

**Verbundverankerung von Spannstählen
bei Spannbetonfertigteilen aus hoch-
festem Leichtbeton**

T 3086

T 3086

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2005, ISBN 3-8167-6914-4

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.IRBbuch.de

LEHRSTUHL UND INSTITUT
FÜR MASSIVBAU
UNIV.-PROF. DR.-ING.
JOSEF HEGGER
MIES-VAN-DER-ROHE-STR. 1
D-52074 AACHEN
TELEFON 0241/80 25170
TELEFAX 0241/80 22335
www.imb.rwth-aachen.de
imb@imb.rwth-aachen.de

Abschlussbericht

(DIBt (Az.: P 32-5-7.204-975/01))

Institutsbericht-Nr. 115/2004

des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen

Gegenstand: „Verbundverankerungen in hochfestem Leichtbeton“

Auftraggeber: Deutsches Institut für Bautechnik
DIBt (Az.: P 32-5-7.204-975/01)

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

Datum: Aachen, den 30.6.2005

Projekt-Nr. IMB: F-2000-006

Dieser Bericht umfasst 122 Seiten Text und 3 Anhänge.

Vorwort

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

Der Beratergruppe gehörten Frau

Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Schnellenbach-Held

sowie die Herren

Dr.-Ing. U. Hartz und

Univ.-Prof. Dr.-Ing. L. Stempniewski

an. Dem DIBt und 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 Kenntnis | 2 |
| 1.3 Ziel und Umfang der Untersuchungen | 2 |
| 2 BETONREZEPTUREN | 5 |
| 2.1 Allgemeines | 5 |
| 2.2 Leichtzuschläge | 6 |
| 2.3 Herstellverfahren | 7 |
| 2.3.1 Allgemeines | 7 |
| 2.3.2 Herstellung mit trockenen Leichtzuschlägen | 7 |
| 2.3.3 Herstellung mit haldenfeuchten Leichtzuschlägen | 7 |
| 2.3.4 Herstellung mit wassergesättigten Leichtzuschlägen | 8 |
| 2.4 Entwicklung der Rezepturen | 9 |
| 2.5 Besonderheiten der Leichtbetonherstellung | 12 |
| 2.5.1 Betonmischer | 12 |
| 2.5.2 Ansteifverhalten, Verarbeitung | 13 |
| 3 BESCHREIBUNG DER VERSUCHE | 15 |
| 3.1 Ausziehversuche | 15 |
| 3.1.1 Versuchsprogramm und Abmessungen der Probekörper | 15 |
| 3.1.2 Versuchsaufbau | 17 |
| 3.1.3 Baustoffe | 18 |
| 3.1.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper | 20 |
| 3.1.5 Messtechnik | 21 |
| 3.1.6 Belastungsgeschichte | 22 |
| 3.2 Spannkrafteinleitungsversuche | 22 |
| 3.2.1 Versuchsprogramm und Abmessungen der Probekörper | 22 |
| 3.2.2 Versuchsaufbau | 23 |
| 3.2.3 Baustoffe | 24 |
| 3.2.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper | 25 |
| 3.2.5 Messtechnik | 25 |
| 3.2.6 Belastungsgeschichte | 27 |
| 3.3 Balkenversuche | 27 |
| 3.3.1 Versuchsprogramm und Abmessungen der Probekörper | 27 |
| 3.3.2 Versuchsaufbau | 29 |
| 3.3.3 Baustoffe | 29 |
| 3.3.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper | 30 |
| 3.3.5 Messtechnik | 31 |
| 3.3.6 Belastungsgeschichte | 32 |
| 4 ERGEBNISSE DER VERSUCHE | 34 |
| 4.1 Ausziehversuche | 34 |
| 4.1.1 Allgemeines | 34 |
| 4.1.2 Zusammenstellung der ermittelten Verbundspannungen | 34 |

| | |
|--|------------|
| 4.1.3 Verbundkraft-Verschiebungsverhalten | 36 |
| 4.1.4 Verbundgesetze | 45 |
| 4.2 Spannkrafteinleitungsversuche | 57 |
| 4.2.1 Allgemeines | 57 |
| 4.2.2 Wesentliche Versuchsergebnisse | 58 |
| 4.2.3 Verschiebungsverhalten der Spannstähle | 59 |
| 4.2.4 Übertragungslänge der Vorspannkraft | 66 |
| 4.2.5 Rissentwicklung im Übertragungsbereich | 73 |
| 4.3 Balkenversuche | 80 |
| 4.3.1 Allgemeines | 80 |
| 4.3.2 Verhalten im Einleitungsbereich der Vorspannkraft | 82 |
| 4.3.3 Verhalten im Verankerungsbereich der Zugkraft aus Biegebeanspruchung | 91 |
| 5 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN | 97 |
| 5.1 Allgemeines | 97 |
| 5.2 Beschreibung und Überprüfung des vorhandenen Modells | 97 |
| 5.2.1 Allgemeines | 97 |
| 5.2.2 Betonzugring | 99 |
| 5.2.3 Modifikationen | 99 |
| 5.3 Parametrisierung des Modells | 100 |
| 5.3.1 Allgemeines | 100 |
| 5.3.2 Parameterstudien | 101 |
| 5.3.3 Abbruchkriterium | 108 |
| 5.4 Nachrechnung der Pull-Out-Versuche | 109 |
| 5.4.1 Nachrechnung ohne Abbruchkriterium | 109 |
| 5.4.2 Nachrechnung mit Abbruchkriterium | 111 |
| 5.4.3 Nachrechnung mit dem "vereinfachten modifizierten Modell" | 111 |
| 5.5 Zusammenfassung und kritische Stellungnahme | 112 |
| 6 EMPFEHLUNGEN FÜR NORMATIVE REGELUNGEN | 114 |
| 6.1 Betondeckung und lichte Abstände | 114 |
| 6.2 Übertragungslängen | 115 |
| 6.3 Verankerungslängen | 118 |
| 7 ZUSAMMENFASSUNG | 119 |
| Literaturverzeichnis | 121 |

ANHANG A: ERGEBNISSE DER AUSZIEHVERSUCHE

ANHANG B: ERGEBNISSE DER SPANNKRAFTEINLEITUNGSVERSUCHE

ANHANG C: ERGEBNISSE DER BALKENVERSUCHE

1 EINLEITUNG

1.1 Ausgangssituation und Anlass

Der Baustoff hochfester Leichtbeton gehört zu den Hochleistungsbetonen. Die Kombination von niedriger Rohdichte ($< 2.000 \text{ kg/m}^3$), hoher Dichtigkeit und hoher Druckfestigkeit vergrößert die konstruktiven Möglichkeiten bei einer gleichzeitigen Verbesserung der Dauerhaftigkeit. Durch die Gewichtsersparnis und den hohen Widerstand gegen Frost-, Tausalz- bzw. Umweltbeanspruchungen ergeben sich ökonomische, technische und ästhetische Vorteile für den Brückenbau, bei weitgespannten Fertigteilkonstruktionen, bei Fassaden und Off-Shore Bauwerken.

Hochfester Leichtbeton wurde für Stahlbetonkonstruktionen bereits erfolgreich eingesetzt [He96]. In Deutschland wurde beim Bau der Deutzer Brücke [Fa79] in den 70er Jahren ein Leichtbeton der Festigkeitsklasse LB 45 mit einer Trockenrohddichte von $1,9 \text{ kg/dm}^3$ verwendet, für den eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich war. Danach kam die Entwicklung und der Einsatz von leistungsfähigen Leichtbetonen in Spannbetonkonstruktionen in Deutschland nahezu zum Erliegen, so dass weitgespannte Brückenkonstruktionen fast ausschließlich in Stahl- bzw. Stahlverbundbauweise ausgeführt worden sind. So ist nach DIN 4227, Teil 4 [4227] der Einsatz von Spannleichtbeton auf die Festigkeitsklasse LB 45 begrenzt.

In Norwegen wurden nach Einführung des Norwegischen Standards NS 3473 [NS] der die Verwendung von Leichtbeton mit Festigkeiten bis 85 N/mm^2 regelt, gute Erfahrungen mit Brücken aus hochfestem Leichtbeton gemacht [Fe91]. Die Boknasundet Bridge [Wi91] wurde z.B. in einem Sondervorschlag als dreifeldrige Spannbetonkonstruktion mit einer Spannweite von 190 m im Mittelfeld unter Verwendung eines Leichtbetons LC 60 ausgeführt.

Weiterentwicklungen auf dem Gebiet der Baustofftechnologie, insbesondere im Bereich der Zuschläge für Leichtbetone, eröffnen neue Möglichkeiten Hochleistungsleichtbetone mit niedriger Rohdichte und hoher Festigkeit herzustellen. Allerdings ist die Übertragbarkeit der existierenden Bemessungskonzepte auf diese Betone nicht geklärt. DIN 4227, Teil 4 [4227] bzw. EC 2 [EC2] regeln Betonfestigkeiten bis 50 N/mm^2 bei einer Rohdichteklasse $< 2,0 \text{ kg/dm}^3$. Durch Einführung von DIN 1045-1 [1045-1] wurde ein konsistentes Bemessungskonzept zur Verfügung gestellt, das für Normal-, Leicht- und hochfesten Beton gilt. Leichtbeton wird hier für Dichteklassen zwischen $1,0$ und $2,0 \text{ kg/dm}^3$ bis zu einer Zylinderdruckfestigkeit von 60 N/mm^2 geregelt. Regelungen bezüglich der Kombination bestimmter Dichte- und Festigkeitsklassen wurden nicht formuliert, diese ergeben sich allenfalls indirekt aus der Beachtung der Grenzwerte an die Zuschlagsstoffe nach DIN 1045-2 [1045-2]. Prinzipiell werden in DIN 1045-1 die für Normalbeton bekannten Bemessungsregeln durch Korrekturfaktoren für Leichtbeton modifiziert. Weder in der alten Norm DIN 4227, Teil 4 [4227] noch in DIN 1045-1 [1045-1] bzw. EC 2, Teil 1-4 [EC2] und dem Erweiterungsdokument des Model Code 90 „Lightweight Aggregate Concrete“ [MC90] werden für hochfeste Leichtbetone experimentell abgesicherte Bemessungsregeln zur Spannkrafteinleitung angegeben.

Aufgrund der höheren Sprödigkeit und der geringeren Zugfestigkeit kombiniert mit einem kleineren E-Modul können die Bemessungsansätze für die Spannkrafteinleitung bei Normalbeton nicht ohne Überprüfung auf den hochfesten Leichtbeton übertragen werden. Daher

sind Untersuchungen erforderlich, die zum einen den nach DIN 1045-1 zulässigen Bereich absichern und zum anderen eine Extrapolation auf den darüber hinausgehenden Bereich höherer Festigkeit ermöglichen.

1.2 Überblick zum Stand der Kenntnisse

Eine ausführliche Literaturlauswertung der internationalen Fachliteratur zu Verbundverankerungen wurde bereits in [He99] getätigt, so dass hier nur auf die speziellen Materialeigenschaften des hochfesten Leichtbetons eingegangen wird, die das Verbund- bzw. Verbundverankerungsverhalten von hochfestem Leichtbeton beeinflussen.

Das Verbundverhalten hängt in erster Linie von den Eigenschaften der Verbundzone zwischen Stahl und Betonmatrix ab, die durch die chemische Reaktion bei der Hydratation bestimmt werden. Faust [Fa00] stellt für den Leichtbeton fest, dass aufgrund der chemischen Zusammensetzung der Leichtzuschläge mit einem SiO_2 -Anteil von in der Regel über 50 % eine mehr oder weniger ausgeprägte chemische Sekundärreaktion mit dem bei der Hydratation entstehenden Calciumhydroxid und damit ein weiterer Beitrag zur Festigkeitssteigerung der Kontaktzone erwartet werden kann.

Die Kontaktzone zwischen Matrix und Leichtzuschlag bekommt beim hochfestem Leichtbeton eine große Bedeutung, da die Oberflächenbeschaffenheit der Zuschläge eine wesentlich bessere Verzahnung zulässt, die durch die Verwendung von Feinstanteilen wie Silika noch begünstigt werden. Drei Eigenschaften der Leichtzuschläge zeigen sich für die gute Verbundfestigkeit verantwortlich, ihre Saugfähigkeit, ihre puzzolanische Reaktivität sowie ihre Oberflächenporosität. Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Kontaktzone von konstruktivem Leichtbeton im wesentlichen auf die mechanische Verzahnung zwischen Korn und Matrix zurückzuführen ist, die zudem im geringen Masse von einer chemischen Wechselwirkung beider Komponenten unterstützt werden.

Insgesamt weist der hochfeste Leichtbeton ein sehr gutes Verbundverhalten auf, was eigene Biegeversuche aus hochfestem Leichtbeton bestätigten [He02]. Es wurde bei Trägern mit sofortigem Verbund ein sehr feines, enges Rissbild mit Rissbreiten von $w \leq 0,25$ mm beobachtet. Bei den Biegeversuchen an Trägern mit sofortigem Verbund aus hochfestem Leichtbeton wurde aber auch ein Litzenschlupf im Verankerungsbereich festgestellt, wenn der Überstand zu gering gewählt wurde, was auf eine schlechte Verbundverankerung im hochfestem Leichtbeton zurückzuführen ist.

1.3 Ziel und Umfang der Untersuchungen

Mit theoretischen und experimentellen Untersuchungen sollten die fehlenden Grundlagen für normative Regelungen in Zulassungen, Prüfrichtlinien und Normen zur Anwendung von Verbundverankerungen von Spannstählen in hochfesten Leichtbetonen geschaffen werden. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit ist vorgesehen, den Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich für Spannbettträger aus hochfestem Leichtbeton für siebendrähtige Spannstahlritzen mit einem Nenndurchmesser von 12,5 mm (0,5"-Litzen) und geripptem Spann-

stahldraht (Spanndraht \varnothing 12,0 mm) mit den zulässigen Vorspannkraften gemäß DIN 1045-1 entsprechend [DIBt] experimentell und theoretisch zu untersuchen. Hauptziel ist 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 [He99] erarbeitet worden und in DIN 1045-1 [1045-1] eingeflossen. Das Forschungsvorhaben nutzt die dabei gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse. Es berücksichtigt außerdem neueste Untersuchungen zum Stoffverhalten von hochfestem Leichtbeton. Ausgehend von den vorliegenden Untersuchungen zur Spannungsverteilung im Eintragungsbereich wird eine systematische Parameterstudie mit einem am Aachener Institut für Massivbau in [He99] entwickelten FE-Modells durchgeführt.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden folgende offene Fragen untersucht:

- a) Das Verbundverhalten von Spannstahlritzen und gerippten Spannstahldrähten in hochfestem Leichtbeton wurde durch Reihenuntersuchungen anhand von 153 Ausziehversuchen experimentell ermittelt. Zur Analyse des Verbundverhaltens im Spannkrafteinleitungsbereich wurden die Ausziehversuche mit vorgespannten Stählen und geeigneten Betonsorten mit unterschiedlichen Festigkeiten (LC 35/38 mit $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$, LC 55/60 mit $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ und LC 75/85 mit $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$) und Betonzusammensetzungen 24 Stunden oder 14 Tage nach der Herstellung durchgeführt. 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 wird der Einfluss unterschiedlicher Betondeckungen ermittelt.
- b) Das Verhalten im Einleitungsbereich der Spannbettvorspannung wurde anhand von 13 Spannkrafteinleitungskörpern ohne Querbewehrung untersucht. Hierbei wurden systematisch die Betondeckung und der lichte Abstand der Spannstähle variiert, um die Mindestabmessungen für eine rissfreie Spannkrafteinleitung in unterschiedliche hochfeste Leichtbetone gemäß a) zu ermitteln. Entsprechend den üblichen Herstellungsbedingungen wurde die Spannbettvorspannung zeitnah eingeleitet, um praxismgerechte Übertragungslängen abzuleiten. 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 sieben Spannbettträger aus hochfestem Leichtbeton mit jeweils vier Spannstählen (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.

Zur Beschreibung der durchgeführten Untersuchungen werden in Kapitel 2 die Besonderheiten bei der Herstellung der verwendeten hochfesten Leichtbetone beschrieben. In Kapitel 3 werden die experimentellen Untersuchungen an den Auszieh- und Spannkrafteinleitungskörpern sowie an den Biegeträgern vorgestellt, deren Ergebnisse in Kapitel 4 erläutert und diskutiert werden. Wegen der Vielzahl der Auswertungen werden hier die Ergebnisse exemplarisch

risch dargestellt und zusammengefasst. Im Anhang A, B und C sind für alle Versuchskörper die Auswertungen der Messwerte zusammengestellt. Darauf aufbauend werden im Kapitel 5 eine systematische Parameterstudie mit einem am Aachener Institut für Massivbau in [He99] entwickelten FE-Modells durchgeführt sowie im Kapitel 6 normative Empfehlungen ausgesprochen.

2 BETONREZEPTUREN

2.1 Allgemeines

Die Bandbreite konstruktiver Leichtbetone ist wegen des breiten Spektrums der Leicht- und Feinzuschläge sehr groß. In Abhängigkeit von der Rohdichte können Würfelfestigkeiten bis zu $f_{lck,cube} = 100 \text{ N/mm}^2$ erreicht werden (Bild 2.1).

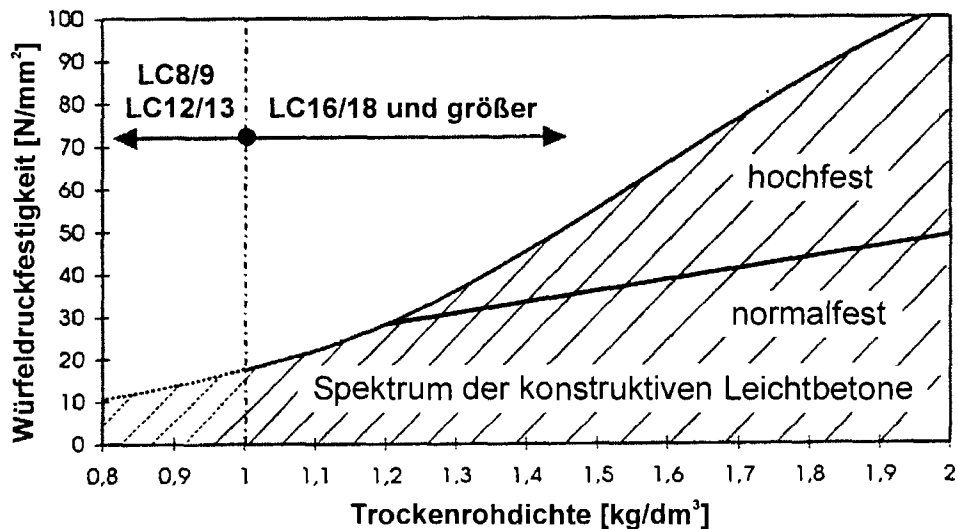


Bild 2.1: Spektrum der konstruktiven Leichtbetone [Fa00]

Leichtbetone der Güte LC 8/9 und LC 12/13 werden vorwiegend für nichttragende konstruktiven Anforderungen eingesetzt, so dass die Trockenrohddichte konstruktiver Leichtbetone zwischen $1,0 \text{ kg/dm}^3 \leq \rho \leq 2,0 \text{ kg/dm}^3$ liegt.

Der Begriff „hochfester Leichtbeton“ wird in der Literatur uneinheitlich verwendet. Faust [Fa00] verwendet diese Bezeichnung in Anlehnung an die Definition der DIN 1045-2 [1045-2] nur für Leichtbetone mit einer Zylinderdruckfestigkeit von $f_{lck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$, Held [He96] hingegen stellt vergleichend die Relation von Druckfestigkeit f_{lck} und Rohdichte ρ von Leichtbeton und Normalbeton gegenüber. Er spricht von einem „hochfesten“ Leichtbeton, wenn die Gleichung

$$\frac{f_{lck}}{\rho} \geq 25$$

erfüllt ist. Danach wird ein Normalbeton mit einer Festigkeit von 60 MN/m^2 und einer Rohdichte von $\rho = 2,4 \text{ kg/dm}^3$ ebenso als hochfester Beton bezeichnet wie ein Leichtbeton mit einer Festigkeit von 30 MN/m^2 und einer Rohdichte von $\rho = 1,2 \text{ kg/dm}^3$. Die in den experimentellen Untersuchungen dieses Forschungsvorhabens verwendeten Leichtbetone erfüllen dieses Kriterium und sind somit als hochfeste Leichtbetone einzustufen.

2.2 Leichtzuschläge

Hochfester Leichtbeton ist ein Gemisch aus Leichtzuschlägen, Zement, Füller, Wasser und Betonzusatzmitteln. Die Leichtzuschläge bestehen entweder aus offenporigen Gesteinen, die im Tagebau gewonnen werden, wie z.B. Naturbims und Lavaschlacken, oder aus durch einen Oxidationsprozess industriell aufgearbeitete, geblähte Gesteine, Tone bzw. Flugaschen. Für die Herstellung der Versuchskörper wurden zwei unterschiedliche Leichtzuschläge verwendet, Blähtonzuschlag Liapor sowie Blähschieferzuschlag Berwilit.

Zur Herstellung von Blähtonzuschlag wird im Tagebau gewonnener Ton aufbereitet und zu Kügelchen granuliert bzw. pelletisiert, wobei die ständige Homogenisierung des Tons für die gleichmäßige Porenstruktur entscheidend ist. Die Tonmineralien durchlaufen ein Drehofensystem und werden bei ca. 1200° C gebrannt. Die im Ton eingeschlossenen Stoffe verbrennen und die Tonkügelchen blähen sich auf. Gleichzeitig schmilzt die Oberfläche und bildet eine gesinterte Außenhaut. Es entstehen feinporige und leichte Tonperlen.

Je länger die Kügelchen im Blähofen verbleiben, desto geringer wird ihr Gewicht und damit auch ihre Festigkeit. Kornrohichten zwischen 0,55 g/cm³ und 1,95 g/cm³ werden beispielsweise von der Lias-Franken GmbH unter dem Markennamen Liapor produziert (Bild 2.2, links). Ähnliche Produkte bieten die Hersteller Fibo-Exclay, Norddeutschland und Lecca mit Sitz in Norwegen und Österreich an.

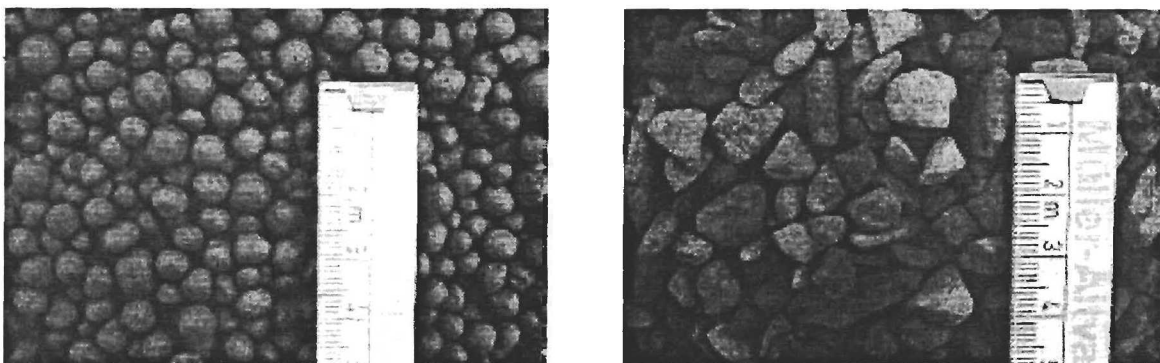


Bild 2.2: links: Blähton Liapor 9.5
rechts: Blähschiefer Berwilit

Zur Herstellung von Blähschieferzuschlag wird Schiefersplitt auf ca. 1200 °C erhitzt. Der temperaturbedingte Druckanstieg im Korninneren führt zum Entweichen von Luft und organischen Bestandteilen. Der Schiefer bläht auf und es bildet sich eine wabenförmige Zellstruktur. Mit der Sinterung der Oberfläche des Kornes und der Bildung einer festen geschlossenen Schale ist der Blähvorgang beendet. Das Material wird nun kontinuierlich aus dem Ofen befördert und abgekühlt. Über Transportbänder gelangt die unterschiedlich große Körnung zu der Klassifizierung, wo über entsprechende Sieblinien die Korngruppen bestimmt werden. Den in den Versuchen eingesetzten Blähschiefer der Fa. Berwilit zeigt Bild 2.2, rechts.

2.3 Herstellverfahren

2.3.1 Allgemeines

Die Herstellung von Leichtbetonen wird wesentlich von der korrekten Wasserzugabe beim Anmischen bzw. der Berücksichtigung der Saugfähigkeit der Leichtzuschläge beeinflusst, was sich entscheidend auf die Verarbeitbarkeit des Betons auswirken kann. Trockene oder nur wenig vorgesättigte Zuschläge nehmen einen Teil des Wassers auf, so dass bei Leichtbeton ein wirksamer Wassergehalt definiert werden muss, der die Differenz zwischen der Gesamtwassermenge im Frischbeton und dem durch die Zuschläge bis zum Erstarren des Betons aufgesaugten Wassers bildet. Die Gesamtwassermenge besteht aus der Summe von Zugabewasser, Kern- und Oberflächenfeuchte der Zuschläge und dem Wasser in Suspensionen und Zusatzstoffen. Der unter atmosphärischen Bedingungen gemessene Wert für die Wasseraufnahme innerhalb von 30 Minuten bildet die Grundlage für die Berechnung des wirksamen w/z -Wertes. Diese Wassermenge muss der Mischung als Saugwasser neben dem Anmachwasser für die Zementleimbildung zur Verfügung gestellt werden [Fa00].

Um mit ausreichender Genauigkeit die angestrebten Frisch- und Festbetoneigenschaften zu erreichen, muss die Menge des Betonzugabewassers dem Feuchtegehalt der zum Einsatz kommenden Leichtzuschläge bzw. der von den Leichtzuschlägen während der Betonherstellung aufgenommenen Wassermenge angepasst werden. Hierfür sind in der Praxis verschiedene Verfahren in Erprobung oder auch im Einsatz, die die Herstellung von Leichtbeton auch großtechnisch - z.B. als pumpfähigen Transportbeton - sicherstellen sollen. Nachfolgend werden drei geläufige Herstellverfahren vorgestellt.

2.3.2 Herstellung mit trockenen Leichtzuschlägen

Bei der Verwendung trockener Leichtzuschläge werden diese gemeinsam mit dem Sand für die Dauer von einer Minute mit 40% bis 60% der Gesamtwassermenge vorgemischt. Die Gesamtwassermenge besteht aus der angestrebten effektiven Wassermenge des Zementleims zuzüglich der Wassermenge, die die Leichtzuschläge während einer 30-minütigen Wasserlagerung aufnehmen. Alternativ können die trockenen Leichtzuschläge zunächst für 30 Minuten unter Wasser gelagert werden. Bevor der Frischbeton angemischt wird, werden die Leichtzuschläge außerhalb des Wasserbades für 5 Minuten zum Abtrocknen gelagert und danach für die Betonmischung verwendet [ACI]. Hierbei handelt es sich um ein sehr genaues Verfahren, das die Herstellung stets reproduzierbarer Betonrezepturen ermöglicht. Da im Betonwerk die Leichtzuschläge meist auf ungeschützten Halden liegen und der Witterung ausgesetzt sind, ist dieses Verfahren nur im Labor anwendbar, da selbst durch Trocknung der Leichtzuschläge im Darrofen noch Kernfeuchte im Leichtzuschlag enthalten ist.

2.3.3 Herstellung mit haldenfeuchten Leichtzuschlägen

Der Zustand „haldenfeucht“ ist stark witterungsabhängig und unterliegt großen Schwankungen. Üblicherweise werden Leichtzuschläge in diesem Zustand angeliefert. Die Ermittlung des Feuchtigkeitsgehaltes von Leichtzuschlag ist jedoch, abweichend vom Darr-Verfahren

nach DIN 4226 [4226] für Normalzuschläge, schwierig und ungenau. Für Leichtzuschläge kann das im Anhang der DIN 4226, Teil 2 beschriebene BVK-Verfahren angewendet werden. Der Wassergehalt wird anschließend mit dem Wasseraufnahmevermögen der Leichtzuschläge bei einer 30-minütigen Wasserlagerung verglichen (Herstellerangabe). Hierauf aufbauend wird die Wassermenge festgelegt, welche zur Erzielung des gewünschten Gesamtwassergehaltes eingespart bzw. nachdosiert werden muss [Li00].

In der Praxis werden üblicherweise „haldenfeuchte“ Leichtzuschläge unter Einhaltung der beschriebenen Vorgehensweise eingesetzt. Dies setzt allerdings Vorversuche und Kenntnis der Porenstruktur der verwendeten Leichtzuschläge voraus. Der Herstellungsprozess ist auf die lieferbare Kernfeuchte abzustimmen, die je nach Jahreszeit variiert.

Aufgrund des stark schwankenden Wassergehaltes von Zuschlägen, die einer frei bewitterten Halde entnommen werden, erweist sich das Entnehmen einer aussagekräftigen Durchschnittsprobe als äußerst schwierig. Es müssen Probemischungen hergestellt werden. Außerdem muss das Absorptionsverhalten der Mischung und der zeitliche Verlauf des Ansteifprozesses der Mischung bekannt sein [Fa00], um gerade bei Transportbeton ein frühzeitiges Ansteifen zu verhindern.

2.3.4 Herstellung mit wassergesättigten Leichtzuschlägen

Ziel einer intensiven Vornässung der Leichtzuschläge ist es, zu verhindern, dass im Frischbeton während des Mischens und Verarbeitens dem Zementleim durch die Porosität der Zuschläge Wasser entzogen wird. Diese, in den USA geläufigste Methode zur Herstellung von Konstruktionsleichtbeton, hat sich in der Praxis zur Erzielung von pumpfähigem Leichtbeton bewährt. Wassergesättigte Zuschläge sollten schnell verarbeitet werden, da sie gespeichertes Wasser schnell wieder abgeben. Allerdings zeigen grobe Leichtzuschläge, wie z.B. Blähtonkugeln mit gesinterter Außenhaut ein anderes Wasseraufnahmeverhalten als feine Leichtzuschläge, z.B. aus gemahlene Blähtonkugeln. Feine, gebrochene Zuschläge erreichen bei Kontakt mit Wasser ihr maximales Aufnahmevermögen viel schneller als grobe. Hierfür wird zunächst die vorhandene Eigenfeuchte der feinen Zuschlagsfraktionen bestimmt (z.B. nach dem BVK-Verfahren) [ACI]. Darauf basierend wird dann die genaue Mischungsberechnung aufgestellt. Vor Zugabe der übrigen Betoninhaltsstoffe werden die leichten Feinzuschläge im Mischer mit etwa 2/3 des berechneten gesamten Anmachwassers für die Dauer von 5 Minuten vorgegässelt.

Durch das Vornässen ist der Unsicherheitsfaktor „Massefeuchte“ zumindest in Bezug auf die größeren Leichtzuschläge durch Schaffung einer größeren Homogenität ausgeschaltet. Die Ergebnisse sind gut reproduzierbar, wenn statt Leichtsand zur Mörtelherstellung Natursand verwendet wird. Allerdings werden hierbei Rohdichte, Wärmeleitfähigkeit, Frostwiderstand, Feuerwiderstand sowie Kriech- und Schwindverhalten ungünstig beeinflusst. Je nach Art des verwendeten Leichtzuschlags ist mit einer Wasserabgabe der gesättigten Kornfraktionen an den umgebenden Zementleim zu rechnen. Dies führt zum Bluten des Betons sowie zu Störungen in der Verbundzone zwischen Zuschlag und Matrix, was mit einem Festigkeitsabfall verbunden ist. In Amerika finden deswegen im Offshore-Bereich pelletisierte Leichtzuschläge

Anwendung [Ho92], die nach dem Brennvorgang während der Abkühlphase beschichtet werden und somit den Porenraum im Inneren nahezu abdichten.

2.4 Entwicklung der Rezepturen

Für die Herstellung eines Versuchsträgers mit den entsprechenden Betonproben wurden ca. 800 Liter Frischbeton benötigt. Für die Betonherstellung galt folgende Zielsetzung:

- Einhaltung der vorgegebenen Festigkeiten und Dichten;
- Homogene Herstellung gut verarbeitbarer größerer Leichtbetonmengen;
- Entwicklung reproduzierbarer Rezepturen und Verfahrensweisen zur Herstellung von Hochleistungsleichtbeton.

Gemäß Forschungsantrag wurden drei Betonsorten entsprechend der Klassifizierung nach DIN 1045-1 hergestellt:

- LC 35/38 mit $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$;
- LC 55/60 mit $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$;
- LC 75/85 mit $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$.

Zur zielsicheren Herstellung größerer Mengen wurden die Leichtzuschläge nach ihrem Volumen und nicht nach ihrem Gewicht abgemessen. Rezepturen aus der Literatur enthalten neben Gewichtsangaben zu den Leichtzuschlägen ebenfalls häufig zusätzlich die Angabe „Schüttiliter / m³ Beton.“

Das bereits erwähnte BVK-Verfahren nach DIN 4226, Teil 2 kam hier nicht zur Anwendung, da es sehr aufwendig ist und spezielle Gerätschaften erfordert. Da das Stückgewicht von Leichtzuschlägen großen Schwankungen unterliegt und keine Möglichkeit bestand, größere Mengen Leichtzuschläge witterungsunabhängig zu lagern, wurde der unterschiedliche Wassergehalt der Leichtzuschläge wie folgt berücksichtigt:

- Dosierung der Leichtzuschläge nach dem Schüttvolumen;
- Abwiegen der volumetrisch abgemessenen Leichtzuschläge zur Bestimmung der vorhandenen Massefeuchte, die der Differenz zwischen dem tatsächlich vorhandenen Gewicht und dem Gewicht gemäß Herstellerangabe für trockene Zuschläge entspricht;
- Berechnung des Wassergehaltes der vorliegenden Leichtzuschläge;
- Anpassung der entsprechenden Betonrezeptur an dem zuvor bestimmten, im Leichtzuschlag gebundenen Wassergehalt;
- Begrenzung des effektiven w/z -Wertes auf maximal 0,4;
- Ermittlung von Rohdichte, LP-Gehalt und Ergiebigkeit am Frischbeton.

Mit dieser Vorgehensweise und einer für jede Rezeptur festgelegten Mischanweisung wurden homogene Festigkeiten und Dichten der einzelnen Betonsorten erzielt.

Für die drei Betonsorten wurden die in den Tabellen 2.1 bis 2.5 zusammengestellten fünf Rezepturen verwendet.

| IMB I LC 75/85 - 1,8 | Stoffraum | | Stoffroh- dichte | Einwaage |
|---|---|---|---------------------|-------------------|
| | Mörtel dm ³ /m ³ | Gesamt dm ³ /m ³ | kg/dm ³ | kg/m ³ |
| Liapor F 9,5 4/8 | - | 420 | 1,76 | 739 |
| „Natursand“ Sieblinie AB 0/4 | 180 | 180 | 2,64 | 475 |
| Silikasuspension Elkem | 57 | 57 | 1,40 | 80 |
| Zement CEM I 42,5R | 145 | 145 | 3,10 | 450 |
| Wasser | 180 | 180 | 1,00 | 180 |
| Fließmittel addiment FM62 | 5 | 5 | 1,22 | 6 |
| Luftporen | 13 | 13 | - | - |
| Summe Mörtel | 580 | - | - | - |
| Summe gesamt | | 1000 | - | - |
| Frischbetonrohddichte (bei trockenen Zuschlägen) | | | | 1930 |
| Restliche Wasserzugabe ca. 40-60 Liter / m ³ | | | | |

Tabelle 2.1: Rezeptur IMB I LC 75/85 – 1,8

| IMB II LC 55/60 – 1,6 | Stoffraum | | Stoffroh- dichte | Einwaage |
|---|---|---|---------------------|-------------------|
| | Mörtel dm ³ /m ³ | Gesamt dm ³ /m ³ | kg/dm ³ | kg/m ³ |
| Liapor F 9,5 4/8 | | 420 | 1,76 | 739 |
| Liapor Sand-k 0/4 | 180 | 180 | 1,51 | 272 |
| Silikasuspension Elkem | 57 | 57 | 1,40 | 80 |
| Zement CEM I 42,5R | 145 | 145 | 3,10 | 450 |
| Wasser | 180 | 180 | 1,00 | 180 |
| Fließmittel addiment FM62 | 5 | 5 | 1,22 | 6 |
| Luftporen | 13 | 13 | - | - |
| Summe Mörtel | 580 | - | - | - |
| Summe gesamt | | 1000 | - | - |
| Frischbetonrohddichte (bei trockenen Zuschlägen) | | | | 1727 |
| Restliche Wasserzugabe ca. 40-60 Liter / m ³ | | | | |

Tabelle 2.2: Rezeptur IMB II LC 55/60 – 1,6

| IMB III LC 35/38 – 1,4 | Stoffraum | | Stoffroh- dichte | Einwaage |
|---|---|---|---------------------|-------------------|
| | Mörtel dm ³ /m ³ | Gesamt dm ³ /m ³ | kg/dm ³ | kg/m ³ |
| Liapor F 6,5 4/8 | | 380 | 1,23 | 467 |
| Liapor Sand-k 0/4 | 270 | 270 | 1,51 | 408 |
| Silikasuspension Elkem | 57 | 57 | 1,40 | 80 |
| Zement CEM I 42,5R | 113 | 113 | 3,10 | 350 |
| Kalkmehl | 14 | 15 | 2,60 | 39 |
| Wasser | 145 | 145 | 1,00 | 145 |
| Fließmittel addiment FM62 | 5 | 5 | 1,22 | 6 |
| Luftporen | 15 | 15 | - | - |
| Summe Mörtel | 615 | - | - | - |
| Summe gesamt | | 1000 | - | - |
| Frischbetonrohddichte (bei trockenen Zuschlägen) | | | | 1495 |
| Restliche Wasserzugabe ca. 40-60 Liter / m ³ | | | | |

Tabelle 2.3: Rezeptur IMB III LC 35/38 – 1,4

| IMB IV LC 55/60 B – 1,6 | Stoffraum | | Stoffroh- dichte | Einwaage |
|---|---|---|---------------------|-------------------|
| | Mörtel dm ³ /m ³ | Gesamt dm ³ /m ³ | kg/dm ³ | kg/m ³ |
| Berwilit S 4-8 | | 400 | 1,25 | 500 |
| Berwilit-Sand K 0/2 0/4 | 180 | 200 | 1,55 | 310 |
| Silikasuspension Elkem | 57 | 57 | 1,40 | 80 |
| Zement CEM I 42,5R | 145 | 145 | 3,10 | 450 |
| Wasser | 185 | 185 | 1,00 | 185 |
| Fließmittel addiment FM62 | 5 | 5 | 1,22 | 6 |
| Luftporen | 15 | 15 | - | - |
| Summe Mörtel | 580 | - | - | - |
| Summe gesamt | | 1000 | - | - |
| Frischbetonrohddichte (bei trockenen Zuschlägen) | | | | 1525 |
| Restliche Wasserzugabe ca. 40-60 Liter / m ³ | | | | |

Tabelle 2.4: Rezeptur IMB IV LC 55/60 B – 1,6

| IMB V LC 35/38 B – 1,4 | Stoffraum | | Stoffroh- dichte | Einwaage |
|---|---|---|---------------------|-------------------|
| | Mörtel dm ³ /m ³ | Gesamt dm ³ /m ³ | kg/dm ³ | kg/m ³ |
| Berwilit N 4/8 | | 325 | 1,10 | 357 |
| Berwilit 0/4 | 325 | 325 | 1,55 | 504 |
| Silikasuspension Elkem | 57 | 57 | 1,40 | 80 |
| Zement CEM I 42,5R | 113 | 113 | 3,10 | 350 |
| Kalkmehl | 15 | 15 | 2,60 | 39 |
| Wasser | 145 | 145 | 1,00 | 145 |
| Fließmittel addiment FM62 | 5 | 5 | 1,22 | 6 |
| Luftporen | 15 | 15 | - | - |
| Summe Mörtel | 580 | - | - | - |
| Summe gesamt | | 1000 | - | - |
| Frischbetonrohddichte (bei trockenen Zuschlägen) | | | | 1481 |
| Restliche Wasserzugabe ca. 40-60 Liter / m ³ | | | | |

Tabelle 2.5: Rezeptur IMB V LC 35/38 B – 1,4

Da die Herstellung von gefügedichtem Hochleistungsleichtbeton im Vergleich zur Herstellung von Normalbeton oder hochfestem Normalbeton aufwändiger ist, war eine Vielzahl von Vorversuchen erforderlich, bis die o.g. Mischungszusammensetzungen in Bezug auf Dichte, Festigkeitsentwicklung und Endfestigkeit reproduzierbar waren.

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 $l/b/h = 70/15/10$ [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 die Trocken- und Festbetonrohddichten ermittelt.

2.5 Besonderheiten der Leichtbetonherstellung

2.5.1 Betonmischer

Zur Betonherstellung stand ein Zyklus ZK 250 Zwangmischer, Baujahr 1960 zur Verfügung. Durch dessen Mischprinzip wurden Teile der sensibleren, gröberen Kornfraktion 4-8 mm mechanisch beschädigt bzw. beim Mischvorgang zermahlen. Mit Hilfe einer Probemischung nach Rezeptur IMB I LC75/85 - 1,8 (Tabelle 2.1) wurde dieses Problem näher untersucht. Hierzu wurde der Frischbeton nach dem Mischvorgang einer Nasssiebung zugeführt. Dabei zeigte sich, dass ca. 5 % der Kugeln beim Mischvorgang zu „Liapor-Sand“ zermahlen wurden. Somit ist anzunehmen, dass weitere Liapor Kugeln beim Mischvorgang zwar nicht zerbrechen, wohl aber mechanische Schäden wie z.B. Mikrorisse davontragen.

Diese Schädigungen des Leichtzuschlages beim Mischen haben folgende Auswirkungen:

- Die Erhöhung des Feinanteils und damit der spezifischen, zu benetzenden Oberfläche verändert die Rezeptur;
- Die Mikrorisse und der höhere Feinanteil erhöhen die Wasseraufnahme;
- Das Wasser bzw. der Zementleim wird der Mischung durch saugende Zuschläge entzogen;
- Die Mikrorisse in den Zuschlägen beeinträchtigen die Festbetoneigenschaften [Fa00].

Um diese Schädigung zu vermeiden wurden Vorversuche mit einem auf Baustellen üblichen Freifallmischer für 300 l Frischbeton durchgeführt. Hierdurch konnten zwar Beschädigungen der Zuschläge vermieden werden, doch infolge der zu geringen Mischenergie des Freifallmischers wurden eine Klumpenbildung, eine Verklebung des Betons in der Mischertrommel und eine Entmischungsneigung beobachtet. Somit sollte die Herstellung von Hochleistungsleichtbeton mit modernen Zwangsmischern erfolgen, die das sensible Mischgut nicht mechanisch schädigen und dabei trotzdem die nötige Mischenergie freisetzen.

Bei den hier durchgeführten Untersuchungen kam deshalb der institutseigene Zwangsmischer Zyklus ZK 250, Baujahr 1960 zum Einsatz. Die o.g. Auswirkungen infolge Schädigung des Leichtzuschlages hatten keinen signifikanten Einfluss auf die Versuchsergebnisse, so dass die erzielten Versuchsergebnisse repräsentativ für hochfestem Leichtbeton sind.

2.5.2 Ansteifverhalten, Verarbeitung

Hochleistungsleichtbeton steift im Vergleich zu Hochleistungsbetonen aus geschlossenporigen Zuschlägen schnell an. Die saugenden Zuschläge, die niedrigen effektiven w/z -Werte sowie die o.g. Schädigungen führen dazu, dass eine möglichst fließfähige Frischbetonkonsistenz unmittelbar nach dem Mischen angestrebt wird. Nur so können engbewehrte Versuchskörper mit aufwendiger Geometrie zuverlässig ohne Fehlstellen hergestellt werden. Verzögerer wurden nicht eingesetzt, da die Vorspannung vergleichbar mit der Herstellung im Fertigteilwerk frühest möglich nach dem Betonieren erfolgen sollte.

Leichtbeton benötigt zudem eine höhere Verdichtungsenergie als Normalbeton. Je leichter die verwendeten Zuschläge sind, desto geringer sind die Abstände der Rüttellücken für die Innenrüttler in der Bewehrungsführung einzuplanen. Die üblichen, für Normalbetone ausgelegten Innenrüttler erwiesen sich für die Verdichtung von Hochleistungsleichtbeton als ungeeignet. Daher wurden für die Herstellung der Versuchsträger speziell für Leichtbeton entwickelte Innenrüttler mit einer Wolfram-Unwucht und verstärkter Verdichtungsenergie verwendet.

Aufgrund der splittigen, gebrochenen Kornform ist Leichtbeton aus Berwilit-Zuschlägen schwieriger zu verarbeiten als vergleichbarer Beton mit kugelförmigen Liapor-Zuschlägen. Bei Berwilit-Leichtbeton kann die Konsistenz nicht fließfähig eingestellt werden und der Beton entmischt sich vorher. Daher kommt Berwilit-Leichtbeton nur bei Trägern mit Rechteckquerschnitt bzw. unproblematischer Geometrie zum Einsatz. Eine sorgfältige Nachverdichtung ist bei Versuchskörpern aus Berwilit-Leichtbeton unbedingt durchzuführen.

Die Neigung der größeren Zuschlagskörner innerhalb der Mischung aufzuschwimmen wächst mit sinkender Rohdichte der Betone. Dieser Effekt wurde bei Testmischungen nach Rezeptur IMB III LC 35/38-1,4 (Tabelle 2.3) beobachtet, konnte aber durch die Zugabe von Kalksteinmehl oder Quarzmehl als Stabilisator beseitigt werden.

3 BESCHREIBUNG DER VERSUCHE

3.1 Ausziehversuche

3.1.1 Versuchsprogramm und Abmessungen der Probekörper

Das Versuchsprogramm umfasste zahlreiche Ausziehversuche an vorgespannten 0,5"-Litzen (Nenndurchmesser $d_p = 12,5$ mm) und gerippten Spanndrähten ($d_p = 12$ mm). Durch Variation der Festigkeits- und Rohdichteklassen (LC 35/38 mit $\rho = 1,4$ kg/dm³, LC 55/60 mit $\rho = 1,6$ kg/dm³ und LC 75/85 mit $\rho = 1,8$ kg/dm³) sollte ein breites Spektrum des hochfesten Leichtbetons untersucht werden. Die gewählten Rohdichte- bzw. Festigkeitsklassen erfüllen die Kriterien eines hochfesten Leichtbeton nach [He96]. Als maßgebende Parameter wurden die Betonrezeptur (vgl. Kapitel 2.4), die Betondeckung c ($c/d_p = 2,0 / 3,0 / 5,5$; $d_p =$ Nenn-durchmesser der Litze), das Betonalter (24 Stunden (24h) bzw. 14 Tage (14d) nach der Herstellung), die Spannstahlsorte (0,5"-Litzen bzw. gerippter Spanndraht) sowie die Verminderung der Spannkraft (um 0 %; 50 % und knapp 100 %) beim Einleiten der Vorspannung variiert.

Es wurden 17 Betonmischungen (Serie 1 bis 17) hergestellt. Dabei kamen vier Betonrezepturen für hochfesten Leichtbeton und eine Betonrezeptur für hochfesten Beton zur Anwendung. Um den Einfluss von ungewollten Streuungen zu vermindern, wurden drei Versuchskörper für jede Parameterkombination mit Ausnahme der Betondeckung vorgesehen. Zum direkten Vergleich mit den Versuchen aus [He99] diente Serie 7 aus hochfestem Normalbeton (HSC). Eine Übersicht über die 153 Ausziehversuche ist in Tabelle 3.1 dargestellt. Hierbei sind in der letzten Spalte die variierten Parameter gegenüber des Standard-Versuch mit Blähtonzuschlag „Liapor“, Betondeckung $c = 5,5 \cdot d_p$, Versuchszeitpunkt (Betonalter) 14d nach der Herstellung und vorgespannten 0,5"-Litzen angegeben.

Die Abmessungen der Versuchskörper mit einer Kantenlänge von 15 cm wurden entsprechend [RILEM] gewählt (Bild 3.1). 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 [Heg99] eine wirklichkeitsnähere Verbundspannung als eine größere Verbundlänge von $l_v = 75$ mm.

| Betonfestigkeit/ Rohdichte | Betonrezepturen | Bezogene Betondeckung c / d_p | Beton- alter | Litzen/ Drähte | Serien Nr. | Variation |
|--|---------------------------|---------------------------------------|-----------------|-------------------|---------------|--------------------|
| LC 35/38 $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ | IMB III LC 35/38 – 1,4 | 5,5 (constant) | 14d | Litzen | 3 | Standard |
| | IMB III LC 35/38 – 1,4 | 5,5 (constant) | 24h | Litzen | 12 | Zeit |
| | IMB V LC 35/38 B – 1,4 | 5,5 (constant) | 14d | Litzen | 6 | Rezeptur |
| | IMB V LC 35/38 B – 1,4 | 5,5 (constant) | 24h | Litzen | 13 | Rezeptur/ Zeit |
| | IMB III LC 35/38 – 1,4 | 5,75 (constant) | 14d | Drähte | 11 | Draht |
| | IMB V LC 35/38 B – 1,4 | 5,75 (constant) | 14d | Drähte | 10 | Rezeptur/ Draht |
| | IMB III LC 35/38 – 1,4 | Variieren (2,0; 3,0; 5,5) | 14d | Litzen | 14 | Beton- deckung |
| LC 55/60 $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ | IMB II LC 55/60 – 1,6 | 5,5 (constant) | 14d | Litzen | 1 | Standard |
| | IMB II LC 55/60 – 1,6 | 5,5 (constant) | 24h | Litzen | 4 | Zeit |
| | IMB II LC 55/60 – 1,6 | 5,75 (constant) | 14d | Drähte | 8 | Draht |
| | IMB II LC 55/60 – 1,6 | 5,75 (constant) | 24h | Drähte | 9 | Draht / Zeit |
| | IMB II LC 55/60 – 1,6 | Variieren (2,0; 3,0; 5,5) | 14d | Litzen | 15 | Beton- deckung |
| LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ | IMB I LC 75/85 - 1,8 | 5,5 (constant) | 14d | Litzen | 2 | Standard |
| | IMB I LC 75/85 - 1,8 | 5,5 (constant) | 24h | Litzen | 5 | Zeit |
| | IMB I LC 75/85 - 1,8 | 5,75 (constant) | 14d | Drähte | 17 | Draht |
| | IMB I LC 75/85 - 1,8 | Variieren (2,0; 3,0; 5,5) | 14d | Litzen | 16 | Beton- deckung |
| C 90/105 | - | 5,5 (constant) | 14d | Litzen | 7 | HSC (Vergleich) |

Tabelle 3.1: Versuchsprogramm der Ausziehversuche

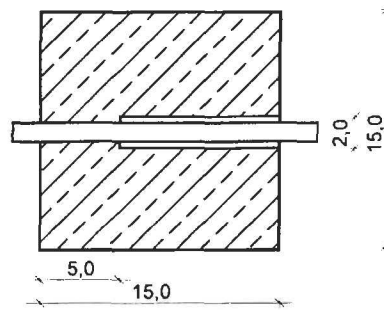


Bild 3.1: Längsschnitt der Versuchskörper

Die untersuchten Betondeckungen der Litzen sind Bild 3.2 zu entnehmen.

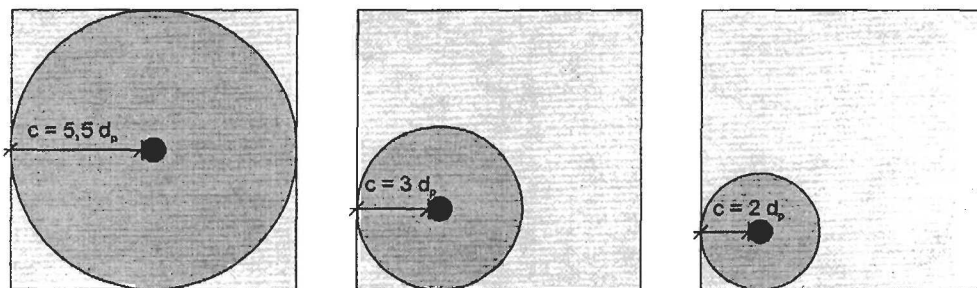
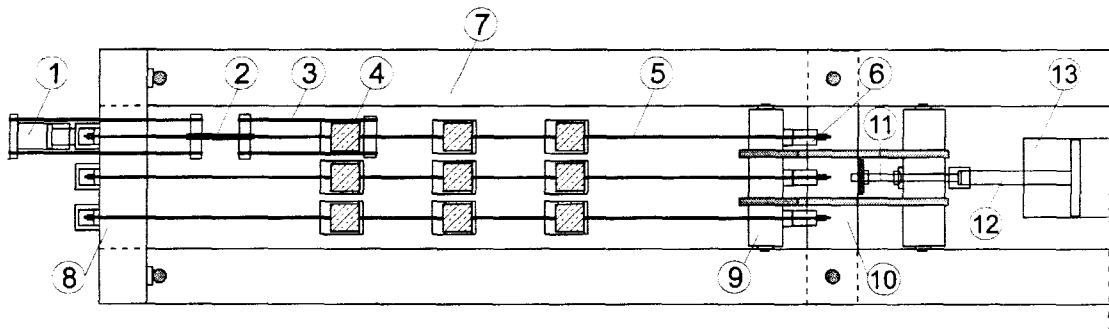


Bild 3.2: Querschnitte der Versuchskörper mit unterschiedlichen, auf den Nenn-durchmesser der Litzen ($d_p = 12,5 \text{ mm}$) bezogenen Betondeckungen

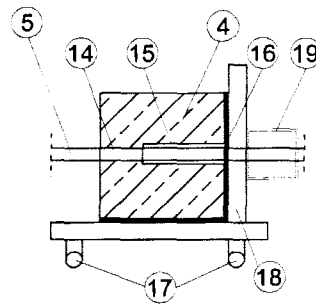
3.1.2 Versuchsaufbau

Die Versuchskörper wurden in einem horizontalen Prüfraumen mit vorgespannten Litzen bzw. Spanndrähten geprüft (Bild 3.3). Hierbei wurden die Spannstäbe mit einem beweglichen Spannloch, das durch eine Zugstange mit dem Hauptzugzylinder verbunden war, vorgespannt. Die Vorspannkraft wurde durch eine Spindel bis zum Versuch gegen ein festes Joch zum Absetzen der Spannkraft verblockt. Die Spannkraften wurden durch Hohlkraftmessdosen am beweglichen oder festen Spannloch kontrolliert. Der eigentliche Ausziehversuch erfolgte durch eine unabhängige Zugeinrichtung am festen Querjoch. Die Zugkräfte wurden durch eine hydraulische Kolbenpresse auf ein Zuggestänge übertragen, das über eine kardanische Aufhängung die Kräfte zentriert an jeweils einen Versuchskörper weiterleitete. Die Einleitung der Kräfte in die Versuchskörper erfolgte durch Querjocher, welche die Belastung auf eine Lastverteilungsplatte übertrugen. Zur gleichmäßigen Verteilung der Pressung wurde zwischen Lastverteilungsplatte und Versuchskörper eine 5 mm dicke Elastomerzwischenlage angeordnet. Aufgrund der freien Verdrehbarkeit im Spannkrafteinleitungsbereich wurden die Versuchskörper auf Kugelrollen gelagert. Die Messung der Ausziehkräfte erfolgte mit kalibrierten Zugmessstäben, die zwängungsfrei im Zuggestänge gelagert wurden.

Aufsicht der Prüfmaschine:



**Längsschnitt im Bereich
 der Versuchskörper:**



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

Bild 3.3: Versuchsaufbau der Ausziehversuche im Spannbett

Durch die Anordnung der Versuchskörper ungefähr in der Mitte zwischen den Verankerungen der vorgespannten Litzen bzw. Spanndrähten wurde die Ausziehkraft etwa je zur Hälfte in den vor den Versuchskörper liegenden Abschnitt der Spannstäbe 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. Durch den gewählten Versuchsaufbau lassen sich die ungewollten spannungsabhängigen Änderungen der Querpressungen, die beim einseitigen Ziehen entstehen, weitestgehend ausgleichen.

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.

3.1.3 Baustoffe

Die verwendeten Rezepturen der in der institutseigenen Mischanlage hergestellten Leichtbetone sind dem Abschnitt 2.4 zu entnehmen. In Tabelle 3.2 sind die Betonrezepturen für den

verwendeten hochfesten Normalbeton angegeben. Tabelle 3.3 enthält die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen.

| Parameter | Einheit | Gehalt/Wert | |
|---------------------------|-------------------|---------------|--|
| | | HSC (C90/105) | |
| Zement CEM I 52,5 R | kg/m ³ | 450 | |
| Silikasuspension Elkem MS | | 90 | |
| Wasser | | 76 | |
| Gesteinskörnung | | 1815 | |
| Fliessmittel | | 19 | |
| Luftgehalt | % | 1,0 | |
| w/z | - | 0,276 | |

Tabelle 3.2: Zusammensetzung des verwendeten hochfesten Normalbeton C90/105

| Betonsorte | Serie | Festigkeiten zum Versuchszeitpunkt | | | | Rohdichten | | Güte |
|------------|-------|---|---|---|---------------------------------|---|--|-------|
| | | Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²] | Spaltzug- festigkeit [N/mm ²] | Biegezug- festigkeit [N/mm ²] | E-Modul [N/mm ²] | Trocken- roh-dichte [kg/dm ³] | Frisch- beton- roh-dichte [kg/dm ³] | |
| LC 35/38 | 3 | 53,3 | 2,24 | 3,12 | 15.400 | 1,38 | 1,68 | 55,3 |
| | 11 | 47,9 | 1,82 | 3,02 | 14.900 | 1,32 | 1,67 | 50,0 |
| | 12 | 24,2 | 1,98 | 3,54 | 11.500 | 1,34 | 1,65 | 51,4 |
| | 14 | 44,7 | 1,85 | - | 13.400 | 1,33 | 1,67 | 46,0 |
| LC 35/38B | 6 | 57,6 | 2,00 | 4,40 | 19.300 | 1,48 | - | 58,2 |
| | 10 | 46,2 | - | - | 16.800 | 1,38 | 1,69 | 46,2 |
| | 13 | 23,7 | 2,01 | 3,47 | 12.100 | 1,38 | - | 49,5 |
| LC 55/60 | 1 | 70,7 | - | 3,18 | 20.100 | 1,61 | 1,84 | 75,0 |
| | 4 | 36,2 | 2,40 | 4,24 | 15.600 | 1,58 | - | 69,1 |
| | 8 | 68,6 | 2,29 | 3,75 | 20.300 | 1,58 | 1,90 | 81,2 |
| | 9 | 35,7 | 2,05 | 4,50 | 15.600 | 1,60 | 1,90 | 74,3 |
| | 15 | 63,6 | 2,46 | 2,64 | 17.900 | 1,58 | 1,87 | - |
| LC 75/85 | 2 | 93,4 | 2,97 | 5,09 | 26.200 | 1,81 | 2,01 | 88,2 |
| | 5 | 50,4 | 2,93 | 4,56 | 22.400 | 1,86 | - | 87,6 |
| | 16 | 71,0 | 2,90 | 4,59 | 23.700 | 1,82 | 1,99 | 82,2 |
| | 17 | 77,9 | 3,58 | 5,55 | 25.600 | - | 2,04 | 89,3 |
| C 90/100 | 7 | 100,6 | 5,09 | 8,46 | 44.000 | - | 2,44 | 111,4 |

Tabelle 3.3 Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen des Beton

Als Spannstahlbewehrung wurden kaltgezogene Spannstahllitzen (Nenndurchmesser $d_p = 12,5$ 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 Materialkennwerte enthalten die Tabellen 3.4 und 3.5.

| 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 | 92,9 | 1574 | 1894 | 1,203 | 195600 |

Tabelle 3.4 Gemessene Materialkennwerte der verwendeten 0,5“-Litze

| 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] |
|------------------------------|--|---|---|---|--|
| 11,9 | 110,7 | 1457 | 1627 | 1,117 | 204100 |

Tabelle 3.5 Gemessene Materialkennwerte des verwendeten Spanndrahts \varnothing 12 mm

3.1.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Um den Einfluss der Querdehnung der Spannstähle auf das Verbundverhalten entsprechend der Kraftänderung bei der Spannkrafteinleitung zu ermitteln, wurden die Versuchskörper im Spannbett an vorgespannten Litzen bzw. Spanndrähten hergestellt. Die Spannstahlspannung wurde nach DIN 1045-1 [1045-1] mit $\sigma_{p0} = 0,90 \cdot f_{p0,1k} = 0,90 \cdot 1500 = 1350 \text{ N/mm}^2$ (für die 0,5“-Litzen) bzw. $\sigma_{p0} = 0,90 \cdot 1350 = 1215 \text{ N/mm}^2$ (für die Spanndrähte) vorgespannt. 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 3.4). Um einen unkontrollierten Wasserentzug zu verhindern, war die Schalung mit Kunststoff beschichtet.

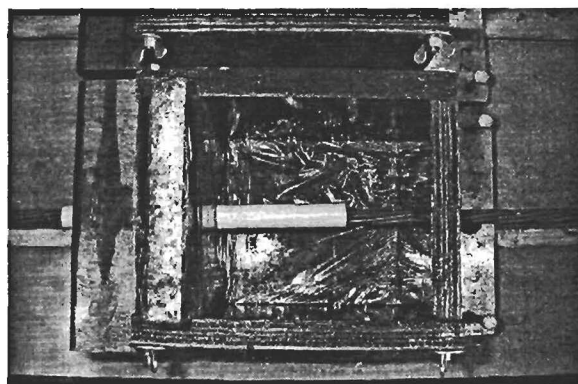


Bild 3.4: Mehrteilige Holzschalung der Probekörper

Der Beton wurde lagenweise eingebracht und mit Flaschenrüttlern intensiv verdichtet. Die Lagerung fand bei einer gleichmäßigen Raumtemperatur von etwa 22° C und einer Luftfeuchtigkeit von 50 - 60 % in der Institutshalle statt. Die Versuchskörper wurden beim Ausziehversuch nach 24 Stunden unmittelbar vor dem Versuch ausgeschalt. Bei den Versuchen nach 14 Tagen wurde die Schalung nach einer Woche entfernt und die Versuchskörper bis zum Versuch mit Folie abgedeckt.

3.1.5 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 3.5). Zusätzlich wurde die Rotation durch einen in Querrichtung angeordneten induktiven Wegaufnehmer gemessen.

