: Vergleich der experimentellen Bruchlasten mit den rechnerischen Werten

Ein Vergleich der rechnerischen Traglasten des Bemessungsansatzes nach DIN 1045-1 mit dem Ansatz nach EC 2 zeigt, dass die Traglasten nach DIN 1045-1 teilweise deutlich größer sind. Hierbei muss zwischen Druckstrebentragfähigkeit und Zugstrebentragfähigkeit unterschieden werden. Nachfolgend werden die Bemessungsansätze nach DIN 1045-1 und Görtz anhand der in [He99a] erstellten Datenbank verglichen, wobei nur Versuche berücksichtigt werden, die den folgenden Anforderungen entsprechen:

- Betonfestigkeit $12\ \text{N/mm}^2 < f_c < 100\ \text{N/mm}^2$
- Stegbreite $b_w > 40\ \text{mm}$
- Bauteilhöhe $h > 300\ \text{mm}$
- $a/d \geq 2,5$
- Bewehrung aus Rippenstahl bzw. Bewehrung mit Verbund

In Bild 5.19 werden die Sicherheiten des Bemessungsansatzes nach DIN 1045-1 mit denen für Rüttelbeton anhand der Schubdatenbank gegenübergestellt.

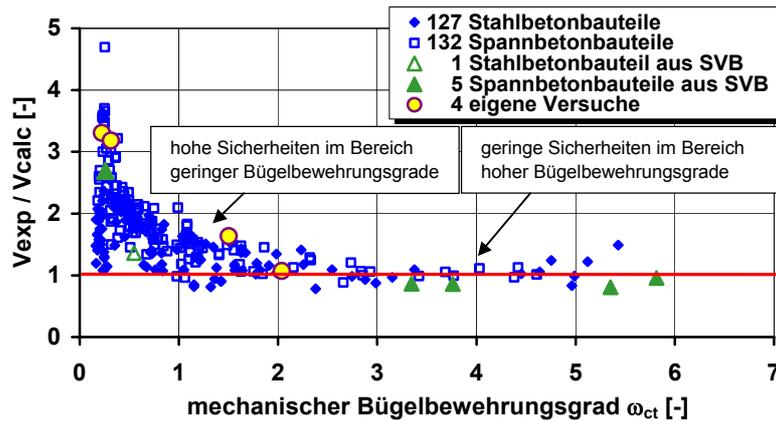


Bild 5.19: Sicherheiten nach DIN 1045-1 in Abhängigkeit des Bügelbewehrungsgrads

Es wird deutlich, dass das Verhältnis zwischen experimenteller und rechnerischer Bruchlast mit steigendem Bügelbewehrungsgrad abnimmt. Wie bereits erläutert, ist bei geringeren Bügelbewehrungsgraden ein relativ großer Restanteil vorhanden, der bei der Bemessung nach DIN 1045-1 auf der sicheren Seite liegend nicht erfasst wird. So sind in diesem Bereich trotz größerer Streuung höhere Sicherheiten vorhanden. Mit steigendem Bügelbewehrungsgrad wird im Bemessungsmodell der Druckstrebenwinkel steiler. Hierdurch wird die Druckstreben-tragfähigkeit gesteigert, wobei die rechnerischen Werte nicht erreicht wurden. Die untersuchten Spannbetonbauteile aus SVB in [He05a] bestätigen dies und zeigen auf, dass die Querkrafttragfähigkeit von hochschubbewehrten Trägern aus Hochleistungsbeton bisher noch nicht zufriedenstellend untersucht wurde. Daher erscheint es notwendig, das Querkraftverhalten von Hochleistungsbetonen (selbstverdichtender Beton, hochfester Normal- bzw. Leichtbeton) mit hohem Schubbewehrungsgrad zu untersuchen. Die Bemessungsregeln nach DIN 1045-1 sind diesbezüglich zu überprüfen und gegebenenfalls zu modifizieren. Die hier durchgeführten, eigenen Versuche aus SVB mit geringem Schubbewehrungsgrad, liegen weit auf der sicheren Seite - entsprechend den Versuchen an Rüttelbeton. Zum Vergleich werden in Bild 5.20 die Sicherheiten des Ansatzes nach Görtz [Gö04] mit denen für Rüttelbeton verglichen.

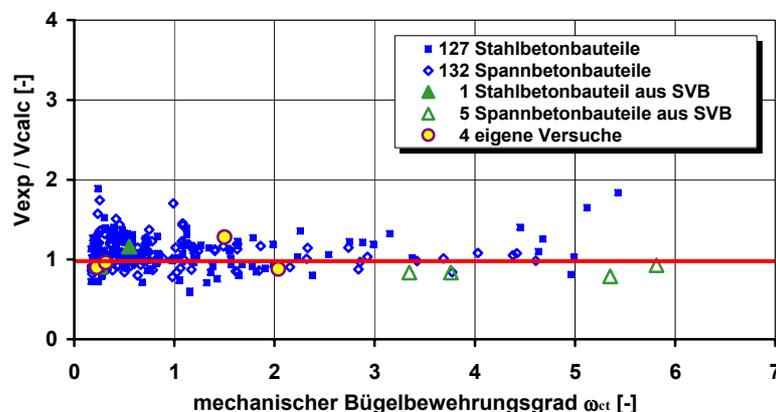


Bild 5.20: Sicherheiten nach Görtz [Gö04] in Abhängigkeit des Bügelbewehrungsgrads

Man erkennt in Bild 5.20, dass der Ansatz nach Görtz [Gö04] auch für die hier untersuchten, eigenen Versuche mit geringem Schubbewehrungsgrad eine zufriedenstellende Übereinstimmung aufweist. Für die hochschubbewehrten Spannbetonbauteile aus SVB liegt der Ansatz nach Görtz ebenfalls wie bei DIN 1045-1 auf der unsicheren Seite.

6 Numerische Untersuchungen

6.1 Allgemeines

Die Verbund- und Betonspannungen im Spannkrafteinleitungsbereich wurden numerisch untersucht. In [He99] wurde ein zweidimensionales Stabwerkmodell unter Verwendung des Finite-Elemente-Programms ABAQUS/Standard der Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc (USA) in der Version 5.8 entwickelt und in [He04] in der Version 6.0 weiterentwickelt. Dieses hat sich bei der Nachrechnung von Pull-Out-Versuchen an Litzen in hochfestem Normalbeton [He99] und hochfestem Leichtbeton [He04] sowie in leicht abgewandelter Form ebenfalls bei der Nachrechnung entsprechender Spannkrafteinleitungsversuche bewährt. Im Folgenden wird seine Eignung für Pull-Out- und Spannkrafteinleitungsversuche an Litzen in selbstverdichtendem Beton überprüft. Dazu wurde das oben genannte Programm in der aktuellen Version 6.4, das eine graphische Arbeitsoberfläche innerhalb der kompletten Programmeinheit 6.4 anbietet (CAE = „Compelte ABAQUS Environment“), verwendet. Dieses zweidimensionale Modell, das jeweils die vertikale und horizontale Tragwirkung der Betondeckungen der Spanndrahtlitzen von einander entkoppelt behandelt, kann im Vergleich zu dreidimensionalen Modellen auf einfachere Weise der Parametrisierung der einzelnen Betonsorten gerecht werden. Dies gilt sowohl hinsichtlich der Festbetoneigenschaften in Verbindung mit der vertikalen Tragweise des Betons als Zugring als auch in Bezug auf die drei von einander entkoppelten Verbundmechanismen.

6.2 Beschreibung und Überprüfung des vorhandenen Modells

6.2.1 Allgemeines

Das in [He99] entwickelte zweidimensionale FE-Modell setzt sich in seinen geometrischen Bestandteilen aus Fachwerkelementen, Federelementen, den Auflagerbedingungen und starren Kontaktelementen zusammen. Bild 6.1 zeigt einen Ausschnitt des Modells in Bezug auf die Pull-Out-Versuche.

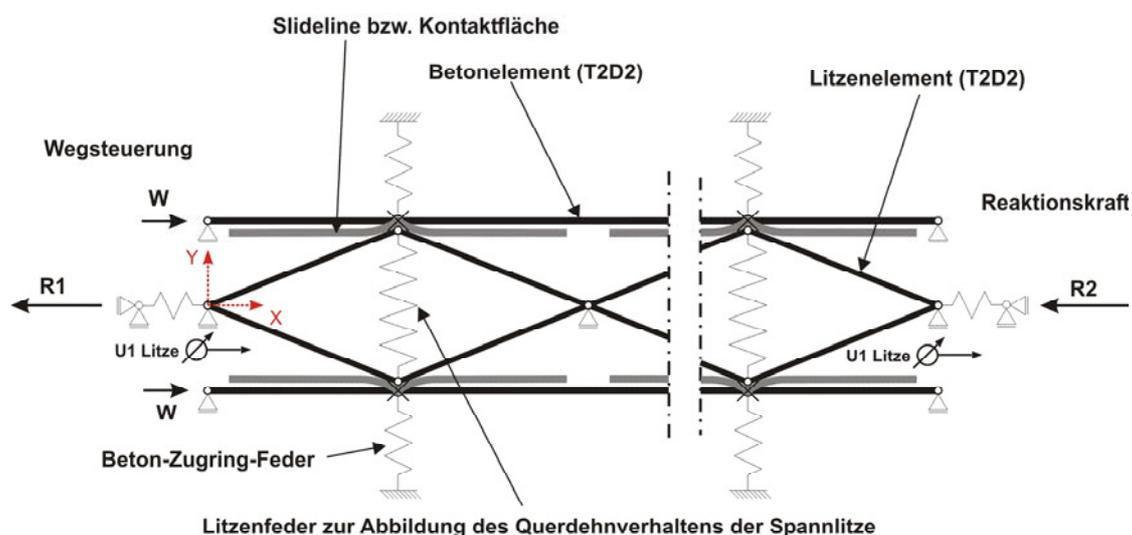


Bild 6.1: FE- Modell für die Nachrechnung der Pull-Out-Versuche nach [He99]

Im Wesentlichen lässt sich das in Bild 6.1 dargestellte FE-Modell, in die drei Bereiche Spannglied, Betonkörper und Verbundzone unterteilen. Das Spannglied („Litzenelement“) wird dabei durch ein rautenförmiges Stabwerk dargestellt, das ergänzt durch eine Feder in der Lage ist, sowohl das Längs- als auch das Querdehnungsverhalten (Hoyer-Effekt) des Spannglieds wirklichkeitsnah abzubilden.

Der Betonkörper („Betonelement“) wird über ein Stabwerk und eine Feder („Zugringfeder“) modelliert. So werden in Längsrichtung einfache Stäbe verwendet, die gelenkig aneinander angeschlossen sind. In Querrichtung wird das Verhalten des Betons als Zugring berücksichtigt. Sein Lastverformungsverhalten wird über eine nichtlineare Feder auf Basis des analytischen Betonzugringmodell von Bigaj [Bi96] in das Modell eingefügt. Über diese Feder, die folgend als Zugringfeder bezeichnet wird, wird zusätzlich die Grundreibung berücksichtigt. Dazu wird die Grundreibung zunächst in eine Grundanpresskraft umgerechnet und dann als Vorspannung auf die Zugringfeder angesetzt, indem sie innerhalb des Zugringfedergesetzes als Kraftsockel integriert wird. Die Grundreibung belastet somit den Zugring nicht.

6.2.2 Simulation der Pull-Out-Versuche

Die Simulation läuft entsprechend dem realen Pull-Out-Versuch weggesteuert ab, d.h. das Modell wird durch eine Auflagerverschiebung w inkrementell belastet (Bild 6.2). Dabei passt sich die Inkrementierung dynamisch den Anforderungen in der Form an, dass sich bei Konvergenzproblemen das Inkrement automatisch verkleinert. Umgekehrt wird es entsprechend vergrößert.

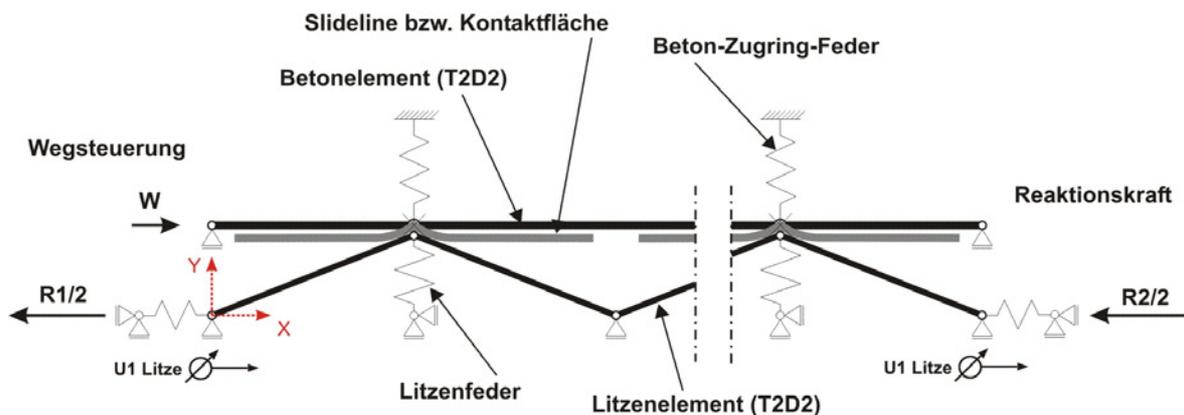


Bild 6.2: Weggesteuerte Versuchsdurchführung des FE-Modell für den Pull-Out-Versuch unter Ausnutzung der Symmetrie

Die Auflagerreaktionen (R_1 , R_2) sowie die Stirnknotenverschiebungen werden für jedes Inkrement ausgegeben. Aus der Summe der Auflagerreaktionen kann die Verbundkraft bestimmt werden. Aus der Differenz der Stirnknotenverschiebungen ergibt sich der Schlupf (Δw) der Spannstahl-Litze. Insgesamt lässt sich so durch die Auswertung aller Inkremente eine Verbundkraft-Verschiebungskurve ermitteln. Die Berechnung wird nach dem Newton-Raphson-Verfahren durchgeführt.

Das FE-Modell für den Pull-Out-Versuch funktioniert ebenfalls mittels einer Kraftsteuerung. Die Definition des Modells wird hierbei nur in Bezug auf die Belastung modifiziert. Anstatt der Horizontalverschiebung w wird an gleicher Stelle eine horizontale Kraft P aufgebracht (Bild 6.3).

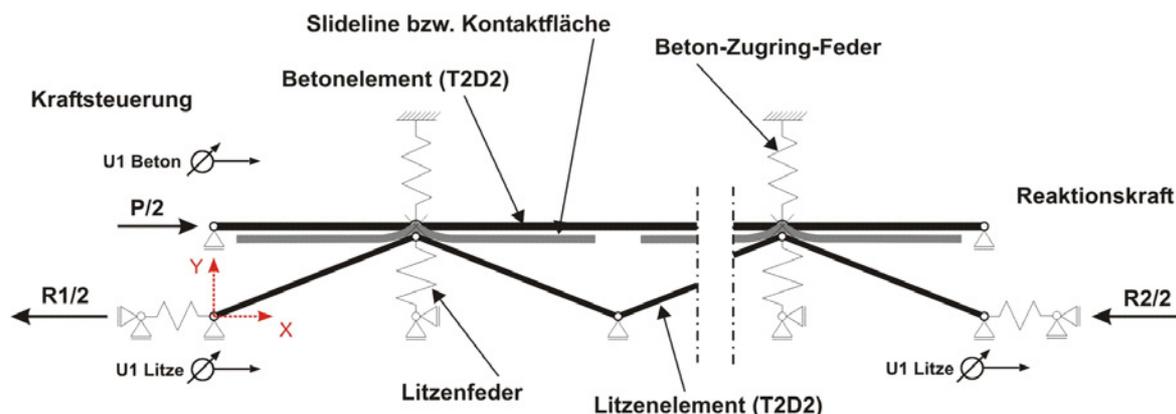


Bild 6.3: Kraftgesteuerte Versuchsdurchführung des FE-Modells für den Pull-Out-Versuch unter Ausnutzung der Symmetrie

Die Auswertung des kraftgesteuerten FE-Modells ist identisch mit derjenigen der Wegsteuerung. Da jedoch bei der Kraftsteuerung im Voraus das aufgebrachte Kraftniveau auf das Modell bekannt ist, sind insbesondere die Verformungen, Verschiebungen und die Verteilung der Kräfte auf die einzelnen Modellkomponenten von Interesse. Die aufgebrachte Kraft, aus Symmetriegründen nur zur Hälfte angesetzt und kann nur soweit gesteigert werden, wie der Verbund über dessen Tragfähigkeit aufnehmen kann. Wird die Verbundkapazität überschritten, kann für ein entsprechend gewähltes Verbundkraftniveau kein Gleichgewicht erzeugt werden, die Lösung divergiert. Die kraftgesteuerte Variante kann somit nur sinnvoll eingesetzt werden, um bei festgelegten Modellparametern in Bezug auf eine Betonsorte ein gewähltes Verbundkraftniveau auf den festgelegten Verbundwiderstand zu testen.

6.2.3 Simulation der Spannkrafteinleitungsversuche

Die Simulation der Spannkrafteinleitungsversuche erfolgt kraftgesteuert. Die Unterschiede zum FE-Modell für den Pull-Out-Versuch liegen in der gesamten Modelllänge und der horizontalen Lagerung. Die einzelnen Modell-Segmente sind mit denen aus dem Pull-Out-Modell identisch (Bild 6.4).

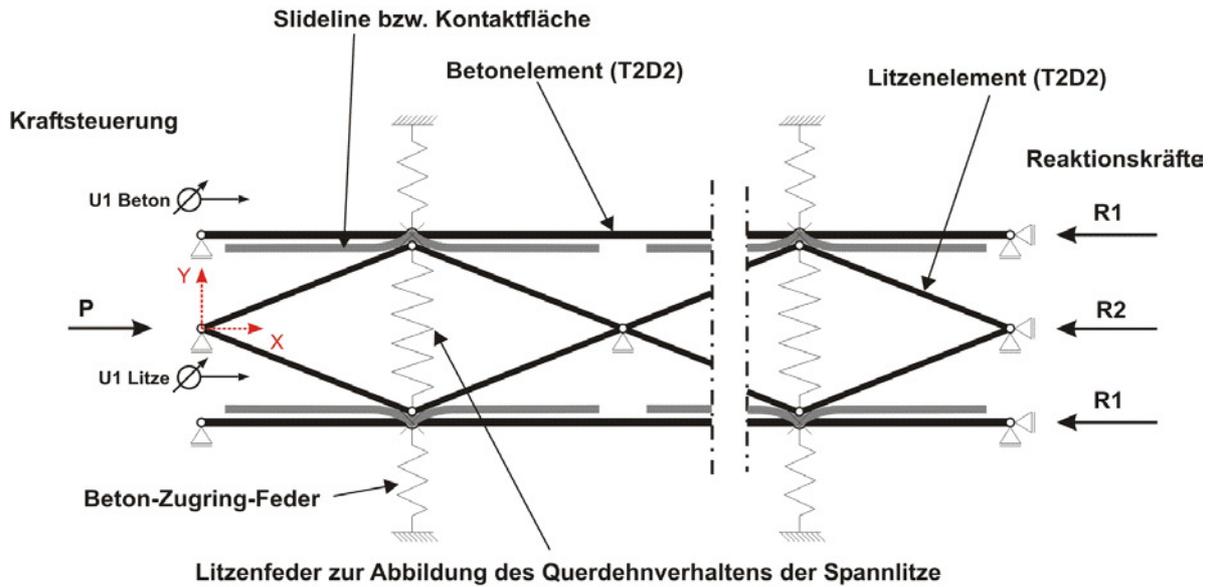


Bild 6.4: FE-Modell für die Nachrechnung der Spannkrafteinleitungsversuche nach [He99]

Die Spannkrafteinleitungskörper sind doppelsymmetrisch, so dass die realen Versuchsbedingungen in Bezug auf die komplette Versuchskörperlänge von zwei Metern nicht abgebildet werden muss. Durch den doppelsymmetrischen Versuchsaufbau wird als FE-Modell ein Viertelsystem verwendet (Bild 6.5).

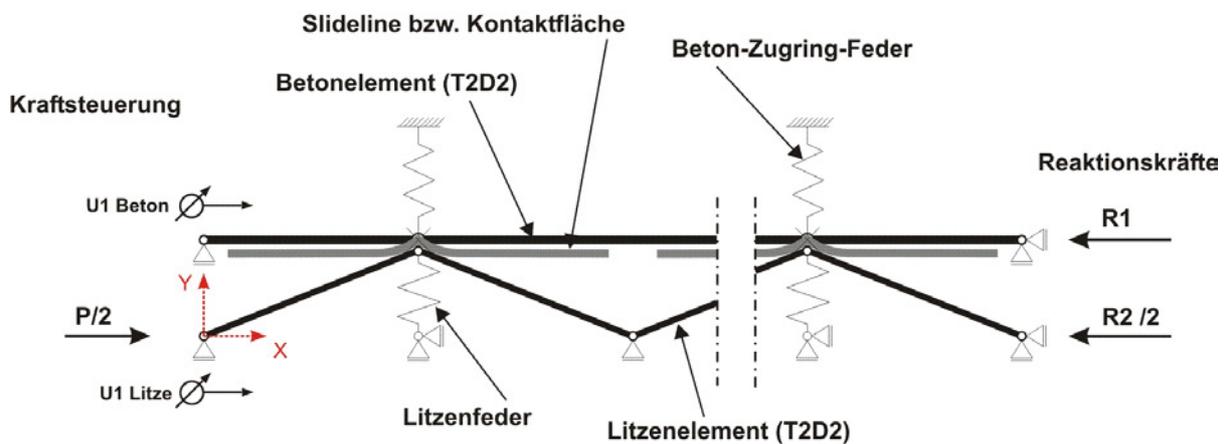


Bild 6.5: Kraftgesteuertes FE-Modell der Spannkrafteinleitungsversuche unter Ausnutzung der Doppelsymmetrie

Die horizontal unverschiebliche Lagerung am rechten Ende des Modells resultiert aus der Doppelsymmetrie. Wegen der Symmetrie wird nur die Hälfte der betrachteten Kraft auf den Anfangsknoten in horizontaler Richtung aufgebracht (Bild 6.5). Das Ziel der Nachrechnung ist die Darstellung der Betondehnungsverteilung über die Balkenlänge in Abhängigkeit der eingeleiteten Spannkraft sowie die Darstellung der Relativverschiebung zwischen Betonstirnfläche und Spanndrahtlitze während der kompletten Lasteinleitung.

Der Litzenschlupf wird über die Differenz der Stirnknotenverschiebungen ermittelt. Dieser lässt sich durch Auswertung aller Inkremente über die am selben Litzenknoten erfasste Spannkrafteinleitung in einem Diagramm auftragen.

6.2.4 Zugring

Das vertikale Tragverhalten der Betondeckung als Zugring wird im Modell durch eine nichtlineare, vertikal angeordnete Feder abgebildet. Infolge der Untersuchungen in [He99] wird für das nichtlineare Federgesetz das Betonzugringmodell nach Bigaj [Bi96] angesetzt, welches nach [He99] dem realen Tragverhalten am besten gerecht wird, da es das besondere Entfestigungsverhalten des Betons unter Zugbeanspruchung beinhaltet. Die Zugringfedern sind voneinander unabhängig, so dass jede Feder einzeln bei Überschreitung der Tragfähigkeit versagen kann. Somit ist es möglich, die Sprengrisse abzubilden, die auch in dem Modell zu einem Verbundkraftverlust führen. In das Zugringfedergesetz nach Bigaj [Bi96] gehen die Festigkeitseigenschaften der jeweilig betrachteten Betonsorte und die Betondeckung ein. Erfasst werden der E-Modul, die Druck- und Zugfestigkeit und das Entfestigungsverhalten, welches über die Rissbreite und die Rissanzahl gesteuert wird.

6.3 Parametrisierung des Modells

6.3.1 Allgemeines

Die Parametrisierung des Modells soll eine möglichst gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielen. Hierfür ist eine Optimierung des Verbundgesetzes nötig. Dazu werden die maßgebenden Modellparameter untersucht. Lediglich die Geometrie des Modells bleibt für alle Versuche gleich. Die verschiedenen Einflüsse lassen sich dabei in zwei Bereiche unterteilen. Einerseits wird die Verbundkraft von den Verbundmechanismen bestimmt, andererseits hängt sie vom Zugringtragverhalten des Betons (Zugringfedergesetz) ab (Tabelle 6.1).

Verbundmechanismen	Zugringfedergesetz
<ul style="list-style-type: none"> • Kontaktfläche (Slideline) • Reibungskoeffizient • Grundreibung • Weiche Verbundschicht • Eingeleitete Spannkraft 	<ul style="list-style-type: none"> • Elastizitätsmodul • Betonzugfestigkeit • Betondruckfestigkeit • Betondeckung • Querdehnzahl • Entfestigungsverhalten: <ul style="list-style-type: none"> - Rissanzahl - Rissbreite

Tabelle 6.1: Einflussparameter auf das FE-Modell

Die Fülle der in Tabelle 6.1 dargestellten Parameter und deren zum Teil gegensätzliche Auswirkungen auf das Verbundgesetz erschweren die Anpassung an die Pull-Out-Versuche. Die Parameter können somit nicht nacheinander angepasst werden, sondern müssen im Zuge der Parametrisierung immer wieder aufeinander abgestimmt werden. Im Folgenden

wird dargestellt, wie die Modifikation der einzelnen Parameter (Tabelle 6.1) das Verbundgesetz beeinflusst.

6.3.2 Kontaktfläche (Slideline)

Der aus der Schraubengeometrie resultierende verschiebungsabhängige Verbundkraftanteil wird über zusätzliche Querpressungen während der Verschiebung zwischen dem Litzenmodell und dem Beton erzeugt. Realisiert werden diese zusätzlichen Querpressungen während der einsetzenden Relativverschiebung nach [He99] über eine gekrümmte Kontaktzone (Bild 6.6).

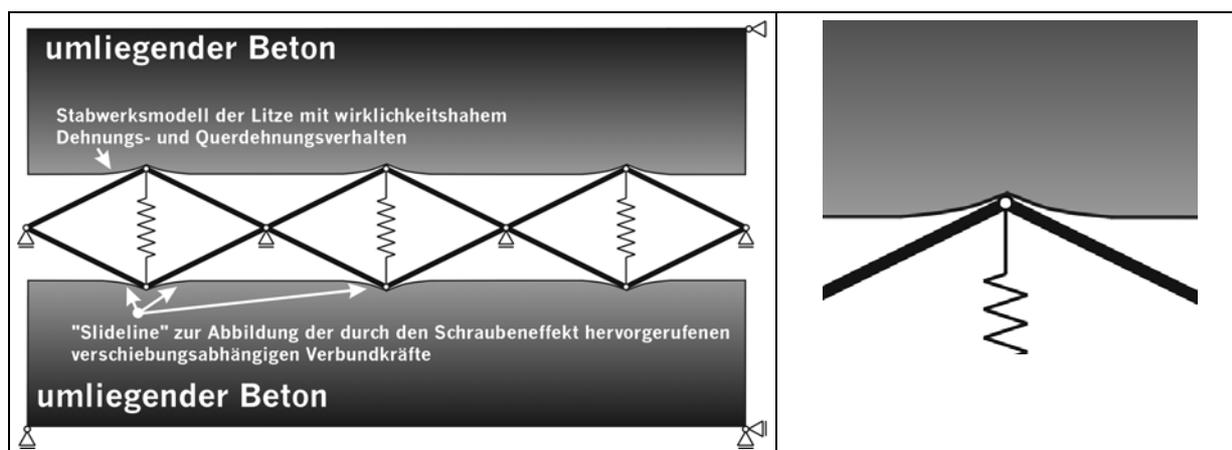


Bild 6.6: Prinzip der gekrümmten Kontaktzone zwischen Litze und Beton [He99]

Die Parametrisierung der Slideline ist sehr aufwändig, da in der Geometrie ihr Stich, ihre Länge und ihre Krümmung an jedem Punkt verändert werden können. Da die Slideline in erster Linie die Schraubengeometrie der Spanndrahtlitze abbildet und nicht von der Betonsorte beeinflusst sein soll, wird die Slideline nicht variiert. Bei den Versuchen wurden identische Litzen wie in [He99] und [He04] gewählt und alle Betone weisen ähnliche Verhältnisse in der Kontaktzone auf, so dass in den folgenden Untersuchungen die Slideline der aus den Untersuchungen an hochfestem Normalbeton in [He99] bzw. hochfestem Leichtbeton [He04] entspricht.

6.3.3 Reibungskoeffizient

Der Reibungskoeffizient μ verändert das Maß der Verbundkraft entscheidend. Da er sich gleichermaßen auf alle Verbundkraftanteile auswirkt, lassen sich die einzelnen Anteile nicht über ihn steuern. Gegebenenfalls kann mit der Modifikation des Koeffizienten lediglich das gesamte Verbundkraftniveau korrigiert werden. Für die Simulationen der Pull-Out-Versuche an hochfestem Normal- bzw. hochfestem Leichtbeton in den vorangegangenen Arbeiten [He99, He04] wurde der Reibungsbeiwert zu $\mu = 0,57735$ angenommen, was einem Reibungswinkel von $\varphi = 30^\circ$ entspricht. Er wird für alle Versuche gleich angesetzt, da aufgrund der ähnlichen Zusammensetzung der Mörtelmatrizen kaum unterschiedliche Reibungsbedingungen zu erwarten sind.

6.3.4 Grundreibung

Die ermittelte Grundreibung τ_b wird in eine Querpressung umgerechnet und als Vorspannung in das Zugringfedergesetz eingesetzt. Dazu wird sie über den Litzenumfang u_p und die Verbundlänge l_b integriert, und dann über den Reibungsbeiwert umgerechnet und auf die einzelnen Zugringfedern verteilt. Da aufgrund der Symmetrieausnutzung nur der „halbe“ Zugring verwendet wird, wird auch nur die „halbe“ Grundreibung angerechnet.

Der Litzenumfang u_p beträgt nach [Tr80]:

$$u_p = 1,4 \cdot 1,13 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_p} = 48,63 \text{ mm} \quad \text{mit } A_p = 93,6 \text{ mm}^2 \quad (6.1)$$

Die hier als Grundanpresskraft P_0 bezeichnete Querpressung ergibt sich folgendermaßen:

$$P_0 = \frac{\tau_b \cdot l_b \cdot u_p}{2 \cdot \mu \cdot n_{\text{Feder}}} \quad \text{mit } n_{\text{Feder}} = \text{Anzahl der Zugringfedern im FE-Modell} \quad (6.2)$$

Diese Grundanpresskraft P_0 wird dem Zugringfedergesetz als Sockel aufgeschlagen (Bild 6.7), so dass dieses dadurch nicht belastet wird. Bei Überschreitung der Tragfähigkeit des Zugringes nimmt dann die Grundanpresskraft linear ab, so dass sie im vollständig gerissenen Zustand nicht mehr wirkt.

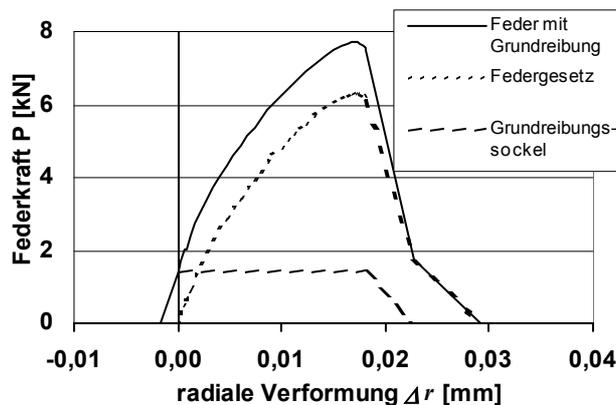


Bild 6.7 Darstellung des Grundreibungssockels und seiner Integration in das Zugringfedergesetz

6.3.5 Weiche Verbundschicht

Die Annahme einer weichen Verbundschicht zwischen Litze und Beton und deren Integration in das FE-Modell sind wie in hochfestem Beton [He99] ein wesentlicher Parameter, die experimentellen Verbundkraftverläufe der Pull-Out-Versuche abzubilden. Das Prinzip, den Einfluss einer weichen Verbundschicht in das FE-Modell einzubeziehen, beruht auf einem Koppelfedersystem. Für jede Betonsorte wird ein Kompressionsfedergesetz einer Verbundschicht ermittelt und anschließend mit dem Zugringfedergesetz der Betonsorte in Reihe geschaltet. Dabei addieren sich die Federwege bei gleicher Belastung in den Federn. Die Kompressionseigenschaften der jeweiligen Verbundschichten in Bezug auf die Dicke und die

Steifigkeit der angenommenen Verbundschichtfeder werden in einer Parameterstudie ermittelt.

6.3.6 Eingeleitete Spannkraft (Hoyer-Effekt)

Die eingeleitete Spannkraft ist durch die Versuche vorgegeben und ist explizit nur bei der Nachrechnung der Pull-Out-Versuche zu berücksichtigen. Die eingeleitete Spannkraften betragen 0 kN, 60 kN und 110 kN und bilden den spannungsabhängigen bzw. querdehnungsabhängigen Verbundkraftanteil.

Mit steigender Spannkrafteinleitung vergrößert sich die Höhe der Verbundkraft. In das FE-Modell wird der spannungsabhängige Verbundkraftanteil wie auch die Grundreibung über die Zugringfedergeretze eingebracht. Hierbei wird das fertig erstellte Zugringfedergeretz ohne Spannkrafteinleitung um einen bestimmten Betrag nach links verschoben, so dass dadurch die Zugringfeder vor Einsetzen der relativen Verschiebung zwischen Litze und Beton vorgespannt wird. Das Prinzip gleicht dem der Grundreibung, nur, dass anstatt eines Kraftsockels die Erhöhung der Zugringfederkräfte durch eine Verschiebung erfolgt. Bei der Verformungsbeanspruchung antwortet der Zugring nun mit höheren Kräften. In Bild 6.8 wird die Vorspannung des Zugringfedergeretzes infolge der eingeleiteten Spannkraft verdeutlicht.

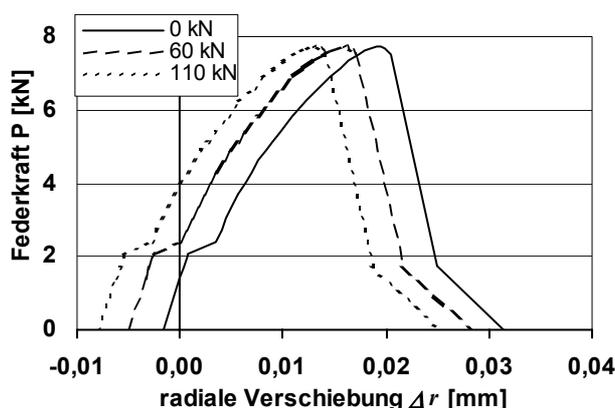


Bild 6.8: Einfluss der eingeleiteten Spannkraft im Zugringfedergeretz nach [Bi96]

6.3.7 E-Modul

Der E-Modul hat einen entscheidenden Einfluss auf das Verbundkraftverhalten. Er bestimmt das Lastverformungsverhalten des Betons. Je geringer die Steifigkeit des Betons ist, desto größere Verformungen erfolgen bei konstanter Beanspruchung. Für den Zugring bedeutet dies, dass er sich mehr verformen muss, um eine bestimmte Querpressung aufzunehmen. Größere Verformungen wirken sich jedoch vor allem negativ auf den spannungsabhängigen Verbundkraftanteil aus, da bei geringerem Widerstand der Betondeckung gegenüber der Querdehnung eine geringere Querpressung aufgebaut wird. Das Verbundkraftniveau wird geringer.

Der Einfluss eines verminderten E-Moduls auf die Ausbildung des Zugringfedergesetzes zeigt Bild 6.9. Bei Steifigkeitsverlust zeigt sich eine „Aufweichung“ des Zugringfedergesetzes mit gleichzeitigem Tragfähigkeitsverlust. Es ist eine nichtlineare Tragfähigkeitsabnahme zu erkennen. Bei einer linearen Abminderung des E-Moduls verhält sich die Tragfähigkeitsabnahme nichtlinear, so dass erst insgesamt bei großen Abminderungen eine deutliche Tragfähigkeitsabnahme des Zugringfedergesetzes nach [Bi96] erfolgt. Die gleiche Entwicklung ist in [He04] verdeutlicht. Kleine Abminderungen bewirken über das Zugringfedergesetz nur einen geringen Verbundkraftverlust.

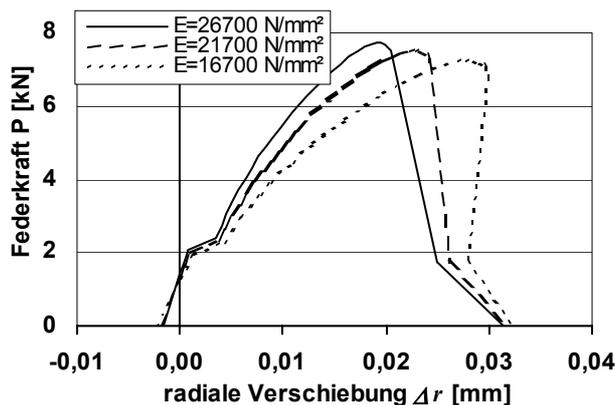


Bild 6.9: Einfluss der Steifigkeit im Zugringfedergesetz nach [Bi96]

6.3.8 Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit hat, wie die Steifigkeit, einen erheblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Betonzugringes. In der Kreisringscheibenstatik stellt sie neben der Verformbarkeit die wichtigste Festigkeitseigenschaft dar. Über innere Querpressungen entstehen tangentielle Zugspannungen, durch die der Ring bei Überschreitung der Zugfestigkeit aufreißt. Je geringer die Zugfestigkeit ist, desto schneller erfolgt die Rissbildung. Ab einer bestimmten Risstiefe verliert der Zugring an Tragfähigkeit, so dass negative Auswirkungen auf die Verbundkräfte entstehen.

Im Gegensatz zum Einfluss des E-Moduls auf das Zugringfedergesetz, der bei Absenkung den Zugring deutlich „aufweicht“ (Neigung des Federgesetzes (Bild 6.9)), reduziert eine Verminderung der Zugfestigkeit im Wesentlichen das maximale Tragkraftniveau der Zugringfeder (Bild 6.10). Das Steigungsverhalten bleibt nahezu unverändert. Daraus resultiert, dass es bei geringer Verformungsbeanspruchung der Zugringfeder nicht zwangsweise zu einem Abfall der Verbundkräfte im FE-Modell kommen muss, insbesondere wenn die Zugfestigkeit nicht erheblich vermindert wird. Das Tragkraftniveau nimmt bei linearer Abminderung der Zugfestigkeit nichtlinear ab, so dass wie beim E-Modul der Einfluss auf das Verbundkraftniveau erst bei großen Modifikationen bemerkbar ist. Dies ist hier nicht der Fall, so dass während der Nachrechnung der Pull-Out- und Spannkrafteinleitungsversuche die Zugfestigkeit stets aus den entsprechenden Versuchsdaten der Spaltzugfestigkeiten in die Rechnungen eingebracht wird.

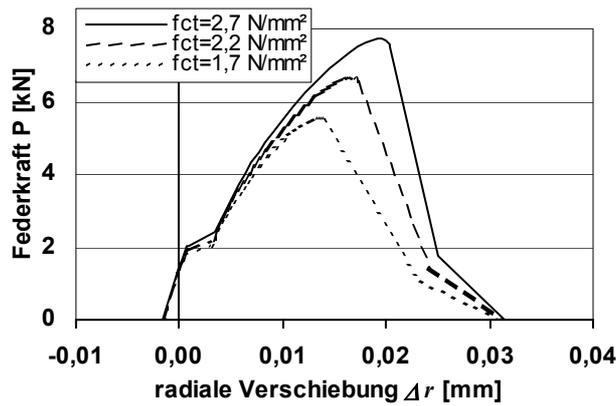


Bild 6.10: Einfluss der Zugfestigkeit im Zugringfedergesetz nach [Bi96]

6.3.9 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit hat über die Würfeldruckfestigkeit f_c nur einen geringen Einfluss auf das Zugringfedergesetz nach [Bi96]. Mit steigender Würfeldruckfestigkeit nimmt der Einfluss der Rissverzahnung und Rissreibung auf das Entfestigungsverhalten ab. Der Beton verhält sich entsprechend spröder.

Ein größerer Einfluss der Würfeldruckfestigkeit ergibt sich aus dem linearen Ansatz der Grundreibung. Je geringer die Druckfestigkeit, desto geringer wird folglich auch der konstante Anteil der Grundreibung, welcher dem Zugringfedergesetz als Kraftsockel dient (Bild 6.7). Insgesamt sind die Auswirkungen auf die Tragfähigkeit des Zugringfedermodells und damit auf das Verbundkraftniveau gering, wie Bild 6.11 bei einer linearen Abminderung der Druckfestigkeit zeigt.

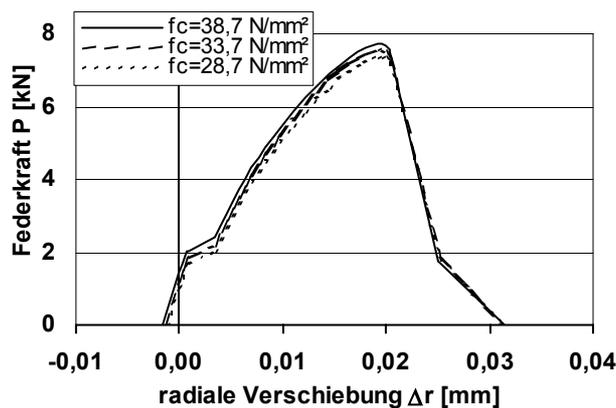


Bild 6.11: Einfluss der Würfeldruckfestigkeit im Zugringfedergesetz nach [Bi96]

6.3.10 Betondeckung

Die Betondeckung c wird hier bezogen auf den Durchmesser d_p betrachtet. Vorwiegend wurden die Versuche mit einer Betondeckung von $c = 5,5 \cdot d_p$ und zum Vergleich einige Versuche mit

$c = 2,0 \cdot d_p$ bzw. $c = 3,0 \cdot d_p$ durchgeführt. Die Betondeckung geht direkt als Dicke des Zugringes in das Zugringfedergesetz ein. Mit abnehmender Betondeckung sinkt die Tragfähigkeit des Zugringes deutlich, so dass auch die aufnehmbare Verbundkraft vermindert wird (Bild 6.12).

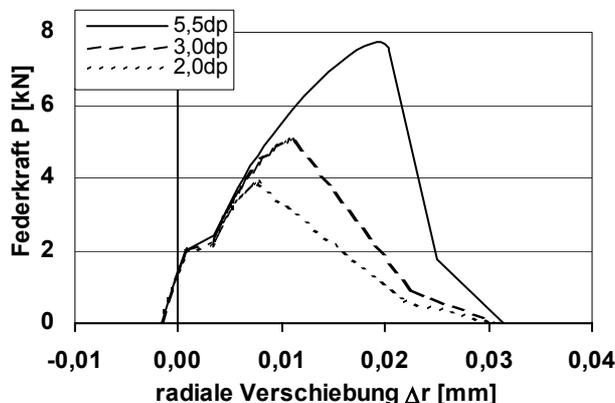


Bild 6.12: Einfluss der Betondeckung im Zugringfedergesetz nach [Bi96]

6.3.11 Querdehnzahl

Die Querdehnzahl wird auf Grund ihrer Streuung nach DIN 1045-1 [4] zu $\nu = 0,2$ gewählt und innerhalb der Parametrisierung nicht modifiziert. Nach [He04] ergibt sich außerdem nur ein sehr geringer Einfluss auf das Zugringfedergesetz nach [Bi96]. In [He99] wurde für Nachrechnungen der Pull-Out- und Spannkrafteinleitungsversuche mit hochfestem Normalbeton ebenfalls die Querdehnzahl konstant zu $\nu = 0,2$ angesetzt.

6.3.12 Entfestigungsverhalten (Rissanzahl und –breite)

Die Rissanzahl n und die Rissbreite w_0 sind zwei Parameter des Zugringfedermodells nach [Bi96], die den Bereich der Entfestigung maßgeblich beeinflussen. Der Entfestigungsbereich wird über eine Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung charakterisiert, die einen funktionalen Zusammenhang liefert, mit welchem die Zugspannungsübertragung über Risse hinweg bis zu einer Grenzzrissbreite w_0 beschrieben werden kann. Mit zunehmender Rissbreite wird die Zugspannungsübertragung verringert. Bei einer sehr feinen Rissverteilung im Zugring, was einer hohen Rissanzahl n entspricht, wird ein einzelner Riss weniger weit geöffnet. Bei geringerer Rissanzahl n öffnet sich infolge der Querdehnungen im Zugring ein einzelner Riss weiter, was zu einer Abnahme der tangential aufnehmbaren Zugkräfte führt. Geringere Rissbreiten haben somit zur Folge, dass über die Spannungsriß-Öffnungsbeziehung größere Kräfte übertragen werden können. Der Zugring kann höheren Belastungen standhalten.

In [Bi96] wird durchgehend mit drei Rissen gerechnet, was jedoch bei der Nachrechnung gerissener Spannkrafteinleitungskörper nicht zu einer zufriedenstellenden Simulation führte. Bei zu großer Rissanzahl wird dem Zugringfedermodell nach dem Aufreißen eine zu große Resttragfähigkeit zugemessen. Die Optimierung der Rissanzahl innerhalb des Zugringfeder-

modells nach [Bi96] in Bezug auf das Abbilden von Sprenggrissen bei Nachrechnung der Spannkrafteinleitungsversuche aus hochfestem Beton [He99] führte zu folgender Illustration (Bild 6.13).

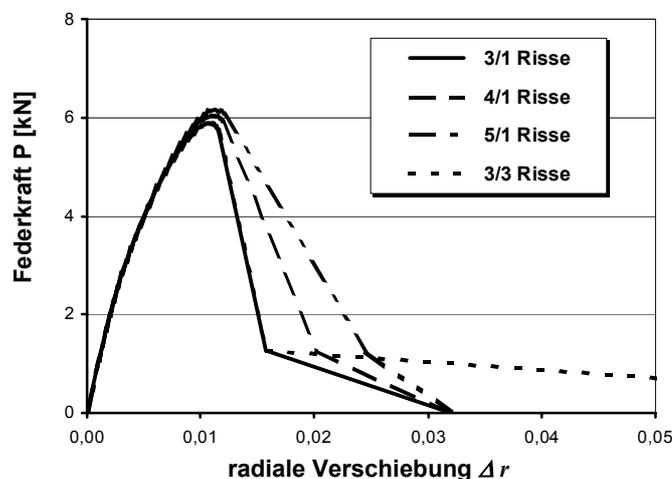


Bild 6.13: Auswirkung des Ansatzes unterschiedlicher Rissanzahlen auf den Verlauf des Federgesetzes im abfallenden Ast [He99]

In Bild 6.13 wird der Unterschied zwischen einem Riss und drei Rissen deutlich. Des Weiteren wird sichtbar, dass die Rissanzahl n auf den Anfangsbereich des Zugringfedergesetzes nahezu keinen Einfluss hat. Erst ab dem Bereich der maximalen Tragfähigkeit nimmt der Einfluss merklich zu. Über die Anzahl n der sich anfangs bildenden Mikrorisse wird die Sprödigkeit im Entfestigungsbereich gesteuert. Der Haftverbund wird etwas duktiler angenommen, als es unter [He99] für hochfesten Normalbeton erfolgte (Bild 6.13). Es wird für alle SVB-Sorten ein Verlauf angestrebt, welcher der Kurve „4/1 Risse“ nahe kommt.

In Tabelle 6.2 ist die Rissanzahl in Abhängigkeit der Betondeckung für die betrachteten SVB-Sorten aufgeführt. Diese wurde für die entsprechenden Pull-Out- und Spannkrafteinleitungsversuche in das Zugringfedergesetz integriert.

Beton- deckung	SVB-Sorte	Rissanzahl im Anfangsstadium	Rissanzahl im Endstadium
2,0 d_p	Kalksteinmehl	2,5*	1
	Flugasche	3,0*	1
	Kombinations-Typ)	2,0 bis 3,0*	1
2,5 d_p	Kalksteinmehl	2,5	1
	Flugasche	2,5	1
	Kombinations-Typ)	2,5	1
3,0 d_p	Kalksteinmehl	3,0	1
	Flugasche	3,0	1
	Kombinations-Typ)	3,0	1
5,5 d_p	Kalksteinmehl	4,5	1
	Flugasche	4,5	1
	Kombinations-Typ)	4,5	1

* Die im Vergleich zur Betondeckung 2,5 d_p höheren Risszahlen beziehen sich nur auf die Nachrechnung der Pull-Out-Versuche

Tab. 6.2: Rissanzahl im Zugang bei verschiedenen SVB-Sorten und Betondeckungen

Der Parameter der Grenzzrissbreite w_0 , ab der keine Zugspannungen mehr über den Riss übertragen werden, ist ein Maß für die Ausdehnung des Entfestigungsbereiches. Die Rissreibung fällt bei ihm gegenüber einem Normalbeton geringer aus. Des Weiteren lässt sich über die Ausdehnung auch die Steigung des zweiten Astes steuern.

In [He99] wurde der Wert für die Grenzzrissbreite konstant zu $w_0 = 0,2$ mm für alle Betondeckungen gewählt. Bezogen auf die SVB-Sorten ergab sich eine gute Darstellung des zweiten Entfestigungsbereiches bei einer Grenzzrissbreite $w_0 = 0,18$ mm, die im Verlauf der Parametrisierung der betroffenen Pull-Out- und Spannkrafteinleitungsversuche für alle Betondeckungen in die Rechnung einging.

6.4 Nachrechnung der Pull-Out-Versuche

Die Tatsache, dass nur die Parameter der Verbundschichtfeder (Dicke und Steifigkeit), verändert werden konnten, erschwerte die Anpassung der simulierten Verbundkraft-Verschiebungskurve an die Versuchsdaten. Dies war bei allen Pull-Out-Versuchen der Fall, so dass oftmals unter dem Spannkrafteinleitungsniveau nur eine „mittlere Lösung“ gefunden werden konnte. Dies bedeutet, dass nicht alle Stufen der eingeleiteten Spannkraft mit gleicher Qualität erfasst werden konnten. Bild 6.14 zeigt beispielhaft die simulierten Verbundkraft-Verschiebungskurven für alle drei Stufen der eingeleiteten Spannkraft von Serie 11 (Kombinationstyp).

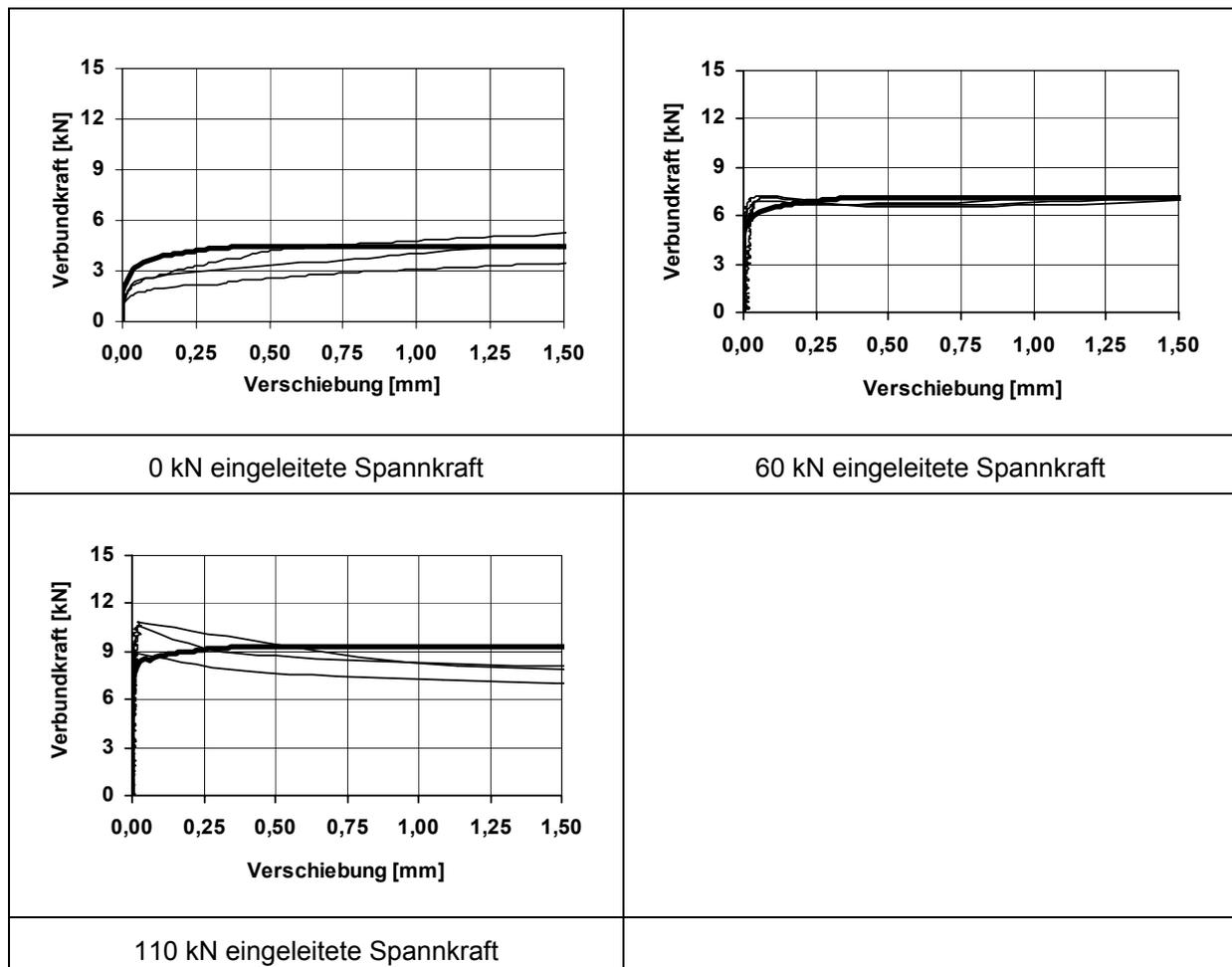


Bild 6.14: Verbundkraft-Verschiebungsverlauf des Kombinationstyp nach 3 Tagen (Serie 11) mit 0,5"-Litzen

Auch in den Parameterstudien der weiteren Pull-Out-Versuche wurden die FE-Lösungen zum Verbundkraftverlauf allein über die beiden Parameter der Verbundschichtdicke v_w und der Ausbildung ihrer Steifigkeit festgelegt. In Tabelle 6.3 sind die gewählten Verbundschichtdicken v_w zusammengefasst. Die Betonkennwerte ($E, f_c, f_{ct,spalt}$) und Entfestigungsparameter (n, w_0) wurden nicht modifiziert.

SVB-Sorte	Pull-Out-Serie	Verbundschichtdicke v_w [mm]
Kalksteinmehl	6 (1d)	0,0050
	13 (3d)	0,0045
	26 (6d)	0,0050
Flugasche	5 (1d)	0,0010
	12 (3d)	0,0024
	17 (6d)	0,0020
Kombinationstyp	14 (1d)	0,0030
	11 (3d)	0,0017
	22 (6d)	0,0013

Tabelle 6.3: Zusammenfassung der gewählten Verbundschichtdicken v_w

Tabelle 6.3 zeigt, dass die Ergebnisse der Parameterstudie für die Pull-Out-Versuche für die Verbundschichtdicken v_w einen deutlichen Unterschied zwischen dem Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl und dem Mehlkorntyp mit Flugasche bzw. Kombinationstyp mit Flugasche ergaben. Der Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl konnte mit einer wesentlich kleineren Verbundschichtdicke gegenüber den anderen SVB-Sorten parametrisiert werden. Erklären lässt sich dies über die verwendeten Zementsorten. Der Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl wurde mit einem CEM 32,5 R hergestellt, die anderen beiden SVB-Sorten mit einem CEM 42,5 R, welcher deutlich reaktiver ist und zu einer höheren Kalkablagerung in den Verbundschicht beiträgt. Dies kann jedoch nicht weiter belegt werden.

6.5 Nachrechnung der Spannkrafteinleitungsversuche

6.5.1 Allgemeines

Die Übertragung der Ergebnisse aus der Simulation der Pull-Out-Versuchsreihen auf die fünf nachgerechneten Spannkrafteinleitungsversuche ergab zunächst ein Unterschätzen der Verbundtragfähigkeit aus den Versuchen. Die zuvor ermittelten Eigenschaften der angesetzten weichen und somit schlechten Verbundzone zwischen Litze und Beton erwiesen sich bezüglich der Spannkrafteinleitungsversuche als zu ungünstig angenommen. Erst eine Abminderung der für die Pull-Out-Versuchskörper ermittelten Schichtdicken führte zu guten Ergebnissen. Die Übertragung der Parameter der entsprechenden Pull-Out-Versuche auf die FE-Simulation der Spannkrafteinleitungsversuche ist in den Bildern 6.15 und 6.16 beispielhaft anhand des Versuchskörpers SK SVB 9 (Kombinations-Typ) dargestellt. Die Übertragung der Parameter der für den Spannkrafteinleitungskörper SK SVB 9 vergleichbaren Pull-Out-Serie 11 erfolgte unter Abminderung der Steifigkeit. In Bild 6.15 ist der Betondehnungsverlauf über die Balkenlänge für alle Stufen der Spannkrafteinleitung dargestellt. Bild 6.16 zeigt den Verlauf der Relativverschiebung zwischen Betonstirnfläche und Spannstaahlitze während der Spannkrafteinleitung.

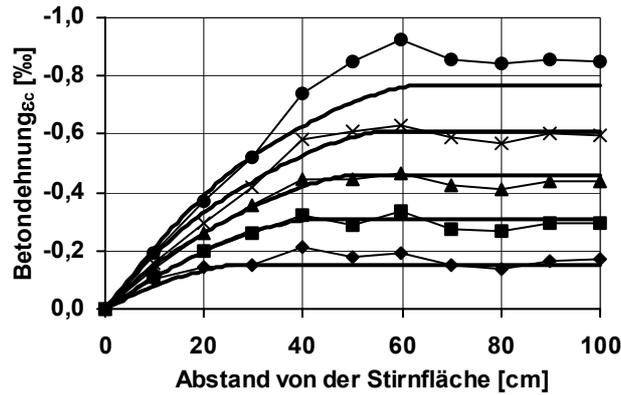


Bild 6.15: Vergleich der simulierten Betondehnungen mit den Versuchswerten bei Körper SK SVB 9 unter Übertragung der Parameter der Pull-Out-Serie 11

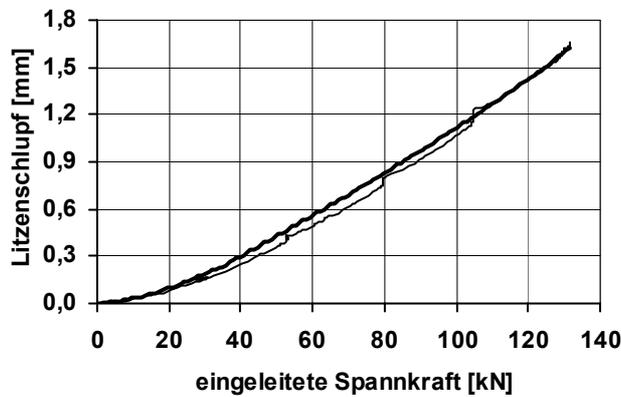


Bild 6.16: Vergleich des simulierten Litzenschlupfes mit der Versuchskurve bei Körper SK SVB 9 unter Übertragung der Parameter der Pull-Out-Serie 11

In den Bildern 6.15 und 6.16 ist eine gute Annäherung an die Versuchsergebnisse zu erkennen. Für die weiteren Spannkrafteinleitungskörper 3a, 2a und 1b sowie 8 ergaben sich ebenfalls unter Korrektur der Verbundschichtdicke und unter Einsatz der verminderten Steifigkeit zufrieden stellende Ergebnisse für den Litzenschlupf- und Betondehnungsverlauf. Für alle Spannkrafteinleitungsversuche sind die Verbundschichtdicken v_w in Tabelle 6.4 zusammengefasst.

Spannkraft-einleitungskörper	Vergleichsserie aus den Pull-Out-Versuchen	Verbundschichtdicke v_w [mm]
SK SVB 3a	13	0,0035
SK SVB 2a	12	0,0040
SK SVB 1b	5	0,0045
SK SVB 8	11	0,0050
SK SVB 9	11	0,0050

Tabelle 6.4: Korrektur der Verbundschichtdicke v_w bei den Spannkrafteinleitungskörpern

In den Bildern 6.17 und 6.18 werden die Ergebnisse des Körpers SK SVB 8 betrachtet. Der Versuchskörper SK SVB 8 ist wie der Körper SK SVB 9 aus dem Kombinations-Typ hergestellt und die Vorspannkraft wurde nach drei Tagen abgelassen. Der Unterschied zwischen beiden Versuchskörpern liegt in der Betondeckung. Bei Körper SK SVB 8 beträgt die Betondeckung $c=2,0 \cdot d_p$ und sollte im Vergleich zu Körper SK SVB 9 mit $c=2,5 \cdot d_p$ den Fall einer Rissbildung erfassen. Die Übertragung der Parameter aus der FE-Simulation des Versuchskörpers SK SVB 9 auf den Körper SK SVB 8 (Tab. 6.3) unter Anpassung seiner Festbetonkennwerte und der Betondeckung lieferte die in den Bildern 6.17 und 6.18 dargestellten FE-Lösungen bezüglich der Betondehnungen und des Litzenschlupfes. Bis auf die Sprengrissbildung werden die Versuchskurven qualitativ und quantitativ gut erfasst.

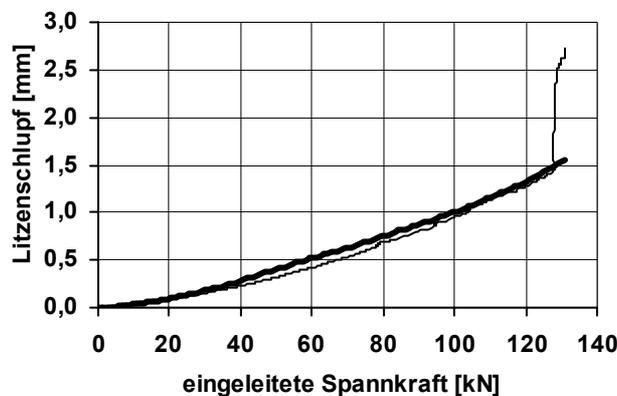


Bild 6.17: Vergleich des Litzenschlupfes mit den Versuchswerten bei Versuchskörper SK SVB 8 unter Übertragung der Parameter der Pull-Out-Vergleichsserie 11

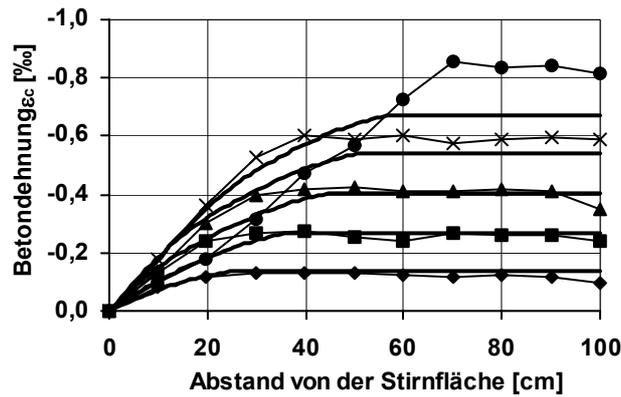


Bild 6.18: Vergleich der simulierten Betondehnungen mit den Versuchswerten bei Versuchskörper SK SVB 8 unter Übertragung der korrigierten Parameter der Pull-Out-Vergleichsserie 11

Die Sprengrissbildung wird von dem FE-Modell nicht erfasst, da die ausgeprägte Verbundschicht dem Koppelfedersystem aus Zugring- und Kompressionsfeder eine hohe Duktilität verleiht.

6.5.2 Vergleich der FE-Ergebnisse mit den Versuchswerten

In Tabelle 6.5 sind die Übertragungslängen l_{bp} aus den Versuchen denen aus der FE-Simulation gegenübergestellt.

Versuchskörper	$l_{bp,Versuch}$ [cm]	$l_{bp,FEM}$ [cm]	Abweichung [%]
SK SVB 9	55,19	51,98	-5,83
SK SVB 3a	40,97	39,83	-2,79
SK SVB 2a	39,91	41,18	+3,17
SK SVB 1b	53,11	49,28	-7,22

Tab. 6.5: Ergebnisse der Übertragungslängen l_{bp} aus Versuchen und FE-Simulation

Wie die Gegenüberstellung der Ergebnisse zeigt, wurde mit dem FE-Modell der Spannkraft-einleitungskörper unter den gewählten Festbetondaten, den gewählten Parametern und der Kontaktflächengeometrie eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsdaten erreicht.

6.6 Zusammenfassung und kritische Bewertung

Ein am Lehrstuhl für Massivbau der RWTH Aachen (IMB) bestehendes, zweidimensionales FE-Modell, welches zur Abbildung des Verbundverhaltens von Spannstahlritzen in hochfestem Beton im Spannkrafteinleitungsbereich bezüglich der Reibverbundmechanismen entwickelt [He99] und für hochfesten Leichtbeton bereits angepasst wurde [He04], konnte für die

Anwendung auf die in der FE-Programmeinheit ABAQUS neu integrierte Arbeitsoberfläche CAE entsprechend weiterentwickelt und modifiziert werden. Der Einfluss der Betondeckung auf die Verbundtragfähigkeit wird hierbei über das nichtlineare Zugringfedergesetz nach [Bi96] implementiert, welches in der Lage ist, die Restzugtragfähigkeit des Betons über Risse hinweg zu berücksichtigen.

Um eine Vereinheitlichung zwischen den Parametern der Pull-Out- und Spannkrafteinleitungsversuche zu erreichen, wurde für die Pull-Out-Versuche das niedrige Verbundkraftniveau und der Kurvenverlauf bei konstantem Reibkoeffizient $\mu = 0,57735$ allein über den Parameter einer weichen Verbundschicht zwischen Zementstein und Spannstahlritze gesteuert. Es konnten unter Beibehaltung der Festbetondaten für das Zugringfedergesetz zutreffende Ergebnisse erzielt werden. Die Reibungsverbundanteile konnten erfasst werden, so dass der Hoyer-Effekt und der verschiebungsabhängige Verbundkraftanteil gut abgebildet wurden. Des Weiteren wurde wiederum das unterschiedliche Verbundverhalten der verschiedenen Betonsorten in Bezug auf die Verbundkraftentwicklung und das Verbundkraftniveau mit nur einer Kontaktflächengeometrie unter Anpassung eines Koppelfedersystems erfasst.

Räumliche Verzerrungseffekte und daraus resultierende Abminderungen der Verbundtragfähigkeit kann das verwendete FE-Modell nicht wiedergeben. Es werden jedoch die Tragwirkungen in horizontaler und vertikaler Richtung getrennt erfasst, was die Möglichkeit eines getrennten Ansatzes der Betonsteifigkeiten ermöglicht. Bei der Parametrisierung der Festbetoneigenschaften bezüglich der Nachrechnung der Pull-Out- und Spannkrafteinleitungsversuche mit den verwendeten FE-Modellen besteht noch weiterer Forschungsbedarf. Über die Variation der Festbetoneigenschaften könnte sich eventuell eine Möglichkeit ergeben, einen vereinheitlichten Ansatz zur Parametrisierung beider Versuchsarten zu finden.

7 Normative Regelungen

Die Versuchsergebnisse machen deutlich, dass eine Sprengrissbildung im Einleitungsbe-
reich der Spannkraft, insbesondere bei Bauteilen ohne Bügelbewehrung, zu einer Verlänge-
rung der Übertragungslänge führt. Hieraus kann ein sprödes Verankerungsversagen resultie-
ren. Eine Bügelbewehrung kann die Rissbildung im Übertragungsbereich beschränken, wo-
bei jedoch bei nicht ausreichender Betondeckung eine Vergrößerung der Übertragungslän-
ge zu erwarten ist.

Die Auswertung der Spannkrafteinleitungsversuche ergibt, dass unabhängig von der Zu-
sammensetzung der hier untersuchten SVB-Mischungen folgende Mindestabmessungen
erforderlich sind, um eine rissfreie Einleitung der Vorspannkraft von 0,5“-Litzen nach
DIN 1045-1 sicherzustellen:

$$\text{für } s \geq 2,0 \cdot d_p: \quad c \geq 2,5 \cdot d_p$$

mit	s	lichter Mindestabstand
	c	Mindestbetondeckung
	d_p	Nenndurchmesser

Dies ist etwas progressiver als die Angaben für Normalbeton in [He99d, 1045-1, Heft 525],
die eine Betondeckung von $c = 3,0 \cdot d_p$ bei einem lichten Abstand von $s = 2,0 \cdot d_p$ vorsehen.
Für gerippte Spanndrähte sind die Werte in Anlehnung an die Regelungen für Normalbeton
nochmals um $0,5 \cdot d_p$ zu erhöhen.

Nach den vorliegenden Versuchsergebnissen ist für die geprüften SVB somit die Mindestbe-
tondeckung nach DIN 1045-1 [1045-1] von $c_{min} = 2,5 \cdot d_p$ ausreichend für eine rissfreie Spann-
kraftübertragung, die in DIN 4227-1 [4227-1] vorgeschriebene Mindestbetondeckung
 $c_{min} = 1,5 \cdot d_p$ hingegen nicht. Allerdings ist hierbei zu berücksichtigen, dass die zulässige Vor-
spannung bei Litzen im Vergleich zu [1045-1] um ca. 17 % geringer ist. Trotzdem dürfte eine
Betondeckung von $c = 1,5 \cdot d_p$ nicht ausreichen, wie auch die Praxis für übliche Rüttelbetone
zeigt.

Wie die Versuchsergebnisse zeigen, ist eine unzulässige Sprengrissbildung auch mit den
empfohlenen Mindestabmessungen nicht in jedem Fall ausgeschlossen, insbesondere bei
mehreren Spannstählen in einer Lage und bei geringer bzw. ohne Bügelbewehrung. Mit
Rücksicht darauf, dass üblicherweise die erforderlichen Abmessungen von den Fertigteilher-
stellern eigenverantwortlich festgelegt werden, auf die unterschiedlichen Bedingungen und
die Erfahrung der Fertigteilwerke sowie auf das Vorhaltemaß der Betondeckung werden hier
nur die unbedingt erforderlichen Mindestbetondeckungen empfohlen, um unter günstigen
Bedingungen die zulässige Vorspannkraft nach DIN 1045-1 rissfrei einleiten zu können. Dies
entspricht dem Vorgehen für Normalbeton [He99, 1045-1, Heft 525].

8 Zusammenfassung und Ausblick

Die Übertragbarkeit der Bemessungsregeln für Normalbeton auf vorgespannte Bauteile aus selbstverdichtendem Beton wurde am Institut für Massivbau der RWTH Aachen durch experimentelle und theoretische Untersuchungen überprüft. An 144 Ausziehversuchen wurde das lokale Verbundverhalten untersucht. Die Spannstahtsorte, die Betonmischung, die Betondeckung und das Belastungsalter wurden dabei variiert. Die experimentelle Bestimmung der Übertragungslänge von Litzen erfolgte in Balkenversuchen. Die Anzahl der Litzen, die Betondeckung, der Litzenabstand und die Querschnittsgeometrie stellten hierbei die wesentlichen Versuchsparameter dar.

In Vier-Punkt-Biegeversuchen wurde an vier Spannbettträgern aus unterschiedlichen SVB-Mischungen der Einfluss der Spannstahtsorte und der Anordnung einer Bügelbewehrung auf das Verhalten im Verankerungsbereich eines Bauteils überprüft. In vier weiteren Versuchen zur Analyse des Querkrafttragverhaltens wurde der Einfluss der höheren Zugfestigkeit des SVB auf die Mindestbewehrung sowie der geringeren Rissreibung auf den Betontraganteil an profilierten Spannbetonträgern analysiert.

Die Ergebnisse der Versuche lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Ausziehversuche:

- Die trotz der feinteilreichen Zusammensetzung hohen bezogenen Verbundfestigkeiten des SVB sind auf das homogene Gefüge zurückzuführen. Durch den Wegfall der mechanischen Verdichtung kommt es nicht zu Absetzerscheinungen wie bei Rüttelbetonen. Der Hoyer-Effekt ist genauso stark ausgeprägt wie beim Rüttelbeton.
- Die bezogenen Verbundspannungen τ/f_{ck} bei einer Spannkrafteinleitung von 110 kN nach 3d zeigt eine gute Übereinstimmung mit einem nach 14d getesteten Rüttelbeton aus [He99d].
- Bei allen verwendeten SVB-Mischungen nimmt die bezogene Verbundspannung mit steigendem Betonalter bei der Spannkrafteinleitung ab.
- Eine Betondeckung von $c = 5,5 \cdot d_p$ zeigt ohne vorherige Änderung der Litzenkraft gegenüber geringeren Betondeckungen ($c = 2 \cdot d_p$ bzw. $c = 3 \cdot d_p$) keinen signifikanten Einfluss auf die Verbundkraft. Nach Änderung der Litzenkraft hingegen sind in fast allen Fällen bei einer Betondeckung von $c = 3,0 \cdot d_p$ teilweise größere Verbundkräfte als bei einer Betondeckung von $c = 5,5 \cdot d_p$ ermittelt worden. Dies deckt sich mit den Ergebnissen für Normalbeton [He99] und hochfestem Leichtbeton [He04].
- Eine Betondeckung von $c = 5,75 \cdot d_p$ ist bei den gerippten Spanndrähten für die untersuchten SVB-Mischungen zur Verhinderung einer Sprengrissbildung ausreichend.

Spannkrafteinleitungsversuche:

- Zwischen der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung und der Übertragungslänge besteht für die hier untersuchten SVB-Mischungen ein nahezu linearer Zusammenhang. Dies entspricht den Erkenntnissen für normal- und hochfesten Rüttelbeton in [He99d].
- Nach der Spannkrafteinleitung waren keine signifikanten zeitabhängigen Verschiebungszuwächse der Litzen infolge des Verbundkriechens festzustellen, allerdings nah-

men die Betondehnungen infolge Kriechen zu. Eine nennenswerte Zunahme der Übertragungslänge wurde demnach nicht festgestellt.

- Bei den untersuchten SVB ist eine Betondeckung von $c \geq 2,5 \cdot d_p$ und ein lichter Litenabstand $s \geq 2,0 \cdot d_p$ erforderlich, um eine rissfreie Einleitung der Vorspannkraft von 0,5“-Litzen nach DIN 1045-1 sicherzustellen. Für gerippte Spanndrähte sind die Werte in Anlehnung an die Regelungen für Normalbeton nochmals um $0,5 \cdot d_p$ zu erhöhen

Trägerversuche:

- Eine unkontrollierte Sprengrissbildung im Einleitungsbereich ist mit den aus den Spannkrafteinleitungsversuchen ermittelten Mindestabmessungen nicht in jedem Fall ausgeschlossen, insbesondere bei mehreren Spannstählen in einer Lage und bei geringer bzw. ohne Bügelbewehrung. Bei Spanndrähten liegen gegenüber Litzen aufgrund der größeren Verbundspannungen auch größere rissauslösende Beanspruchungen des Betons im Einleitungsbereich vor, die zu Sprengrissen führen können. Eine ausreichende Verbügelung des Spannkrafteinleitungsbereichs verhindert das unkontrollierte Wachstum der Sprengrisse bis zur Oberfläche und es können wesentlich größere Verbundkräfte als bei identischer Betondeckung ohne Querbewehrung übertragen werden.
- Bei der Verwendung von gerippten Spanndrähten trat infolge der Biegebeanspruchung ein schlagartiges Verankerungsversagen mit Abplatzen der Betondeckung auf, wohingegen es bei den mit Litzen vorgespannten Balken zu einem Verankerungsversagen infolge des Litzeneinzugs kam.

Querkraftversuche:

- Es ergab sich eine Eintragungslänge von 40 cm bzw. 60 cm, die unterhalb der Eintragungslänge nach DIN 1045-1 und im Bereich der Eintragungslänge von normalfestem Rüttelbeton liegt.
- Bei der Schubrissbildung tritt ein schlagartiger Umlagerungsprozess auf, bei dem die freigesetzten Betonzugkräfte auf die Bügelbewehrung übertragen werden. Aufgrund der im Vergleich zu Normalbeton höheren Zugfestigkeit des selbstverdichtenden Betons verläuft dieser Prozess schlagartiger. Insgesamt sind alle Rissverläufe sehr geradlinig. Trotz klaffender Risse nach der Erstrissbildung konnte die Querkraftbeanspruchung weiter gesteigert werden, bis der Riss in den Obergurt eindrang und die Druckzone zunehmend eingeschnürt wurde.
- Bei Bauteilen mit geringen Bügelbewehrungsgraden ist die Umlagerung in ein inneres Sekundärsystem möglich, das sich aus der Tragwirkung des idealisierten Fachwerkmodells und einem Resttraganteil (Sprengwerkwerkung, Abtrag über die Druckzone) zusammensetzt. Mit zunehmendem Bügelbewehrungsgrad nimmt der Resttraganteil ab. Die hier durchgeführten Versuche an Trägern aus SVB mit geringem Schubbewehrungsgrad liegen - entsprechend den Versuchen an Rüttelbeton - gegenüber dem Bemessungsansatz nach [DIN 1045-1] bzw. [Gö04] auf der sicheren, für die hochschubbewehrten Spannbetonbauteile aus SVB jedoch auf der unsicheren Seite.