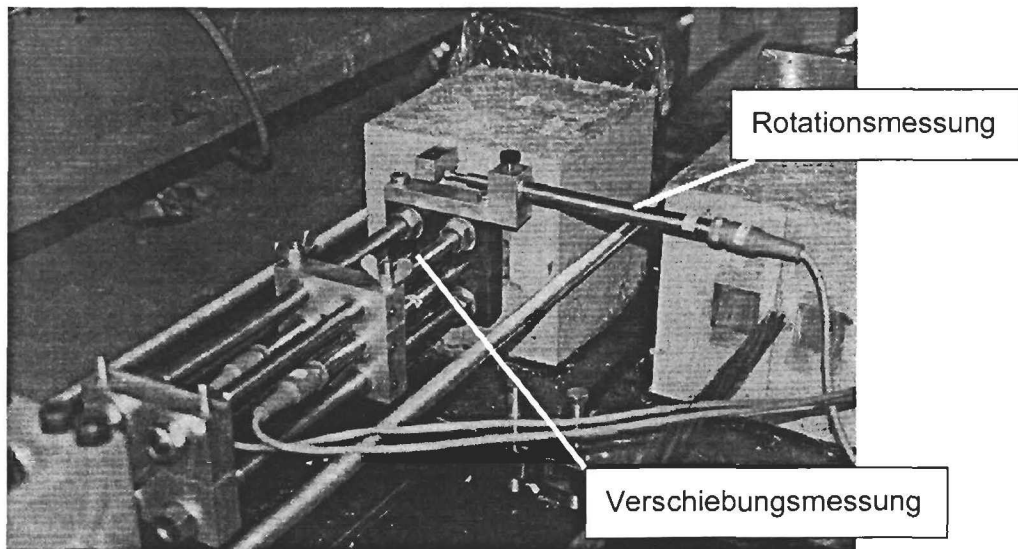


Bild 3.5: Messanordnung bei den Ausziehversuchen

Die Ausziehungskräfte wurden durch zwei Zugmessstäbe aus Rundstahl mit je zwei gegenüberliegenden Dehnungsmessstreifen (DMS, Bauart HBM 6/120LY61) mit einer Messbasis von 6 mm ermittelt (Bild 3.6). Die Zugmessstäbe wurden mit einer Kalibrierung vor und nach den Versuchen geeicht.

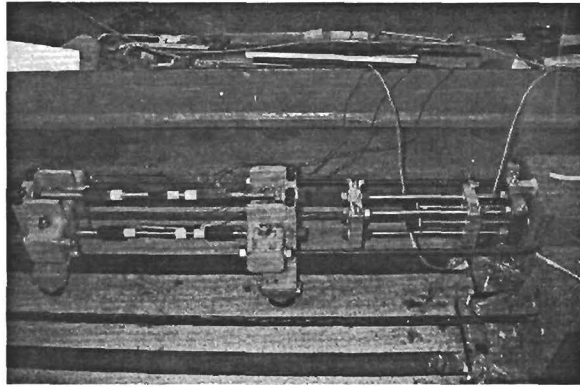


Bild 3.6: Zugmessstäbe und kardanische Aufhängung sowie Zuggestänge für die Ausziehversuche

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

3.1.6 Belastungsgeschichte

Unmittelbar vor dem eigentlichen Ausziehversuch wurde zur Untersuchung der Auswirkung der Kraftänderung bei der Spannkrafteinleitung die Spannkraft der einbetonierten Spannstähle verringert. Für den direkten Vergleich, wurden jeweils drei Körper ohne Ablassen der Vorspannkraft, drei nach Ablassen von ca. 50 % der Vorspannkraft um 60 kN und drei nach Ablassen von knapp 100 % der Vorspannkraft um 110 kN je Litze bzw. 120 kN je Spanndraht nacheinander geprüft.

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/sec. Dies entspricht einer Verbundspannungszunahme von 0,035 N/(mm²sec) bei den Litzen bzw. 0,042 N/(mm²sec) bei den Spanndrähten. Nach Erreichen des angestrebten Endwertes der Verschiebung wurde die Belastung durch Öffnen des Ventils schnell heruntergefahren.

3.2 Spannkrafteinleitungsversuche

3.2.1 Versuchsprogramm und Abmessungen der Probekörper

Basierend auf den Ergebnissen der Ausziehversuche und den Erfahrungen aus [He99] wurden in den Spannkrafteinleitungsversuchen nach [DIBt] systematisch der Einfluss der Festigkeits- und Rohdichteklassen, der Betondeckung c ($c/d_p = 2,0 - 3,5$, $d_p =$ 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 $\sigma_c = 0,6 \cdot f_{ck}$ begrenzt ist, den Beginn der Mikrorissbildung in Druckspannungsrichtung [Heft525]. Die Länge der Versuchskörper betrug 1,80 m. Die Versuchskörper ohne Betonstahlbewehrung wurden

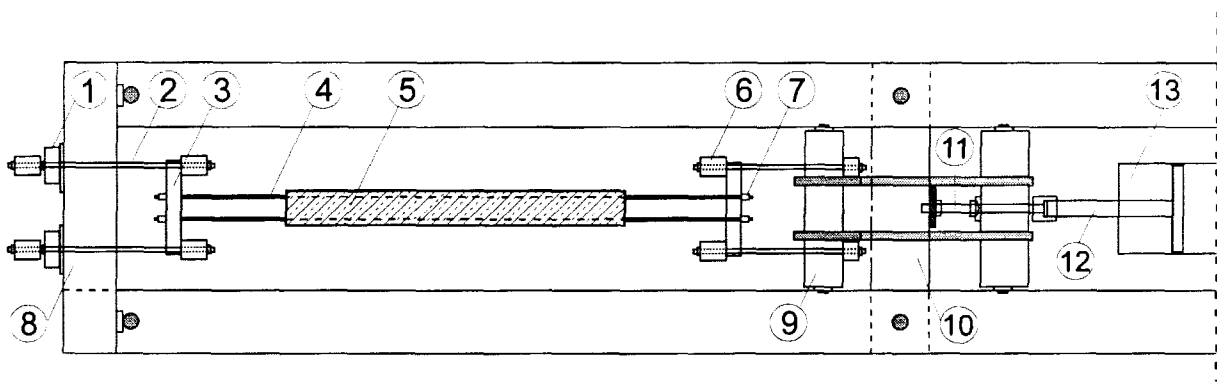
im Spannbett mit zwei bzw. vier Litzen vorgespannt. Die Spannstahlspannung wurde nach DIN 1045-1 [1045-1] für Litzen zu $\sigma_{p0} = 0,90 \cdot f_{p0,1k} = 1350 \text{ N/mm}^2$ bzw. für Spanndrähte zu $\sigma_{p0} = 1215 \text{ N/mm}^2$ gewählt. Entsprechend den Umlaufzeiten in Fertigteilwerken wurden die Versuchskörper zeitnah nach dem Betonieren vorgespannt und in je 10 Laststufen innerhalb von einer Stunde eingeleitet. Tabelle 3.6 gibt eine Übersicht über die durchgeführten Versuche.

| Ver- suchs- körper | Anzahl der 0,5"-Litzen | Bezogene Beton- deckung c/d_p | Bezogener lichter Abstand s/d_p | Querschnitt $a \times b$ [mm] | Betonsorte | Betonalter bei der Spann- krafteinleitung |
|--------------------------|---------------------------|--|--|-------------------------------------|------------|---|
| SK 1A | 2 | 3,0 | 8,0 | 87,5 x 200 | LC 35/38 | 24h |
| SK 1B | 2 | 2,5 | 12,0 | 75,0 x 238 | LC 35/38 | 24h |
| SK 2A | 2 | 2,0 | 6,0 | 62,5 x 150 | LC 75/85 | 2d |
| SK 2B | 2 | 2,5 | 3,2 | 75,0 x 127,5 | LC 75/85 | 2d |
| SK 3A | 2 | 3,0 | 3,1 | 87,5 x 138,8 | LC 75/85 | 14d |
| SK 3B | 2 | 2,5 | 6,0 | 75,0 x 162,5 | LC 75/85 | 24h |
| SK 4A | 2 | 3,4 | 3,1 | 87,5 x 138,8 | LC 55/65 | 24h |
| SK 4B | 2 | 2,5 | 6,0 | 75,0 x 162,5 | LC 55/65 | 24h |
| SK 5 | 4 | 3,0 | 2,0 | 165 x 125 | LC 75/85 | 24h |
| SK 6 | 4 | 3,5 | 2,0 | 178 x 138 | LC 35/38 | 3d |
| SK 7 | 4 | 3,0 | 2,5 | 188 x 131 | LC 55/65 | 24h |
| SK 8 | 4 | 3,0 | 2,5 | 188 x 131 | LC 35/38 | 3d |
| SK 9 | 4 | 3,5 | 2,5 | 200 x 144 | LC 75/85 | 24h |

Tabelle 3.6: Versuchsprogramm der Spannkrafteinleitungsversuche

3.2.2 Versuchsaufbau

Die Versuchskörper wurden in einem geschlossenen Rahmensystem einer liegenden Zugprüfmaschine (Typ Mohr & Federhoff mit 2000 kN Höchstlast) vorgespannt (Bild 3.7). 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. Die Zugkraft wurde hierdurch 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 Spannjoche |
| 3 Lochschablone | 10 Joch zum Absetzen der Vorspannkraft |
| 4 Litze | 11 Spannspindel auf Kugelkalotte |
| 5 Versuchskörper ($l = 180$ cm) | 12 Zugstange |
| 6 Umsetzgehänge | 13 Hydraulischer Zugsylinder (2000 kN) |
| 7 Spannanker | |

Bild 3.7: Versuchsaufbau für die Spannkrafteinleitungsversuche - Prüfraumen und Belastungseinrichtung

3.2.3 Baustoffe

Für die 13 Versuchskörper wurden die Betonsorten entsprechen den Ausziehversuchen gewählt (Kapitel 2.4). Tabelle 3.7 enthält die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen der 13 Versuchskörper.

| Betonsorte | Versuchskörper | Festigkeiten zum Versuchszeitpunkt | | | | Rohdichten | | Güte |
|------------|----------------|---|---|---|---------------------------------|---|--|---|
| | | Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²] | Spaltzug- festigkeit [N/mm ²] | Biegezug- festigkeit [N/mm ²] | E-Modul [N/mm ²] | Trocken- rohndichte [kg/dm ³] | Frisch- beton- rohndichte [kg/dm ³] | Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²] |
| LC 35/38 | SK 1A/1B | 38,7 | 2,69 | 4,53 | 12.900 | 1,28 | 1,64 | 44,2 |
| | SK 6 | 35,7 | 2,59 | 4,59 | 12.900 | 1,30 | 1,67 | 46,0 |
| | SK 8 | 34,9 | 2,22 | 4,61 | 12.500 | 1,28 | 1,64 | 40,9 |
| LC 55/60 | SK 4A/4B | 37,3 | 2,65 | 3,90 | 15.500 | 1,58 | 1,89 | 70,4 |
| | SK 7 | 45,0 | 2,74 | 3,99 | 16.300 | 1,58 | - | 76,7 |
| LC 75/85 | SK 2A/2B | 29,4 | - | - | 17.300 | - | 1,90 | - |
| | SK 3A/3B | 48,7 | 2,30 | 4,47 | 20.100 | - | 2,06 | - |
| | SK 5 | 56,7 | 2,99 | 4,94 | 22.000 | 1,87 | 2,04 | 81,6 |
| | SK 9 | 61,6 | 3,19 | 5,16 | 22.000 | 1,90 | 2,06 | 109,3 |

Tabelle 3.7: Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen des Beton

Die Spannstahlbewehrung bestand aus 0,5“-Litzen (St 1570/1770) der Fa. WDI. Eine Zusammenstellung der gemessenen Materialkennwerte enthält die folgende Tabelle 3.8.

| 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 | 93,2 | 1657 | 1818 | 1,097 | 194850 |

Tabelle 3.8: Gemessene 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 (Bild 3.7). Als Schalung wurden eine kunststoffbeschichtete Holzschalung aus wasserfestem Sperrholz verwendet, um einen unkontrollierten Wasserentzug des Betons zu verhindern. 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.

Der Betoniervorgang der einzelnen Versuchskörper erfolgte liegend in einem Arbeitsgang, wobei der Beton lagenweise in die Schalung eingebracht und mit einem Flaschenrüttler sorgfältig verdichtet wurde. Die Versuchskörper wurden unmittelbar vor dem Versuch ausgeschalt. Die Lagerung fand bei einer gleichmäßigen Raumtemperatur von etwa 22° C und einer Luftfeuchtigkeit von 50 - 60 % in der Institutshalle statt. Die mit den Spannkrafteinleitungskörpern gleichzeitig hergestellten Kompensationskörper und die Probekörper für die Erhärtungsprüfung wurden in gleicher Weise behandelt und gelagert.

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 3.8). Zur Kompensation der 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.

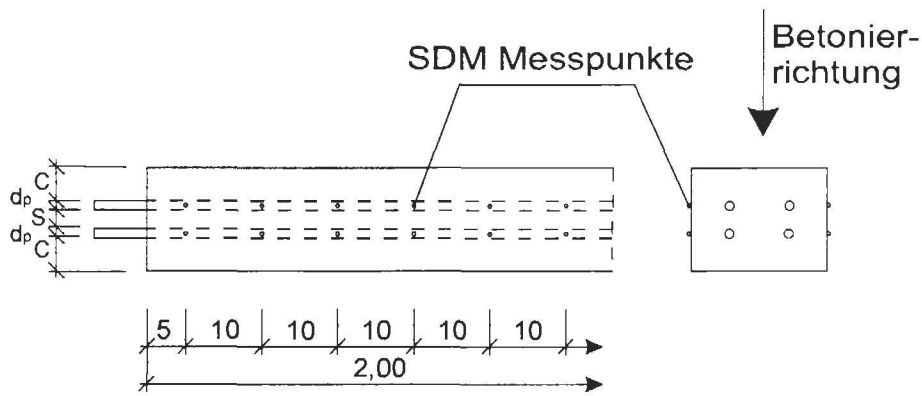


Bild 3.8: Querschnitt und Seitenansicht beispielhaft für einen Körper mit 4 Litzen

Die Verschiebung jedes einzelnen Spannstahls an den Enden der Versuchskörper wurde durch induktive Wegaufnehmer gemessen, welche die Verschiebung gegenüber den Stirnflächen kontinuierlich erfassten. Diese Wegaufnehmer wurden 10 mm hinter den Stirnflächen auf den Spannstählen fixiert (Bild 3.9). Die Kontrolle und Überwachung der eingeleiteten Spannkraft erfolgte über Druckmessdosen (Bild 3.7).

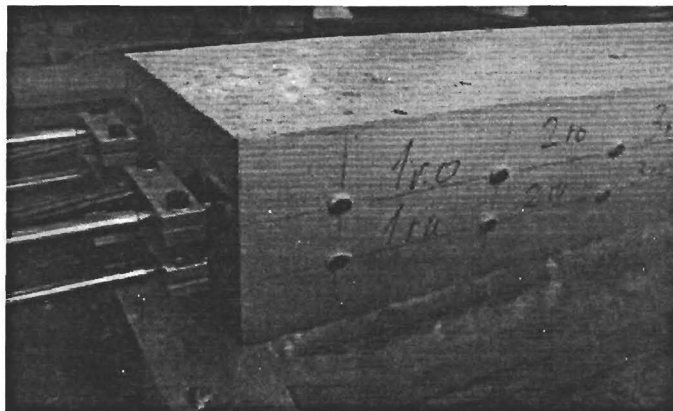


Bild 3.9: Messanordnung bei den Spannkrafteinleitungsversuchen

Alle elektrischen Messsignale wurden während des Versuchs mittels einer Vielstellenmessanlage 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 Rissbildung der Versuchskörper nach jeder Belastungsphase aufgenommen.

Bei den Versuchskörpern, bei denen während der Spannkrafteinleitung keine Rissbildung auftrat, wurde zur Erfassung des zeitabhängigen Verhaltens 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 3.7). Anschließend wurde die äußere Zugkraft entsprechend der Vorspannkraft unmittelbar vor dem Betonieren eingestellt. Die Vorspannkraft 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 Balkenversuche

3.3.1 Versuchsprogramm und Abmessungen der Versuchskörper

Das Versuchsprogramm gemäß [DIBt] bestand aus zwei Versuchsreihen mit insgesamt sieben Balken der Länge $l = 3,60$ m. Zunächst wurden drei Balken mit Litzenvorspannung mit den Außenabmessungen Breite (b)/Höhe (h) = 35,25/40 [cm] untersucht. Bei den vier Balken der zweiten Versuchsreihe mit $b/h = 37,45/40$ [cm] bestand die Spannbewehrung aus geripptem Spanndraht $\varnothing 12$ mm. Mit einer Stützweite von 3,50 m ergab sich eine Schlankheit von 8,8 als Verhältnis der Stützweite zur Trägerhöhe. 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 Spannstäbe 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 25 bis 30 cm keine Bügel angeordnet. Im Bild 3.10 sind nachfolgend die Abmessungen und die Bewehrung der Versuchsbalken B 1 bis B 7 dargestellt:

Die zulässigen Vorspannkraft im Spannbett nach DIN 1045-1 der 0,5“-Litzen von je $P_0 = 0,90 \cdot f_{p0,1k} \cdot 0,93 \text{ mm}^2 = 125 \text{ kN}$ und der gewählten Vorspannkraft der Spanndrähte $\varnothing 12$ 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.

Bei den Versuchsreihen wurde sowohl der Einfluss der Betonzusammensetzung durch Variation der Festigkeits- und Rohdichteklassen als auch der Bügelbewehrung (mit und ohne Bügel im Spannkrafteinleitungsbereich) untersucht. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 3.9 zusammengestellt.

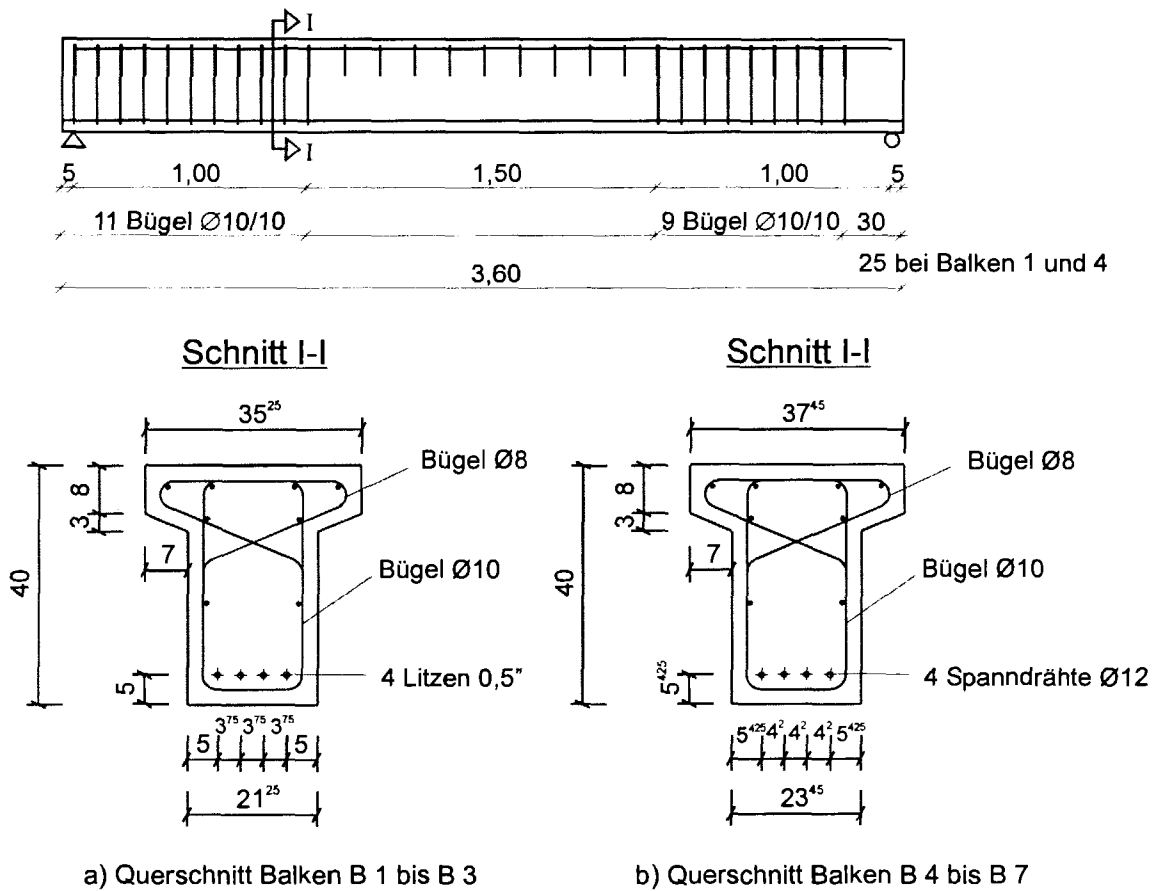


Bild 3.10: Abmessungen und Bewehrung der Balken mit vier Spannstählen

| Balken | Spannbewehrung | Bezo- gene Beton- deckung cd_p | Bezogener lichter Abstand s/d_p | Steg- breite b_0 [mm] | Beton- sorte [-] | Betonalter bei der Spannkraft- einleitung [h] | Betonalter beim Versuch [d] |
|--------|--------------------------------|--|--|----------------------------------|------------------------|---|--------------------------------------|
| B 1 | 4 Litzen 0,5" | 3,5 | 2,0 | 212,5 | LC 35/38 | 72 | 61 |
| B 2 | 4 Litzen 0,5" | 3,5 | 2,0 | 212,5 | LC 55/60 | 27 | 57 |
| B 3 | 4 Litzen 0,5" | 3,5 | 2,0 | 212,5 | LC 75/85 | 24 | 56 |
| B 4 | 4 Spanndrähte \varnothing 12 | 4,0 | 2,5 | 234,5 | LC 35/38 | 72 | 40 |
| B 5 | 4 Spanndrähte \varnothing 12 | 4,0 | 2,5 | 234,5 | LC 55/60 | 25 | 33 |
| B 6 | 4 Spanndrähte \varnothing 12 | 4,0 | 2,5 | 234,5 | LC 75/85 | 25 | 34 |
| B 7 | 4 Spanndrähte \varnothing 12 | 4,0 | 2,5 | 234,5 | LC 55/60B | 27 | 28 |

Tabelle 3.9: Versuchsprogramm der Balkenversuche

3.3.2 Versuchsaufbau

Zur Durchführung der Versuche wurden die Versuchskörper über eine Stahlrolle und einen Vierkantstab als Balken auf zwei Stützen im Prüfstand gelagert (Bild 3.11, links). Zur Lastverteilung wurden im Auflagerbereich 20 mm dicke Stahlbleche $l \times b = 100 \times 200$ mm an der Stegunterseite angeordnet. Der Auflagerüberstand betrug 50 mm. Das statische System sowie die Belastungsanordnung ist in Bild 3.11 rechts dargestellt.

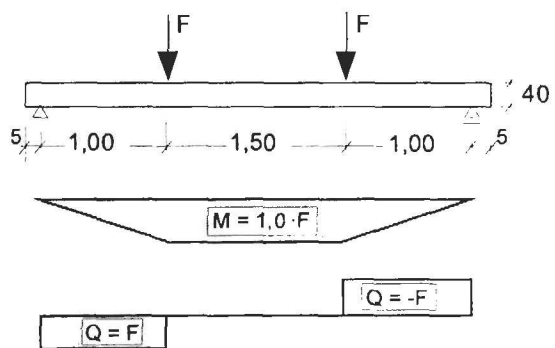
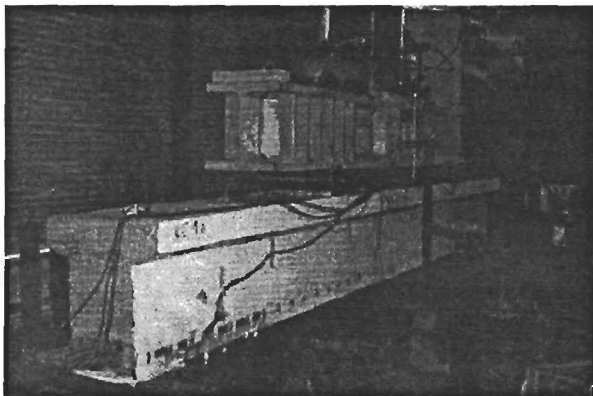


Bild 3.11: links: Versuchsaufbau der Balkenversuche
rechts: statisches System und Schnittgrößen

Die Prüflast wurde durch einen hydraulischen Einzelprüfzylinder über eine auf zwei Stahlrollen gelagerte Lastverteilungstraverse im Abstand von $a = 1,00$ 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.

3.3.3 Baustoffe

Für die sieben Versuchsbalken wurden die Betonsorten der Auszieh- bzw. Spannkrafteinleitungsversuche (vgl. Kapitel 2.4) verwendet. Aufgrund des Fassungsvermögens der instituts-eigenen Mischanlage wurde die vorgedrückte Zug- und die Druckzone der Balken aus je einer Mischung derselben Betonsorte hergestellt. Bei den Balken B 4 bis B 7 wurde aufgrund der größeren Querschnitte eine dritte Mischung für den Stegbereich benötigt. Die Materialkennwerte der Betone sind in Tabelle 3.10 zusammengestellt.

| Betonart | Versuchsbalken | Festigkeit beim Vorspannen | | Festigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung | | Rohdichten | | Güteprüfung |
|------------|----------------|---------------------------------------|---|---|------------------------------|---|---|-------------|
| | | Würfelfestigkeit [N/mm ²] | Spaltzugfestigkeit [N/mm ²] | Zylinderfestigkeit [N/mm ²] | E-Modul [N/mm ²] | Trockenrohddichte [kg/dm ³] | Frischbetonrohddichte [kg/dm ³] | |
| LC 35/38 | B 1 | 28,5 | 2,30 | 33,2 | 12.100 | - | 1,64 | 38,6 |
| | B 4 | 29,1 | 1,95 | 30,4 | 12.700 | 1,26 | 1,65 | - |
| LC 55/60 | B 2 | 41,2 | 2,59 | 76,7 | 19.300 | 1,68 | 1,89 | 85,0 |
| | B 5 | 42,6 | 2,36 | 59,7 | 18.900 | 1,68 | 1,90 | 90,4 |
| LC 75/85 | B 3 | 43,7 | 2,70 | 93,9 | 26.700 | 1,87 | 2,08 | 111,0 |
| | B 6 | 62,6 | 3,84 | 88,0 | 26.500 | 1,91 | 2,05 | 102,4 |
| LC 55/60 B | B 7 | 39,1 | 2,39 | 48,1 | 16.500 | - | 1,76 | 54,3 |

Bei den Balken B 1 und B 4 wurde die Festigkeit beim Vorspannen nach 3 Tagen bei allen anderen Balken nach 24 Stunden zum Zeitpunkt des Spannkrafteinleitungsversuchs bestimmt

Tabelle 3.10: Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen des Beton

Die Spannstahlbewehrung bestand bei den Balken B 1 bis B 3 aus 0,5“-Litzen (St 1570/1770). Sie wurde aus der gleichen Lieferung entnommen wie die Spannstahlbewehrung der Spannkrafteinleitungsversuche, so dass hier die gleichen Materialeigenschaften vorlagen (Tabelle 3.8). Die Balken B 4 bis B 7 wurden mit vergütetem, gerippten Spannstahldraht \varnothing 12 mm (St 1420/1570) vorgespannt. Eine Zusammenstellung der gemessenen Materialkennwerte des verwendeten Spanndrahts enthält Tabelle 3.11. Für die Bügel- und schlaaffe Längsbewehrung wurde handelsüblicher Betonstahl (BSt 500 S) verwendet.

| 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] |
|---------------------------|---|--|--|--|---------------------------------------|
| 11,9 | 111,1 | 1456 | 1617 | 1,111 | 202700 |

Tabelle 3.11: Gemessene Materialkennwerte des Spanndrahts \varnothing 12 mm

3.3.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Die Träger wurden im verlängerten Prüfraumen gemäß Bild 3.7 betoniert. Als Schalung wurden 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 3.12). Danach folgten das Einfädeln der Litzen bzw. Spanndrähte und das Vorspannen. Nach dem Ausrichten und Fixieren der Betonstahlbewehrung wurde die Schalung geschlossen. Der Beton wurde in

Schichthöhen von etwa 10 cm in die Schalung eingebracht und mit einem Flaschenrüttler verdichtet.

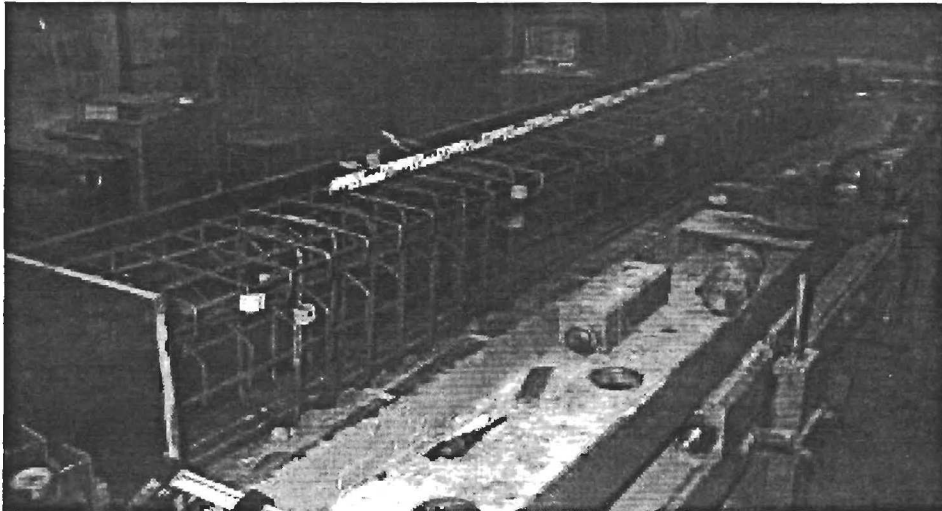


Bild 3.12: Darstellung des Bewehrungskorb im Prüfrahmen

Die Träger wurden einen Tag nach der Herstellung ausgeschalt und bis zu sieben Tagen unter einer Kunststoffolie und die restliche Zeit bis zum Versuchsbeginn bei normalen Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverhältnissen in der Versuchshalle gelagert. Die mit den Versuchsbalken gleichzeitig hergestellten Kompensationskörper und die Probekörper für die Erhärtungsprüfung wurden in gleicher Weise behandelt und gelagert.

3.3.5 Messtechnik

Während des Vorspannens wurden die Betondehnungen im Einleitungsbereich mit Setzdehnungsmessmarken (Typ: BAM - Bauart Pfender, Messbasis: 10 cm) an den Seitenflächen der Körper in Höhe der Spannglieder gemessen (Bild 3.13, e). Zur Kompensation der Schwind- und Temperatureinflüsse 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, ermittelt. Die Verschiebung jedes einzelnen Spannstahls an den Enden der Versuchskörper wurde durch induktive Wegaufnehmer bestimmt, welche die Verschiebung gegenüber den Stirnflächen kontinuierlich erfassten. Diese Wegaufnehmer wurden 10 mm hinter den Stirnflächen auf den Spannstählen fixiert (Bild 3.13, c). Die Kontrolle und Überwachung der eingeleiteten Spannkraft erfolgte über Druckmessdosen (Bild 3.7). Zur Erfassung des zeitabhängigen Verhaltens wurden die Betondehnungen bis zum eigentlichen Versuch sowie die Verschiebungen der Spannstähle durch die induktiven Wegaufnehmer bis zum Ausbau der Versuchskörper aus dem Spannbett gemessen.

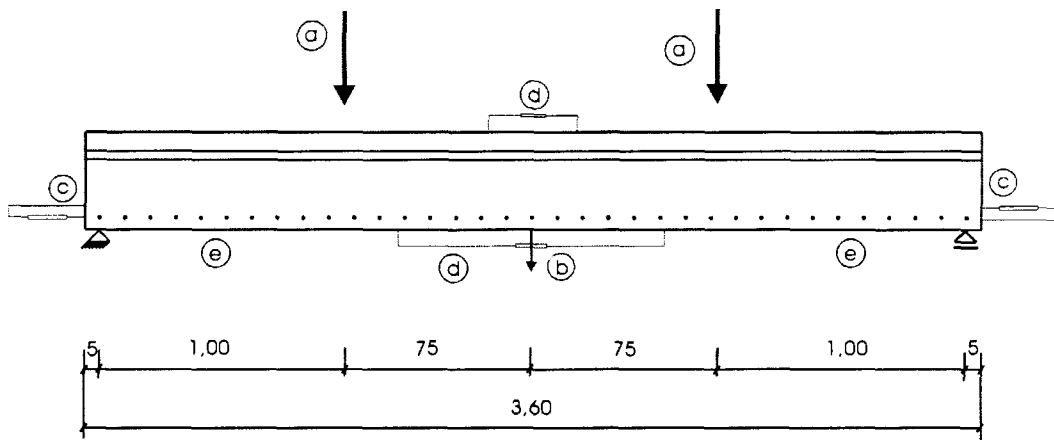


Bild 3.13: Darstellung der beim Versuch verwendeten Messtechnik

Während des Versuches wurden im einzelnen folgende Messungen zur Beurteilung des Tragverhaltens durchgeführt (vgl. auch Bild 3.13):

- a) Die Größe der aufgebrachtten Kraft wurde mittels einer Kraftmessdose kontrolliert.
- b) Die Balkendurchbiegung in Feldmitte wurde mit einem induktiven Wegaufnehmer ermittelt.
- c) Die Messung der Verschiebung der Spannstahlenden bei der Spannkrafteinleitung und beim Balkenversuch erfolgte mittels induktiver Wegaufnehmer entsprechend der in Bild 3.9 dargestellten Messanordnung.
- d) Die Betondehnungen an Balkenober- und unterseite im Bereich der maximalen Biegebeanspruchung wurden mit induktiven Wegaufnehmern gemessen.
- e) Die Betondehnungen in Höhe der Spannstähle wurden mit Setzdehnungsmessungen (Typ: BAM - Bauart Pfender, Messbasis: 10 cm) wie bei den Spannkrafteinleitungsversuchen 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. Der eine 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.

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

3.3.6 Belastungsgeschichte

Die Versuchsbalken (B 2, B 3 und B 5 bis B 7) aus LC 55/60 bzw. LC 75/85 konnten - aufgrund der hohen Frühfestigkeit - 24 Stunden nach der Herstellung vorgespannt werden. Die

Balken B 1 und B 4 aus LC 35/38 wurden entsprechend der langsameren Festigkeitsentwicklung erst nach drei Tagen vorgespannt. Die Spannkrafteinleitung erfolgte wie bei den Spannkrafteinleitungskörpern (vgl. Kapitel 3.2.6).

Die Balkenversuche wurden vier Wochen bis zwei Monate nach der Herstellung durchgeführt (Tabelle 3.8). Hierbei wurde die Belastung in Laststufen von $1/7 M_u$ bis $5/7 M_u$ (M_u = rechnerisches Bruchmoment durch Fließen des Spannstahls) entsprechend [DIBt] erhöht. Danach wurden 30 Lastwechsel zwischen $4/7 M_u$ und $5/7 M_u$ eingeschaltet. 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 ERGEBNISSE DER VERSUCHE

4.1 Ausziehversuche

4.1.1 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.

4.1.2 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 wirkungsvolle Umfang u_b der untersuchten 0,5"-Litzen wird gemäß Gleichung (4.1) nach [Tr80] ermittelt.

$$u_b = 1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_p} = 48,6 \text{ mm} \quad (4.1)$$

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

$$\tau / f_{lck,cube} = \frac{F_b}{u_b \cdot l_{b,eff} \cdot f_{lck,cube}} \quad (4.2)$$

In Tabelle 4.1 werden die aus jeweils drei Versuchskörpern gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei ausgewählten Verschiebungen s angegeben, die bei einem Ablassen der Vorpannkraft 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 $w = 1,0$ mm entspricht. Die Verbundkräfte und -spannungen für weitere Verschiebungswerte sind im Anhang A3 zusammengestellt.

| Beton- sorte | Ver- suchs- serie | Ablass- grad der Vor- spann- kraft | Würfel- festig- keit $f_{lck,cube}$ [N/mm ²] | Schlupf $s = 0,1$ mm | | | | Schlupf $s = 0,5$ mm | | | |
|-----------------|-------------------------|--|--|----------------------|--------------|---------------------------|----------------------------------|----------------------|--------------|---------------------------|----------------------------------|
| | | | | $F_{0,1}$ | $\tau_{0,1}$ | $\tau_{0,1}/f_{lck,cube}$ | $\tau_{0,1}/\sqrt{f_{lck,cube}}$ | $F_{0,5}$ | $\tau_{0,5}$ | $\tau_{0,5}/f_{lck,cube}$ | $\tau_{0,5}/\sqrt{f_{lck,cube}}$ |
| LC 35/38 | 3 (Litze) | 0% | 53,3 | 10,70 | 4,60 | 0,09 | 0,63 | 8,68 | 3,73 | 0,07 | 0,51 |
| | | 50% | | 17,34 | 7,45 | 0,14 | 1,02 | 11,18 | 4,80 | 0,09 | 0,66 |
| | | 100% | | 17,90 | 7,69 | 0,14 | 1,05 | 11,78 | 5,06 | 0,10 | 0,69 |
| | 11 (Draht) | 0% | 47,9 | 12,91 | 7,13 | 0,15 | 1,03 | 21,21 | 11,72 | 0,24 | 1,69 |
| | | 50% | | 15,74 | 8,70 | 0,18 | 1,26 | 22,60 | 12,49 | 0,26 | 1,80 |
| | | 100% | | 16,98 | 9,38 | 0,20 | 1,36 | 21,09 | 11,65 | 0,24 | 1,68 |
| | 12 (Litze) | 0% | 24,2 | 5,38 | 2,31 | 0,10 | 0,47 | 5,77 | 2,48 | 0,10 | 0,50 |
| | | 50% | | 7,33 | 3,15 | 0,13 | 0,64 | 6,81 | 2,93 | 0,12 | 0,59 |
| | | 100% | | 11,19 | 4,81 | 0,20 | 0,98 | 10,37 | 4,46 | 0,18 | 0,91 |
| LC 35/38B | 6 (Litze) | 0% | 57,6 | 16,61 | 7,14 | 0,12 | 0,94 | 14,92 | 6,41 | 0,11 | 0,84 |
| | | 50% | | 20,58 | 8,84 | 0,15 | 1,17 | 16,81 | 7,23 | 0,13 | 0,95 |
| | | 100% | | 22,44 | 9,64 | 0,17 | 1,27 | 17,83 | 7,66 | 0,13 | 1,01 |
| | 10 (Draht) | 0% | 46,2 | 14,82 | 8,19 | 0,18 | 1,20 | 21,66 | 11,97 | 0,26 | 1,76 |
| | | 50% | | 20,79 | 11,49 | 0,25 | 1,69 | 26,51 | 14,65 | 0,32 | 2,16 |
| | | 100% | | 21,37 | 11,81 | 0,26 | 1,74 | 26,70 | 14,76 | 0,32 | 2,17 |
| | 13 (Litze) | 0% | 23,7 | 7,28 | 3,13 | 0,13 | 0,64 | 8,15 | 3,50 | 0,15 | 0,72 |
| | | 50% | | 8,46 | 3,63 | 0,15 | 0,75 | 8,50 | 3,65 | 0,15 | 0,75 |
| | | 100% | | 10,23 | 4,40 | 0,19 | 0,90 | 9,54 | 4,10 | 0,17 | 0,84 |
| LC 55/60 | 1 (Litze) | 0% | 70,7 | 10,46 | 4,49 | 0,06 | 0,53 | 8,00 | 3,44 | 0,05 | 0,41 |
| | | 50% | | 15,16 | 6,52 | 0,09 | 0,78 | 15,28 | 6,57 | 0,09 | 0,78 |
| | | 100% | | 17,40 | 7,48 | 0,11 | 0,89 | 15,55 | 6,68 | 0,09 | 0,79 |
| | 4 (Litze) | 0% | 36,2 | 7,98 | 3,43 | 0,09 | 0,57 | 9,27 | 3,98 | 0,11 | 0,66 |
| | | 50% | | 13,57 | 5,83 | 0,16 | 0,97 | 12,63 | 5,43 | 0,15 | 0,90 |
| | | 100% | | 17,32 | 7,45 | 0,21 | 1,24 | 16,21 | 6,97 | 0,19 | 1,16 |
| | 8 (Draht) | 0% | 68,6 | 25,37 | 14,02 | 0,20 | 1,69 | 25,69 | 14,19 | 0,21 | 1,71 |
| | | 50% | | 21,08 | 11,65 | 0,17 | 1,41 | 25,41 | 14,04 | 0,20 | 1,70 |
| | | 100% | | 25,27 | 13,97 | 0,20 | 1,69 | 32,70 | 18,07 | 0,26 | 2,18 |
| | 9 (Draht) | 0% | 35,7 | 10,95 | 6,05 | 0,17 | 1,01 | 18,84 | 10,41 | 0,29 | 1,74 |
| | | 50% | | 14,04 | 7,76 | 0,22 | 1,30 | 19,95 | 11,02 | 0,31 | 1,85 |
| | | 100% | | 17,01 | 9,40 | 0,26 | 1,57 | 21,76 | 12,02 | 0,34 | 2,01 |
| LC 75/85 | 2 (Litze) | 0% | 93,4 | 11,49 | 4,94 | 0,05 | 0,51 | 12,56 | 5,40 | 0,06 | 0,56 |
| | | 50% | | 10,97 | 4,71 | 0,05 | 0,49 | 16,24 | 6,98 | 0,07 | 0,72 |
| | | 100% | | 25,51 | 10,96 | 0,12 | 1,13 | 18,17 | 7,81 | 0,08 | 0,81 |
| | 5 (Litze) | 0% | 50,4 | 17,76 | 7,63 | 0,15 | 1,07 | 19,95 | 8,57 | 0,17 | 1,21 |
| | | 50% | | 21,06 | 9,05 | 0,18 | 1,27 | 22,13 | 9,51 | 0,19 | 1,34 |
| | | 100% | | 26,48 | 11,38 | 0,23 | 1,60 | 26,22 | 11,27 | 0,22 | 1,59 |
| | 17 (Draht) | 0% | 77,9 | 10,39 | 5,74 | 0,07 | 0,65 | 28,30 | 15,64 | 0,20 | 1,77 |
| | | 50% | | 19,70 | 10,88 | 0,14 | 1,23 | 38,39 | 21,22 | 0,27 | 2,40 |
| | | 100% | | 22,75 | 12,57 | 0,16 | 1,42 | 31,50 | 17,41 | 0,22 | 1,97 |
| C 90/105 | 7 (Litze) | 0% | 100,6 | 25,15 | 10,81 | 0,11 | 1,08 | 30,39 | 13,06 | 0,13 | 1,30 |
| | | 50% | | 39,34 | 16,91 | 0,17 | 1,69 | 42,43 | 18,23 | 0,18 | 1,82 |
| | | 100% | | 49,48 | 21,26 | 0,21 | 2,12 | 49,66 | 21,34 | 0,21 | 2,13 |

Tabelle 4.1: 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%

4.1.3 Verbundkraft-Verschiebungsverhalten

Einfluss der Querdehnungen

Nachfolgend sind beispielhaft für den Einfluss einer Verminderung der Vorspannkraft entsprechend den Verhältnissen im Spannkrafteinleitungsbereich die Ergebnisse der Serie 1 dargestellt (Bild 4.1).

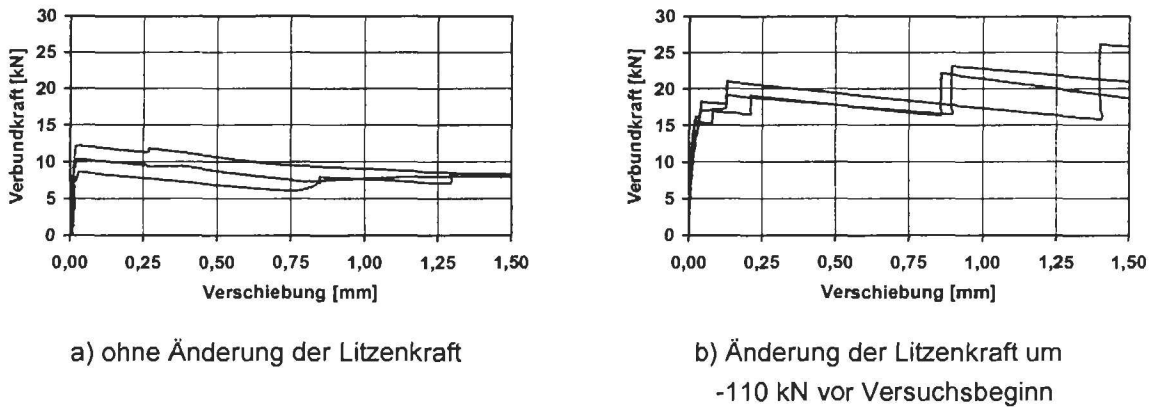


Bild 4.1: Serie 1, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 0,5"-Litzen nach 14 d

Die Änderung der Litzenkraft vor dem Versuch um 110 kN bewirkt hier näherungsweise eine Verdoppelung der Verbundkraft. Dies ist die Folge der dabei auftretenden Querdehnungsbehinderung, die eine Erhöhung der Reibungskräfte der Litzen gegenüber der umgebenden Betonmatrix verursacht. Beim Ablassen der Spannbett-Vorspannung erzeugt die Querdehnung der Spannstähle eine deutliche Zunahme der Verbundfestigkeit entsprechend Bild 4.2. Dieses von Hoyer [Ho39] erstmals untersuchte und nach ihm benannte Phänomen führt zu sehr kurzen Übertragungslängen.

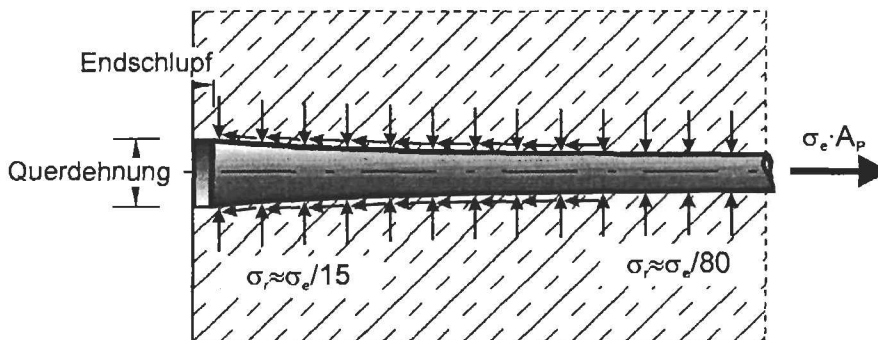
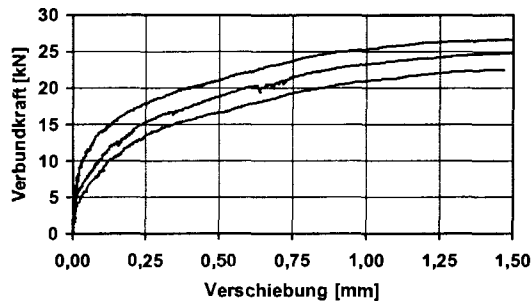


Bild 4.2: Schematische Darstellung des Hoyer-Effektes [Ho39]

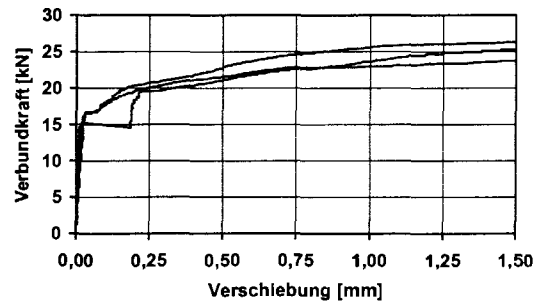
Die in den Serien mit Litzen (vgl. Anhang A1) ermittelten Verbundkräfte nach dem Ablassen der Litzenkraft vor Versuchsbeginn lagen zwischen dem 1,5- bis 2,4-fachem des Wertes ohne Änderung der Spannkraft. Der Einfluss des Ablassens auf die Änderung der Verbundkraft

wird von den Parametern Festigkeit $f_{lck,cube}$, Rohdichte ρ und E-Modul bestimmt, wobei der E-Modul etwa linear von der Rohdichte abhängt (Bild 4.12).

Bei den gerippten Spanndrähten, bei denen der Scherverbund der wesentlichen Verbundmechanismus ist, wurde nur ein geringer Einfluss der Querdehnungen über den Reibungsverbund [Tr80] beobachtet. Bild 4.3 zeigt die Ergebnisse der Serie 9 mit geripptem Spanndraht $\varnothing 12$ mit und ohne Änderung der Vorspannkraft vor dem Versuch.



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft



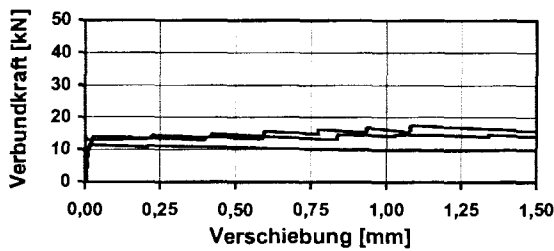
b) Änderung der Spanndrahtkraft
um -120 kN vor Versuchsbeginn

Bild 4.3: Serie 9, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit gerippten Spanndraht $\varnothing 12$ nach 24 h

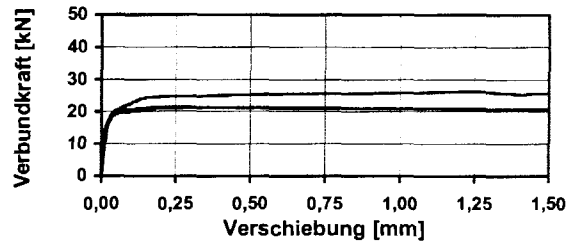
Der Vergleich der Versuche mit einer Abminderung der Vorspannkraft zeigt für Litzen und Spanndrähte bei kleinen Verschiebungen bis 0,15 mm Verbundkräfte in gleicher Größenordnung. Auf Grund des stark verschiebungsabhängigen Verbundverhaltens der gerippten Drähte ergeben sich für diese mit wachsender Verschiebung deutlich größere übertragbare Verbundkräfte. Somit kann trotz einer um 9 % größeren zulässigen Vorspannkraft im Spannbett [DIN 1045-1] bei gerippten Drähten eine kürzere Übertragungslänge der Vorspannkraft als bei Litzen erwartet werden.

Vergleich mit hochfestem Beton

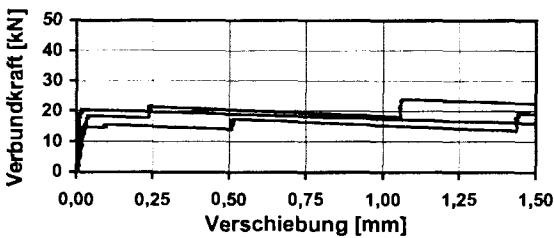
Einen Vergleich von hochfestem Leichtbeton mit hochfestem Normalbeton zeigt Bild 4.4. Die Serie 2 (LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $f_{lck,cube} = 93,4 \text{ N/mm}^2$) wird einer Serie nach [He99] ($f_{ck,cube} = 92,9 \text{ N/mm}^2$) gegenübergestellt, alle anderen Randbedingungen sind gleich ($c = 5,5 \cdot d_p$; Litzen; $t = 14 \text{ d}$; $l_v = 50 \text{ mm}$).



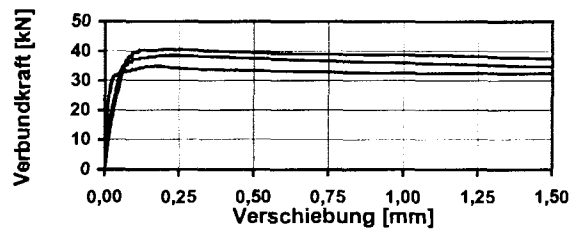
LC 75/85, 0 kN eingeleitete Spannkraft



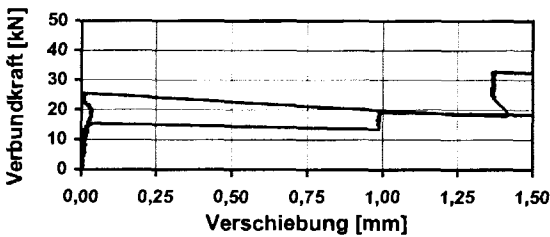
M 105 K, 0 kN eingeleitete Spannkraft [He99]



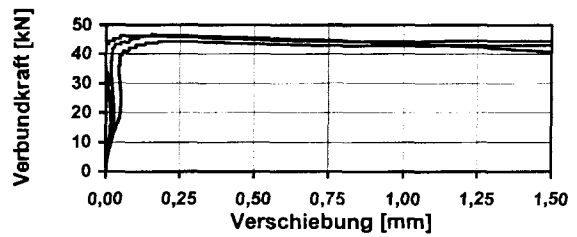
LC 75/85, 60 kN eingeleitete Spannkraft



M 105 K, 60 kN eingeleitete Spannkraft [He99]



LC 75/85, 110 kN eingeleitete Spannkraft



M 105 K, 110 kN eingeleitete Spannkraft [He99]

Bild 4.4: Vergleich der Verbundkraft-Verchiebungsbeziehungen für einen hochfesten Leichtbeton (Serie 2: LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $f_{lck,cube} = 93,4 \text{ N/mm}^2$) und hochfestem Normalbeton nach [He99] ($f_{ck,cube} = 92,9 \text{ N/mm}^2$)

Bei den Versuchen an Litzen trat nach Überwindung des Haftverbundes ein in den bisherigen durchgeführten Untersuchungen an Normalbeton [He99], nicht festgestellter „treppenförmiger“ Verlauf auf. Auswirkungen aus einem fehlerhaften Versuchsaufbau und unzureichender Vorbereitung der Litzen beim Einbau können aufgrund des Vergleiches mit der Serie 7 an hochfestem Normalbeton ausgeschlossen werden. Nach Überwindung des Haftverbundes wurde das bekannte starr-plastische Verbundverhalten beobachtet. Eine Ursache kann im spröden Verhalten der Zuschlagskörner liegen. Durch die Verbundbeanspruchung reißen die Zuschlagskörner auf und die Litze rutscht durch bis ein neuer Gleichgewichtszustand gefunden wird. Bei höheren lokalen Verbundfestigkeiten ist das System dann in der Lage neue Kräfte aufzunehmen.

In Bezug auf die eingeleitete Spannkraft ist zu erkennen, dass die relative Verbundkraftzunahme bei beiden Betonen gleich ist. Der hochfeste Normalbeton nimmt etwa die doppelte Verbundkraft des hochfesten Leichtbetons bei gleicher Druckfestigkeit auf. Die Ergebnisse nach [He99] wurden durch eine eigene „Vergleichs“-Serie 7 mit einem hochfestem Normalbeton C 90/105 bestätigt (vgl. Anhang A1, Bild A1.7). Dies zeigt, dass die geringere Rohdich-

te und somit auch die geringere Steifigkeit bzw. die elastische Verformbarkeit des Betons den Verbundmechanismus beeinflusst und größere Übertragungslängen als beim Normalbeton zu erwarten sind (vgl. Kap. 4.2).

Da die Verbundfestigkeit in DIN 1045-1 über eine Betonzugfestigkeit bestimmt wird, berücksichtigt DIN 1045-1 den Einfluss der Rohdichte bei der Bemessung der Übertragungslänge mit dem Reduktionsfaktor der Zugfestigkeit, dem Beiwert η_I ,

$$\begin{aligned}\eta_I &= 1,0 && \text{für Normalbeton} \\ &= 0,4 + 0,6(\rho/2200) && \text{für Leichtbeton, mit } \rho \text{ in kg/m}^3\end{aligned}\quad (4.3)$$

Für den hier verwendeten Leichtbeton ergibt sich:

$$\eta_I = 0,4 + 0,6 (1800/2200) = 0,89$$

Da im Vergleich zwischen hochfestem Leichtbeton und Normalbeton nach Bild 4.4 ein Halbierung der übertragbaren Verbundkräfte ermittelt wurde, wird nachfolgend ein verbesserter Ansatz vorgestellt. Dieser basiert auf der Überlegung, dass die geringere Steifigkeit bzw. die elastische Verformbarkeit des Betons den Verbundmechanismus beeinflussen. Aus diesem Grund wird der Beiwert η_E ,

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad \text{mit } \rho \text{ in kg/m}^3 \quad (4.4)$$

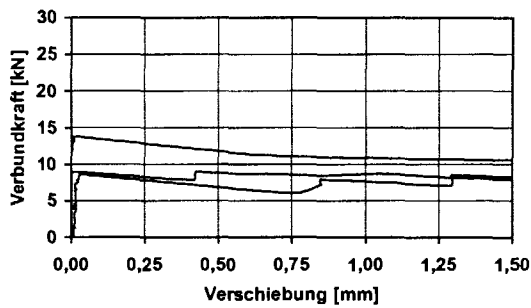
der in DIN 1045-1 zur Reduzierung des E-Moduls angesetzt wird, untersucht. Für den verwendeten hochfesten Leichtbeton ergibt sich:

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 = \left(\frac{1800}{2200} \right)^2 = 0,67$$

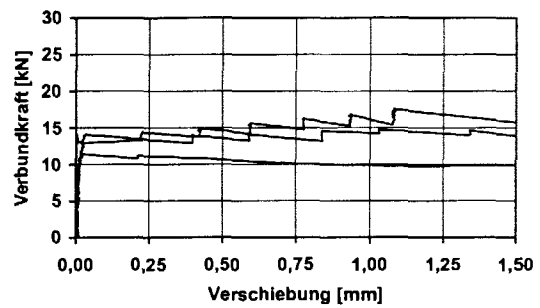
Diese Abminderung bildet die Verringerung der übertragbaren Verbundkraft eines hochfesten Leichtbeton im Vergleich zu einem hochfesten Normalbeton besser ab.

Einfluss der Betonfestigkeit/Rohdichte

Nachfolgend sind die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für die 0,5“-Litze in einem LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ und einem LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ bei einem Betonalter von 14 Tagen ohne Änderung der Vorspannkraft vor Versuchsbeginn gegenübergestellt (Bild 4.5).



a) Serie 3; LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$;
 $f_{lck,cube} = 53,3 \text{ N/mm}^2$



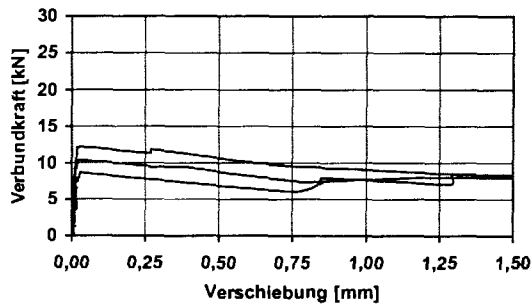
b) Serie 2; LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$;
 $f_{lck,cube} = 93,4 \text{ N/mm}^2$

Bild 4.5: Einfluss der Betonfestigkeit/Rohdichte auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für Serie 3 (LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$) und Serie 2 (LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$) mit 0,5"-Litzen ohne Änderung der Litzenkraft

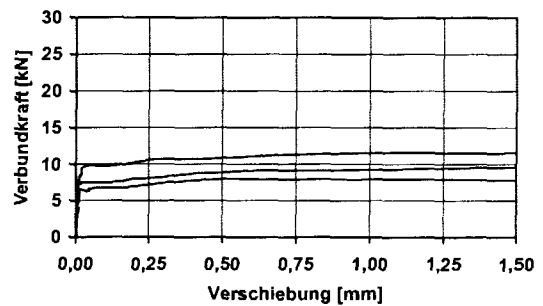
Es ist zu erkennen, dass die Verbundkräfte nicht proportional zur Betonfestigkeit ansteigen. Dies gilt auch bei Änderung der Litzenkraft vor Versuchsbeginn (vgl. Anhang A1). Da bei den verwendeten Betonen sowohl Betonfestigkeit als auch die Rohdichte variiert wurden, sind für abschließende Aussagen zum Einfluss der Festigkeit in Kombination mit der Rohdichte weitere Versuche erforderlich, bei denen bei einer konstanten Betonfestigkeit die Trockenroh-dichten variiert werden.

Einfluss des Betonalters

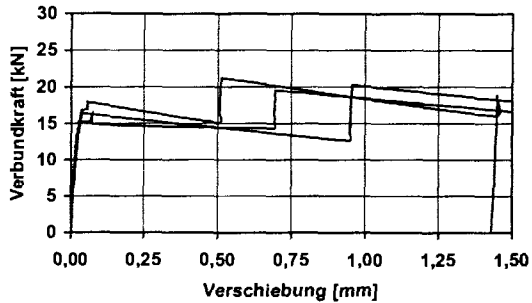
Im Bild 4.6 sind die 14 d- und 24 h-Versuche für einen LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 0,5"-Litzen dargestellt.