Anhand eines zweidimensionalen Stabwerkmodells wurden theoretische Untersuchungen zur Abbildung des Verbundverhaltens von Spannstahtlitzen im Einleitungsbereich unter Berücksichtigung der Reibverbundmechanismen durchgeführt. Der Einfluss der Betondeckung auf die Verbundtragfähigkeit wird hierbei über das nichtlineare Zugringfedergesetz nach [Bi96] implementiert. Für das Zugringfedergesetz werden zutreffende Ergebnisse erzielt. Der

Hoyer-Effekt und der verschiebungsabhängige Verbundkraftanteil werden gut abgebildet und das unterschiedliche Verbundverhalten der verschiedenen Betonsorten in Bezug auf die Verbundkraftentwicklung und das Verbundkraftniveau kann mit nur einer Kontaktflächengeometrie unter Anpassung eines Koppelfedersystems erfasst werden. Bei der Parametrisierung der Festbetoneigenschaften bezüglich der Nachrechnung der Auszieh- und Spannkraft-einleitungsversuche besteht jedoch noch weiterer Forschungsbedarf. Die Variation der Festbetoneigenschaften könnte einen vereinheitlichten Ansatz zur Parametrisierung beider Versuchsarten darstellen.

Literaturverzeichnis

- [1045] DIN 1045: Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung. Juli 1988
- [1045-1] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Juli 2001
- [1045-2] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Juli 2001
- [1048] DIN 1048: Prüfverfahren für Beton. Juni 1991
- [4227-1] DIN 4227, Teil 1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Juli 1988
- [DIBt] DIBt: Richtlinien für die Prüfung von Spannstählen auf ihre Eignung zur Verankerung durch sofortigen Verbund. Mitteilungen IfBt, Heft 6/1980
- [EN 206-1] EN 206-1: Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Juli 2001
- [ENV1992] ENV 1992-1-1: Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Ausgabe Oktober 1992.
- [prEN1992] prEN 1992-1-1: Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Ausgabe Dezember 2003.
- [Heft 525] Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb-Heft 525, Berlin 2003
- [MC 90] Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990, Design Code, Bulletin d'Information N° 213/214. Lausanne 1991
- [RILEM] RILEM / CEB / FIP RECOMMENDATION RC 6: Bond Test Reinforcing Steel. 2. Pull-Out Test, 1st Edition April 1978
- [Rili01] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb) Richtlinie Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie), Ergänzungen zu DIN 1045. Ausgabe November 2001
- [Rili03] - Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb) Richtlinie Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie), Ergänzungen und Änderungen zu DIN 1045-1, DIN 1045-2 und DIN EN 206-1 sowie DIN 1045-3. Ausgabe November 2003
- [Br01a] Brameshuber, W.; Krüger, T.; Uebachs, S.: Selbstverdichtender Beton im Transportbetonwerk. In: Beton 51 (2001), Nr. 10, S. 546-550
- [Br01b] Brameshuber W.; Uebachs S.; Tigges Ch.: Selbstverdichtender Beton im Fertigteilverk. Beton + Fertigteilverk, 11/2001, S. 80-89
- [Br02] - Brameshuber, W.; Uebachs, S.: Zulassungsprüfungen an einem selbstverdichtendem Beton mit hohem Frost-Tauwiderstand. Forschungsbericht Nr.: F 825/2 des Instituts für Bauforschung der RWTH Aachen vom 28.10.2002
- [Bi96] Bigaj, A.J.; den Uijl, J.A.: A bond model for ribbed bars based on concrete confinement. Stevin Laboratory, TU Delft, HERON, Vol.41, No.3 (1996).
- [Bu93] Bulicek, H.: Zur Berechnung des ebenen Spannungs- und Verzerrungszustandes von schubbewehrten Stegen profilierter Stahlbeton- und Spannbetonträger im Grenzzustand der Schubtragfähigkeit. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität München (Dissertation), 4/93
- [Fi97] Fischer, J.: Versagensmodell für schubslanke Balken. DAfStb-Heft 480, Berlin 1997

- [Gö04] Görtz, S.: Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen aus Normal- und aus Hochleistungsbeton. Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Dissertation 2004
- [Gr97] Grimm, R.: Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone. DAFStb-Heft 477, Berlin 1997
- [He01a] Hegger, J.; Görtz, S.; Will, N.: Tragfähigkeit von Bauteilen aus selbstverdichtendem Beton, Bericht Nr. 69/01 des Instituts für Massivbau der RWTH-Aachen, April 2001
- [He01b] Hegger, J.; Görtz, S.; Will, N.; Tigges, C.; Drössler, C.: Tragfähigkeit von Bauteilen aus selbstverdichtendem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 96, Heft 11, November 2001, S. 691-698
- [He02a] Hegger, J.; Görtz, S.; Schwermann, R.: Analyse des Schubrißverhaltens unter Einsatz der Photogrammetrie. Bautechnik 79, Heft 3, 2002, S. 135-142
- [He02b] Hegger J.; Will, N.; Görtz, S.; Kommer, B.: Anwendung von hochfestem Leichtbeton bei Spannbetonbalken. Bericht Nr. 80/2002 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, Dezember 2002
- [He02c] Hegger, J.; Kommer, B.: Zur Verbundverankerung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund in selbstverdichtendem Beton. Beton- und Stahlbetonbau (97), 2002, Heft 12, S. 644 – 649.
- [He03a] Hegger, J.; Görtz, S.; Kommer, B.; Tigges, C.; Drössler, C.: Spannbeton-Fertigteilträger aus selbstverdichtendem Beton. Beton + Fertigteiltechnik, BFT (69) Heft 8, 2003, S. 40-46
- [He03b] Hegger, J.; Görtz, S.: Analyse des Schubrissverhaltens sowie Auswirkungen auf die Querkrafttragfähigkeit. Bericht Nr. 86/2003 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, September 2003
- [He04] Hegger, J.; Will, N.; Kommer, B.: Verbundverankerung von hochfestem Leichtbeton. Bericht Nr. 115/2004 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, Juni 2005
- [He05a] Hegger, J.; Rauscher, S.: Querkrafttragfähigkeit in von mittel- bis hochbewehrten Spannbetonfertigteilen aus selbstverdichtendem Beton. Bericht Nr. 99/2004 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, 2005
- [He05b] Hegger, J.; Will, N.; Kommer, B.; Brameshuber, W.; Uebachs, S.: Einsatz von selbstverdichtendem Beton für vorgespannte Bauteile. Bericht Nr. 116/2004 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, 2005.
- [He84] Hegger, J.: Einfluss der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Dissertation Universität Braunschweig, 1984
- [He99a] Hegger, J.; König, G.; Zilch, K.; Reineck, K.-H.; Görtz, S.; Beutel, R.; Schenck, G.; Kliver, J.; Dehn, F.; Staller, M.: Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1. Abschlußbericht für das DIBt-Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98, Dezember 1999
- [He99b] Hegger, J.; Beutel, R.; Hoffmann, S.: Statistische Auswertung von Versuchen. Beton- und Stahlbetonbau, November 1999, S.457 – 465

- [He99c] Hegger, J.; Görtz, D.; Neuser, J.U.: Hochfester Beton für Spannbetonbalken mit sofortigem Verbund. Bericht Nr.55/99 des Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1999
- [He99d] Hegger, J.; Nitsch, A.: Verbundverankerung von Spannstählen bei Spannbetonfertigteilen aus hochfestem Beton. Bericht Nr. 56/99 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen zum DIBt-Forschungsvorhaben Geschäftszeichen IV 1-5-792/96, 1999
- [Ho39] Hoyer, E.: Der Stahlsaitenbeton. Otto Elsner Verlagsgesellschaft, 1939
- [Ki87] Kirmair, H.: Das Schubtragverhalten schlanker Stahlbetonbalken – theoretische und experimentelle Untersuchungen für Leicht- und Normalbeton. DAfStb-Heft 385, Berlin 1987
- [Kö00] König, G.; Dehn, F.; Hegger, J.; Görtz, S.: Der Einfluß der Rißreibung auf die Querkrafttragfähigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 95, Oktober 2000, S.584-591
- [Kö01a] König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F.: Selbstverdichtender Beton – Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft. Bauwerk Verlag, Berlin 2001
- [Kö01b] König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F.; Weiße, D.: Verbundverhalten von Betonstahl in selbstverdichtendem Beton, Beton- und Stahlbetonbau 96, 2001, Heft 3, S. 124-132
- [Kö04] König, G.; Fischer, J.: Model Uncertainties of Design Equations for the Shear Capacity of Concrete Members without Shear Reinforcement. Darmstadt Concrete Vol. 9, 2004
- [Ku83] Kupfer, H.; Mang, R.; Karavesyrogrou, M.: Bruchzustand der Schubzone von Stahlbeton- und Spannbetonträgern – Eine Analyse unter Berücksichtigung der Rissverzahnung. Bauingenieur 58 (1983), S.143-149
- [Le62] Leonhardt, F.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze. DAfStb-Heft 151, Berlin 1962
- [Ma84] Martin, H.: Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben. Gallus Rehm zum 60. Geburtstag, Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau, Ernst & Sohn, Berlin, 1984, S. 161-166
- [Mö08] Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau – Seine Theorie und Anwendung. Berlin 1908
- [Ni01] Nitsch, A.: Spannbetonfertigteile mit teilweiser Vorspannung aus hochfestem Beton. Dissertation RWTH Aachen, 2001
- [Oz01] Ozawa, K.; Ouchi, M.: Proceedings of the second international symposium on self-compacting concrete (Tokyo 23.-25.10.2001). Kochi: COMS Engineering, 2001
- [Po87] Dei Poli, S.D.; Gambarova, P.G.; Karakoc, C.: Aggregate Interlock Role in R.C. Thin-Webbed Beams in Shear. ASCE-Journal of Structural Division 113 (1987), No.1, pp.1-19
- [Re01] Reinhardt, H.-W.; et. al.: Sachstandsbericht Selbstverdichtender Beton (SVB). DAfStb-Heft 516, Berlin, 2001

- [Re01b] Reineck, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. Bauingenieur Band 76, S. 168-179, April 2001
- [Re90] Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen. Dissertation Universität Stuttgart, 1990
- [Re94] Remmel, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. DAfStb-Heft 444, Berlin 1994
- [Re99] Reineck, K.-H.: Querkraftbemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung in DIN 1045-1 – Erläuterungen und Vergleiche mit Versuchen. Teilbericht zum DIBt-Forschungsvorhaben Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1, Dezember 1999
- [Ru77] Ruhнау, J.; Kupfer, H.: Spaltzug-, Stirnzug- und Schubbewehrung im Eintragungsbereich von Spannbett-Trägern. Beton- und Stahlbeton, Heft 7, 1977, S. 175-179
- [Tr80] Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U. ; Hagen, H. : Teilweise Vorspannung – Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rissbildung. DAfStb-Heft 310, Berlin 1980
- [TUM87] Verbund von Spannstahl in Beton (Vorspannung mit sofortigem Verbund). Forschungsbericht Nr. 1130, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, 06/1987
- [Wa87] Walraven, J.C.; Frenay, J.; Pruyssers, A.: Influence of concrete strength and load history an shear friction capacity. PCI-Journal, Jan.-Feb. 1987
- [Wa03] Wallevik, O.H.; Nielsson, I.; RILEM; RILEM PRO 33: Third International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, 17-20 August 2003. (Lit-Nr. 79084-79192, 79210-79217). Bagneux: RILEM, 2003
- [Zi01] Zilch, K.; Schiessl, A.: Experimentelle Untersuchung zur Rissverzahnung und zum Verbundverhalten von Bauteilen aus selbstverdichtendem Beton. Untersuchungsbericht, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, August 2001
- [Zi03] Zilch, K.; Schiessl, A.: Die Druckfestigkeit von gerissenen Scheiben aus Hochleistungsbeton und selbstverdichtendem Beton unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses der Rissneigung. Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben ZI 134/13-1, Mai 2003
- [Zi98] Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Dissertation Universität Leipzig, Juli 1998

ANHANG A: ERGEBNISSE DER AUSZIEHVERSUCHE

- A0) Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse
- A1) Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei den Ausziehversuchen
- A2) Zusammenstellung der ermittelten Verbundspannungen bei unterschiedlichem Schlupf s

A0) Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse

Serie	Betonsorte	Spannstahl- sorte	Anzahl Versuchs- körper	Betonalter	Änderung der Spannstahl- spannung $\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]	Beton- deckung c
SVB 11	Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	3 d	0 / -645 / -1183	$5,5 \cdot d_p$
SVB 12	Flugasche	Litze 0,5"	9	3 d	0 / -645 / -1183	$5,5 \cdot d_p$
SVB 13	Kalksteinmehl	Litze 0,5"	9	3 d	0 / -645 / -1183	$5,5 \cdot d_p$
SVB 14	Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	24 h	0 / -645 / -1183	$5,5 \cdot d_p$
SVB 15	Kombinationstyp	Draht $\Phi 12$	9	3 d	0 / -545 / -1091	$5,75 \cdot d_p$
SVB 16	Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	3 d	0 / -645 / -1183	$2 \cdot d_p, 3 \cdot d_p, 5,5 \cdot d_p$
SVB 17	Flugasche	Litze 0,5"	9	6 d	0 / -645 / -1183	$5,5 \cdot d_p$
SVB 18	Flugasche	Draht $\Phi 12$	9	6 d	0 / -545 / -1091	$5,75 \cdot d_p$
SVB 19	Flugasche	Litze 0,5"	9	6 d	0 / -645 / -1183	$2 \cdot d_p, 3 \cdot d_p, 5,5 \cdot d_p$
SVB 20	Kalksteinmehl ^{*)}	Litze 0,5"	9	24 h	0 / -645 / -1183	$5,5 \cdot d_p$
SVB 21	Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	6 d	0 / -645 / -1183	$2 \cdot d_p, 3 \cdot d_p, 5,5 \cdot d_p$
SVB 22	Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	6 d	0 / -645 / -1183	$5,5 \cdot d_p$
SVB 23	Kombinationstyp	Draht $\Phi 12$	9	6 d	0 / -545 / -1091	$5,75 \cdot d_p$
SVB 24	Kalksteinmehl	Litze 0,5"	9	6 d	0 / -645 / -1183	$2 \cdot d_p, 3 \cdot d_p, 5,5 \cdot d_p$
SVB 25	Kalksteinmehl	Draht $\Phi 12$	9	6 d	0 / -545 / -1091	$5,75 \cdot d_p$
SVB 26	Kalksteinmehl	Litze 0,5"	9	6 d	0 / -645 / -1183	$5,5 \cdot d_p$

*) Transportbeton von der Firma Beton Union, die für diesen Beton eine bauaufsichtliche Zulassung hat [Br01a]

Tabelle A0.1: Versuchsprogramm der Ausziehversuche

Serie	Betonart	Festigkeiten zum Versuchszeitpunkt				Frischbetoneigenschaften		Güte
		Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Biegezug- festigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Setzfließmaß <i>s_m</i> [cm]	Setzfließzeit <i>t₅₀₀</i> [s]	
SVB 11	Kombination	25,8	2,03	4,56	25400	70	1,5	51,5
SVB 12	Flugasche	49,2	3,57	6,23	34100	70	4,2	78,0
SVB 13	Kalksteinmehl	30,8	2,55	4,52	20300	69	1,2	-
SVB 14	Kombinationstyp	7,3	0,88	2,7	13500	74	2,3	57,2
SVB 15	Kombinationstyp	30,8	2,33	3,75	27900	-	-	56,1
SVB 16	Kombinationstyp	32,4	2,47	4,86	29400	-	-	58,7
SVB 17	Flugasche	49,8	3,24	5,79	35300	80	3,5	70,1
SVB 18	Flugasche	51,0	3,17	6,45	34400	80	3,5	73,4
SVB 19	Flugasche	50,4	3,80	6,15	36300	80	3,0	78,2
SVB 20	Kalksteinmehl	22,7	1,88	3,99	20300	72	2,9	64,2
SVB 21	Kombinationstyp	38,8	2,72	5,78	28700	70	2,3	57,2
SVB 22	Kombinationstyp	39,6	2,90	5,34	33100	70	2,4	59,6
SVB 23	Kombinationstyp	37,7	2,90	6,07	31300	70	1,5	59,6
SVB 24	Kalksteinmehl	39,1	2,96	4,56	27900	71	2,8	55,0
SVB 25	Kalksteinmehl	37,5	2,33	4,82	26800	75	1,5	53,1
SVB 26	Kalksteinmehl	38,7	2,97	4,02	26700	74	1,7	49,0

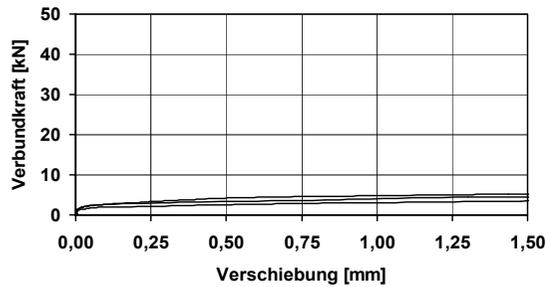
Tabelle A0.2: Ergebnisse der Fest- und Frischbetonprüfungen des Beton

Durch- messer <i>d_p</i> [mm]	Quer- schnitt <i>A_p</i> [mm ²]	Streck- grenze <i>f_{p0,1k}</i> [N/mm ²]	Zugfestig- keit <i>f_{pk}</i> [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze <i>f_{pk}/f_{p0,1k}</i> [-]	E-Modul <i>E_p</i> [N/mm ²]
12,5	93,6	1574	1868	1,187	194000

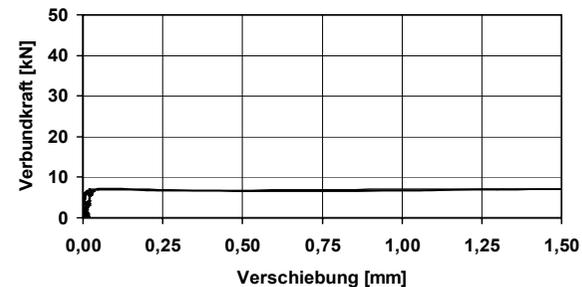
Tabelle A0.3: Materialkennwerte der verwendeten 0,5“-Litze

Durch- messer <i>d_p</i> [mm]	Quer- schnitt <i>A_p</i> [mm ²]	Streck- grenze <i>f_{p0,1k}</i> [N/mm ²]	Zugfestig- keit <i>f_{pk}</i> [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze <i>f_{pk}/f_{p0,1k}</i> [-]	E-Modul <i>E_p</i> [N/mm ²]
11,9	110,7	1401	1648	1,176	198500

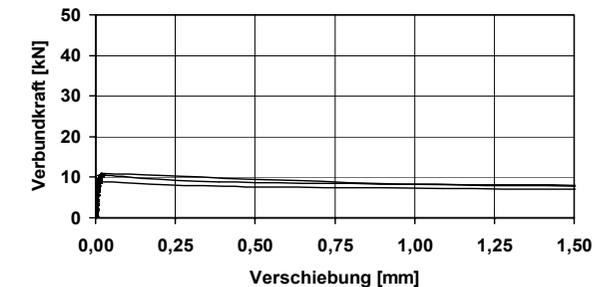
Tabelle A0.4: Materialkennwerte des verwendeten Spanndrahts Ø 12 mm



a) ohne Änderung der Litzenkraft

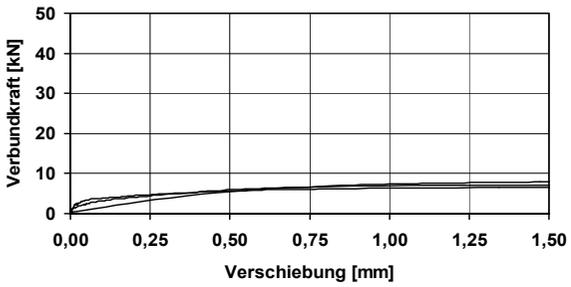


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

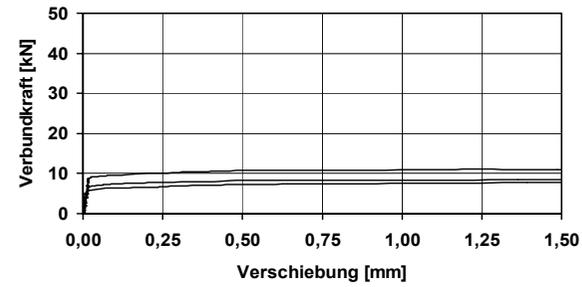


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

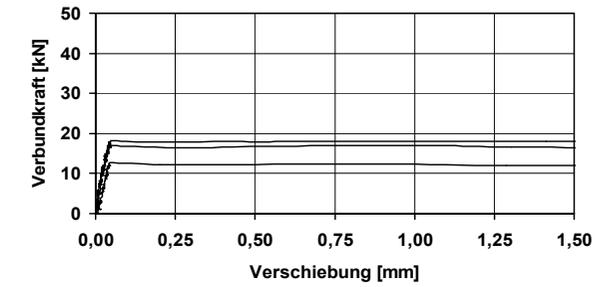
Bild A1.1: Serie 11, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Kombinationstyp; $c = 5,5 \cdot d_p$ (3 Tage: $f_{ck,cube} = 25,8 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

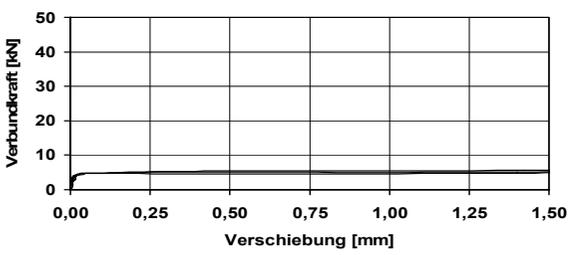


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

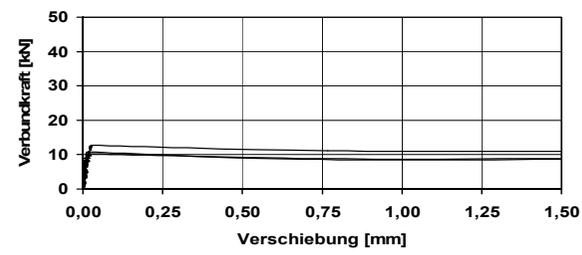


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

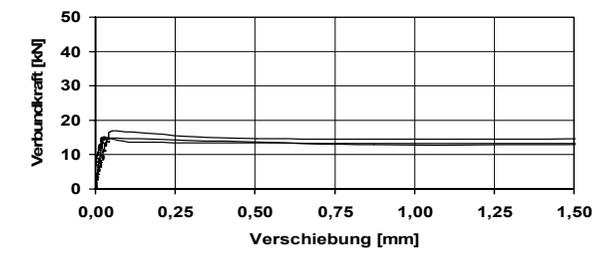
Bild A1.2: Serie 12, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Mehlkorntyp mit Flugasche; $c = 5,5 \cdot d_p$ (3 Tage: $f_{ck,cube} = 49,2 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

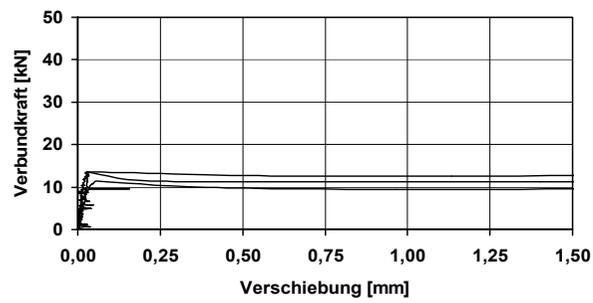


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

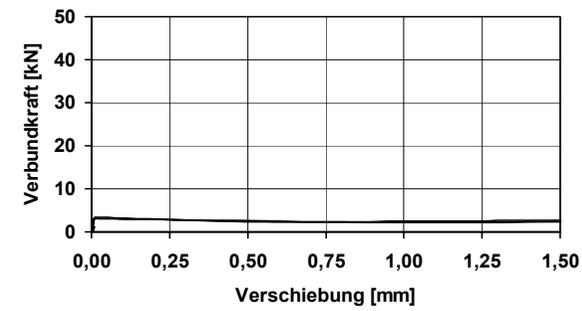


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

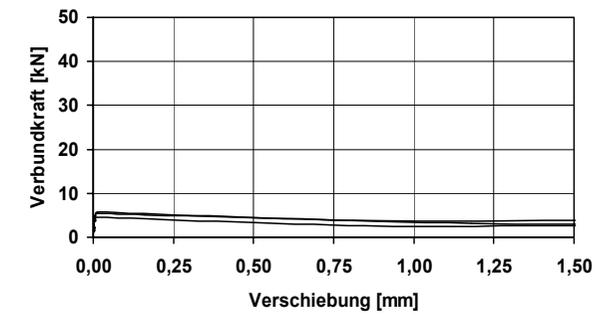
Bild A1.3: Serie 13, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl; $c = 5,5 \cdot d_p$ (3 Tage: $f_{ck,cube} = 30,8 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

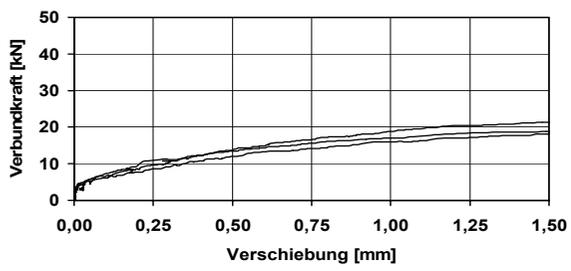


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

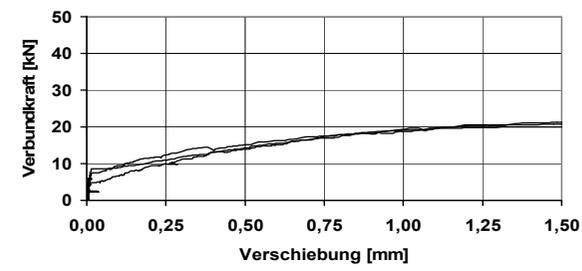


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

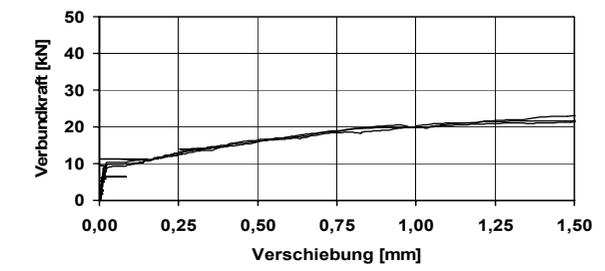
Bild A1.4: Serie 14, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Kombinationstyp; $c = 5,5 d_p$ (1 Tag: $f_{ck,cube} = 7,3 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

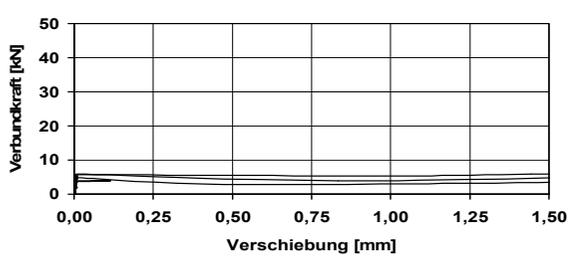


b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

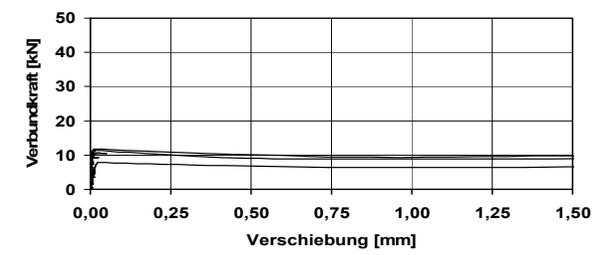


c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

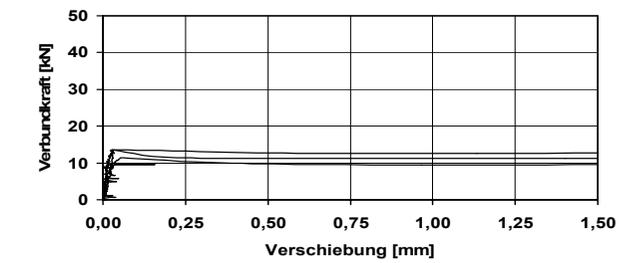
Bild A1.5: Serie 15, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Kombinationstyp; $c = 5,75 d_p$ (3 Tage: $f_{ck,cube} = 30,8 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

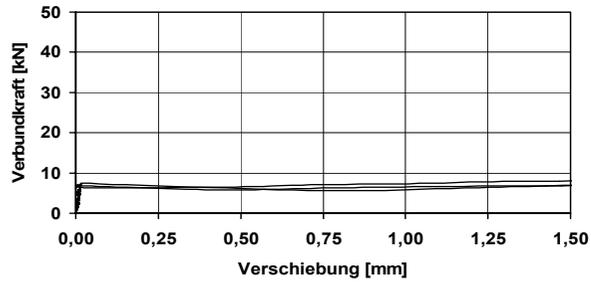


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

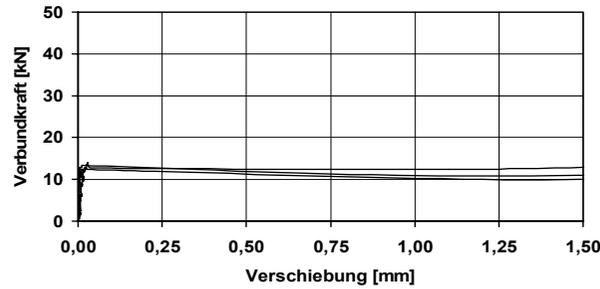


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

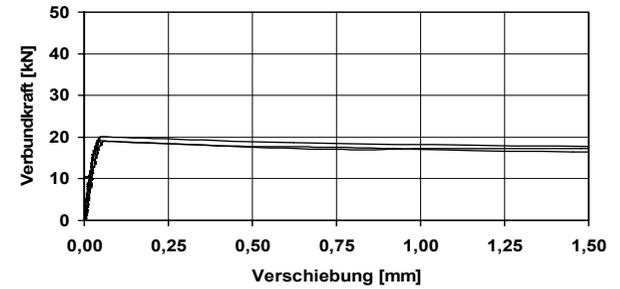
Bild A1.6: Serie 16, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Kombinationstyp; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (3 Tage: $f_{ck,cube} = 32,4 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

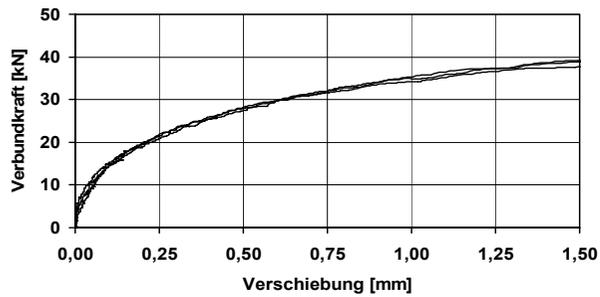


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

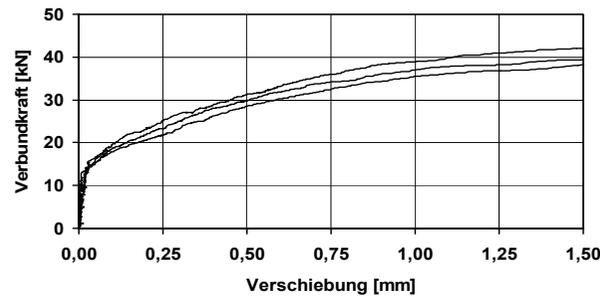


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

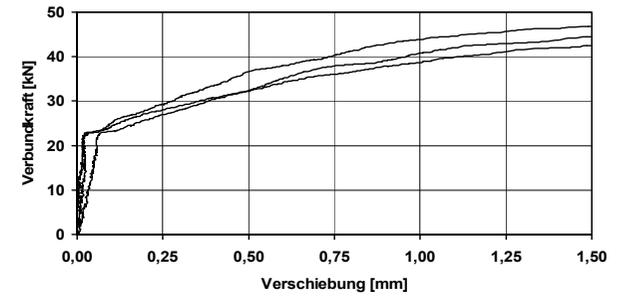
Bild A1.7: Serie 17, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Mehlkorntyp mit Flugasche; $c = 5,5 \cdot d_p$ (6 Tage: $f_{ck,cube} = 49,8 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

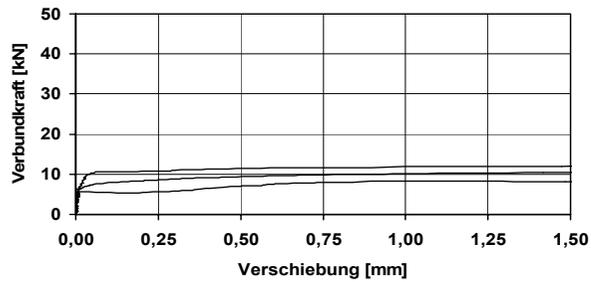


b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

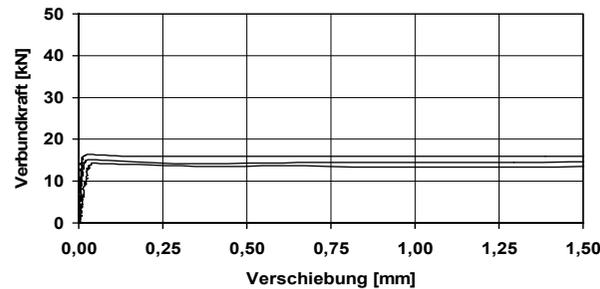


c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

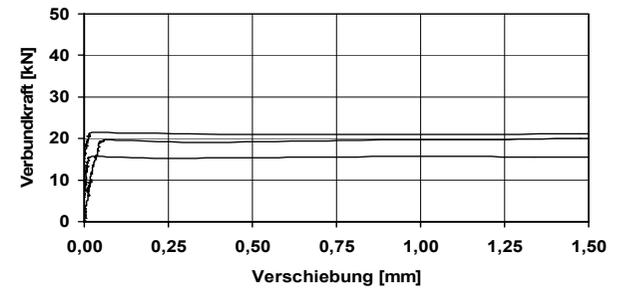
Bild A1.8: Serie 18, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung Mehlkorntyp mit Flugasche; $c = 5,75 \cdot d_p$ (6 Tage: $f_{ck,cube} = 51,0 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

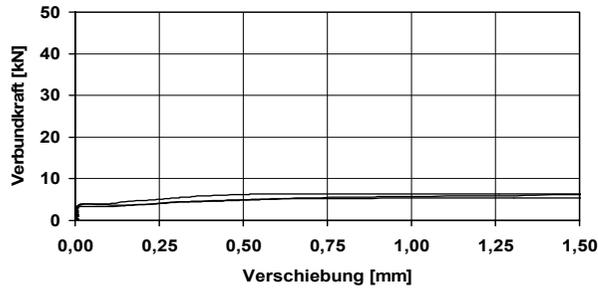


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

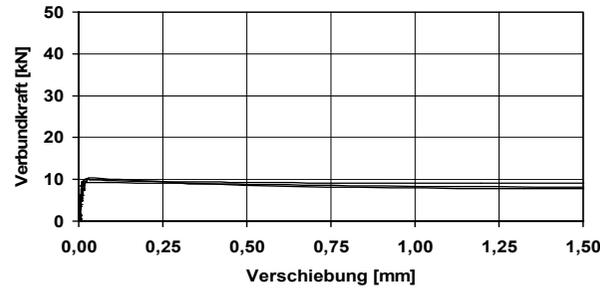


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

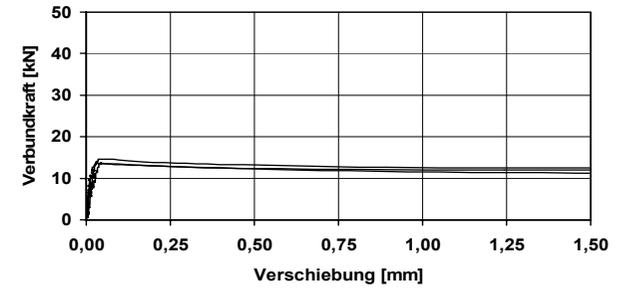
Bild A1.9: Serie 19, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Mehlkorntyp mit Flugasche; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (6 Tage: $f_{ck,cube} = 50,4 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

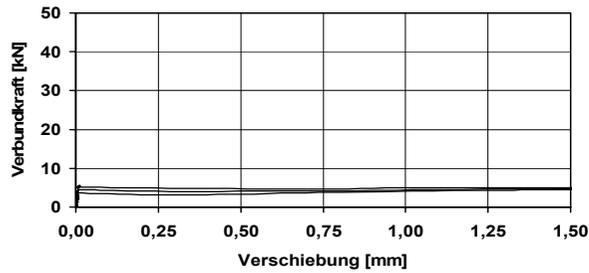


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

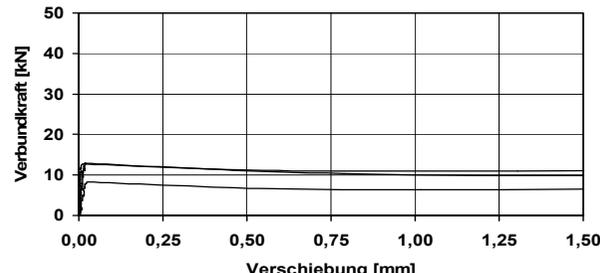


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

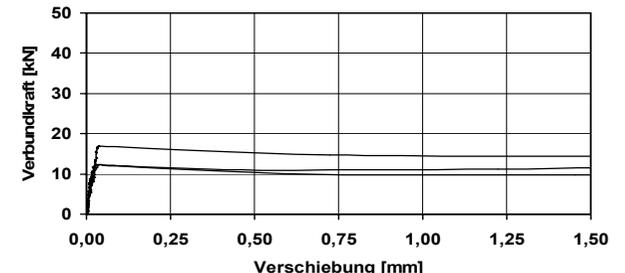
Bild A1.10: Serie 20, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl; $c = 5,5 \cdot d_p$ (1 Tag: $f_{ck,cube} = 22,7 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