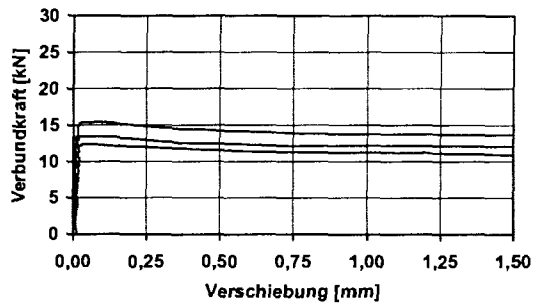
14 d, 0 kN eingeleitete Spannkraft



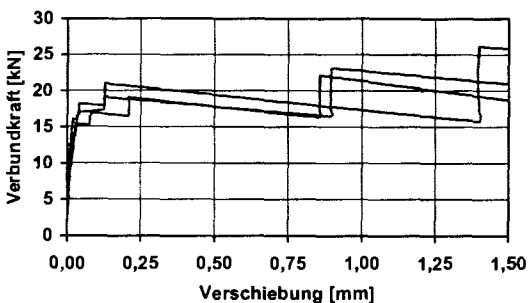
24 h, 0 kN eingeleitete Spannkraft



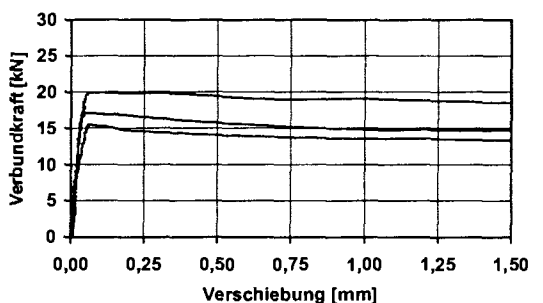
14 d, 60 kN eingeleitete Spannkraft



24 h, 60 kN eingeleitete Spannkraft



14 d, 110 kN eingeleitete Spannkraft

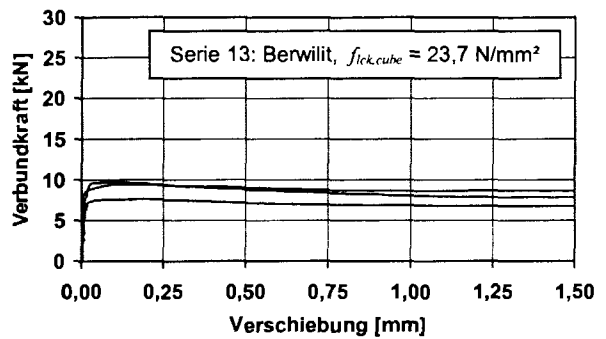
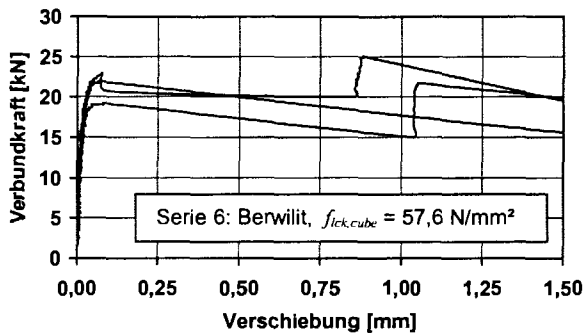
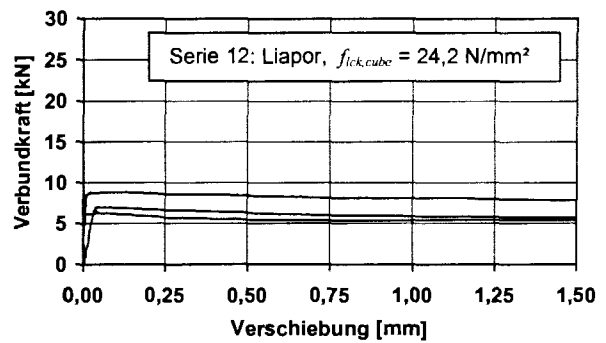
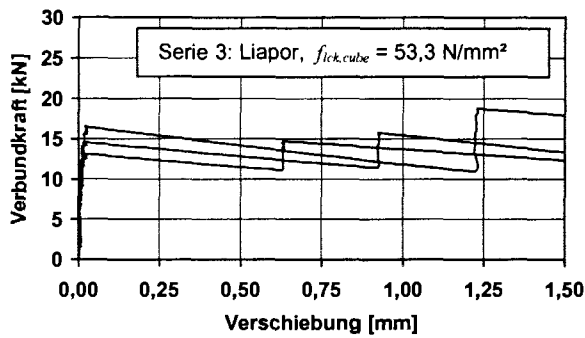


24 h, 110 kN eingeleitete Spannkraft

Bild 4.6: Vergleich eines 14 d-Versuches (links, Serie 1, $f_{1ck,cube} = 70,7 \text{ N/mm}^2$) und eines 24 h-Versuches (rechts, Serie 4, $f_{1ck,cube} = 36,2 \text{ N/mm}^2$) für einen LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 0,5"-Litzen

Das Betonalter (24 Stunden oder 14 Tage) beeinflusst für einen LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (Bild 4.6) und einen LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (vgl. Anhang A1 für die Serien 2 und 5, Bilder A1.2 und A1.5) mit 0,5"-Litzen die Verbundkräfte - anders als beim hochfestem Normalbeton [He99] - nicht entsprechend der Festigkeitsentwicklung. So sind nach 24 Stunden erst bis zu ca. 50 % der 14-Tage-Festigkeit erreicht worden, jedoch sind die aufnehmbaren Verbundkräfte nach 24 Stunden teilweise genauso groß wie nach 14 Tagen. Dies gilt sowohl ohne Änderung als auch mit Änderung der Vorspannkraft vorm Versuch.

Demgegenüber beeinflusst das Betonalter die Verbundkräfte für einen LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ wie beim hochfestem Normalbeton [He99] entsprechend der Festigkeitsentwicklung (Bild 4.7).



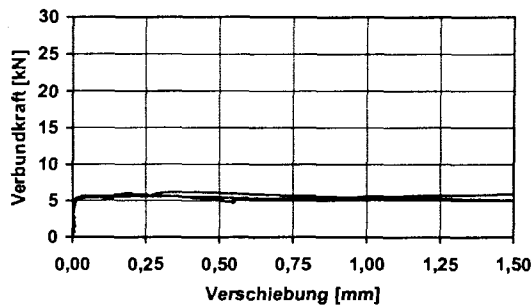
14 d - Versuch

24 h - Versuch

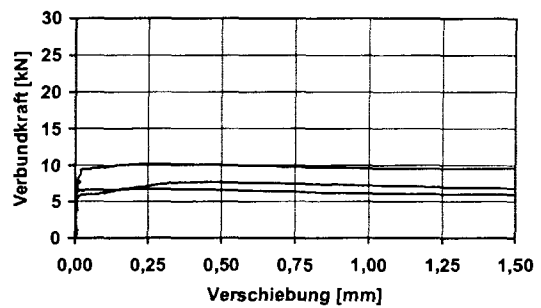
Bild 4.7: Vergleich der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der 14 d-Versuche (links) und der 24 h-Versuche (rechts) für einen LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ mit 0,5"-Litzen und Liapor (oben) bzw. Berwilit (unten) als Zuschlag bei Änderung der Vorspannkraft um 60 kN

Einfluss der verwendeten Zuschläge

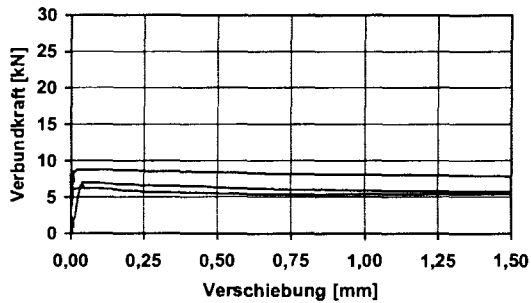
In Bild 4.8 sind die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für die 0,5"-Litze in einem LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ mit Liapor bzw. Berwilit als Zuschlag nach 24 Stunden gegenübergestellt.



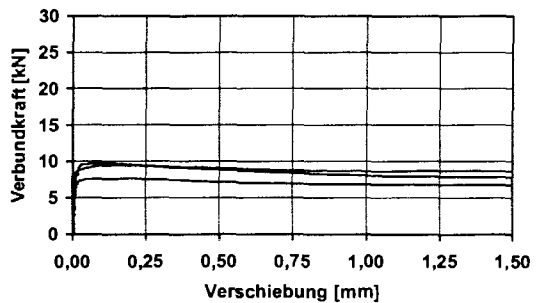
mit Liapor, 0 kN eingeleitete Spannkraft



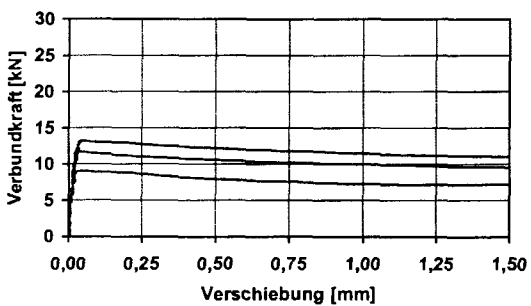
mit Berwilit, 0 kN eingeleitete Spannkraft



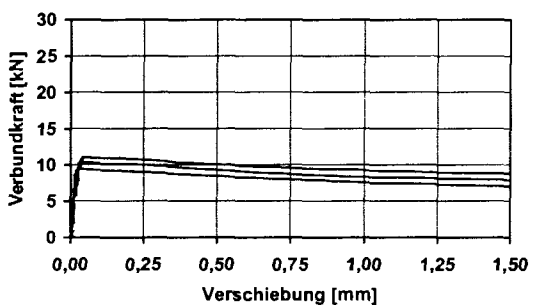
mit Liapor, 60 kN eingeleitete Spannkraft



mit Berwilit, 60 kN eingeleitete Spannkraft



mit Liapor, 110 kN eingeleitete Spannkraft



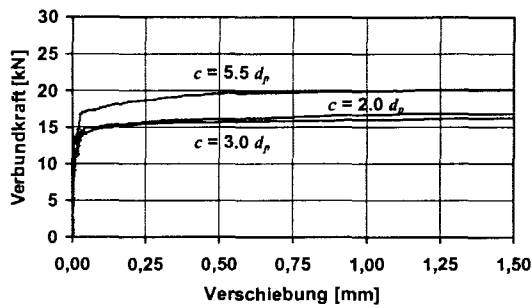
mit Berwilit, 110 kN eingeleitete Spannkraft

Bild 4.8: Einfluss der verwendeten Zuschläge auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ mit 0,5"-Litzen nach 24 h (Serie 12: Liapor, $f_{lck,cube} = 24,2 \text{ N/mm}^2$ und Serie 13: Berwilit, $f_{lck,cube} = 23,7 \text{ N/mm}^2$)

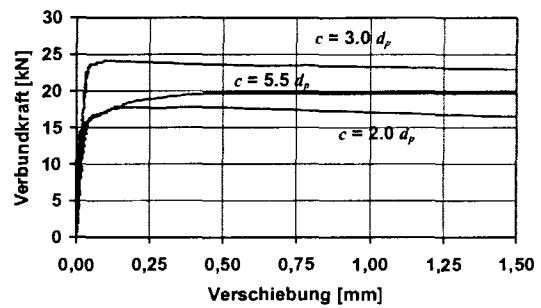
Es ist zu erkennen, dass die Verbundkräfte ohne Verminderung der Vorspannkraft bei den Betonsorten mit Berwilit geringfügig größer sind als mit Liapor. Dies ist auf eine größere Grundreibung der Berwilit-Zuschläge im Vergleich zu den Liapor-Zuschlägen zurückzuführen. Dafür ist beim Liapor-Zuschlag ein größerer Anstieg der Verbundkräfte bei Änderung der Vorspannkraft gegenüber dem Berwilit-Zuschlag festzustellen, was wiederum einen stärkeren Einfluss des querdehnungsabhängigen Verbundverhaltens aufzeigt (vgl. Kapitel 4.1.4).

Einfluss der Betondeckung

Bild 4.9 zeigt die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für unterschiedliche Betondeckungen gemäß Bild 3.2.



a) ohne Änderung der Litzenkraft



b) Änderung der Litzenkraft um -110 kN vor Versuchsbeginn

Bild 4.9: Einfluss der Betondeckung auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für Serie 16 (LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $f_{lck,cube} = 71,0 \text{ N/mm}^2$)

Die Versuche ohne eine vorherige Kraftänderung der Litzen zeigen einen 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 A1) bei einer Betondeckung von $c = 3,0 \cdot d_p$ teilweise deutlich größere Verbundkräfte als bei einer Betondeckung von $c = 5,5 \cdot d_p$ ermittelt worden, was sich mit den Ergebnissen mit Normalbeton [He99] deckt.

Bei den gerippten Spanndrähten ist wie bei hochfestem Normalbeton [He99] eine Betondeckung von $c = 5,75 \cdot d_p$ nicht ausreichend, um eine Sprengrissbildung (vgl. Bild 4.10) zu verhindern.

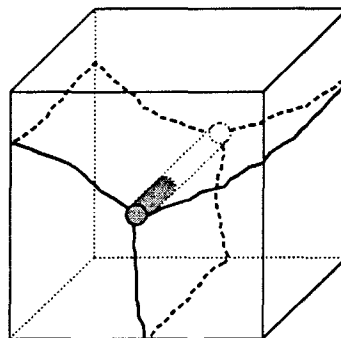


Bild 4.10: Rissbild eines Versuchskörpers mit gerippten Spannstahl

Unabhängig von der Änderung der Vorspannkraft und der Betonrezeptur kam es bei allen 14-Tagen-Versuchskörpern zum Versagen. Bei Serie 9 wurde das Verhalten nach 24 Stunden untersucht, auch hier wurde eine Sprengrissbildung in vier von neun Versuchskörpern festgestellt.

4.1.4 Verbundgesetze

Allgemeines

Das Verbundverhalten von Litzen kann nach den vorliegenden Ergebnissen der Ausziehversuche 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: $\tau = c_3 \cdot s(x)^\alpha$)

In Bild 4.11 ist das typische Verbundverhalten von Litzen im Übertragungsbereich anhand von Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen dargestellt. Hierbei erhöht sich der querdehnungsabhängige Verbundanteil der Litzen bei der Spannkrafteinleitung.

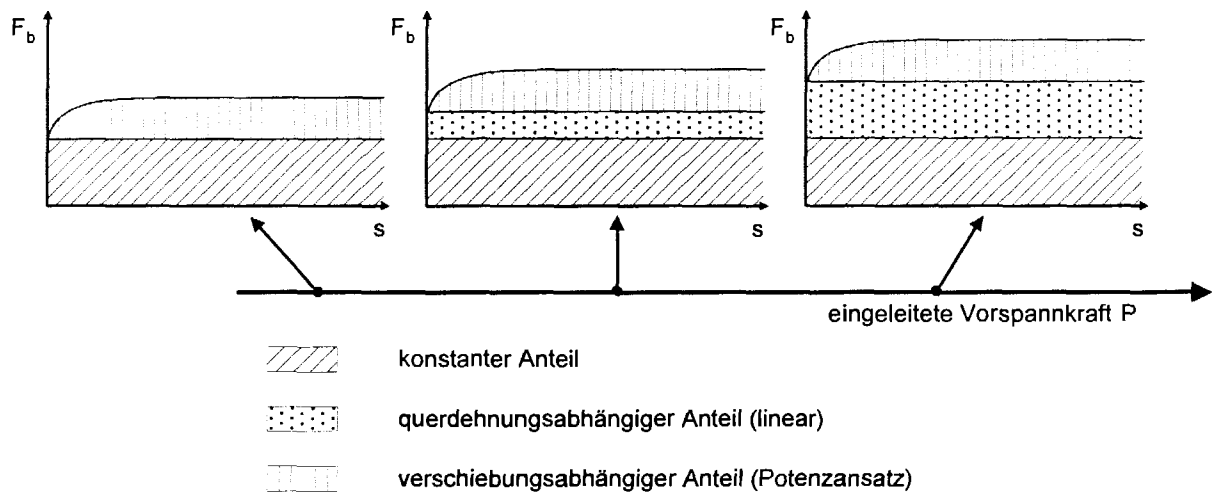


Bild 4.11: Schematische Darstellung des Verbundverhaltens von Litzen im Übertragungsbereich der Vorspannkraft [He99]

Die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung wird in Anlehnung an die in [He99] beschriebene Form eines Verbundgesetzes dargestellt. Dies besteht aus einem konstanten (c_1), einem von der Vorspannung abhängigen und damit für die Querdehnung der Litzen/Drähte verantwortlichen Anteil ($c_2 \cdot \Delta\sigma_p$) sowie einem verschiebungsabhängigen Anteil ($c_3 \cdot s(x)^\alpha$). Die allgemeine Form der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung kann zu

$$\tau = f_{lck,cube} [c_1 - c_2 \cdot \Delta\sigma_p + c_3 \cdot s(x)^\alpha] \quad (4.5)$$

angegeben werden.

In Anlehnung an die in [He99] für hochfeste Betone verwendeten Verbundgesetze wird für Litzen die auf die Würfeldruckfestigkeit bezogene Grundform zu

$$\tau = f_{lck,cube} [c_1 - c_2 \cdot \Delta\sigma_p + c_3 \cdot f_{lck,cube}^D \cdot s(x)^\alpha] \quad (\text{Litzen}) \quad (4.6)$$

gewählt. Mit dem Exponenten „ D “ wird der abnehmende Einfluss einer steigenden Würfel-
 druckfestigkeit auf den verschiebungsabhängigen Anteil berücksichtigt. Der Exponent „ α “
 bildet den zunächst steilen und dann stark abknickenden Verlauf ab.

Bei Drähten muss abweichend zu Litzen ein flacherer Verlauf, der vom Grad der Vorspan-
 nung $f(\Delta\sigma_p)$ und der Betonfestigkeit $f_{lck,cube}$ abhängt, abgebildet werden [Fe03]. Hierfür wird ein
 Verbundgesetz der Grundform

$$\tau = f_{lck,cube} [c_1 - c_2 \cdot \Delta\sigma_p + c_3 \cdot s(x)^{\alpha - f(\Delta\sigma_p) \cdot f_{lck,cube}}] \quad (\text{Drähte}) \quad (4.7)$$

gewählt.

Im Folgenden werden die Faktoren c_1 , c_2 und c_3 auf Basis der vorhandenen Versuche be-
 stimmt. 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 zusam-
 mengefasst angegeben. Eine vollständige Zusammenstellung der Messwerte für die Ver-
 suchskörper befindet sich im Anhang A2.

Grundreibung (c_1)

Die konstante Grundreibung entsteht durch das Aufschwinden des Betons auf den Stahl so-
 wie durch mikroskopisch kleine Unebenheiten der Stahloberfläche. Das Aufschwinden des
 Betons entsteht durch eine Volumenreduktion der Zementmatrix, welche durch die Hydrata-
 tion zwischen Wasser und Zementkörnern verursacht wird. Durch diesen allseitigen Druck
 auf den Stahl können auf der Basis des Reibungsgesetzes bereits vor dem Auftreten von
 Relativverschiebungen Verbundkräfte aufgenommen werden.

Bei den hier durchgeführten Untersuchungen wurde die Grundreibung durch das Ablesen
 der Verbundkraft bei Verschiebungsbeginn der Litze bzw. des Drahtes ohne Spannkraftein-
 leitung ermittelt. Als Verschiebungsbeginn wurde hierbei eine Verschiebung von
 $s = 0,005$ mm gewählt. Verglichen mit der Grundreibung bei hochfestem Normalbeton ist
 diese bei Leichtbeton deutlich geringer (Bild 4.4). Für die Versuche mit Liapor lässt sich ein
 konstanter bezogener Verbundspannungsanteil von

$$c_1 = 0,015 \quad (\text{Liapor}) \quad (4.8)$$

sowohl für Litzen als auch für Drähte ermitteln [Fe03]. Dieser Faktor ist auf alle Versuchsrei-
 hen mit Liapor anwendbar. Der Versuchszeitpunkt hat entsprechend [He99] keinen Einfluss
 auf die Grundreibung.

Bei der Verwendung von Berwilit wurden im Vergleich zum Liapor deutlich höhere Grundrei-
 bungen gemessen (Bild 4.8). Daraus kann ein Grundreibungsanteil von

$$c_1 = 0,04 \quad (\text{Berwilit}) \quad (4.9)$$

ermittelt werden [Fe03].

Die erhöhten Verbundspannungen des Berwilit hängen nicht von dessen Rohdichte, E-Modul, Druck- oder Zugfestigkeit ab. Die Materialkennwerte der Betonmischungen mit Berwilit-Zuschlag entsprechen denen der Mischungen mit Liapor (Bild 4.12).

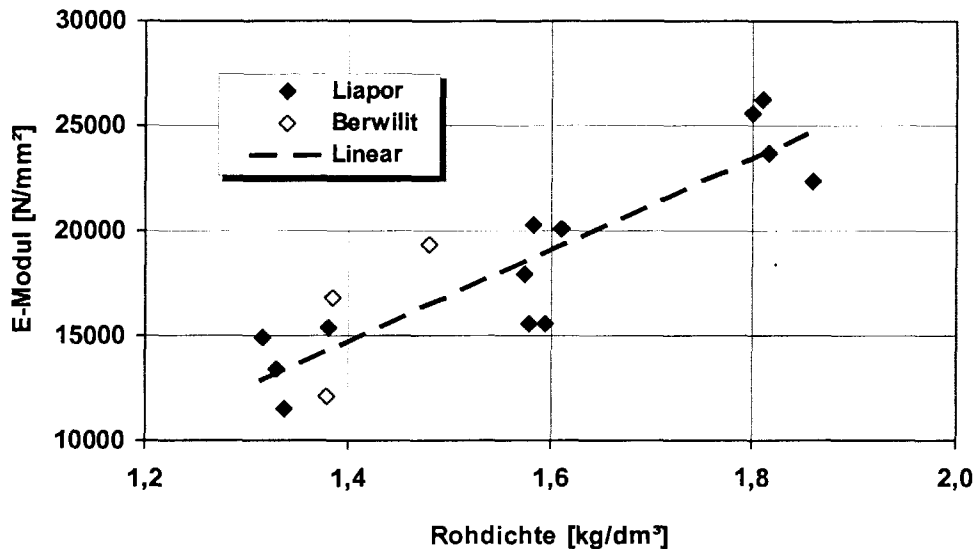


Bild 4.12: Verhältnis E-Modul zu Rohdichte von Leichtbetonen mit Berwilit und Liapor

Der erhöhte Grundreibungsanteil ist in der Mischungszusammensetzung bzw. in dem Erhärungsverhalten der Betone begründet. Die Berwilitmischungen haben einen größeren Anteil reaktiver Puzzolane (z.B. Steinkohleflugasche, Silikastaub) und können so mehr CSH-Phasen bilden, durch deren Füllereffekt sich der Verbund zum Spannstahl deutlich verbessert. Zusätzlich ermöglicht die kleinere und scharfkantig gebrochene Form der Berwilit-Zuschläge im Vergleich zu den größeren, runden Liapor-Zuschlägen eine dichtere Packung um die Litze, was wiederum weniger Zementmatrix zum Einstellen des Verbunds erforderlich macht. Somit trägt die Korngeometrie ebenfalls zu einer Erhöhung des Grundreibungsanteil bei.

Querdehnungsabhängiges Verbundverhalten ($c_2 \cdot \Delta \sigma_p$)

Durch die Querdehnung infolge einer Verminderung der Spannstahlspannung wird ein in radialer Richtung wirkender Querdruck zwischen Stahl und Beton erzeugt, der die aufnehmbaren Verbundspannungen infolge Reibung im Spannkrafteinleitungsbereich erhöht. Der Querdruck und die erhöhten Verbundspannungen sind proportional zum Reibungsgesetz. Somit stehen die Änderung der Spannstahlspannung und die hieraus resultierende Änderung der Verbundkraft in einem linearen Zusammenhang.

Die Ermittlung dieser Verbundspannungsänderung infolge Querdehnung des Stahls konnte anhand der Ausziehversuche vorgenommen werden. Für jede Parameterkombination wurden jeweils drei Würfel geprüft, aus denen jeweils ein Mittelwert errechnet wurde. Anschließend wurde die Differenz der Mittelwerte der Versuche mit und ohne Spannkrafteinleitung

bei einer Verschiebung von $s = 0,1$ mm gebildet. Diese Differenzen wurden dann über die veränderte Stahlspannung in einem Diagramm getrennt nach Zeitpunkt des Versuches und für Litzen und Drähte (Bild 4.13) aufgetragen. Zur Auswertung wurden die bezogenen Verbundspannungen verwendet, um den Einfluss der Betondruckfestigkeit zu eliminieren. Aus den gewonnenen Beziehungen zwischen Spannungsänderung der Spannstähle und der Verbundspannungsänderung wurde eine Mittelwertkurve gebildet, über die anschließend eine lineare Regressionskurve gelegt wurde.

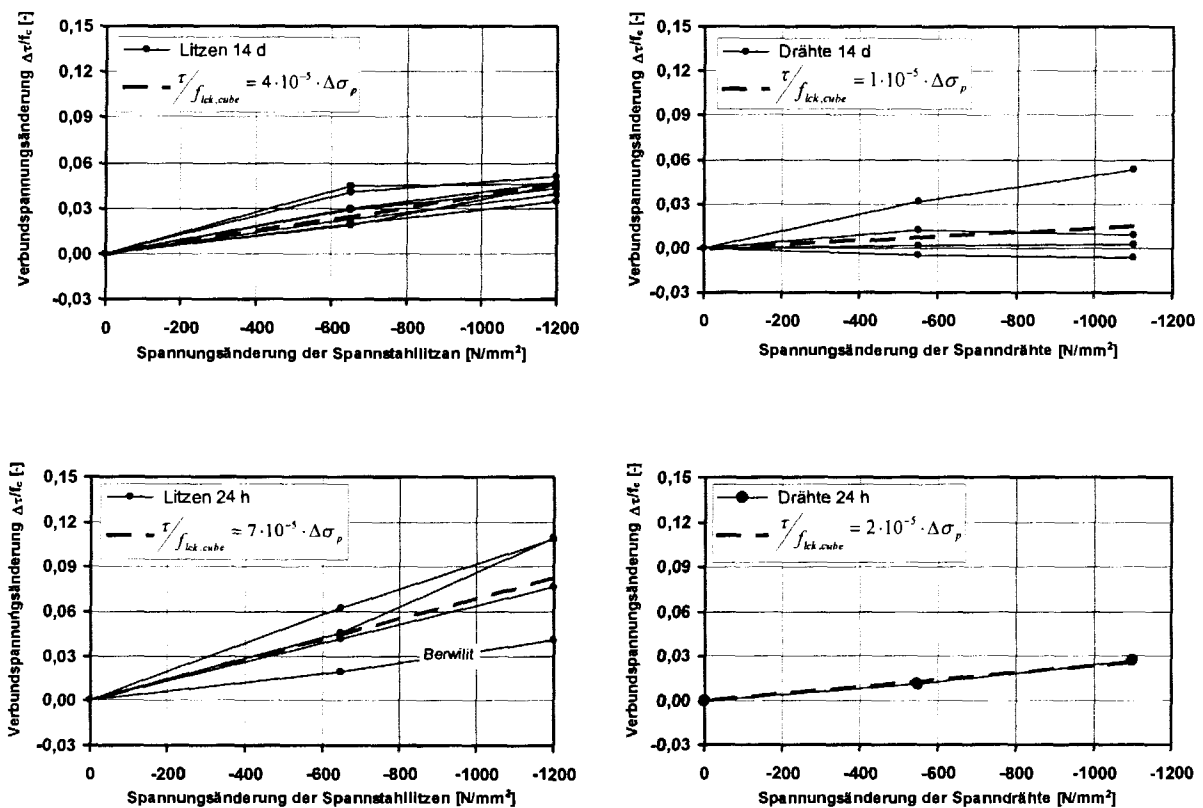


Bild 4.13: Bezogene Verbundspannungsänderung der Spannstahlilitzen (links) und Spanndrähte (rechts) in Abhängigkeit von der Spannungsänderung vor Versuchsbeginn ($t = 14$ d, oben und $t = 24$ h, unten)

Im Gegensatz zur Grundreibung sind beim spannungs- bzw. querdehnungsabhängigen Verbundverhalten ($c_2 \cdot \Delta\sigma_p$) deutliche Unterschiede zwischen Litzen und Drähten sowie den Versuchszeitpunkten und den verschiedenen Trockenrohdichteklassen der Betone zu beobachten. Es kann festgestellt werden, dass der spannungsabhängige Anteil von Litzen deutlich größer ist als der von Drähten. Dies zeigt die größere Steigung der bezogenen Verbundspannungsänderung (Bild 4.13) der Versuche mit Litzen (links) im Vergleich zu den mit Drähten (rechts).

Über den exakten Einfluss des Berwilit auf den spannungsabhängigen Anteil lässt sich anhand der durchgeführten Versuche keine Aussage treffen, da jeweils nur ein Berwilitversuch mit Litzen nach 14 Tagen (Serie 6) und 24 Stunden (Serie 13) sowie mit Drähten nach 14 Tagen (Serie 10), durchgeführt wurde. Bei den Versuchen nach 14 Tagen lag die bezogene

Verbundspannungsänderung in denselben Grenzen wie beim Liapor. Bei den Versuchen mit Litzen nach 24 Stunden hat der Berwilit einen deutlich geringeren spannungsabhängigen Reibungsanteil (Bild 4.13, unten links).

Die deutlichen Unterschiede in den spannungsabhängigen Anteilen der einzelnen Versuche zeigen, dass nicht nur von einem konstanten Faktor c_2 ausgegangen werden kann, sondern dass dieser von betontechnologischen Werten abhängt. Da in der Praxis die Rohdichte häufig ausschlaggebend für die Wahl des Leichtbetons ist, wird nachfolgend dieser Parameter untersucht. Eine weitere Abhängigkeit vom E-Modul kann infolge des in Bild 4.12 dargestellten linearen Zusammenhangs zwischen Trockenrohddichte und E-Modul ausgeschlossen werden. Auf diese Weise ergeben sich die in Bild 4.14 dargestellten, annähernd linearen Abhängigkeiten zwischen der spannungsabhängigen Verbundanteil c_2 und der jeweiligen Trockenrohddichte der verwendeten Leichtbetone.

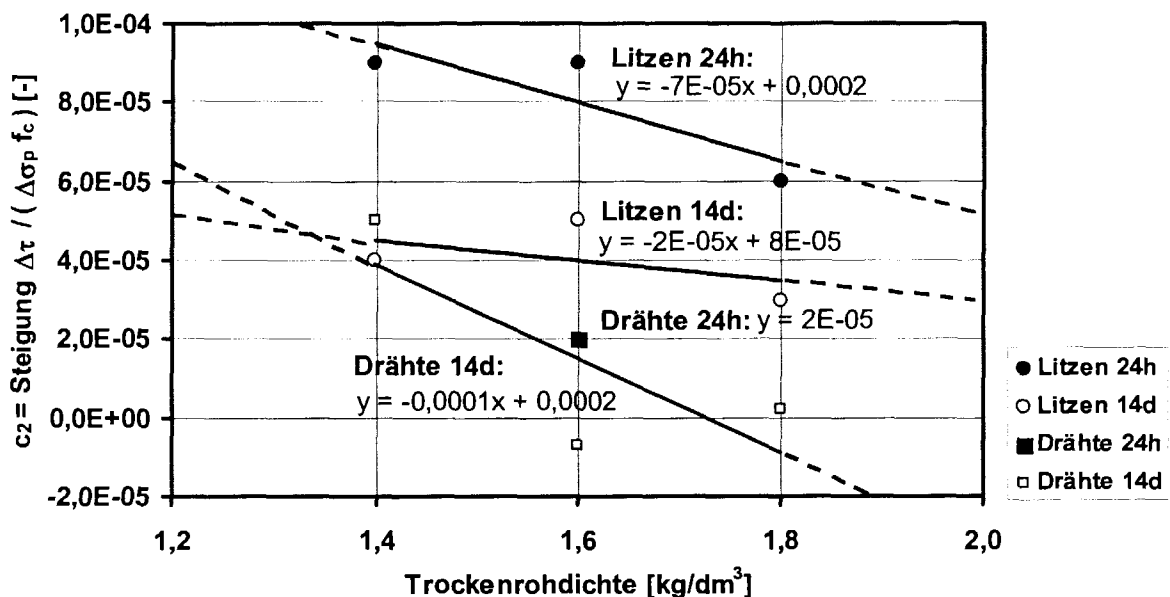


Bild 4.14: Einfluss der Trockenrohddichte auf den spannungsabhängigen Verbundanteil c_2 der Verbundkraft für Liapor

Aus diesen Verläufen (Bild 4.14) können für Liapor näherungsweise die folgenden, linearen Korrekturfunktionen für den spannungsabhängigen Verbundanteil c_2 abgeleitet werden, wobei die Gleichung (4.12) mit Vorsicht zu genießen ist, da für Drähte mit Liapor nach 24h nur ein Versuchswert vorlag:

$$\text{Litzen 24h} \quad c_2 = -7 \cdot 10^{-5} \cdot \rho + 2 \cdot 10^{-4} \quad (4.10)$$

$$\text{Litzen 14d:} \quad c_2 = -2 \cdot 10^{-5} \cdot \rho + 8 \cdot 10^{-5} \quad (4.11)$$

$$\text{Drähte 24h:} \quad c_2 = 2 \cdot 10^{-5} \quad (4.12)$$

$$\text{Drähte 14d:} \quad c_2 = -1 \cdot 10^{-4} \cdot \rho + 2 \cdot 10^{-4} \quad (4.13)$$

Für Berwilit müssen die Gleichungen (4.10) und (4.13) modifiziert werden, in dem der Korrekturwert verkleinert wird. Daraus folgen die folgenden Korrekturfunktionen (4.14) und (4.15):

$$\text{Litzen 24h:} \quad c_2 = 3 \cdot 10^{-5} \quad (4.14)$$

$$\text{Drähte 14d:} \quad c_2 = 2 \cdot 10^{-5} \quad (4.15)$$

Eine allgemeingültige Funktion für Berwilit konnte auf Grund der geringen Versuchsanzahl nicht abgeleitet werden. Hierzu sind weitere Untersuchungen mit anderen Rohdichten erforderlich.

Verschiebungsabhängiges Verbundverhalten ($c_3 \cdot s(x)^\alpha$)

Die verschiebungsabhängigen Verbundspannungen von Litzen und Drähten müssen aufgrund ihrer unterschiedlichen Verläufe getrennt ermittelt werden. Während bei Litzen z.T. ein starr-plastisches Verbundverhalten vorliegt, werden die maximalen Verbundspannungen bei Drähten durch den Scherverbund erst bei größeren Verschiebungen von ca. 1,5 – 2 mm erreicht. Zweckmäßigerweise wird aber nur der Verschiebungsbereich bis $s = 1,0$ mm betrachtet. Das verschiebungsabhängige Verhalten wird in [He99] in der Form eines Potenzansatzes beschrieben:

$$c_3 \cdot s(x)^\alpha \quad (4.16)$$

Die Verläufe in Bild 4.15 zeigen, dass durch den Faktor α im Exponenten der Verschiebung sowohl der typische Kurvenverlauf von Drähten, als auch der von Litzen erfasst werden kann.

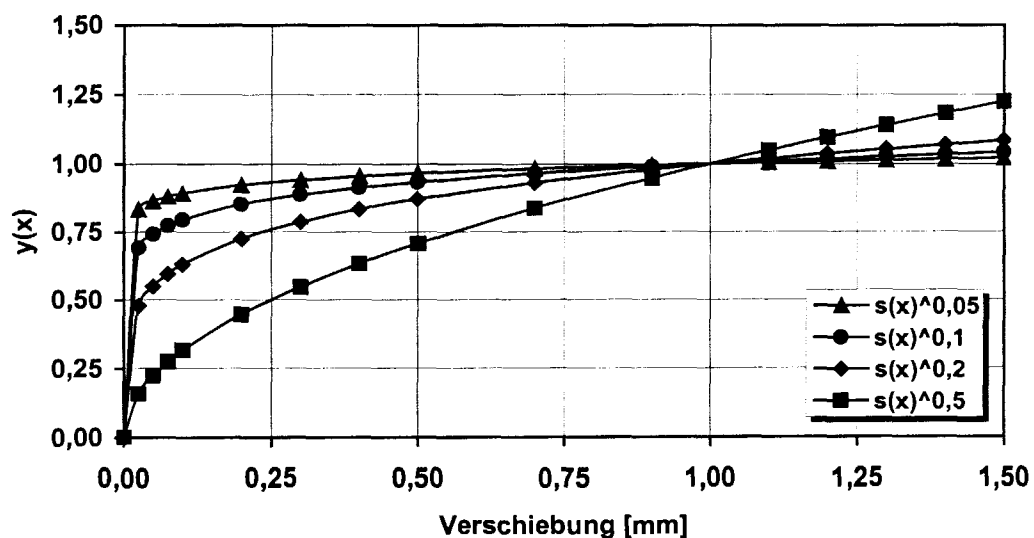


Bild 4.15: Einfluss des Exponenten α auf den Verlauf der verschiebungsabhängigen Verbundspannung

Die verschiebungsabhängigen Verbundkraftanteile wurden aus den Ausziehversuchen ohne Spannkrafteinleitung ermittelt. Hierbei wurde aus den drei Verbundspannungs-Verschiebungskurven eine Mittelwertkurve gebildet. Von diesen Mittelwertkurven wurde jeweils die konstante Grundreibung abgezogen und so der nur von der Verschiebung abhängige Teil der Verbundspannung isoliert.

Verschiebungsabhängiger Anteil bei Litzen

Im Rahmen einer Parameterstudie [Fe03] wurde der Exponent α für vorgespannte Litzen im hochfestem Leichtbeton zu $\alpha = 0,1$ bestimmt. Er bildet den zunächst steilen, dann schlagartig abbrechenden Verlauf der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung passend ab. Außerdem wird die Gleichung (4.16) entsprechend Gleichung (4.6) noch mit der Würfeldruckfestigkeit $f_{lck,cube}$ korrigiert und wird mit $D = 0,8$ aus [Fe03] zu:

$$\text{Litzen (allgemein):} \quad c_3 \cdot s(x)^{0,1} \cdot f_{lck,cube}^{0,8} \quad (4.17)$$

Für die Ermittlung des Korrekturfaktors c_3 in der Gleichung (4.17) für Spannstahllitzen wird ein linearer Ansatz gewählt (Bild 4.16).

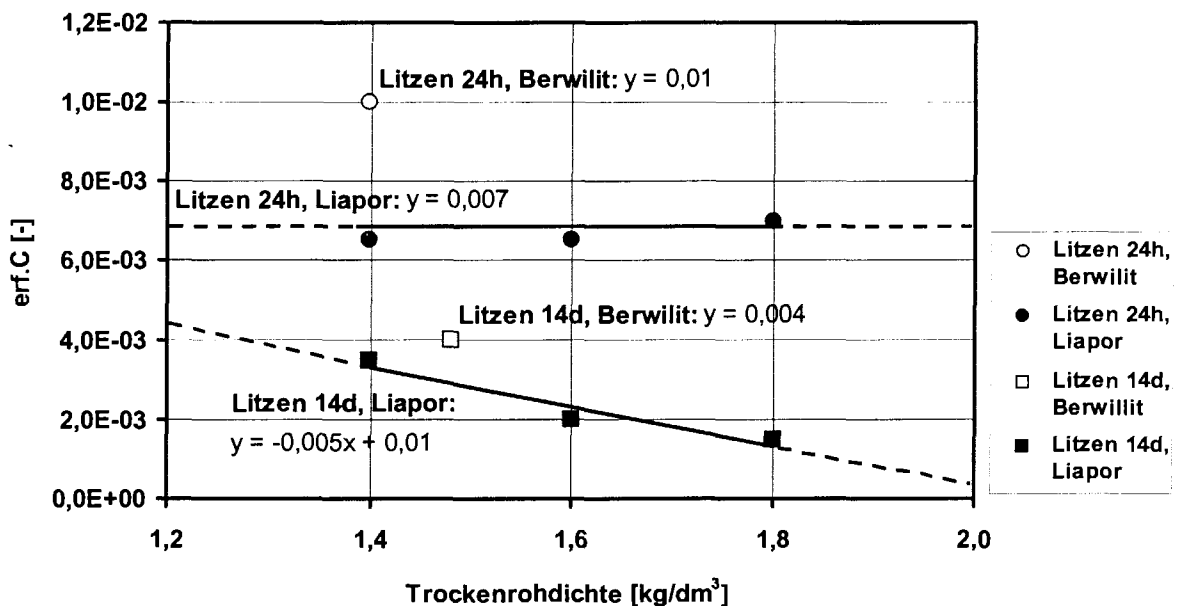


Bild 4.16: Korrekturfaktor c_3 (erf. C) der 14d- und 24h-Versuche für Litzen mit Liapor und Berwilit in Abhängigkeit von der Trockenrohichte

Aus Bild 4.16 wurden für die 14d- und 24h-Versuche mit Litzen folgende Korrekturfunktionen für den verschiebungsabhängigen Verbundanteil c_3 ermittelt, wobei die Gleichungen (4.18) und (4.20) mit Vorsicht zu genießen ist, da für Litzen (nach 24h bzw. 14d) mit Berwilit jeweils nur ein Versuchswert vorlag:

$$\text{Litzen 24h, Berwilit:} \quad c_3 = 1 \cdot 10^{-2} \quad (4.18)$$

$$\text{Litzen 24h, Liapor: } c_3 = 7 \cdot 10^{-3} \quad (4.19)$$

$$\text{Litzen 14d, Berwilit: } c_3 = 4 \cdot 10^{-3} \quad (4.20)$$

$$\text{Litzen 14d, Liapor: } c_3 = -5 \cdot 10^{-3} \cdot \rho + 1 \cdot 10^{-2} \quad (4.21)$$

Verschiebungsabhängiger Anteil bei Drähten

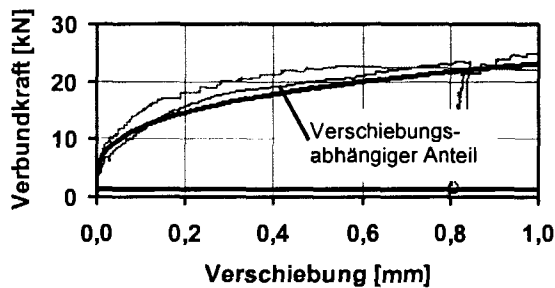
Für den verschiebungsabhängigen Anteil bei Drähten wird nach [Fe03] ein ähnlicher Potenzansatz wie in [He99] gewählt:

$$\text{Drähten 14d, Liapor: } c_3 \cdot s(x)^{\alpha - D \cdot f_{ick,cube}} \quad (4.22)$$

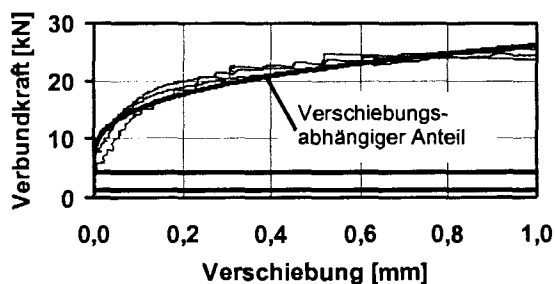
Dieser zeichnet sich im Gegensatz zu den Ansätzen aus (4.16) und (4.17) durch einen deutlich flacheren Verlauf aus. Bei den 14 Tage-Versuchen für Drähte mit Liapor ergibt sich der verschiebungsabhängige Anteil mit einem konstanten Korrekturfaktor $\alpha = 0,5$ und $c_3 = 0,27$ aus [Fe03] zu:

$$\text{Drähte 14d, Liapor: } 0,27 \cdot s(x)^{0,5 - 0,004 \cdot f_{ick,cube}} \quad (4.23)$$

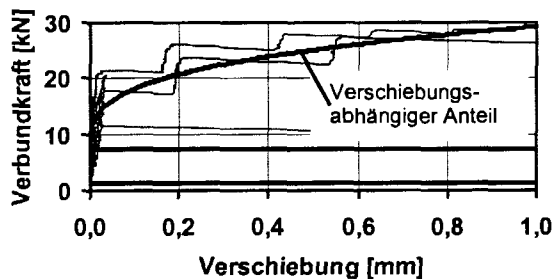
Mit diesem Ansatz lassen sich die 14 Tage-Versuche mit Drähten für alle Rohdichteklassen ausreichend genau abbilden (Bild 4.17).



ohne Änderung der Spanndrahtkraft



Änderung der Spanndrahtkraft
um -60 kN vor Versuchsbeginn



Änderung der Spanndrahtkraft
um -120 kN vor Versuchsbeginn

Bild 4.17: Serie 11, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für LC 35/38 (Liapor); $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ mit Drähten nach 14 Tagen im Vergleich mit Gl. (4.23)

Die Schwäche dieses Ansatzes wird bei der Betrachtung des in Abhängigkeit von der Änderung der Spanndrahtkraft immer steiler werdenden Verbundkraft-Verschiebungsverlaufs deutlich. Da im Gegensatz zu hochfestem Normalbeton die Steigung des verschiebungsabhängigen Anteils im hochfestem Leichtbeton von der Vorspannkraft abhängt, wird dieses Verhalten bei den Versuchen mit Drähten mit einem erweiterten Potenzansatz wie folgt berücksichtigt:

Drähte 24h, Liapor:

bzw. Drähte, Berwilit:
$$c_3 \cdot s(x)^{\alpha - f(\Delta\sigma_p) f_{lck, cube}} \quad (4.24)$$

Der verschiebungsabhängige Anteil der aufnehmbaren Verbundspannung wird somit bei den gerippten Drähten mit zwei verschiedenen Ansätzen abgebildet. Für die 14 Tage-Versuche mit Liapor wird der einfachere Ansatz nach Gleichung (4.22) gewählt, während die 24 Stunden-Versuche mit Liapor sowie die Versuche mit Berwilit den genaueren Ansatz nach Gleichung (4.24) erfordern.

Der Korrekturfaktor $E = f(\Delta\sigma_p)$ im Exponenten von $s(x)$ lässt sich für Berwilit und für die 24 Stunden-Versuche mit Bild 4.18 bestimmen.

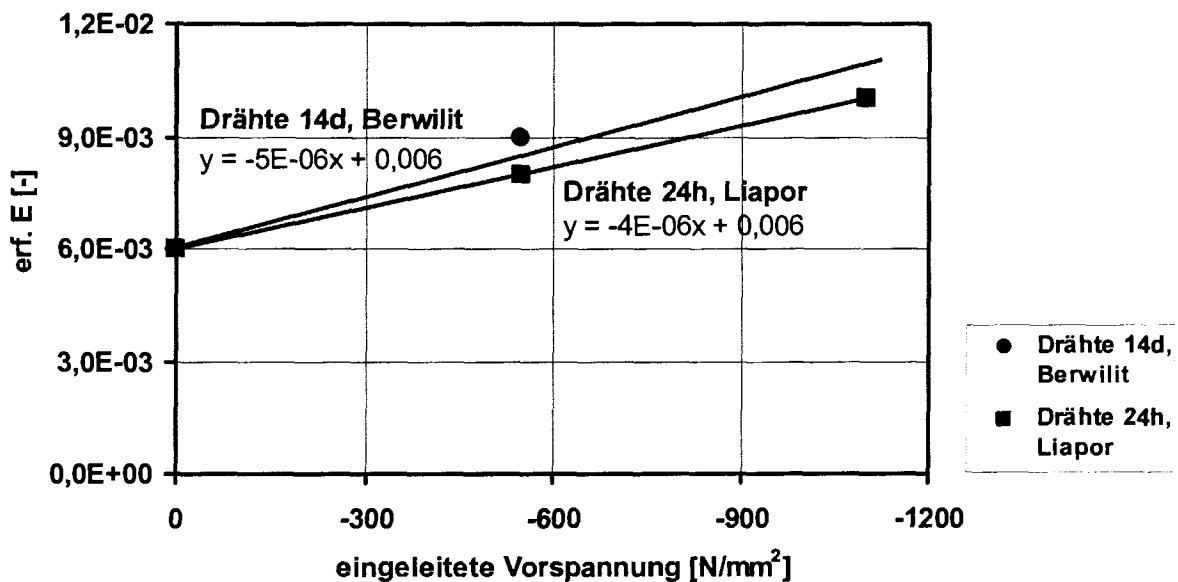


Bild 4.18: Korrekturfaktor E (*erf. E*) für die 14 d-Versuche mit Drähten in Berwilit und für die 24 h-Versuche mit Drähten in Liapor in Abhängigkeit von der eingeleiteten Vorspannung

Aus Bild 4.18 folgen Gleichungen (4.25) und (4.26) für den Korrekturfaktor $E = f(\Delta\sigma_p)$:

Drähte 24h, Liapor:
$$E = 4 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta\sigma_p + 6 \cdot 10^{-3} \quad (4.25)$$

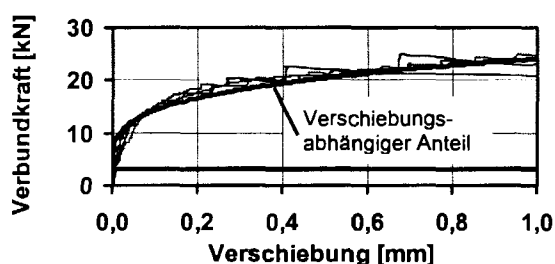
Drähte 14d, Berwilit:
$$E = 5 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta\sigma_p + 6 \cdot 10^{-3} \quad (4.26)$$

Mit den Gleichungen (4.25) und (4.26) sowie den konstanten Korrekturfaktor $\alpha = 0,55$ und $c_3 = 0,37$ (24h-Versuche mit Liapor) bzw. $c_3 = 0,27$ (14d-Versuche mit Berwilit) aus [Fe03] lassen sich der verschiebungsabhängige Verbundanteil für Drähte bestimmen:

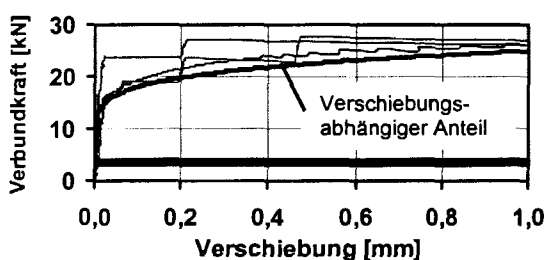
$$\text{Drähte 24h, Liapor: } 0,37 \cdot s(x)^{0,55 - (6 \cdot 10^{-3} + 4 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta\sigma_p)} f_{lck,cube} \quad (4.27)$$

$$\text{Drähte 14d, Berwilit: } 0,27 \cdot s(x)^{0,55 - (6 \cdot 10^{-3} + 5 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta\sigma_p)} f_{lck,cube} \quad (4.28)$$

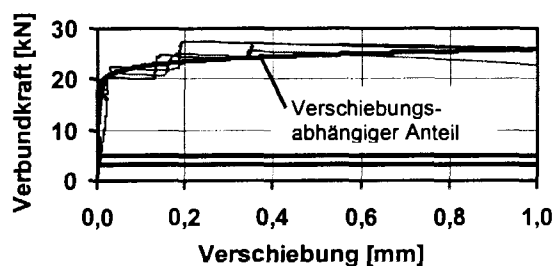
Mit diesen beiden - im Vergleich zu Gl. (4.24) - etwas komplizierteren Ansätzen für den verschiebungsabhängigen Anteil lassen sich die Versuche mit Drähten genauer abbilden. In Bild 4.19 erkennt man, dass die am Anfang zunehmende Steigung hiermit deutlich besser dargestellt werden.



ohne Änderung der Spanndrahtkraft



Änderung der Spanndrahtkraft
um -60 kN vor Versuchsbeginn



Änderung der Spanndrahtkraft
um -120 kN vor Versuchsbeginn

Bild 4.19: Serie 10, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für LC 35/38 (Berwilit); $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ mit Drähten nach 14 Tagen im Vergleich mit Gl. (4.28)

Verbundgesetze

Die Verbundgesetze ergeben sich aus der Zusammensetzung der einzelnen Anteile. Für die Litzen ergeben sich die Verbundgesetze zu:

$$\tau_{\text{Litzen14d, Liapor}} = f_{lck,cube} \cdot \left(0,015 - (8 \cdot 10^{-5} - 2 \cdot 10^{-5} \cdot \rho) \cdot \Delta\sigma_p + (1 \cdot 10^{-2} - 5 \cdot 10^{-3} \cdot \rho) \cdot f_{lck,cube}^{0,8} \cdot s(x)^{0,1} \right) \quad (4.29)$$

$$\tau_{\text{Litzen14d, Berwilit}} = f_{lck,cube} \cdot \left(0,04 - (8 \cdot 10^{-5} - 2 \cdot 10^{-5} \cdot \rho) \cdot \Delta\sigma_p + 4 \cdot 10^{-3} \cdot f_{lck,cube}^{0,8} \cdot s(x)^{0,1} \right) \quad (4.30)$$

$$\tau_{\text{Litzen24h, Liapor}} = f_{lck,cube} \cdot \left(0,015 - (2 \cdot 10^{-4} - 7 \cdot 10^{-5} \cdot \rho) \cdot \Delta\sigma_p + 7 \cdot 10^{-3} \cdot f_{lck,cube}^{0,8} \cdot s(x)^{0,1} \right) \quad (4.31)$$

$$\tau_{\text{Litzen24h, Berwiliti}} = f_{\text{Ick,cube}} \cdot \left(0,04 - 3 \cdot 10^{-5} \cdot \Delta\sigma_p + 1 \cdot 10^{-2} \cdot f_{\text{Ick,cube}}^{0,8} \cdot s(x)^{0,1} \right) \quad (4.32)$$

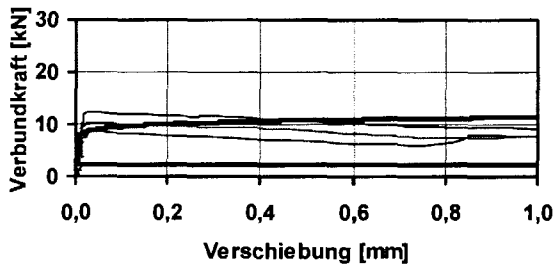
Für die Drähte ergeben sich die Verbundgesetze zu:

$$\tau_{\text{Drähte14d, Liapor}} = f_{\text{Ick,cube}} \cdot \left(0,015 - (2 \cdot 10^{-4} - 1 \cdot 10^{-4} \cdot \rho) \cdot \Delta\sigma_p + 0,27 \cdot s(x)^{0,5-0,004 \cdot f_{\text{Ick,cube}}} \right) \quad (4.33)$$

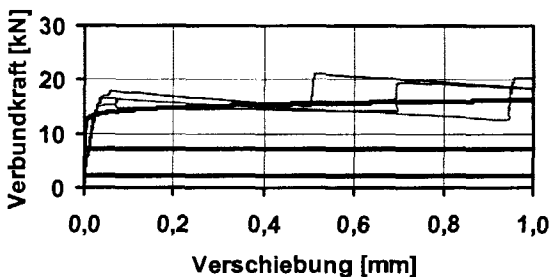
$$\tau_{\text{Drähte14d, Berwiliti}} = f_{\text{Ick,cube}} \cdot \left(0,04 - 2 \cdot 10^{-5} \cdot \Delta\sigma_p + 0,27 \cdot s(x)^{0,55-(6 \cdot 10^{-3} + 5 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta\sigma_p)} \cdot f_{\text{Ick,cube}} \right) \quad (4.34)$$

$$\tau_{\text{Drähte24h, Liapor}} = f_{\text{Ick,cube}} \cdot \left(0,015 - 2 \cdot 10^{-5} \cdot \Delta\sigma_p + 0,37 \cdot s(x)^{0,55-(6 \cdot 10^{-3} + 4 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta\sigma_p)} \cdot f_{\text{Ick,cube}} \right) \quad (4.35)$$

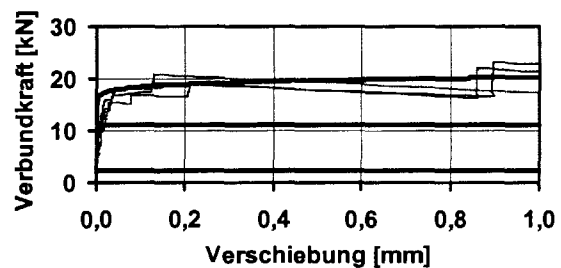
Die gute Übereinstimmung der abgeleiteten Verbundgesetze zeigt Bild 4.20 exemplarisch für die Serie 1 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit Litzen nach 14 Tagen im Vergleich mit dem Verbundgesetz Gl. (4.29). Im Anhang A2 sind für die alle experimentell bestimmten Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen die sich aus den angegebenen Verbundgesetzen ermittelten Verläufen gegenübergestellt.



ohne Änderung der Litzenkraft



Änderung der Litzenkraft
um -60 kN vor Versuchsbeginn



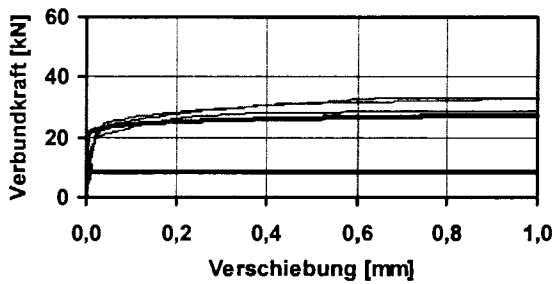
Änderung der Litzenkraft
um -110 kN vor Versuchsbeginn

Bild 4.20: Serie 1, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit Litzen nach 14 Tagen im Vergleich mit Gl. (4.29)

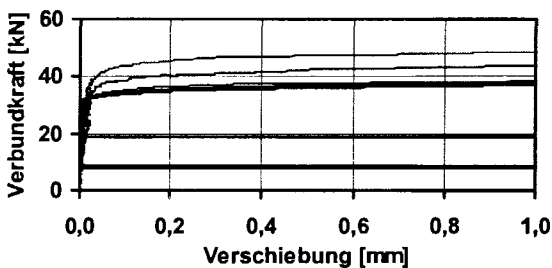
Ein Vergleich mit dem Verbundgesetz von hochfestem Normalbeton nach 14 Tagen im Spannkrafteinleitungsbereich nach [Ni01] verdeutlicht die Komplexität der ermittelten Verbundgesetze für hochfesten Leichtbeton:

$$\tau_{\text{hochfest}} = f_{\text{ck,cube}} \cdot \left(0,039 - 0,7 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_p + 0,0034 \cdot f_{\text{ck,cube}}^{0,7} \cdot s(x)^{0,08} \right) \quad (4.36)$$

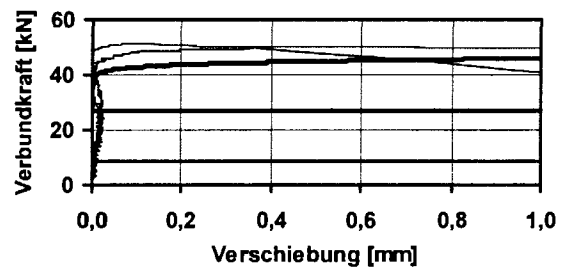
Im Bild 4.21 ist für die Serie 7 aus hochfestem Beton ein Vergleich mit dem Verbundgesetz (4.32) nach [Ni01] dargestellt und es zeigt gut die Übereinstimmung.



ohne Änderung der Litzenkraft



Änderung der Litzenkraft
um -60 kN vor Versuchsbeginn



Änderung der Litzenkraft
um -110 kN vor Versuchsbeginn

Bild 4.21: Serie 7, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für C 90/105; mit Litzen nach 14 Tagen im Vergleich mit Gl. (4.36)

Im Laufe der Untersuchung hat sich herausgestellt, dass zu einer ausreichend genauen Darstellung des Verbundverhaltens für jeden Spannstahltyp sowie für die unterschiedlichen Versuchszeitpunkte jeweils separate Gesetze zu verwenden sind. Des Weiteren haben die Vergleiche zwischen Liapor- und Berwilit-Zuschlag gezeigt, dass es nicht möglich ist, ein allgemeingültiges Verbundgesetz für alle Leichtzuschläge aufzustellen. Hierzu könnten beton-technologische Untersuchungen der Verbundzonen bei Liapor und Berwilit Aufschluss darüber geben, ob die erheblichen Verbundspannungszuwächse von bis zu 30 % beim Berwilit bei gleichbleibender Mischungszusammensetzung in dessen Geometrie begründet sein könnten. Da die Versuche erheblichen Streuungen unterliegen und teilweise durch schlagartiges Versagen des vorherigen Versuches schon vorgeschwächt sein könnten, sind weitere Versuche zum Kalibrieren der Verbundgesetze ebenso notwendig wie Versuche mit Berwilit zur Untersuchung des Einflusses der Zuschläge auf die Verbundspannung.

4.2 Spannkrafteinleitungsversuche

4.2.1 Allgemeines

Spannkrafteinleitungsversuche dienen zur Untersuchung des Verbundverhaltens von Spannstählen im Übertragungsbereich der Vorspannkraft. Im Gegensatz zu den Ausziehversuchen, deren Ergebnisse auf reale Bauteilverhältnisse extrapoliert werden müssen, kann das Verbundverhalten der Spannglieder unter Bauteilverhältnissen direkt beobachtet und gemessen werden. Wie Bild 4.22 verdeutlicht, können so die Beanspruchungsverhältnisse im Übertragungsbereich eines Spannbettträgers abgebildet werden.

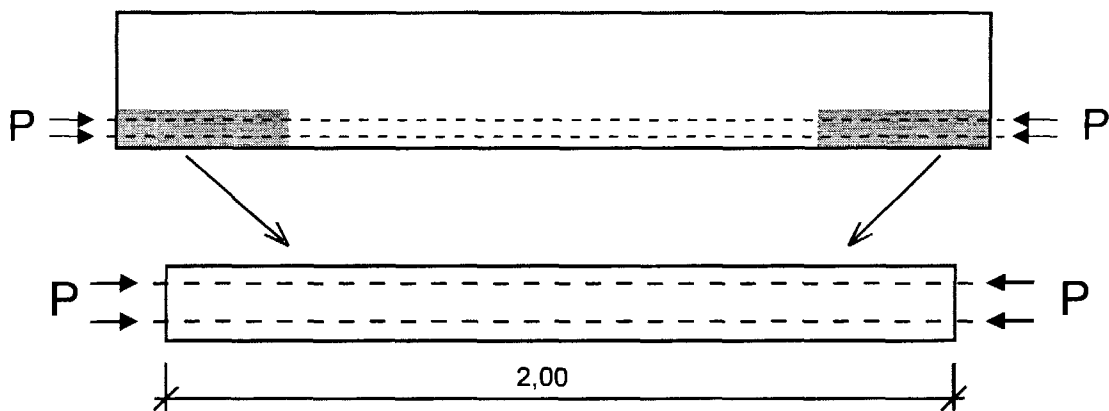


Bild 4.22: Spannkrafteinleitungskörper als Modell des Übertragungsbereichs

Das Verbundverhalten von Spannstählen im Spannkrafteinleitungsbereich wird durch deren spannungs- (Hoyer-Effekt) und verschiebungsabhängige Verhalten (Schlupf) bestimmt. Durch den im Eintragungsbereich entstehenden dreidimensionalen Spannungszustand können Spalt- und Stirnzugrisse auftreten, die eine planmäßige Übertragung der Vorspannkraft auf den Beton in Frage stellen. Beeinflusst wird die Rissentwicklung im Wesentlichen durch die lichte Betondeckung in Kombination mit den Abständen der Spannstähle untereinander. Das Ziel ist neben der reinen Erfassung der Spannkrafteinleitungslänge und der daraus folgenden Berechnung der mittleren Verbundspannungen, Mindestmaße für die Betondeckung und den gegenseitigen Abstand der Spannstähle zu ermitteln, unter welchen eine rissfreie Eintragung der Spannkraft möglich ist. Dies geschieht durch eine systematische Variation der Betondeckung c und des lichten Abstandes s , bei gleichzeitiger Variation der Betonsorte.