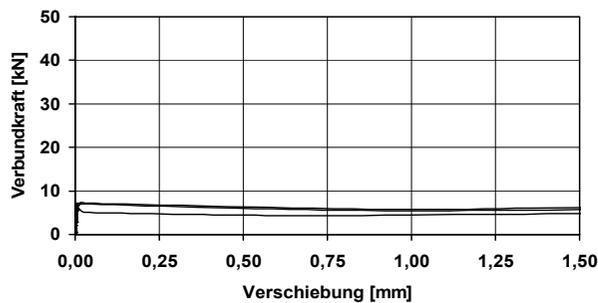


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

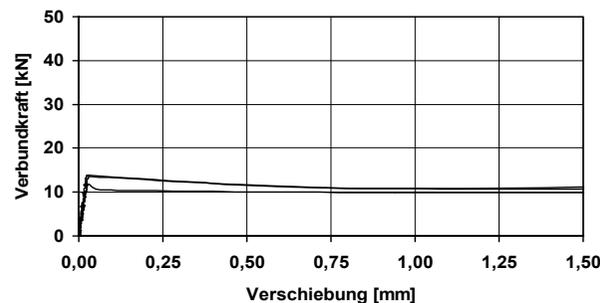


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

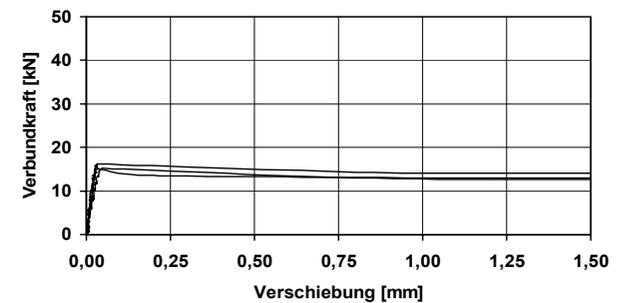
Bild A1.11: Serie 21, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Kombinationstyp; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (6 Tage: $f_{ck,cube} = 38,8 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

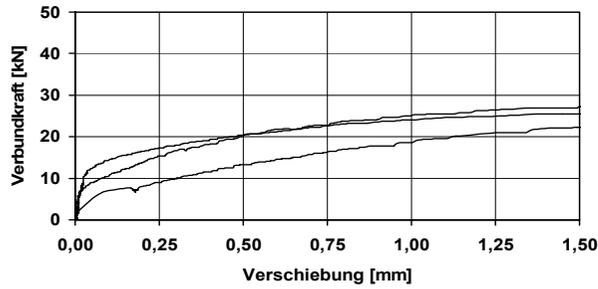


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

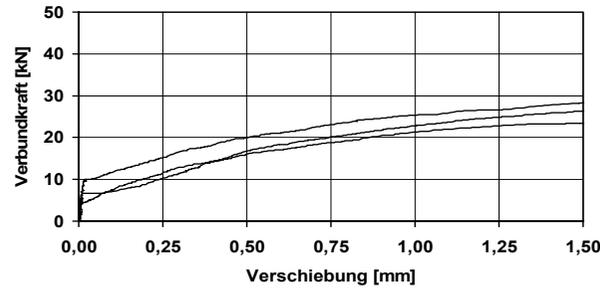


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

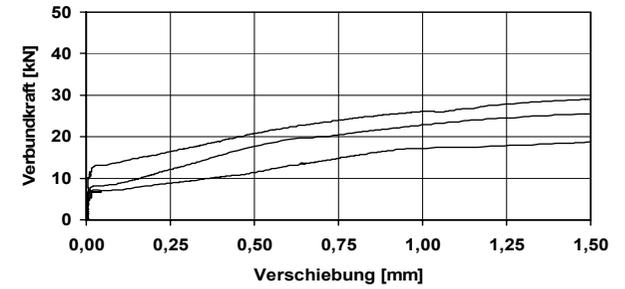
Bild A1.12: Serie 22, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Kombinationstyp; $c = 5,5 \cdot d_p$ (6 Tage: $f_{ck,cube} = 39,6 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

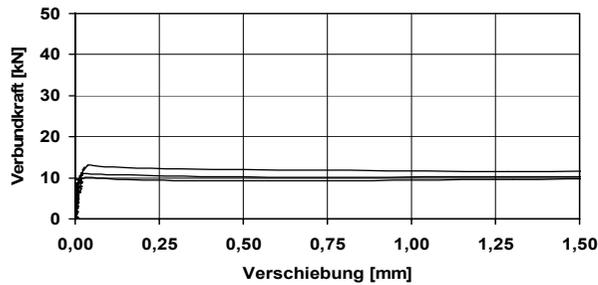


b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

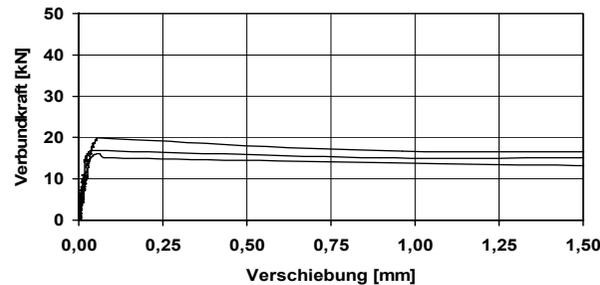


c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

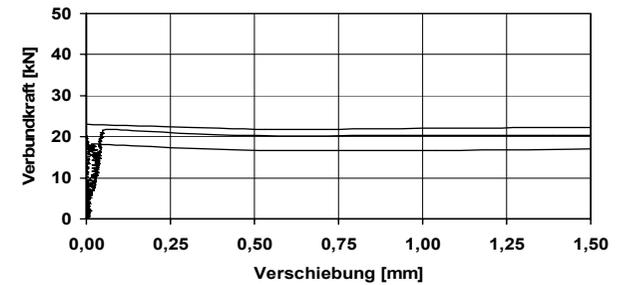
Bild A1.13: Serie 23, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Kombinationstyp; $c = 5,75 \cdot d_p$ (6 Tage: $f_{ck,cube} = 37,7 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

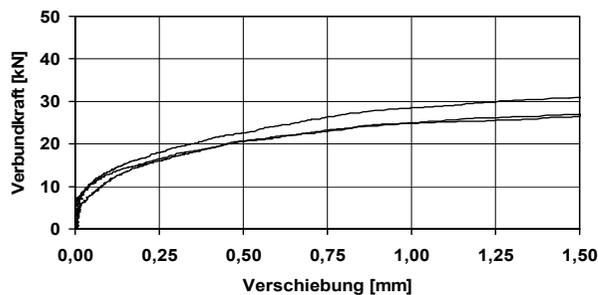


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

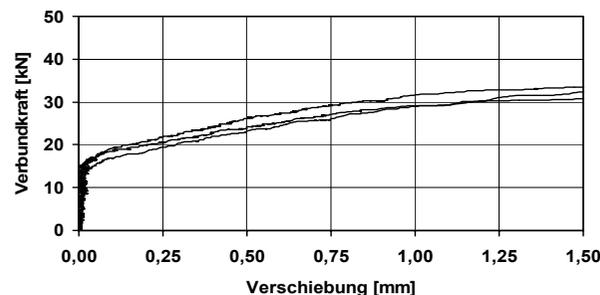


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

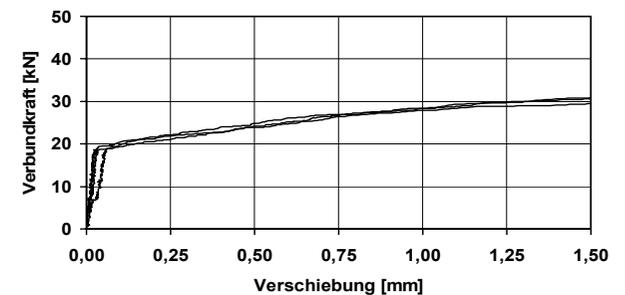
Bild A1.14: Serie 24, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (6 Tage: $f_{ck,cube} = 39,1 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

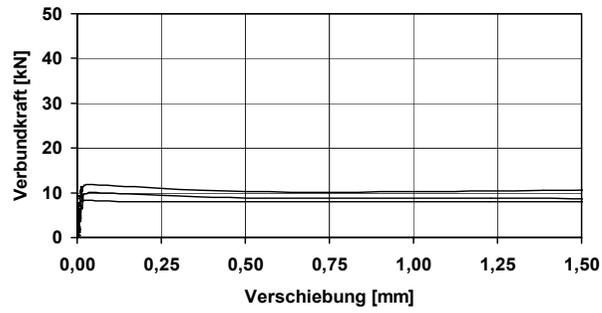


b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

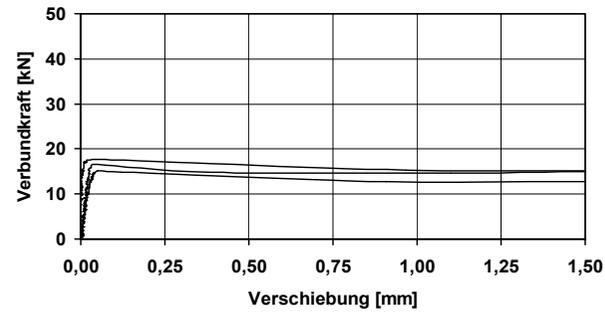


c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

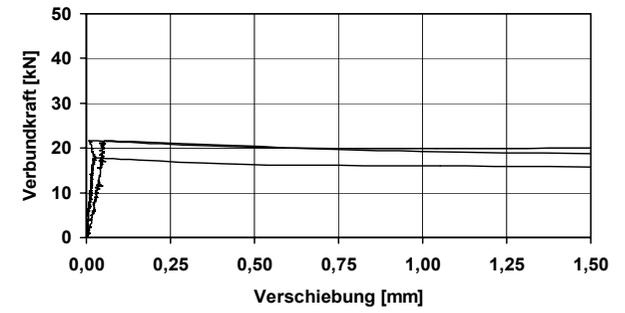
Bild A1.15: Serie 25, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl; $c = 5,75 d_p$ (6 Tage: $f_{ck,cube} = 37,5 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft



b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN



c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.16: Serie 26, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl; $c = 5,5 d_p$ (6 Tage: $f_{ck,cube} = 38,7 \text{ N/mm}^2$)

A2) Zusammenstellung der Verbundspannungen bei unterschiedlichem Schlupf s

Ver- suchs- serie	Beton- sorte	Ablass- grad der Vor- spann- kraft	Würfel- festig- keit $f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,01$ mm				Schlupf $s = 0,02$ mm			
				$F_{0,01}$	$\tau_{0,01}$	$\tau_{0,01} / f_{ck,cube}$	$\tau_{0,01} / \sqrt{f_{ck,cube}}$	$F_{0,02}$	$\tau_{0,02}$	$\tau_{0,02} / f_{ck,cube}$	$\tau_{0,02} / \sqrt{f_{ck,cube}}$
11 (Litze)	Kombina- tionstyp	0%	25,8	1,45	0,62	0,02	0,12	1,70	0,73	0,03	0,14
		50%		5,52	2,37	0,09	0,47	6,56	2,82	0,11	0,55
		100%		8,62	3,70	0,14	0,73	9,32	4,00	0,16	0,79
12 (Litze)	Flug- asche	0%	49,2	1,58	0,68	0,01	0,10	2,12	0,91	0,02	0,13
		50%		4,56	1,96	0,04	0,28	7,11	3,06	0,06	0,44
		100%		4,85	2,08	0,04	0,30	7,30	3,14	0,06	0,45
13 (Litze)	Kalk- steinmehl	0%	30,8	3,16	1,36	0,04	0,24	4,24	1,82	0,06	0,33
		50%		5,90	2,54	0,08	0,46	10,53	4,53	0,15	0,82
		100%		8,45	3,63	0,12	0,65	11,54	4,96	0,16	0,89
14 (Litze)	Kombina- tionstyp	0%	7,3	0,91	0,39	0,05	0,14	0,95	0,41	0,06	0,15
		50%		2,97	1,28	0,17	0,47	3,15	1,36	0,19	0,50
		100%		5,01	2,15	0,30	0,80	5,24	2,25	0,31	0,83
15 (Draht)	Kombina- tionstyp	0%	30,8	3,16	1,75	0,06	0,31	4,53	2,50	0,08	0,45
		50%		5,09	2,81	0,09	0,51	6,90	3,81	0,12	0,69
		100%		5,52	3,05	0,10	0,55	8,79	4,86	0,16	0,88
17 (Litze)	Flug- asche	0%	49,8	4,57	1,96	0,04	0,28	7,00	3,01	0,06	0,43
		50%		9,74	4,19	0,08	0,59	12,54	5,39	0,11	0,76
		100%		6,36	2,73	0,05	0,39	10,75	4,62	0,09	0,65
18 (Draht)	Flug- asche	0%	51,0	4,26	2,35	0,05	0,33	6,18	3,42	0,07	0,48
		50%		8,98	4,96	0,10	0,70	12,33	6,81	0,13	0,95
		100%		7,06	3,90	0,08	0,55	13,17	7,28	0,14	1,02
20 (Litze)	Kalk- steinmehl	0%	22,7	3,46	1,49	0,07	0,31	3,72	1,60	0,07	0,34
		50%		6,78	2,92	0,13	0,61	9,42	4,05	0,18	0,85
		100%		7,21	3,10	0,14	0,65	10,04	4,31	0,19	0,91
22 (Litze)	Kombina- tionstyp	0%	39,6	6,54	2,81	0,07	0,45	6,52	2,80	0,07	0,45
		50%		5,58	2,40	0,06	0,38	10,55	4,53	0,11	0,72
		100%		5,82	2,50	0,06	0,40	10,13	4,35	0,11	0,69
23 (Draht)	Kombina- tionstyp	0%	37,7	4,31	2,38	0,06	0,39	7,42	4,10	0,11	0,67
		50%		5,90	3,26	0,09	0,53	6,97	3,85	0,10	0,63
		100%		7,28	4,02	0,11	0,66	9,21	5,09	0,14	0,83
25 (Draht)	Kalk- steinmehl	0%	37,5	5,38	2,97	0,08	0,49	7,45	4,12	0,11	0,67
		50%		9,67	5,34	0,14	0,87	14,31	7,91	0,21	1,29
		100%		5,82	3,22	0,09	0,53	9,07	5,01	0,13	0,82
26 (Litze)	Kalk- steinmehl	0%	38,7	6,88	2,96	0,08	0,48	9,84	4,23	0,11	0,68
		50%		9,74	4,19	0,11	0,67	13,53	5,82	0,15	0,93
		100%		6,71	2,89	0,07	0,46	13,11	5,63	0,15	0,91

Tabelle A2.1: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,01$ mm und $s = 0,02$ mm bei einem Ablassen der Vorpannkraft vor Versuchsbeginn von 0%, 50% bzw. 100%

Ver- suchs- serie	Beton- sorte	Ablass- grad der Vor- spann- kraft	Würfelfestigkeit $f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,05$ mm				Schlupf $s = 0,1$ mm			
				$F_{0,05}$	$\tau_{0,05}$	$\tau_{0,05} / f_{ck,cube}$	$\tau_{0,05} / \sqrt{f_{ck,cube}}$	$F_{0,1}$	$\tau_{0,1}$	$\tau_{0,1} / f_{ck,cube}$	$\tau_{0,1} / \sqrt{f_{ck,cube}}$
11 (Litze)	Kombi- nationstyp	0%	25,8	2,12	0,91	0,04	0,18	2,42	1,04	0,04	0,20
		50%		7,03	3,02	0,12	0,60	7,06	3,03	0,12	0,60
		100%		10,00	4,30	0,17	0,85	9,33	4,01	0,16	0,79
12 (Litze)	Flug- asche	0%	49,2	2,89	1,24	0,03	0,18	3,54	1,52	0,03	0,22
		50%		7,52	3,23	0,07	0,46	7,83	3,37	0,07	0,48
		100%		15,82	6,80	0,14	0,97	15,67	6,73	0,14	0,96
13 (Litze)	Kalk- steinmehl	0%	30,8	4,76	2,04	0,07	0,37	4,82	2,07	0,07	0,37
		50%		11,16	4,79	0,16	0,86	10,50	4,51	0,15	0,81
		100%		15,62	6,71	0,22	1,21	15,03	6,46	0,21	1,16
14 (Litze)	Kombi- nationstyp	0%	7,3	0,95	0,41	0,06	0,15	0,95	0,41	0,06	0,15
		50%		3,02	1,30	0,18	0,48	2,90	1,25	0,17	0,46
		100%		4,97	2,13	0,29	0,79	4,50	1,93	0,26	0,72
15 (Draht)	Kombi- nationstyp	0%	30,8	5,26	2,91	0,09	0,52	6,62	3,66	0,12	0,66
		50%		7,19	3,97	0,13	0,72	8,28	4,58	0,15	0,82
		100%		9,76	5,39	0,18	0,97	10,11	5,59	0,18	1,01
17 (Litze)	Flug- asche	0%	49,8	6,75	2,90	0,06	0,41	6,67	2,87	0,06	0,41
		50%		12,56	5,40	0,11	0,76	12,23	5,26	0,11	0,75
		100%		19,14	8,23	0,17	1,17	19,36	8,32	0,17	1,18
18 (Draht)	Flug- asche	0%	51,0	10,53	5,82	0,11	0,81	14,64	8,09	0,16	1,13
		50%		15,93	8,80	0,17	1,23	18,68	10,32	0,20	1,45
		100%		20,34	11,24	0,22	1,57	24,11	13,32	0,26	1,87
20 (Litze)	Kalk- steinmehl	0%	22,7	3,77	1,62	0,07	0,34	3,75	1,61	0,07	0,34
		50%		9,84	4,23	0,19	0,89	9,50	4,08	0,18	0,86
		100%		13,83	5,95	0,26	1,25	13,51	5,80	0,26	1,22
22 (Litze)	Kombi- nationstyp	0%	39,6	6,43	2,76	0,07	0,44	6,10	2,62	0,07	0,42
		50%		13,12	5,64	0,14	0,90	12,32	5,29	0,13	0,84
		100%		15,58	6,70	0,17	1,06	15,00	6,45	0,16	1,02
23 (Draht)	Kombi- nationstyp	0%	37,7	9,16	5,06	0,13	0,82	10,70	5,91	0,16	0,96
		50%		7,48	4,13	0,11	0,67	8,71	4,81	0,13	0,78
		100%		9,48	5,24	0,14	0,85	9,98	5,52	0,15	0,90
25 (Draht)	Kalk- steinmehl	0%	37,5	9,83	5,43	0,14	0,89	12,49	6,90	0,18	1,13
		50%		16,27	8,99	0,24	1,47	18,20	10,06	0,27	1,64
		100%		18,00	9,95	0,27	1,62	19,77	10,93	0,29	1,78
26 (Litze)	Kalk- steinmehl	0%	38,7	10,00	4,30	0,11	0,69	9,97	4,28	0,11	0,69
		50%		16,40	7,05	0,18	1,13	15,40	6,62	0,17	1,06
		100%		19,53	8,39	0,22	1,35	20,22	8,69	0,22	1,40

Tabelle A2.2: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,05$ mm und $s = 0,1$ mm bei einem Ablassen der Vorpannkraft vor Versuchsbeginn von 0%, 50% bzw. 100%

Versuchs- serie	Beton- sorte	Ablass- grad der Vor- spann- kraft	Wüfel- festig- keit $f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,2$ mm				Schlupf $s = 0,5$ mm			
				$F_{0,2}$	$\tau_{0,2}$	$\tau_{0,2} / f_{ck,cube}$	$\tau_{0,2} / \sqrt{f_{ck,cube}}$	$F_{0,5}$	$\tau_{0,5}$	$\tau_{0,5} / f_{ck,cube}$	$\tau_{0,5} / \sqrt{f_{ck,cube}}$
11 (Litze)	Kombina- tionstyp	0%	25,8	2,73	1,17	0,05	0,23	3,39	1,46	0,06	0,29
		50%		6,74	2,90	0,11	0,57	6,67	2,87	0,11	0,56
		100%		8,63	3,71	0,14	0,73	8,50	3,65	0,14	0,72
12 (Litze)	Flug- asche	0%	49,2	4,32	1,85	0,04	0,26	5,77	2,48	0,05	0,35
		50%		8,08	3,47	0,07	0,50	8,74	3,75	0,08	0,54
		100%		15,50	6,66	0,14	0,95	15,60	6,70	0,14	0,96
13 (Litze)	Kalk- steinmehl	0%	30,8	4,91	2,11	0,07	0,38	5,04	2,17	0,07	0,39
		50%		9,83	4,23	0,14	0,76	9,52	4,09	0,13	0,74
		100%		14,47	6,22	0,20	1,12	13,69	5,88	0,19	1,06
14 (Litze)	Kombina- tionstyp	0%	7,3	0,98	0,42	0,06	0,16	1,06	0,46	0,06	0,17
		50%		2,60	1,12	0,15	0,41	2,30	0,99	0,14	0,37
		100%		4,00	1,72	0,24	0,64	3,18	1,37	0,19	0,51
15 (Draht)	Kombina- tionstyp	0%	30,8	8,54	4,72	0,15	0,85	13,04	7,21	0,23	1,30
		50%		10,26	5,67	0,18	1,02	14,37	7,94	0,26	1,43
		100%		11,68	6,45	0,21	1,16	16,02	8,85	0,29	1,60
17 (Litze)	Flug- asche	0%	49,8	6,50	2,79	0,06	0,40	6,39	2,74	0,06	0,39
		50%		11,87	5,10	0,10	0,72	11,17	4,80	0,10	0,68
		100%		18,67	8,02	0,16	1,14	17,79	7,65	0,15	1,08
18 (Draht)	Flug- asche	0%	51,0	19,44	10,74	0,21	1,50	27,81	15,37	0,30	2,15
		50%		21,77	12,03	0,24	1,68	29,73	16,43	0,32	2,30
		100%		26,88	14,86	0,29	2,08	33,65	18,60	0,36	2,60
20 (Litze)	Kalk- steinmehl	0%	22,7	4,09	1,76	0,08	0,37	5,34	2,30	0,10	0,48
		50%		9,34	4,01	0,18	0,84	8,92	3,83	0,17	0,80
		100%		12,88	5,53	0,24	1,16	12,31	5,29	0,23	1,11
22 (Litze)	Kombina- tionstyp	0%	39,6	5,66	2,43	0,06	0,39	5,27	2,26	0,06	0,36
		50%		11,67	5,01	0,13	0,80	10,62	4,57	0,12	0,73
		100%		14,18	6,10	0,15	0,97	13,32	5,73	0,14	0,91
23 (Draht)	Kombina- tionstyp	0%	37,7	12,73	7,03	0,19	1,15	17,86	9,87	0,26	1,61
		50%		10,99	6,07	0,16	0,99	17,54	9,69	0,26	1,58
		100%		11,55	6,38	0,17	1,04	16,53	9,14	0,24	1,49
25 (Draht)	Kalk- steinmehl	0%	37,5	15,56	8,60	0,23	1,40	21,23	11,73	0,31	1,92
		50%		19,60	10,83	0,29	1,77	24,41	13,49	0,36	2,20
		100%		21,08	11,65	0,31	1,90	24,26	13,40	0,36	2,19
26 (Litze)	Kalk- steinmehl	0%	38,7	9,31	4,00	0,10	0,64	9,06	3,89	0,10	0,63
		50%		14,65	6,30	0,16	1,01	14,17	6,09	0,16	0,98
		100%		19,67	8,45	0,22	1,36	18,58	7,98	0,21	1,28

Tabelle A2.3: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,2$ mm und $s = 0,5$ mm bei einem Ablassen der Vorpannkraft vor Versuchsbeginn von 0%, 50% bzw. 100%

ANHANG B: ERGEBNISSE DER SPANNKRAFTEINLEITUNGSVERSUCHE

- B0) Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse
- B1) Versuchsprogramm und Rissbilder
- B2) Verschiebungsverhalten der Spannstähle
- B3) Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung
- B4) Zeitabhängige Betondehnungen

B0) Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse

Serie	Betonart	Festigkeiten zum Versuchszeitpunkt (3d)				Frischbetoneigenschaften		Güte
		Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Biegezug- festigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Setzfließ- maß <i>s_m</i> [mm]	Setzfließ- zeit <i>t₅₀₀</i> [s]	Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]
SK SVB 7	Kombinationstyp	40,1	3,14	-	32700	71	3,1	61,1
SK SVB 8	Kombinationstyp	36,1	2,55	5,04	29100	72	3,9	63,1
SK SVB 9	Kombinationstyp	36,2	2,61	4,73	28800	72	2,1	57,1
SK SVB 10	Kombinationstyp	36,4	2,53	4,82	28700	71	3,0	60,5
SK SVB 11	Kombinationstyp	36,9	2,79	5,39	29500	74	3,8	59,1

Tabelle B0.1: Ergebnisse der Fest- und Frischbetonprüfungen des Beton

Durch- messer <i>d_p</i> [mm]	Quer- schnitt <i>A_p</i> [mm ²]	Streck- grenze <i>f_{p0,1k}</i> [N/mm ²]	Zugfestig- keit <i>f_{pk}</i> [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze <i>f_{pk}/f_{p0,1k}</i> [-]	E-Modul <i>E_p</i> [N/mm ²]
12,5	93,6	1574	1868	1,187	194000

Tabelle B0.2: Materialkennwerte der Spannstahlitzen 0,5“

Versuchs- körper	Zeitpunkt <i>t_i</i> nach der Spannkraft- einleitung [d]	nach Spannkrafteinleitung		Zeitpunkt <i>t_i</i>	
		Verschiebung Δs [mm]	Übertragungs- länge <i>l_{bp}</i> [cm]	Verschiebung ^{*)} $\Delta s (t)$ [mm]	Übertragungslänge <i>l_{bp} (t_i)</i> [cm]
SK SVB 7	-	1,64	-	1,63	-
SK SVB 8	38	1,67	53,2	1,66	48,1
SK SVB 9	56	1,68	52,9	1,68	48,2
SK SVB 10	32	1,63	49,9	1,66	50,1
SK SVB 11	24	1,76	56,5	1,75	54,1

^{*)} Messung bereits 24h bzw 3d nach der Spannkrafteinleitung abgebrochen

Tabelle B0.3: Zusammenstellung der Verschiebung Δs sowie der Übertragungslängen *l_{bp}*

B1) Versuchsprogramm und Rissbilder

SK SVB 7 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfmalter: 3d $f_{ck,cube} = 40,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 3,14 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 109,4 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 125kN≈0,97 P	aktiv		SK SVB 8 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfmalter: 3d $f_{ck,cube} = 36,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,55 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,9 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv	
	passiv			passiv	
SK SVB 9 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfmalter: 3d $f_{ck,cube} = 36,2 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,61 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 246,9 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK SVB 10 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfmalter: 3d $f_{ck,cube} = 36,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,53 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 208,3 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv	
	passiv			passiv	
SK SVB 11 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfmalter: 3d $f_{ck,cube} = 36,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,79 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 197,8 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv				
	passiv				

Bild B1.1: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche

B2) Verschiebungsverhalten der Spannstähle

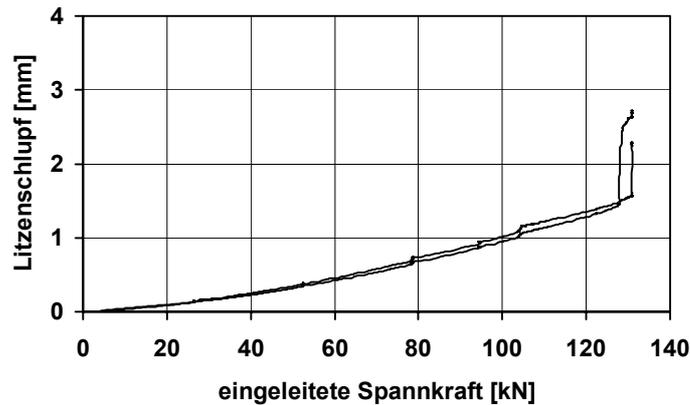


Bild B2.1: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SVB 7 aus Kombinationstyp, (3d: $f_{ck,cube} = 40,1 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 2,0 \cdot d_p$

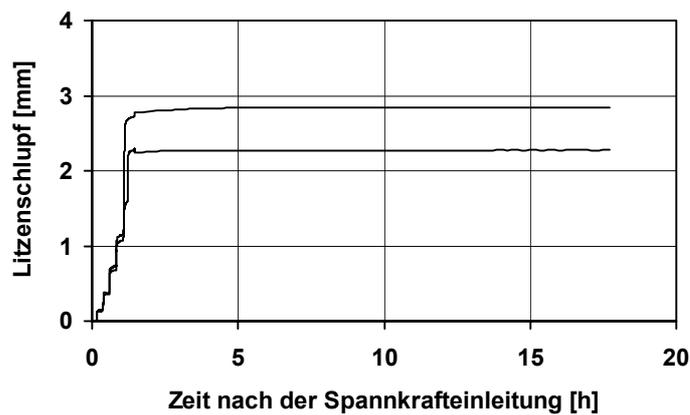


Bild B2.2: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SVB 7 bis 18 Stunden nach der Spannkrafteinleitung

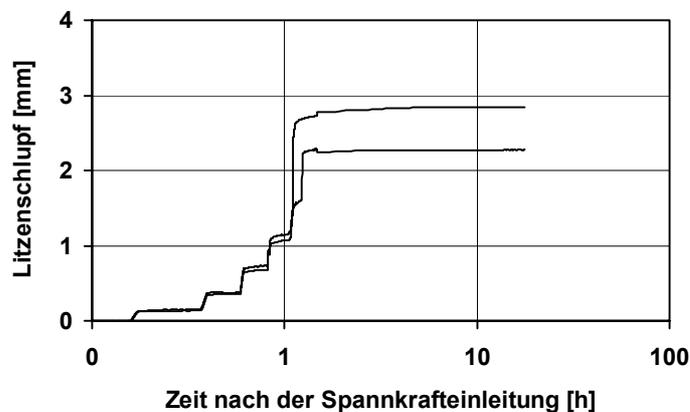


Bild B2.3: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SVB 7 bis 18 Stunden nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

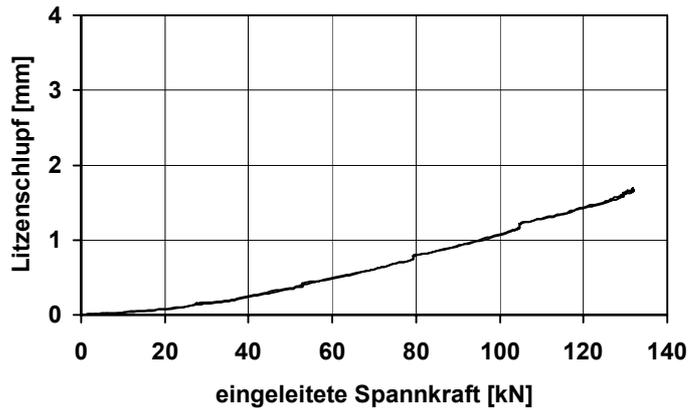


Bild B2.4: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SVB 8 aus Kombinationstyp, (3d: $f_{ck,cube} = 36,1 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 2,5 \cdot d_p$

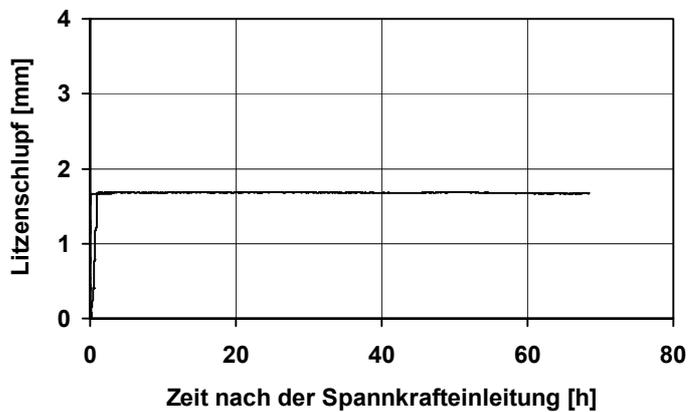


Bild B2.5: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SVB 8 bis 69 Stunden nach der Spannkrafteinleitung

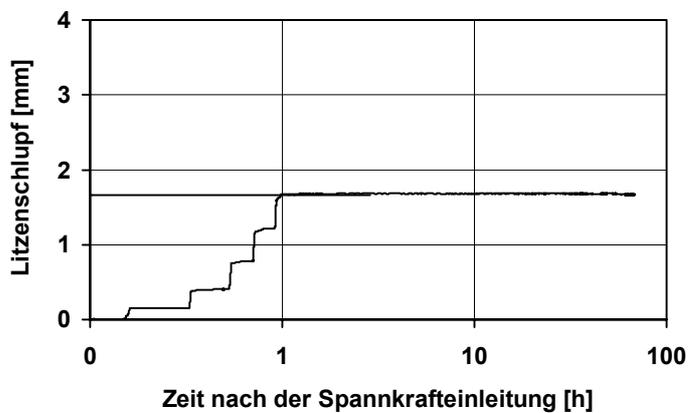


Bild B2.6: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SVB 8 bis 69 Stunden nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

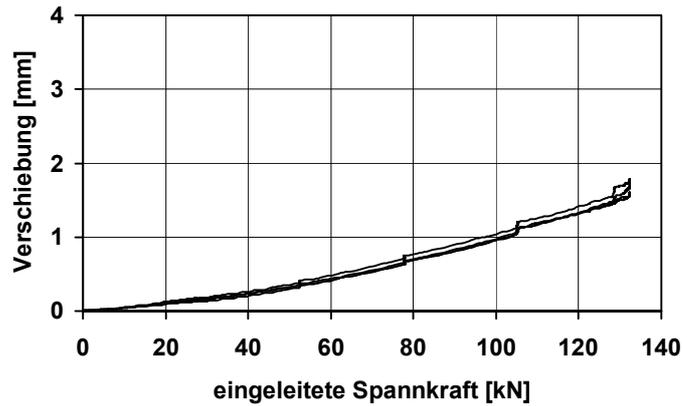


Bild B2.7: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SVB 9 aus Kombinationstyp, (3d: $f_{ck,cube} = 36,2 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$

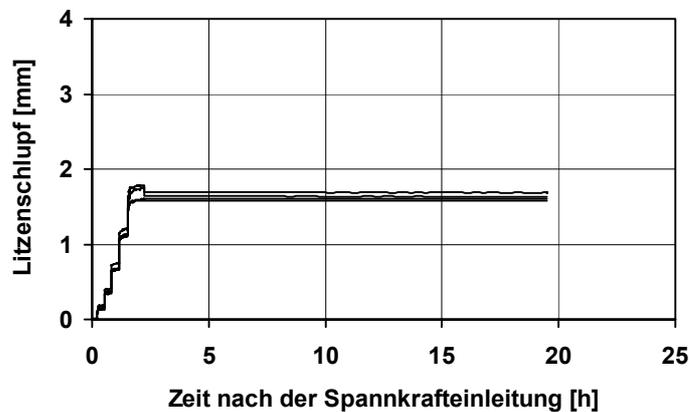


Bild B2.8: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SVB 9 bis 19 Stunden nach der Spannkrafteinleitung

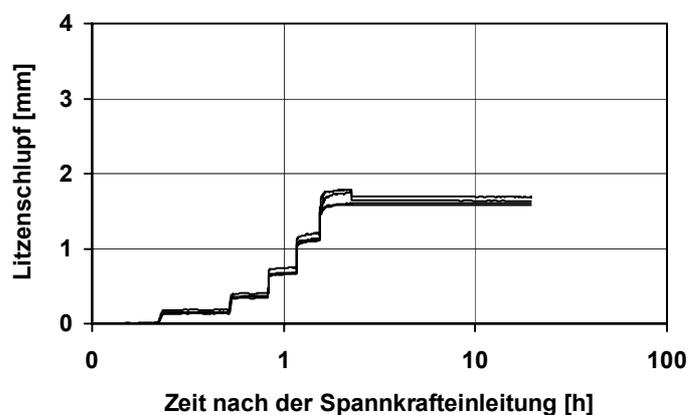


Bild B2.9: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SVB 9 bis 19 Stunden nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

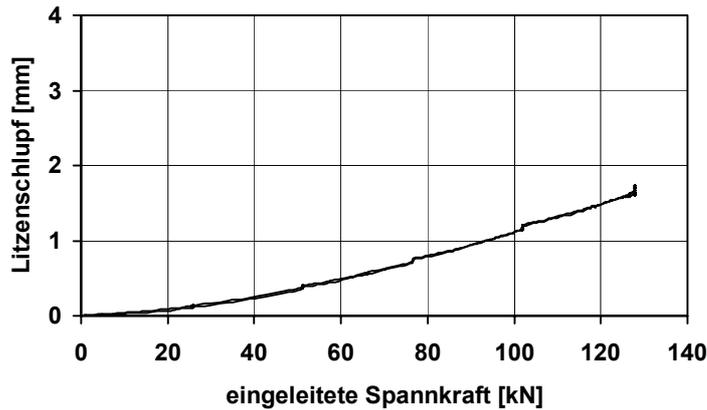


Bild B2.10: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SVB 10 aus Kombinationstyp, (3d: $f_{ck,cube} = 36,4 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 2,5 \cdot d_p$

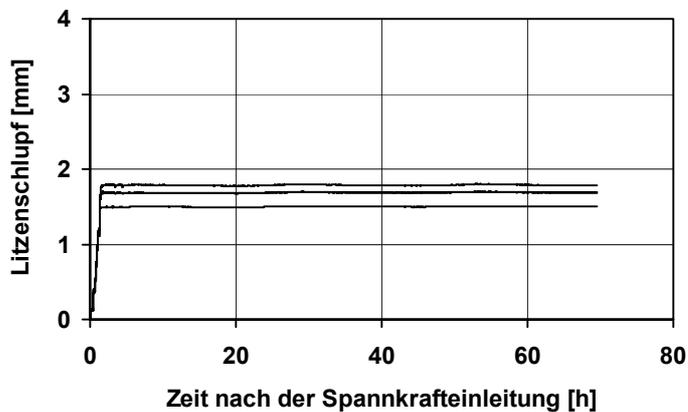


Bild B2.11: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SVB 10 bis 70 Stundennach der Spannkrafteinleitung