Um das oben beschriebene Verhalten im Spannkrafteinleitungsbereich darzustellen, werden die Ergebnisse der Versuche in drei Abschnitte unterteilt,

- das Verschiebungsverhalten der Spannstähle,
- die Übertragungslänge der Vorspannkraft und
- die Rissentwicklung im Übertragungsbereich

Zusätzlich 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 nachfolgend 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 4.2 sind die Betonfestigkeiten zum Zeitpunkt des Vorspannens den Betonspannungen nach Spannkrafteinleitung sowie den zulässigen Betonspannungen nach DIN 1045-1 ($f_{lc,zul} = 0,60 \cdot f_{lck}$) gegenübergestellt. Da die Betonspannungen bei den Versuchskörpern SK 2A und SK 2B die zulässigen Werte nach DIN 1045-1 überschritten haben, wurde für die weiteren Versuchskörper ein größerer Querschnitt gewählt.

| Versuchskörper | Betonfestigkeit bei Spannkrafteinleitung f_{lck} [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 $f_{lc,zul}$ [N/mm ²] |
|----------------|--|---|-----------------------------|---|--|
| SK 1A | 38,7 | 175,0 | 250 | 14,3 | 23,2 |
| SK 1B | 38,7 | 178,1 | 250 | 14,0 | 23,2 |
| SK 2A | 32,4 | 93,8 | 250 | 26,6 | 19,4 |
| SK 2B | 32,4 | 95,6 | 250 | 26,2 | 19,4 |
| SK 3A | 48,7 | 121,4 | 250 | 20,6 | 29,2 |
| SK 3B | 56,7 | 121,9 | 250 | 20,5 | 29,2 |
| SK 4A | 37,3 | 121,4 | 250 | 20,6 | 22,4 |
| SK 4B | 37,3 | 121,9 | 250 | 20,5 | 22,4 |
| SK 5 | 56,7 | 206,3 | 500 | 24,2 | 34,0 |
| SK 6 | 35,7 | 244,5 | 500 | 20,4 | 21,4 |
| SK 7 | 45,0 | 246,3 | 500 | 20,3 | 27,0 |
| SK 8 | 34,9 | 246,3 | 500 | 20,3 | 20,9 |
| SK 9 | 61,6 | 288,0 | 500 | 17,4 | 37,0 |

Tabelle 4.2: Betonspannungen der Spannkrafteinleitungsversuche

4.2.2 Wesentliche Versuchsergebnisse

In Tabelle 4.3 werden die ermittelten Verschiebungen Δs sowie 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 $\Delta s (t_i)$ [mm] | Übertragungslänge $l_{bp} (t_i)$ [cm] |
| SK 1A | 7 | 1,42 | 43,2 | - | 48,8 |
| SK 3A | 12 | 0,97 | 27,0 | 1,00 | - |
| SK 3B | 9 | 0,83 | 33,6 | 0,89 ^{*)} | 33,8 |
| SK 4A | 13 | 1,17 | 38,5 | 1,20 | 42,0 |
| SK 4B | 13 | 1,19 | 36,9 | 1,31 | 35,5 |
| SK 6 | 20 | 1,49 | 48,0 | 1,59 | 53,3 |
| SK 7 | 9 | 1,22 | 46,1 | 1,31 | 49,5 |
| SK 8 | 9 | 1,57 | 50,6 | 1,63 | 54,0 |
| SK 9 | 30 | 0,91 | 37,2 | 1,29 | 34,2 |

^{*)} Messung bereits 24 h nach der Spannkrafteinleitung abgebrochen, da Wegaufnehmer abgebaut wurden

Tabelle 4.3: Zusammenstellung der Verschiebung Δs sowie der Übertragungslängen l_{bp}

4.2.3 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 4.23). Hieraus ergeben sich die größten Werte der Verschiebung am Anfang der Übertragungslänge (Schlupf der Spannstähle).

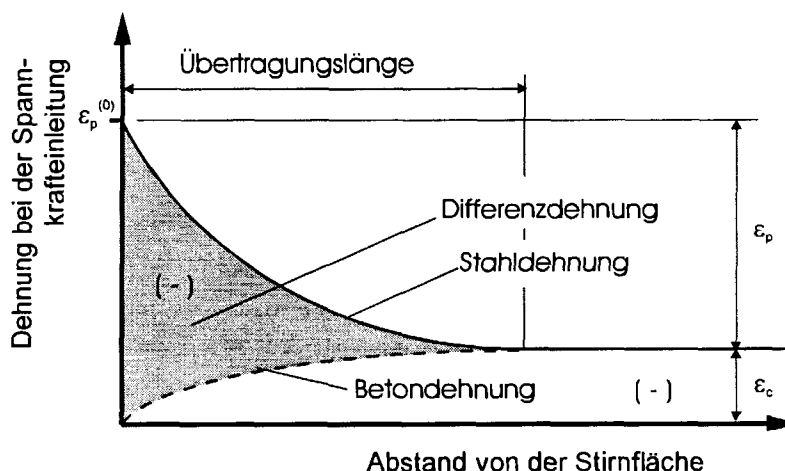


Bild 4.23: Dehnungsdifferenzen im Spannkrafteinleitungsbereich

Entsprechend dem Verbundverhalten aus den Ausziehversuchen (verschieblicher Verbund) hängt die Verschiebung der Spannstähle direkt von der Verbundkraft im Übertragungsbereich ab, welche durch die Verschiebung aktiviert wird. Bei der gleichen Beanspruchung

während der Spannkrafteinleitung ermöglichen die gemessenen Verschiebungen am Balkenende Rückschlüsse auf die Verbundkräfte im Übertragungsbereich bei den unterschiedlichen Betonsorten.

Zum Vergleich sind in den Bildern 4.24 und 4.25 die Verschiebungen jeder Litze bei der Spannkrafteinleitung nach 3 Tagen für den Versuchskörper SK 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ und nach 24 Stunden für den Versuchskörper SK 9 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ dargestellt.

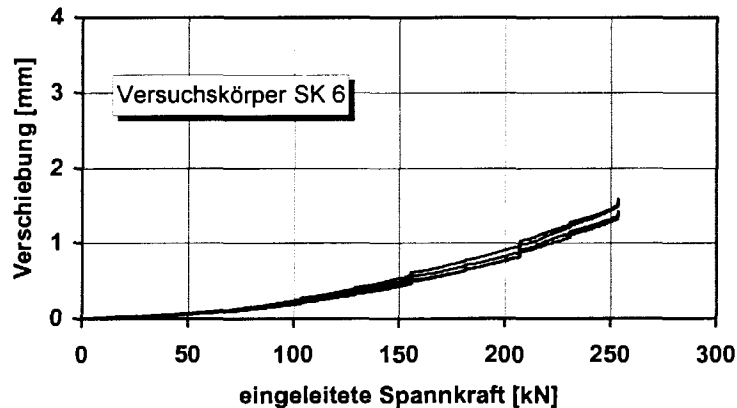


Bild 4.24: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung, Versuchskörper SK 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (3 d: $f_{lck,cube} = 35,7 \text{ N/mm}^2$)

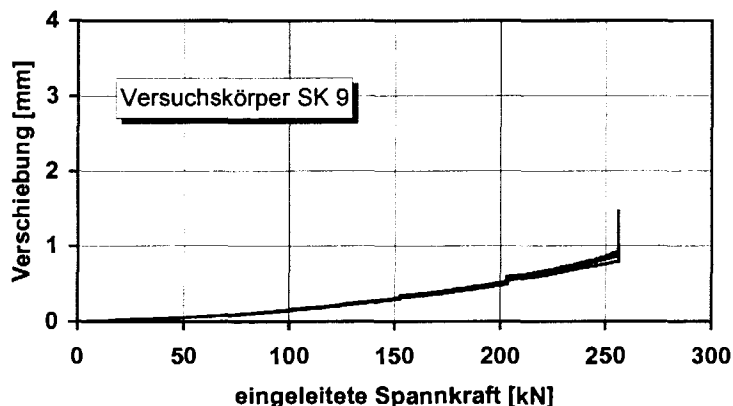


Bild 4.25: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung, Versuchskörper SK 9 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{lck,cube} = 61,6 \text{ N/mm}^2$)

Der Vergleich verdeutlicht den Einfluss der Betonrezeptur auf die Spannstahlverschiebungen. Gegenüber dem Beton LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ ergeben sich beim Beton LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ nur etwa halb so große Verschiebungen.

In der Tabelle 4.4 sind die Verschiebungen bei der Spannkrafteinleitung ohne sichtbare Rissbildung im Verankerungsbereich zusammengestellt.

| Versuchskörper | Betonart | Betonfestigkeit bei Spannkrafteinleitung $f_{lck,cube}$ [N/mm ²] | Verschiebungen Δ_s der Litzen gegenüber der Stirnfläche der Versuchskörper beim Spannkrafteinleitungsversuch [mm] | | | | Δ_s im Mittel [mm] |
|----------------|---|--|--|--------|------|------|---------------------------|
| | | | | | | | |
| SK 1A | LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ | 38,7 | 1,37 | 1,45 | 1,40 | 1,47 | 1,42 |
| SK 6 | | 35,7 | 1,59 | 1,42 | 1,56 | 1,40 | 1,49 |
| SK 8 | | 34,9 | 1,96 | 1,50 | 1,56 | 1,27 | 1,57 |
| SK 4A | LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ | 37,3 | 1,17 | 1,14 | 1,18 | 1,20 | 1,17 |
| SK 4B | | 37,3 | 1,19 | 1,20 | 1,16 | 1,19 | 1,19 |
| SK 7 | | 45,0 | (2,12) | (2,07) | 1,33 | 1,11 | 1,22 |
| SK 3A | LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ | 48,7 | 0,95 | 0,97 | 0,95 | 0,97 | 0,97 |
| SK 3B | | 56,7 | 0,78 | 0,92 | 0,80 | 0,83 | 0,83 |
| SK 9 | | 61,6 | 1,01 | 0,90 | 0,93 | 0,81 | 0,91 |

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

Tabelle 4.4: Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung unmittelbar nach dem Versuch

Die Verschiebungen an den Stirnseiten der Versuchskörper ohne sichtbare Rissbildung betragen bei der Betonart Beton LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ zwischen 1,27 mm und 1,96 mm. Demgegenüber ergeben sich bei den Betonarten LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ und LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ deutlich geringere Verschiebungen in Höhe von 1,11 mm bis 1,33 mm bzw. von 0,78 mm bis 1,01 mm. Dies ist auf die mit steigender Rohdichte und Betondruckfestigkeit größeren übertragbaren Verbundspannungen bei der Spannkrafteinleitung zurückzuführen.

Bei einer Rissbildung im Spannkrafteinleitungsbereich stellen sich deutlich größere Verschiebungen entsprechend der Abnahme der aufnehmbaren Verbundspannung ein. Dies ist mit einer schnellen Vergrößerung der Verschiebungen verbunden. Im Bild 4.26 sind beispielhaft die Verschiebungen über die eingeleiteten Vorspannkkräfte an dem gerissenen Ende des Versuchskörpers SK 5 dargestellt.

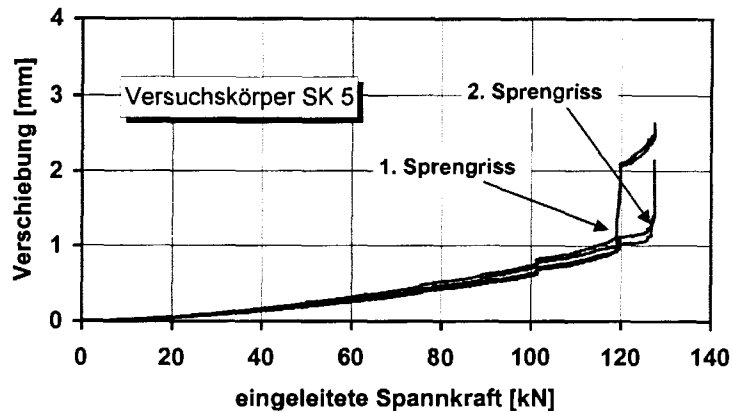


Bild 4.26: Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung am gerissenen Ende des Versuchskörpers SK 5 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{lck, cube} = 56,7 \text{ N/mm}^2$)

Der erste Sprenggriss wurde bei einer eingeleiteten Spannkraft von 119 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 einem Monat sind für die Versuchskörper SK 6 im Bild 4.27 dargestellt.

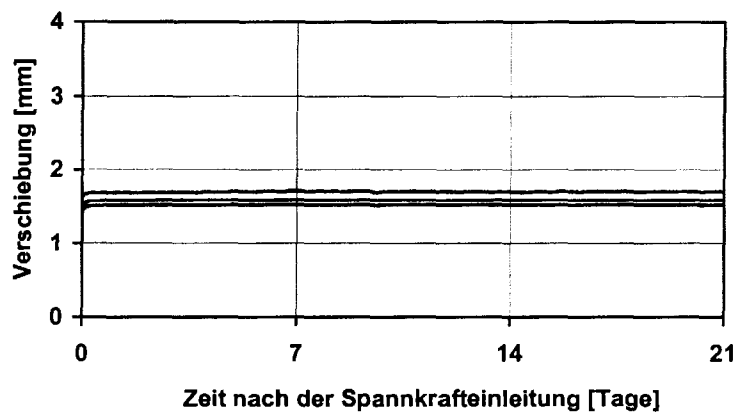


Bild 4.27: Einfluss der Belastungsdauer auf die Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei Versuchskörper SK 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$

Da die querpressungsabhängigen 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. Dies zeigt exemplarisch der Schlupfzuwachs in den ersten zehn Stunden nach Spannkrafteinleitung in Bild 4.28.

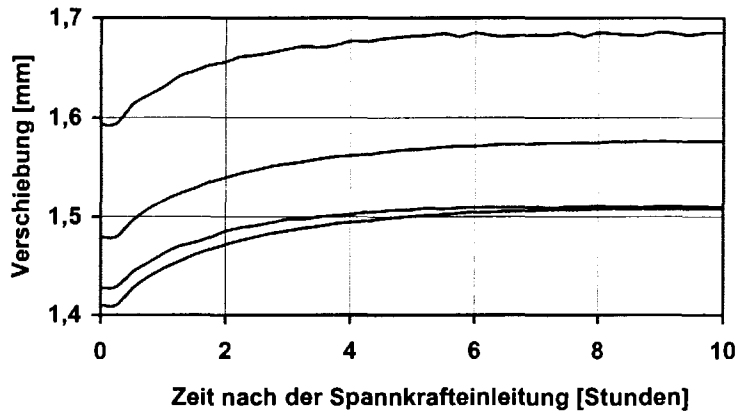


Bild 4.28: Schlupfzuwachs in den ersten zehn Stunden nach Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper SK 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$

Trägt man die Verschiebungen über eine logarithmische Zeitachse auf, ergibt sich für den Versuchskörper SK 6 ein nahezu konstanter Verschiebungsverlauf (Bild 4.29), der nicht der linearen logarithmischen Kriechfunktion des Betons entspricht. Die ist bei allen Versuchskörpern zu beobachten (vgl. Anhang B2).

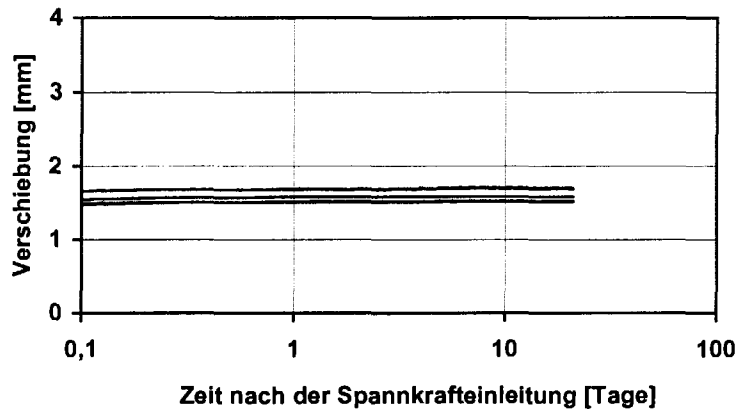


Bild 4.29: Einfluss der Belastungsdauer auf die Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei Versuchskörper SK 6 LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (logarithmische Darstellung)

Die Verschiebungszuwächse für die bei der Spannkrafteinleitung größtenteils ungerissenen Versuchskörper (vgl. Bild 4.44 und 4.45) sind in der nachfolgenden Tabelle 4.5 zusammengefasst.

| Versuchskörper | Betonsorte | Zeit nach der Spannkrafteinleitung [d] | Verschiebungen Δ_s der Litzen gegenüber der Stirnfläche der Versuchskörper nach der Spannkrafteinleitung [mm] | | | | Δ_s im Mittel [mm] | Zuwachs [%] |
|----------------|---|--|--|------|--------|--------|---------------------------|-------------|
| | | | | | | | | |
| SK 6 | LC 35/38; $\rho=1,4 \text{ kg/dm}^3$ | 21 | 1,70 | 1,53 | 1,59 | 1,52 | 1,59 | 6,7 |
| SK 8 | | 8 | 2,08 | 1,52 | 1,60 | 1,32 | 1,63 | 3,8 |
| SK 4A | LC 55/60; $\rho=1,6 \text{ kg/dm}^3$ | 13 | 1,33 | 1,06 | - | - | 1,20 | 2,2 |
| SK 4B | | 13 | 1,46 | 1,14 | 1,35 | 1,28 | 1,31 | 9,9 |
| SK 7 | | 10 | (2,26) | - | 1,42 | 1,19 | 1,31 | 7,0 |
| SK 3A | LC 75/85; $\rho=1,8 \text{ kg/dm}^3$ | 12 | 0,97 | 1,01 | 1,02 | 1,00 | 1,00 | 3,1 |
| SK 3B | | 1 | 0,82 | 0,96 | (2,84) | (3,99) | 0,89 | 7,2 |
| SK 9 | | 41 | 1,59 | 1,25 | 1,25 | 1,08 | 1,29 | 42,0 |

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

Tabelle 4.5: Verschiebungszuwachs der Litzen an der Stirnfläche nach der Spannkrafteinleitung

Während die absoluten zeitabhängigen Verschiebungszuwächse bei einem Beton LC 35/38; $\rho=1,4 \text{ kg/dm}^3$ ca. 30 % bzw. 60 % über den Werten bei einem Beton LC 55/60; $\rho=1,6 \text{ kg/dm}^3$ bzw. LC 75/85; $\rho=1,8 \text{ kg/dm}^3$ liegen, unterscheiden sich die prozentualen Zuwächse kaum. Dies entspricht den Angaben für hochfestem Normalbeton [He99].

Zur weitergehenden Ermittlung des Verbundverhaltens im Übertragungsbereich der Spannkraft wurde 13 Tage nach der Spannkrafteinleitung eine äußere Zugkraft an den Litzen aufgebracht. Anhand von Bild 4.30 wird das Verschiebungsverhalten der Litzen erläutert. Hierbei wird die Verschiebung über die dazugehörige Kraft als Summe von eingeleiteter Spannkraft und äußerer Zugkraft nach [He99] dargestellt.

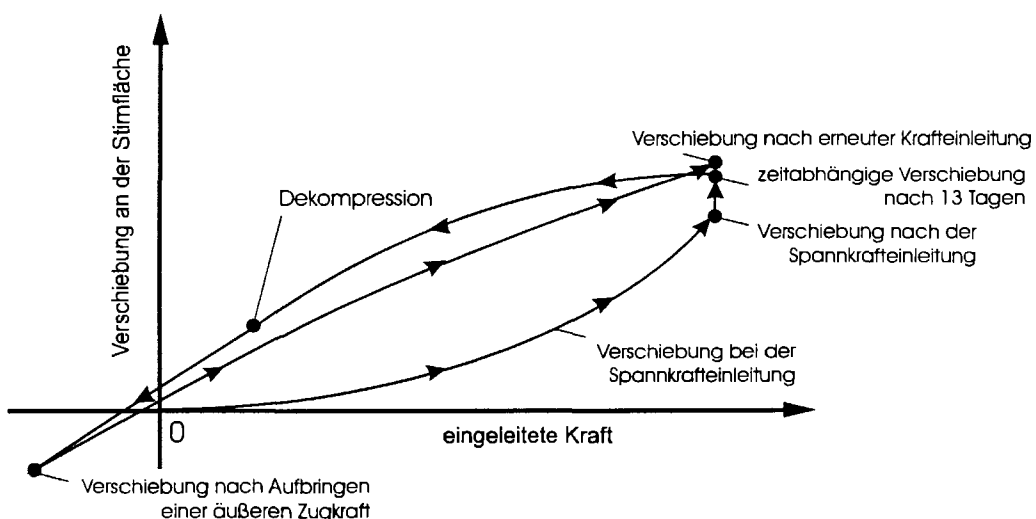


Bild 4.30: Schematische Darstellung der Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung, bei dem Herausziehen der Litzen nach 13 Tagen und bei der erneuten Kräfteinleitung nach 14 Tagen [He99]

Insgesamt ergeben sich nach [He99] folgende Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen:

- Bei der Spannkrafteinleitung wächst die Verschiebung mit zunehmender Krafteinleitung und Übertragungslänge immer schneller an, bis die gesamte Vorspannkraft durch Verbundkräfte aufgenommen wird.
- Nach der Spannkrafteinleitung treten zeitabhängige Verschiebungen durch Verbundkriechen auf.
- Durch eine äußere Zugkraft werden Verschiebungen in umgekehrter Richtung erzeugt. Hierbei ergibt sich erst zunächst ein langsames, dann schnelles Anwachsen der Verschiebungen. Bei dem Erreichen der Dekompressionskraft sind keine Betonspannungen mehr vorhanden und es werden keine resultierenden Verbundkräfte auf den Beton übertragen. Da die Dekompressionskraft nach 13 Tagen wegen der zeitabhängigen Spannkraftverluste kleiner als die eingeleitete Spannkraft ist, liegt dieser Punkt nicht auf der y-Achse. Aufgrund der kleineren Dekompressionskraft und der geringeren Kriechverformungen des Betons im Übertragungsbereich ergibt sich eine Verschiebung gegenüber dem Zustand vor der Spannkrafteinleitung (Abstand zur x-Achse).
- Bei einer Steigerung der äußeren Zugkraft über den Punkt der Dekompression hinaus werden Zugkräfte in den Beton eingeleitet. Es kommt zu einer Umkehr der Verbundkräfte. Wegen der zunächst kürzeren Übertragungslänge der Zugkraft wächst die Verschiebung der Litzen ab der Dekompression wieder langsamer an. Da die äußere Zugkraft über die eingeleitete Spannkraft gesteigert wurde, werden die Litzen an den Stirnseiten herausgezogen.
- Beim Entlasten wird nach Erreichen der Dekompressionskraft die verbleibende Vorspannkraft erneut eingeleitet und die Verschiebung erreicht wieder ihren Endwert ohne äußere Belastung. Durch die Verschiebungsumkehr ergeben sich geringfügig größere Verschiebungen gegenüber dem Zeitpunkt vor dem Aufbringen der äußeren Zugkraft.

In Bild 4.31 ist das im Versuch ermittelte Verschiebungsverhalten für den Versuchskörper SK 3B von zwei Litzen an beiden Stirnflächen dargestellt. Die Verschiebungszunahme bei einer eingeleiteten Spannkraft von 126 kN aus den zeitabhängigen Verschiebungen (Verbundkriechen) ist zu erkennen.

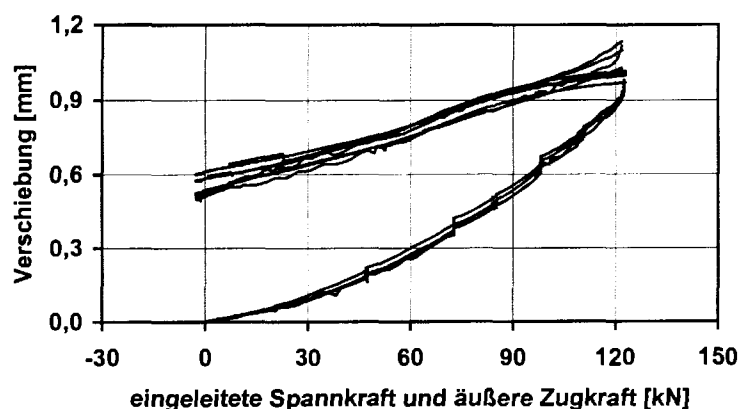


Bild 4.31: Litzenverschiebung an den Stirnflächen des Versuchskörpers SK 3B bei der Spannkrafteinleitung sowie beim Herausziehen der Litzen nach 13 Tagen und der erneuten Spannkrafteinleitung

Durch die äußere Zugbeanspruchung halbieren sich die Verschiebungen an den Stirnflächen bezogen auf den Wert ohne äußere Belastung. Bei einer Steigerung der äußeren Zugkraft über die eingeleitete Spannkraft hinaus traten Risse quer zum Spannstahl im Bereich der Übertragungslänge auf, so dass der Versuch hier abgebrochen wurde. Es konnten somit aus dem Verlauf der Verschiebungskurve keine Rückschlüsse auf die Verformbarkeit und damit auf das zeit- und verschiebungsabhängige Verbundverhalten entsprechend [He99] gezogen werden.

Bei erneuter Kraftereinleitung erreicht die Verschiebung trotz des Wechsels der Verbundkraft-richtung wieder ihren Endwert ohne äußere Belastung. Dies deutet auf eine Klemmwirkung des Betons hin, die unabhängig von der geleisteten Reibungsarbeit allein von der Steifigkeit des Betonzugrings abhängt. Die Zugrisse quer zum Spannstahl im Bereich der Übertragungslänge haben nach dem Schließen bei erneuter Kraftereinleitung offenbar keinen Einfluss auf den Endwert der Verschiebung. Hieraus kann nach [Ni01] gefolgert werden, dass durch eine Biegerissbildung im Verankerungsbereich die Verbundwirkung der Litzen nicht durch lokale Schädigungen beeinträchtigt wird.

4.2.4 Übertragungslänge der Vorspannkraft

Da die Summe der Verbundkräfte mit der Übertragungslänge zunimmt, wächst die Übertragungslänge mit zunehmender einzuleitender Spannkraft an. Bei einem starr-plastischen Verbundgesetz, ergibt sich die Übertragungslänge proportional zur eingeleiteten Spannkraft. In Bild 4.32 sind die dazugehörigen Betondehnungen im Übertragungsbereich für verschiedene Stufen der Spannkraftereinleitung dargestellt.

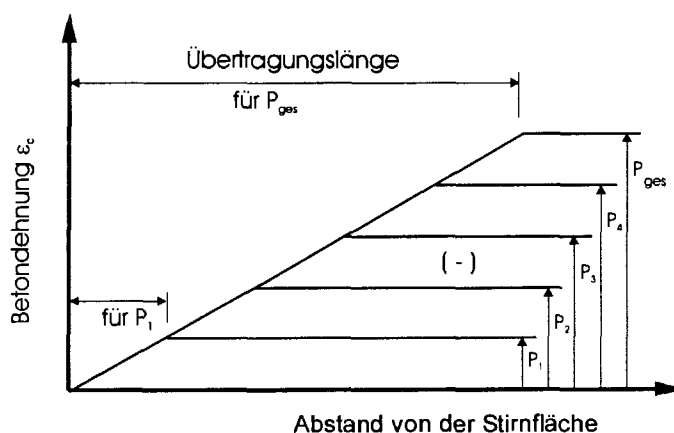


Bild 4.32: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei einem starr-plastischen Verbundverhalten [He99]

Entsprechend einer von der Dehnung und der Verschiebung unabhängigen, konstanten Verbundkraft stellt sich ein linearer Zuwachs der Betondehnungen ein, 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 4.33 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 4.33).

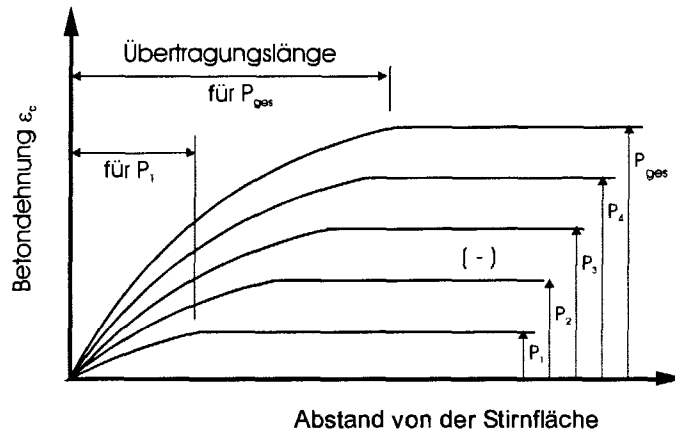


Bild 4.33: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei einem starr-plastischen Verbundverhalten mit Hoyer-Effekt [He99]

Nach den in Kap. 4.1.4 abgeleiteten Verbundgesetzen wird die Verbundkraft neben dem Hoyer-Effekt von den relativ Verschiebungen 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 den verschiebungsabhängigen Verbund kleinere Verbundkräfte vorhanden sind. Entsprechend geht der Betondehnungsverlauf stetig in die Horizontale des Größtwertes über (Bild 4.34).

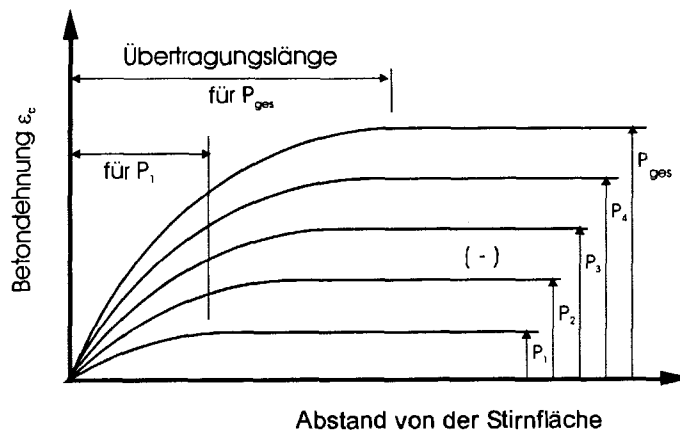


Bild 4.34: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei einem verschiebungsabhängigen Verbundverhalten [He99]

Da die größten Verschiebungen zwischen Spannstahl und Beton an der Stirnfläche des Bauteils auftreten (Bild 4.23), sind die verschiebungsabhängigen Verbundspannungen und somit der Anstieg der Betondehnungen am Anfang der Übertragungslänge am größten.

Zur Ermittlung der Übertragungslängen der Vorspannkraft werden nachfolgend 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 sind nach Bild 4.23 proportional zu den Stahldehnungen. In den Bildern 4.35 und 4.36 sind die gemessenen Betondehnungen für die Versuchskörper SK 6 (LC 35/38; $\rho=1,4 \text{ kg/dm}^3$) und SK 9 (LC 75/85; $\rho=1,8 \text{ kg/dm}^3$) für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung dargestellt. Die vollständige Dokumentation der Versuchsergebnisse findet sich im Anhang B3. In den Versuchen SK 2A und SK 2B konnte aufgrund der Längsrisssbildung nur 60 % bzw. 80 % der geplanten Vorspannkraft eingeleitet werden.

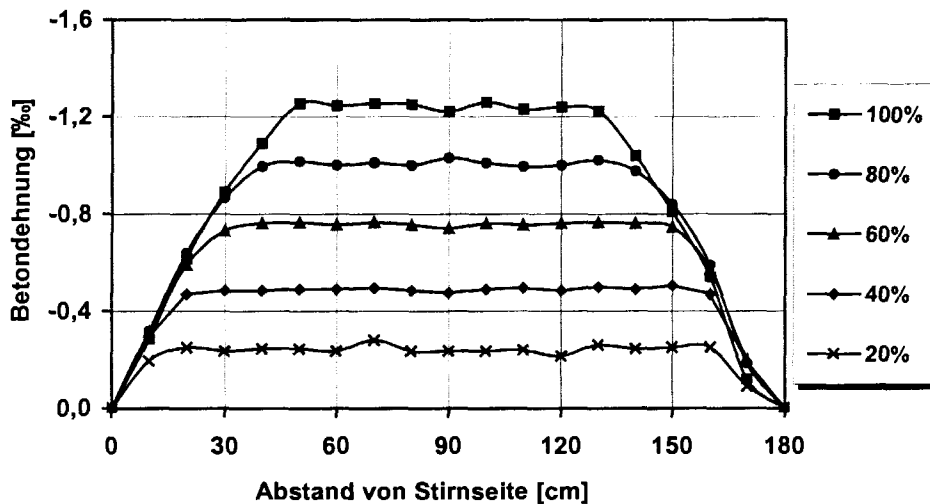


Bild 4.35: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft

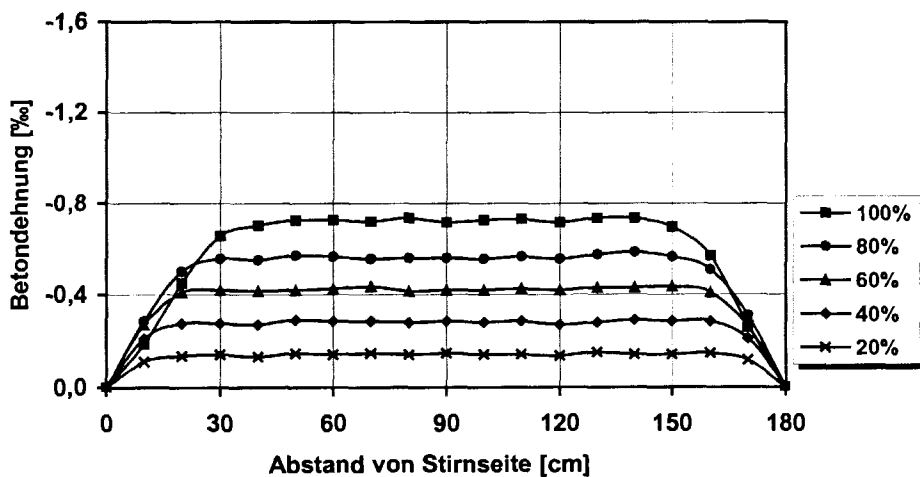


Bild 4.36: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK 9 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft

Wie erläutert steigen die Betondehnungen ausgehend von der Stirnfläche mit zunehmender Spannkrafteinleitung steiler an. Die Verbundspannungen erzeugen Spannungsverläufe im Beton, die denen in Bild 4.33 und 4.34 mit spannungs- und verschiebungsabhängigen Anteilen der Verbundwirkung entsprechen.

Da die Betondehnungen konstant bleiben, wenn keine Verbundkräfte übertragen werden, kann aus dem in den dargestellten Betondehnungsverläufen die Übertragungslänge abgelesen 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.

In Tabelle 4.6 sind die aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten Übertragungslängen der Versuchskörper an den Enden ohne Sprengrissbildung zusammengestellt. Hierbei wird mit "passiver Seite" das hintere Ende am festen Querjoch bezeichnet und mit "aktiver Seite" das vordere Ende am beweglichen Spannjoch (Bild 3.7).

| Ver- suchs- körper | Betonsorte | Betonfestigkeit bei Spannkraft- einleitung $f_{lck,cube}$ [N/mm ²] | Übertragungs- länge „Aktive Seite“ l_{bp} [cm] | Übertragungs- länge „Passive Seite“ l_{bp} [cm] | Gemittelte Übertragungslänge l_{bp} [cm] |
|--------------------------|--|---|---|--|--|
| SK 1A | LC 35/38; $\rho = 1,4$ kg/dm ³ | 38,7 | 41,9 | 44,5 | 43,2 |
| SK 6 | | 35,7 | 46,5 | 49,5 | 48,0 |
| SK 8 | | 34,9 | 50,6 | Rissbildung | 50,6 |
| SK 4A | LC 55/60; $\rho = 1,6$ kg/dm ³ | 37,3 | 41,9 | 35,1 | 38,5 |
| SK 4B | | 37,3 | 35,4 | 38,4 | 36,9 |
| SK 7 | | 45,0 | 48,6 | 43,5 | 46,1 |
| SK 3A | LC 75/85; $\rho = 1,8$ kg/dm ³ | 48,7 | 27,0 | Rissbildung | 27,0 |
| SK 3B | | 56,7 | 33,2 | 33,9 | 33,6 |
| SK 9 | | 61,6 | 36,0 | 38,4 | 37,2 |

Tabelle 4.6: Aus den Messwerten errechnete Übertragungslängen der Vorspannung unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung nach [DIBt]

Aufgrund der größeren Verbundkräften bei der Betonsorte LC 75/85; $\rho = 1,8$ kg/dm³ ergeben sich deutlich kleinere Übertragungslängen zur Spannkrafteinleitung.

Die Messungen der Spannkrafteinleitung wurden in einem Zeitraum von 5 bis 30 Tagen weitergeführt, um zeitabhängige Effekte zu erfassen. Die ermittelten Betondehnungen infolge Kriechen sind in den Bildern 4.37 und 4.38 für die Versuchskörper SK 6 (Beton LC 35/38; $\rho = 1,4$ kg/dm³) und SK 9 (Beton LC 75/85; $\rho = 1,8$ kg/dm³) gegenübergestellt. Die vollständige Dokumentation ist Anhang B4 zu entnehmen.

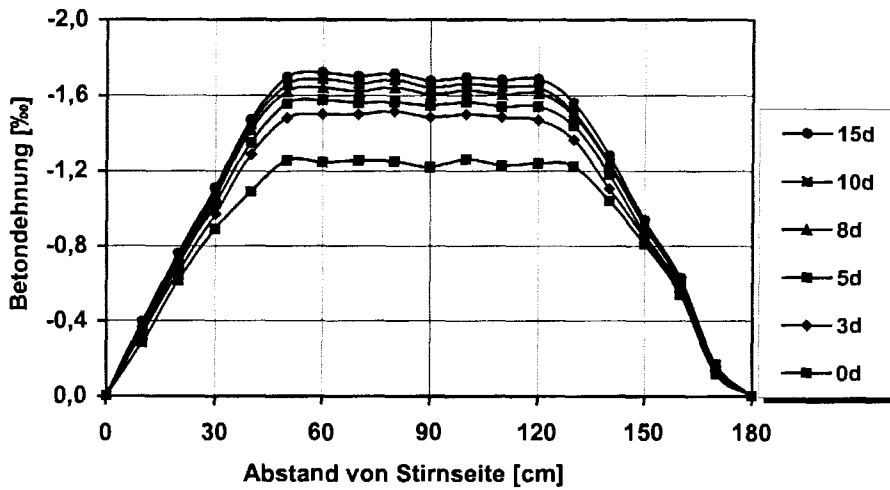


Bild 4.37: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

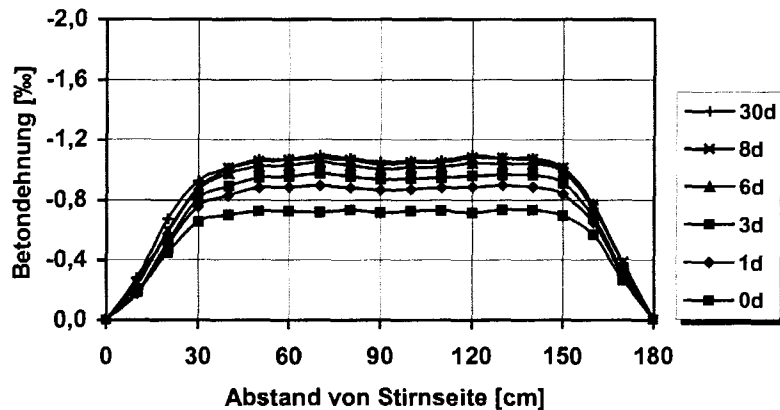


Bild 4.38: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 9 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

Es ist zu erkennen, dass sich die Betondehnungen durch das Kriechen vergrößern. Bei einem zeitlich unveränderten Betonspannungsverlauf wächst die Kriechdehnung proportional zu den Betondehnungen unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung an.

In Tabelle 4.7 sind die experimentell ermittelten Übertragungslängen zum Zeitpunkt t_1 nach der Spannkrafteinleitung zusammengestellt. Zudem wird die zeitliche Veränderung Δl_{bp} gegenüber den Übertragungslängen unmittelbar nach der Vorspannung angegeben.

| Versuchskörper | Betonart | 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 1A | LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ | 7 | 48,9 | 7,0 | 17 | 48,6 | 4,1 | 9 |
| SK 6 | | 20 | 49,5 | 3,0 | 6 | 57,0 | 7,5 | 15 |
| SK 8 | | 9 | 54,0 | 3,4 | 7 | Rissbildung | | |
| SK 4A | LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ | 13 | 45,0 | 3,1 | 7 | 39,0 | 3,9 | 11 |
| SK 4B | | 13 | 36,0 | 0,6 | 2 | 35,0 | -3,4 | -9 |
| SK 7 | | 9 | 54,0 | 5,4 | 11 | 45,0 | 1,5 | 3 |
| SK 3A | LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ | - | Keine Messung | | | Rissbildung | | |
| SK 3B | | 9 | 34,6 | 1,4 | 4 | 33,0 | -0,9 | -3 |
| SK 9 | | 30 | 36,0 | 0,0 | 0 | 32,4 | -6,0 | -16 |

Tabelle 4.7: Ermittelte Übertragungslängen zum Zeitpunkt t_i nach der Spannkrafteinleitung

Der Vergleich der zeitabhängigen Dehnungsverläufe ergibt für die Betonart LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ eine Zunahme der Übertragungslänge, während in den Betonarten LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ und LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ keine signifikante Zunahme zu erkennen ist. Hier wird das Kriechen des Betons offenbar durch die Verbundkraftumlagerung innerhalb der Übertragungslänge ausgeglichen.

Die berechnete Übertragungslänge und der Zuwachs Δl_{bp} bei den Versuchskörpern aus Beton LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ und LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ ist wesentlich geringer - zum Teil sogar negativ - als bei den Versuchskörpern aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass sich nach dem Verfahren zur Berechnung der Übertragungslänge nach [DIBt] allein aus der Veränderung des parabelförmigen in einem linearen Dehnungsverlauf oder umgekehrt es zu scheinbaren Zuwächsen bzw. Reduzierungen der Übertragungslängen kommt, obwohl der größte Wert der Betondehnung nach wie vor an der gleichen Stelle erreicht wird. Die zeitabhängige Zunahme der Übertragungslängen werden deshalb zum Teil über- bzw. unterschätzt.

In Bild 4.39 sind die Übertragungslängen l_{bp} in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit $f_{ick,cube}$ beim Vorspannen und zum Zeitpunkt t_i nach dem Vorspannen dargestellt.

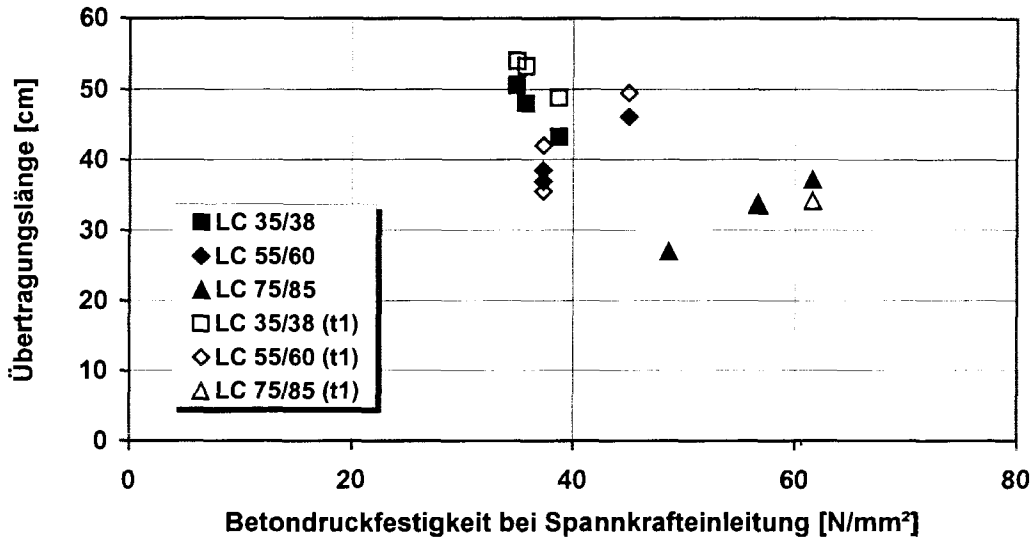


Bild 4.39: Übertragungslängen der Vorspannung in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit direkt nach der Spannkrafteinleitung sowie zum Zeitpunkt t_1 nach der Spannkrafteinleitung

Man erkennt in Bild 4.39 keinen signifikanten Einfluss zwischen Betonfestigkeit und Übertragungslänge für hochfestem Leichtbeton wie für hochfestem Normalbeton in [He99]. Ein Einfluss kann aber nach Bild 4.40 für den E-Modul bzw. die Rohdichte abgeleitet werden.

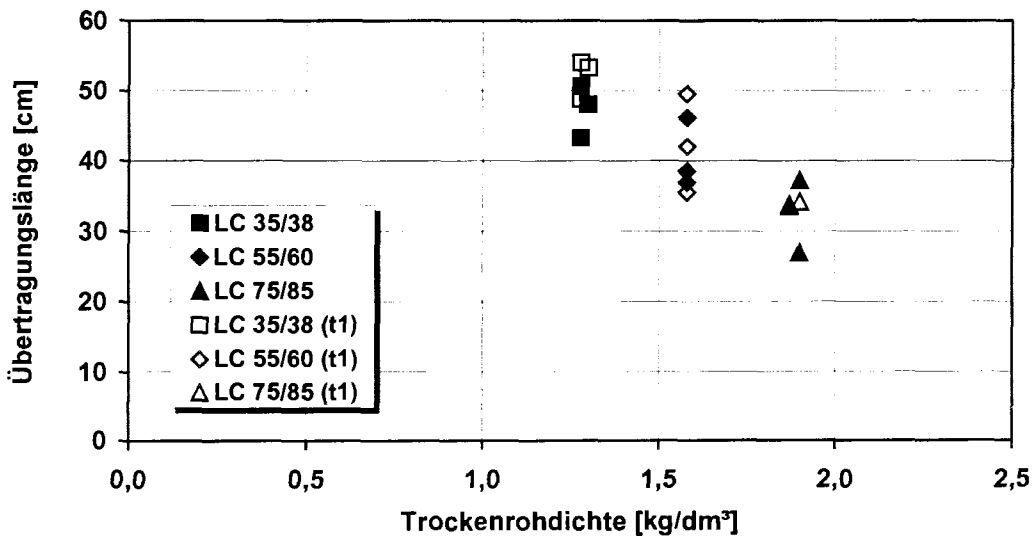


Bild 4.40: Übertragungslängen der Vorspannung in Abhängigkeit von der Trockenrohddichte direkt nach der Spannkrafteinleitung sowie zum Zeitpunkt t_1 nach der Spannkrafteinleitung

Es ist ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der Übertragungslänge und der Trockenrohddichte erkennbar. Da die Trockenrohddichte wiederum linear mit dem E-Modul zusammenhängt (Bild 4.12), ist eine Abhängigkeit der Übertragungslänge vom E-Modul vorhanden (vgl. Kap. 6.2).

4.2.5 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 Übertragungslänge vergrößert sich bei der Sprengrissbildung schlagartig.

Als Beispiel hierfür sind in den Bildern 4.41 und 4.42 die Betondehnungen der Versuchskörper SK 9 und SK 5 dargestellt. Die Versuchskörper aus Beton LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ unterschieden sich lediglich durch die Querschnittsausbildung (Betondeckung c und lichter Abstand s).

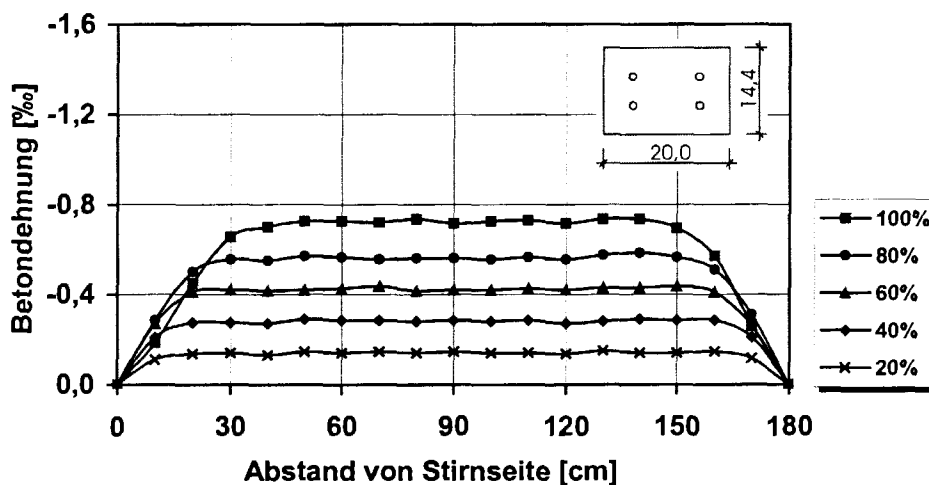


Bild 4.41: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 9 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($c = 3,5 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

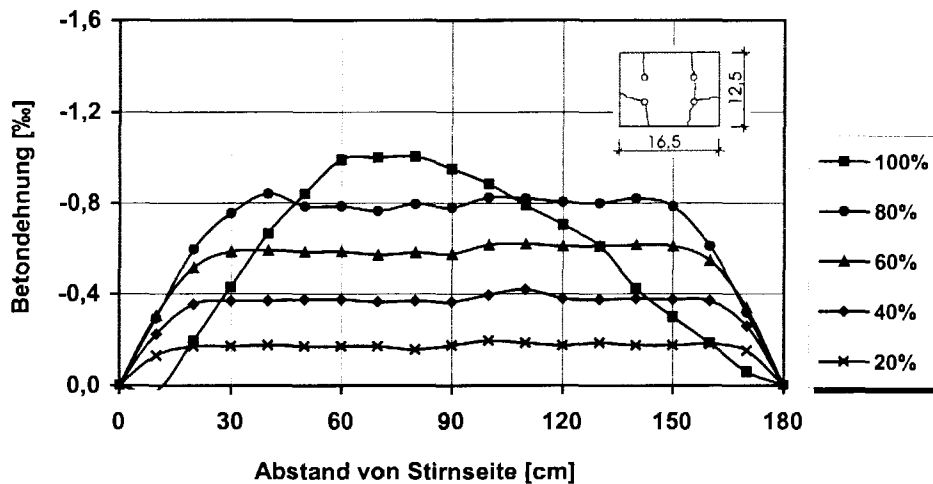


Bild 4.42: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 5 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($c = 3,0 \cdot d_p$ und $s = 2,0 \cdot d_p$)

Die Betondeckung des Versuchskörpers SK 5 von $c = 3,0 \cdot d_p$ und ein lichter Litzenabstand von $s = 2,0 \cdot d_p$ reichte nicht aus um die anwachsende Verbundkraft vollständig aufzunehmen. Bei einer Spannkrafteinleitung von $0,92 \cdot P_0$ trat eine Sprengrissbildung auf und die Betondehnungen haben bei der letzten Belastungsstufe am Anfang der Übertragungslänge wieder abgenommen. Am zunächst deutlich flacheren Anstieg der Betondehnung am passiven Ende bei der letzten Stufe der Spannkrafteinleitung sind die geringeren Verbundkräfte infolge der Sprengrissbildung zu erkennen. Bei Versuchskörper SK 9 konnten sich die Verbundkräfte bei der letzten Laststufe noch ohne eine äußerlich sichtbare Sprengrissbildung umlagern.

Neben der Betondeckung wird die Sprengrissbildung durch den Litzenabstand untereinander beeinflusst. Beim Versuchskörper SK 5 war eine Betondeckung von $c = 3,0 \cdot d_p$ nicht ausreichend, um die Spannkraft ohne Sprengrissbildung einzuleiten. Bei den Versuchskörpern SK 7 und SK 8, die sich vom Versuchskörper SK 5 in der Betonsorte sowie durch die Querschnittsabmessungen infolge der unterschiedlichen Abstände der Litzen unterscheiden, bildeten sich bei gleichen Betondeckungen erst nach Einleitung von 98 % bzw. 99 % der Vorspannkraft nur an einer Seite des Versuchskörpers sichtbare Sprengrisse. Bei dem größeren lichten Abstand von $s = 2,5 \cdot d_p$ war die Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$ offensichtlich ausreichend (Bild 4.43).

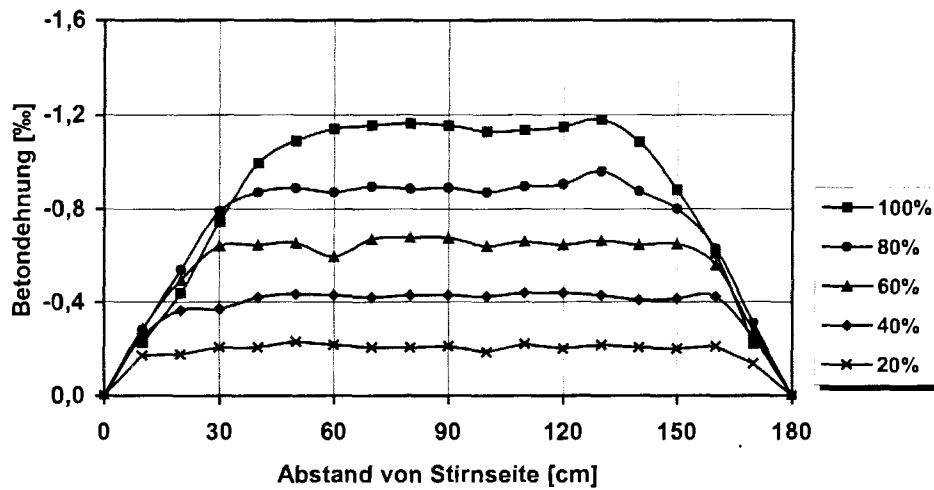
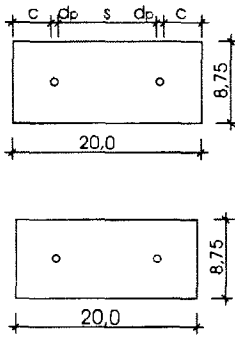
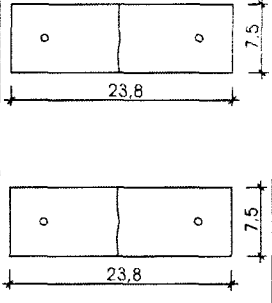
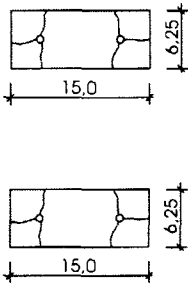
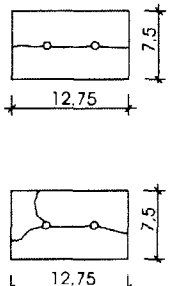
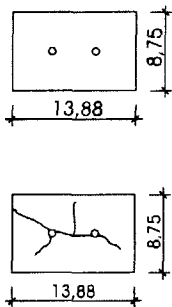
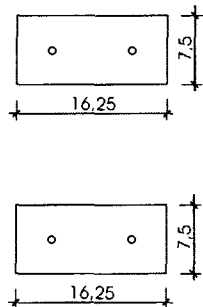
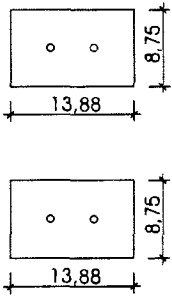
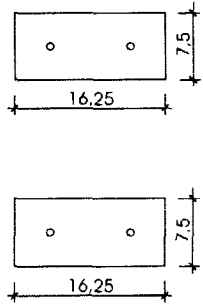


Bild 4.43: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 7 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($c = 3,0 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

In den Bildern 4.44 und 4.45 ist neben den Versuchsparametern und Betonfestigkeiten zum Versuchszeitpunkt auch die Risslast angegeben sowie deren Verhältnis zur Vorspannkraft P . Der Körper SK 1B wird als „rissfrei“ bezeichnet, obwohl an beiden Enden ein sichtbarer Riss in der Mitte der Versuchskörper erkennbar ist, da dieser Riss infolge zu hoher Spaltzugkräfte zwischen den beiden Litzen untereinander aufgetreten ist und nicht infolge zu geringer Betondeckung.

| | | | | | |
|--|----------------------------|---|--|----------------------------|---|
| <p>Körper SK 1A LC 35/38 $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 38,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,69 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 175,0 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | <p>Körper SK 1B LC 35/38 $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 38,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,69 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 12,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 178,10 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei *</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  |
| <p>Körper SK 2A LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 2 d $f_{ck,cube} = 32,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,19 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 93,8 \text{ cm}^2$</p> <p>Erste Rissbildung: 75 kN (ca. 0,59 P)</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | <p>Körper SK 2B LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 2 d $f_{ck,cube} = 32,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,19 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 3,2 \cdot d_p$ $A_{ges} = 95,6 \text{ cm}^2$</p> <p>Erste Rissbildung: 128 kN (ca. 0,99 P)</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  |
| <p>Körper SK 3A LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 14 d $f_{ck,cube} = 48,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,30 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 3,1 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,4 \text{ cm}^2$</p> <p>Erste Rissbildung: 124 kN (ca. 0,96 P)</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | <p>Körper SK 3B LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 48,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,30 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,9 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  |
| <p>Körper SK 4A LC 55/60 $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 37,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,65 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 3,1 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,4 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | <p>Körper SK 4B LC 55/60 $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 37,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,65 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,9 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  |

* Rissfrei im Sinne der Untersuchungen (s. auch folgende Erläuterungen im Text)

Bild 4.44: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche (Versuchskörper SK 1A bis SK 4B)

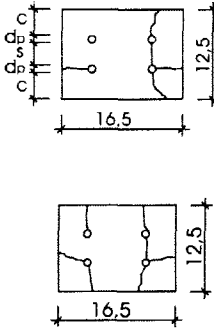
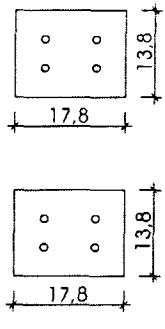
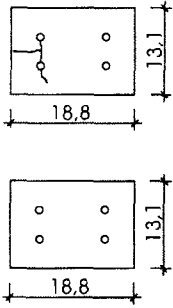
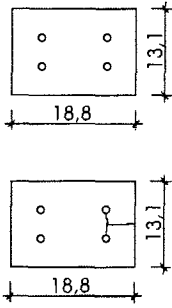
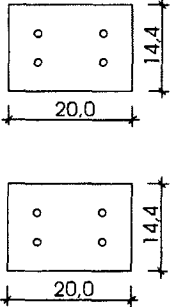
| | | | | | |
|---|----------------------------|---|--|----------------------------|---|
| <p>Körper SK 5 LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 56,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,99 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 206,3 \text{ cm}^2$</p> <p>Erste Rissbildung: 119 kN (ca. 0,92 P)</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | <p>Körper SK 6 LC 35/38 $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 3 d $f_{ck,cube} = 35,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,59 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,5 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 244,5 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  |
| <p>Körper SK 7 LC 55/60 $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 45,0 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,74 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 246,3 \text{ cm}^2$</p> <p>Erste Rissbildung: 127 kN (ca. 0,98 P)</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | <p>Körper SK 8 LC 35/38 $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 3 d $f_{ck,cube} = 34,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,22 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 246,3 \text{ cm}^2$</p> <p>Erste Rissbildung: 129 kN (ca. 0,99 P)</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  |
| <p>Körper SK 9 LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 61,6 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 3,19 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,5 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 288,0 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | | | |

Bild 4.45: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche (Versuchskörper SK 5 bis SK 9)

Wie man bei den Versuchskörpern SK 2A bzw. bei SK 2B und SK 3A erkennt, reicht eine Betondeckung von $c = 2,0 \cdot d_p$ bzw. $c = 2,5 \cdot d_p$ nicht aus, um die Sprengkräfte im Einleitungsbereich aufzunehmen. Auch der gegenseitige lichte Abstand der Litzen muss begrenzt werden, wie die Körper SK 5, SK 7 und SK 8 mit einer Betondeckung von $c = 3,0 \cdot d_p$ zeigen.

In Bild 4.46 ist die Abhängigkeit der Sprengrissbildung von der Betondeckung c und dem lichten Abstand s der Litzen zu erkennen. 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.

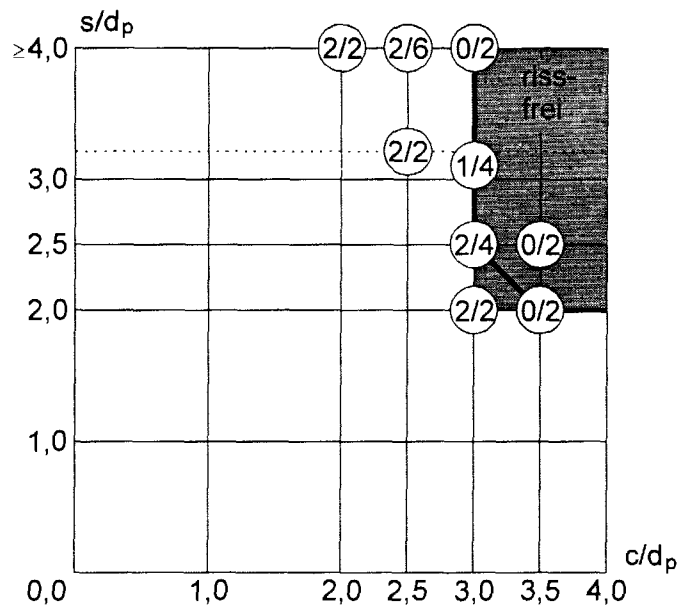


Bild 4.46: Sprengrissbildung in Abhängigkeit von der Betondeckung c und dem lichten Abstand s bezogen auf den Nenndurchmesser d_p der Litzen

Die Auswertung ergibt, dass unabhängig von der Betonfestigkeit und Rohdichte folgende Mindestabmessungen für die hier untersuchten hochfesten Leichtbetone erforderlich sind, um die rissfreie Einleitung der Vorspannkraft von 0,5"-Litzen nach DIN 1045-1 sicherzustellen:

$$\text{für } s \geq 2,5 \cdot d_p: \quad c \geq 3,0 \cdot d_p$$

$$\text{für } s = 2,0 \cdot d_p: \quad c \geq 3,5 \cdot d_p$$

mit s lichter Mindestabstand
 c Mindestbetondeckung
 d_p Nenndurchmesser

Dies bedeutet eine Erhöhung der Betondeckung um $0,5 \cdot d_p$ gegenüber Normalbeton [He99, 1045-1, Heft 525]. Für gerippte Spanndrähte sind die Werte in Anlehnung an die Regelungen für Normalbeton nochmals um $0,5 \cdot d_p$ zu erhöhen.

In Bild 4.47 sind die eingeleiteten Spannkraften zum Zeitpunkt der Rissbildung für die verschiedenen Versuchskörper unter Berücksichtigung der Betonsorte, der bezogenen Betondeckungen sowie der bezogenen lichten Abstände dargestellt. Hierbei wurde die Rissbildung anhand des sprunghaften Anstiegs der Verschiebungen der Litzen ermittelt. Die Säulen mit kleineren eingeleiteten Vorspannkraften als 125 kN kennzeichnen eine vorzeitige Sprengrissbildung. Zum Vergleich sind auch die eingeleiteten Vorspannkraften der Versuchskörper ohne eine Sprengrissbildung dargestellt. In den Diagrammen sind von links nach rechts die vier Messstellen (vorne links, vorne rechts, hinten links, hinten rechts) der induktiven Wegaufnahme zur Verschiebung der Spannstähle dargestellt.