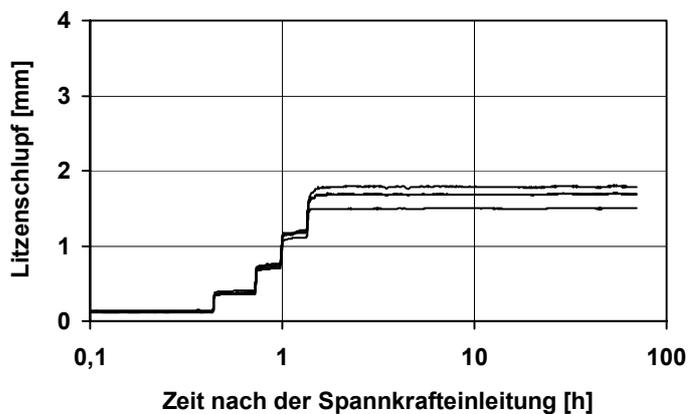


Bild B2.12: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SVB 10 bis 70 Stunden nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

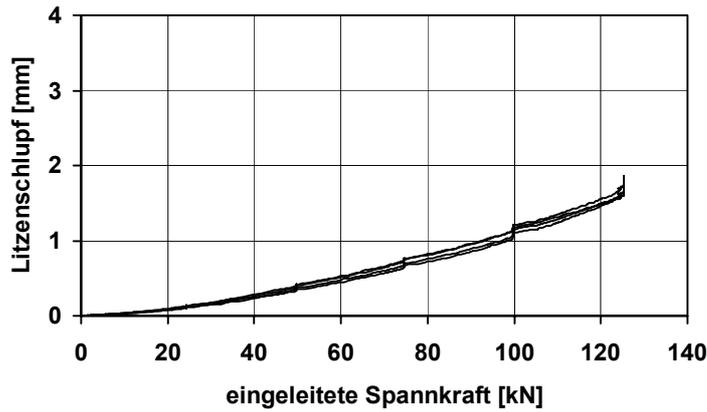


Bild B2.13: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SVB 11 aus Kombinationstyp, (3d: $f_{ck,cube} = 36,9 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 2,5 \cdot d_p$

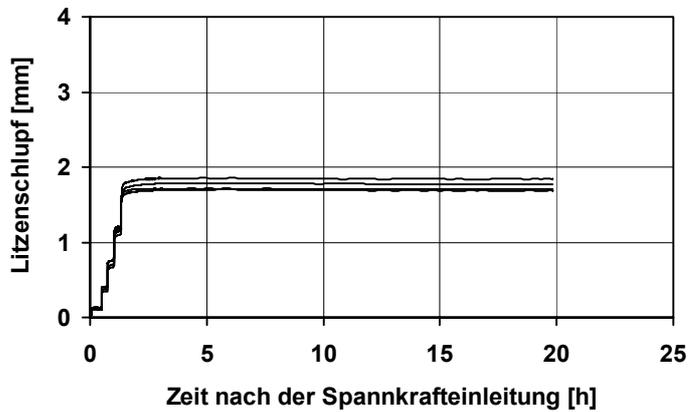


Bild B2.14: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SVB 11 bis 20 Stunden nach der Spannkrafteinleitung

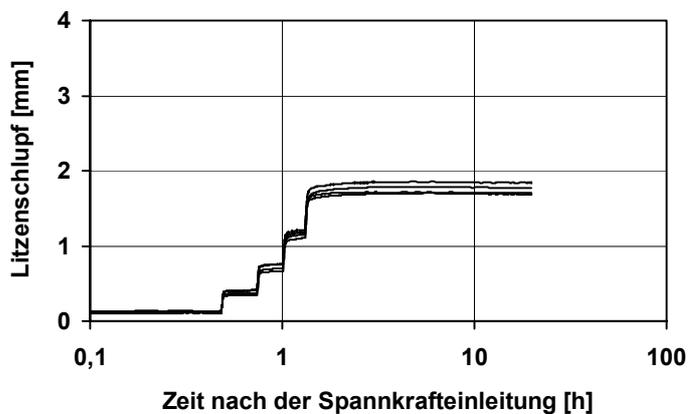


Bild B2.15: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SVB 11 bis 20 Stunden nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

B3) Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung

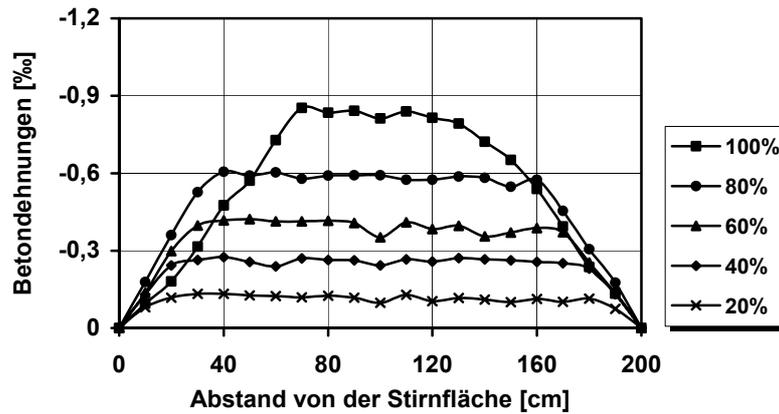


Bild B3.1: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SVB 7 aus Kombinationstyp für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 8,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 2,0 \cdot d_p$)

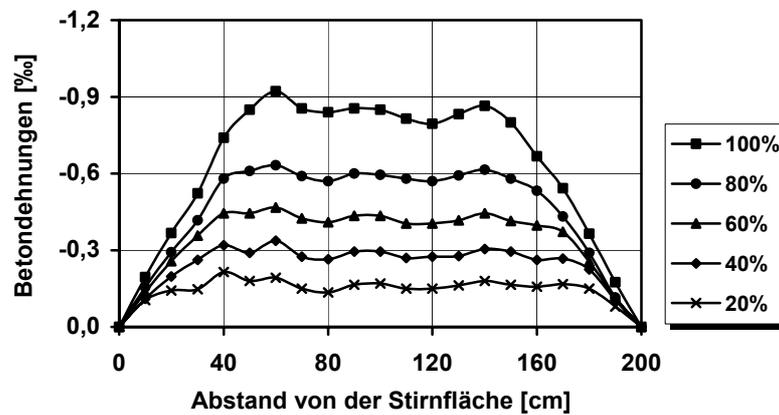


Bild B3.2: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SVB 8 aus Kombinationstyp für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 6,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 2,5 \cdot d_p$)

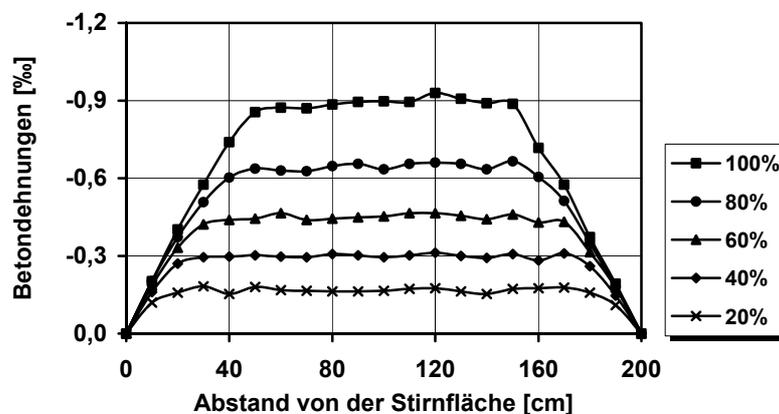


Bild B3.3: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SVB 9 aus Kombinationstyp für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$)

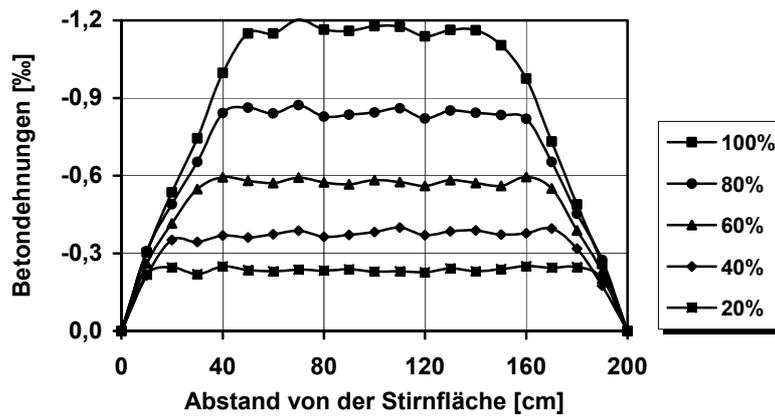


Bild B3.4: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SVB 10 aus Kombinationstyp für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 2,5 \cdot d_p$)

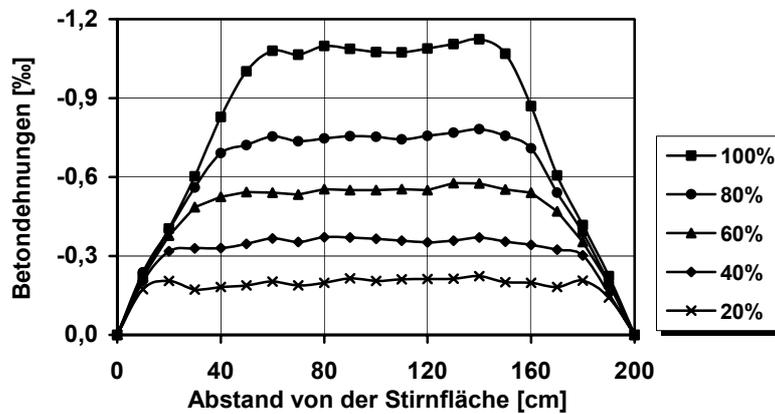


Bild B3.5: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SVB 11 aus Kombinationstyp für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 2,5 \cdot d_p$)

B4) Zeitabhängige Betondehnungen

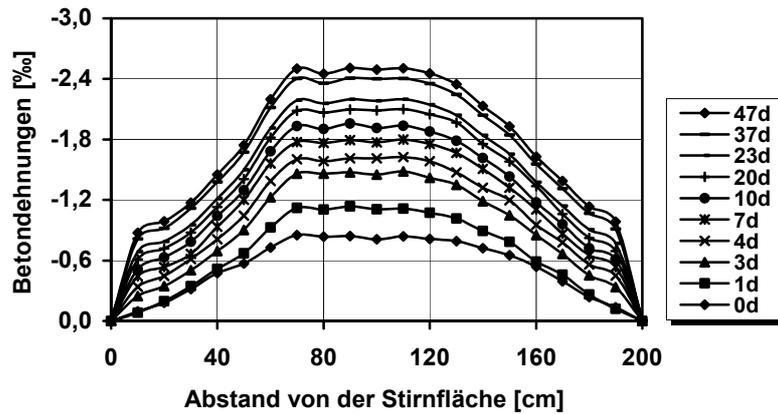


Bild B4.1: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SVB 7 aus Kombinationstyp nach der Spannkrafteinleitung

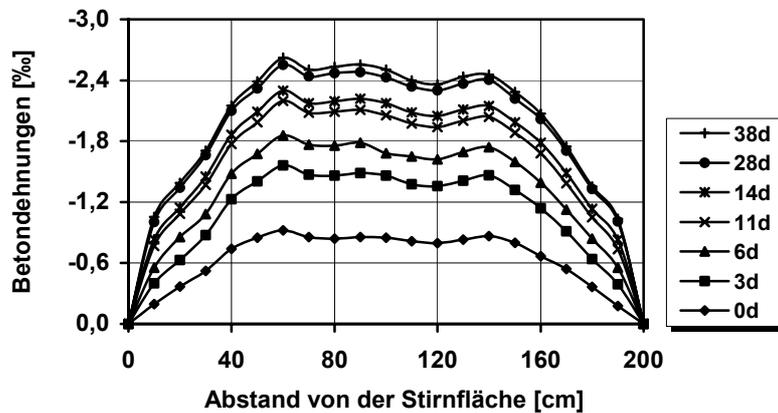


Bild B4.2: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SVB 8 aus Kombinationstyp nach der Spannkrafteinleitung

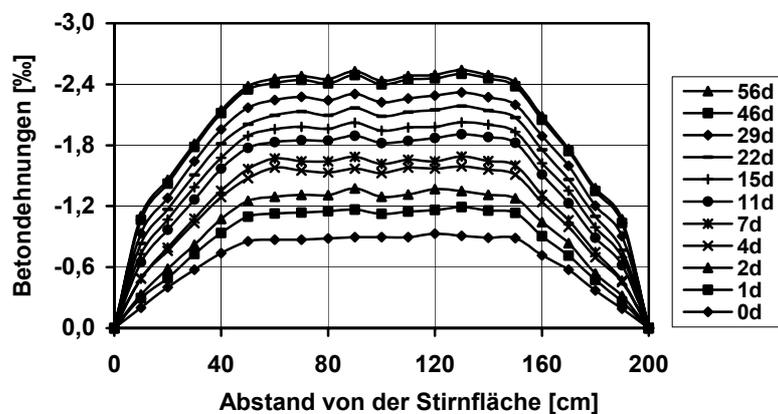


Bild B4.3: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SVB 9 aus Kombinationstyp nach der Spannkrafteinleitung

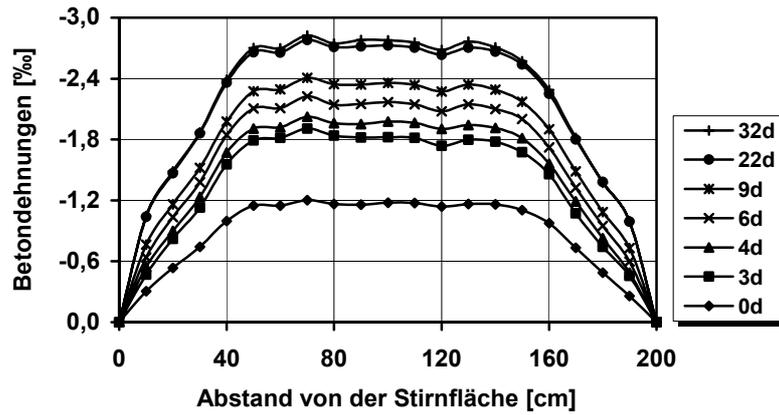


Bild B4.4: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SVB 10 aus Kombinationstyp nach der Spannkrafteinleitung

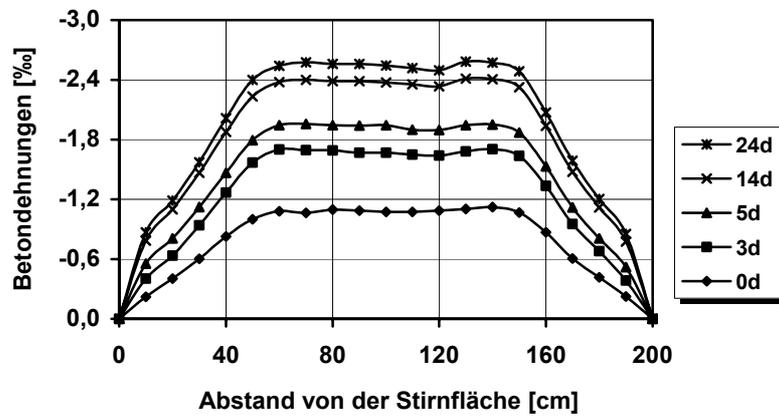


Bild B4.5: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SVB 11 aus Kombinationstyp nach der Spannkrafteinleitung

ANHANG C: ERGEBNISSE DER BALKENVERSUCHE

- C0) Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse
- C1) Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei der Spannkrafteinleitung
- C2) Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung
- C3) Zeitabhängige Betondehnungen
- C4) Verschiebungsverhalten der Spannstähle beim Balkenversuch
- C5) Momenten-Durchbiegungslinie der Balkenversuche
- C6) Rissbilder beim Balkenversuch

C0) Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse

Balken	Spannbewehrung	Bezogene Beton- deckung c/d_p	Bezo- gener lichter Abstand s/d_p	Steg- breite b_0 [mm]	Betonsorte [-]	Betonalter bei der Spannkraft- einleitung [d]	Betonalter beim Versuch [d]
B SVB 1	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	Mehlkorn	2	43
B SVB 2	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	Kombination	2	41
B SVB 3	4 Spanndrähte \varnothing 12	3,5	2,5	222	Mehlkorn	6	28
B SVB 4	4 Spanndrähte \varnothing 12	3,5	2,5	222	Kombination	6	41

Tabelle C0.1: Versuchsprogramm der Balkenversuche

Balken		Betonsorte	Experimentelle Grenzmomente [kNm]	Rechnerische Bruchmomente [kNm]	Abweichung [%]	Versagensart
B SVB 1	4 Litzen 0,5"	M-Typ	203	198	+2,5	Verankerungs- versagen
B SVB 2		K-Typ	224	208	+7,1	Verankerungs- versagen
B SVB 3	4 Spann- drähte \varnothing 12	M-Typ	221	207	+6,3	Verankerungs- versagen
B SVB 4		K-Typ	224	222	+0,9	Verankerungs- versagen

Tabelle C0.2: Experimentelle Grenzmomente und rechnerische Bruchmomente

Serie	Betonart	Festigkeiten beim Vorspannen		Festigkeiten zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung		Frischbetoneigenschaften		Güte
		Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Zylinder- druck- festigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Setzfließ- maß s_m [cm]	Setzfließ- zeit t_{500} [s]	Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]
B SVB 1	Mehlkornart	25,0	2,13	37,3	25700	75	2,1	42,6
						73	2,5	
						74	2,4	
B SVB 2	Kombinationstyp	27,2	2,10	53,2	33700	75	1,8	58,8
						77	2,6	
						72	1,4	
B SVB 3	Mehlkornart	38,1	2,83	40,2	28900	76	3,7	34,8
						78	3,8	
						71	4,5	
B SVB 4	Kombinationstyp	47,4	2,84	56,0	35000	69	4,8	63,1
						76	3,8	
						73	4,2	

Tabelle C0.3: Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen des Beton

Durch- messer d_p [mm]	Quer- schnitt A_p [mm ²]	Streck- grenze $f_{p0,1k}$ [N/mm ²]	Zugfestig- keit f_{pk} [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze $f_{pk}/f_{p0,1k}$ [-]	E-Modul E_p [N/mm ²]
12,5	93,6	1574	1868	1,187	194000

Tabelle C0.4: Materialkennwerte der Spannstahllitzen 0,5“

Durch- messer d_p [mm]	Quer- schnitt A_p [mm ²]	Streck- grenze $f_{p0,1k}$ [N/mm ²]	Zugfestig- keit f_{pk} [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze $f_{pk}/f_{p0,1k}$ [-]	E-Modul E_p [N/mm ²]
11,9	113,1	1256	1617	1,287	202700

Tabelle C0.5: Materialkennwerte des Spanndrahts \varnothing 12 mm

C1) Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei der Spannkrafteinleitung

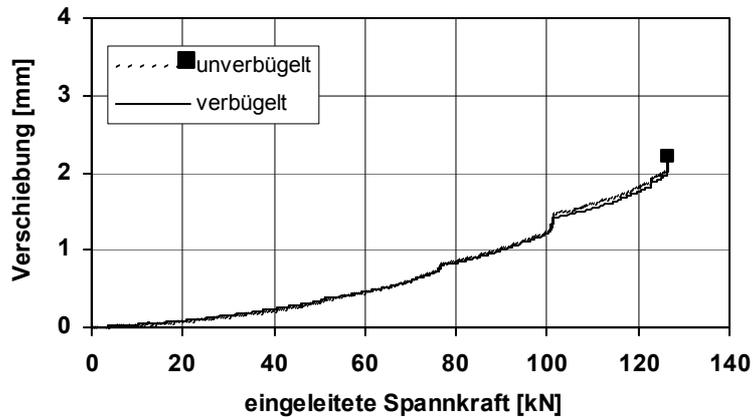


Bild C1.1: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B SVB 1 aus Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl ($2 d$: $f_{cm} = 28,5 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$

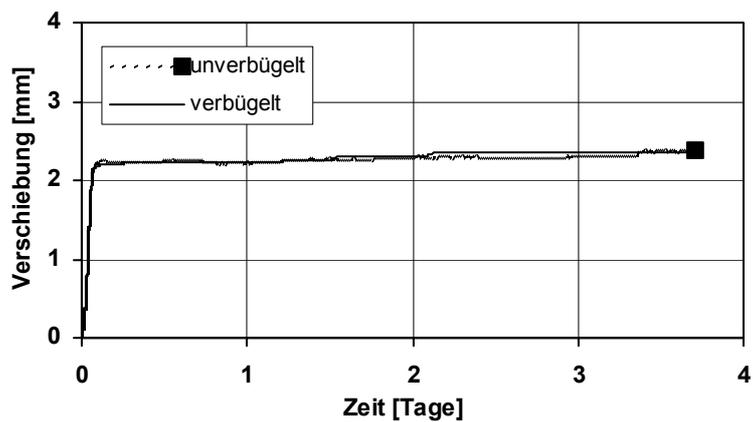


Bild C1.2: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B SVB 1 bis 4 Tage nach der Spannkrafteinleitung

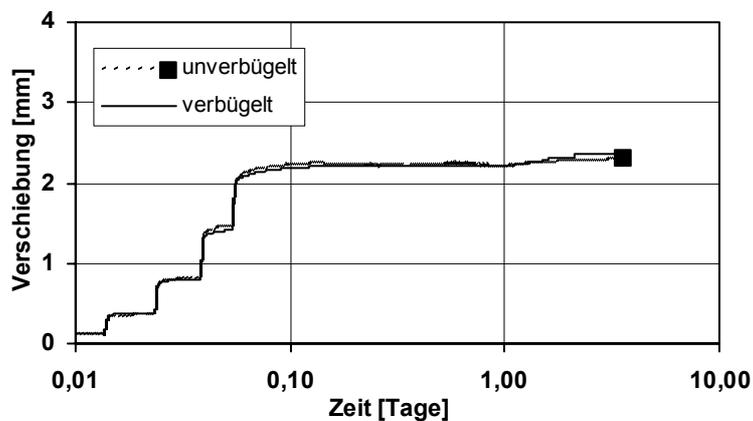


Bild C1.3: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B SVB 1 bis 4 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

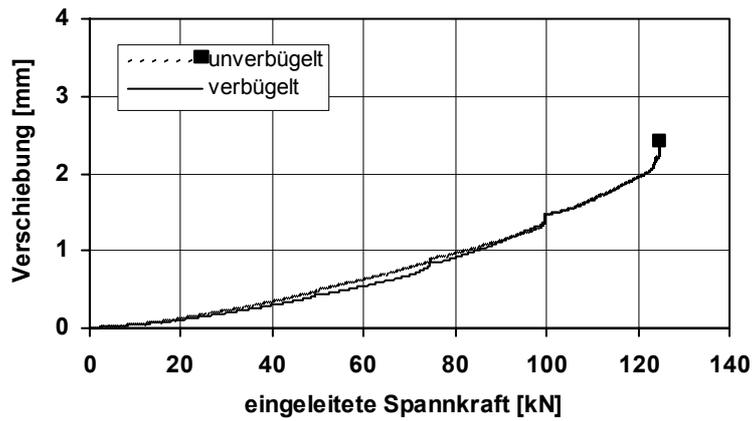


Bild C1.4: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B SVB 2 aus Kombinationstyp ($2 d: f_{cm} = 27,2 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$

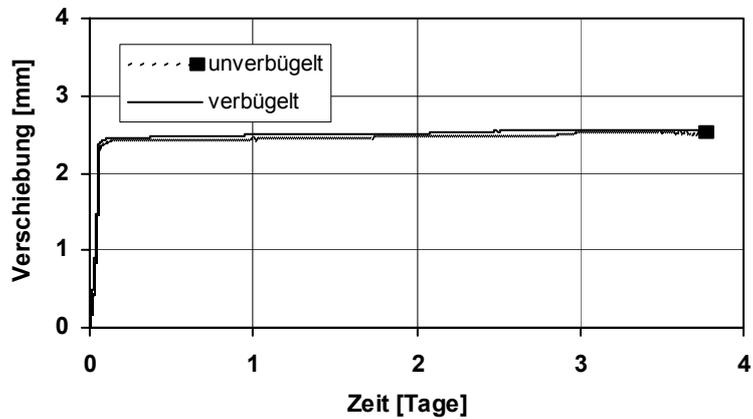


Bild C1.5: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B SVB 2 bis 4 Tage nach der Spannkrafteinleitung

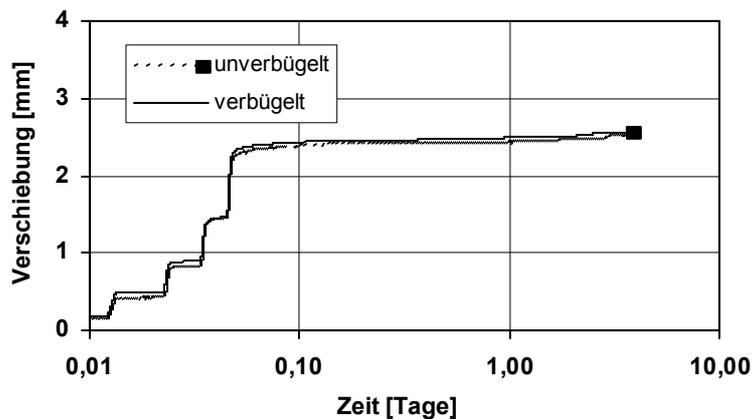


Bild C1.6: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B SVB 2 bis 4 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

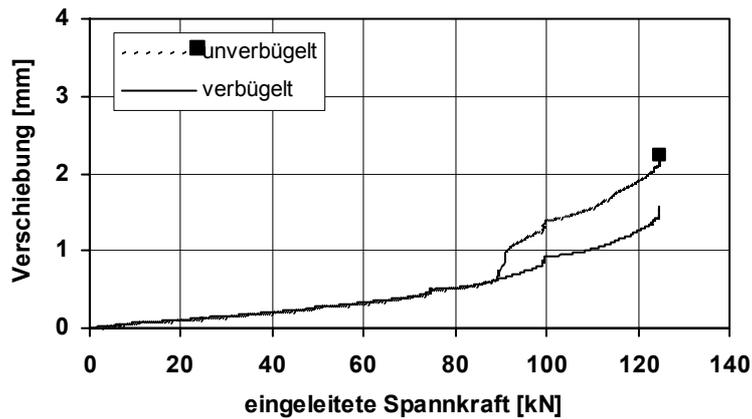


Bild C1.7: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B SVB 3 aus Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl (6 d: $f_{cm} = 38,1 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$

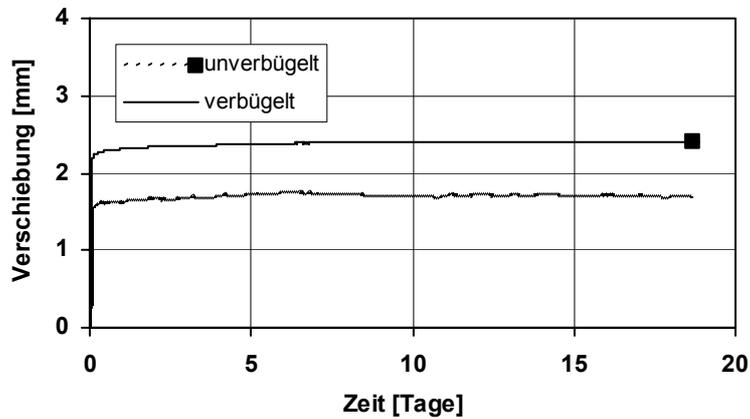


Bild C1.8: Zeitabhängige Verschiebungen der Drähte an den Stirnflächen bei Balken B SVB 3 bis 19 Tage nach der Spannkrafteinleitung

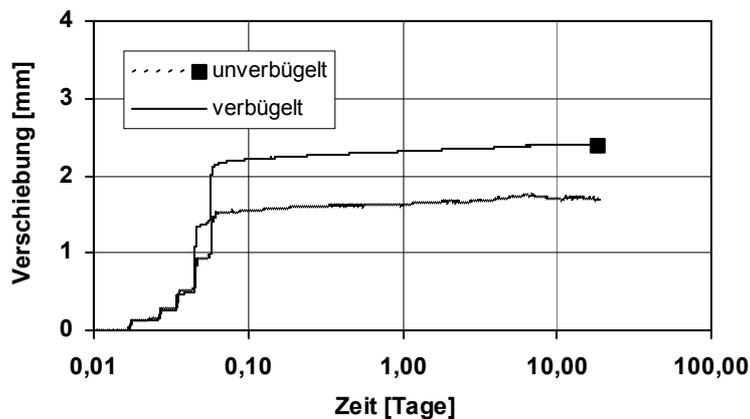


Bild C1.9: Zeitabhängige Verschiebungen der Drähte an den Stirnflächen bei Balken B SVB 3 bis 19 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

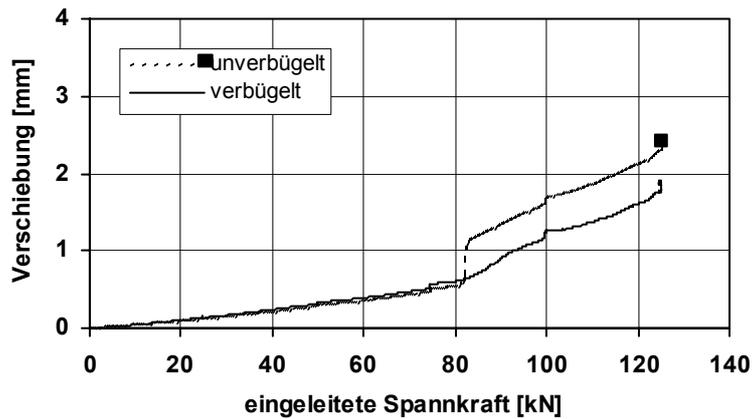


Bild C1.10: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B SVB 4 aus Kombinationstyp (6 d: $f_{cm} = 47,4 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,5 \cdot d_p$

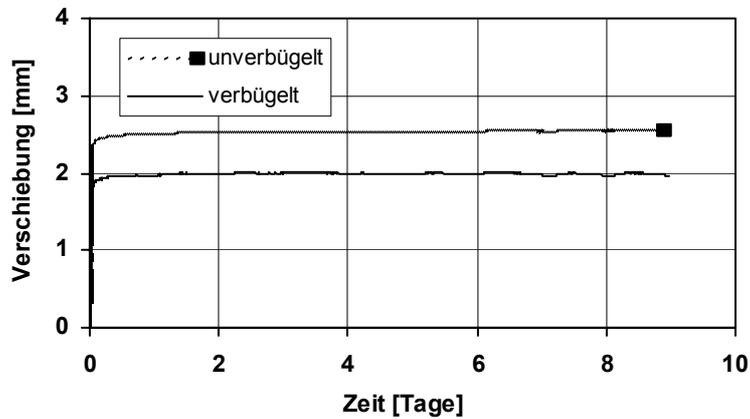


Bild C1.11: Zeitabhängige Verschiebungen der Drähte an den Stirnflächen bei Balken B SVB 4 bis 10 Tage nach der Spannkrafteinleitung

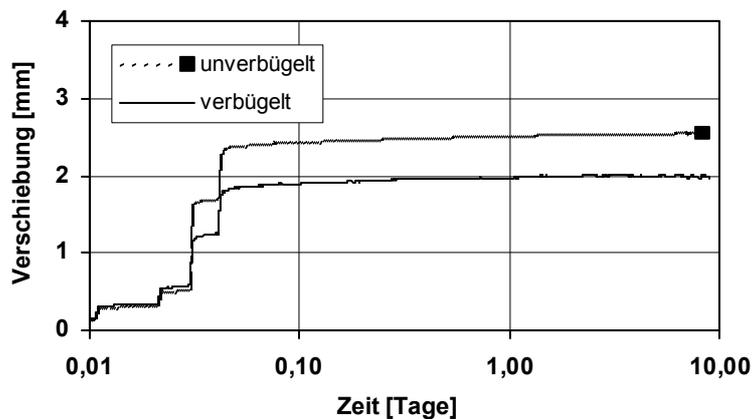


Bild C1.12: Zeitabhängige Verschiebungen der Drähte an den Stirnflächen bei Balken B SVB 4 bis 10 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

C2) Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung

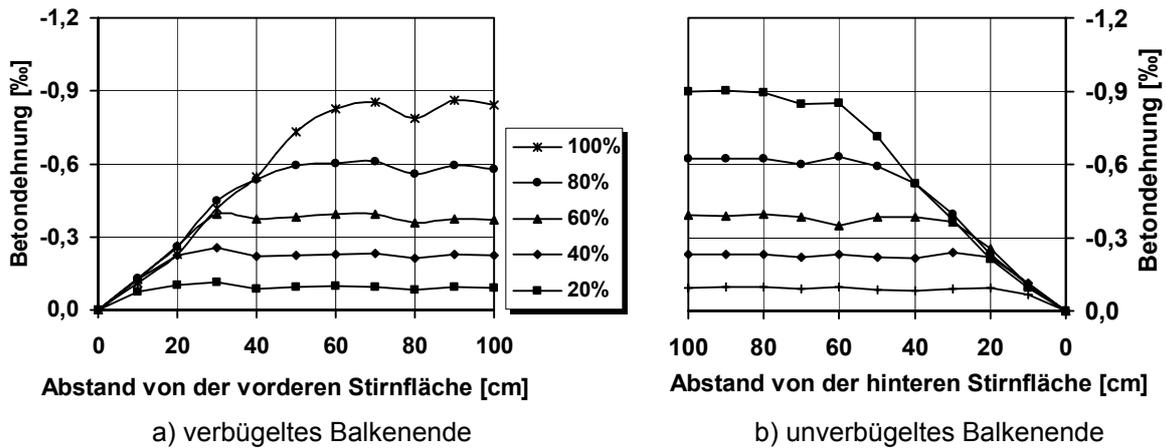


Bild C2.1: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SVB 1 aus Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,5 \cdot d_p$)

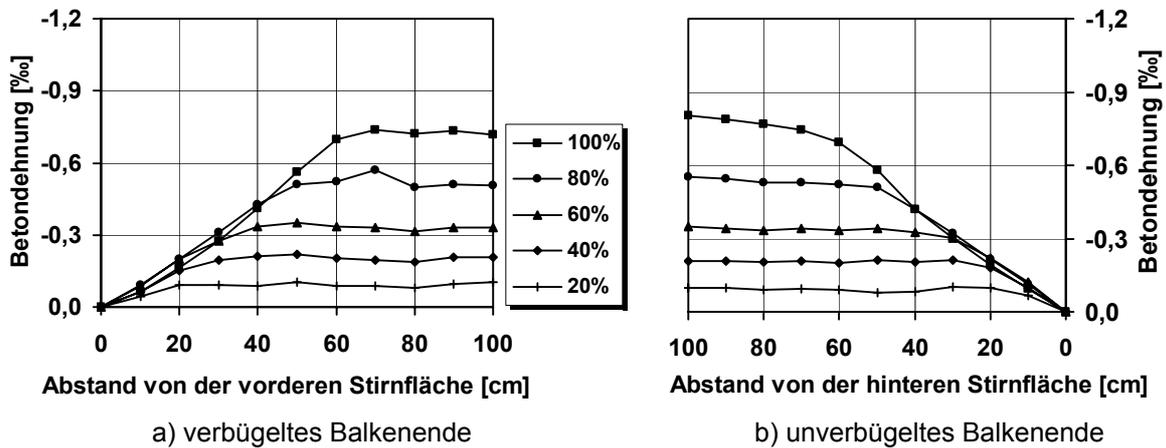


Bild C2.2: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SVB 2 aus Kombinationstyp für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,5 \cdot d_p$)

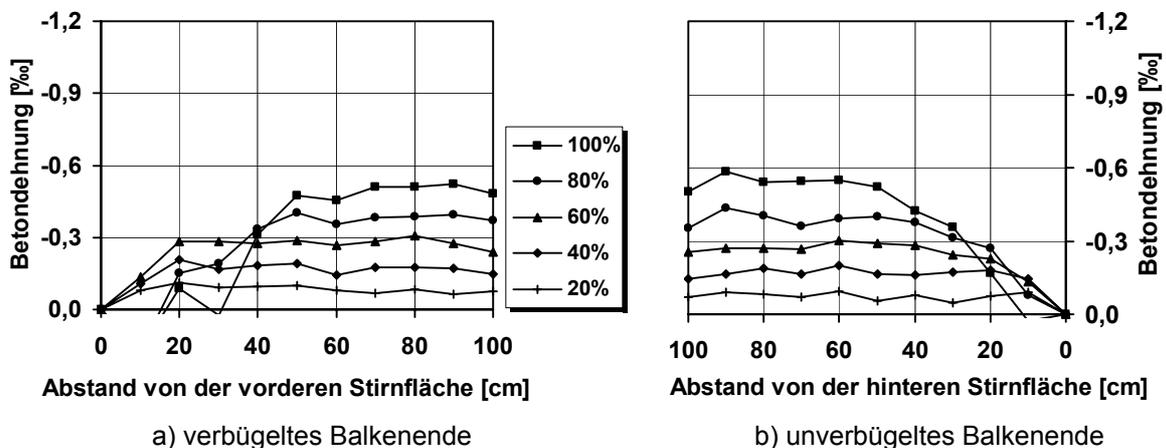


Bild C2.3: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SVB 3 aus Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Drähte: $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 4,0 \cdot d_p$)

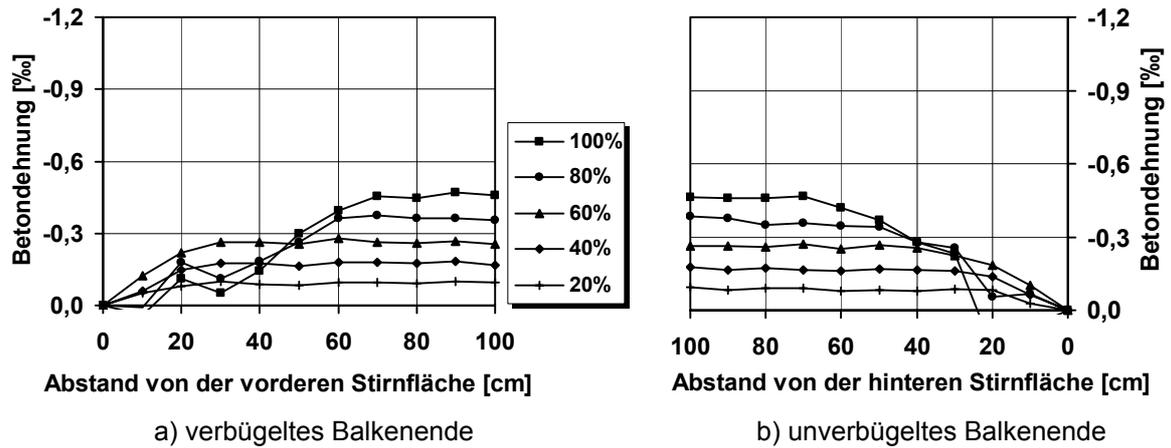


Bild C2.4: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SVB 4 aus aus Kombinationstyp für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Drähte: $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 4,0 \cdot d_p$)