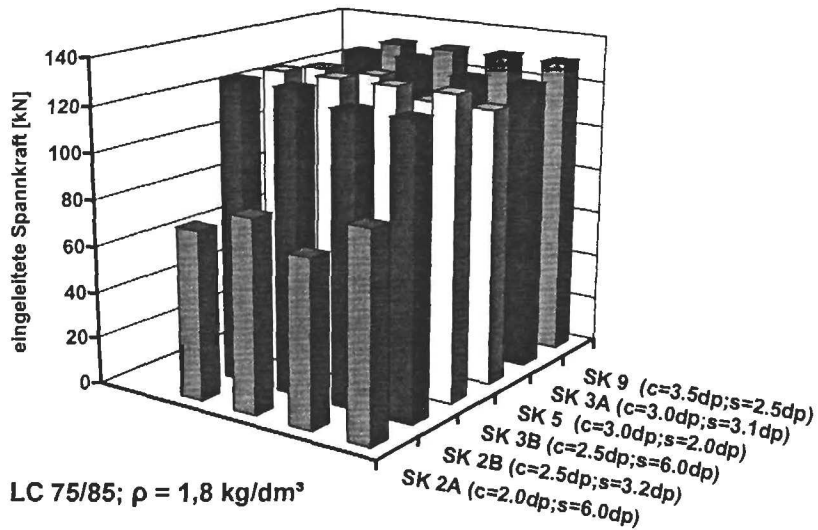
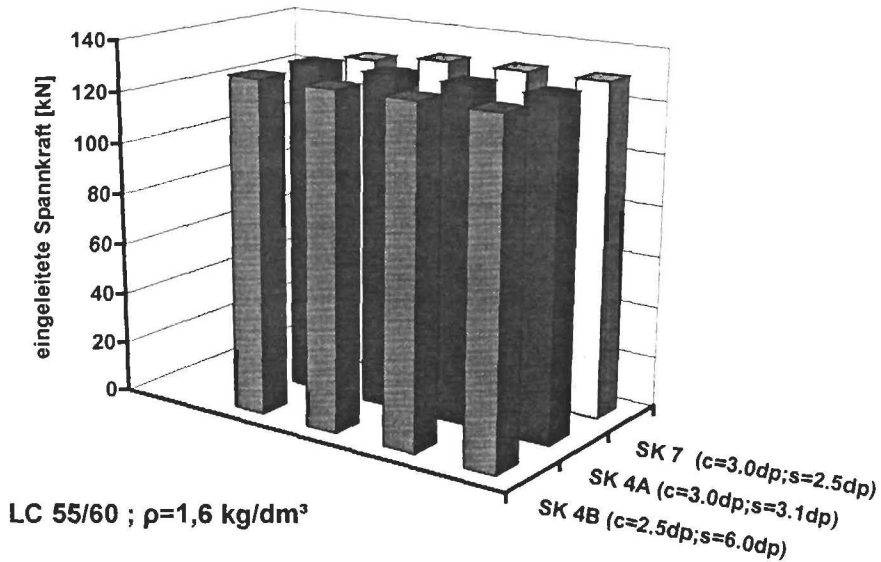
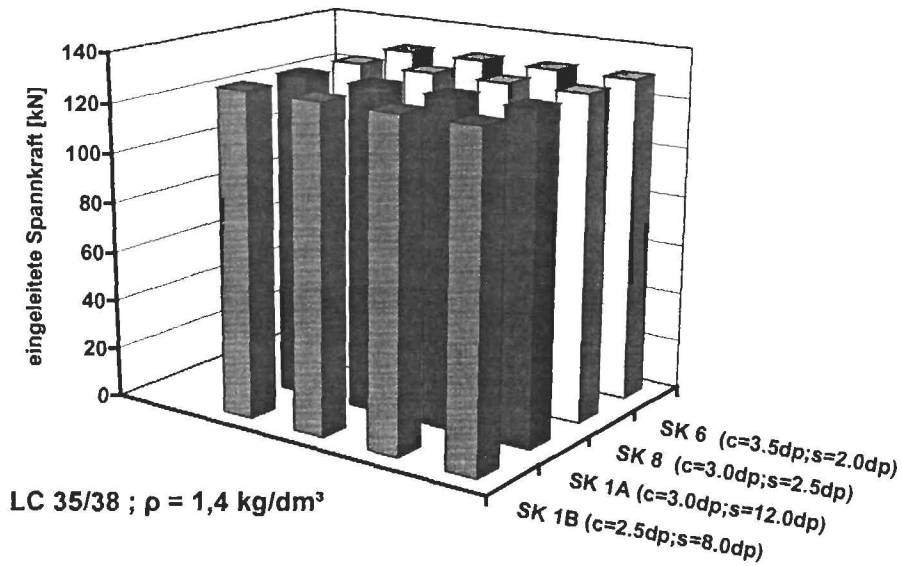


Bild 4.47: Eingeleitete Spannkraft bei der Sprengrissbildung

Auf den ersten Blick scheint der Beton LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ eher eine Neigung zur Sprenggrissbildung zu haben, betrachtet man allerdings die Betondeckung c , so stellt man fest, dass die mit $c = 2,0 \cdot d_p$ auch geringer ist als bei den anderen Versuchskörpern. Der Vergleich zeigt somit, dass die Neigung zur Sprenggrissbildung unabhängig von den verschiedenen Betonsorten ist. Trotz der geringeren Betonzugfestigkeit bei hochfesten Leichtbetonen ist nur eine geringe Vergrößerung der Betondeckung (um $0,5 \cdot d_p$) erforderlich, um die Vorspannkraft einleiten zu können.

4.3 Balkenversuche

4.3.1 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 deshalb folgende Unterteilung gewählt:

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

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

In Tabelle 4.8 ist die Spannbettvorspannung und die eingeleitete Spannkraft der Laststufen 1 bis 10 angegeben, auf die sich die nachfolgende Auswertung bezieht.

| Versuchs- Balken | Spannbett- vorspan- nung $P^{(0)}$ | 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 1 | 507,6 | 126,9 | 126,6 | 18,8 |
| B 2 | 506,7 | 126,7 | 125,6 | 18,7 |
| B 3 | 496,4 | 124,1 | 123,6 | 18,4 |
| B 4 | 509,0 | 127,3 | 126,5 | 16,8 |
| B 5 | 507,1 | 126,8 | 125,9 | 16,7 |
| B 6 | 502,8 | 125,7 | 124,5 | 16,5 |
| B 7 | 507,1 | 126,8 | 125,7 | 16,7 |

Tabelle 4.8: 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 1 bis B 3) bzw. der vier Spanndrähte (Balken B 4 bis B 7) angegeben. Die zulässige Litzenkraft im Spannbett wurde zu $P_0 = 0,9 \cdot 1500 \cdot 0,93 = 126$ kN gewählt, entsprechend der zulässigen Vorspannkraft nach DIN 1045-1. 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 als die zulässige Vorspannkraft von 115 kN nach DIN 4227-1 ist, hat sich für die Herstellung von Spannbetonfertigteilen als unwirtschaftlich erwiesen. 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 eine Betondeckung von $c = 3,5 \cdot d_p$ für Normalbeton, wie in [He99, 1045-1, Heft525] angegeben, nicht ausreichend ist, um die Vorspannkraft rissfrei einzuleiten. Bereits die Ausziehversuche haben gezeigt, dass als Folge der großen Verbundkräften der gerippten Spanndrähte auch bei Betondeckungen von $c = 5,5 \cdot d_p$ eine Sprenggrissbildung auftritt. Um wirklichkeitsnahe Versuchsergebnisse zu erhalten, wurde bei einer noch vertretbaren Betondeckung von $c = 4,0 \cdot d_p = 50$ mm eine Vorspannkraft von $P_0 = 125$ kN gewählt, die noch Aussagen zum Verhalten des ungerissenen Spannkrafteinleitungsbereichs erlaubte.

Die aus der eingeleiteten Vorspannkraft resultierenden Betondruckspannungen in Höhe der Spannstähle werden mit den Nettoquerschnitten errechnet. Die in Tabelle 4.9 angegebenen E-Moduli wurden aus den gemessenen Betondehnungen am Versuchsbalken bei der Spannkrafteinleitung ermittelt.

| Balken Nr. | Betonsorte [-] | Betonalter [h] | Betondehnung [‰] | E-Modul des Betons [N/mm ²] |
|------------|----------------|----------------|------------------|---|
| B 1 | LC 35/38 | 72 | 1,20 | 15.700 |
| B 2 | LC 55/60 | 27 | 0,83 | 22.500 |
| B 3 | LC 75/85 | 24 | 0,70 | 26.300 |
| B 4 | LC 35/38 | 72 | 0,87 | 19.300 |
| B 5 | LC 55/60 | 25 | 0,63 | 26.500 |
| B 6 | LC 75/85 | 25 | 0,53 | 31.100 |
| B 7 | LC 35/38 B | 27 | 0,70 | 23.800 |

Tabelle 4.9: 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 den Kap. 3.3 des Berichtes dargestellt.

4.3.2 Verhalten im Einleitungsbereich der Vorspannkraft

Verschiebungsverhalten der Spannstähle

In den Bildern 4.48 und 4.49 sind die während der Spannkrafteinleitung gemessenen Verschiebungen der äußeren Spannstähle an den Stirnflächen der Balken B 3 (Litzen) und B 6 (gerippte Spanndrähte) aus Beton LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ gegenübergestellt.

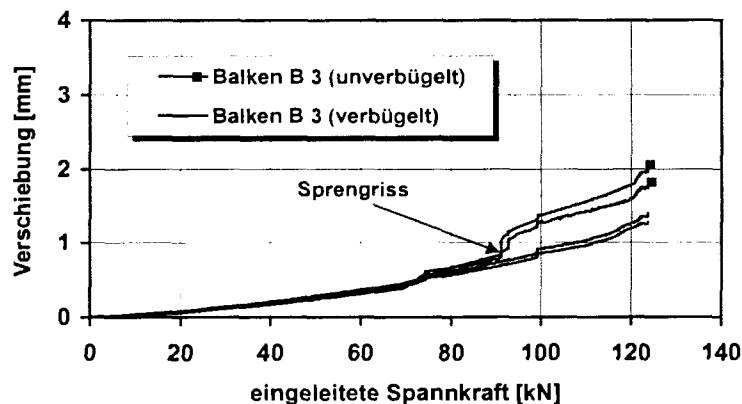


Bild 4.48: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B 3 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ ($c = 3,5 \cdot d_p$ und $s = 2,0 \cdot d_p$)

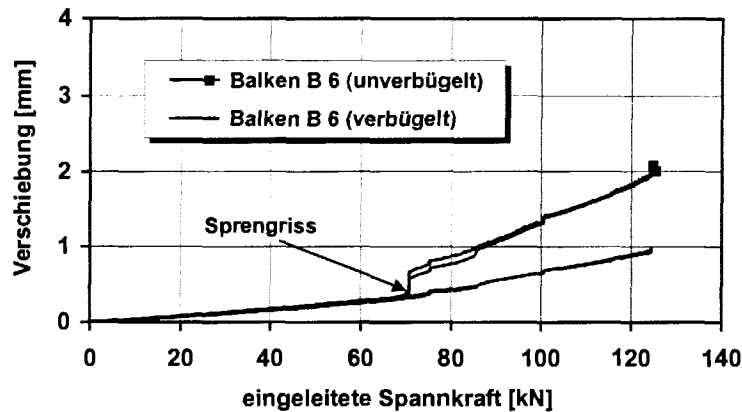


Bild 4.49: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B 6 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ ($c = 4,0 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

Die Verschiebungen sind am unverbügelten Balkenende deutlich größer. Es wurde jeweils ein Sprengriss in der Ebene der vier Spanndrähte bzw. Litzen beobachtet. Der Sprengriss trat bei Balken B 6 mit Spanndrähten aufgrund der größeren übertragbaren Verbundspannungen früher auf (bei ca. 70 kN eingeleiteter Spannkraft) als bei Balken B3 mit Litzenvorspannung (bei ca. 90 kN eingeleiteter Spannkraft).

Die Verschiebungen an den verbügelten Enden der gerippten Spanndrähte sind bei gleicher Spannkraft kleiner als bei den Litzen. Dies korrespondiert mit den größeren Verbundkräften bzw. -spannungen der gerippten Spanndrähte (Bild 4.3). In Tabelle 4.10 sind die Verschiebungen der Spannstähle der Balken B 1 bis B 7 jeweils an den verbügelten Balkenenden zusammengefasst. Hier wurden keine sichtbaren Sprengrisse festgestellt.

| Balken | Betonsorte | Spannbewehrung | Verschiebungen Δs der Spannstähle gegenüber der Stirnfläche der Balken beim Spannkrafteinleitungsversuch [mm] | | Δs im Mittel [mm] |
|--------|------------|--------------------------------|---|------|---------------------------|
| B 1 | LC 35/38 | 4 Litzen 0,5" | 2,01 | 2,02 | 2,02 |
| B 2 | LC 55/60 | 4 Litzen 0,5" | 1,52 | 1,58 | 1,55 |
| B 3 | LC 75/85 | 4 Litzen 0,5" | 1,40 | 1,28 | 1,34 |
| B 4 | LC 35/38 | 4 Spanndrähte $\varnothing 12$ | 1,55 | 1,69 | 1,62 |
| B 5 | LC 55/60 | 4 Spanndrähte $\varnothing 12$ | 1,22 | 1,12 | 1,17 |
| B 6 | LC 75/85 | 4 Spanndrähte $\varnothing 12$ | 0,95 | 0,97 | 0,96 |
| B 7 | LC 55/60 B | 4 Spanndrähte $\varnothing 12$ | 1,29 | 1,20 | 1,25 |

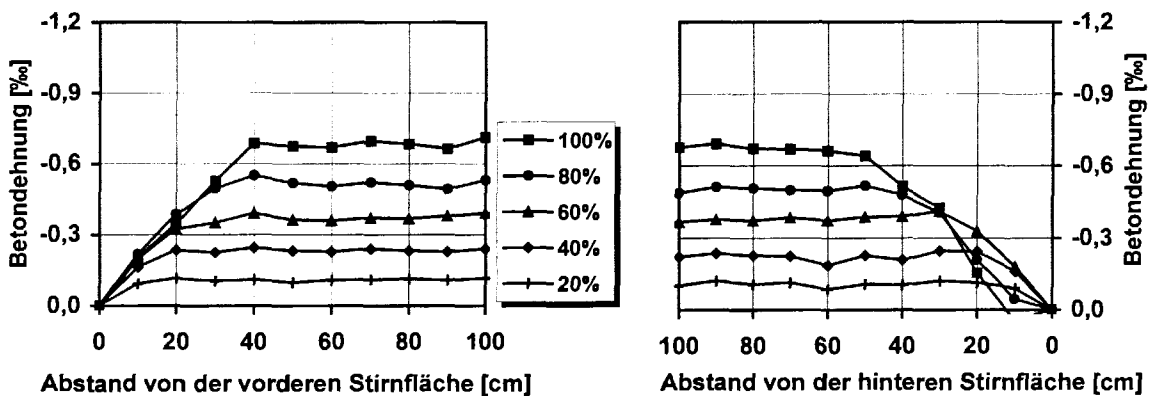
Tabelle 4.10: Verschiebungen der äußeren Spannstähle an der Stirnfläche der verbügelten Balkenenden bei der Spannkrafteinleitung unmittelbar nach dem Versuch

Die Verschiebungen in der Betonsorte LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ sind entsprechend den höheren Verbundfestigkeiten deutlich geringer. Der Vergleich der Verschiebungen bei den Bal-

kenversuchen mit den an Spannkrafteinleitungskörpern ermittelten Werten gemäß Tabelle 4.4 ergibt für die Litzen um 0,35...0,5 mm größere Werte. Dies kann bei den ansonsten gleichen Verhältnissen auf eine Verminderung der Verbundkräfte durch eine Rissbildung zurückgeführt werden. Die deutlich sichtbaren Sprengrisse auf der unverbügelten Seite zeigen, dass die Betonzugfestigkeit bei den gewählten Abmessungen nicht ausreichte, um die Vorspannkkräfte rissfrei einzuleiten. Die Bügelbewehrung hat eine Sprengrissbildung bis zur Betonoberfläche verhindert. Es ist aber davon auszugehen, dass auch am verbügelten Balkenende die Verbundkräfte durch eine innere Rissbildung verringert wurden. Dies führt zu größeren Verschiebungen im Vergleich zu den Spannkrafteinleitungskörpern, bei denen die Sprengrissbildung allein durch eine ausreichende Betondeckung verhindert wurde.

Übertragungslänge der Spannkraft

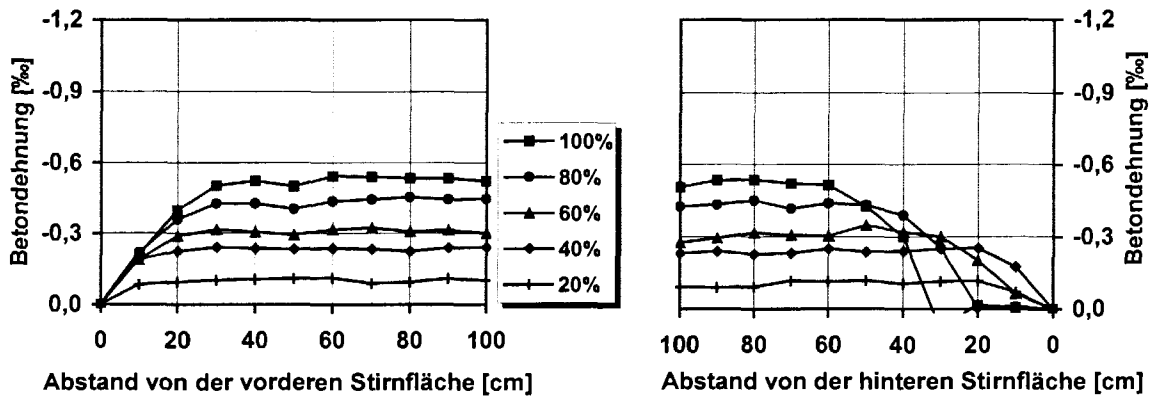
Die Bilder 4.50 und 4.51 zeigen exemplarisch die während der Spannkrafteinleitung bei einem Betonalter von 24 Stunden aufgenommenen Betondehnungen für den Balken B 3 (Litzen) sowie den Balken B 6 (Drähte). Hierbei wurden die Dehnungsverläufe für fünf Stufen der eingeleiteten Vorspannkraft aus den Mittelwerten der auf den Betonaußenseiten in Höhe der Spannstähle gegenüberliegenden Setzdehnungsmesspunkten (SDM) bestimmt. Es werden die elastischen Verformungen gegenüber den Vergleichskörpern angegeben.



a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild 4.50: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 3 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $c = 3,5 \cdot d_p$ und $s = 2,0 \cdot d_p$)



a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild 4.51: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 6 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Drähte: $c = 4,0 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

Der Verlauf der Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 3 entspricht näherungsweise dem Verlauf bei dem Versuchskörper SK 9 der Spannkrafteinleitungsversuche aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ in Bild 4.36. Die Dehnungen erreichen aufgrund der geringeren Betonspannungen in Höhe der Spannstähle geringere Werte.

In Tabelle 4.11 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 $f_{tck,cube}$ [N/mm ²] | Spannbewehrung | Übertragungslänge am verbügeltten Balkenende l_{bp} [cm] |
|--------|------------|---|--|--------------------|--|
| B 1 | LC 35/38 | 3 d | 28,5 | 4 Litzen 0,5" | 63,5 |
| B 2 | LC 55/60 | 24 h | 41,2 | 4 Litzen 0,5" | 43,5 |
| B 3 | LC 75/85 | 24 h | 43,7 | 4 Litzen 0,5" | 42,0 |
| B 4 | LC 35/38 | 3 d | 29,1 | 4 Spanndrähte Ø 12 | 54,0 |
| B 5 | LC 55/60 | 24 h | 42,6 | 4 Spanndrähte Ø 12 | 36,0 |
| B 6 | LC 75/85 | 24 h | 62,6 | 4 Spanndrähte Ø 12 | 30,0 |
| B 7 | LC 55/60 B | 24 h | 39,1 | 4 Spanndrähte Ø 12 | 43,5 |

Tabelle 4.11: Aus den Messwerten errechnete Übertragungslängen der Vorspannung unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung nach [DIBt]

Die Übertragungslängen der Spannstähle (Litzen und gerippte Spanndrähte) an den verbügeltten Balkenenden unterscheiden sich entsprechend den gemessenen Verschiebungen der Spanndrähte und Litzen (Tabelle 4.10). 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 gerippte Spanndrähten unterschiedlich. Entsprechend dem im wesentlichen verschiebungsabhängigen Verbundverhalten der gerippten Spanndrähte ergibt sich ein stärker gekrümmter Dehnungsverlauf (Bild 4.34) und damit geringere Verschiebungen gegenüber den Litzen bei größerer Übertragungslänge.

In Tabelle 4.12 sind die aus den Messwerten der SDM-Punkten berechneten 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 | Betonsorte | Spannstahlsorte | Betonalter nach Vorspannung t_1 [d] | Übertragungslänge der Vorspannkraft an dem verbügeltten Balkenende | | |
|----------------|------------|-----------------|--|--|----------------------|--------------|
| | | | | l_{bp} [cm] | Δl_{bp} [cm] | Δ [%] |
| B 1 | LC 35/38 | Litzen | 21 | 60,0 | -3,5 | -5,5 |
| B 2 | LC 55/60 | Litzen | 18 | 45,0 | +1,5 | +3,4 |
| B 3 | LC 75/85 | Litzen | 12 | 42,0 | +0,0 | +0,0 |
| B 4 | LC 35/38 | Draht | 32 | 60,0 | +6,0 | +11,1 |
| B 5 | LC 55/60 | Draht | 17 | 36,0 | +0,0 | +0,0 |
| B 6 | LC 75/85 | Draht | 29 | 33,0 | +3,0 | +10,0 |
| B 7 | LC 55/60 B | Draht | 25 | 49,5 | +6,0 | +13,8 |

Tabelle 4.12: Ermittelte Übertragungslängen zum Zeitpunkt t_1 nach der Spannkrafteinleitung

Bei den gerippten Spanndrähten ergeben sich deutlich größere Zunahmen der Übertragungslängen gegenüber den Litzen. Bei Versuchskörper B 1 (mit Litzen) führt das Berechnungsverfahren nach [DIBt] sogar zu geringeren Übertragungslängen. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass sich nach dem Verfahren zur Berechnung der Übertragungslänge nach [DIBt] allein aus der Veränderung des parabelförmigen in einen linearen Dehnungsverlauf oder umgekehrt es zu scheinbaren Zuwächsen bzw. Reduzierungen der Übertragungslängen kommt, obwohl der größte Wert der Betondehnung nach wie vor an der gleichen Stelle erreicht wird. Die zeitabhängige Zunahme der Übertragungslängen werden deshalb zum Teil über- bzw. unterschätzt.

Rissentwicklung im Spannkrafteinleitungsbereich

In Bild 4.52 und 4.53 sind die Betondehnungen für die unverbügelten und verbügelten Balkenenden der Balken B 2 und B 5 aus Beton LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ dargestellt.

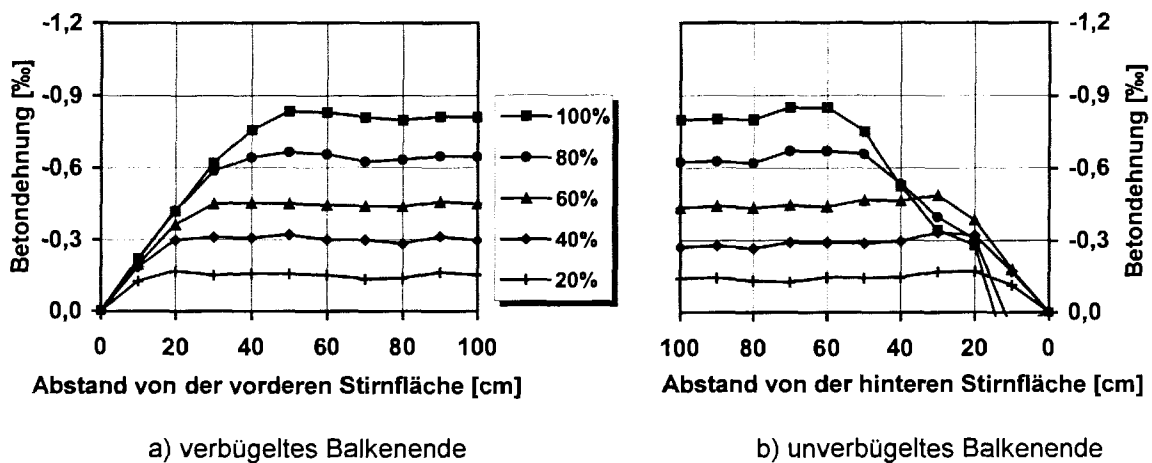


Bild 4.52: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 2 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $c = 3,5 \cdot d_p$ und $s = 2,0 \cdot d_p$)

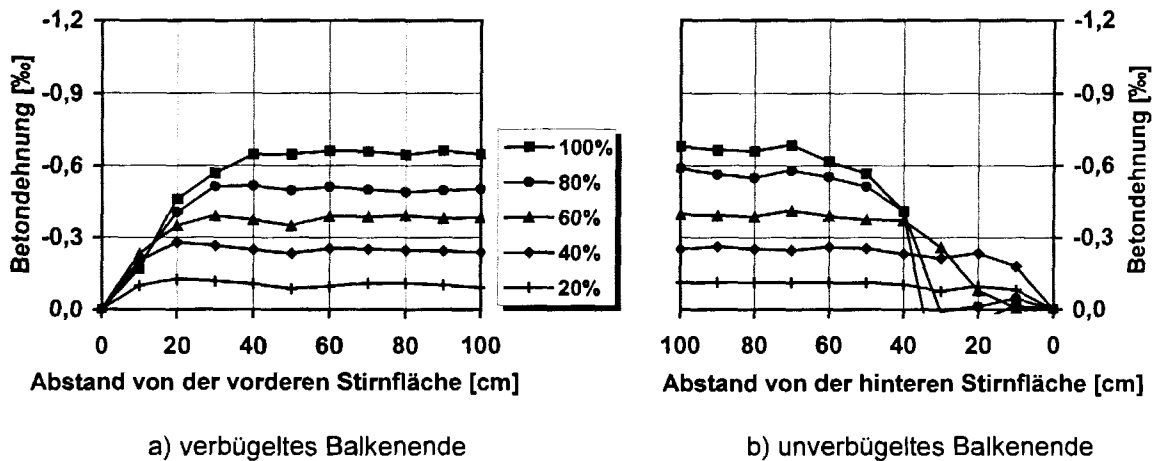


Bild 4.53: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 5 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Drähte: $c = 4,0 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

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

Die Übertragungslängen sind jedoch insbesondere beim Balken B 2 teilweise größer als bei den ungerissenen Spannkrafteinleitungskörpern mit gleicher Betonfestigkeit (SK 4A und SK 4B, Tabelle 4.6). Dies deutet eine Verminderung der Verbundkräfte durch eine Rissbildung auch am verbügelten Balkenende an. Vergleicht man die Übertragungslänge allerdings mit dem Spannkrafteinleitungskörper SK 7 (Tabelle 4.6) so ist die Übertragungslänge in etwa gleich. Die Dehnungsverläufe ergeben ebenfalls geringere Verbundkräfte am Anfang der Übertragungslänge im Vergleich mit den Spannkrafteinleitungskörpern (z.B. SK 4A, Bild 4.54). 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 sieben geprüften Balken beobachtet werden.

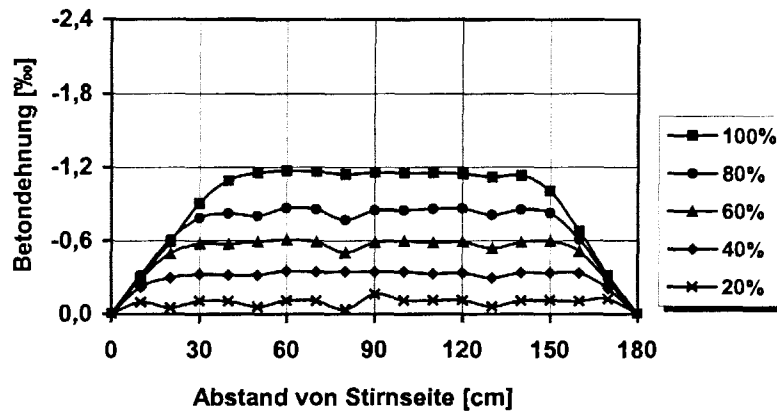


Bild 4.54: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 4A aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 3,1 \cdot d_p$ und $c = 3,0 \cdot d_p$)

An den unverbügeltenden Balkenenden traten deutlich sichtbare Sprengrisse (Bild 4.55) auf, die von den Balkenenden ausgehend, in der Ebene der vier Spannstähle verliefen.

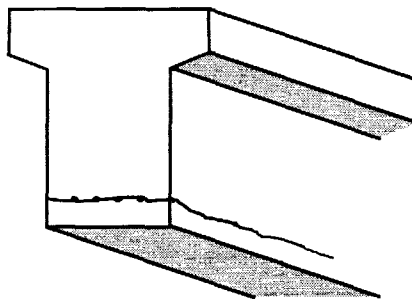


Bild 4.55: Typische Sprengrissbildung an den unverbügeltenden Enden

In Bild 4.56 und 4.57 sind die Laststufen bei der Sprengrissbildung auf der unverbügeltenden Seite für Litzen und Spanndrähte zusammengestellt. Bei den gewählten Abmessungen konnten bei gleicher Betonsorte durch die Litzen größere Vorspannkraften als durch die gerippten Spanndrähte rissfrei eingeleitet werden. Obwohl die Balken mit Spanndrähten mit größeren Betondeckungen und lichten Abständen gegenüber den Balken mit Litzen ausgeführt wurden, traten die Sprengrisse bereits bei 60...70 % der eingeleiteten Spannkraft auf gegenüber 80...90 % den litzenbewehrten Balken. Somit ergibt sich bei den gerippten Spanndrähten eine größere Sprengrissneigung durch größere Sprengkräfte.

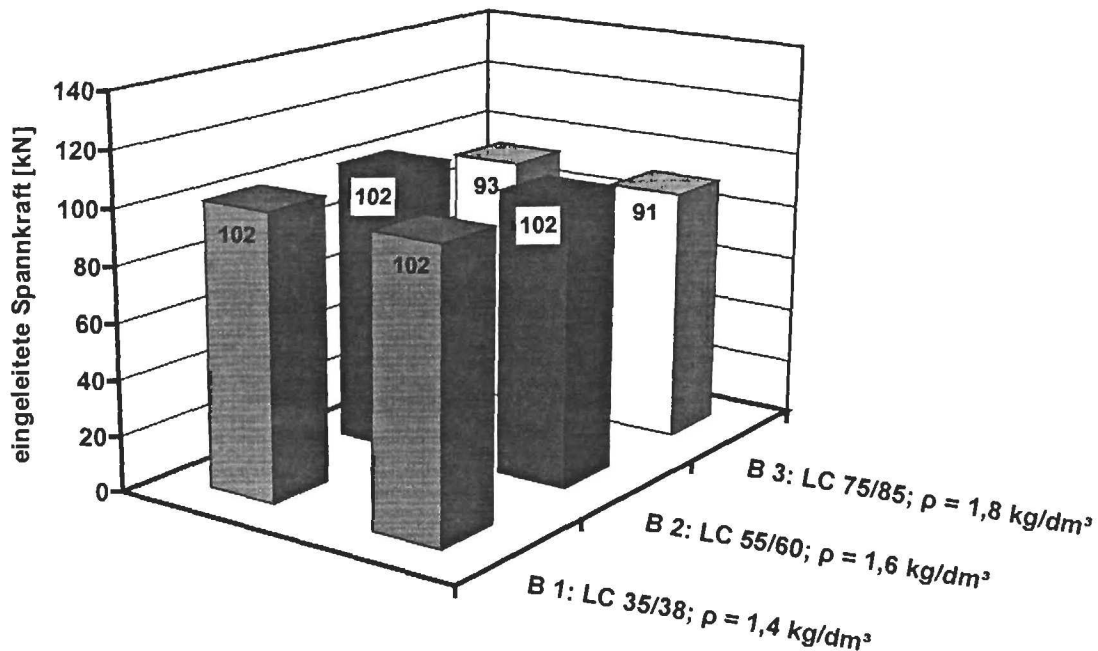


Bild 4.56: Eingeleitete Spannkraft bei der Sprengrissbildung für Litzen $d_p = 12,5$ mm, Betondeckung $c = 3,5 \cdot d_p$, lichter Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$

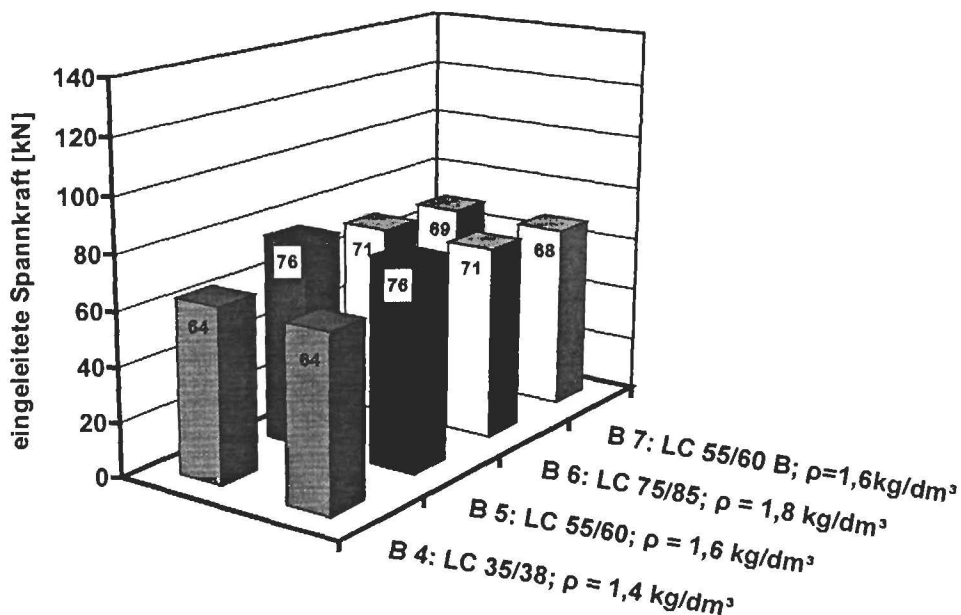


Bild 4.57: Eingeleitete Spannkraft bei der Sprengrissbildung für gerippte Spanndrähte $d_p = 12$ mm, Betondeckung $c = 4,0 \cdot d_p$, lichter Abstand $s = 3,0 \cdot d_p$

Aus den Ergebnissen der Spannkrafteinleitung 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 Vorspannkraften in hochfestem Leichtbeton ohne Bügelbewehrung bei Litzen mit einer Betondeckung $c = 3,5 \cdot d_p$ und lichtem Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, bei gerippten Spanndrähten mit einer Betondeckung $c = 4,0 \cdot d_p$ und lichtem Abstand $s = 2,5 \cdot d_p$ mit einer Sprengrissbildung zu rechnen.

4.3.3 Verhalten im Verankerungsbereich der Zugkraft aus Biegebeanspruchung

Die Versuchsbalken wurden entweder bis zum Verankerungsbruch (Balken B 1, B 2, B 4 und B 7) oder bis zum Biegeversagen durch Fließen der Spannstähle (Balken B 3, B 5 und B 6) belastet. Hierbei wurde die Belastung solange gesteigert, bis keine weitere Last mehr aufgenommen werden konnte. In Bild 4.58 sind die im Versuch gemessenen Durchbiegungen beispielhaft für den Balken B 2 (Verankerungsversagen) und Balken B 3 (Biegeversagen) dargestellt. Das Fließplateau bei Balken B 3 ist deutlich zu erkennen.

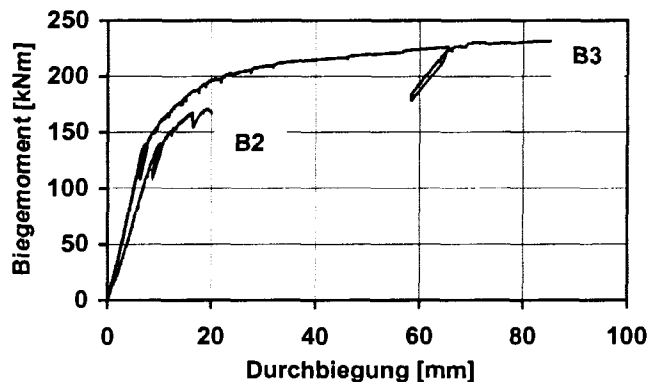


Bild 4.58: Biegemoment-Durchbiegungsbeziehungen für die Balken B 2 und B 3

Eine Übersicht über die maximal aufnehmbaren Biegemomente im Versuch (Grenzmomente) und die rechnerischen Bruchmomente enthält Tabelle 4.13.

| Balken | | Betonsorte | Experimentelle Grenzmomente [kNm] | Rechnerische Bruchmomente [kNm] | Abweichung [%] | Versagensart |
|--------|--------------------|------------|-----------------------------------|---------------------------------|----------------|----------------------|
| B 1 | 4 Litzen 0,5" | LC 35/38 | 173,1 | 185,0 | -6,4 | Verankerungsversagen |
| B 2 | | LC 55/60 | 170,3 | 207,4 | -17,9 | Verankerungsversagen |
| B 3 | | LC 75/85 | 233,1 | 213,2 | +9,3 | Biegeversagen |
| B 4 | 4 Spanndrähte Ø 12 | LC 35/38 | 125,7 | 166,4 | -24,5 | Verankerungsversagen |
| B 5 | | LC 55/60 | 205,0 | 200,7 | +2,1 | Biegeversagen |
| B 6 | | LC 75/85 | 225,6 | 216,3 | +4,2 | Biegeversagen |
| B 7 | | LC 55/60 B | 175,8 | 190,4 | -7,7 | Verankerungsversagen |

Tabelle 4.13: 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:

$$f_c = 0,95/\alpha \cdot f_{ck,cube150} \quad (4.37)$$

mit $\alpha = 1,18$ für LC 35/38
 $\alpha = 1,13$ für LC 55/60
 $\alpha = 1,10$ für LC 75/85

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

$$f_{1c} = 0,95 \cdot f_c = 0,95 \cdot 0,95/\alpha \cdot f_{ck,cube150} = 0,9025/\alpha \cdot f_{ck,cube150} \quad (4.38)$$

Hierin sind die Abminderungen der Druckfestigkeit durch Dauerbelastung enthalten.

Die Balken B 1, B 2, B 4 und B 7 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ bzw. LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; erreichten nicht die rechnerischen Bruchmomente. Das Versagen wurde vorzeitig durch große Verschiebungen der Spannstähle auf der jeweils unverbügelten Balkenseite im Verankerungsbereich eingeleitet. In Bild 4.59 ist das entsprechende Rissbild des Balkens B 2 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 4 Litzen im Bruchzustand dargestellt.

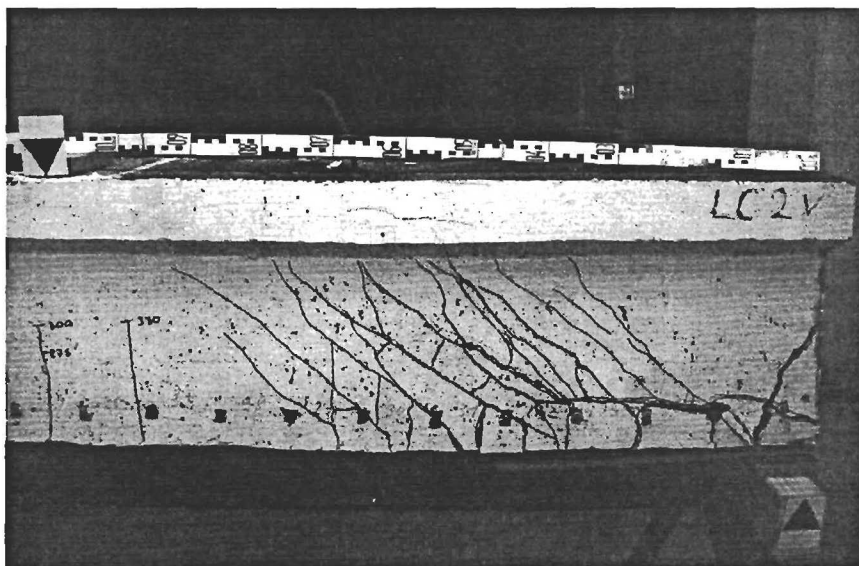


Bild 4.59: Rissbild im Bruchzustand für Balken B 2 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 4 Litzen

Bei Balken B 7 aus LC 55/60 B; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 4 Spanndrähten trat ein Verankerungsbruch auf. In Bild 4.60 ist zu erkennen, dass im Verankerungsbereich die komplette Betondeckung abgesprengt wurde.

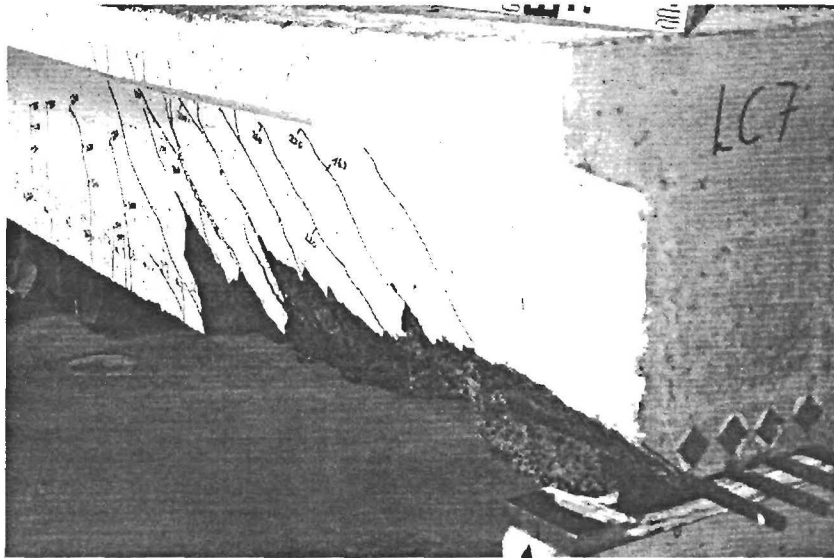


Bild 4.60: Rissbild im Bruchzustand für Balken B 7 aus LC 55/60 B; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 4 Spanndrähten

Bei allen anderen Balken aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ waren die im Versuch ermittelten Grenzmomente größer als die rechnerischen Bruchmomente (Tabelle 4.13). Das Versagen wurde durch das Fließen der Spannbewehrung verursacht. Obwohl auf der unverbügelten Seite bereits deutliche Sprengrisse aus der Spannkrafteinleitung vorhanden waren, reichte hier 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. Zusätzliche Sprengrisse an den Seitenflächen konnten ebenfalls beobachtet werden.

Bei allen Balken mit Sprengissen im Spannkrafteinleitungsbereich wurden deutliche Verschiebungen der Spannstäbe an den Stirnflächen gemessen. In Bild 4.61 sind die Verschiebungen der Litzen an dem verbügelten und unverbügelten Balkenende über das aufgebrachte Biegemoment bei Balken B 2 dargestellt.

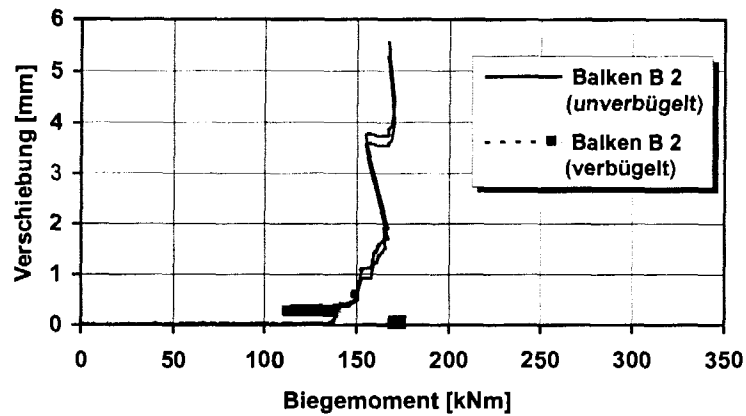


Bild 4.61: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B 2 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 4 Litzen)

Es ist zu erkennen, dass Verschiebungen bei Litzen nur am unverbügelten Balkenende ermittelt wurden. Dies ergibt sich aus den geringeren Verbundkräften infolge der Sprengrissbildung. Am unverbügelten Balkenende mit einem Sprengriss aus der Spannkrafteinleitung konnte im Vergleich zum verbügelten Ende rd. 75 % weniger Zugkraft aus dem Biegemoment verankert werden.

Auch bei den gerippten Spanndrähten (Bild 4.62) ergaben sich größere Verschiebungen am unverbügelten Balkenende mit Sprengriss. Obwohl die Verschiebungen bei Balken B 6 ungefähr bei gleicher Laststufe wie bei Balken B 2 auftraten, konnten hier aber wesentlich größere Biegemomente aufgenommen werden. Die Verschiebungen waren im Vergleich zu den Litzen kleiner.

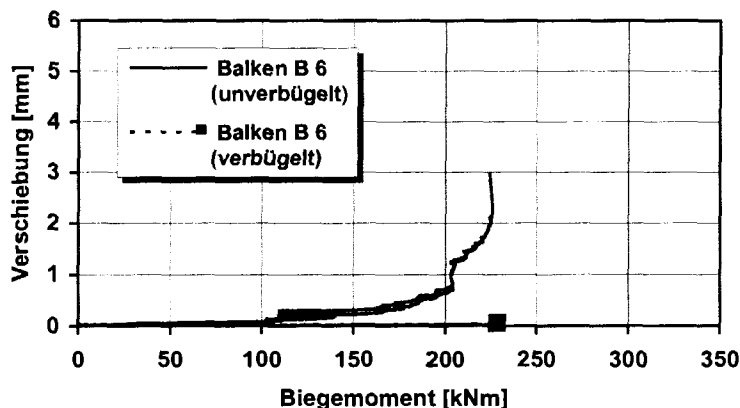
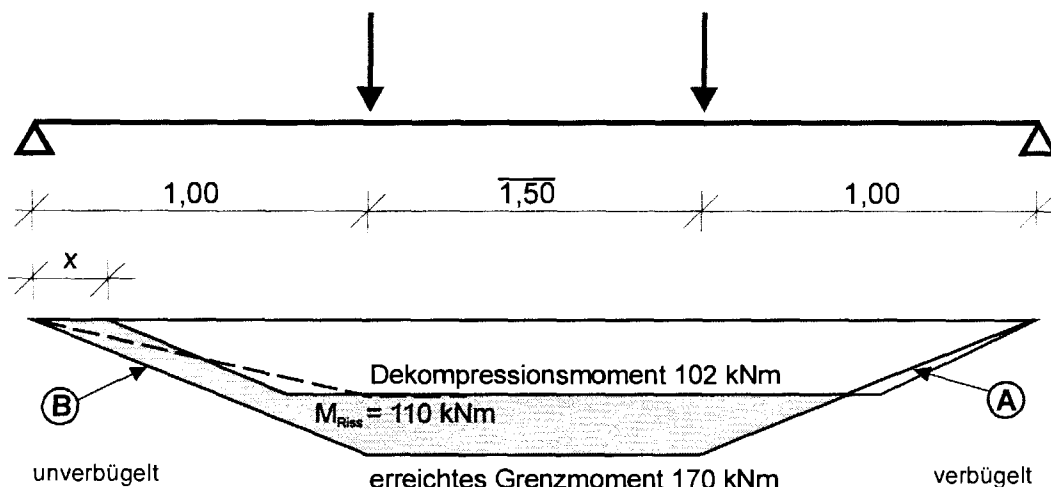


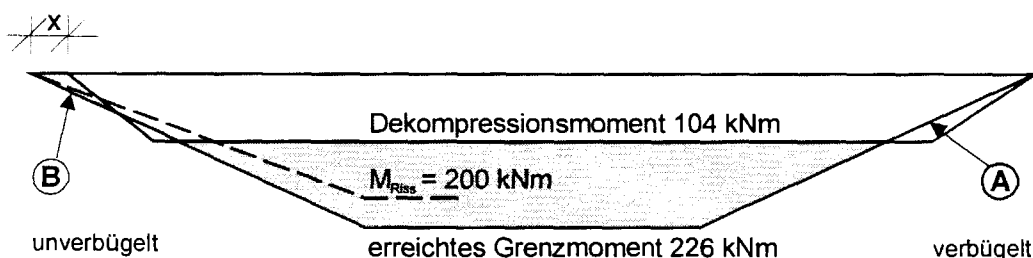
Bild 4.62: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B 6 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ mit 4 Drähten)

Als Folge seines verschiebungsabhängigen Verbundverhaltens kann der gerippte Spanndraht durch zusätzliche Verschiebungen größere zusätzliche Verbundkräfte aufnehmen als die Litzen, die durch das im wesentlichen starr-plastische Verbundverhalten keine größeren Verbundkräfte aktivieren können, als zuvor bei der Spannkrafteinleitung übertragen wurden. Beim Überschreiten dieser Verbundkräfte durch die äußere Beanspruchung kam es bei Balken B2 zu einer schnellen Verschiebungszunahme, die zum vorzeitigen Versagen führte.

Der Einfluss der Rissbildung im Bereich der Endverankerung wird in Bild 4.63 für die Balken B 2 und B 6 verdeutlicht.



a) Balken B 2 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 4 Litzen



b) Balken B 6 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ mit 4 Drähten

- A) Zustand I
- B) Biegerissbildung im Verankerungsbereich

Bild 4.63: Übersicht über die Biegemomente bei Dekompression, bei Biegerissbildung im Verankerungsbereich und im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die weiße Fläche kennzeichnet die Momentenbeanspruchung, bei der in Höhe der Spannstähle keine Betonzugspannungen auftraten. Der Verlauf der Dekompressionsmomente entspricht der Spannkraft zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung, der zu den Bauteilenden entsprechend der gemessenen Übertragungslänge abnimmt. Am unverbügelten Balkenende (linkes Auflager) beginnt die Spannkrafteinleitung infolge der Längsrissbildung erst im Abstand x vom Auflager. Weiterhin sind der Momentenverlauf bei Auftreten des ersten Biegerisses im Verankerungsbereich (gestrichelte Linie) sowie beim Erreichen des Grenzmoments dargestellt.

Bei Erreichen des Dekompressionsmoments besteht Gleichgewicht zwischen den Momenten infolge Vorspannung und äußerer Einwirkung. Bei weiterer Laststeigerung (graue Fläche) tritt nach dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit die Biegerissbildung am unteren Querschnittsrand und eine entsprechende Erhöhung der Spannstahlspannungen auf. Dabei kommt es zu einem vorzeitigen Versagen, wenn entweder durch große Verschiebungen der

Bewehrung ein Verankerungsbruch eintritt (Balken B 2) oder eine vorzeitige Einschnürung der Druckzone infolge zu großer Rissbreiten im erweiterten Bereich der Verankerung des Balkens auftritt (Balken B 6).

Bei allen Balken blieb der Verankerungsbereich am verbügelten Balkenende (rechtes Auflager) ungerissen und es wurden keine Verschiebungen der Spannstähle an den Stirnflächen gemessen (vgl. Bild 4.61/4.62). In Bild 4.63 ist zu erkennen, dass der Verankerungsbereich im Zustand I verbleibt (A). Da die Verbundkräfte im Spannkraftübertragungsbereich schneller anwachsen als die Beanspruchung aus dem äußeren Biegemoment, treten hier keine zusätzlichen Verbundbeanspruchungen und keine Verschiebungen der Spannstähle auf. Die Verbundkräfte aus der Spannkrafteinleitung waren größer als die Verbundkräfte aus der äußeren Belastung.

Am unverbügelten Balkenende übersteigt die Beanspruchung aus der äußeren Belastung die durch Sprengrissbildung geringeren Verbundkräfte aus der Spannkrafteinleitung und es kommt zur Biegerissbildung im Verankerungsbereich (B). Auch der Vergleich mit den Bildern 4.61 und 4.62 verdeutlicht die schnelle Verschiebungszunahme beim Überschreiten des Rissmomentes und der damit verbundenen Bildung von Biegerissen im Verankerungsbereich. Zu diesem Zeitpunkt ist die Verbundbeanspruchung größer als bei der Spannkrafteinleitung, d.h. die im Spannstahl vorhandene Zugkraft überschreitet die eingeleitete Vorspannkraft. Bei Litzen aus glatten Drähten können die aufnehmbaren Verbundspannungen durch das näherungsweise starr-plastische Verbundverhalten nicht größer werden als bei der Spannkrafteinleitung. Die darüber hinaus zu verankernde Zugkraft kann zum Beispiel aus dem Überstand der Bewehrung hinter der Auflagervorderkante bzw. durch eine Betonstahlbewehrung abgedeckt werden.

Der Einfluss von 30 Lastwechsel auf Gebrauchslastniveau oberhalb der Dekompression zwischen $4/7 M_u$ und $5/7 M_u$ führten beim Balken B 2 mit Litzen zu einem mittleren Verschiebungszuwachs von rd. 0,13 mm, da die äußere Verbundbeanspruchungen größer als die Verbundspannungen bei der Spannkrafteinleitung war. Der Verschiebungszuwachs bei Balken B 6 mit gerippten Spanndrähte ist mit einem mittleren Zuwachs von 0,03 mm deutlich kleiner. Das bessere Verbundverhalten der gerippten Drähte im Vergleich zu den glatten Litzen ist auf den Scherverbund zurückzuführen.

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. 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 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN

5.1 Allgemeines

Die Verbund- und Betonspannungen im Spannkrafteinleitungsbereich wurden numerisch untersucht. In [He99] wurde ein einfaches zweidimensionales Stabwerkmodell unter Verwendung des Finite-Elemente-Programm ABAQUS/Standard der Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc (USA) in der Version 5.8 entwickelt. Dieses hat sich bei der Nachrechnung von Pull-Out-Versuchen an Litzen in hochfestem Normalbeton und in leicht abgewandelter Form ebenfalls bei der Nachrechnung entsprechender Spannkrafteinleitungsversuche bewährt. Im Folgenden wird seine Eignung für Pull-Out-Versuche an Litzen in hochfestem Leichtbeton überprüft. Dazu wurde hier das oben genannte Programm in der aktuellen Version 6.0 verwendet.

5.2 Beschreibung und Überprüfung des vorhandenen Modells

5.2.1 Allgemeines

In Bild 5.1 ist das in [He99] entwickelte Stabwerkmodell in der für die Simulation der Pull-Out-Versuche modifizierten Form dargestellt.

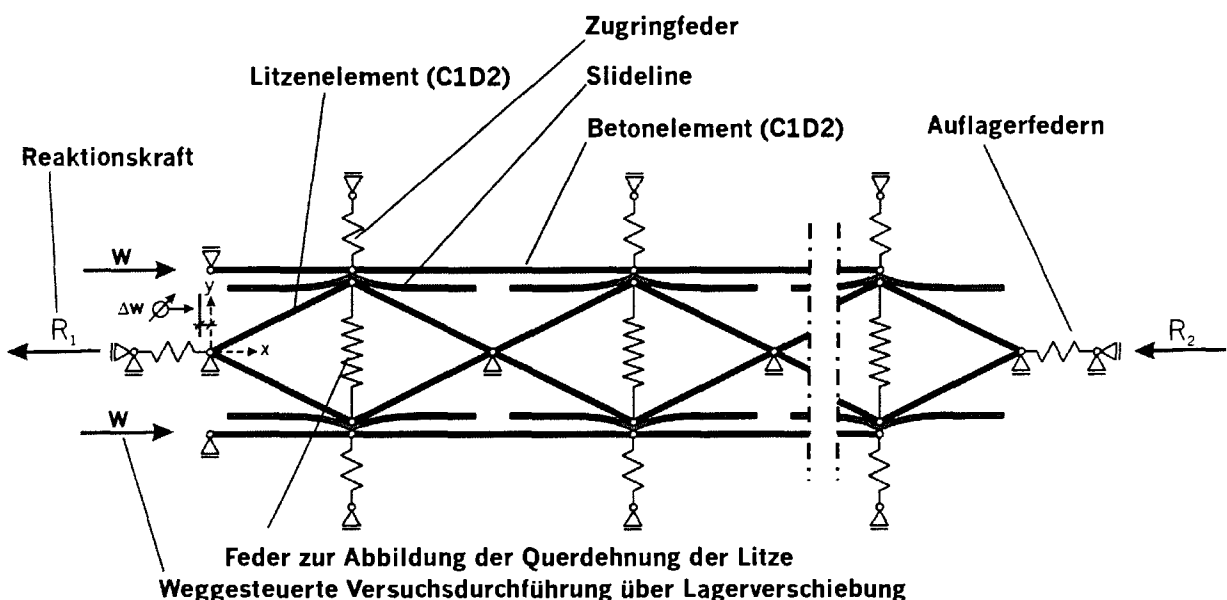


Bild 5.1: FE- Modell für die Pull-Out-Versuche nach [Ni01]

Im Wesentlichen lässt sich das in Bild 5.1 dargestellte FE-Modell, in die drei Bereiche Spannglied, Betonkörper und Verbundzone unterteilen. Das Spannglied („Litzelement“) 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.

Die Verbundzone zwischen Betonkörper und Spannstahlitze wird über ein gekrümmtes Reibungselement („Slideline“), abgebildet. Dieses ermöglicht die gegenseitige Verschiebung beider Medien, ohne dass der Kraftfluss untereinander gestört wird und stellt die Übertragung der Querpressungen sicher. Außerdem erzeugt die Slideline bei einsetzender Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl durch ihre Krümmung zusätzliche Querpressungen. Diese sind zur Herstellung des schlupfabhängigen Verbundkraftanteils, der aus der Schraubengeometrie der Litze resultiert, notwendig. Durch den der Slideline zugewiesenen Reibungsmodul ergeben sich aus den Querpressungen zusätzliche Verbundkräfte P , die eine radiale Verformung r verursachen.

Die Simulation läuft entsprechend dem realen Pull-Out-Versuch weggesteuert ab, d.h. das Modell wird durch eine Auflagerverschiebung w inkrementell belastet (Bild 5.2). 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.

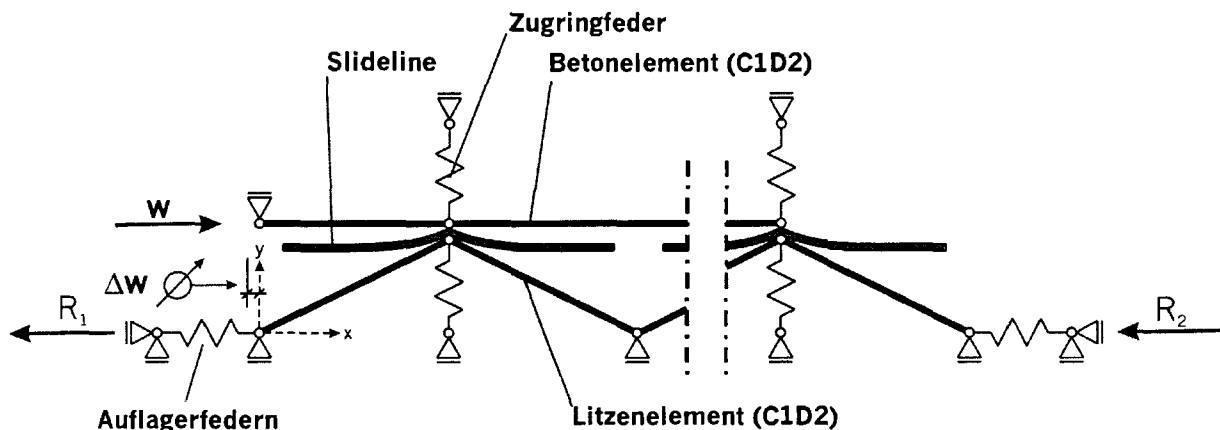


Bild 5.2: Weggesteuerte Versuchsdurchführung des FE-Modells für den Pull-Out-Versuch

Die Auflagerreaktionen (R_1 , R_2) sowie die Stirnknotenverschiebungen werden für jedes Inkrement ausgegeben. Aus der Summe der Auflagerreaktionen kann die Verbundkraft bestimmt werden. Diese ist allerdings wegen der Symmetrienausnutzung noch zu verdoppeln. Aus der Differenz der Stirnknotenverschiebungen ergibt sich der Schlupf (Δw) der Spannstahlitze. Insgesamt lässt sich so durch die Auswertung aller Inkremente eine Verbundkraft-Verschiebungskurve konstruieren. Die Berechnung wird nach dem Newton-Raphson-Verfahren durchgeführt.

5.2.2 Betonzugring

Die Analyse der Pull-Out-Versuche hat ergeben, dass die „treppenförmigen“ Verbundkraft-Verschiebungsverläufe der 14 Tage-Versuche durch das besondere Aufreißverhalten des Leichtbetons zustande kommen. Da die Zugringmodelle aber nur für homogene Stoffe ausgelegt sind, können sie das genaue Lastverformungsverhalten des Leichtbetons nicht wiedergeben.

Zur Abbildung des exakten Verhaltens müsste das Betonzugringmodell das unterschiedliche Aufreißverhalten von Zementstein und Zuschlag berücksichtigen. Dazu müssten für beide Komponenten sämtliche mechanische Eigenschaften bekannt sein und in das Modell einfließen. Des Weiteren müsste sowohl die Verteilung als auch die Größe der Zuschlagskörner integriert werden. Dies können die bekannten Modelle nicht leisten. Um aber den Einfluss aus dem Lastverformungsverhalten des Leichtbetons auf die Verbundkraft überprüfen zu können, wird der in Bild 5.3 dargestellte Verlauf als „vereinfachtes modifiziertes Zugringfedergesetz“ angenommen.

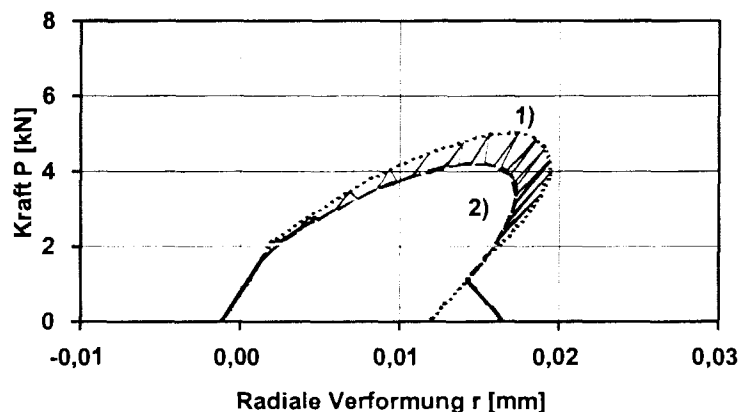


Bild 5.3: Vereinfachtes modifiziertes Zugringfedergesetz nach [Ro02]

Das „vereinfachte modifizierte Zugringfedergesetz“ kombiniert zwei Kurven. Die obere Kurve 1) entspricht dabei dem Modell nach Bigaj [Bi96] mit Rissverzahnung, und die untere Kurve 2) dem Modell ohne Rissverzahnung. Die Größe der durch die Rissverzahnung möglichen Kraftübertragung über die Risse hängt vom Rissfortschritt ab. Damit kann qualitativ das Lastverformungsverhalten des Leichtbetons numerisch abgebildet werden.

5.2.3 Modifikationen

Da sich bezüglich der Verbundzone keine wesentlichen Unterschiede zu hochfestem Normalbeton ergeben haben, kann das vorhandene Modell weitestgehend übernommen werden. Nur die Zugringfeder bzw. das Zugringfedergesetz müssen zur wirklichkeitsnahen Abbildung des Lastverformungsverhalten von Leichtbeton modifiziert werden. Da mit dem Zugringmodell nach Bigaj [Bi96] der „treppenförmige“ Verbundkraftverlauf im Pull-Out-Versuch

nicht abgebildet werden kann, wurden die Versuche mit Hilfe des „vereinfachten modifizierten Zugringfedergesetz“ (Bild 5.3) nachgerechnet. Damit wurde überprüft, ob sich der spezielle Verbundkraft-Verschiebungsverlauf mit dem Lastverformungsverhalten des Leichtbetons abgebildet werden kann.

5.3 Parametrisierung des Modells

5.3.1 Allgemeines

Die Parametrisierung des Modells soll eine möglichst gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielen. Dies ist mit den bekannten Zugringmodellen mit Annahme von Beton als homogenem Material eigentlich nicht möglich, da diese nicht in der Lage sind, einen „treppenförmigen“ Verlauf abzubilden. Während diese Voraussetzung für Normalbeton bezüglich des Aufreißverhaltens im Normalfall zutrifft, verhält sich der hochfeste Leichtbeton in diesem Punkt sehr inhomogen. Da im Rahmen des Forschungsvorhabens die Entwicklung neuer Zugringmodelle nicht vorgesehen und möglich war, wurde zur Berechnung des Zugringfedergesetzes das analytische Zugringmodell von Bigaj [Bi96] verwendet, das zur Zeit die wirklichkeitsnaheste Darstellung erlaubt, obwohl es das Lastverformungsverhalten des Leichtbetons nicht exakt erfasst.

Aus diesem Grund kann anstelle des „treppenförmigen“ Verlaufs nur ein stetiger Verbundkraft-Verschiebungsverlauf mit dem Modell erzeugt werden. Für die numerischen Simulationen sind drei Möglichkeiten entsprechend Bild 5.4 zu betrachten.

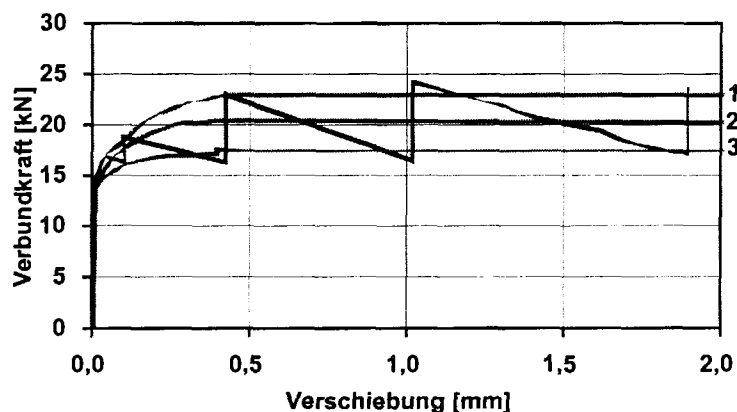


Bild 5.4: Mögliche Näherungen für den Verbundkraft-Verschiebungsverlauf

Die in Bild 5.4 die Untergrenze beschreibende Kurve (3) liegt für eine Bemessung auf der sicheren Seite. Gleiches gilt auch begrenzt für den Verlauf (2). Nur bei größeren Verschiebungen überschätzt dieser Ansatz die Verbundkraft. Beide Kurven liegen zwar für den bemessungsrelevanten Bereich auf der sicheren Seite, aber sie bilden für kleine Verschiebungen $w \leq 0,1$ mm den Verbundkraft-Verschiebungsverlauf nur unzureichend ab und unterschätzen die maximale Verbundkraft. Somit ist es sinnvoll, die Obergrenze des Verbundkraft-Verschiebungsverlaufs (1) abzubilden, da in diesem Fall auch der Bereich kleiner Verschiebungen zutreffend erfasst wird und so auf die Bemessungsverbundkraft (bei $w = 0,1$ mm)

geschlossen werden kann. Der Verlauf beschreibt die durch die Verbundmechanismen übertragbare Verbundkraft, wenn der Beton durchgehend in der Lage ist, diese aufzunehmen. Erst durch die Rissbildung durch ein Zuschlagskorn sinkt die Tragfähigkeit kurzzeitig ab, so dass der „treppenförmige“ Verlauf entsteht.

Der exakte Verlauf kann daher mit den vorhandenen Ansätzen nicht simuliert werden. Um das erste lokale Versagen zu erfassen, wird ein Abbruchkriterium definiert. Die Abbildung des ersten Versagens ist wichtig, da dieses auch eintreten kann, bevor eine Verschiebung von $w = 0,1$ mm erreicht wird und meist große Verschiebungszuwächse hervorruft (Bild 5.5).

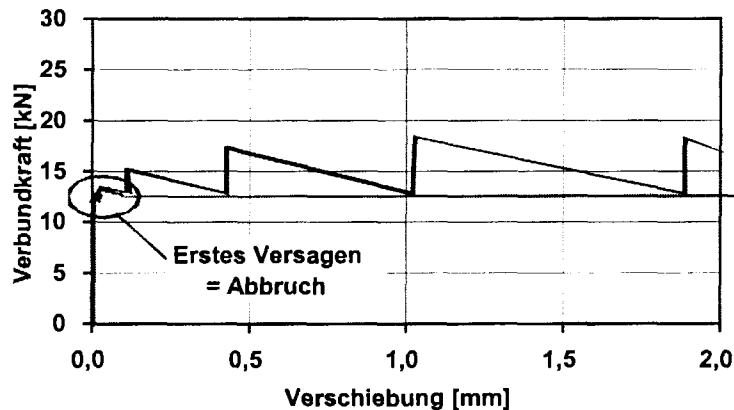


Bild 5.5: Angestrebter Verbundkraft-Verschiebungsverlauf mit Abbruch

Bei der folgenden Parameterstudie werden deshalb zwei Ziele verfolgt. Es wird ein stetiger Verbundkraft-Verschiebungsverlauf angestrebt, der die oberen Grenzwerte der Versuchsergebnisse abdeckt. Weiterhin soll über ein Abbruchkriterium der Zeitpunkt des ersten Versagens erfasst werden.

5.3.2 Parameterstudien

Um eine möglichst gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zu erreichen, muss das Verbundgesetz optimiert werden. Dazu werden die einzelnen das Modell bestimmenden Parameter 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 5.1).

| Verbundmechanismen | Zugringfedergesetz |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • Reibungskoeffizient • Grundreibung • Schlupfabhängiger Anteil | <ul style="list-style-type: none"> • Betondeckung • Betonzugfestigkeit • Elastizitätsmodul • Querdehnzahl • Rissanzahl • Entfestigungsverhalten: <ul style="list-style-type: none"> - Rissbreite - Rissöffnungsbeziehung - Bruchenergie |

Tabelle 5.1: Einflussparameter auf das FE-Modell

Die Fülle der in Tabelle 5.1 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 5.1) das Verbundgesetz beeinflusst.

Reibungskoeffizient

Der Reibungskoeffizient verändert das Maß der Verbundkraft entscheidend. Aber da er sich gleichermaßen auf alle Verbundkraftanteile auswirkt, lassen sich die einzelnen Anteile nicht über ihn steuern. Gegebenenfalls kann mit der Modifikation des Koeffizienten das gesamte Verbundkraftniveau korrigiert werden. Er wird einheitlich zu $\mu = 0,57735$ angenommen, was einem Reibungswinkel von $\varphi = 30^\circ$ entspricht. Dieser Wert hat sich aus einer Literaturrecherche [Ro02] als sinnvoll erwiesen. Er wird für alle Versuche gleich angesetzt, da aufgrund der ähnlichen Zusammensetzung der Mörtelmatrizen kaum unterschiedliche Reibungsbedingungen zu erwarten sind. Des Weiteren entspricht er dem bei der Nachrechnung von hochfestem Normalbeton angenommenen Wert [Ni01].

Grundreibung

Die in Kap. 4.1.4 ermittelte Grundreibung 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]:

$$u_p = 1,4 \cdot 1,13 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_p} = 48,63 \text{ mm} \quad \text{mit } A_p = 93,6 \text{ mm}^2 \quad (5.1)$$

Die hier als Grundanpresskraft P_0 bezeichnete Querpressung ergibt sich folgendermaßen:

$$P_0 = \frac{\tau_b \cdot l_b \cdot u_p}{2 \cdot \mu \cdot n_{Feder}} \quad \text{mit } n_{Feder} = \text{Anzahl der Zugringfedern im FE-Modell} \quad (5.2)$$

Diese Grundanpresskraft P_0 wird dem Zugringfedergesetz als Sockel aufgeschlagen (Bild 5.6), 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.

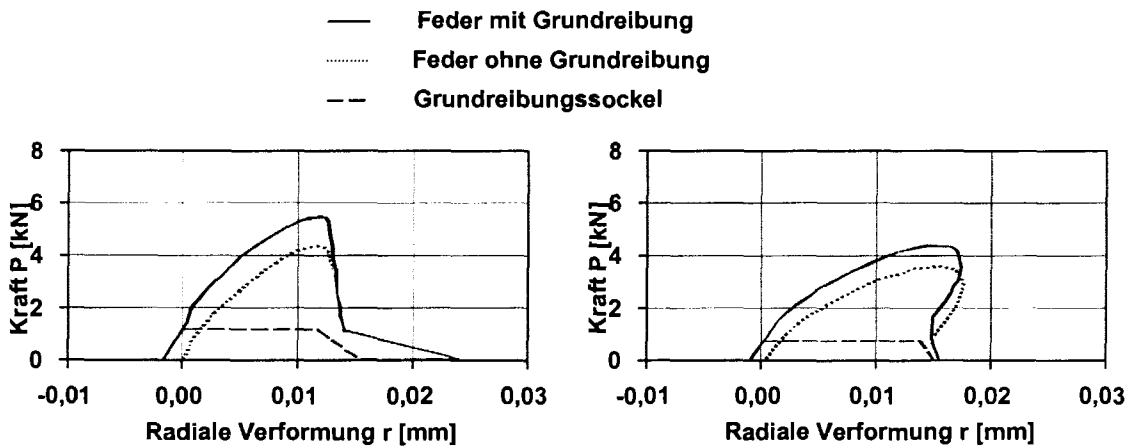


Bild 5.6: Darstellung des Grundreibungssockels und seiner Integration in das Zugringfedergesetz für hochfesten Leichtbeton im Alter von 24 h (links) sowie für hochfesten Leichtbeton im Alter von 14 d (rechts)

Slideline

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 zu [Ni01] gewählt und beide Betone weisen ähnliche Verhältnisse in der Kontaktzone auf, so dass die Slideline der Untersuchungen an hochfestem Normalbeton in [Ni01] verwendet wurde.

Betondeckung

Die Betondeckung c wird hier bezogen auf den Durchmesser d_p betrachtet. Vorwiegend wurden 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 Beton-

zugringes in das Zugringfedergesetz ein. Mit abnehmender Betondeckung sinkt die Tragfähigkeit des Zugringes deutlich, so dass auch die aufnehmbare Verbundkraft vermindert wird (Bild 5.7).

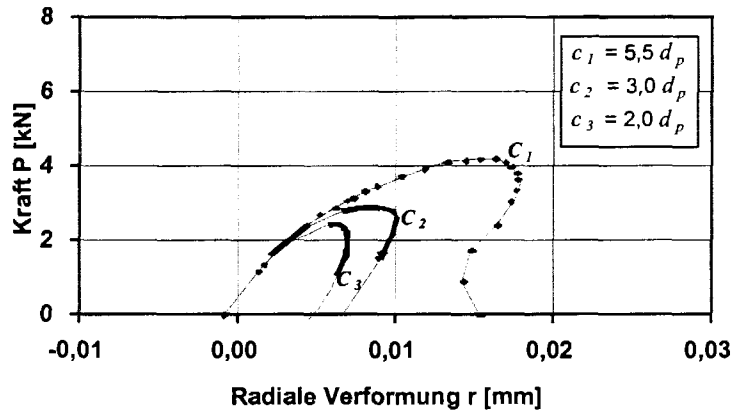


Bild 5.7: Einfluss der Variation der Betondeckung im Zugringfedergesetz

Zugfestigkeit

Bei der Betonzugfestigkeit wird sich an der zentrischen Zugfestigkeit nach DIN 1045-1 orientiert. Diese berechnet sich aus der in einachsialen Versuchen bestimmten Druckfestigkeit.

Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul wurde aus Versuchen bestimmt. Er beeinflusst entscheidend das Lastverformungsverhalten des Betons. Mit abnehmendem E-Modul sind einerseits zur Kraftaufnahme deutlich größere Verformungen notwendig und andererseits nimmt die maximale Tragfähigkeit ab. Des Weiteren beeinträchtigt der Modul in starkem Maße die Grundreibung, so dass sich bei gleicher Druckfestigkeit im Vergleich zu hochfestem Normalbeton deutlich geringere Verbundkräfte ergeben. Bild 5.8 zeigt den Einfluss des E-Moduls auf das Zugringfedergesetz.

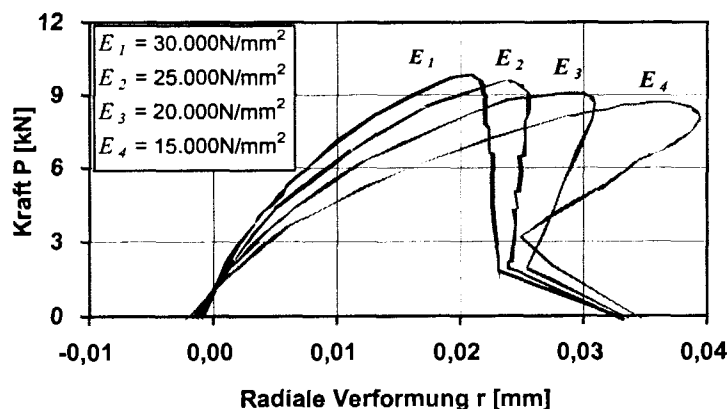


Bild 5.8: Einfluss des E-Moduls auf das Zugringfedergesetz

Querdehnzahl

Der Einfluss der Querdehnung auf das Zugringfedergesetz ist äußerst gering, so dass die Querdehnzahl einheitlich entsprechend [Ni01] zu $\mu = 0,2$ angesetzt wird.

Rissanzahl

Die Tragfähigkeit des Betons hängt entscheidend von seiner Rissbildung ab. Dadurch dass er in der Lage ist, Zugkräfte über Risse hinweg zu übertragen, spielt sein Entfestigungsverhalten eine wichtige Rolle. Es wird durch die Rissöffnungsbeziehung, die Rissbreite und die Bruchenergie beschrieben. Zusätzlich bestimmt die Anzahl der Risse die Tragfähigkeit des Betons. Je mehr Risse sich bilden, umso weniger öffnet sich der einzelne Riss bei gleicher Beanspruchung, so dass größere Kräfte übertragen werden können. Über die Anzahl der Risse lässt sich somit die Tragfähigkeit des Betonzugringes steuern, was die in Bild 5.9 dargestellten Auswirkungen auf das Zugringfedergesetz verdeutlichen.

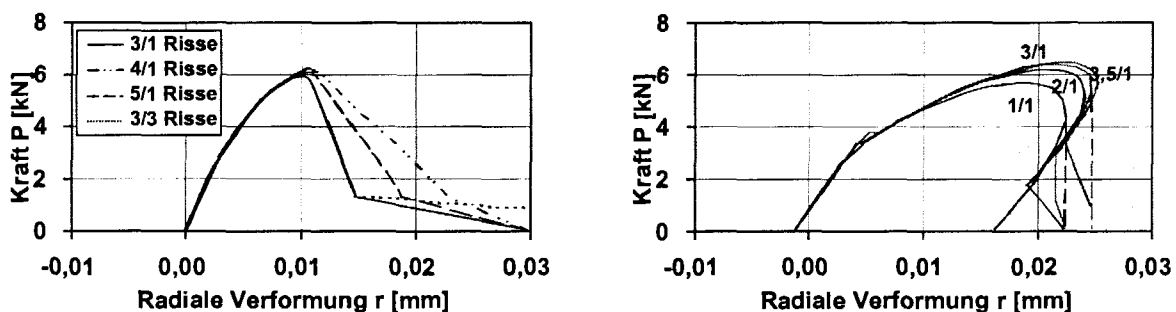


Bild 5.9: Auswirkung des Ansatzes unterschiedlicher Rissanzahlen auf den Verlauf des Federgesetzes für hochfesten Leichtbeton im Alter von 24 h (entsprechend [Ni01], links) sowie für hochfesten Leichtbeton im Alter von 14 d (rechts)

Während die Rissanzahl die Abnahme der Tragfähigkeit nach Überschreiten des Maximalwertes bestimmt, wird der ansteigende Ast nicht so deutlich beeinflusst. Je weniger Risse angenommen werden, umso spröder verhält sich der Beton, und die Tragfähigkeit nimmt ab.

Die Rissanzahl wird für jeden Beton und auch für jede Betondeckung separat bestimmt. Für die 24 Stunden-Versuche wird sie so gewählt, dass ein maximal sprödes Verhalten ohne „snap-back“-Effekt daraus resultiert. Für die 14 Tage-Versuche wird die fiktiv angenommene Rissanzahl nach Überschreitung der Betonzugfestigkeit am Innenrand des Zugringes gemäß der festgestellten Sprenggrissbildung zwischen 1 und 3 gewählt (vgl. Tabelle 5.2).

| Betonsorte | Serie | Versuchszeitpunkt | Rissanzahl im Anfangstadium | Rissanzahl im Endstadium |
|------------|-------|-------------------|-----------------------------|--------------------------|
| LC 35/38 | 3 | 14d | 3 | 1 |
| | 12 | 24h | 3 | 1 |
| | 14 | 14d | 2,5 | 1 |
| LC 35/38 B | 6 | 14d | 2,5 | 1 |
| | 13 | 24h | 3 | 1 |
| LC 55/60 | 1 | 14d | 2,5 | 1 |
| | 4 | 24h | 3,5 | 1 |
| | 15 | 14d | 2,5 | 1 |
| LC 75/85 | 2 | 14d | 1 | 1 |
| | 5 | 24h | 3,5 | 1 |
| | 16 | 14d | 1 | 1 |

Tabelle 5.2: Rissanzahl im Zugring für die einzelnen Serien

Die in Tabelle 5.2 angegebenen nicht ganzzahligen Rissanzahlen wurden gewählt, da es sich vor der Sprengrissausbildung eher um Mikrorisse handelt. Erreicht die Rissfront den Außenrand des Zugringes, öffnet sich nach Bigaj [Bi96] nur noch einer dieser Risse, während sich die anderen Risse durch Entlastung wieder teilweise schließen. Die Rissanzahl „im Endstadium“ wird somit für alle Serien einheitlich zu 1 angenommen.

Entfestigungsverhalten

Die nach Tabelle 5.1 das Entfestigungsverhalten charakterisierenden Größen sind eng miteinander verknüpft. So ergibt sich bei gegebener Rissöffnungsbeziehung und angenommener Rissbreite die Bruchenergie als eingeschriebene Fläche. Sie ist kein unabhängiger Parameter. Da aber für Leichtbeton die Parameter Rissöffnungsbeziehung und Rissbreite noch nicht hinreichend untersucht sind, während hinsichtlich der Bruchenergie bessere Erkenntnisse vorliegen, stellt Letztere das Hauptkriterium dar.

Die Rissbreite wurde bei den numerischen Untersuchungen so variiert, dass sinnvolle Werte für die Bruchenergie resultierten. Zusätzlich wird darauf geachtet, dass Betone mit gleichem Zuschlag gleiche Rissbreiten aufweisen und, dass die Verhältnisse der Rissbreiten der Betone zueinander eingehalten werden. So erreichen gebrochene Berwilit-Zuschläge eine bessere Rissverzahnung als runder Liapor. Außerdem wirkt sich bei den 24 Stunden-Versuchen der Bruch um die Körner herum positiv auf die Rissverzahnung aus, während die 14 Tage-Versuche durch den glatten Bruch durch die Zuschlagkörner hindurch nur eine geringe Kraftübertragung zulassen, so dass dementsprechend zu einem frühen Zeitpunkt eine höhere Bruchenergie vorliegt. In Tabelle 5.3 sind die gewählten Werte für die Rissbreiten und die Bruchenergie zusammengefasst.

| Betonsorte | Serie | Versuchszeitpunkt | Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²] | Grenzzrissbreite [mm] | Bruchenergie [N/m] |
|------------|-------|-------------------|--|-----------------------|--------------------|
| LC 35/38 | 3 | 14d | 53,3 | 0,025 | 14 |
| | 12 | 24h | 24,2 | 0,16 | 30 |
| | 14 | 14d | 44,7 | 0,025 | 13 |
| LC 35/38 B | 6 | 14d | 57,6 | 0,07 | 39 |
| | 13 | 24h | 23,7 | 0,16 | 30 |
| LC 55/60 | 1 | 14d | 70,7 | 0,025 | 15 |
| | 4 | 24h | 36,2 | 0,16 | 42 |
| | 15 | 14d | 63,6 | 0,025 | 15 |
| LC 75/85 | 2 | 14d | 93,4 | 0,05 | 32 |
| | 5 | 24h | 50,4 | 0,16 | 53 |
| | 16 | 14d | 71,0 | 0,05 | 32 |

Tabelle 5.3: Grenzzrissbreite und Bruchenergie für die einzelnen Serien

Die Werte, die sich für die Bruchenergie ergeben, stimmen mit den Ergebnissen von [Fa00] gut überein. Für die Blähton-Leichtbetone mit Silikastaub (LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ und LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$) beträgt die Bruchenergie in etwa 15 N/m, während [Fa00] für einen vergleichbaren Leichtbeton eine Bruchenergie von 20 N/m feststellt (Bild 5.10).

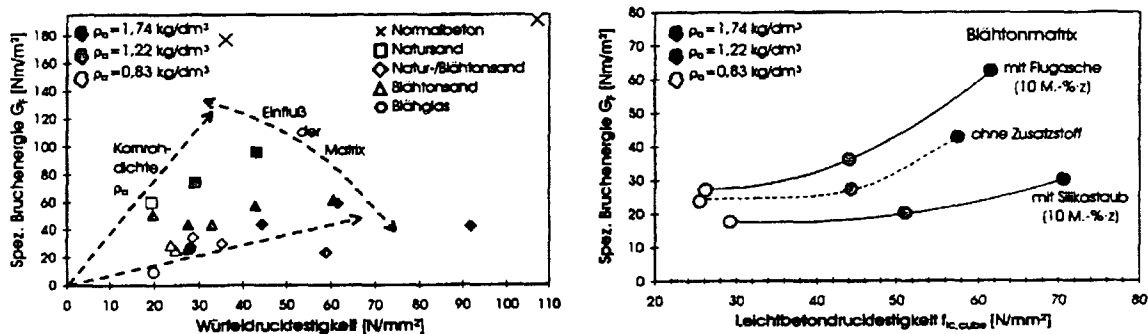


Bild 5.10: Bruchenergien von Leichtbeton nach [Fa00]

Bei Verwendung von Natursand (LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$) fällt die gewählte Bruchenergie gegenüber [Fa00] deutlich kleiner aus. In [Fa00] sind Werte von 60 – 100 N/m angegeben (Bild 5.10), bei einer Würfeldruckfestigkeit von 20 – 40 N/mm². Die Parametrisierung [Ro02] ergibt deutlich kleinere Werte von 32 N/m (Tabelle 5.3), während die Druckfestigkeit größer ist. Betrachtet man den Verlauf der Bruchenergie von Natursand (Bild 5.10, links), so nimmt die Bruchenergie nach [Fa00] bei steigender Druckfestigkeit/Rohdichte zu, was gegenläufig zu den in [Ro02] ermittelten Werten steht. Für die Bruchenergie von Blähschiefer liegen keine Angaben vor. Genauso ist unklar, welche Größenordnung die Bruchenergie zu einem frühen Versagenszeitpunkt, wie bei den 24-Stunden-Versuchskörpern, erreicht.

5.3.3 Abbruchkriterium

Das erste Versagen stellt sich ein, wenn die Rissbildung während des Pull-Out-Versuches - infolge des verschiebungsabhängigen Verbundanteils - ein Zuschlagskorn (Grobzuschlag) erreicht und aufgrund der verzögerten Lastumlagerung große Verschiebungen eintreten (Bild 5.5). Die Rissbildung, die vor dem Versuch infolge der Querdehnung der Litze (Hoyer-Effekt) beim Einleiten der Vorspannkraft stattgefunden hat, spielt dabei keine Rolle, da die Lastumlagerung bereits vor dem eigentlichen Versuch eingetreten ist.

Dieses Versagen kann in ABAQUS abgebildet werden, indem das Zugringfedergesetz korrigiert wird. Aus der Spannkrafteinleitung lässt sich die Beanspruchung der Zugringfeder, die Verformung sowie die Risstiefe bestimmen, die schon vor dem Versuch eingetreten ist. Die zusätzliche Risstiefe ergibt sich aus der Kornverteilung bzw. dem Abstand der Grobzuschlagskörner untereinander. Obwohl dieser sehr unregelmäßig ist, lassen sich bei Annahme eines Abbruchs mit einer zusätzlichen Risstiefe von $r_w \sim 0,5$ bis 2 mm bei fast allen Versuchen gute Ergebnisse erzielen [Ro02].

Da die Abstände der Zuschlagskörner untereinander variieren, erfolgt das Versagen nicht immer bei der gleichen Zusatzrisstiefe, so dass einige Versuche numerisch mit unterschiedlichen Risstiefen nachgerechnet wurden [Ro02]. Dabei ergab sich, dass die Annahme einer zusätzlichen Risstiefe von $r_w \sim 2$ mm die besten Ergebnisse liefert.

In Bild 5.11 ist das allgemeine Zugringfedergesetz abgebildet während im Bild 5.12 der nach [Ro02] verwendete bilineare Verlauf für das Zugringfedergesetz (ohne und mit Spannkrafteinleitung) vergrößert dargestellt ist.

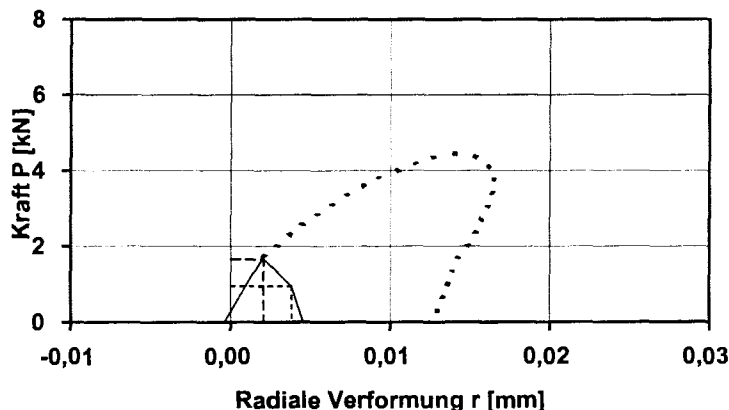


Bild 5.11: Zugringfedergesetz mit Abbruchkriterium (allgemein)

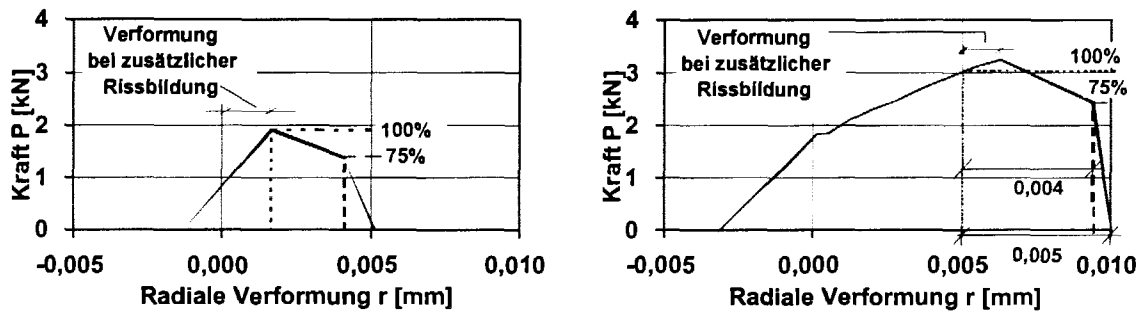


Bild 5.12: Zugringfedergesetz mit Abbruchkriterium (ohne Spannkrafteinleitung, links sowie mit Spannkrafteinleitung, rechts)

Mit den dargestellten Zugringfedergesetzen konnte sowohl der abfallende Ast als auch das anschließend eintretende Minimum im Verbundkraft-Verschiebungsverlauf abgebildet werden. Der bilineare Verlauf ist so gewählt, dass die Verbundkraft auf 75% des Wertes abnimmt, bei dem das Versagen eintritt. Die zusätzliche radiale Verformung von $\Delta r = 0,004$ mm entspricht der Höhe der Slideline. Nach Eintreten dieser Verformung werden keine verschiebungsabhängigen Verbundkräfte mehr in der Simulation erzeugt.

5.4 Nachrechnung der Pull-Out-Versuche

Mit Hilfe des vorgestellten FE-Modell und den ermittelten Parametern, werden die Pull-Out-Versuche nachgerechnet. Die verwendeten Materialkennwerte sind dem Kap. 3.1.3 zu entnehmen.

5.4.1 Nachrechnung ohne Abbruchkriterium

Im Bild 5.13 sind die Verbundkraft-Verschiebungsverläufe eines LC 55/60 nach 24 Stunden Serie 4 (links: Serie 4; $f_{lck,cube} = 36,2$ N/mm²) und nach 14 Tagen (rechts: Serie 1; $f_{lck,cube} = 70,7$ N/mm²) bei unterschiedlicher Spannkrafteinleitung dargestellt.

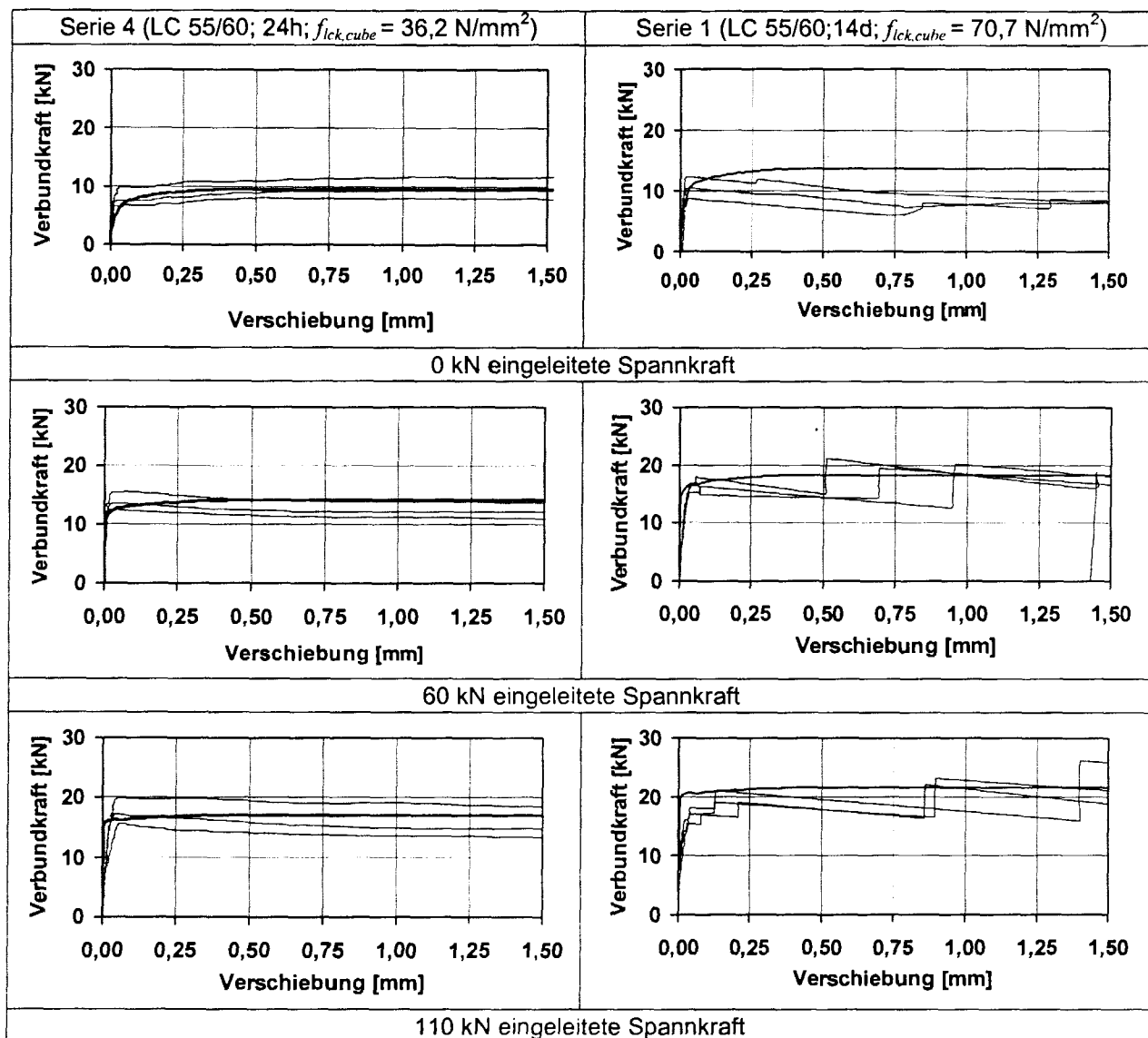


Bild 5.13: Verbundkraft-Verschiebungsverlauf des LC 55/60 nach 24 Stunden (links, Serie 4, $f_{lck,cube} = 36,2 \text{ N/mm}^2$) und nach 14 Tagen (rechts, Serie 1, $f_{lck,cube} = 70,7 \text{ N/mm}^2$) mit 0,5"-Litzen

Mit dem ABAQUS-Modell können die Pull-Out-Versuche nur teilweise abgebildet werden. Während für die 24-Stunden-Versuche eine gute Übereinstimmung der experimentell und numerisch ermittelten Verläufe vorhanden ist, kann der „treppenförmige“ Verlauf bei den 14-Tage-Versuchen nicht wiedergegeben werden. Allerdings lässt sich eine gute Näherung realisieren, die den Verbundkraft-Verschiebungsverlauf bei kleinen Verschiebungen zutreffend wiedergibt. Außerdem wird die Verbundkraftzunahme bei großen Verschiebungen durch die Erfassung der Maxima berücksichtigt.

Man erkennt weiterhin, dass das Modell in der Lage ist, die verschiebungsabhängige Verbundkraftzunahme wirklichkeitsnah zu erfassen, indem es die Maximalwerte erfasst. Nur der kurzzeitige Abfall der Tragfähigkeit, der die Verbundkraftzunahme unterbricht, konnte nicht in das Modell integriert werden. Der Hoyer-Effekt wird zutreffend abgebildet. Insgesamt ist aber

eine Anpassung des Zugringfedergesetzes an den Leichtbeton notwendig. Vor allem das sprödere Entfestigungsverhalten gilt es zu berücksichtigen.

Den Einfluss der Betondeckung ließ sich mit dem Modell im Vergleich mit den Ergebnissen der Pull-Out-Versuche nicht zufriedenstellend abbilden. Während das Modell bei geringerer Betondeckung eine verminderte Verbundkraft erzeugt, wurden bei den Pull-Out-Versuchen teilweise größere Verbundkräfte gemessen. Um den Einfluss der Betondeckung genauer erfassen zu können, sollten Pull-Out-Versuche mit zentrischer Anordnung der Spannglieder durchgeführt werden.

5.4.2 Nachrechnung mit Abbruchkriterium

Das erste Versagen beim Pull-Out-Versuch kann mit dem in Kapitel 5.3.3 vorgestellten Abbruchkriterium gut simuliert werden. Sowohl der abfallende Ast als auch der eintretende Minimalwert im Verbundkraft-Verschiebungsverlauf werden gut wiedergegeben. Die Annahme, dass unabhängig von der schon durch die Spannkrafteinleitung stattgefundenen Rissbildung eine geringe zusätzliche Rissbildung von wenigen Millimetern je nach Kornverteilung zum ersten Versagen des Verbundes führt, ist also sinnvoll. Somit bestätigt sich hier, dass das besondere Verbundverhalten von Leichtbeton durch sein Rissverhalten zustande kommt. Bei der Nachrechnung ergaben sich kaum Unterschiede bei Verwendung dieser zusätzlichen Risstiefe (Bild 5.14). Bei den Pull-Out-Versuchen wird diese durch die Korngröße und -verteilung beeinflusst.

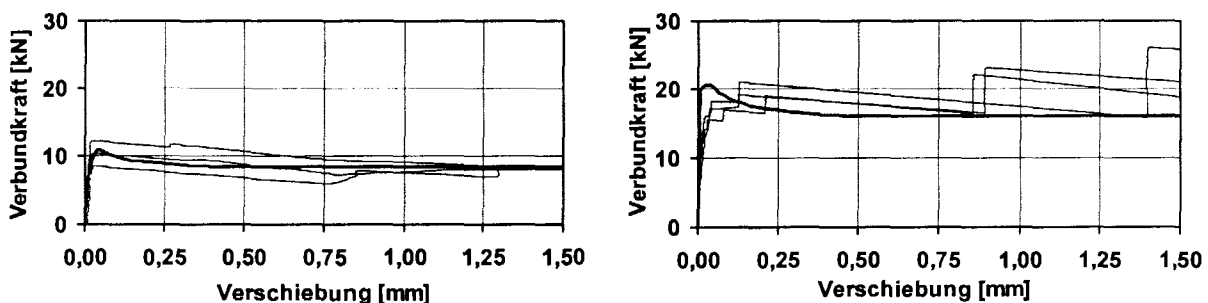


Bild 5.14: Verbundkraft-Verschiebungsverlauf der Serie 1 (LC 55/60; 14d; $f_{Ick,cube} = 70,7 \text{ N/mm}^2$) unter Verwendung des Abbruchkriteriums ohne Spannkrafteinleitung (links) und mit Spannkrafteinleitung von 110 kN (rechts)

5.4.3 Nachrechnung mit dem „vereinfachten modifizierten Modell“

Bei Anwendung des in Kapitel 5.2.2 beschriebenen „vereinfachten modifizierten Modells“ für die 14 Tage-Versuche kann der „treppenförmigen“ Verlauf auch nicht abgebildet werden (Bild 5.15).

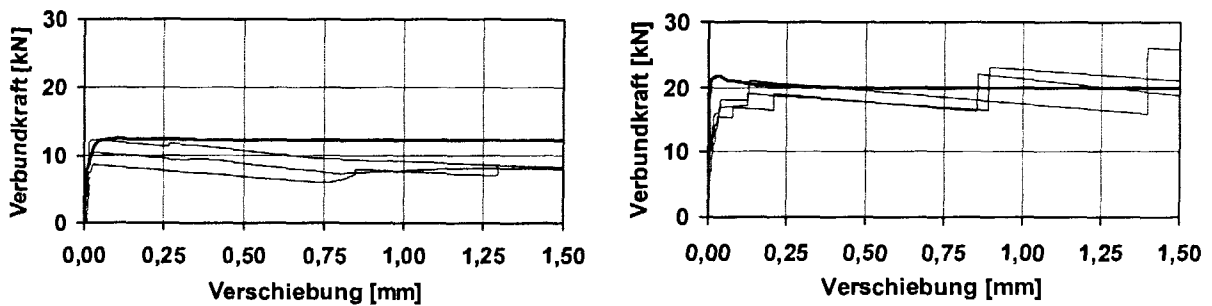


Bild 5.15: Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung der Serie 1 (LC 55/60; 14d; $f_{Ick,cube} = 70,7\text{N/mm}^2$) unter Verwendung des „vereinfachten modifizierten Modells“ ohne Spannkrafteinleitung (links) und mit Spannkrafteinleitung von 110 kN (rechts)

Obwohl das Lastverformungsverhalten des Leichtbetons zumindest qualitativ erfasst wird, ergibt sich bei der Nachrechnung der Versuche nur ein leichter Knick im Verbundkraft-Verschiebungsverlauf. Trotzdem ist keine genaue Berechnung mit dem Modell möglich, da das Zugringtragverhalten des Leichtbetons mit den bekannten Zugringmodellen nicht zu beschreiben ist [Ro02].

5.5 Zusammenfassung und kritische Stellungnahme

Das Verbundverankerungsverhalten von Spannstahlilitzen in hochfestem Leichtbeton wurde unter Berücksichtigung der Verbundmechanismen und des Zugringtragverhaltens diskutiert. Da im Rahmen des Forschungsvorhabens die Entwicklung neuer Zugringmodelle nicht vorgesehen und möglich war, wurde zur Berechnung des Zugringfedergesetzes das analytische Zugringmodell von Bigaj [Bi96] verwendet, das zur Zeit die wirklichkeitsnaheste Darstellung erlaubt.

Die Pull-Out-Versuche konnten zutreffend nachgebildet werden. Die Nachrechnung dieser Versuche wurde mit einem bereits vorhandenen FE-Modell durchgeführt, das trotz Modifikation nicht in der Lage war den „treppenförmigen“ Verlauf der Verbundkraft-Verschiebungsverlauf abzubilden.

Das Verbundkraftniveau wurde zutreffend erfasst, indem die Maximalwerte abgebildet wurden. Des Weiteren konnte über ein einfaches Abbruchkriterium das erste Versagen abgebildet werden. Im Bereich kleiner Relativverschiebungen bis zum ersten Verbundversagen lassen sich mit Modellen, die das Entfestigungsverhalten des Leichtbetons nicht berücksichtigen („vereinfachtes modifiziertes Modell“), ebenfalls gute Resultate erzielen.

Die Nachrechnung der Pull-Out-Versuche war zwar erfolgreich. Trotzdem ist fraglich, inwieweit der Zugring wirklichkeitsnah durch das Zugringfedergesetz mit dem FE-Modell dargestellt wird. Die Tragfähigkeit wurde bei den Pull-Out-Versuchen nicht überschritten, so dass der Bereich abnehmender Tragfähigkeit nicht überprüft wurde. Insgesamt stößt das zweidimensionale FE-Modell hier an seine Grenzen. Um das besondere Aufreißverhalten des

Leichtbetons darstellen zu können, muss der Beton als Mehrkomponentenstoff erfasst werden, indem Zuschlag, Zementstein und vielleicht sogar die Kontaktzone einzeln definiert werden. Dies können analytische Zuringmodelle aber nicht leisten. Korngröße und -verteilung sowie die unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften wie Festigkeit, E-Modul und das Entfestigungsverhalten können erst in einer dreidimensionalen Darstellung berücksichtigt werden.

6 EMPFEHLUNGEN FÜR NORMATIVE REGELUNGEN

6.1 Betondeckung und lichte Abstände

Die Versuchsergebnisse machen deutlich, dass eine Sprengrissbildung im Übertragungsbereich der Spannkraft, insbesondere bei Bauteilen ohne eine Bügelbewehrung, zu einer unkontrollierten Verlängerung der Übertragungslänge führt. Hieraus kann sich ein vorzeitiges Versagen durch Verankerungsbruch ergeben. Eine Bügelbewehrung kann die Rissbildung im Übertragungsbereich zwar beschränken, bei nicht ausreichender Betondeckung ist jedoch in jedem Fall mit einer Vergrößerung der Übertragungslänge zu rechnen. Zur Sicherstellung der Funktion des Konstruktionselementes "Verbundverankerung" und der Berechenbarkeit der Übertragungslänge sind deshalb Mindestmaße der Betondeckung und der gegenseitigen Abstände der Spannstäbe für eine rissfreie Spannkrafteinleitung und Verankerung erforderlich. Die Auswertung der Versuchsergebnisse ergibt, dass unabhängig von der Betonfestigkeit folgende Mindestabmessungen erforderlich sind, um die Einleitung der zulässigen Vorspannkraft nach DIN 1045-1 [1045-1] für 0,5"-Litzen sicherzustellen:

$$\text{für } s \geq 2,5 \cdot d_p: \quad c \geq 3,0 \cdot d_p$$

$$\text{für } s = 2,0 \cdot d_p: \quad c \geq 3,5 \cdot d_p$$

| | | |
|-----|-------|------------------------|
| mit | s | lichter Mindestabstand |
| | c | Mindestbetondeckung |
| | d_p | Nenndurchmesser |

Dies bedeutet eine Erhöhung der Betondeckung um $0,5 \cdot d_p$ gegenüber Normalbeton [He99, 1045-1, Heft 525]. Für gerippte Spanndrähte sind die Werte in Anlehnung an die Regelungen für Normalbeton nochmals um $0,5 \cdot d_p$ zu erhöhen.

Nach DIN 4227 [4227] ist für eine rissfreie Verankerung eine Mindestbetondeckung von $c_{min} = 1,5 \cdot d_p$ erforderlich. Allerdings ist hierbei zu berücksichtigen, dass die zulässige Vorspannung bei Litzen im Vergleich zu [1045-1] um ca. 17 % geringer ist. Trotzdem reicht eine Betondeckung von $c = 1,5 \cdot d_p$ nicht aus, wie auch die Praxis für übliche Rüttelbetone zeigt, um eine rissfreie Spannkrafteinleitung zu gewährleisten.

Wie die Versuchsergebnisse zeigen, ist eine unzulässige Sprengrissbildung auch mit den empfohlenen Mindestabmessungen nicht in jedem Fall ausgeschlossen, insbesondere bei mehreren Spannstäben 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].

6.2 Übertragungslängen

In DIN 1045-1 wird die Übertragungslänge $l_{bp,DIN}$ innerhalb der die Spannkraft P_0 eines Spanngliedes voll auf den Beton übertragen wird, wie folgt ermittelt:

$$l_{bp,DIN} = \alpha_1 \cdot \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bp,DIN} \cdot \eta_1} \quad (6.1)$$

mit $\alpha_1 = 1,0$ bei stufenweisem Eintragen der Vorspannung
 $\alpha_1 = 1,25$ bei schlagartigem Eintragen der Vorspannung
 A_p Nennquerschnitt der Litze oder des Drahts
 d_p Nenndurchmesser der Litze oder des Drahts
 σ_{pm0} Spannung im Spannstahl nach der Spannkraftübertragung
 $\eta_1 = 1,0$ für Normalbeton
 $\eta_1 = 0,4 + 0,6 \cdot (\rho/2200)$ für Leichtbeton, mit ρ in kg/m^3
 $f_{bp,DIN}$ nach Tabelle 6.1 bzw. DIN 1045-1, Tabelle 7

| Tatsächliche Betondruckfestigkeit bei der Spannkrafteinleitung $f_{cmj} [\text{N/mm}^2]^{a,b}$ | Verbundspannung $f_{bp,DIN} [\text{N/mm}^2]$ | |
|--|--|-----------------|
| | Litzen oder profilierte Drähte | gerippte Drähte |
| 25 | 2,9 | 3,8 |
| 30 | 3,3 | 4,3 |
| 35 | 3,7 | 4,8 |
| 40 | 4,0 | 5,2 |
| 45 | 4,3 | 5,6 |
| 50 | 4,6 | 6,0 |
| 60 | 5,0 | 6,5 |
| 70 | 5,3 | 6,9 |
| 80 | 5,5 | 7,2 |
| ≥ 90 | 5,7 | 7,4 |

^a Zwischenwerte sind linear zu interpolieren.

^b Es gilt der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit

Tabelle 6.1: Verbundspannung $f_{bp,DIN}$ in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung (DIN 1045-1, Tabelle 7)

Insgesamt wurden 13 Spannkrafteinleitungsversuche mit Litzen, 3 Spannbetonträger mit Litzen sowie 4 Spannbetonträger mit Drähten in sofortigem Verbund hergestellt. Bei diesen Versuchskörpern wurden die Betonstauchungen im Eintragungsbereich über Messstrecken von Setzdehnungsmessmarken (SDM) ermittelt um die Übertragungslänge zu bestimmen. Die Tabellen 6.2 und 6.3 fassen die wesentlichen Parameter der Versuche zusammen. Hierbei wird die Verbundspannung f_{bp} durch Umformen der Gl. (6.1) unter Berücksichtigung der ermittelten Übertragungslänge $l_{bp,exp}$ zu:

$$f_{bp} = \alpha_1 \cdot \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{l_{bp,exp}} \quad (6.2)$$

Um den Einfluss des η_1 -Faktors auf die Verbundspannung f_{bp} beurteilen zu können wurde dieser in Gl. (6.2) explizit vernachlässigt.

| | SK 1A | SK 6 | SK 8 | SK 4A | SK 4B | SK 7 | SK 2A | SK 3B | SK 9 |
|--|--|--------|--------|--|--------|--------|--|--------|--------|
| Beton | LC 35/38 ($\rho=1,4 \text{ kg/dm}^3$) | | | LC 55/60 ($\rho=1,6 \text{ kg/dm}^3$) | | | LC 75/85 ($\rho=1,8 \text{ kg/dm}^3$) | | |
| Zuschlag | Liapor | | | | | | | | |
| Betonalter [d] | 1 | 3 | 3 | 1 | 1 | 1 | 2 | 1 | 1 |
| $f_{icmj} \text{ [N/mm}^2\text{]}$ | 36 | 33 | 32 | 32 | 32 | 41 | 36 | 39 | 44 |
| $E_{icm} \text{ [N/mm}^2\text{]}$ | 12.900 | 12.900 | 12.500 | 15.500 | 19.000 | 16.300 | 17.300 | 20.100 | 22.000 |
| Spannstahlsorte | Litzen | Litzen | Litzen | Litzen | Litzen | Litzen | Litzen | Litzen | Litzen |
| Querschnittsfläche/Litze $A_p \text{ [mm}^2\text{]}$ | 93,2 | 93,2 | 93,2 | 93,2 | 93,2 | 93,2 | 93,2 | 93,2 | 93,2 |
| Vorspannkraft/Litze [kN] | 125 | 125 | 125 | 125 | 125 | 125 | 125 | 125 | 125 |
| Übertragungslänge $l_{bp,exp} \text{ [cm]}$ | 43,2 | 49,5 | 50,6 | 38,5 | 36,9 | 46,1 | 27,0 | 33,6 | 37,2 |
| Verbundspannung $f_{bp} \text{ [N/mm}^2\text{]}$ | 5,47 | 4,92 | 4,67 | 6,13 | 6,40 | 5,13 | 8,75 | 7,04 | 6,35 |
| Verbundspannung $f_{bp,DIN} \text{ [N/mm}^2\text{]}$ | 3,76 | 3,54 | 3,46 | 3,46 | 3,46 | 4,06 | 3,76 | 3,94 | 4,24 |

Tabelle 6.2: Übersicht Spannkrafteinleitung bei den Spannkrafteinleitungskörpern

| | B 1 | B 2 | B 3 | B 4 | B 5 | B 6 | B 7 |
|--|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Beton | LC 35/38 ($\rho=1,4$) | LC 55/60 ($\rho=1,6$) | LC 75/85 ($\rho=1,8$) | LC 35/38 ($\rho=1,4$) | LC 55/60 ($\rho=1,6$) | LC 75/85 ($\rho=1,8$) | LC 35/38 ($\rho=1,4$) |
| Zuschlag | Liapor | Liapor | Liapor | Liapor | Liapor | Liapor | Berwillit |
| Betonalter [d] | 3 | 1 | 1 | 3 | 1 | 1 | 3 |
| $f_{icmj} \text{ [N/mm}^2\text{]}$ | 23,3 | 31,1 | 31,4 | 21,6 | 33,1 | 44,1 | 31,4 |
| $E_{icm} \text{ [N/mm}^2\text{]}$ | 11.300 | 16.700 | 19.700 | 10.900 | 16.000 | 23.300 | 13.700 |
| Spannstahlsorte | Litzen | Litzen | Litzen | Drähte | Drähte | Drähte | Drähte |
| Querschnittsfläche/Litze $A_p \text{ [mm}^2\text{]}$ | 93,6 | 93,6 | 93,6 | 111 | 111 | 111 | 111 |
| Vorspannkraft/Litze [kN] | 125 | 125 | 125 | 125 | 125 | 125 | 125 |
| Übertragungslänge $l_{bp,exp} \text{ [cm]}$ | 63,5 | 43,5 | 42,0 | 54,0 | 36,0 | 30,0 | 43,5 |
| Verbundspannung $f_{bp} \text{ [N/mm}^2\text{]}$ | 3,72 | 5,43 | 5,62 | 5,65 | 7,01 | 8,47 | 10,17 |
| Verbundspannung $f_{bp,DIN} \text{ [N/mm}^2\text{]}$ | 2,90 | 3,38 | 3,38 | 3,80 | 4,60 | 5,52 | 4,40 |

Tabelle 6.3: Übersicht Spannkrafteinleitung bei den Spannbetonträgern

In den Tabellen 6.2 und 6.3 erkennt man, dass die mit Gl. (6.2) berechneten Verbundspannungen f_{bp} größer sind als die Verbundspannungen $f_{bp,DIN}$ nach DIN 1045-1, in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung. Die Versuchsergebnisse für die Spannkrafteinleitung mit Litzen sind in Bild 6.1 den nach DIN 1045-1 bestimmten Verbundspannungen gegenübergestellt. Zusätzlich wurden die in [He02] ermittelten Ergebnisse aufgenommen.

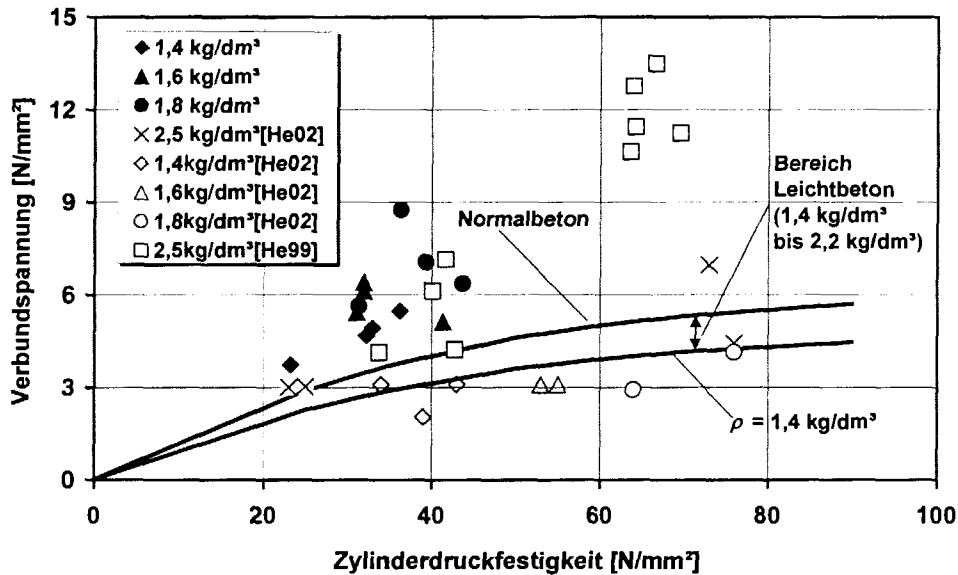


Bild 6.1: Experimentell ermittelte Verbundspannungen und Vergleich mit DIN 1045-1

Die mit Gl. (6.2) berechneten Verbundspannungen f_{bp} liegen zum größten Teil deutlich unterhalb der an vergleichbaren Versuchen an normal- und hochfestem Normalbeton [He99] bestimmten Werte (Bild 6.1). Während der Ansatz der DIN 1045-1 (Gl. 6.1) zur Bestimmung der Verbundspannung in Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit für Normalbeton [He99, He02] sowie die hier durchgeführten Spannkrafteinleitungs- und Balkenversuche gut übereinstimmt, liegen die in [He02] an Balkenversuchen für Leichtbeton ermittelten Verbundspannungen auch bei Berücksichtigung des η_I -Faktors lt. DIN 1045-1 auf der unsicheren Seite.

Da der Hoyer-Effekt einen großen Einfluss auf die Verbundspannung hat, wird hier vorgeschlagen, den η_I -Faktor lt. DIN 1045-1 durch den η_E -Faktor (Gl. (6.3)) zu ersetzen, der zur Reduzierung des E-Moduls in der DIN 1045-1 eingeführt wurde.

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad \text{mit } \rho \text{ in kg/m}^3 \quad (6.3)$$

Die Rechenwerte der Verbundspannung mit dem η_E -Faktor ergeben eine bessere Übereinstimmung (Bild 6.2).

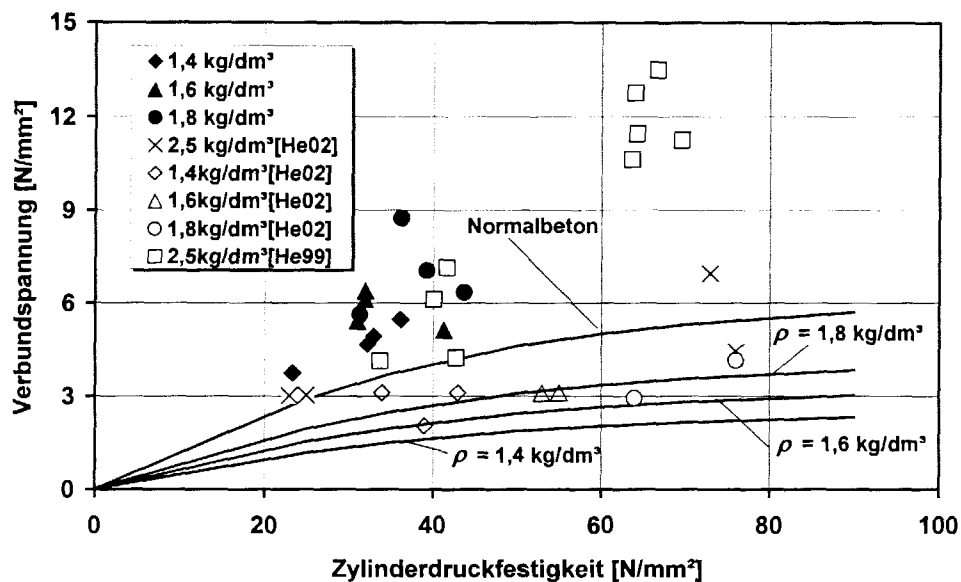


Bild 6.2: Experimentell ermittelte Verbundspannungen und Vergleich mit Modifikationsvorschlag

Somit wird folgende Bemessungsgleichung zur Bestimmung der Übertragungslänge l_{bp} vorgeschlagen:

$$l_{bp} = \alpha_1 \cdot \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bp,DIN} \cdot \eta_E} \quad (6.4)$$

Mit diesem Modifikationsvorschlag und den erhöhten Betondeckungen gegenüber Normalbeton kann der Spannkrafteinleitungsbereich für Spannstähle im sofortigen Verbund bemessen werden.

6.3 Verankerungslängen

Wie die Versuchsergebnisse zeigen, ist eine Endverankerung auch bei kurzer Auflagertiefe möglich, wenn die Zugkraft der Spannstähle aus der äußeren Beanspruchung kleiner als die eingeleitete Vorspannkraft ist. Erst beim Überschreiten der Vorspannkraft im Verankerungsbereich, d.h. der aufnehmbaren Verbundkraft, treten Biegerisse und größere Verschiebungen der Spannstähle auf, die zum Verankerungsbruch führen können. Die darüber hinaus zu verankernde Zugkraft kann zum Beispiel aus dem Überstand der Bewehrung hinter der Auflagervorderkante bzw. durch eine Betonstahlbewehrung abgedeckt werden.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist daher die Verankerung bei ungerissenem Verankerungsbereich grundsätzlich sichergestellt. Bei gerissenem Verankerungsbereich ist zwischen ungerissener und gerissener Übertragungslänge zu unterscheiden. Das daraus hinsichtlich der Nachweisführung resultierende Vorgehen ist in [He99, 1045-1, Heft 525] ausreichend dargestellt, unter Berücksichtigung der Übertragungslänge l_{bp} nach Gl. (6.4).

7 ZUSAMMENFASSUNG

Am Institut für Massivbau der RWTH Aachen wurden insgesamt 153 Ausziehversuche, 13 Spannkrafteinleitungsversuche und sieben Balkenversuche an Versuchskörpern mit sofortigem Verbund aus hochfestem Leichtbeton durchgeführt, um das Verbundverhalten von 0,5“-Litzen und gerippten Spanndrähten \varnothing 12 mm zu untersuchen. Die Untersuchungen konzentrierten sich dabei auf drei Kombinationen aus Festigkeit und Rohdichte: LC 35/38 mit $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$, LC 55/60 mit $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ und LC 75/85 mit $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$, die jeweils als hochfeste Leichtbetonen einzustufen sind. Insbesondere sollte das querdehnungsabhängige Verbundverhalten in hochfestem Leichtbeton und das Verhalten im Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich von Spannbettträgern überprüft werden.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Verbundkräfte werden insbesondere bei Litzen durch die spannungsabhängigen Querdehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannkraft erhöht.
- Die Verbundkräfte von Spannstählen in hochfestem Leichtbeton sind kleiner als in normal- und hochfestem Normalbeton.
- Die Vergleiche zwischen Blähton- und Blähschiefer-Zuschlag zeigen, dass es nicht möglich ist, ein allgemeingültiges Verbundgesetz für alle Leichtzuschläge aufzustellen.
- Über den Einfluss der Rohdichte lässt sich keine definitive Aussage treffen, da je Zusammensetzung sowohl die Betonfestigkeit als auch die Trockenrohddichte variiert wurde.
- Die Verbundspannung f_{bp} in der Übertragungslänge kann durch Abminderung der Werte für Normalbeton nach DIN 1045-1, Tabelle 7 mit dem η_E -Faktor bestimmt werden. Dies betrifft aber nicht die Gl. (54), (56), (57), in denen f_{bp} nach DIN 1045-1, Tabelle 7 anzusetzen ist und gleichzeitig der η_I -Faktor durch den η_E -Faktor zu ersetzen ist.
- Im Vergleich zu Normalbeton ergeben sich größere Übertragungslängen der Vorspannkraft. Zur Ermittlung der Übertragungslänge l_{bp} nach DIN 1045-1 Gl. (54) und der Verankerungslänge l_{ba} nach DIN 1045-1, Gl. (56) und (57) ist die Verbundspannung f_{bp} nach DIN 1045-1, Tabelle 7 anzusetzen und der Beiwert η_I durch den Beiwert η_E lt. DIN 1045-1 zu ersetzen.
- Die geringere Betonzugfestigkeit ist bei hochfestem Leichtbeton nicht ausreichend, um die Vorspannkraft ohne eine Vergrößerung der Betondeckung sicher einzuleiten. Trotz der größeren Übertragungslängen ist eine größere Betondeckung als bei Normalbeton erforderlich.
- Die Mindestwerte für Betondeckung und gegenseitigen Abstand der Spannstähle nach DIN 4227 und DIN 1045-1 sind nicht ausreichend, um eine rissfreie Spannkrafteinleitung sicherzustellen.
- Sprengrisse im Übertragungsbereich der Vorspannkraft führen zu einer unkontrollierten Vergrößerung der Eintragungslänge und können ein vorzeitiges Versagen durch einen Verankerungsbruch verursachen.
- Eine Biegerissbildung im Verankerungsbereich beeinträchtigt nicht die Verbundwirkung der Litzen durch lokale Schädigungen.
- Eine Endverankerung ist auch bei kurzer Auflagertiefe möglich, wenn die Zugkraft der Spannstähle aus der äußeren Beanspruchung kleiner als die eingeleitete Vorspannkraft ist.

- Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist die Verankerung bei ungerissenem Verankerungsbereich grundsätzlich sichergestellt. Bei gerissenem Verankerungsbereich ist zwischen ungerissener und gerissener Übertragungslänge zu unterscheiden.

Zur Ergänzung von DIN 1045-1 werden unabhängig von der Betonfestigkeit einheitliche Mindestmaße für Betondeckung und gegenseitigen Abstand der Spannstähle vorgeschlagen. Außerdem wird eine Modifizierung der Bemessungsgleichung zur Bestimmung der Übertragungslänge l_{bp} vorgestellt. Ein allgemeingültiges Verbundgesetz für alle Leichtzuschläge konnte nicht aufgestellt werden. Es sind weitere Untersuchungen erforderlich, um eine Aussage über den Einfluss der Rohdichte bei gleicher Betonfestigkeit treffen zu können.