C3) Zeitabhängige Betondehnungen

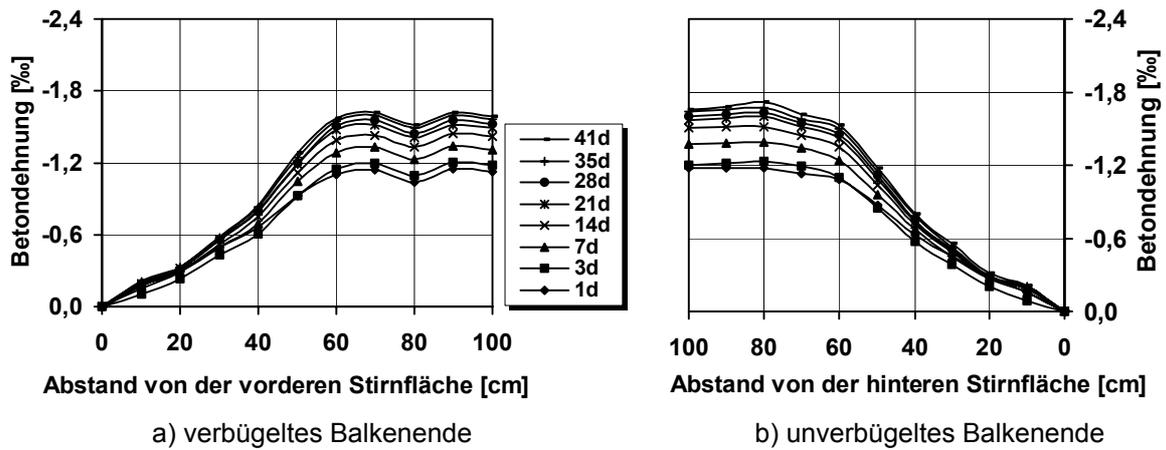


Bild C3.1: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SVB 1 aus Mehlkorntyp nach der Spannkrafteinleitung

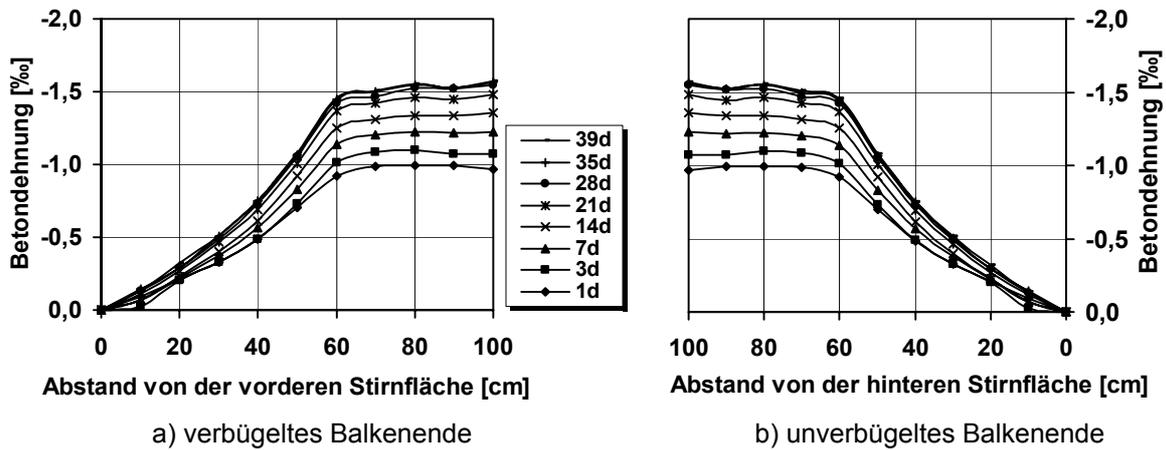


Bild C3.2: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SVB 2 aus Kombinationstyp nach der Spannkrafteinleitung

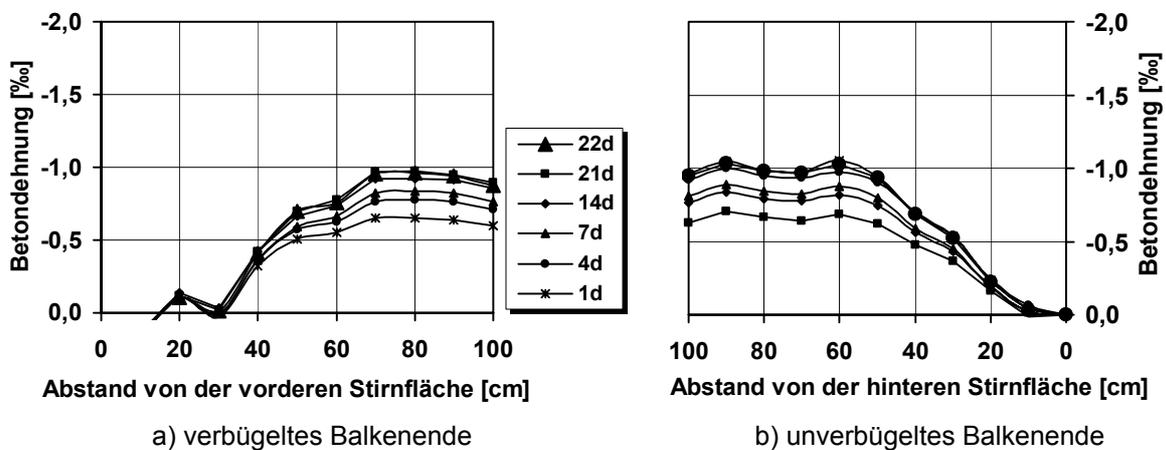


Bild C3.3: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SVB 3 aus Mehlkorntyp nach der Spannkrafteinleitung

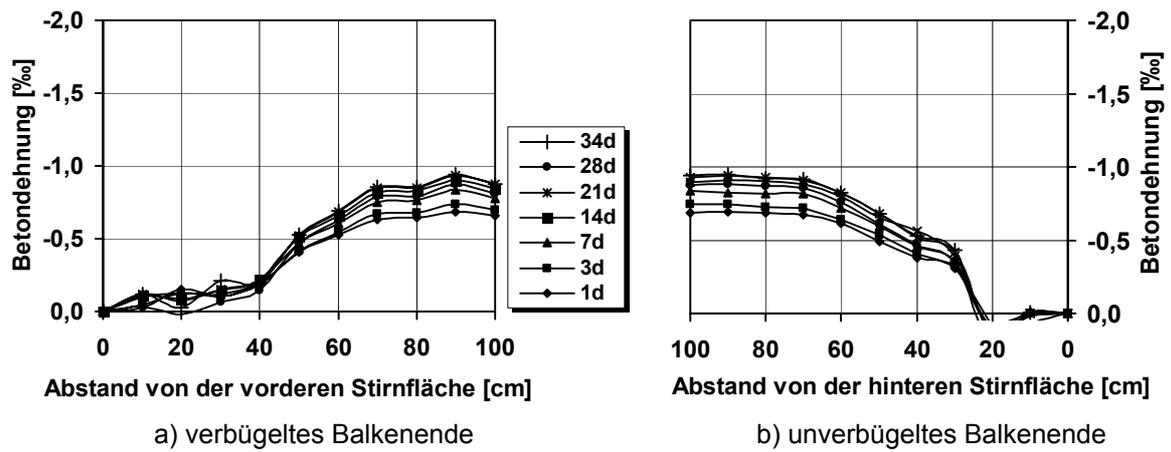


Bild C3.4: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SVB 4 aus Kombinationstyp nach der Spannkrafteinleitung

C4) Verschiebungsverhalten der Spannstähle beim Balkenversuch

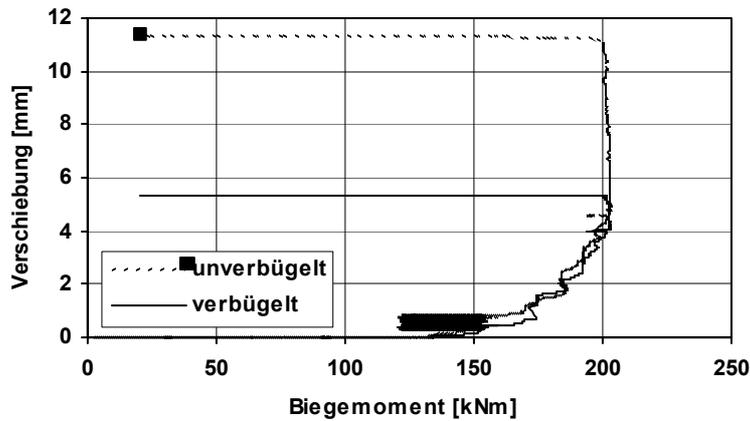


Bild C4.1: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B SVB 1 aus Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl)

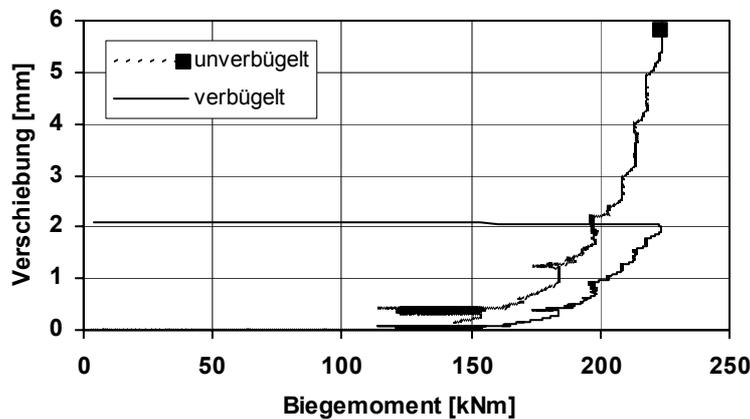


Bild C4.2: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B SVB 2 aus Kombinationstyp)

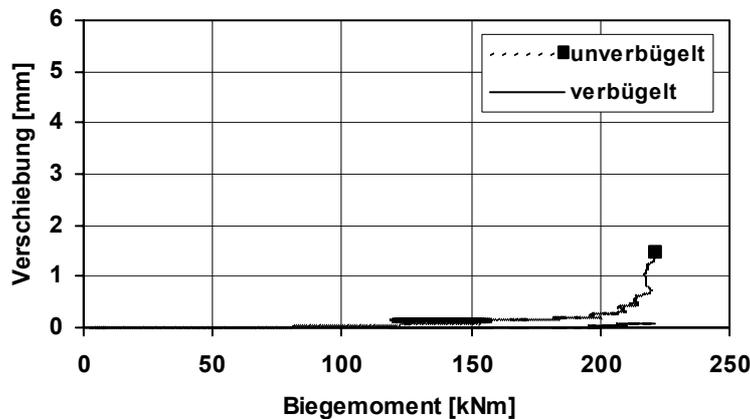


Bild C4.3: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B SVB 3 aus Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl)

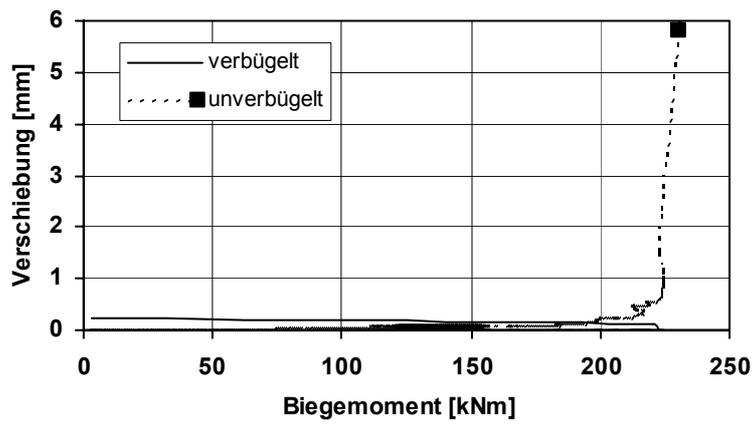


Bild C4.4: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B SVB 4 aus Kombinationstyp)

C5) Momenten-Durchbiegungslinie der Balkenversuche

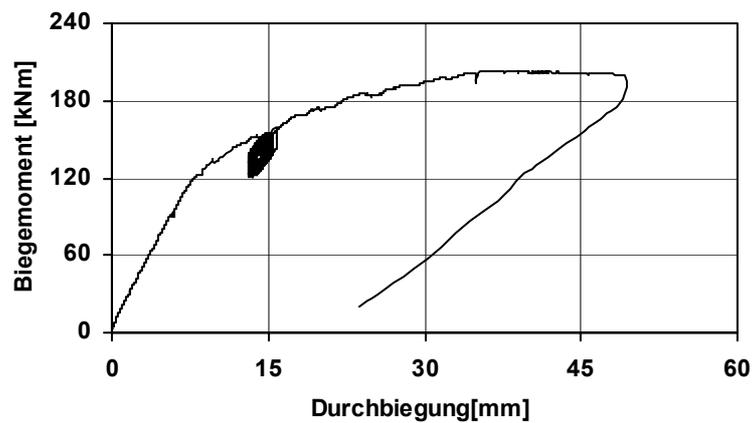


Bild C5.1: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B SVB 1 aus Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl, 4 Litzen 0,5" (Verankerungsversagen Litzen)

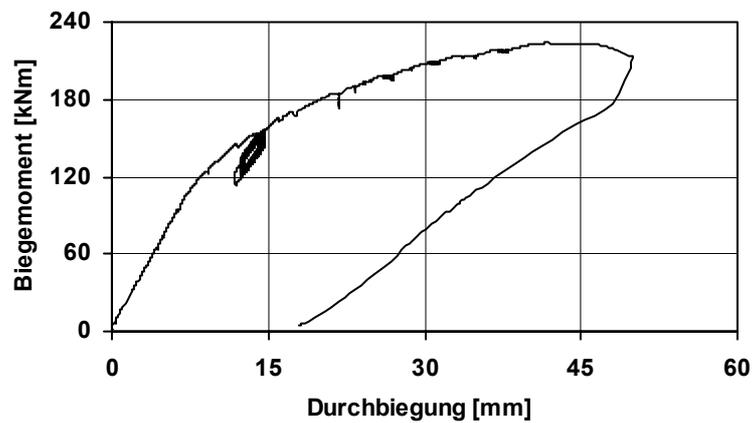


Bild C5.2: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B SVB 2 aus Kombinationstyp, 4 Litzen 0,5" (Verankerungsversagen Litzen)

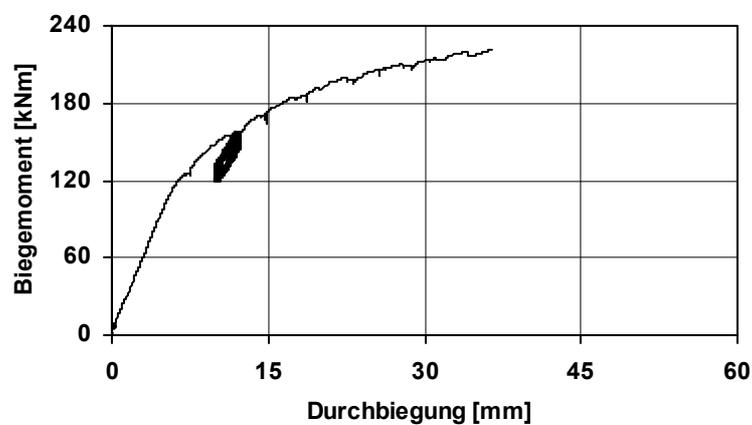


Bild C5.3: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken SVB 3 aus Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl, 4 Spanndrähte \varnothing 12 (Verankerungsversagen Drähte)

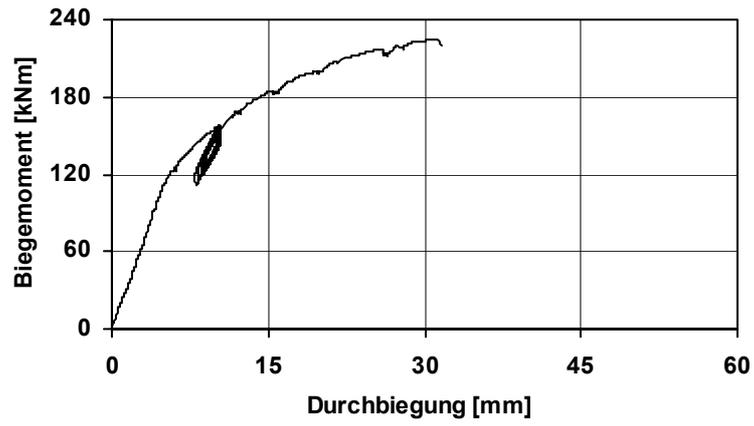


Bild C5.4: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B SVB 4 aus Kombinationstyp, 4 Spanndrähte \varnothing 12 (Verankerungsversagen Drähte)

C6) Rissbilder beim Balkenversuch

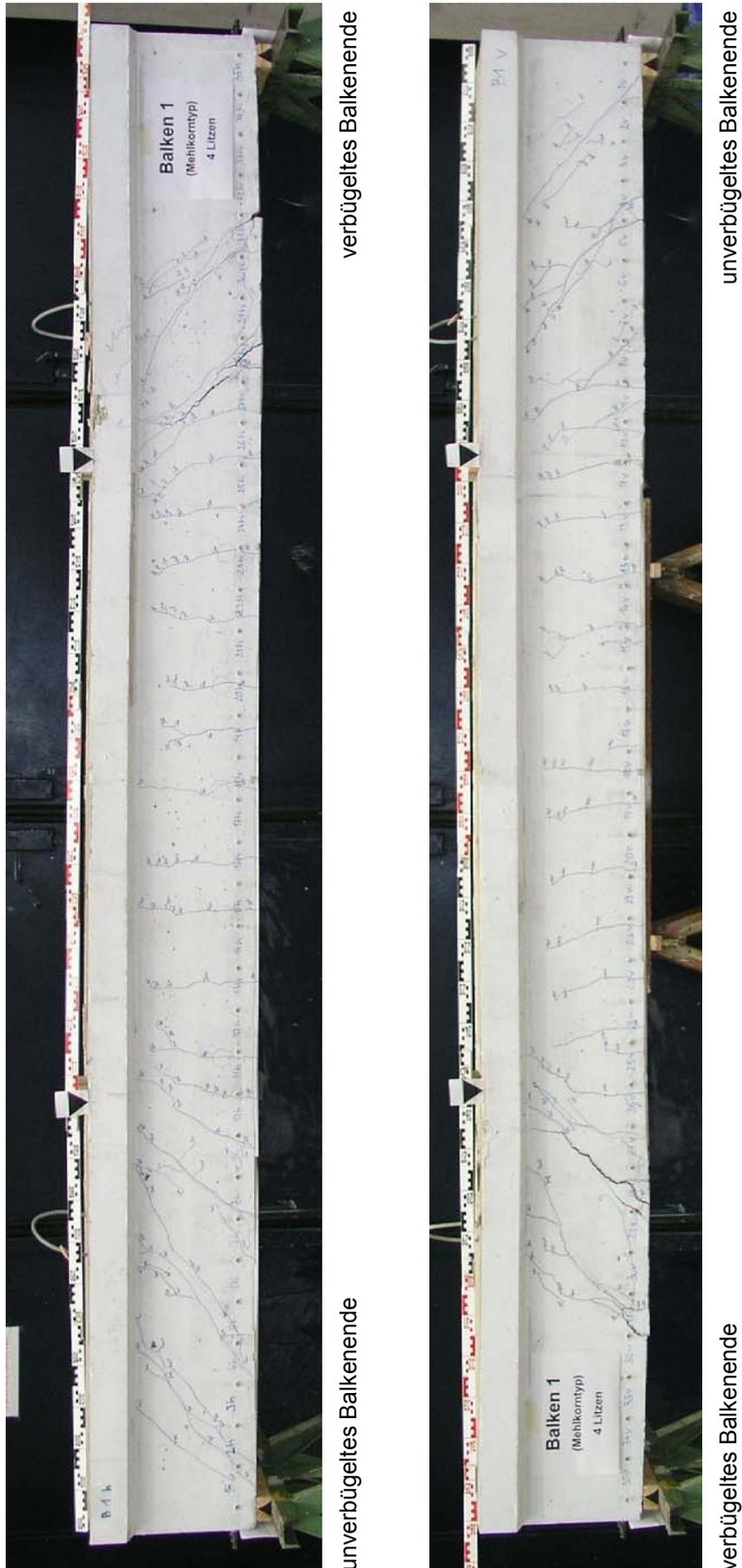
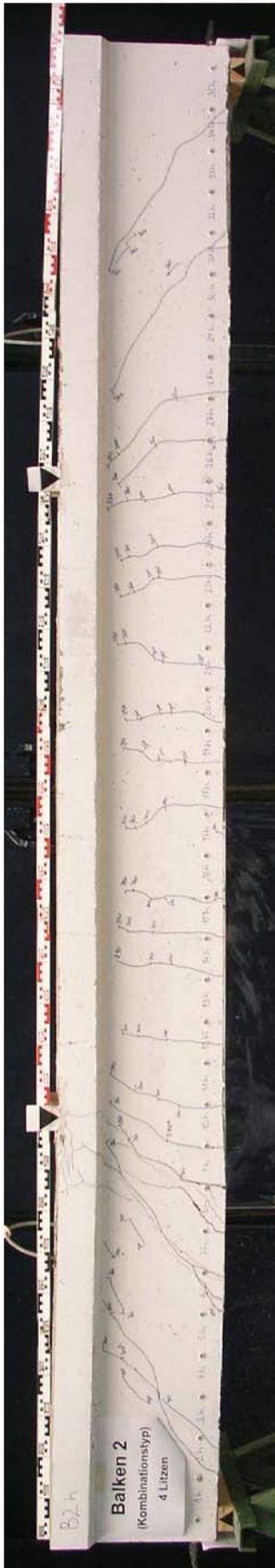
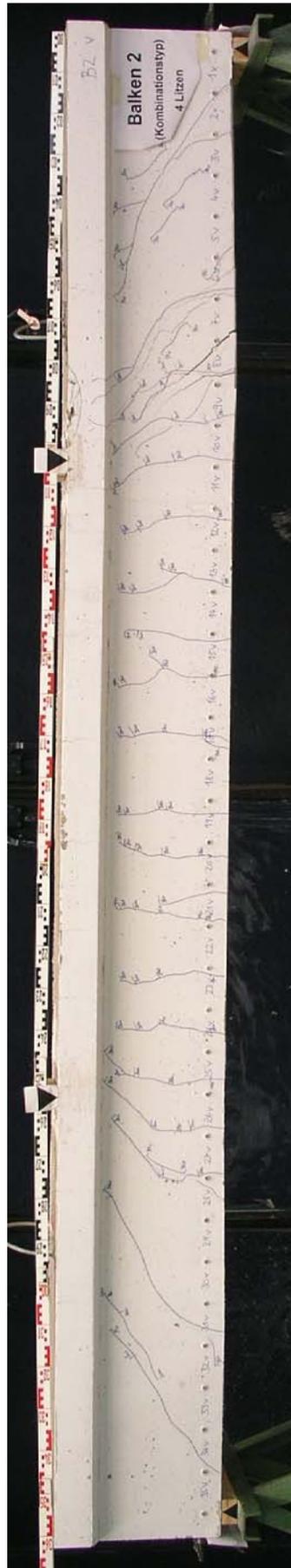


Bild C6.1: Rissbild des Balkens B SVB 1 aus Mehlkornotyp (4 Litzen 0,5")



unverbügeltes Balkenende

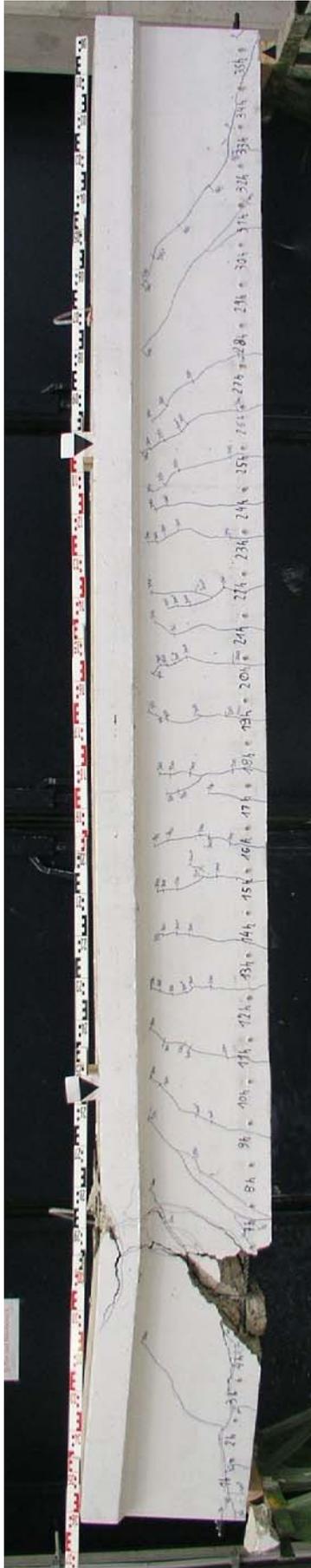
verbügeltes Balkenende



verbügeltes Balkenende

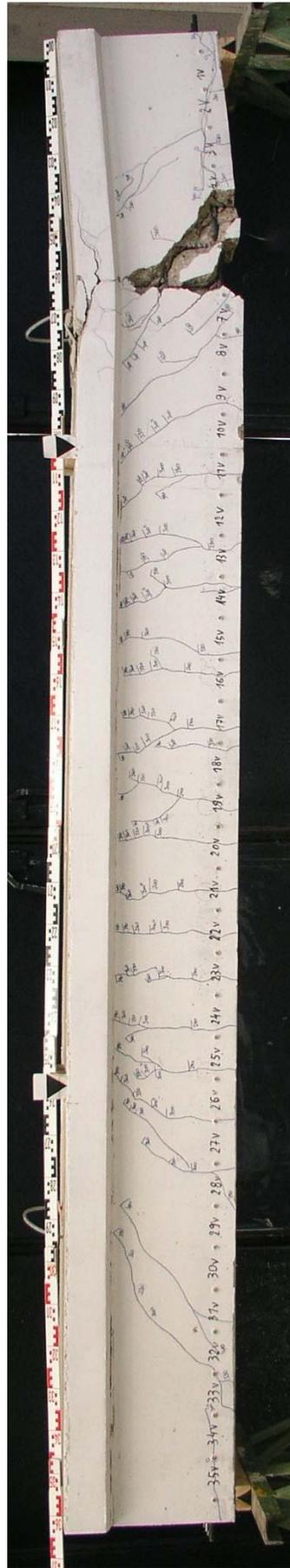
unverbügeltes Balkenende

Bild C6.2: Rissbild des Balkens B SVB 2 aus Kombinationstyp (4 Litzen 0,5")



unverbügeltes Balkenende

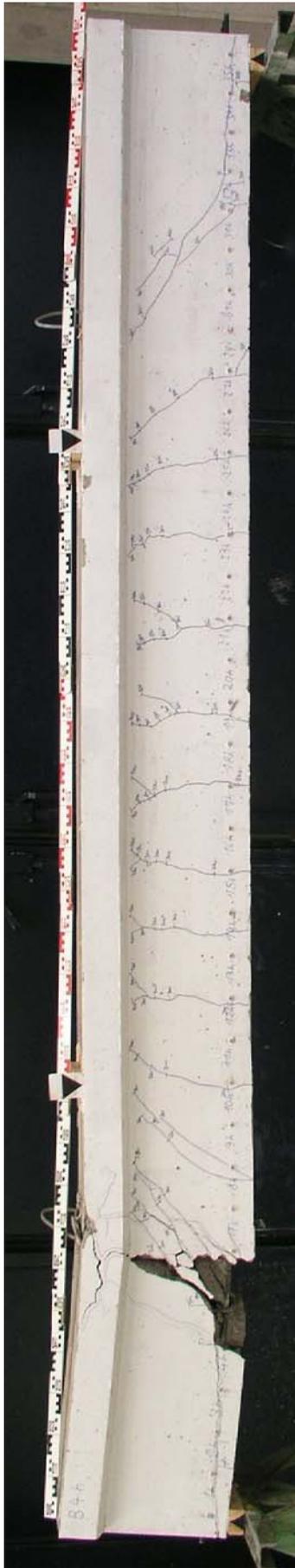
verbügeltes Balkenende



unverbügeltes Balkenende

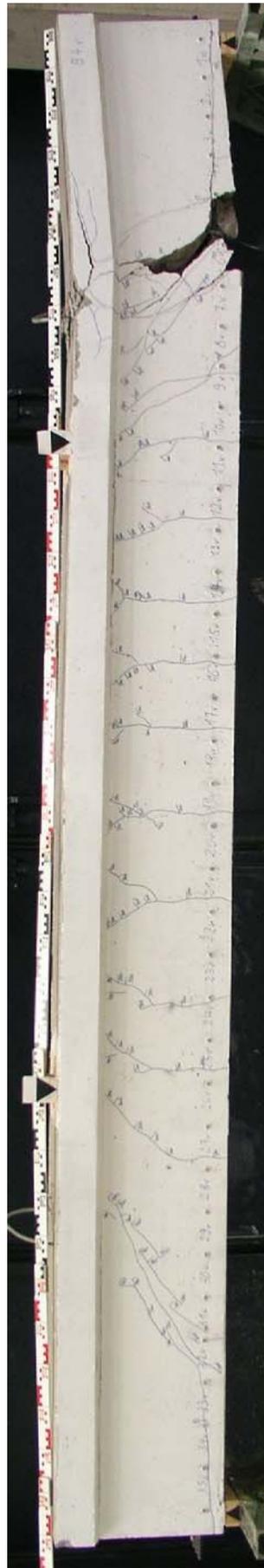
verbügeltes Balkenende

Bild C6.3: Rissbild des Balkens B SVB 3 aus Mehlkorntyp (4 Spanndrähte Ø 12)



unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende



unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

Bild C6.4: Rissbild des Balkens B SVB 4 aus Kombinationstyp

ANHANG D: ERGEBNISSE ZUR QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT

- D1) Übersicht Bewehrung und Messtechnik
- D2) Zusammenstellung der Messwerte beim Ablassen (Q SVB 1)
- D3) Zusammenstellung der Messwerte beim Ablassen (Q SVB 2)
- D4) Zusammenstellung der Messwerte beim Versuch (Q SVB 1L)
- D5) Zusammenstellung der Messwerte beim Versuch (Q SVB 1R)
- D6) Zusammenstellung der Messwerte beim Versuch (Q SVB 2L)
- D7) Zusammenstellung der Messwerte beim Versuch (Q SVB 2R)
- D8) Berechnung der Bruchlasten

D2) Zusammenstellung der Messwerte beim Ablassen (Q SVB 1)

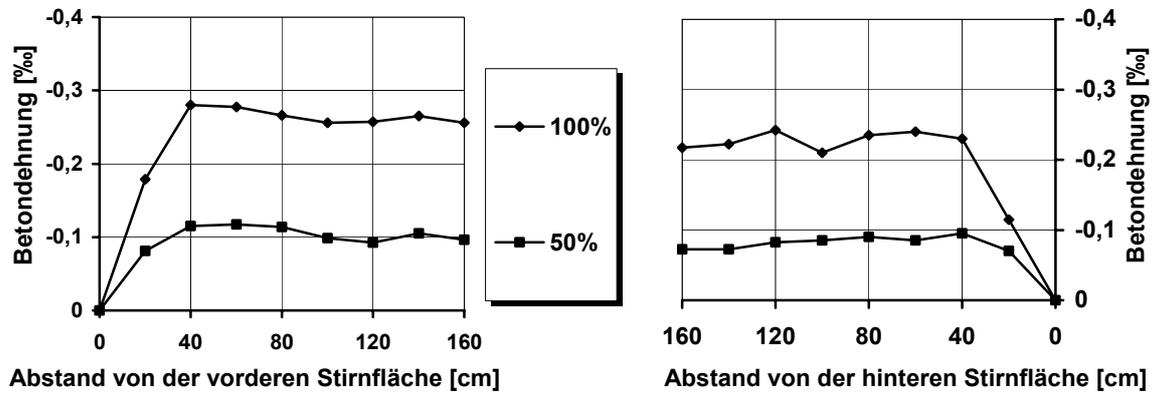


Bild D2.1: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung für zwei Stufen der Spannkrafteinleitung (Q SVB 1)

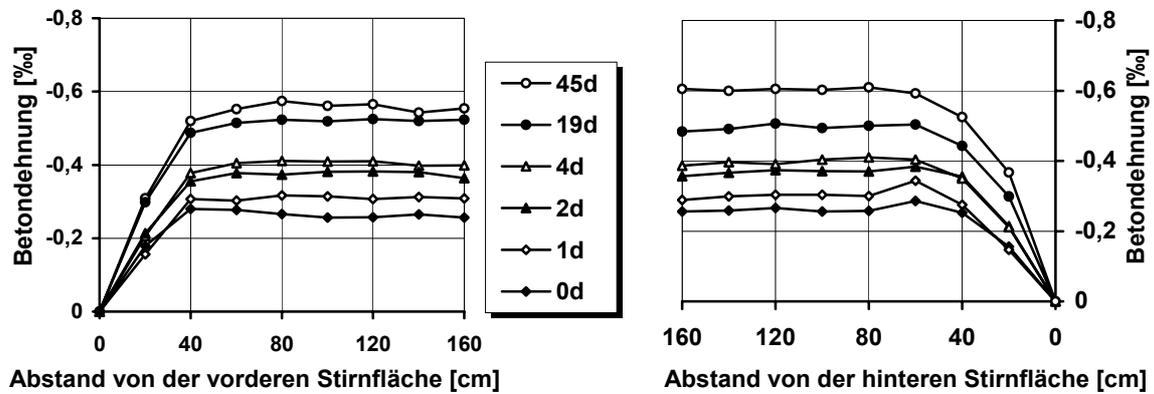
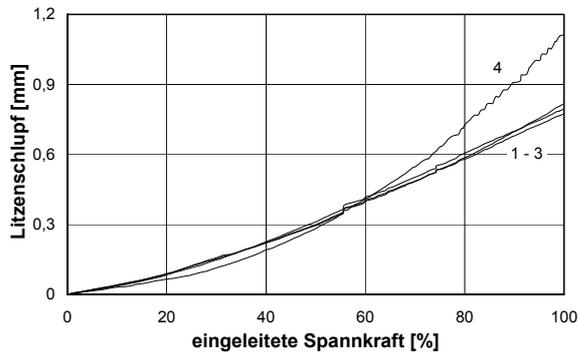
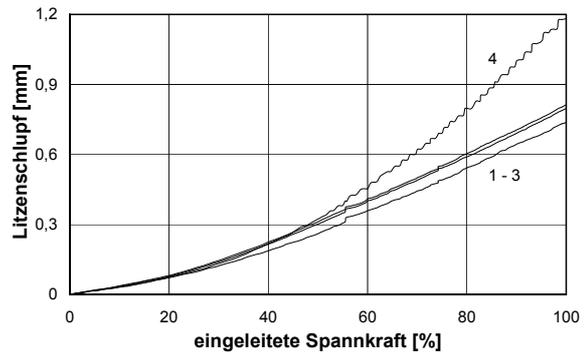


Bild D2.2: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung nach der Spannkrafteinleitung über die Zeit (Q SVB 1)

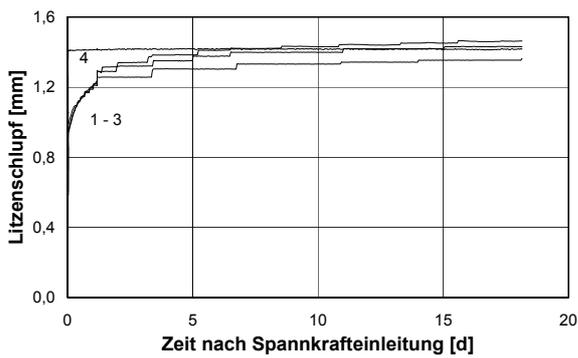


Litzen am linken Balkenende

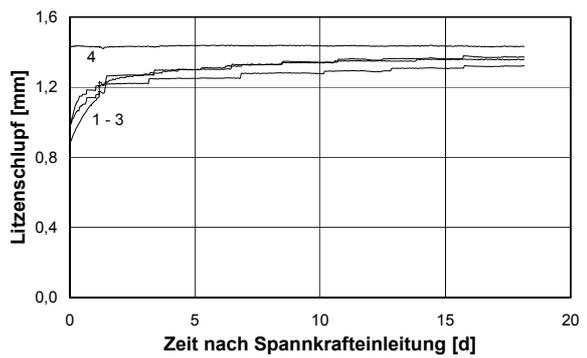


Litzen am rechten Balkenende

Bild D2.3: Litzenschlupf beim Ablassen (Q SVB 1)



Litzen am linken Balkenende



Litzen am rechten Balkenende

Bild D2.4: Litzenschlupf nach dem Ablassen (Q SVB 1)

D3) Zusammenstellung der Messwerte beim Ablassen (Q SVB 2)

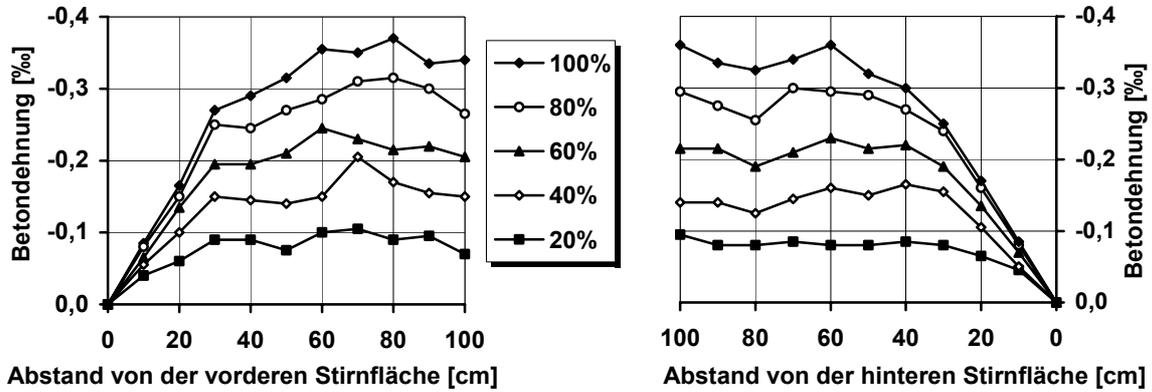


Bild D3.1: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Q SVB 2)