Literaturverzeichnis

- [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
- [4226] DIN 4226: Zuschlag für Beton. April 1983
- [4227] DIN 4227, Teil 4: Spannbeton; Bauteile aus Spannbeton. Februar 1986
- [ACI] ACI Committee 304: Proposed report: Placing concrete by pumping methods. ACI Materials Journal, Technical Paper, Vol. 92, No. 4, 1995
- [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) ISSN 0046-7316
- [DIBt] DIBt: Richtlinien für die Prüfung von Spannstählen auf ihre Eignung zur Verankerung durch sofortigen Verbund. Mitteilungen IfBt 6/1980
- [EC2] Eurocode 2: Planung von Stahl- und Spannbetontragwerken, T.1-4: Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. DIN ENV 1992-1-4, 1994
- [Fa79] Falkner, H.: LB 45 für die Rheinbrücke Köln Deutz. Beton 12/79, S. 425 – 426
- [Fa00] Faust, T.: Herstellung, Tragverhalten und Bemessung von konstruktivem Leichtbeton. Dissertation, Universität Leipzig, November 2000
- [Fe03] Feist, C.: Ermittlung von Verbundgesetzen für vorgespannte Litzen und Drähte in hochfestem Leichtbeton. Studienarbeit am Institut für Massivbau der RWTH Aachen (unveröffentlicht), Oktober 2003
- [Fe91] Fergestad, S.: Bridge Structures in Norway made with High Strength Light Weight Concrete. Darmstädter Massivbau-Seminar, Band 6, 1991
- [He96] Held, M.: Hochfester Konstruktions-Leichtbeton. Beton 7/96, S. 411 – 415
- [He99] 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
- [He02] Hegger J.; Will, N.; Görtz, S.; Kommer, B.: Anwendung von hochfestem Leichtbeton bei Spannbetonbalken. Abschlußbericht Nr. 80/2002 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, Aachen Dezember 2002
- [Heft 525] Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb-Heft 525, Berlin 2003
- [Ho39] Hoyer, E.: Der Stahlsaitenbeton. Otto Elsner Verlagsgesellschaft, 1939
- [Ho92] Hoff, G. C.: High Strength Lightweight Aggregate Concrete For Artic Applications – Mobil Research and Development Corporation – .Dallas (Texas), June 1992
- [Li00] Linsel, S.; Müller, H.S.: Pumpbarer Hochleistungsleichtbeton. Hybrides Bauen mit Hochleistungswerkstoffen. Leipziger Massivbau-Seminar, Band 10, März 2000
- [MC90] Comité Euro-International du Béton: FIP Lightweight Aggregate Concrete, Recommended Extension to the Model Code 90. Bulletin 8, June 2000
- [Ni01] Nitsch, A.: Spannbetonfertigteile mit teilweiser Vorspannung aus hochfestem Beton. Dissertation RWTH Aachen, 2001
- [NS] NS 3473, Norwegian Standard: Concrete structures- design rules. November 1992

- [RILEM] RILEM / CEB / FIP RECOMMENDATION RC 6: Bond Test Reinforcing Steel. 2. Pull-Out Test, 1st Edition April 1978
- [Ro02] Rohde, C.: Verbundverankerungsverhalten von hochfestem Leichtbeton. Diplomarbeit am Institut für Massivbau der RWTH Aachen (unveröffentlicht), Juli 2002
- [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
- [Wi91] Wiig, M.: Lightweight aggregate (LWA) in high strength concrete. Application in long-span bridgeconstruction, FIB Symposium in Beijing, September 1991

ANHANG A: ERGEBNISSE DER AUSZIEHVERSUCHE

- A0) Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse
- A1) Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei den Ausziehversuchen
- A2) Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei den Ausziehversuchen im Vergleich mit den ermittelten Verbundgesetzen
- A3) Zusammenstellung der ermittelten Verbundspannungen bei unterschiedlichem Schlupf s

A0) Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse

| Betonfestigkeit/ Rohdichte | Betonrezepturen | Bezogene Betondeckung c / d_p | Beton- alter | Litzen/ Drähte | Serien Nr. | Variation |
|--|---------------------------|---------------------------------------|-----------------|-------------------|---------------|--------------------|
| LC 35/38 $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ | IMB III LC 35/38 - 1,4 | 5,5 (constant) | 14d | Litzen | 3 | Standard |
| | IMB III LC 35/38 - 1,4 | 5,5 (constant) | 24h | Litzen | 12 | Zeit |
| | IMB V LC 35/38 B - 1,4 | 5,5 (constant) | 14d | Litzen | 6 | Rezeptur |
| | IMB V LC 35/38 B - 1,4 | 5,5 (constant) | 24h | Litzen | 13 | Rezeptur/ Zeit |
| | IMB III LC 35/38 - 1,4 | 5,75 (constant) | 14d | Drähte | 11 | Draht |
| | IMB V LC 35/38 B - 1,4 | 5,75 (constant) | 14d | Drähte | 10 | Rezeptur/ Draht |
| | IMB III LC 35/38 - 1,4 | Variieren (2,0; 3,0; 5,5) | 14d | Litzen | 14 | Beton- deckung |
| LC 55/60 $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ | IMB II LC 55/60 - 1,6 | 5,5 (constant) | 14d | Litzen | 1 | Standard |
| | IMB II LC 55/60 - 1,6 | 5,5 (constant) | 24h | Litzen | 4 | Zeit |
| | IMB II LC 55/60 - 1,6 | 5,75 (constant) | 14d | Drähte | 8 | Draht |
| | IMB II LC 55/60 - 1,6 | 5,75 (constant) | 24h | Drähte | 9 | Draht / Zeit |
| | IMB II LC 55/60 - 1,6 | Variieren (2,0; 3,0; 5,5) | 14d | Litzen | 15 | Beton- deckung |
| LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ | IMB I LC 75/85 - 1,8 | 5,5 (constant) | 14d | Litzen | 2 | Standard |
| | IMB I LC 75/85 - 1,8 | 5,5 (constant) | 24h | Litzen | 5 | Zeit |
| | IMB I LC 75/85 - 1,8 | 5,75 (constant) | 14d | Drähte | 17 | Draht |
| | IMB I LC 75/85 - 1,8 | Variieren (2,0; 3,0; 5,5) | 14d | Litzen | 16 | Beton- deckung |
| C 90/105 | - | 5,5 (constant) | 14d | Litzen | 7 | HSC (Vergleich) |

Tabelle A0.1: Versuchsprogramm der Ausziehversuche

| Betonart | Serie | Festigkeiten zum Versuchszeitpunkt | | | | Rohdichten | | Güte |
|-----------|-------|---|---|---|---------------------------------|---|--|---|
| | | Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²] | Spaltzug- festigkeit [N/mm ²] | Biegezug- festigkeit [N/mm ²] | E-Modul [N/mm ²] | Trocken- rohndichte [kg/dm ³] | Frisch- beton- rohndichte [kg/dm ³] | Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²] |
| LC 35/38 | 3 | 53,3 | 2,24 | 3,12 | 15.400 | 1,38 | 1,68 | 55,3 |
| | 11 | 47,9 | 1,82 | 3,02 | 14.900 | 1,32 | 1,67 | 50,0 |
| | 12 | 24,2 | 1,98 | 3,54 | 11.500 | 1,34 | 1,65 | 51,4 |
| | 14 | 44,7 | 1,85 | - | 13.400 | 1,33 | 1,67 | 46,0 |
| LC 35/38B | 6 | 57,6 | 2,00 | 4,40 | 19.300 | 1,48 | - | 58,2 |
| | 10 | 46,2 | - | - | 16.800 | 1,38 | 1,69 | 46,2 |
| | 13 | 23,7 | 2,01 | 3,47 | 12.100 | 1,38 | - | 49,5 |
| LC 55/60 | 1 | 70,7 | - | 3,18 | 20.100 | 1,61 | 1,84 | 75,0 |
| | 4 | 36,2 | 2,40 | 4,24 | 15.600 | 1,58 | - | 69,1 |
| | 8 | 68,6 | 2,29 | 3,75 | 20.300 | 1,58 | 1,90 | 81,2 |
| | 9 | 35,7 | 2,05 | 4,50 | 15.600 | 1,60 | 1,90 | 74,3 |
| | 15 | 63,6 | 2,46 | 2,64 | 17.900 | 1,58 | 1,87 | - |
| LC 75/85 | 2 | 93,4 | 2,97 | 5,09 | 26.200 | 1,81 | 2,01 | 88,2 |
| | 5 | 50,4 | 2,93 | 4,56 | 22.400 | 1,86 | - | 87,6 |
| | 16 | 71,0 | 2,90 | 4,59 | 23.700 | 1,82 | 1,99 | 82,2 |
| | 17 | 77,9 | 3,58 | 5,55 | 25.600 | - | 2,04 | 89,3 |
| C 90/100 | 7 | 100,6 | 5,09 | 8,46 | 44.000 | - | 2,44 | 111,4 |

Tabelle A0.2: 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 | 92,9 | 1574 | 1894 | 1,203 | 195600 |

Tabelle A0.3: Gemessene 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 | 1457 | 1627 | 1,117 | 204100 |

Tabelle A0.4: Gemessene Materialkennwerte des verwendeten Spanndrahts \varnothing 12 mm

A1) Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei den Ausziehversuchen

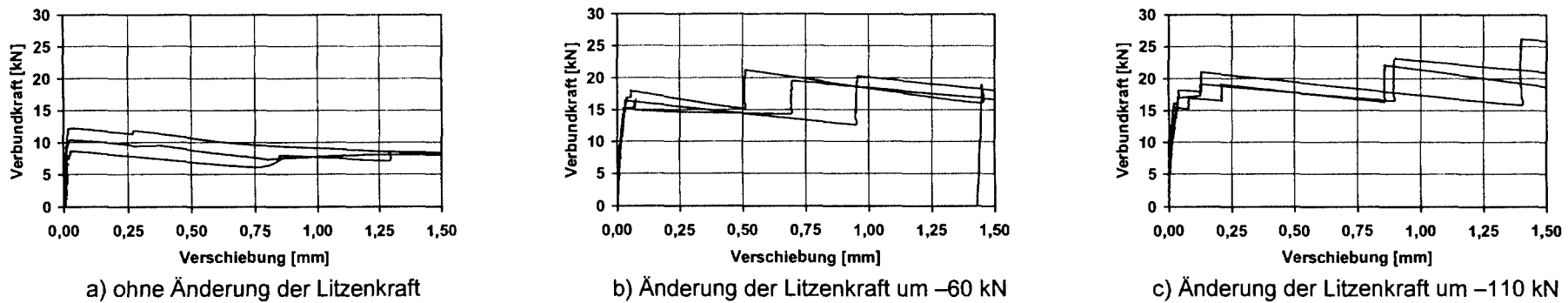


Bild A1.1: Serie 1, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{ick,cube} = 70,7 \text{ N/mm}^2$)

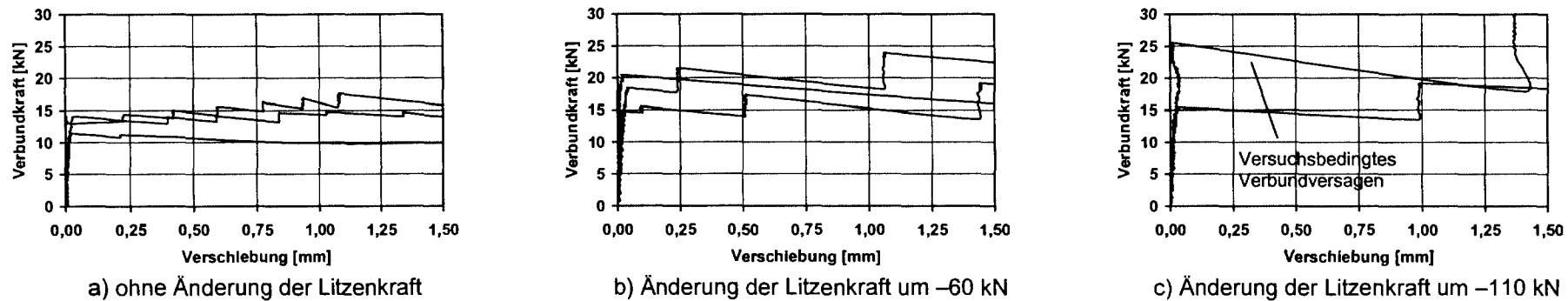


Bild A1.2: Serie 2, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{ick,cube} = 93,4 \text{ N/mm}^2$)

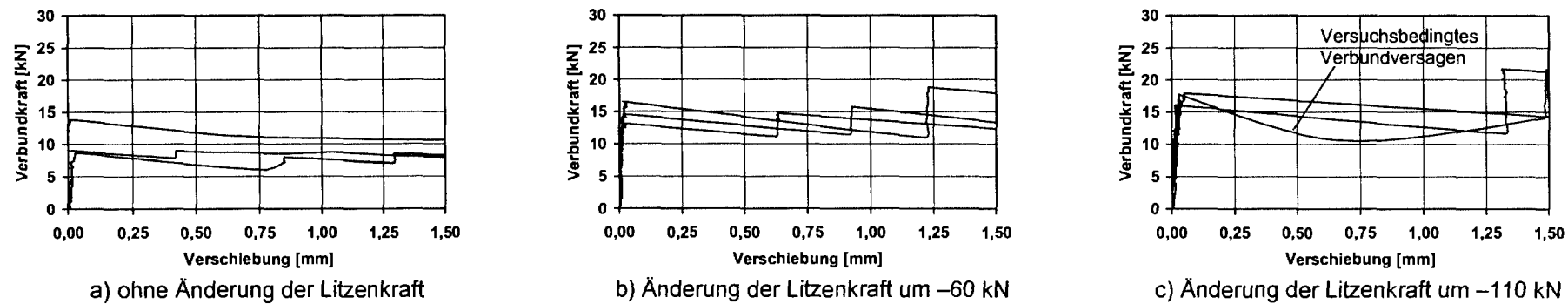
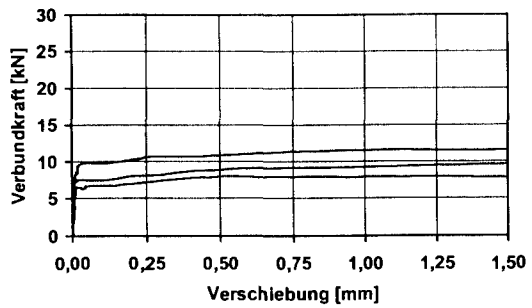
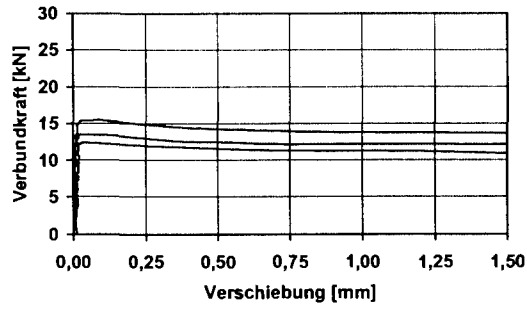


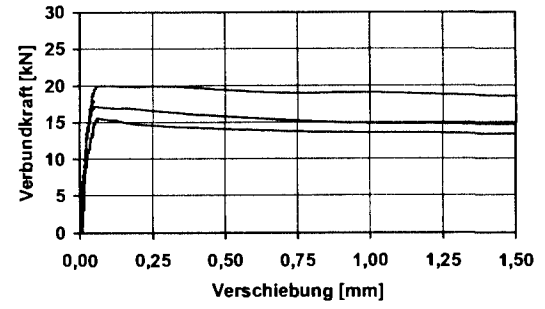
Bild A1.3: Serie 3, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{ick,cube} = 53,3 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

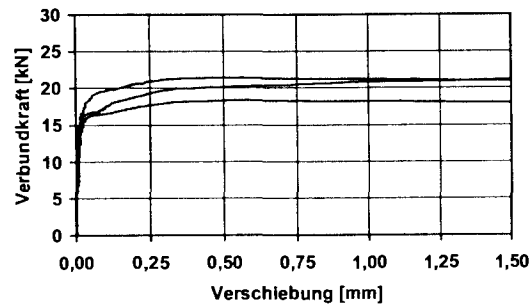


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

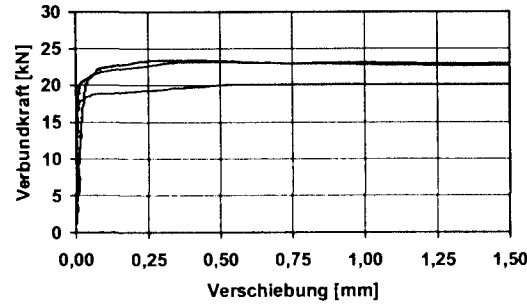


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

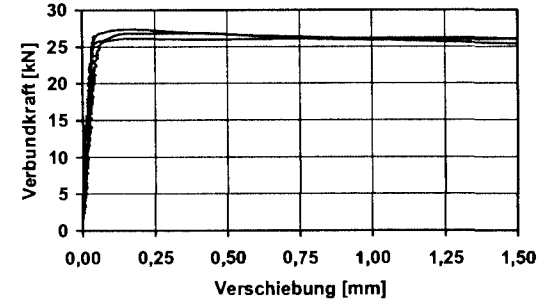
Bild A1.4: Serie 4, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (24 Stunden: $f_{lck,cube} = 36,2 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

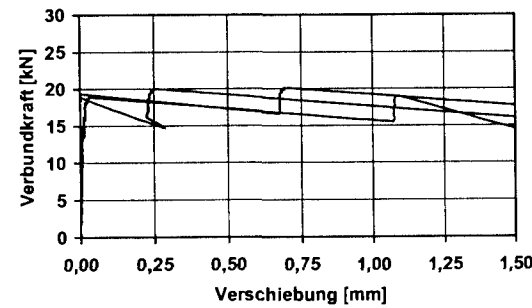


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

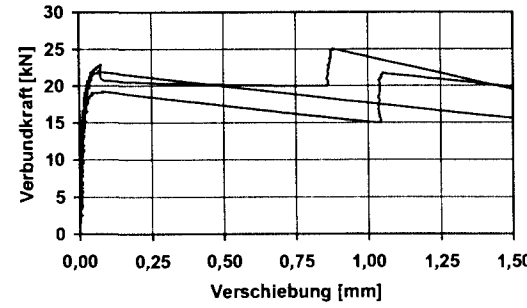


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

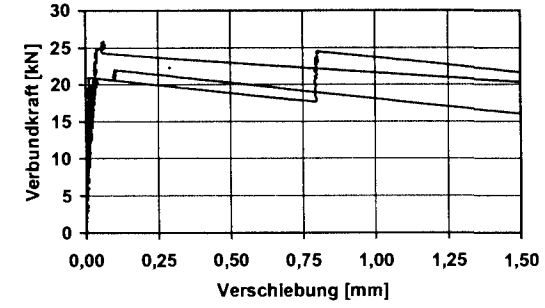
Bild A1.5: Serie 5, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (24 Stunden: $f_{lck,cube} = 50,4 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

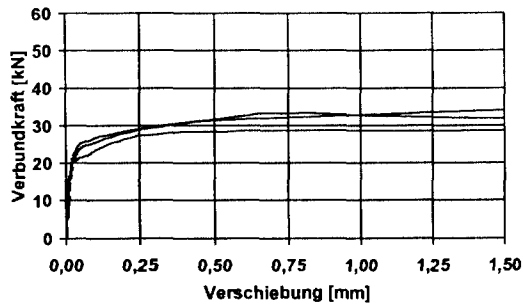


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

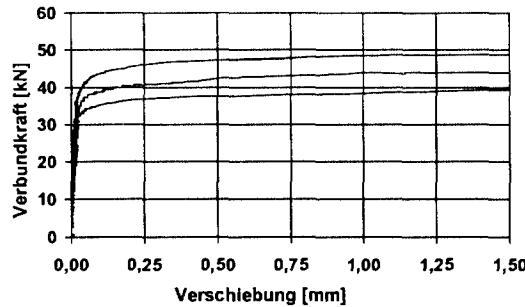


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

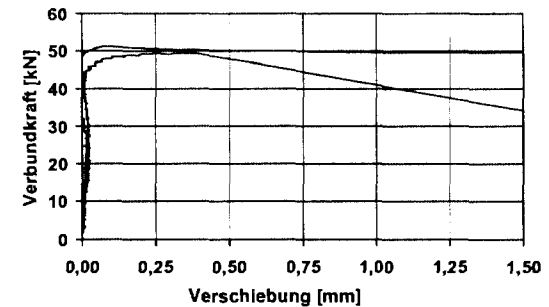
Bild A1.6: Serie 6, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38 B; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 57,6 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

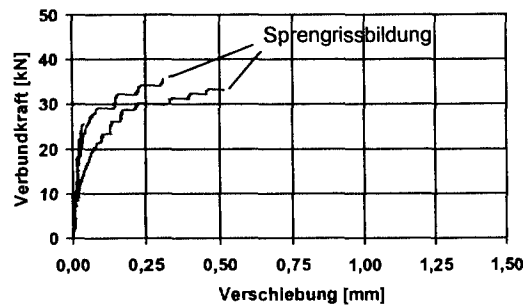


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

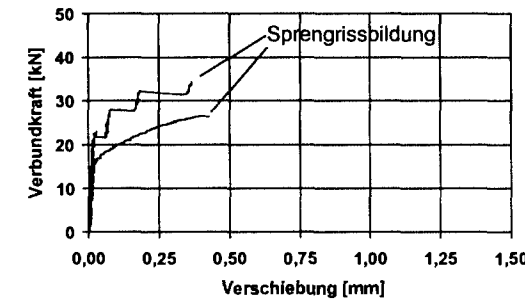


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

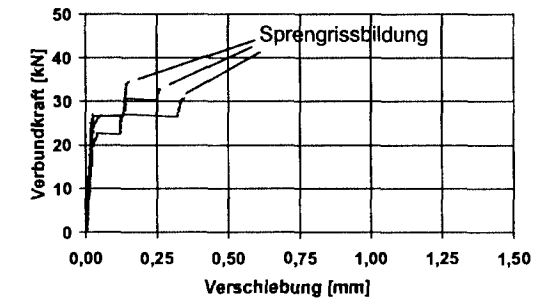
Bild A1.7: Serie 7, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für C 90/105; $\rho = 2,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{ck,cube} = 100,6 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

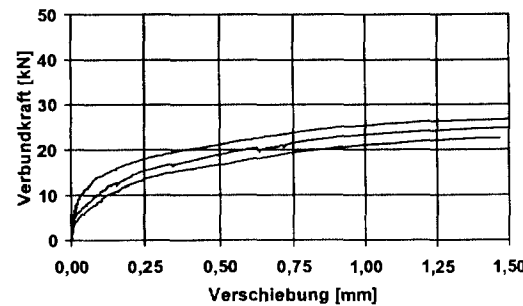


b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

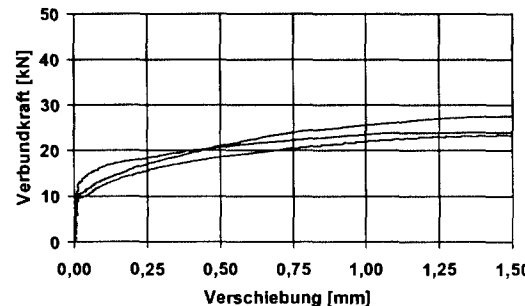


c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

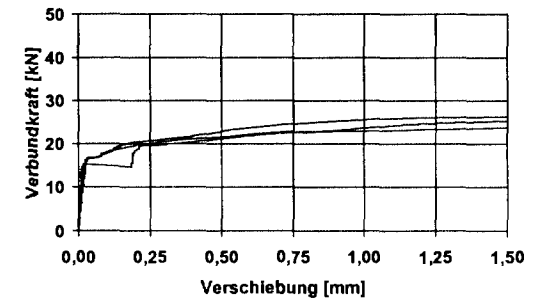
Bild A1.8: Serie 8, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{1ck,cube} = 68,6 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

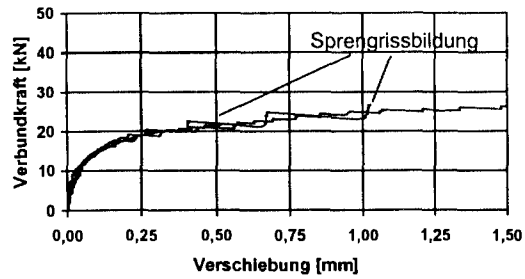


b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

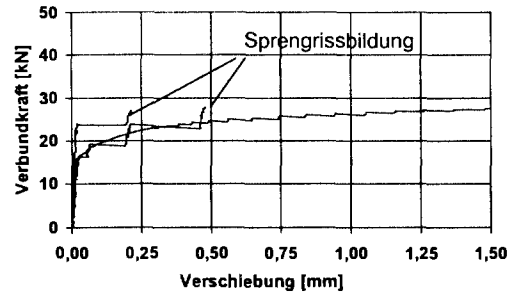


c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

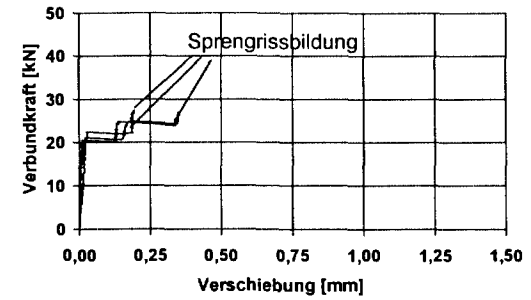
Bild A1.9: Serie 9, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (24 Stunden: $f_{1ck,cube} = 35,7 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

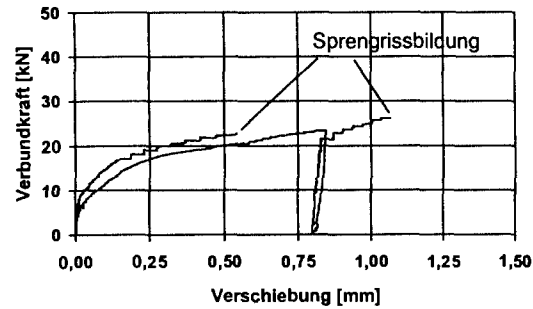


b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

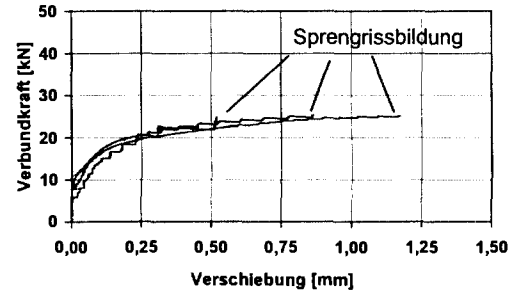


c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

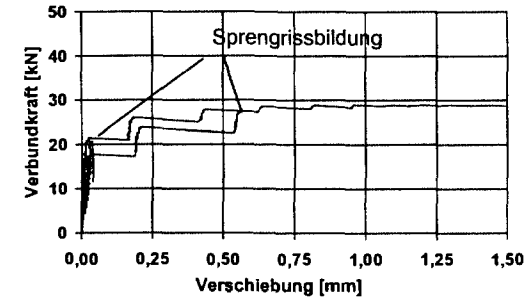
Bild A1.10: Serie 10, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38 B; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{ick,cube} = 45,8 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

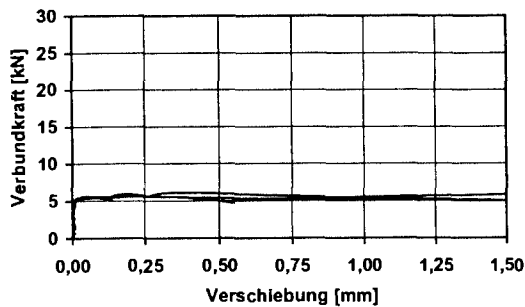


b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

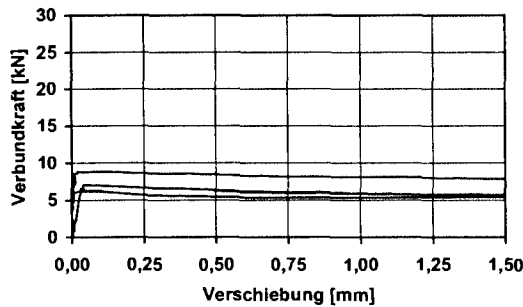


c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

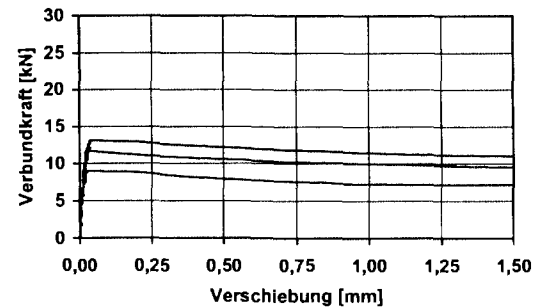
Bild A1.11: Serie 11, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{ick,cube} = 47,9 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

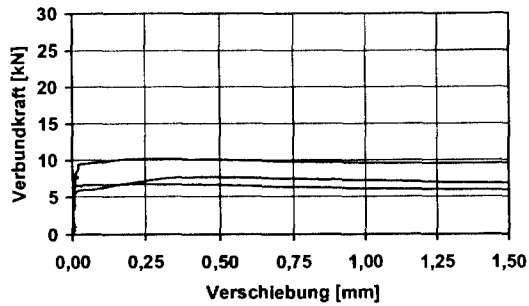


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

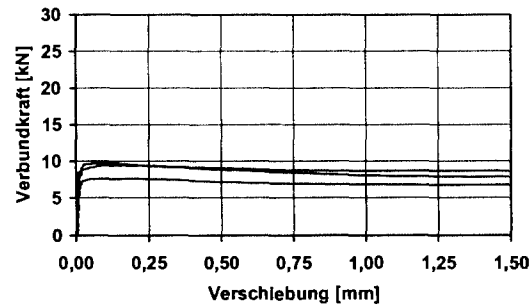


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

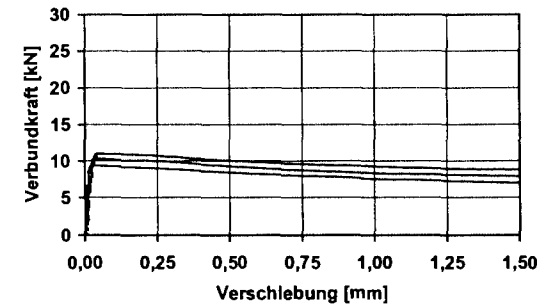
Bild A1.12: Serie 12, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (24 Stunden: $f_{ick,cube} = 24,2 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

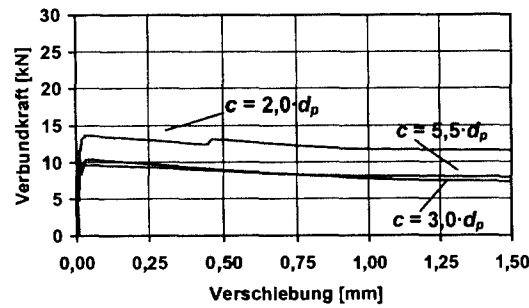


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

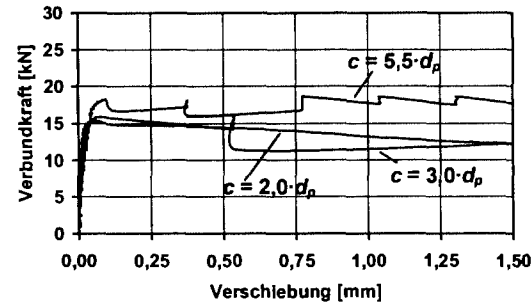


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

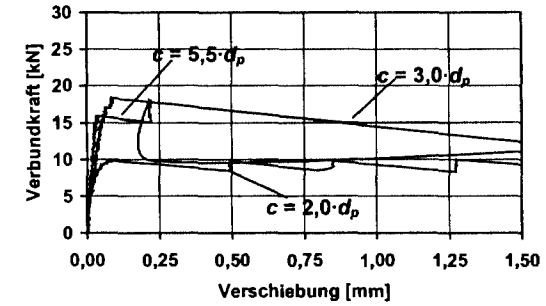
Bild A1.13: Serie 13, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38 B; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (24 Stunden: $f_{lck,cube} = 23,7 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

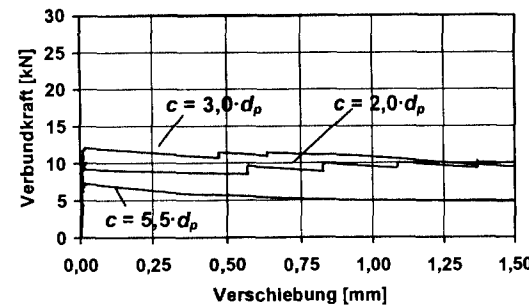


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

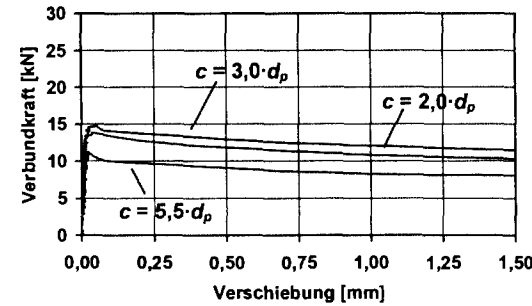


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

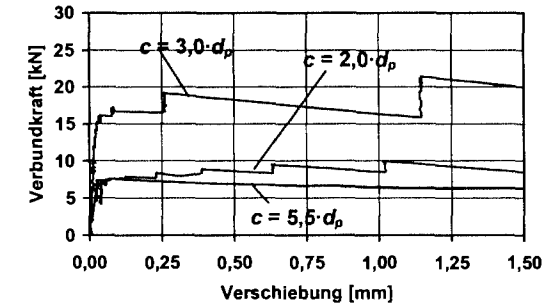
Bild A1.14: Serie 14, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 44,7 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

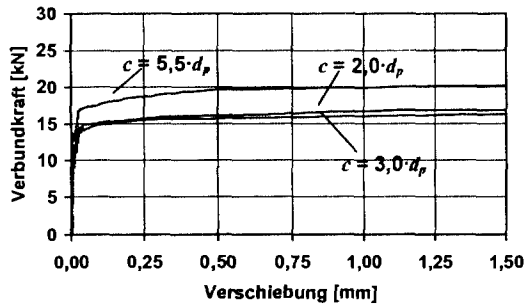


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

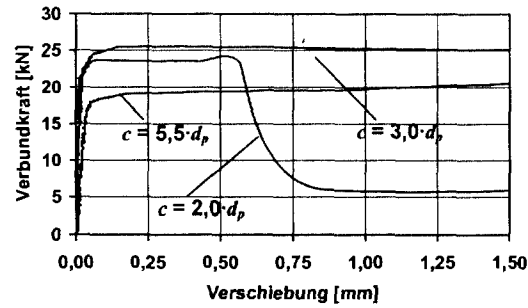


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

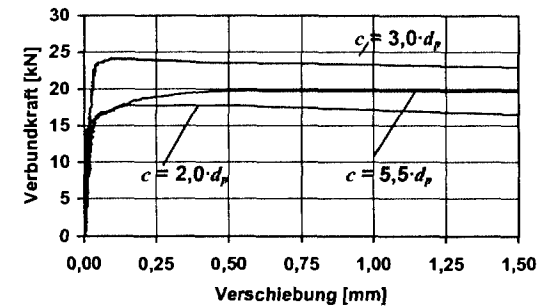
Bild A1.15: Serie 15, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 63,6 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

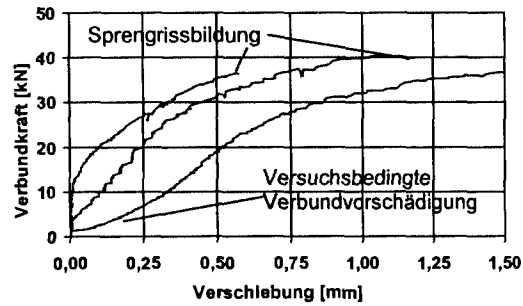


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

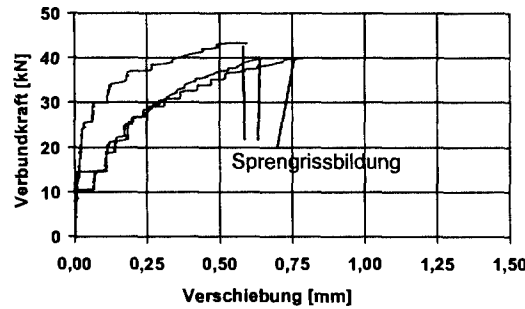


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

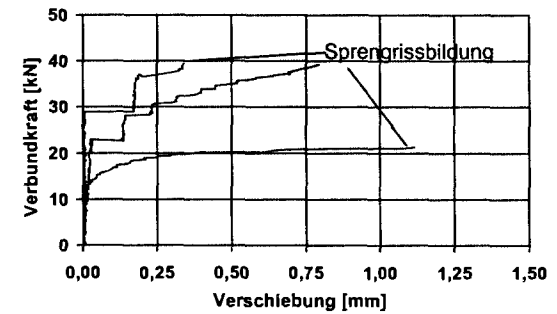
Bild A1.16: Serie 16, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 71,0 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft



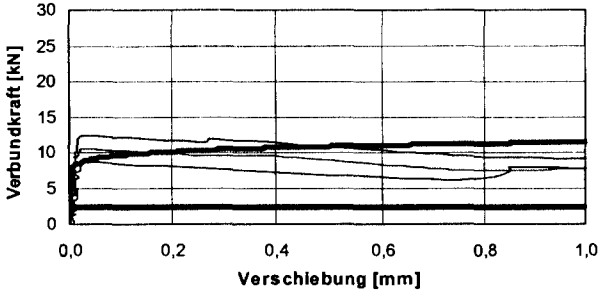
b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN



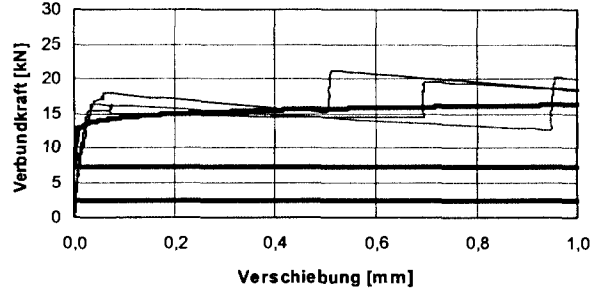
c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild A1.17: Serie 17, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 77,9 \text{ N/mm}^2$)

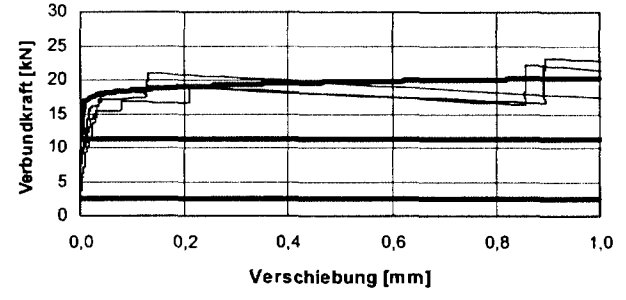
A2) Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei den Ausziehversuchen im Vergleich mit den ermittelten Verbundgesetzen



a) ohne Änderung der Litzenkraft

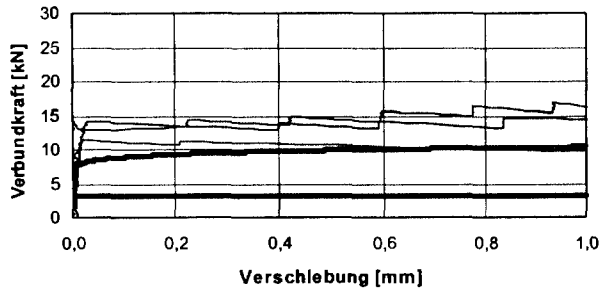


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

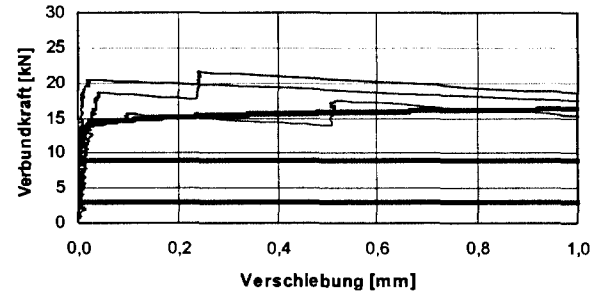


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

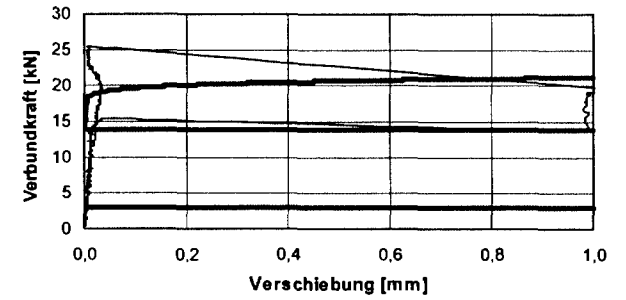
Bild A2.1: Serie 1, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 70,7 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

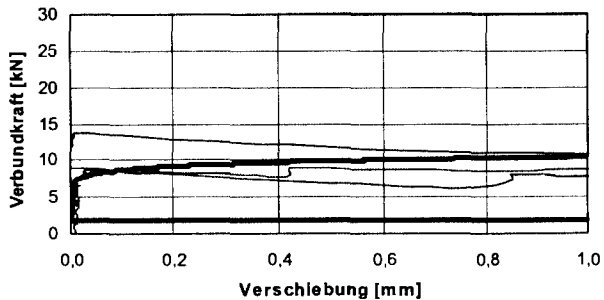


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

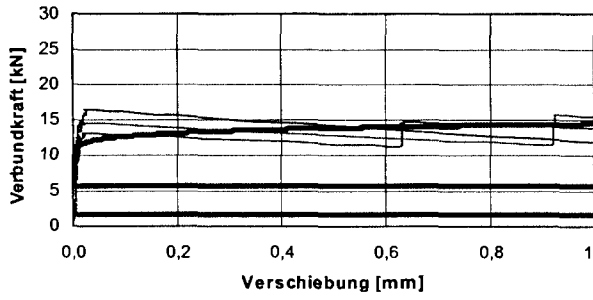


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

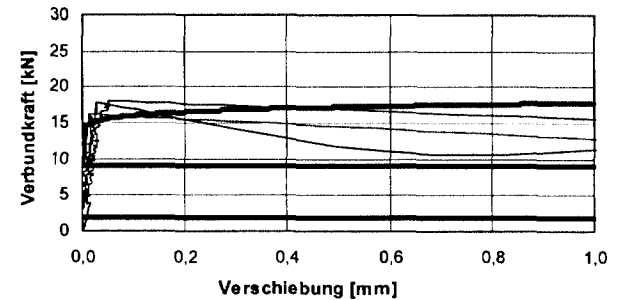
Bild A2.2: Serie 2, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 93,4 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

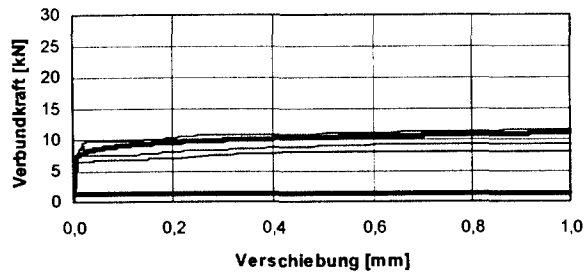


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

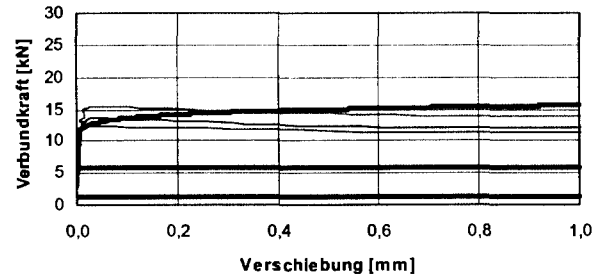


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

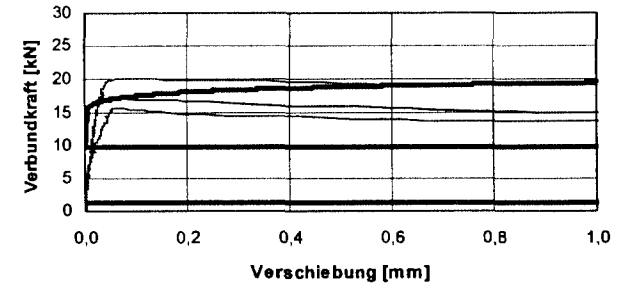
Bild A2.3: Serie 3, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 53,3 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

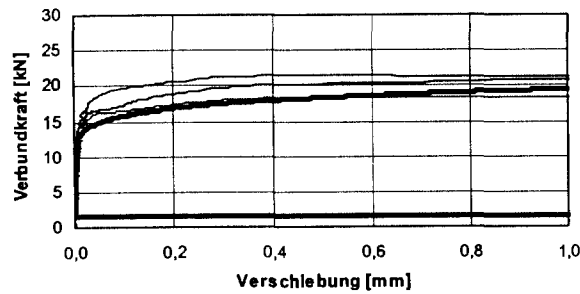


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

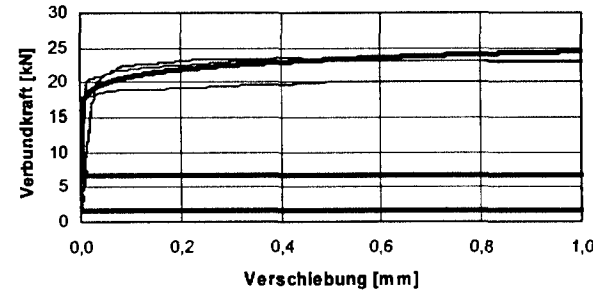


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

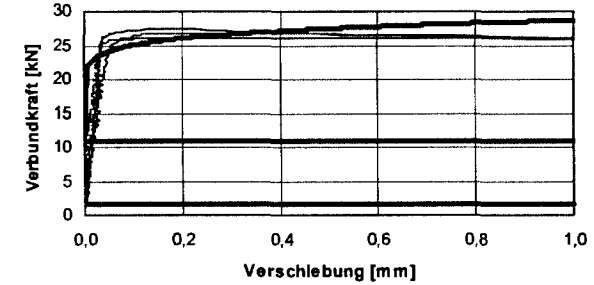
Bild A2.4: Serie 4, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (24 Stunden: $f_{lck,cube} = 36,2 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

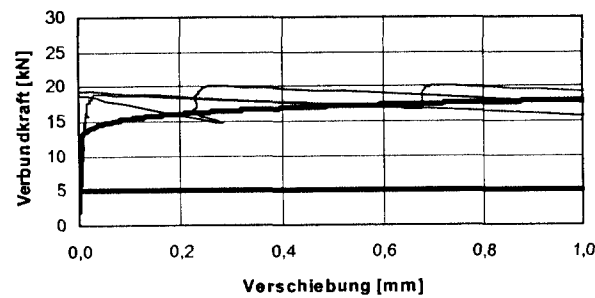


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

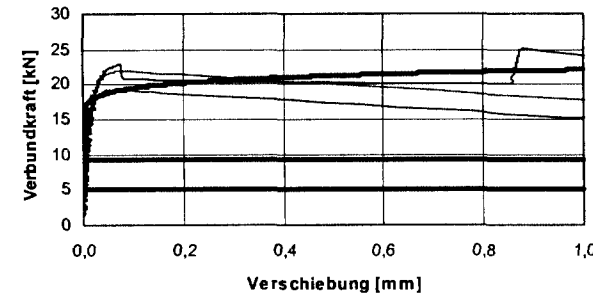


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

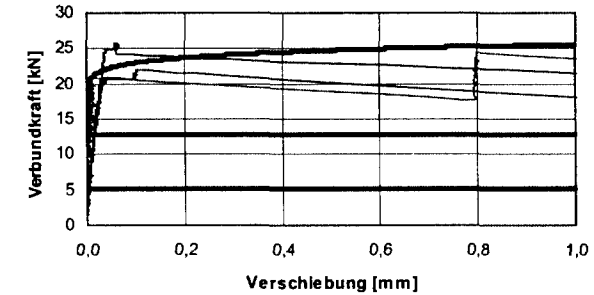
Bild A2.5: Serie 5, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (24 Stunden: $f_{lck,cube} = 50,4 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

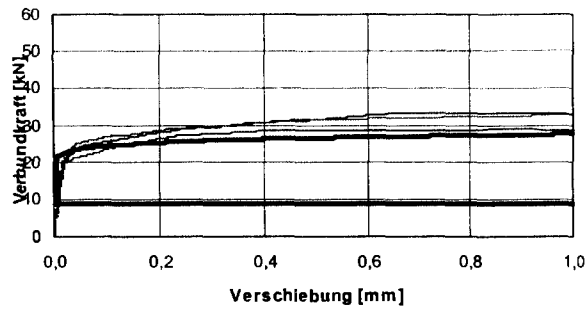


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

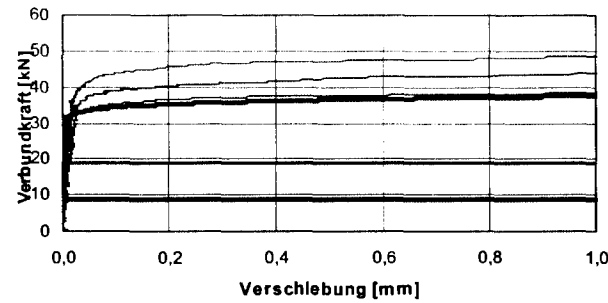


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

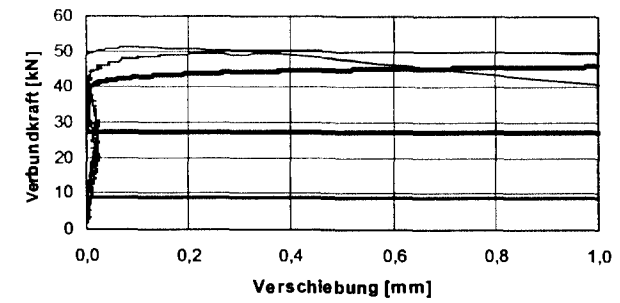
Bild A2.6: Serie 6, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38 B; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 57,6 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

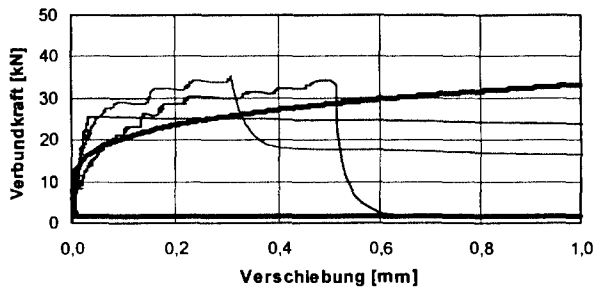


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

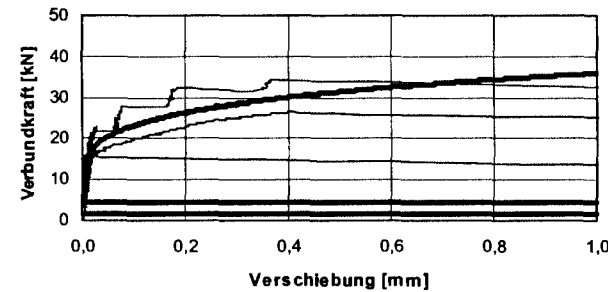


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

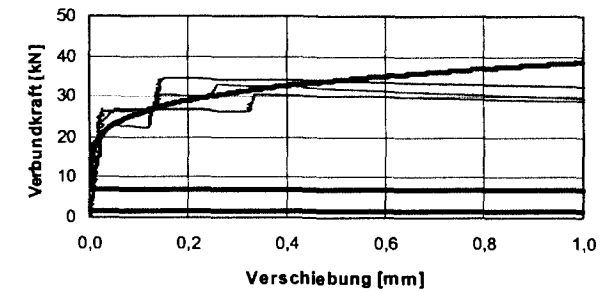
Bild A2.7: Serie 7, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für C 90/105; $\rho = 2,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{ck,cube} = 100,6 \text{ N/mm}^2$) nach [Ni01]



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

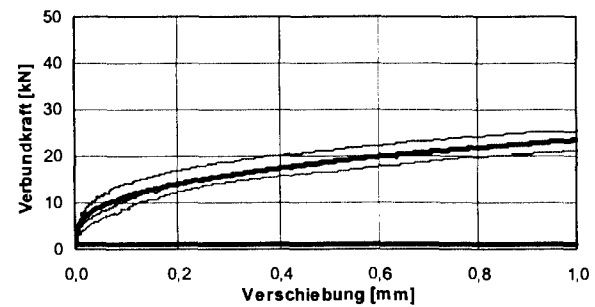


b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

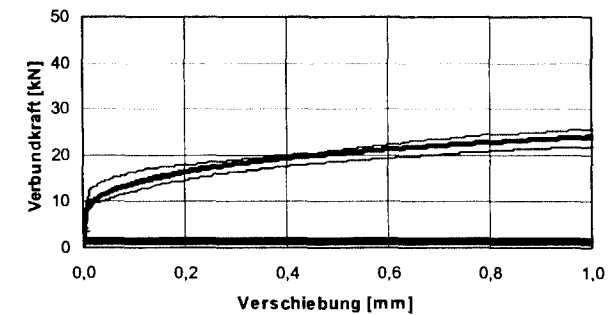


c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

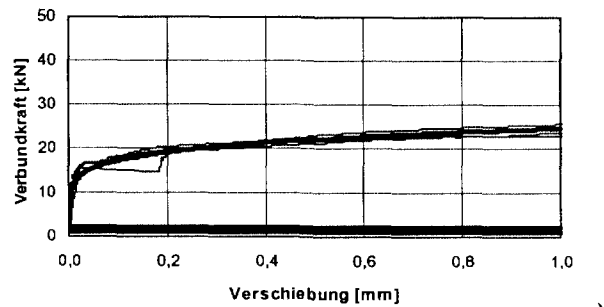
Bild A2.8: Serie 8, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 68,6 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

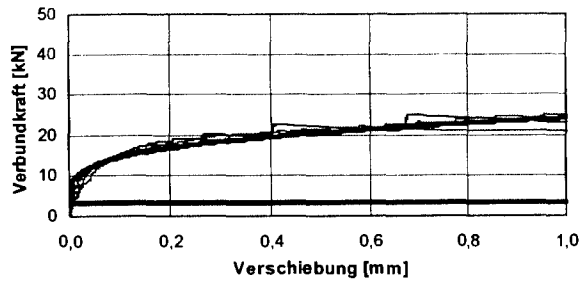


b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

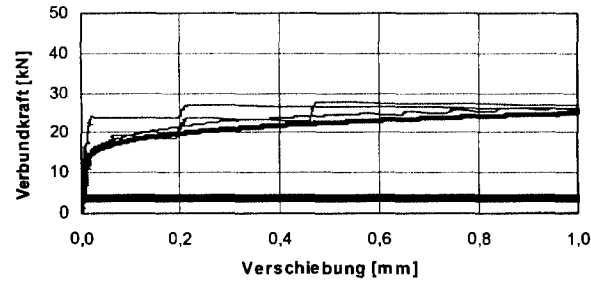


c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

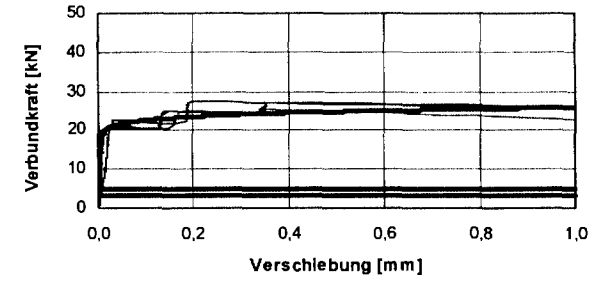
Bild A2.9: Serie 9, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (24 Stunden: $f_{lck,cube} = 35,7 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

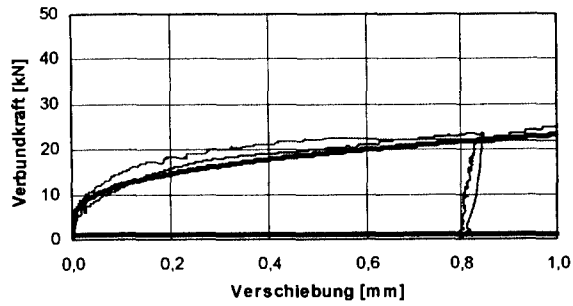


b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

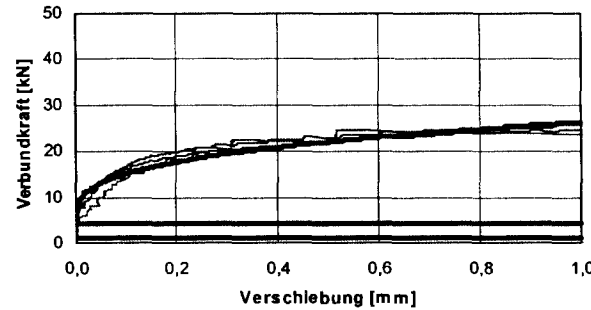


c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

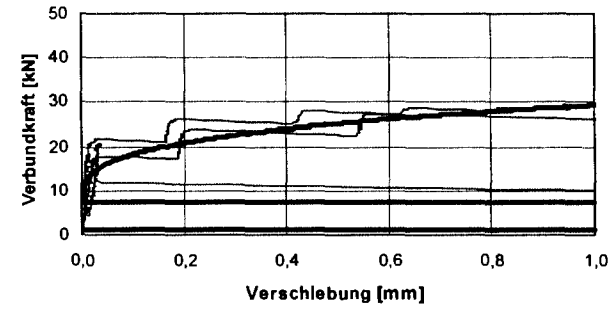
Bild A2.10: Serie 10, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38 B; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 45,8 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

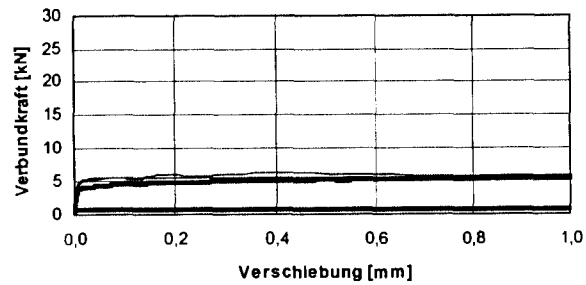


b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

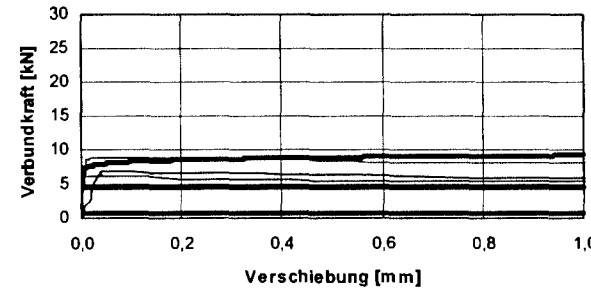


c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

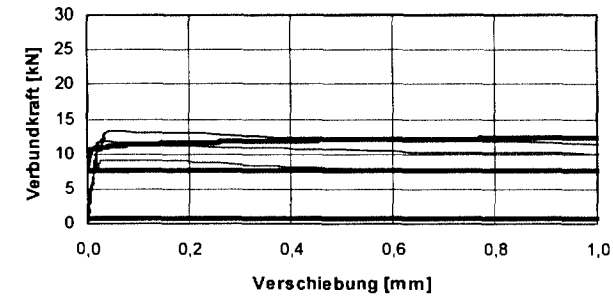
Bild A2.11: Serie 11, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 47,9 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

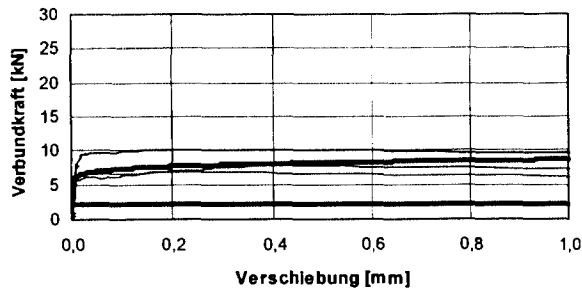


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

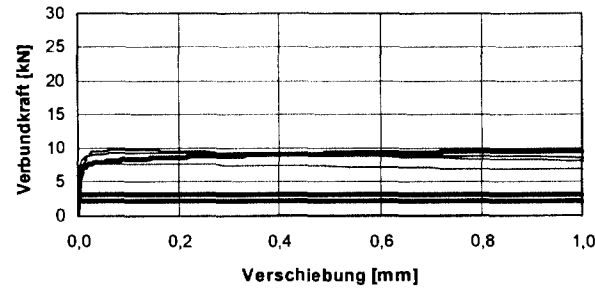


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

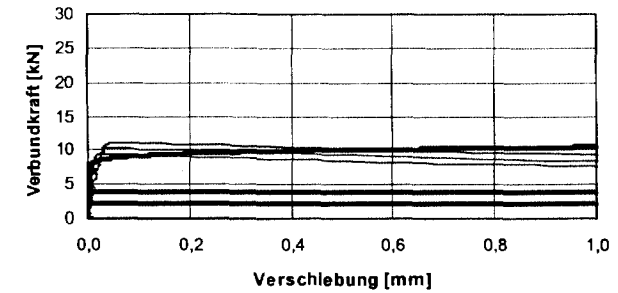
Bild A2.12: Serie 12, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (24 Stunden: $f_{lck,cube} = 24,2 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft



b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN



c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A2.13: Serie 13, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38 B; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (24 Stunden: $f_{lck,cube} = 23,7 \text{ N/mm}^2$)

Keine explizite Anwendung der Verbundgesetze auf die exzentrischen Versuche!!!

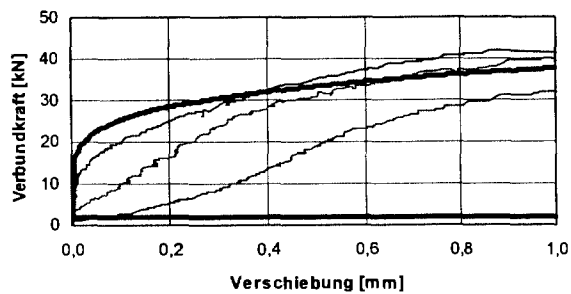
Bild A2.14: Serie 14, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 44,7 \text{ N/mm}^2$)

Keine explizite Anwendung der Verbundgesetze auf die exzentrischen Versuche!!!

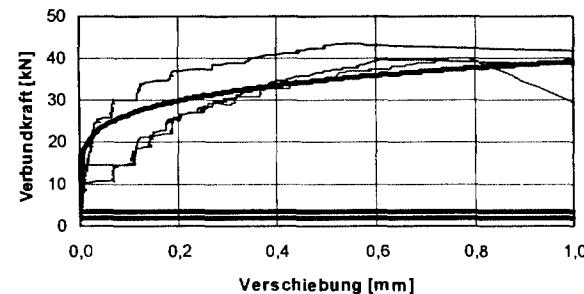
Bild A2.15: Serie 15, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 63,6 \text{ N/mm}^2$)

Keine explizite Anwendung der Verbundgesetze auf die exzentrischen Versuche!!!