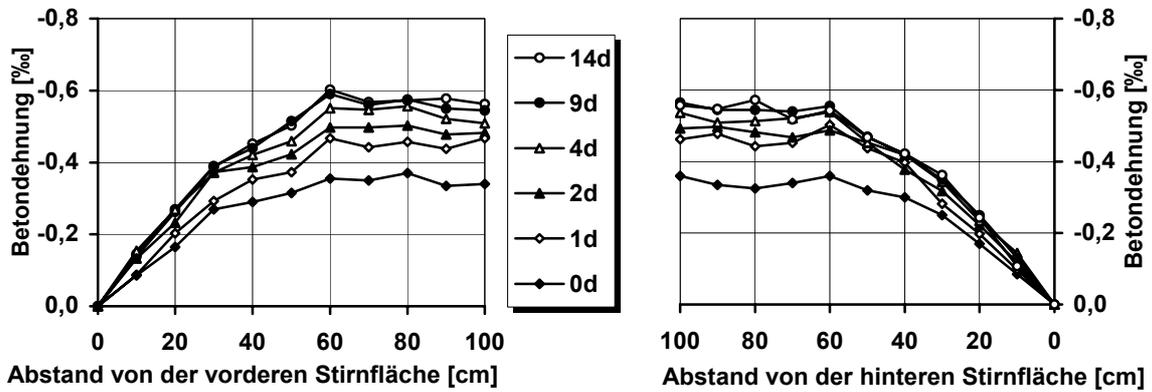
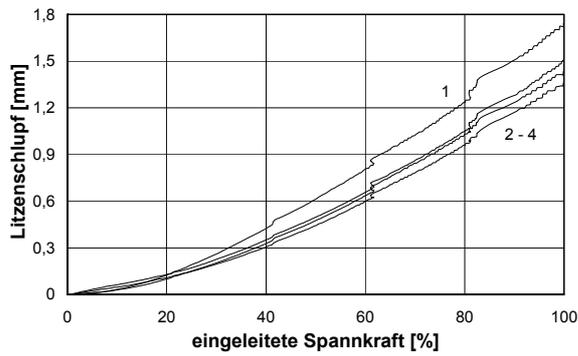
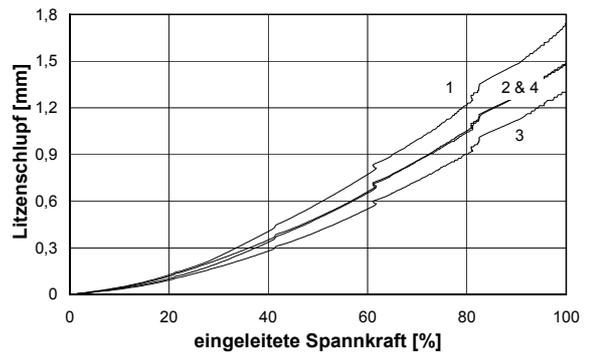


Bild D3.2: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung nach der Spannkrafteinleitung über die Zeit (Q SVB 2)

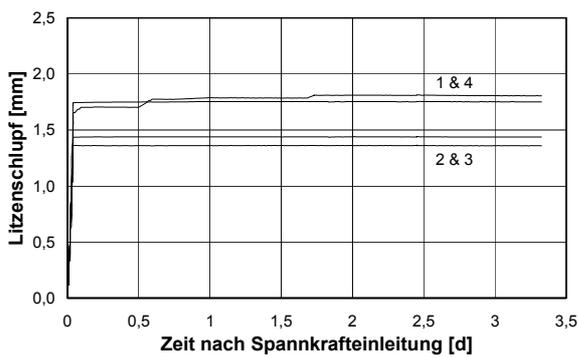


Litzen am linken Balkenende

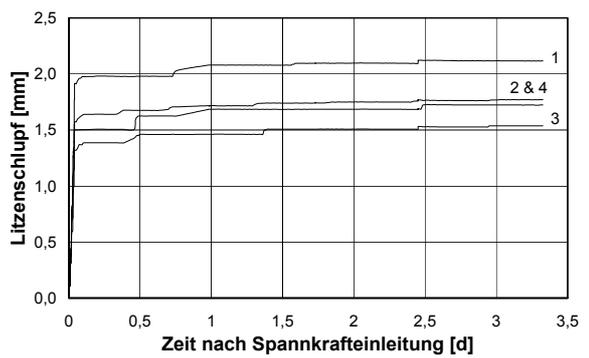


Litzen am rechten Balkenende

Bild D3.3: Litzenschlupf beim Ablassen (Q SVB 2)



Litzen am linken Balkenende



Litzen am rechten Balkenende

Bild D3.4: Litzenschlupf nach dem Ablassen (Q SVB 2)

D4) Zusammenstellung der Messwerte beim Versuch Q SVB 1L

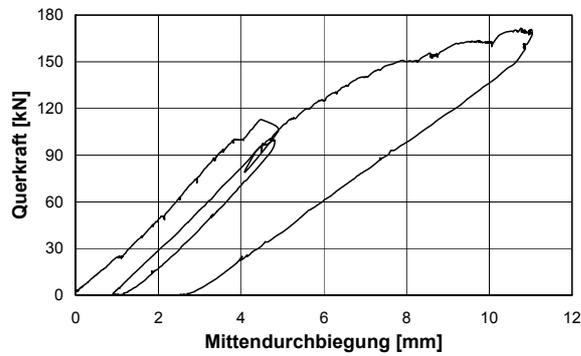


Bild D4.1: Last- Verformungskurve (Q SVB 1L)

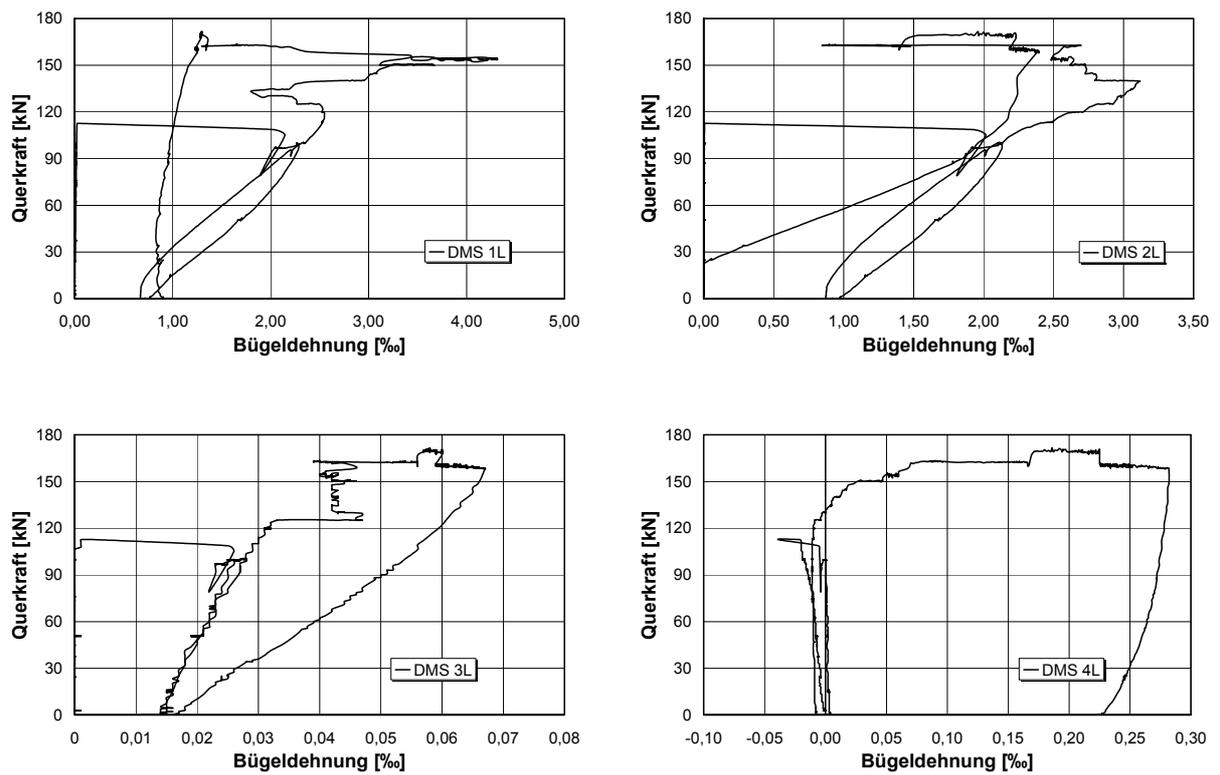


Bild D4.2: Bügeldehnungen (Q SVB 1L)

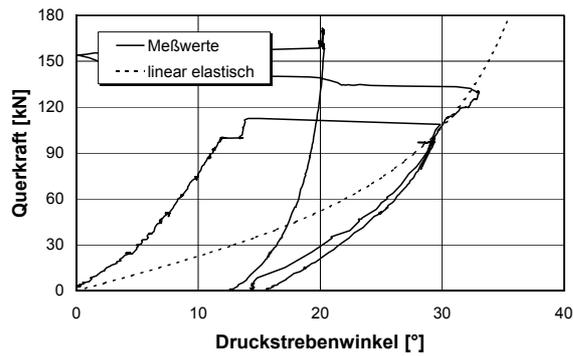


Bild D4.3: Beton – DMS – Rosette im linken Schubfeld (Q SVB 1L)

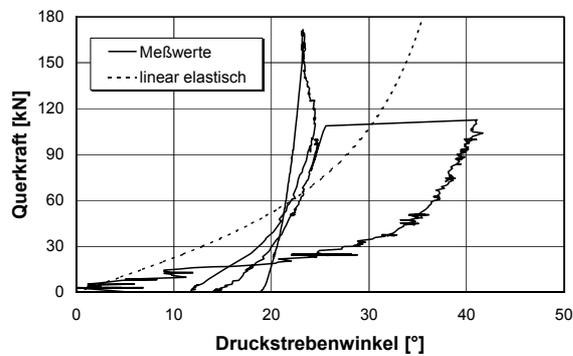


Bild D4.4: Wegaufnehmer – Rosette im linken Schubfeld (Q SVB 1L)

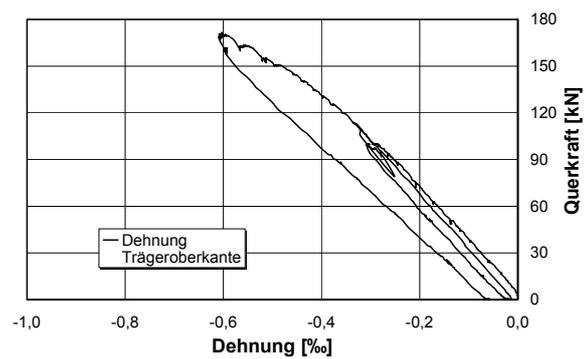
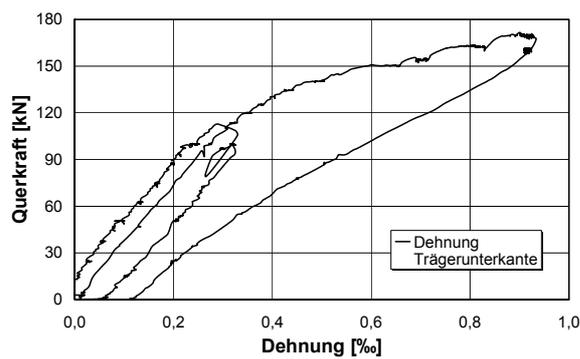


Bild D4.5: Betondehnungen (Q SVB 1L)

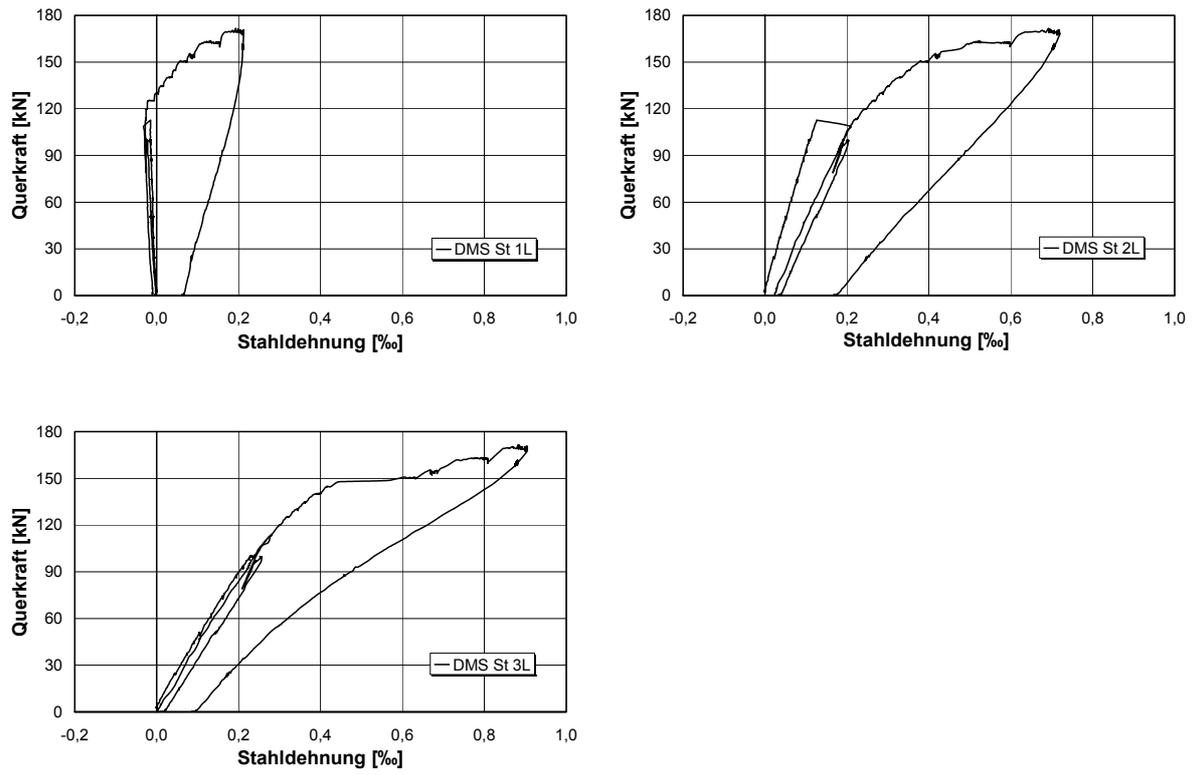


Bild D4.6: Stahldehnungen (Q SVB 1L)

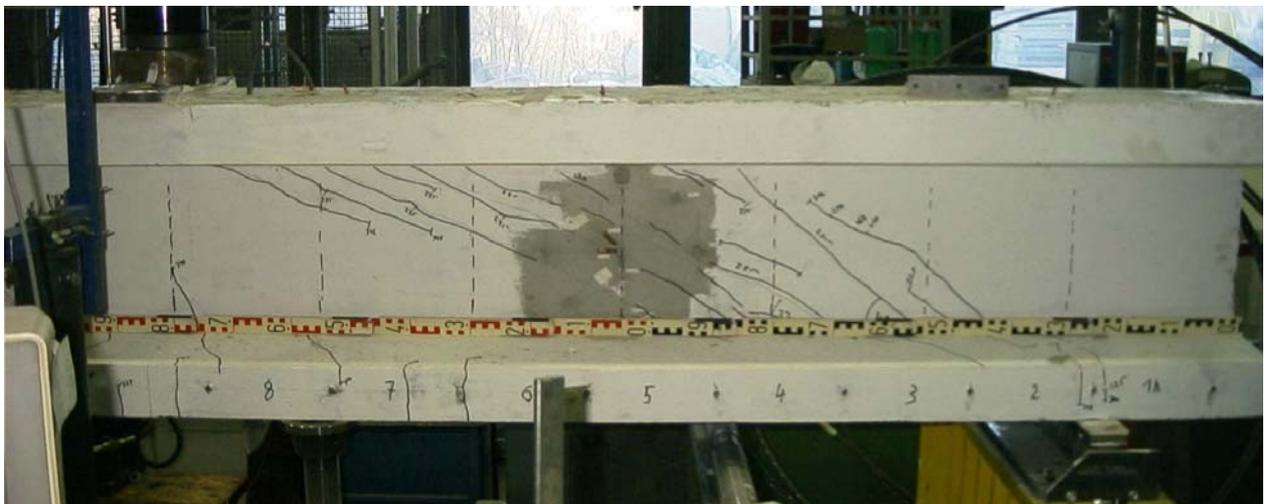
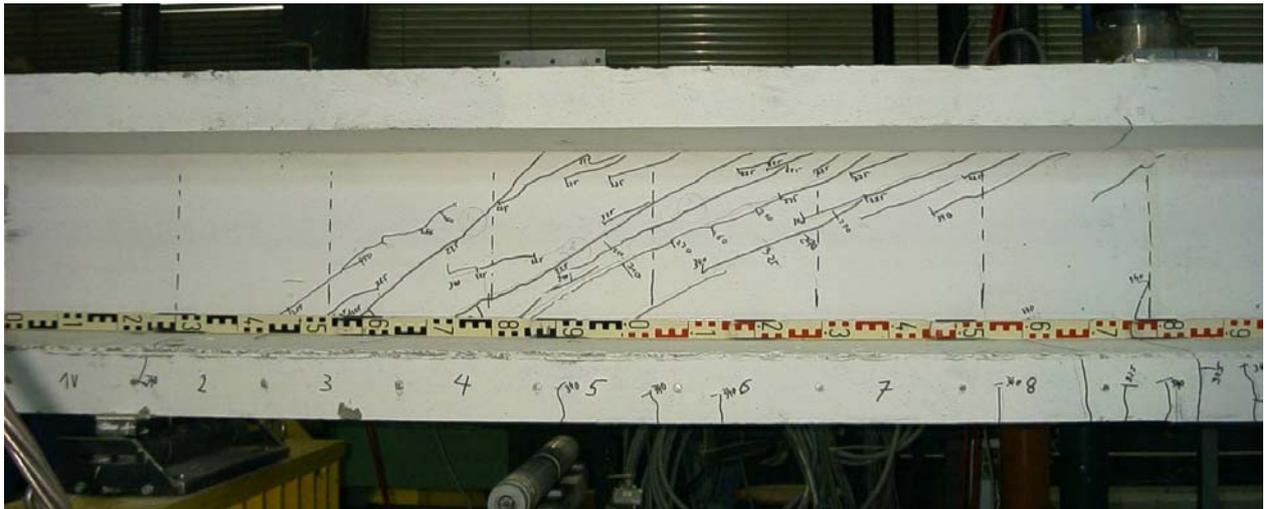


Bild D4.7: Versagensfotos (Q SVB 1L)

D5) Zusammenstellung der Messwerte beim Versuch Q SVB 1R

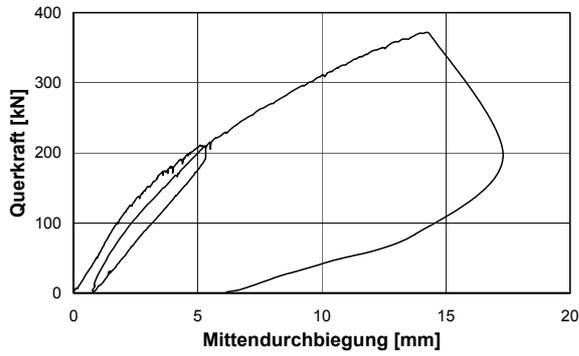


Bild D5.1: Last- Verformungskurve (Q SVB 1R)

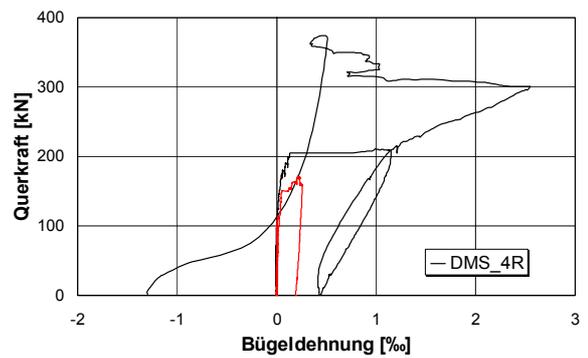
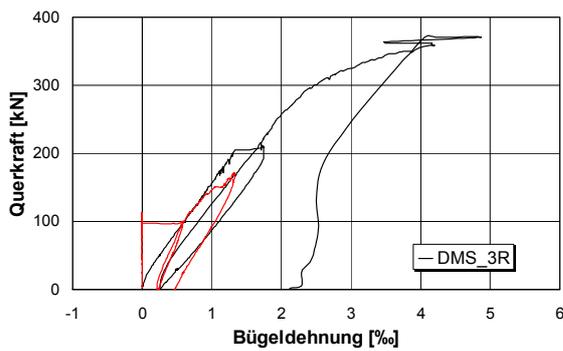
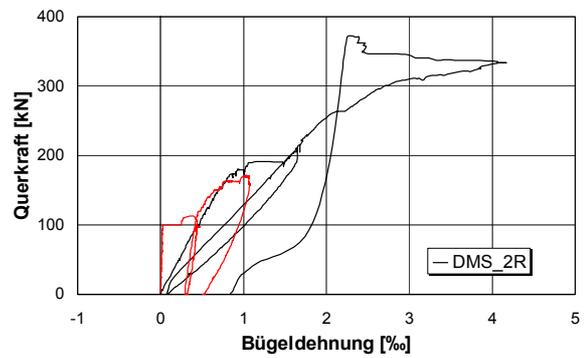
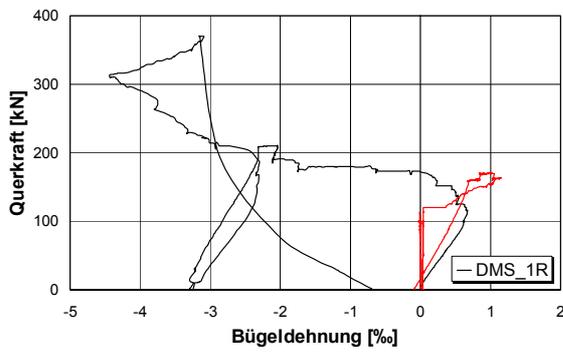


Bild D5.2: Bügeldehnungen (Q SVB 1R)

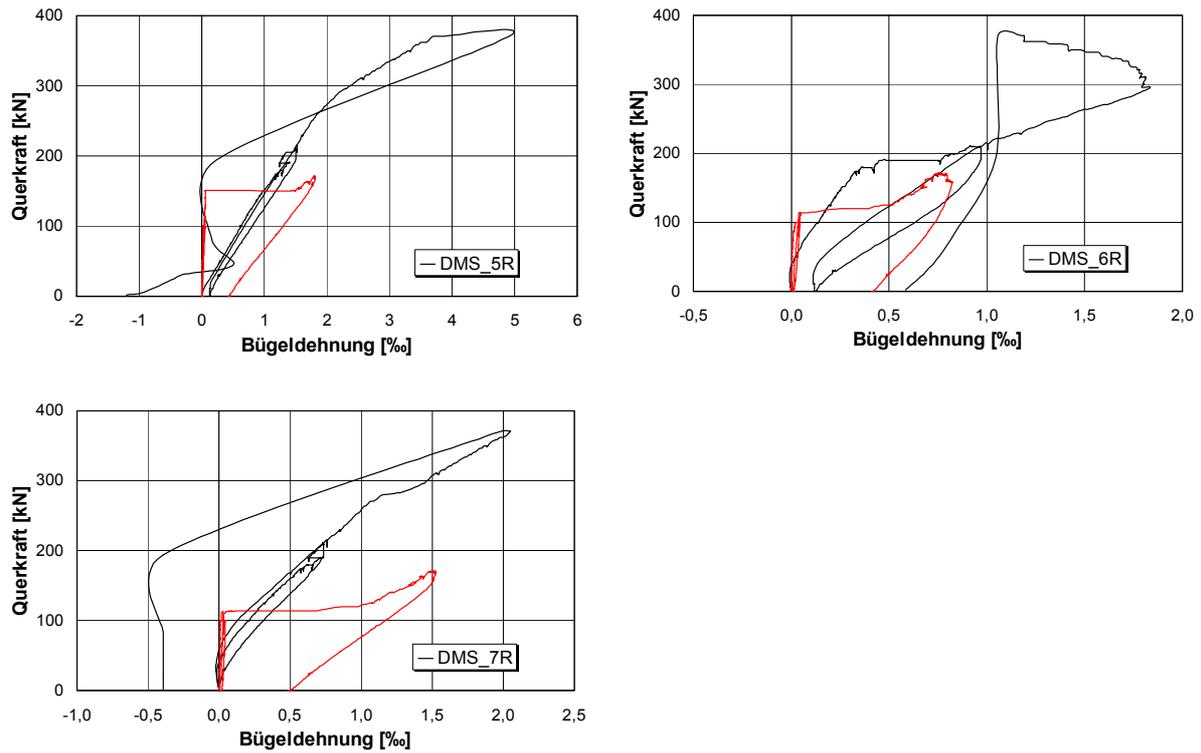


Bild D5.3: Bügeldehnungen (Q SVB 1R)

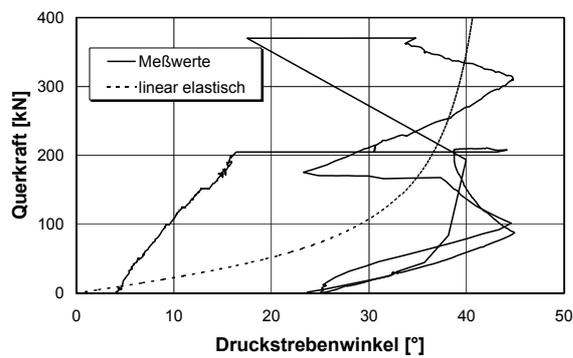


Bild D5.4: Beton – DMS – Rosette im rechten Schubfeld (Q SVB 1R)

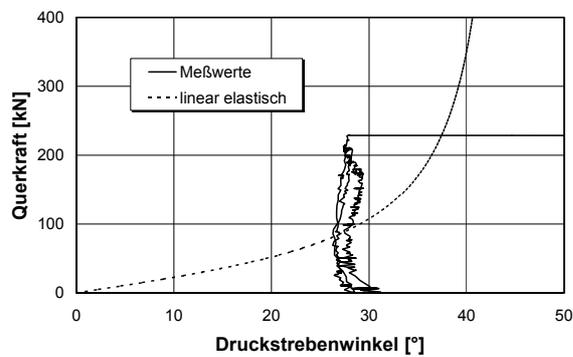


Bild D5.5: Wegaufnehmer – Rosette im rechten Schubfeld (Q SVB 1R)

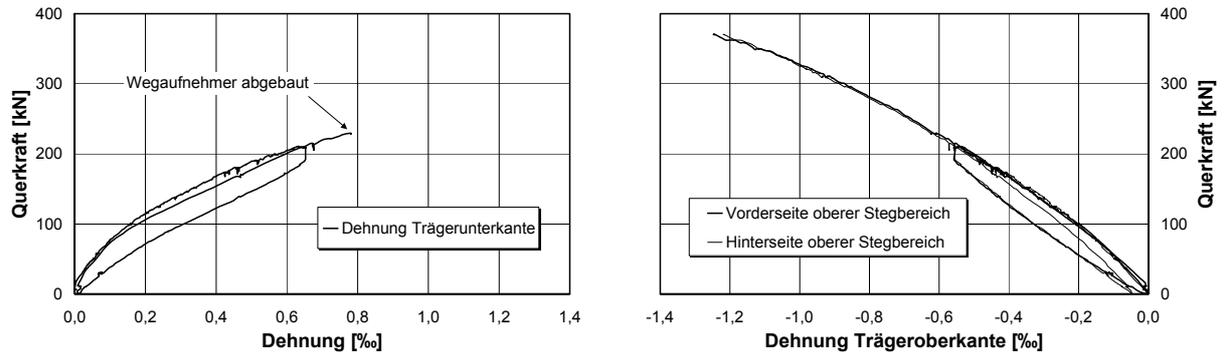


Bild D5.6: Betondehnungen (Q SVB 1R)

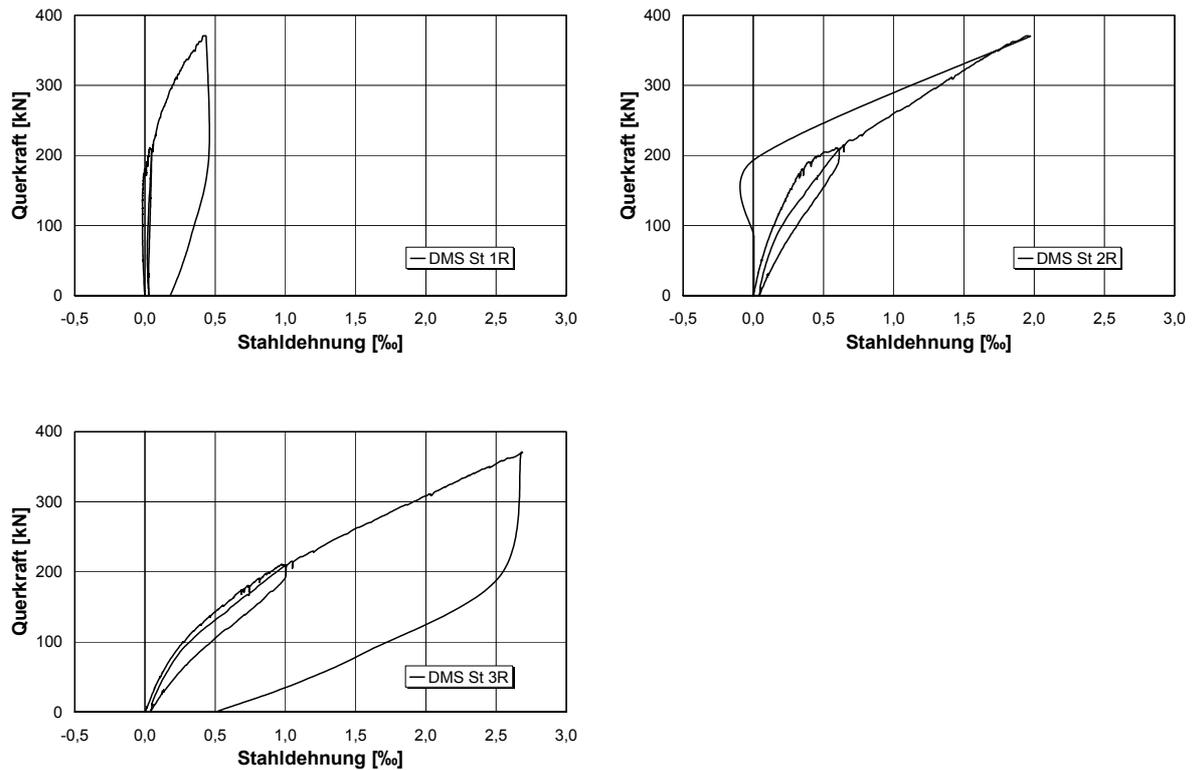


Bild D5.7: Stahldehnungen (Q SVB 1R)

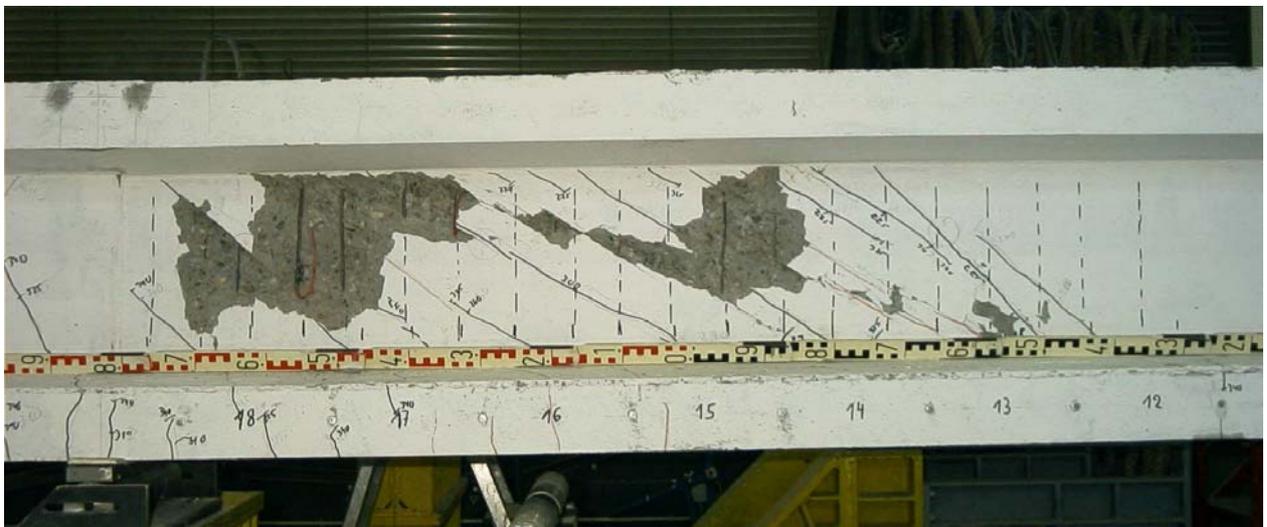
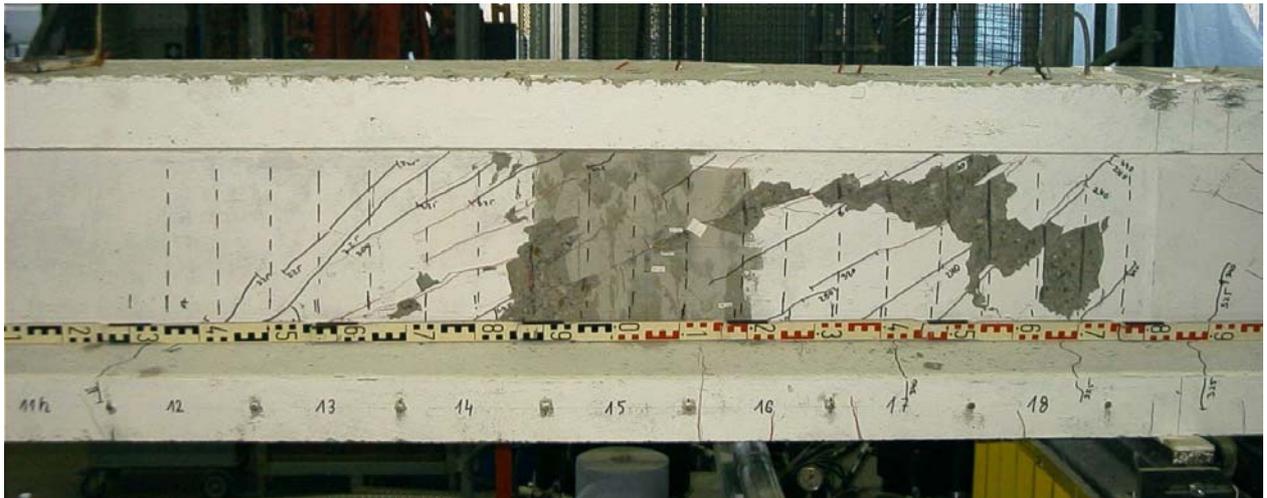


Bild D5.8: Versagensfotos (Q SVB 1R)

D6) Zusammenstellung der Messwerte beim Versuch (Q SVB 2L)

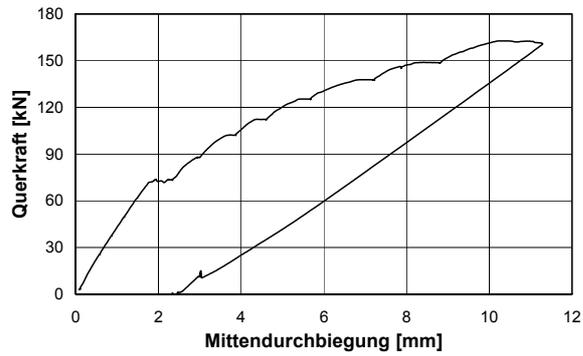


Bild D6.1: Last- Verformungskurve (Q SVB 2L)

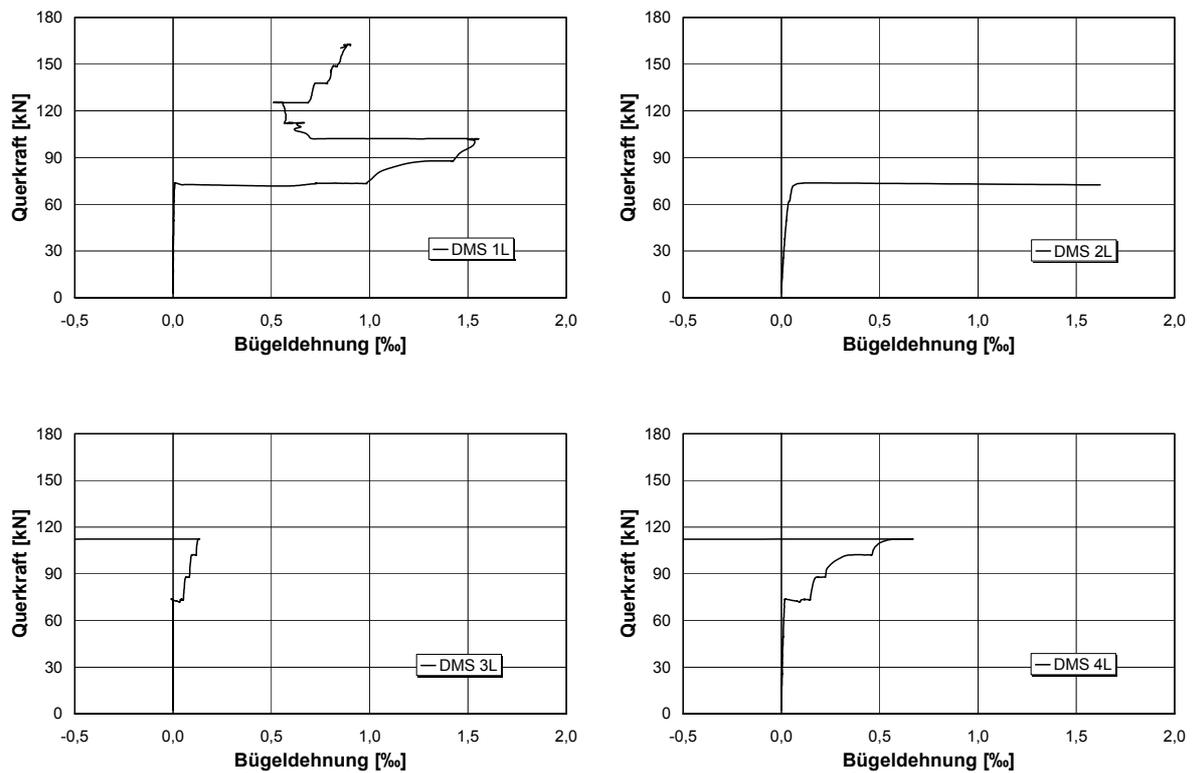


Bild D6.2: Bügeldehnungen (Q SVB 2L)

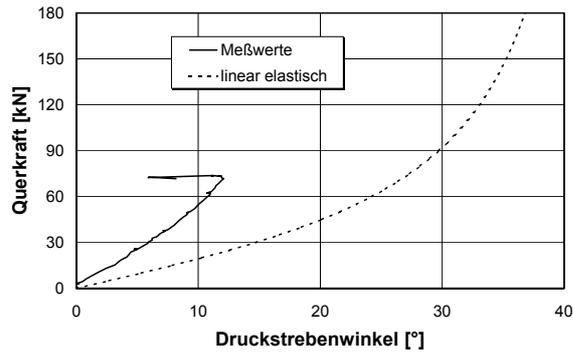


Bild D6.3: Beton – DMS – Rosette im linken Schubfeld (Q SVB 2L)

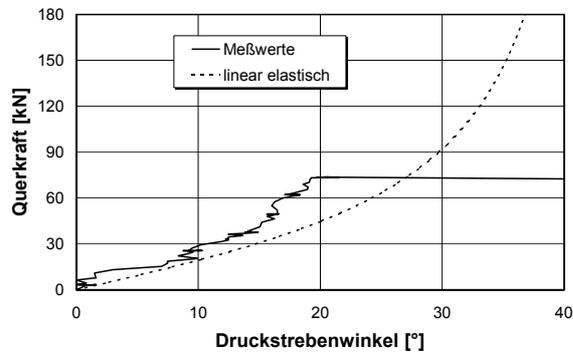


Bild D6.4: Wegaufnehmer – Rosette im linken Schubfeld (Q SVB 2L)

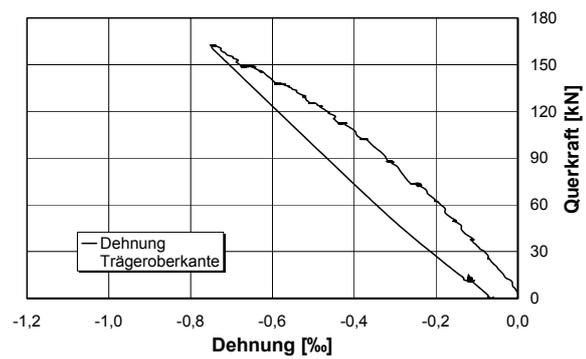
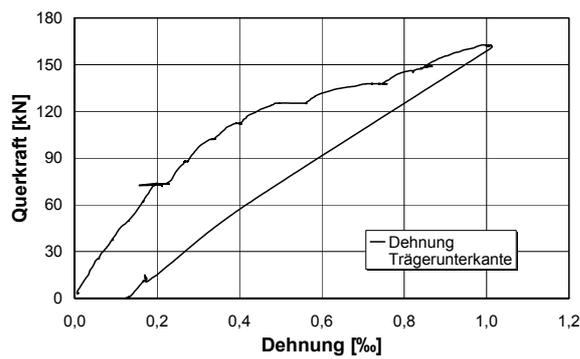


Bild D6.5: Betondehnungen (Q SVB 2L)

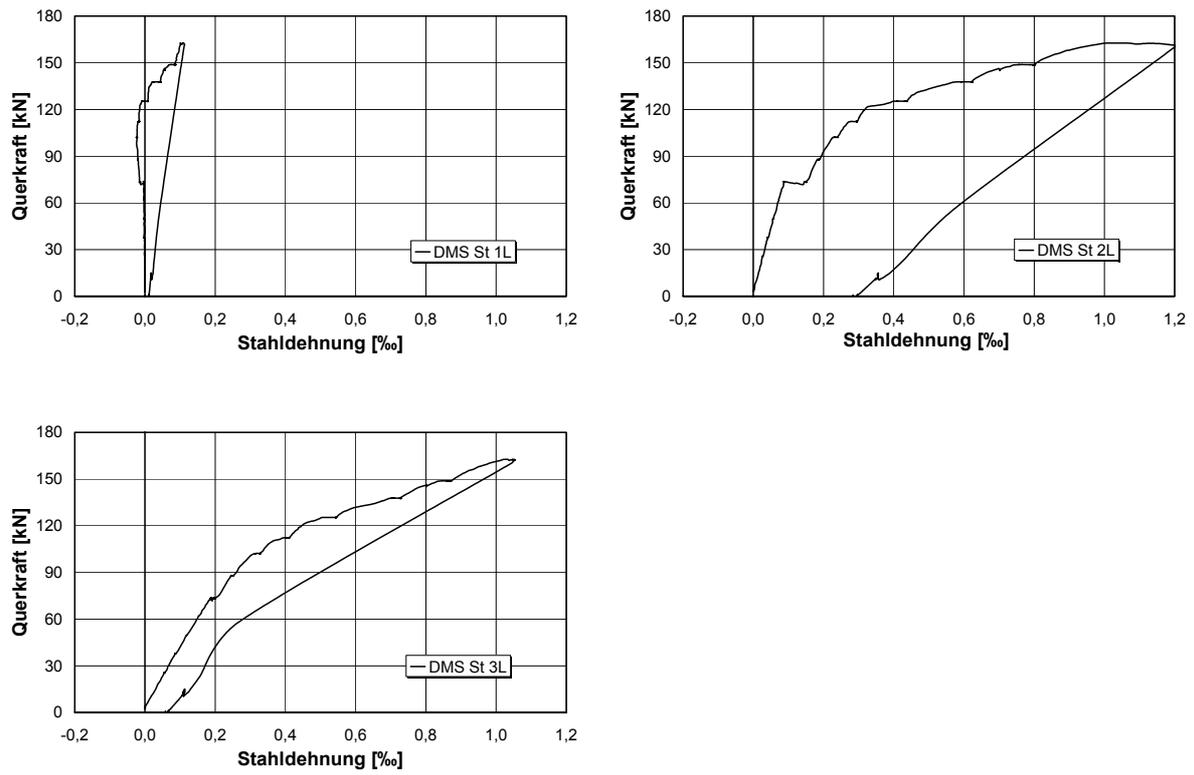


Bild D6.6: Stahldehnungen (Q SVB 2L)

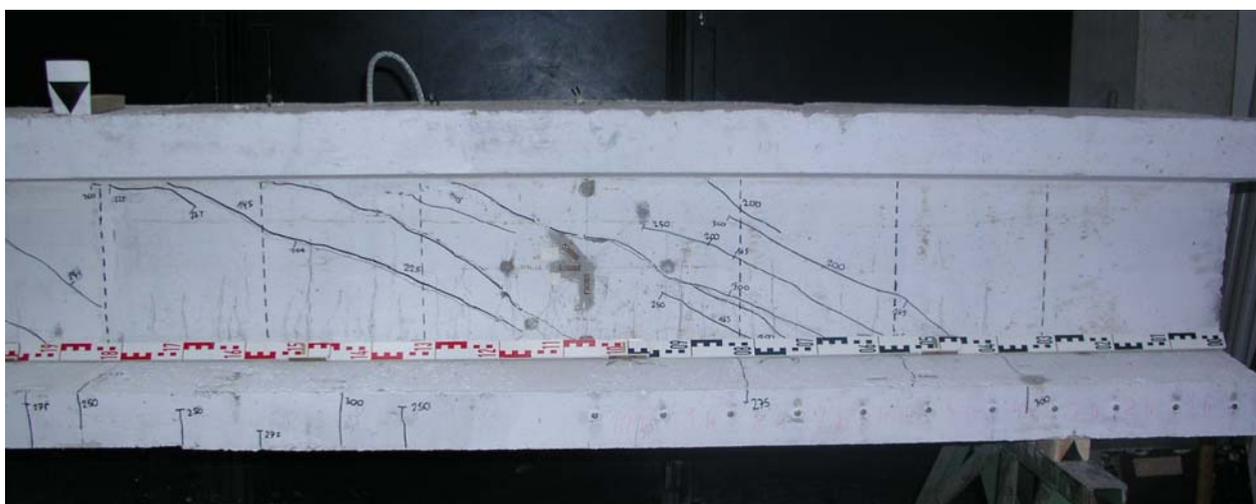
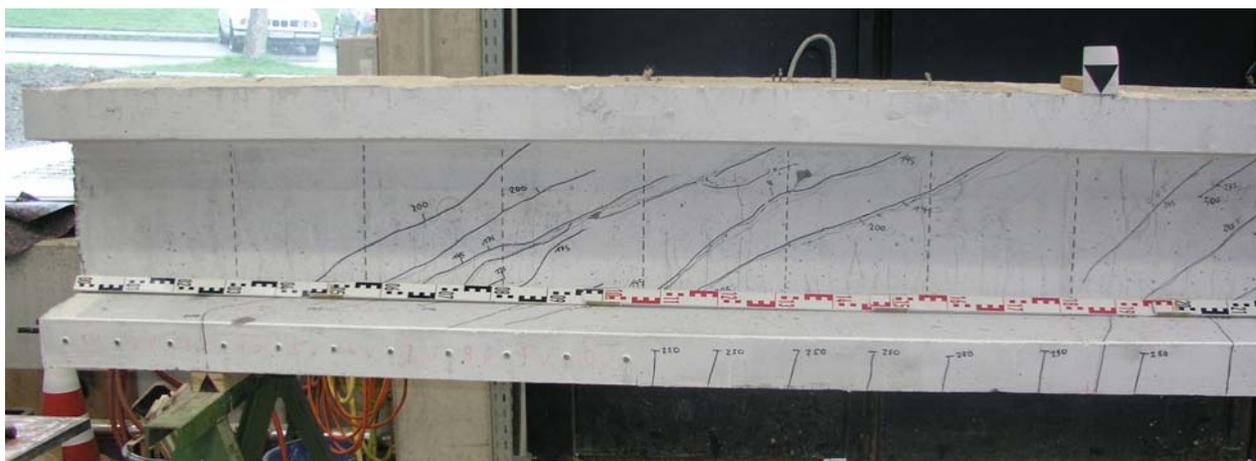


Bild D6.7: Versagenfotos (Q SVB 2L)

D7) Zusammenstellung der Messwerte beim Versuch (Q SVB 2R)

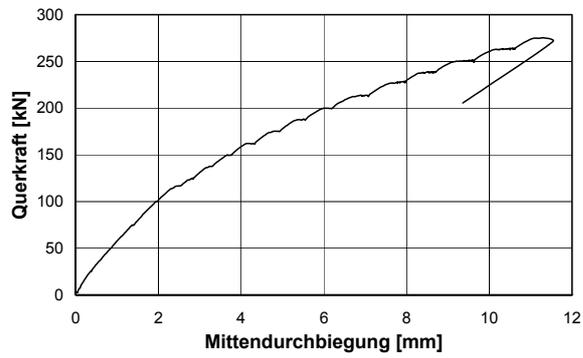


Bild D7.1: Last- Verformungskurve (Q SVB 2R)

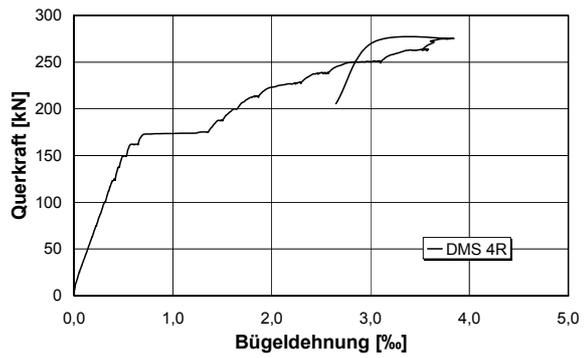
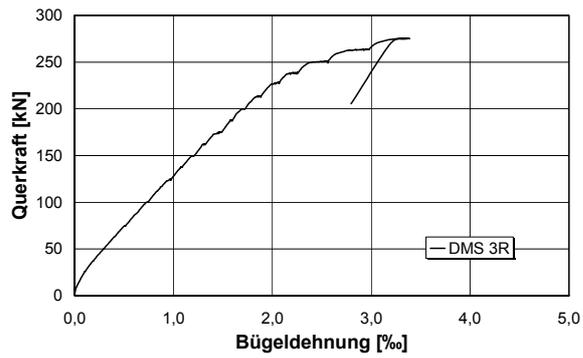
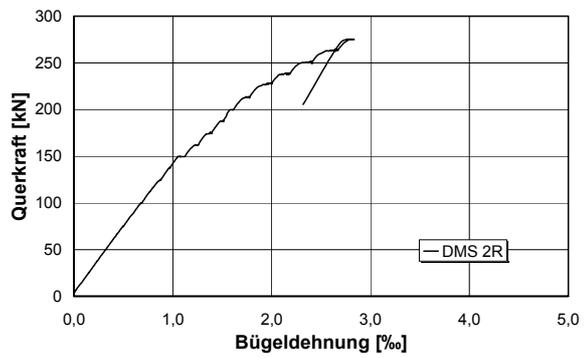
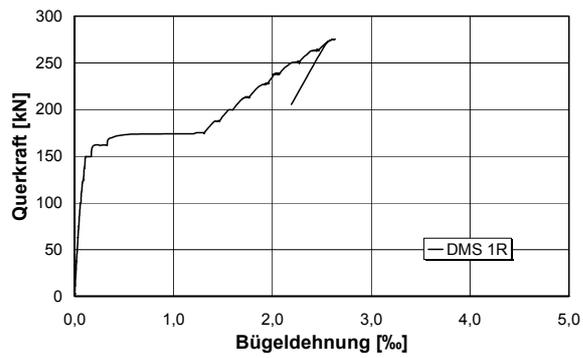


Bild D7.2: Bügeldehnungen (Q SVB 2R)

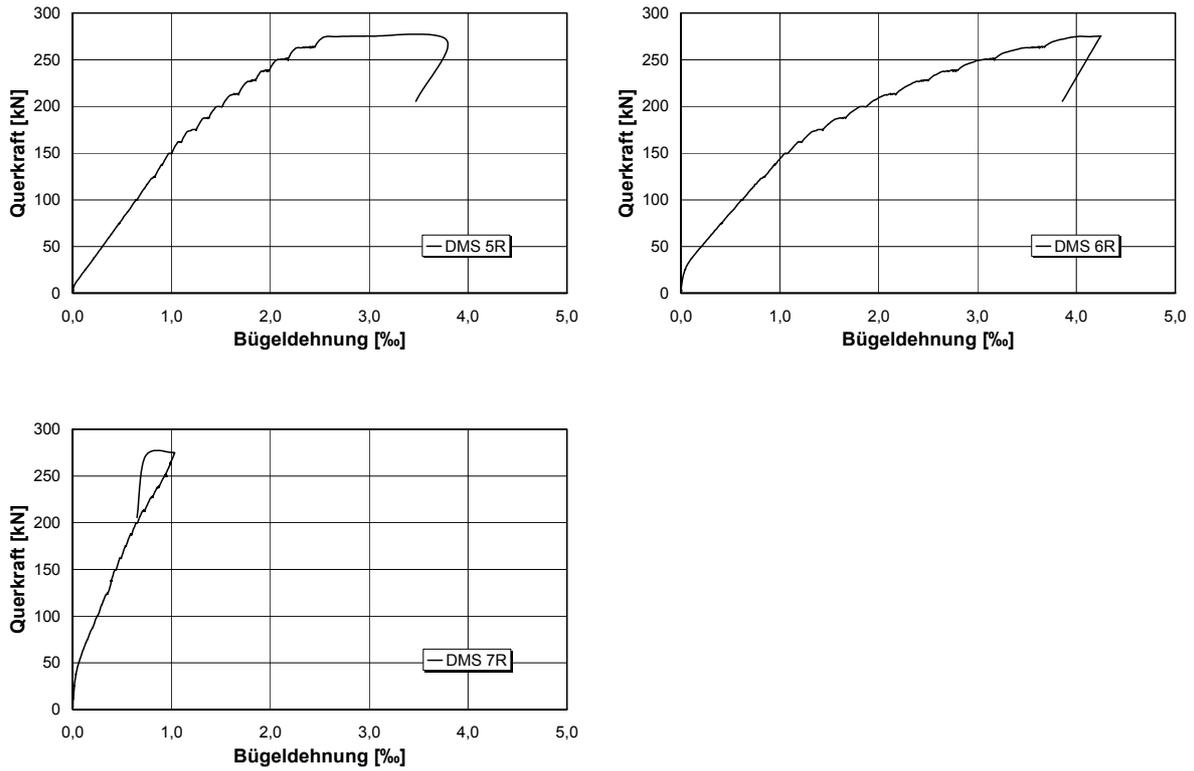


Bild D7.3: Bügeldehnungen (Q SVB 2R)

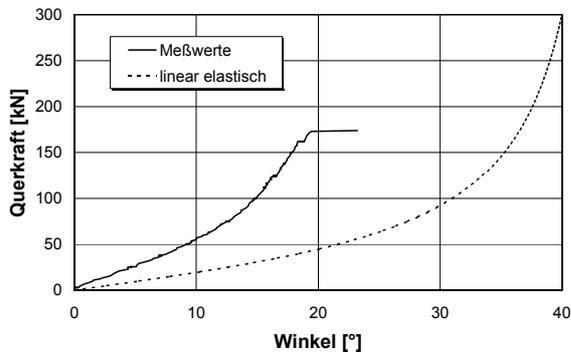


Bild D7.4: Beton – DMS – Rosette im rechten Schubfeld (Q SVB 2R)

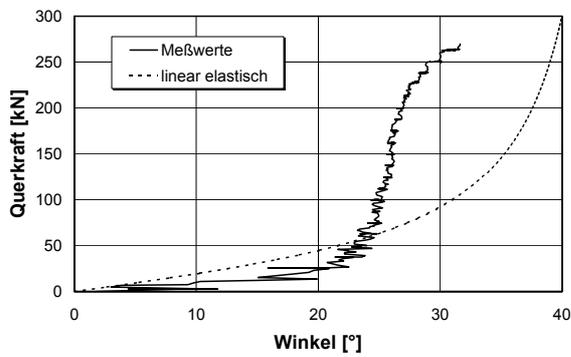


Bild D7.5: Wegaufnehmer – Rosette im linken Schubfeld (Q SVB 2R)

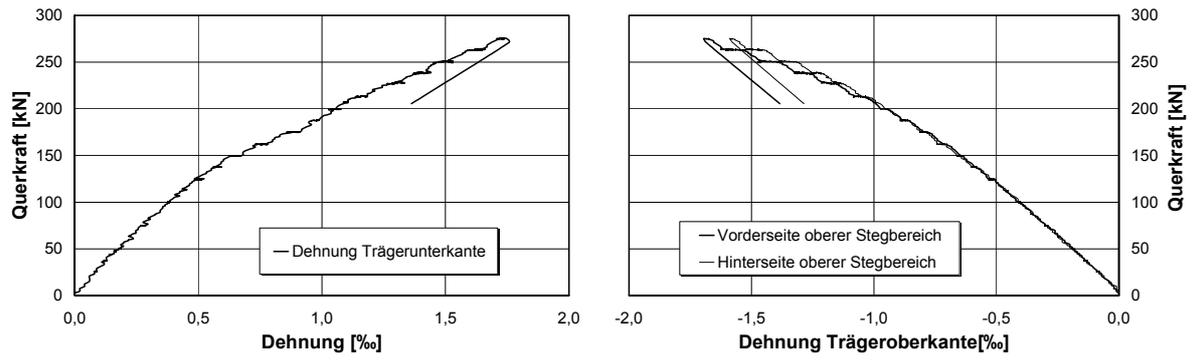


Bild D7.6: Betondehnungen (Q SVB 2R)

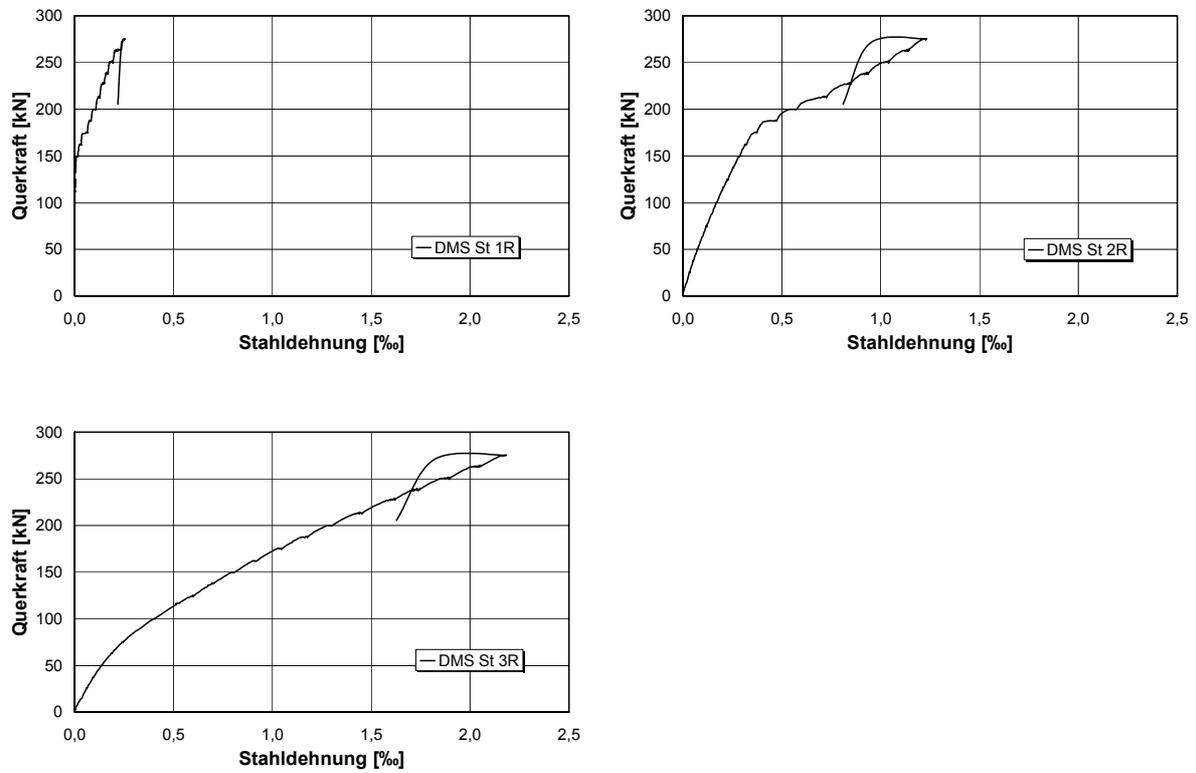


Bild D7.7: Stahldehnungen (Q SVB 2R)

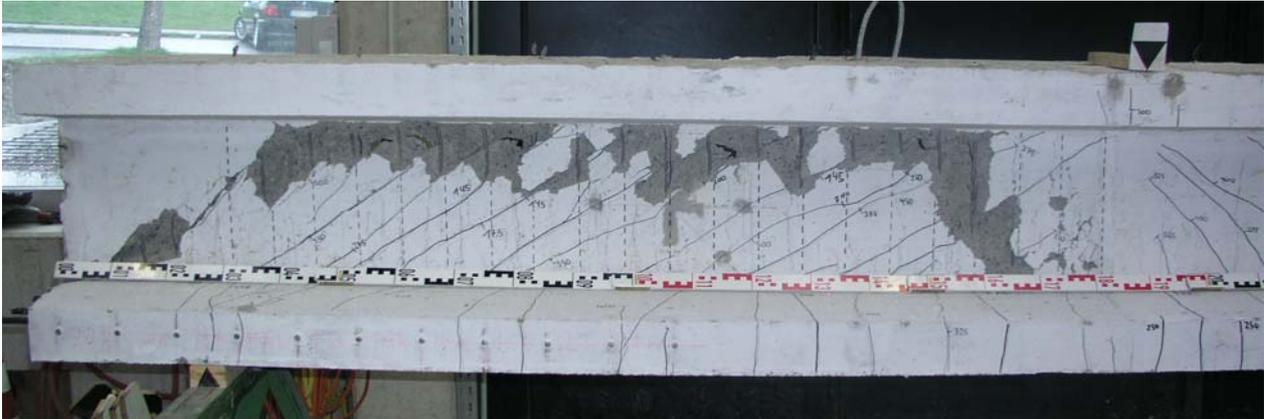
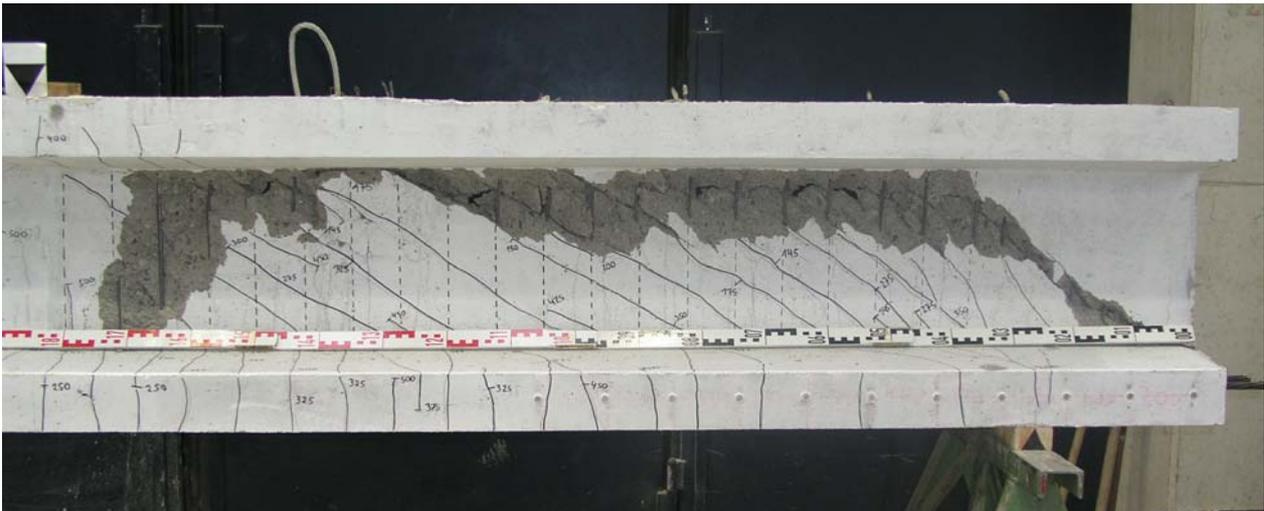


Bild D7.8: Versagensfotos (Q SVB 2R)

D8) Berechnung der Bruchlasten

Darstellung der Bauteilkennwerte:

f_{ym}, f_y, f_p	[N/mm ²]	Streckgrenze der Querkraft-, Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrung
E_s, E_{cm}	[N/mm ²]	E-Modul des Betonstahls bzw. Betons
P	[kN]	Vorspannkraft
σ_c	[N/mm ²]	Normalspannung infolge Vorspannung (DIN 1045-1: $\sigma_c = -P/A_c$)
σ_{cp}	[N/mm ²]	Normalspannung infolge Vorspannung (EC2: $\sigma_{cp} = -\sigma_c < 0,2 f_{cd}$)
f_{ck}	[N/mm ²]	Zylinderdruckfestigkeit ($f_{ck} = f_{cm,exp}$)
f_{ctm}	[N/mm ²]	Zugfestigkeit (bis C50/60: $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)}$; ab C55/65: $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{ck}/10)$)
f_{lc}	[N/mm ²]	Mittlere Prismendruckfestigkeit des Betons ($f_{lc} = 0,95 \cdot f_{ck}$)
h, d	[cm]	Bauteilhöhe, gemittelte statische Nutzhöhe
h_f, b_f	[cm]	Flanschhöhe bzw. -breite
b_w	[cm]	Stegbreite
d_s, d_p	[cm]	statische Nutzhöhe
z_s, z_p	[cm]	innerer Hebelarm ($z = 0,9 \cdot d$)
A_c	[cm ²]	Betonquerschnitt
a_{sw}	[cm ² /m]	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
ρ_w	[%]	Bügelbewehrungsgrad ($\rho_w = a_{sw}/b_w$)
$\rho_{w,min,DIN}$	[%]	Mindestwert von ρ_w (DIN 1045-1: $\rho_{w,min,DIN} = 1,6 \rho$; mit $\rho = 0,16 f_{ctm}/f_{yk}$)
$\rho_{w,min,EC2}$	[%]	Mindestwert von ρ_w (EC2: $\rho_{w,min,EC2} = (0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$)
A_{sl}, A_p	[cm ²]	Längsbewehrung (Betonstahl bzw. Spannstahl)
ρ_l	[%]	Längsbewehrungsgrad ($\rho_l = (A_{sl} + A_p)/(b_f \times d)$)

	f_{ym}	E_s	P	σ_c	f_{ck}	f_{ctm}	f_{lc}	E_{cm}	σ_c/f_{lc}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[-]				
Q SVB 1L	630	200000	500	-5,71	67	4,23	64	37500	-0,09
Q SVB 1R	630	200000	500	-5,71	67	4,23	64	37500	-0,09
Q SVB 2L	638	200000	500	-5,71	38	3,39	36	31000	-0,16
Q SVB 2R	638	200000	500	-5,71	40	3,51	38	31800	-0,15

	h	h_f	b_f	b_w	d_s	z_s	d_p	z_p	A_c
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]
Q SVB 1L	50	9	38	6	47	42,3	45	40,5	876
Q SVB 1R	50	9	38	6	47	42,3	45	40,5	876
Q SVB 2L	50	9	38	6	47	42,3	45	40,5	876
Q SVB 2R	50	9	38	6	47	42,3	45	40,5	876

	a_{sw}	ρ_w	$\rho_{w,min,DIN}$	$\rho_{w,min,EC2}$	A_{sl}	A_p	ρ_l	f_y	f_p	d
	[cm ² /m]	[%]	[%]	[%]	[cm ²]	[cm ²]	[%]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[cm]
Q SVB 1L	1,14	0,19	0,201	0,104	17,2	3,72	1,19	634	1648	46,3
Q SVB 1R	7,56	1,26	0,201	0,104	17,2	3,72	1,19	634	1648	46,3
Q SVB 2L	1,14	0,19	0,136	0,077	17,2	3,72	1,19	634	1648	46,3
Q SVB 2R	7,56	1,26	0,141	0,079	17,2	3,72	1,19	634	1648	46,3

a) Berechnung nach DIN 1045-1

Betontraganteil:

$$V_{Rk,ct} = \left[0,10 \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \sigma_c \right] \cdot b_w \cdot d$$

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

$$\rho_l = \frac{A_{sl} + A_p}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

Zugstrebentragfähigkeit:

$$V_{Rk,sy} = a_{sw} \cdot f_{ym} \cdot z \cdot \cot \theta$$

mit $\cot \theta = \frac{\cot \beta_r}{1 - V_{Rk,c} / V_{exp}}$

$$\cot \beta_r = 1,2 - 1,4 \cdot \sigma_c / f_{1c}$$

$$V_{Rk,c} = \beta_{ct} \cdot 0,10 \cdot \eta_1 \cdot f_{1c}^{1/3} \left(1 + 1,2 \frac{\sigma_c}{f_{1c}} \right) \cdot b_w \cdot z$$

$$V_{Rk,sy,min} = \rho_{w,min,DIN} \cdot b_w \cdot f_{ym} \cdot z \cdot \cot \theta$$

Druckstrebentragfähigkeit:

$$V_{Rk,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{1c}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

mit $\alpha_c = 0,75$

	V_{exp}	$V_{Rk,ct}$	$\cot \theta$	$V_{Rk,sy}$	$V_{Rk,sy,min}$	$V_{Rk,max}$
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]
Q SVB 1L	170	42	1,510	44	46	534
Q SVB 1R	380	42	1,402	270	43	548
Q SVB 2L	163	53	1,577	48	34	306
Q SVB 2R	275	54	1,500	301	34	329

b) Berechnung nach ENV 1992-1-1 (2003)

Betontraganteil:

$$V_{Rk,ct} = \left[0,12\kappa \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \leq (v_{\min} + k_1\sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

mit $k_1 = 0,15$

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

$$\rho_l = \frac{A_{sl} + A_p}{b_w d} \leq 0,02$$

$$v_{\min} = 0,032 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Zugstrebentragfähigkeit:

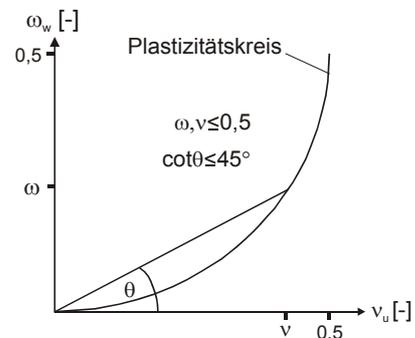
$$V_{Rk,sy} = a_{sw} \cdot f_{ym} \cdot z \cdot \cot \theta$$

mit $\cot \theta = \frac{v}{\omega}; \quad 1 \leq \cot \theta \leq 2,5$

$$\omega = \min\left(0,5; \frac{\rho_w \cdot f_{ym}}{\alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{1c}}\right)$$

$$v = (0,5^2 - (0,5 - \omega)^2)^{0,5}$$

$$v_1 = \begin{cases} 0,6 & \text{für } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \\ 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 & \text{für } f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$



$$V_{Rk,sy,min} = \rho_{w,min,EC2} \cdot b_w \cdot f_{ym} \cdot z \cdot \cot \theta_{\min}$$

Druckstrebentragfähigkeit:

$$V_{Rk,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{1c}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

mit $\alpha_{cw} = \begin{cases} 1 + \sigma_{cp} / f_{1c} & 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{1c} \\ 1,25 & \text{für } 0,25 f_{1c} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{1c} \\ 2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{1c}) & 0,5 f_{1c} < \sigma_{cp} \leq 1,0 f_{1c} \end{cases}$

	V_{exp}	$V_{Rk,ct}$	$\cot \theta$ ($\cot \theta_{\min}$)	$V_{Rk,sy}$	$V_{Rk,sy,min}$	$V_{Rk,max}$
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]
Q SVB 1L	170	51	2,5 (7,671)	73	40	328
Q SVB 1R	380	51	1,984 (7,671)	383	40	383
Q SVB 2L	163	65	4,438 (7,062)	76	31	216
Q SVB 2R	275	66	1,504 (7,130)	302	32	302

c) Berechnung nach Görtz [Gö04]

Betontraganteil:

$$V_c = \kappa_s \cdot V_{c,s} + \kappa_p \cdot V_{c,p}$$

mit $\kappa_s = 1 - \omega_{ct} / 3$

$$\kappa_p = 1 - \omega_{ct}$$

$$\omega_{ct} = \rho_w \cdot f_{ym} / f_{ctm}$$

$$V_{c,s} = \beta \cdot \frac{2}{3} \cdot k_x \cdot f_{ctm} \cdot (4 \cdot d / a)^{1/4} \cdot (5 \cdot l_{ch} / d)^{1/4} \cdot b_{s,eff} \cdot d$$

mit $\beta = 3 / (a / d) \geq 1,0$

$$k_x = \frac{2}{1 + \sqrt{1 + 2 / (\rho_l \cdot E_s / E_{cm})}} \leq h_{OG} / d$$

$$l_{ch} = E_{cm} \cdot G_f / f_{ctm}^2$$

$$G_f = 0,0307 \cdot f_{ctm} \leq 0,143$$

$$b_{s,eff} = b_w + 0,30 \cdot h_{OG} \quad \text{für profilierte Bauteile}$$

$$V_{c,p} = P \cdot \frac{z_p}{a}$$

Zugstrebentragfähigkeit:

$$V_{Rk,sy} = a_{sw} \cdot f_{ym} \cdot z \cdot \cot \beta_r$$

mit $\cot \beta_r = 1 + 0,15 / \omega_{ct} - 0,18 \cdot \sigma_c / f_{ctm}$

$$V_{Rk,sy,min} = \rho_{w,min,DIN} \cdot b_w \cdot f_{ym} \cdot z \cdot \cot \beta_{r,min}$$

Druckstrebentragfähigkeit:

$$V_{Rk,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{1c}}{\cot \beta_r + \tan \beta_r}$$

mit $\alpha_c = 0,75$

	V_{exp}	V_c	$\cot \beta_r$	$V_{Rk,sy}$	$V_{Rk,sy,min}$	$V_{Rk,max}$
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]
Q SVB 1L	170	105	1,773	52	54	497
Q SVB 1R	380	24	1,323	255	54	558
Q SVB 2L	163	140	1,723	52	41	294
Q SVB 2R	275	15	1,358	273	42	340

d) Bemessungskonzept für praktische Anwendung nach Görtz [Gö04]

Betontraganteil:

$$V_{Rk,ct} = V_{Rk,ct,s} + V_{Rk,ct,p}$$

mit
$$V_{Rk,ct,s} = \beta \cdot 0,1 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_{s,eff} \cdot d$$

$$\beta = 3/(a/d) \geq 1,0$$

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

$$\rho_l = \frac{A_{sl} + A_p}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

$$b_{s,eff} = b_w + 0,30 \cdot h_{OG} \quad \text{für profilierte Bauteile}$$

$$V_{Rk,ct,p} = P \cdot \frac{z_p}{a}$$

Zugstrebentragfähigkeit:

$$V_{Rk,sy} = a_{sw} \cdot f_{ym} \cdot z \cdot \cot \theta$$

mit
$$\cot \theta = \frac{\cot \beta_r}{1 - \frac{V_{Rk,c}}{V_F}} \quad \text{bzw. } a/d \text{ (bei Einzellastbeanspruchung)}$$

$$\cot \beta_r = 1 - 0,18 \cdot \sigma_c / f_{ctm}$$

$$V_{Rk,c} = 0,10 \cdot f_{ctm} \cdot b_w \cdot z$$

$$V_F = V_{exp} - \kappa_c \cdot V_{Rk,ct}$$

$$\kappa_c = 1,15 - (V_{exp} / V_{Rk,ct,s}) / 6,5 \geq 0$$

$$V_{Rk,sy,min} = \rho_{w,min,DIN} \cdot b_w \cdot f_{ym} \cdot z \cdot \cot \theta$$

Druckstrebentragfähigkeit:

$$V_{Rk,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{1c}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

mit
$$\alpha_c = 0,75$$

	V_{exp}	$V_{Rk,ct}$	$\cot \theta$	$V_{Rk,sy}$	$V_{Rk,sy,min}$	$V_{Rk,max}$
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]
Q SVB 1L	170	100	5,442	63	66	444
Q SVB 1R	380	100	1,704	415	56	444
Q SVB 2L	163	165	5,133	65	47	259
Q SVB 2R	275	165	1,898	381	43	293