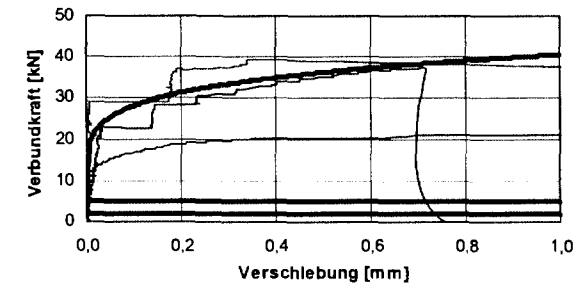
Bild A2.16: Serie 16, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 71,0 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft



b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN



c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild A2.17: Serie 17, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (14 Tage: $f_{lck,cube} = 77,9 \text{ N/mm}^2$)

A3) Zusammenstellung der Verbundspannungen bei unterschiedlichem Schlupf s

| Beton- sorte | Ver- suchs- serie | Ablass- grad der Vor- spann- kraft | Würfelfestigkeit $f_{Ick,cube}$ [N/mm ²] | Schlupf $s = 0,01$ mm | | | | Schlupf $s = 0,02$ mm | | | |
|-----------------|-------------------------|--|--|-----------------------|---------------|------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|---------------|------------------------------|-------------------------------------|
| | | | | $F_{0,01}$ | $\tau_{0,01}$ | $\tau_{0,01} / f_{Ick,cube}$ | $\tau_{0,01} / \sqrt{f_{Ick,cube}}$ | $F_{0,02}$ | $\tau_{0,02}$ | $\tau_{0,02} / f_{Ick,cube}$ | $\tau_{0,02} / \sqrt{f_{Ick,cube}}$ |
| LC 35/38 | 3 (Litze) | 0% | 53,3 | 10,01 | 4,30 | 0,08 | 0,59 | 10,09 | 4,34 | 0,08 | 0,59 |
| | | 50% | | 11,23 | 4,83 | 0,09 | 0,66 | 14,09 | 6,06 | 0,11 | 0,83 |
| | | 100% | | 7,46 | 3,21 | 0,06 | 0,44 | 12,64 | 5,43 | 0,10 | 0,74 |
| | 11 (Draht) | 0% | 47,9 | 5,94 | 3,28 | 0,07 | 0,47 | 7,62 | 4,21 | 0,09 | 0,61 |
| | | 50% | | 8,01 | 4,42 | 0,09 | 0,64 | 8,70 | 4,81 | 0,10 | 0,69 |
| | | 100% | | 9,84 | 5,44 | 0,11 | 0,79 | 15,40 | 8,51 | 0,18 | 1,23 |
| | 12 (Litze) | 0% | 24,2 | 3,85 | 1,65 | 0,07 | 0,34 | 4,98 | 2,14 | 0,09 | 0,44 |
| | | 50% | | 5,34 | 2,29 | 0,09 | 0,47 | 6,13 | 2,63 | 0,11 | 0,54 |
| | | 100% | | 6,48 | 2,79 | 0,12 | 0,57 | 8,61 | 3,70 | 0,15 | 0,75 |
| LC 35/38B | 6 (Litze) | 0% | 57,6 | 17,15 | 7,37 | 0,13 | 0,97 | 17,74 | 7,62 | 0,13 | 1,00 |
| | | 50% | | 12,63 | 5,43 | 0,09 | 0,72 | 16,46 | 7,07 | 0,12 | 0,93 |
| | | 100% | | 11,99 | 5,15 | 0,09 | 0,68 | 17,44 | 7,49 | 0,13 | 0,99 |
| | 10 (Draht) | 0% | 46,2 | 4,86 | 2,69 | 0,06 | 0,40 | 7,20 | 3,98 | 0,09 | 0,59 |
| | | 50% | | 12,33 | 6,81 | 0,15 | 1,00 | 17,87 | 9,88 | 0,21 | 1,45 |
| | | 100% | | 14,68 | 8,11 | 0,18 | 1,19 | 19,52 | 10,79 | 0,23 | 1,59 |
| | 13 (Litze) | 0% | 23,7 | 6,64 | 2,86 | 0,12 | 0,59 | 6,89 | 2,96 | 0,13 | 0,61 |
| | | 50% | | 7,53 | 3,24 | 0,14 | 0,67 | 8,35 | 3,59 | 0,15 | 0,74 |
| | | 100% | | 4,01 | 1,72 | 0,07 | 0,35 | 7,66 | 3,29 | 0,14 | 0,68 |
| LC 55/60 | 1 (Litze) | 0% | 70,7 | 7,06 | 3,03 | 0,04 | 0,36 | 9,87 | 4,24 | 0,06 | 0,50 |
| | | 50% | | 7,47 | 3,21 | 0,05 | 0,38 | 12,52 | 5,38 | 0,08 | 0,64 |
| | | 100% | | 10,52 | 4,52 | 0,06 | 0,54 | 13,85 | 5,95 | 0,08 | 0,71 |
| | 4 (Litze) | 0% | 36,2 | 7,13 | 3,07 | 0,08 | 0,51 | 7,50 | 3,22 | 0,09 | 0,54 |
| | | 50% | | 12,10 | 5,20 | 0,14 | 0,86 | 13,63 | 5,86 | 0,16 | 0,97 |
| | | 100% | | 8,14 | 3,50 | 0,10 | 0,58 | 11,93 | 5,13 | 0,14 | 0,85 |
| | 8 (Draht) | 0% | 68,6 | 8,42 | 4,65 | 0,07 | 0,56 | 14,85 | 8,21 | 0,12 | 0,99 |
| | | 50% | | 12,16 | 6,72 | 0,10 | 0,81 | 19,36 | 10,70 | 0,16 | 1,29 |
| | | 100% | | 10,88 | 6,01 | 0,09 | 0,73 | 20,29 | 11,21 | 0,16 | 1,35 |
| | 9 (Draht) | 0% | 35,7 | 4,60 | 2,54 | 0,07 | 0,43 | 6,05 | 3,34 | 0,09 | 0,56 |
| | | 50% | | 9,63 | 5,32 | 0,15 | 0,89 | 11,11 | 6,14 | 0,17 | 1,03 |
| | | 100% | | 11,02 | 6,09 | 0,17 | 1,02 | 14,15 | 7,82 | 0,22 | 1,31 |
| LC 75/85 | 2 (Litze) | 0% | 93,4 | 10,36 | 4,45 | 0,05 | 0,46 | 12,30 | 5,29 | 0,06 | 0,55 |
| | | 50% | | 11,25 | 4,84 | 0,05 | 0,50 | 13,29 | 5,71 | 0,06 | 0,59 |
| | | 100% | | 9,58 | 4,12 | 0,04 | 0,43 | 13,49 | 5,80 | 0,06 | 0,60 |
| | 5 (Litze) | 0% | 50,4 | 12,80 | 5,50 | 0,11 | 0,77 | 15,39 | 6,62 | 0,13 | 0,93 |
| | | 50% | | 15,45 | 6,64 | 0,13 | 0,94 | 17,97 | 7,72 | 0,15 | 1,09 |
| | | 100% | | 9,33 | 4,01 | 0,08 | 0,56 | 14,38 | 6,18 | 0,12 | 0,87 |
| | 17 (Draht) | 0% | 77,9 | 5,14 | 2,84 | 0,04 | 0,32 | 8,91 | 4,92 | 0,06 | 0,56 |
| | | 50% | | 12,13 | 6,71 | 0,09 | 0,76 | 16,09 | 8,89 | 0,11 | 1,01 |
| | | 100% | | 16,77 | 9,27 | 0,12 | 1,05 | 22,49 | 12,43 | 0,16 | 1,41 |
| C 90/105 | 7 (Litze) | 0% | 100,6 | 13,16 | 5,66 | 0,06 | 0,56 | 18,91 | 8,13 | 0,08 | 0,81 |
| | | 50% | | 22,39 | 9,62 | 0,10 | 0,96 | 31,65 | 13,60 | 0,14 | 1,36 |
| | | 100% | | 15,46 | 6,64 | 0,07 | 0,66 | 38,99 | 16,76 | 0,17 | 1,67 |

Tabelle A3.1: 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%

| Beton- sorte | Ver- suchs- serie | Ablass- grad der Vor- spann- kraft | Würfelfest- keit $f_{ick,cube}$ [N/mm ²] | Schlupf $s = 0,05$ mm | | | | Schlupf $s = 0,1$ mm | | | |
|-----------------|-------------------------|--|---|-----------------------|---------------|------------------------------|-------------------------------------|----------------------|--------------|-----------------------------|------------------------------------|
| | | | | $F_{0,05}$ | $\tau_{0,05}$ | $\tau_{0,05} / f_{ick,cube}$ | $\tau_{0,05} / \sqrt{f_{ick,cube}}$ | $F_{0,1}$ | $\tau_{0,1}$ | $\tau_{0,1} / f_{ick,cube}$ | $\tau_{0,1} / \sqrt{f_{ick,cube}}$ |
| LC 35/38 | 3 (Litze) | 0% | 53,3 | 10,30 | 4,43 | 0,08 | 0,61 | 10,70 | 4,60 | 0,09 | 0,63 |
| | | 50% | | 14,73 | 6,33 | 0,12 | 0,87 | 17,34 | 7,45 | 0,14 | 1,02 |
| | | 100% | | 17,51 | 7,52 | 0,14 | 1,03 | 17,90 | 7,69 | 0,14 | 1,05 |
| | 11 (Draht) | 0% | 47,9 | 10,06 | 5,56 | 0,12 | 0,80 | 12,91 | 7,13 | 0,15 | 1,03 |
| | | 50% | | 11,90 | 6,58 | 0,14 | 0,95 | 15,74 | 8,70 | 0,18 | 1,26 |
| | | 100% | | 16,56 | 9,15 | 0,19 | 1,32 | 16,98 | 9,38 | 0,20 | 1,36 |
| | 12 (Litze) | 0% | 24,2 | 5,44 | 2,34 | 0,10 | 0,48 | 5,38 | 2,31 | 0,10 | 0,47 |
| | | 50% | | 7,32 | 3,14 | 0,13 | 0,64 | 7,33 | 3,15 | 0,13 | 0,64 |
| | | 100% | | 11,31 | 4,86 | 0,20 | 0,99 | 11,19 | 4,81 | 0,20 | 0,98 |
| LC 35/38B | 6 (Litze) | 0% | 57,6 | 18,86 | 8,11 | 0,14 | 1,07 | 16,61 | 7,14 | 0,12 | 0,94 |
| | | 50% | | 20,82 | 8,95 | 0,16 | 1,18 | 20,58 | 8,84 | 0,15 | 1,17 |
| | | 100% | | 22,84 | 9,81 | 0,17 | 1,29 | 22,44 | 9,64 | 0,17 | 1,27 |
| | 10 (Draht) | 0% | 46,2 | 11,43 | 6,32 | 0,14 | 0,93 | 14,82 | 8,19 | 0,18 | 1,20 |
| | | 50% | | 19,17 | 10,59 | 0,23 | 1,56 | 20,79 | 11,49 | 0,25 | 1,69 |
| | | 100% | | 20,82 | 11,51 | 0,25 | 1,69 | 21,37 | 11,81 | 0,26 | 1,74 |
| | 13 (Litze) | 0% | 23,7 | 7,39 | 3,17 | 0,13 | 0,65 | 7,28 | 3,13 | 0,13 | 0,64 |
| | | 50% | | 8,80 | 3,78 | 0,16 | 0,78 | 8,46 | 3,63 | 0,15 | 0,75 |
| | | 100% | | 10,25 | 4,40 | 0,19 | 0,90 | 10,23 | 4,40 | 0,19 | 0,90 |
| LC 55/60 | 1 (Litze) | 0% | 70,7 | 9,52 | 4,09 | 0,06 | 0,49 | 10,46 | 4,49 | 0,06 | 0,53 |
| | | 50% | | 16,16 | 6,94 | 0,10 | 0,83 | 15,16 | 6,52 | 0,09 | 0,78 |
| | | 100% | | 16,87 | 7,25 | 0,10 | 0,86 | 17,40 | 7,48 | 0,11 | 0,89 |
| | 4 (Litze) | 0% | 36,2 | 8,01 | 3,44 | 0,10 | 0,57 | 7,98 | 3,43 | 0,09 | 0,57 |
| | | 50% | | 13,69 | 5,89 | 0,16 | 0,98 | 13,57 | 5,83 | 0,16 | 0,97 |
| | | 100% | | 17,27 | 7,42 | 0,21 | 1,23 | 17,32 | 7,45 | 0,21 | 1,24 |
| | 8 (Draht) | 0% | 68,6 | 22,28 | 12,31 | 0,18 | 1,49 | 25,37 | 14,02 | 0,20 | 1,69 |
| | | 50% | | 18,40 | 10,17 | 0,15 | 1,23 | 21,08 | 11,65 | 0,17 | 1,41 |
| | | 100% | | 25,18 | 13,92 | 0,20 | 1,68 | 25,27 | 13,97 | 0,20 | 1,69 |
| | 9 (Draht) | 0% | 35,7 | 8,47 | 4,68 | 0,13 | 0,78 | 10,95 | 6,05 | 0,17 | 1,01 |
| | | 50% | | 13,95 | 7,71 | 0,22 | 1,29 | 14,04 | 7,76 | 0,22 | 1,30 |
| | | 100% | | 16,18 | 8,94 | 0,25 | 1,50 | 17,01 | 9,40 | 0,26 | 1,57 |
| LC 75/85 | 2 (Litze) | 0% | 93,4 | 14,08 | 6,05 | 0,06 | 0,63 | 11,49 | 4,94 | 0,05 | 0,51 |
| | | 50% | | 16,52 | 7,10 | 0,08 | 0,73 | 10,97 | 4,71 | 0,05 | 0,49 |
| | | 100% | | 16,63 | 7,15 | 0,08 | 0,74 | 25,51 | 10,96 | 0,12 | 1,13 |
| | 5 (Litze) | 0% | 50,4 | 17,13 | 7,36 | 0,15 | 1,04 | 17,76 | 7,63 | 0,15 | 1,07 |
| | | 50% | | 20,20 | 8,68 | 0,17 | 1,22 | 21,06 | 9,05 | 0,18 | 1,27 |
| | | 100% | | 25,22 | 10,84 | 0,22 | 1,53 | 26,48 | 11,38 | 0,23 | 1,60 |
| | 17 (Draht) | 0% | 77,9 | 8,08 | 4,47 | 0,06 | 0,51 | 10,39 | 5,74 | 0,07 | 0,65 |
| | | 50% | | 16,86 | 9,32 | 0,12 | 1,06 | 19,70 | 10,88 | 0,14 | 1,23 |
| | | 100% | | 21,69 | 11,98 | 0,15 | 1,36 | 22,75 | 12,57 | 0,16 | 1,42 |
| C 90/105 | 7 (Litze) | 0% | 100,6 | 23,35 | 10,04 | 0,10 | 1,00 | 25,15 | 10,81 | 0,11 | 1,08 |
| | | 50% | | 37,62 | 16,17 | 0,16 | 1,61 | 39,34 | 16,91 | 0,17 | 1,69 |
| | | 100% | | 48,89 | 21,01 | 0,21 | 2,09 | 49,48 | 21,26 | 0,21 | 2,12 |

Tabelle A3.2: 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%

| Beton- sorte | Ver- suchs- serie | Ablas- grad der Vor- spann- kraft | Würfelfest- keit $f_{lck,cube}$ [N/mm ²] | Schlupf $s = 0,2$ mm | | | | Schlupf $s = 0,5$ mm | | | |
|-----------------|-------------------------|---|---|----------------------|--------------|---------------------------------|--|----------------------|--------------|---------------------------------|--|
| | | | | $F_{0,2}$ | $\tau_{0,2}$ | $\tau_{0,2}/$ $f_{lck,cube}$ | $\tau_{0,2}/$ $\sqrt{f_{lck,cube}}$ | $F_{0,5}$ | $\tau_{0,5}$ | $\tau_{0,5}/$ $f_{lck,cube}$ | $\tau_{0,5}/$ $\sqrt{f_{lck,cube}}$ |
| LC 35/38 | 3 (Litze) | 0% | 53,3 | 10,27 | 4,41 | 0,08 | 0,60 | 8,68 | 3,73 | 0,07 | 0,51 |
| | | 50% | | 11,44 | 4,92 | 0,09 | 0,67 | 11,18 | 4,80 | 0,09 | 0,66 |
| | | 100% | | 13,11 | 5,63 | 0,11 | 0,77 | 11,78 | 5,06 | 0,10 | 0,69 |
| | 11 (Draht) | 0% | 47,9 | 16,89 | 9,33 | 0,19 | 1,35 | 21,21 | 11,72 | 0,24 | 1,69 |
| | | 50% | | 19,01 | 10,50 | 0,22 | 1,52 | 22,60 | 12,49 | 0,26 | 1,80 |
| | | 100% | | 20,08 | 11,09 | 0,23 | 1,60 | 21,09 | 11,65 | 0,24 | 1,68 |
| | 12 (Litze) | 0% | 24,2 | 5,66 | 2,43 | 0,10 | 0,49 | 5,77 | 2,48 | 0,10 | 0,50 |
| | | 50% | | 7,24 | 3,11 | 0,13 | 0,63 | 6,81 | 2,93 | 0,12 | 0,59 |
| | | 100% | | 11,17 | 4,80 | 0,20 | 0,98 | 10,37 | 4,46 | 0,18 | 0,91 |
| LC 35/38B | 6 (Litze) | 0% | 57,6 | 15,71 | 6,75 | 0,12 | 0,89 | 14,92 | 6,41 | 0,11 | 0,84 |
| | | 50% | | 19,24 | 8,27 | 0,14 | 1,09 | 16,81 | 7,23 | 0,13 | 0,95 |
| | | 100% | | 19,86 | 8,54 | 0,15 | 1,12 | 17,83 | 7,66 | 0,13 | 1,01 |
| | 10 (Draht) | 0% | 46,2 | 17,84 | 9,86 | 0,21 | 1,45 | 21,66 | 11,97 | 0,26 | 1,76 |
| | | 50% | | 22,10 | 12,21 | 0,26 | 1,80 | 26,51 | 14,65 | 0,32 | 2,16 |
| | | 100% | | 25,73 | 14,22 | 0,31 | 2,09 | 26,70 | 14,76 | 0,32 | 2,17 |
| | 13 (Litze) | 0% | 23,7 | 7,84 | 3,37 | 0,14 | 0,69 | 8,15 | 3,50 | 0,15 | 0,72 |
| | | 50% | | 8,58 | 3,69 | 0,16 | 0,76 | 8,50 | 3,65 | 0,15 | 0,75 |
| | | 100% | | 10,08 | 4,33 | 0,18 | 0,89 | 9,54 | 4,10 | 0,17 | 0,84 |
| LC 55/60 | 1 (Litze) | 0% | 70,7 | 10,62 | 4,56 | 0,06 | 0,54 | 8,00 | 3,44 | 0,05 | 0,41 |
| | | 50% | | 14,38 | 6,18 | 0,09 | 0,74 | 15,28 | 6,57 | 0,09 | 0,78 |
| | | 100% | | 19,72 | 8,48 | 0,12 | 1,01 | 15,55 | 6,68 | 0,09 | 0,79 |
| | 4 (Litze) | 0% | 36,2 | 8,46 | 3,64 | 0,10 | 0,60 | 9,27 | 3,98 | 0,11 | 0,66 |
| | | 50% | | 12,88 | 5,54 | 0,15 | 0,92 | 12,63 | 5,43 | 0,15 | 0,90 |
| | | 100% | | 16,94 | 7,28 | 0,20 | 1,21 | 16,21 | 6,97 | 0,19 | 1,16 |
| | 8 (Draht) | 0% | 68,6 | 28,82 | 15,93 | 0,23 | 1,92 | 25,69 | 14,19 | 0,21 | 1,71 |
| | | 50% | | 23,47 | 12,97 | 0,19 | 1,57 | 25,41 | 14,04 | 0,20 | 1,70 |
| | | 100% | | 30,73 | 16,98 | 0,25 | 2,05 | 32,70 | 18,07 | 0,26 | 2,18 |
| | 9 (Draht) | 0% | 35,7 | 14,26 | 7,88 | 0,22 | 1,32 | 18,84 | 10,41 | 0,29 | 1,74 |
| | | 50% | | 15,88 | 8,78 | 0,25 | 1,47 | 19,95 | 11,02 | 0,31 | 1,85 |
| | | 100% | | 19,39 | 10,72 | 0,30 | 1,79 | 21,76 | 12,02 | 0,34 | 2,01 |
| LC 75/85 | 2 (Litze) | 0% | 93,4 | 12,33 | 5,30 | 0,06 | 0,55 | 12,56 | 5,40 | 0,06 | 0,56 |
| | | 50% | | 15,84 | 6,81 | 0,07 | 0,70 | 16,24 | 6,98 | 0,07 | 0,72 |
| | | 100% | | 17,86 | 7,68 | 0,08 | 0,79 | 18,17 | 7,81 | 0,08 | 0,81 |
| | 5 (Litze) | 0% | 50,4 | 18,88 | 8,11 | 0,16 | 1,14 | 19,95 | 8,57 | 0,17 | 1,21 |
| | | 50% | | 21,54 | 9,26 | 0,18 | 1,30 | 22,13 | 9,51 | 0,19 | 1,34 |
| | | 100% | | 26,54 | 11,41 | 0,23 | 1,61 | 26,22 | 11,27 | 0,22 | 1,59 |
| | 17 (Draht) | 0% | 77,9 | 15,31 | 8,46 | 0,11 | 0,96 | 28,30 | 15,64 | 0,20 | 1,77 |
| | | 50% | | 29,89 | 16,52 | 0,21 | 1,87 | 38,39 | 21,22 | 0,27 | 2,40 |
| | | 100% | | 27,88 | 15,41 | 0,20 | 1,75 | 31,50 | 17,41 | 0,22 | 1,97 |
| C 90/105 | 7 (Litze) | 0% | 100,6 | 27,52 | 11,83 | 0,12 | 1,18 | 30,39 | 13,06 | 0,13 | 1,30 |
| | | 50% | | 40,80 | 17,54 | 0,17 | 1,75 | 42,43 | 18,23 | 0,18 | 1,82 |
| | | 100% | | 50,12 | 21,54 | 0,21 | 2,15 | 49,66 | 21,34 | 0,21 | 2,13 |

Tabelle A3.3: 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

| Betonart | Versuchskörper | Festigkeiten zum Versuchszeitpunkt | | | | Rohdichten | | Güte |
|----------|----------------|---|---|---|---------------------------------|---|--|---|
| | | Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²] | Spaltzug- festigkeit [N/mm ²] | Biegezug- festigkeit [N/mm ²] | E-Modul [N/mm ²] | Trocken- rohndichte [kg/dm ³] | Frisch- beton- rohndichte [kg/dm ³] | Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²] |
| LC 35/38 | SK 1A/1B | 38,7 | 2,69 | 4,53 | 12.900 | 1,28 | 1,64 | 44,2 |
| | SK 6 | 35,7 | 2,59 | 4,59 | 12.900 | 1,30 | 1,67 | 46,0 |
| | SK 8 | 34,9 | 2,22 | 4,61 | 12.500 | 1,28 | 1,64 | 40,9 |
| LC 55/60 | SK 4A/4B | 37,3 | 2,65 | 3,90 | 15.500 | 1,58 | 1,89 | 70,4 |
| | SK 7 | 45,0 | 2,74 | 3,99 | 16.300 | 1,58 | - | 76,7 |
| LC 75/85 | SK 2A/2B | 29,4 | - | - | 17.300 | - | 1,90 | - |
| | SK 3A/3B | 48,7 | 2,30 | 4,47 | 20.100 | - | 2,06 | - |
| | SK 5 | 56,7 | 2,99 | 4,94 | 22.000 | 1,87 | 2,04 | 81,6 |
| | SK 9 | 61,6 | 3,19 | 5,16 | 22.000 | 1,90 | 2,06 | 109,3 |

Tabelle B0.1: 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 | 93,2 | 1657 | 1818 | 1,097 | 194850 |

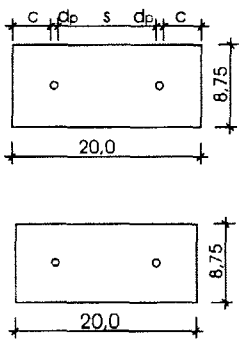
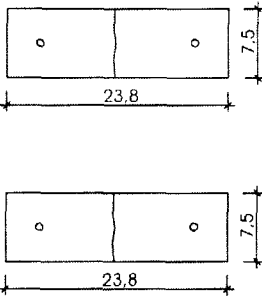
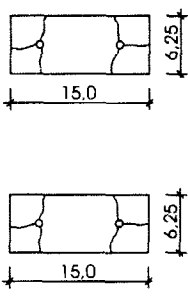
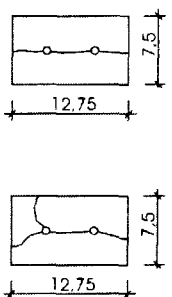
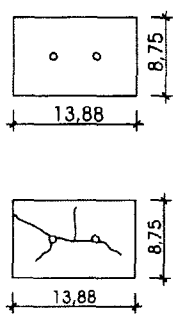
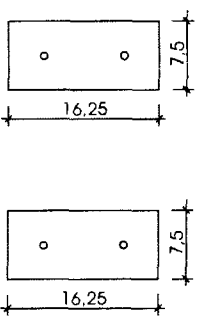
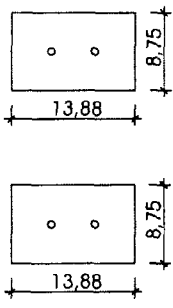
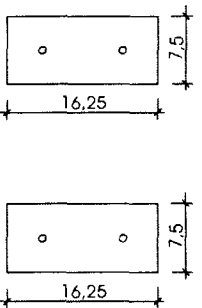
Tabelle B0.2: Gemessene Materialkennwerte der Spannstahlilitzen 0,5"

| Versuchskörper | Zeitpunkt t nach der Spannkraft- einleitung [d] | nach Spannkrafteinleitung | | Zeitpunkt t | |
|----------------|---|---------------------------------|--|------------------------------------|---------------------------------------|
| | | Verschiebung Δs [mm] | Übertragung slänge l_{bp} [cm] | Verschiebung $\Delta s(t)$ [mm] | Übertragungslänge $l_{bp}(t)$ [cm] |
| SK 1A | 7 | 1,42 | 43,2 | - | 48,8 |
| SK 3A | 12 | 0,97 | 27,0 | 1,00 | - |
| SK 3B | 9 | 0,83 | 33,6 | 0,89 ¹⁾ | 33,8 |
| SK 4A | 13 | 1,17 | 38,5 | 1,20 | 42,0 |
| SK 4B | 13 | 1,19 | 36,9 | 1,31 | 35,5 |
| SK 6 | 20 | 1,49 | 48,0 | 1,59 | 53,3 |
| SK 7 | 9 | 1,22 | 46,1 | 1,31 | 49,5 |
| SK 8 | 9 | 1,57 | 50,6 | 1,63 | 54,0 |
| SK 9 | 30 | 0,91 | 37,2 | 1,29 | 34,2 |

¹⁾ Messung bereits 24 h nach der Spannkrafteinleitung abgebrochen, da Wegaufnehmer abgebaut wurden

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

B1) Versuchsprogramm und Rissbilder

| | | | | | |
|--|----------------------------|---|--|----------------------------|---|
| <p>Körper SK 1A LC 35/38 $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 38,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,69 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 175,0 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | <p>Körper SK 1B LC 35/38 $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 38,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,69 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 12,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 178,10 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei *</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  |
| <p>Körper SK 2A LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 2 d $f_{ck,cube} = 32,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,19 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 93,8 \text{ cm}^2$</p> <p>Erste Rissbildung: 75 kN (ca. 0,59 P)</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | <p>Körper SK 2B LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 2 d $f_{ck,cube} = 32,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,19 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 3,2 \cdot d_p$ $A_{ges} = 95,6 \text{ cm}^2$</p> <p>Erste Rissbildung: 128 kN (ca. 0,99 P)</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  |
| <p>Körper SK 3A LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 14 d $f_{ck,cube} = 48,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,30 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 3,1 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,4 \text{ cm}^2$</p> <p>Erste Rissbildung: 124 kN (ca. 0,96 P)</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | <p>Körper SK 3B LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 48,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,30 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,9 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  |
| <p>Körper SK 4A LC 55/60 $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 37,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,65 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 3,1 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,4 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | <p>Körper SK 4B LC 55/60 $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 37,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,65 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,9 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  |

* Rissfrei im Sinne der Untersuchungen (s. auch folgende Erläuterungen im Text)

Bild B1.1: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche (Versuchskörper SK 1A bis SK 4B)

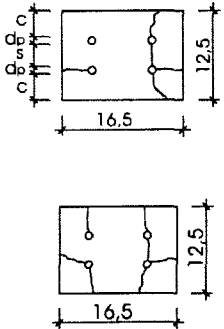
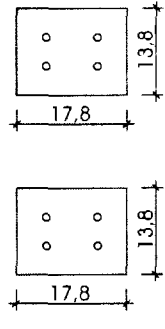
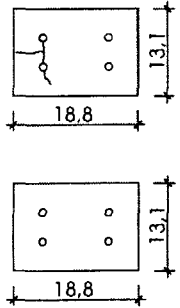
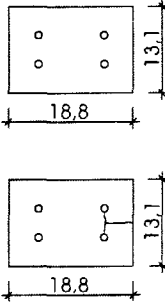
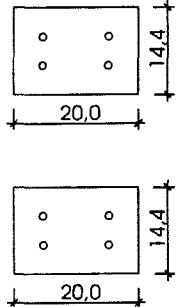
| | | | | | |
|---|----------------------------|---|--|----------------------------|---|
| <p>Körper SK 5 LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 56,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,99 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 206,3 \text{ cm}^2$</p> <p>Erste Rissbildung: 119 kN (ca. 0,92 P)</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | <p>Körper SK 6 LC 35/38 $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 3 d $f_{ck,cube} = 35,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,59 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,5 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 244,5 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  |
| <p>Körper SK 7 LC 55/60 $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 45,0 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,74 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 246,3 \text{ cm}^2$</p> <p>Erste Rissbildung: 127 kN (ca. 0,98 P)</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | <p>Körper SK 8 LC 35/38 $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 3 d $f_{ck,cube} = 34,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 2,22 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 246,3 \text{ cm}^2$</p> <p>Erste Rissbildung: 129 kN (ca. 0,99 P)</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  |
| <p>Körper SK 9 LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$</p> <p>Prüfalter: 24 h $f_{ck,cube} = 61,6 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 3,19 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$c = 3,5 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 288,0 \text{ cm}^2$</p> <p>Rissfrei</p> | <p>aktiv</p> <p>passiv</p> |  | | | |

Bild B1.2: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche
 (Versuchskörper SK 5 bis SK 9)

B2) Verschiebungsverhalten der Spannstähle

Im folgenden wird das Verschiebungsverhalten der Litzen bei der Spannkrafteinleitung sowie das zeitabhängige Verschiebungsverhalten der Litzen für jeden Versuchskörper dokumentiert. Für die Versuchskörper SK 1A, SK 2B sowie SK 2A und SK 2B wurde keine zeitabhängige Verschiebung der Litzen gemessen.

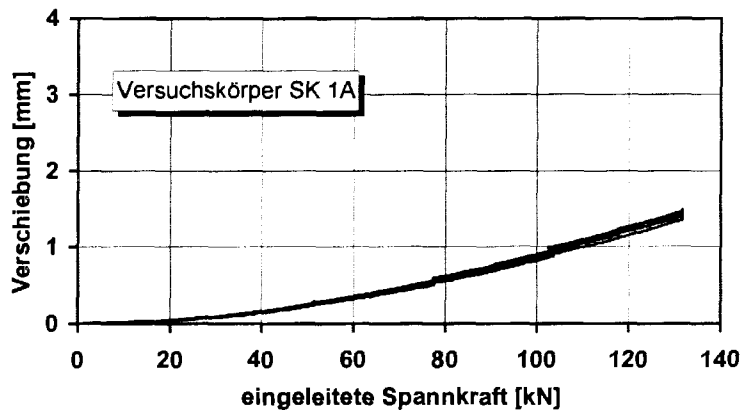


Bild B2.1: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK 1A aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (24 Std: $f_{ick,cube} = 38,7 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 8,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$

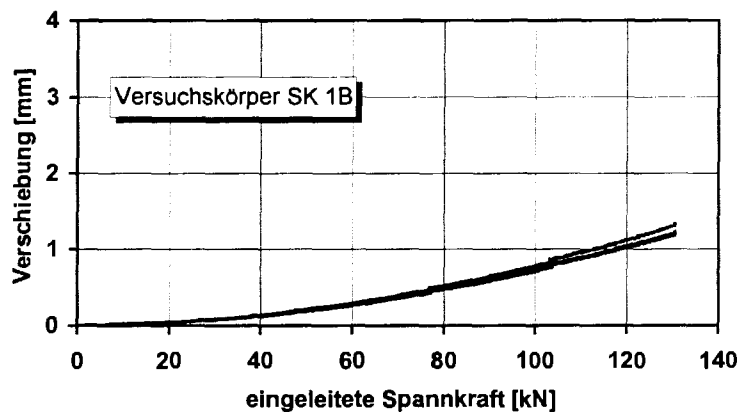


Bild B2.2: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK 1B aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (24 Std: $f_{ick,cube} = 38,7 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 12,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 2,5 \cdot d_p$

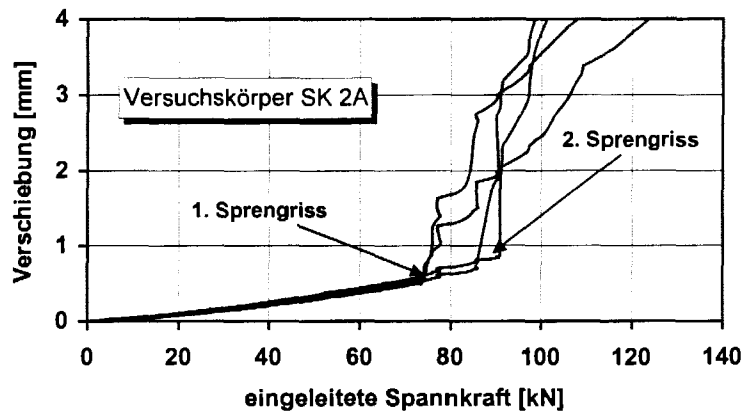


Bild B2.3: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK 2A aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (2 d: $f_{lck,cube} = 32,4 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 6,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 2,0 \cdot d_p$

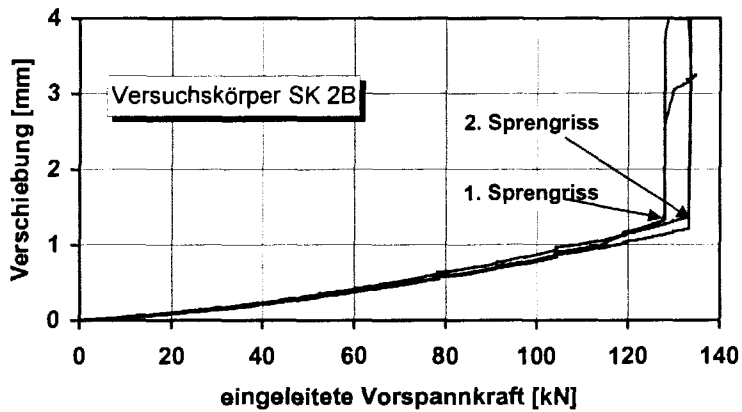


Bild B2.4: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK 2B aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (2 d: $f_{lck,cube} = 32,4 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 6,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 2,0 \cdot d_p$

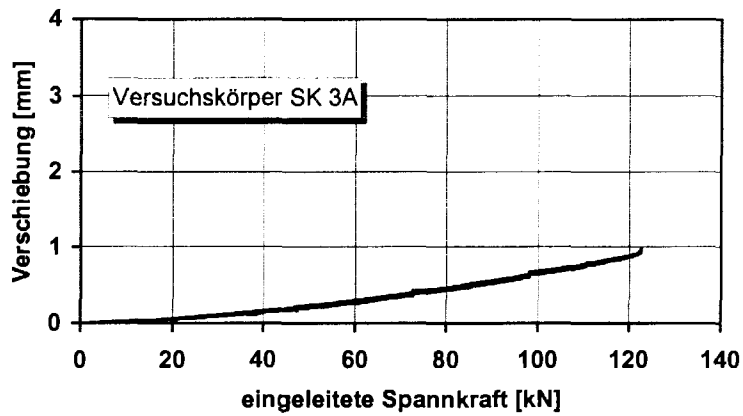


Bild B2.5: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK 3A aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (14 d: $f_{ick,cube} = 48,7 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 3,1 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$

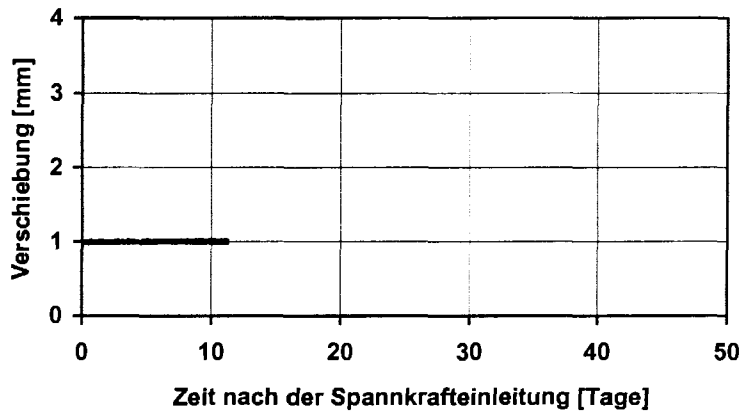


Bild B2.6: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 3A bis 11 Tage nach der Spannkrafteinleitung

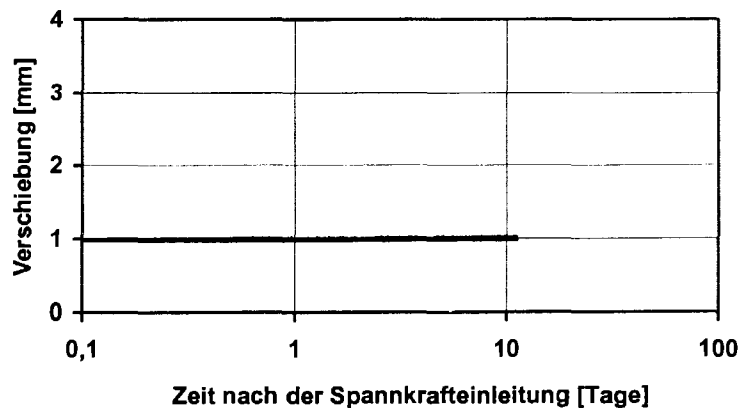


Bild B2.7: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 3A bis 11 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

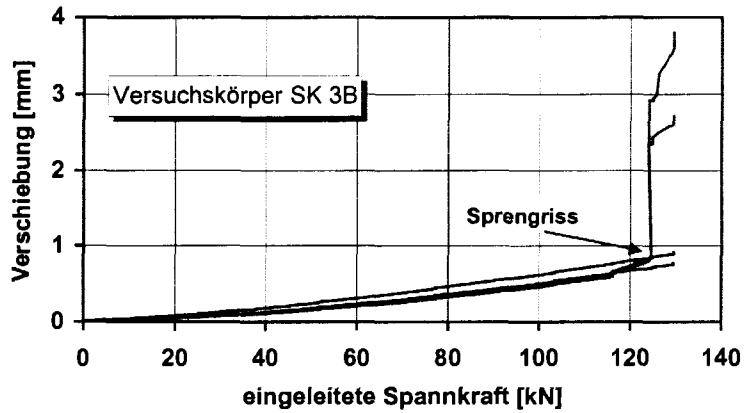


Bild B2.8: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK 3B aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (14 d: $f_{tck,cube} = 48,7 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 6,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 2,5 \cdot d_p$

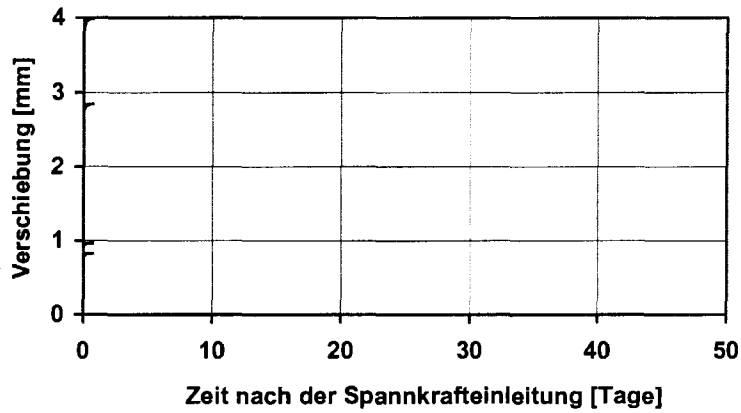


Bild B2.9: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 3B bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung

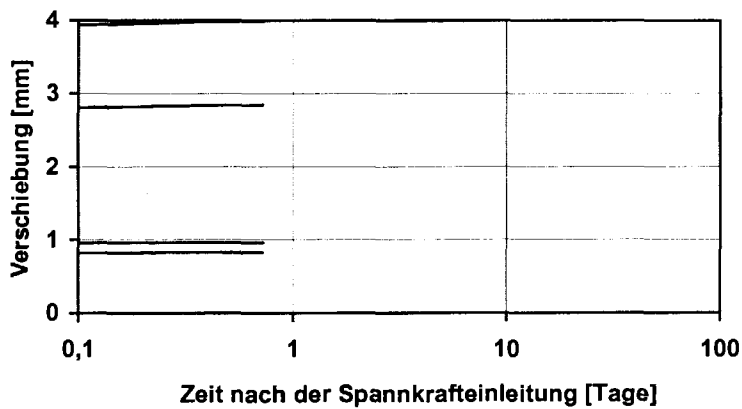


Bild B2.10: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 3B bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

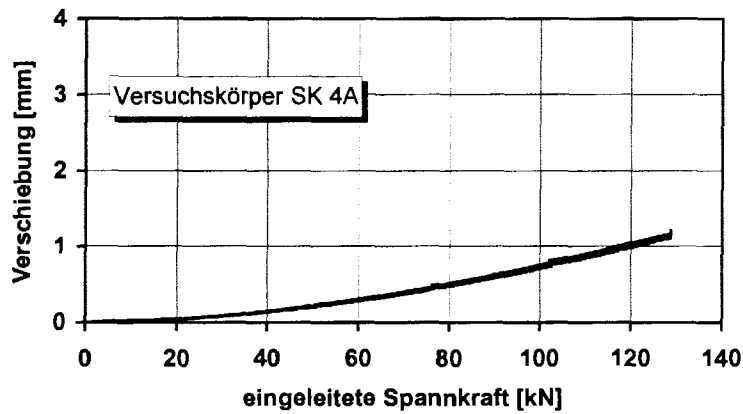


Bild B2.11: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK 4A aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{1ck,cube} = 37,3 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 3,1 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$

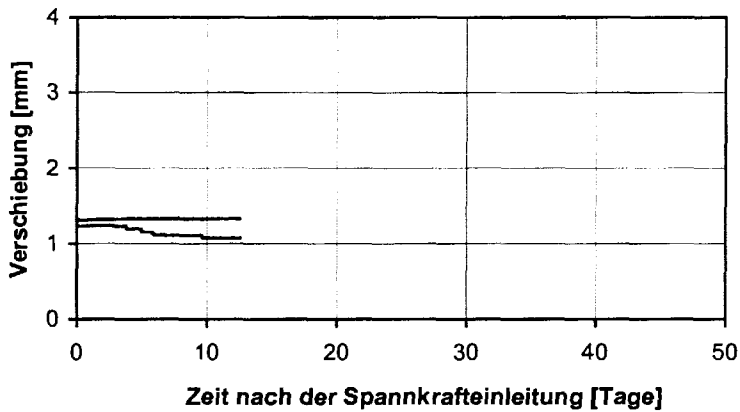


Bild B2.12: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 4A bis 13 Tage nach der Spannkrafteinleitung

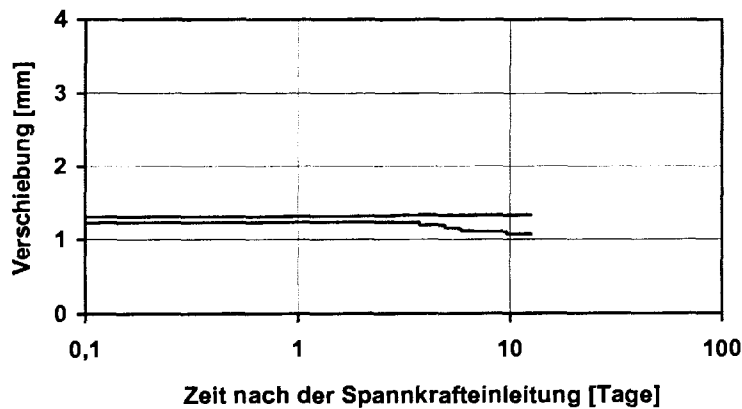


Bild B2.13: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 4A bis 13 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

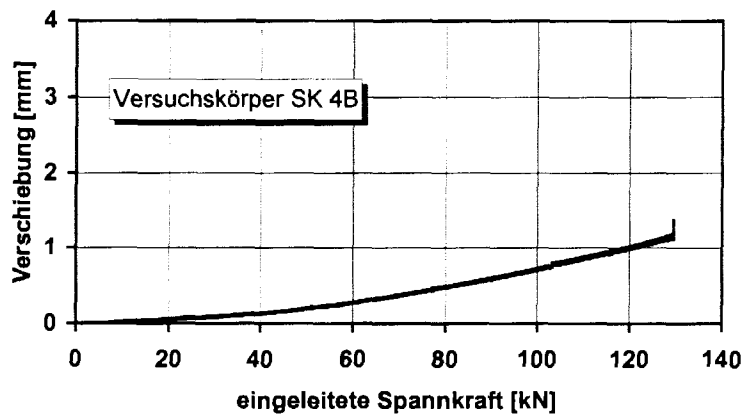


Bild B2.14: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK 4B aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{lck,cube} = 37,3 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 6,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 2,5 \cdot d_p$

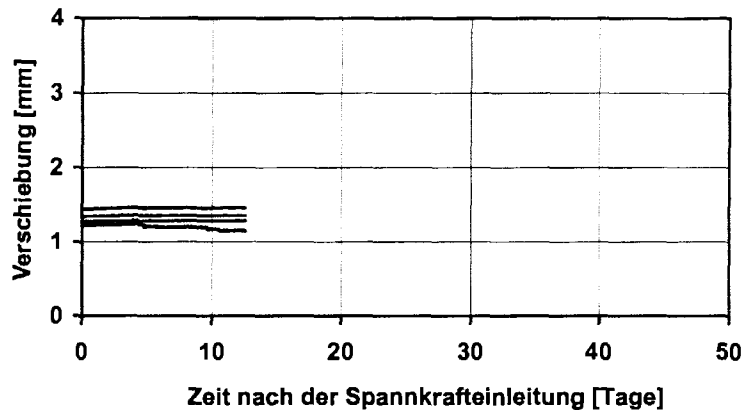


Bild B2.15: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 4B bis 12 Tage nach der Spannkrafteinleitung

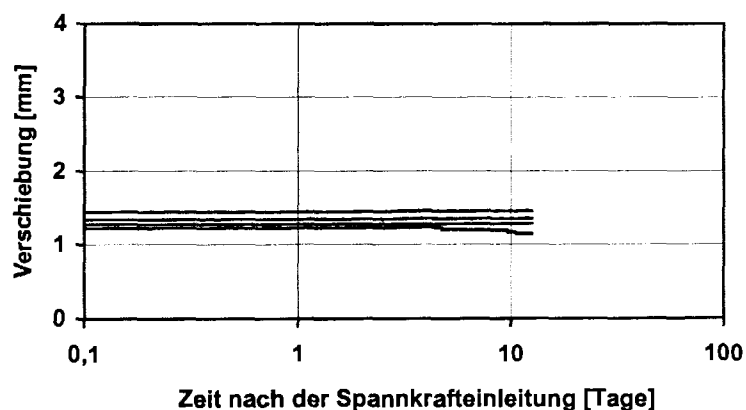


Bild B2.16: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 4B bis 12 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

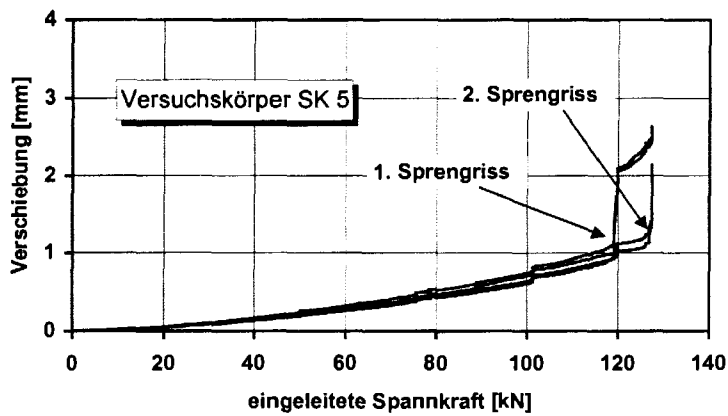


Bild B2.17: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK 5 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{\text{Ick,cube}} = 56,7 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$

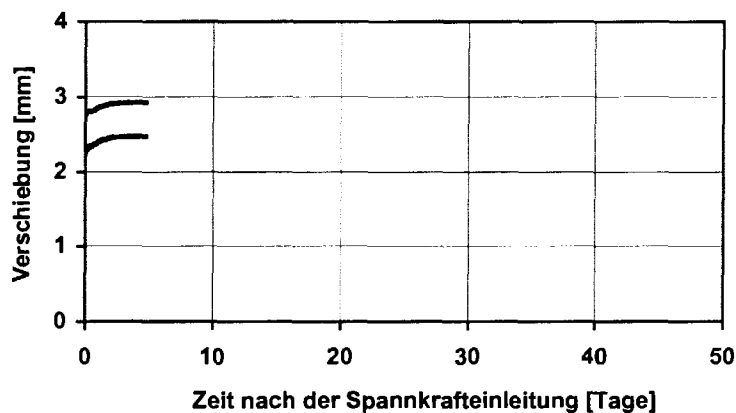


Bild B2.18: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 5 bis 5 Tage nach der Spannkrafteinleitung

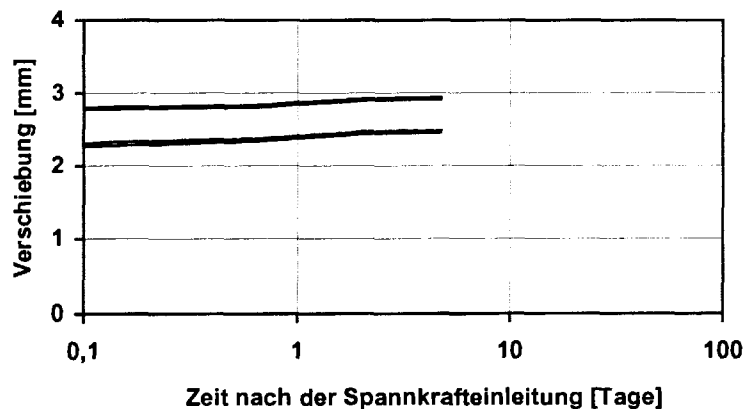


Bild B2.19: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 5 bis 5 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

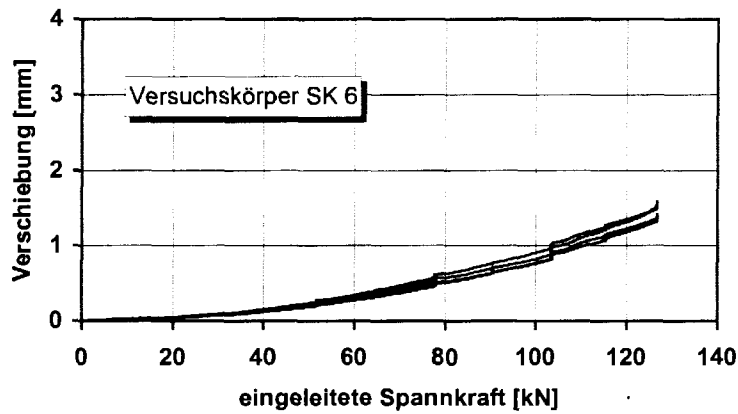


Bild B2.20: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK 6 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (3 d: $f_{\text{Ick,cube}} = 35,7 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,5 \cdot d_p$

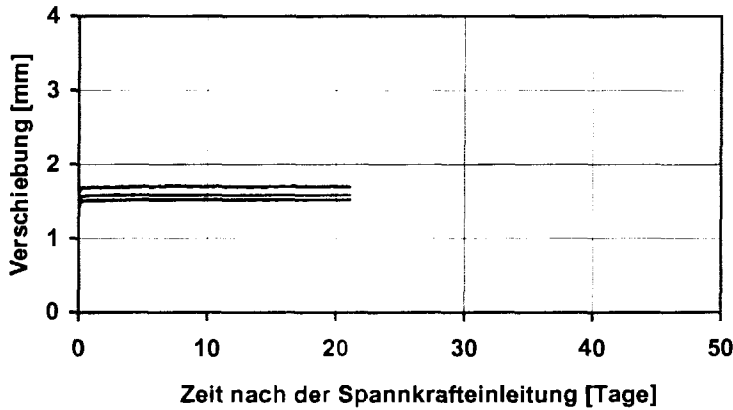


Bild B2.21: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 6 bis 21 Tage nach der Spannkrafteinleitung

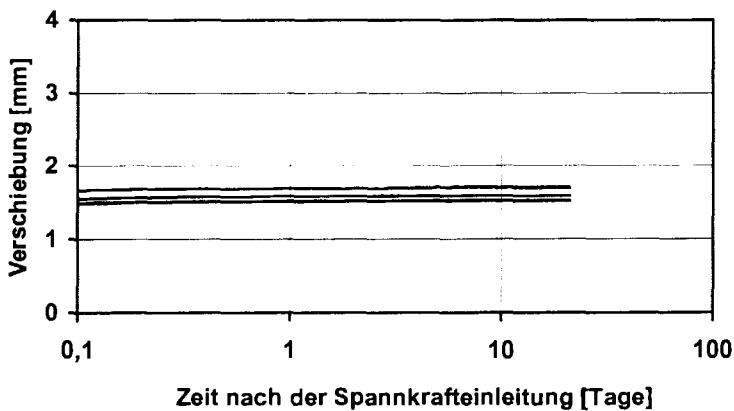


Bild B2.22: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 6 bis 21 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

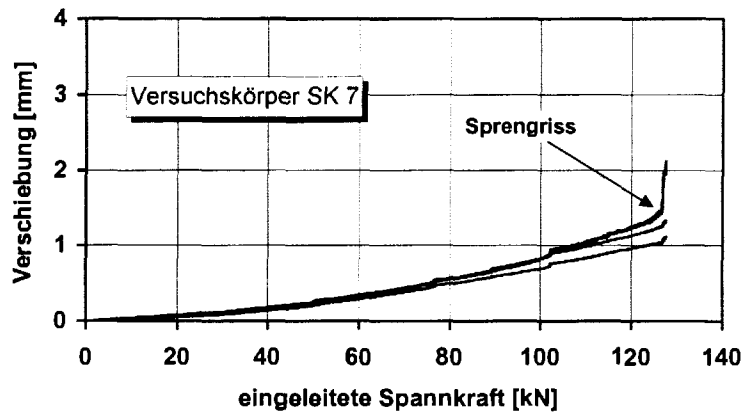


Bild B2.23: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK 7 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{lck,cube} = 45,0 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$

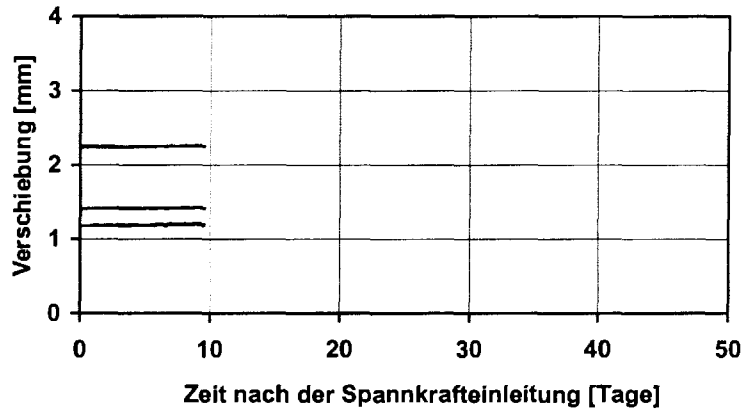


Bild B2.24: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 7 bis 10 Tage nach der Spannkrafteinleitung

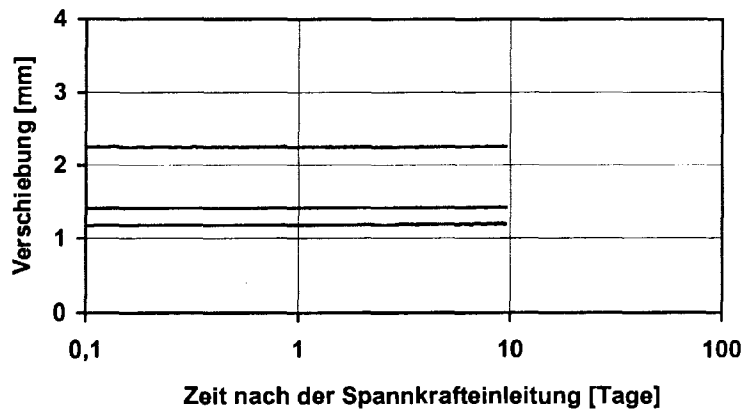


Bild B2.25: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 7 bis 10 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

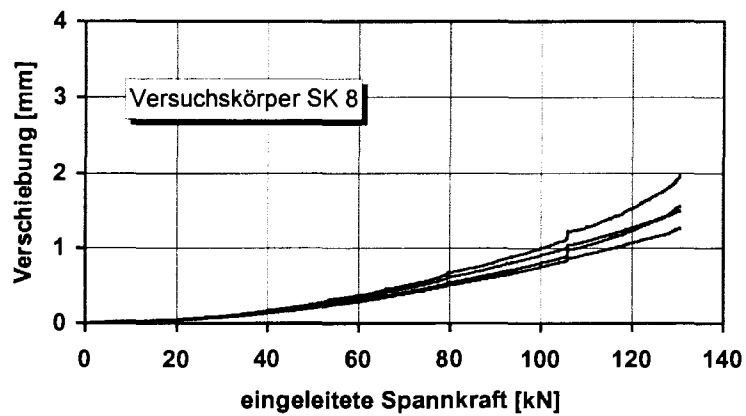


Bild B2.26: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK 8 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (3 d: $f_{lck,cube} = 35,7 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$

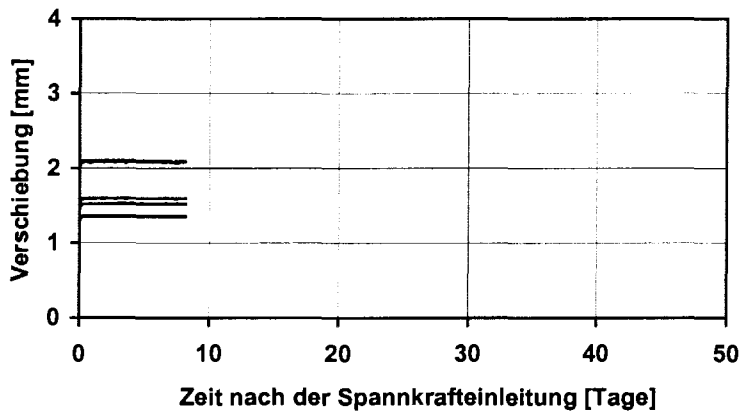


Bild B2.27: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 8 bis 8 Tage nach der Spannkrafteinleitung

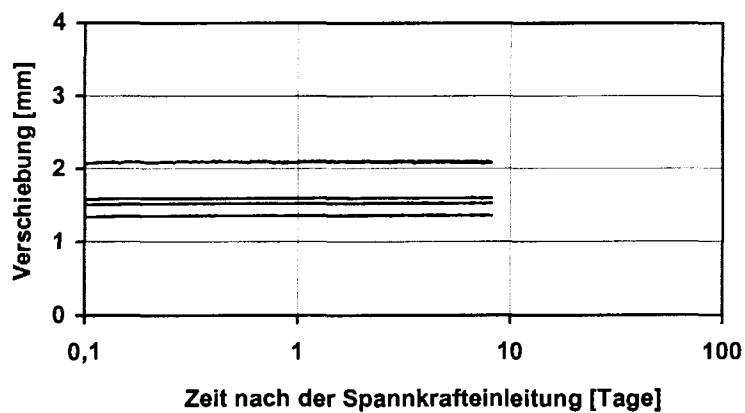


Bild B2.28: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 8 bis 8 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

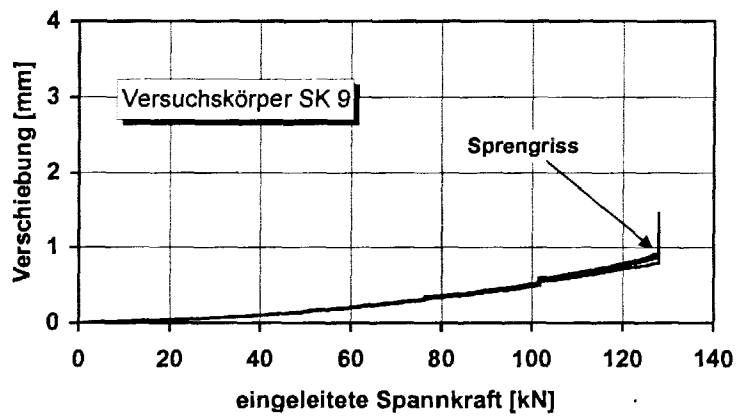


Bild B2.29: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK 9 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{lck,cube} = 61,6 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,5 \cdot d_p$

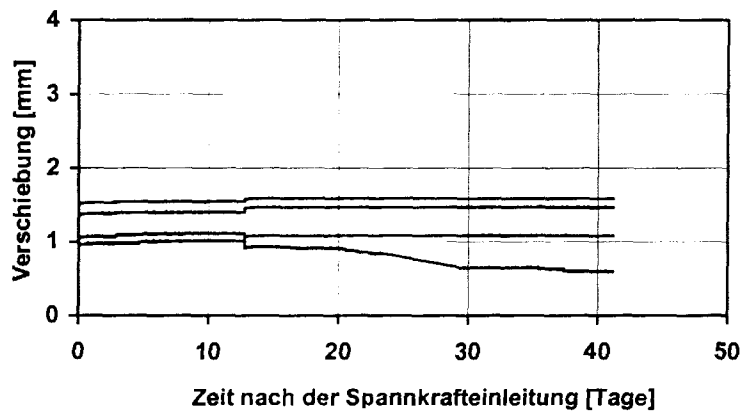


Bild B2.30: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 9 bis 40 Tage nach der Spannkrafteinleitung

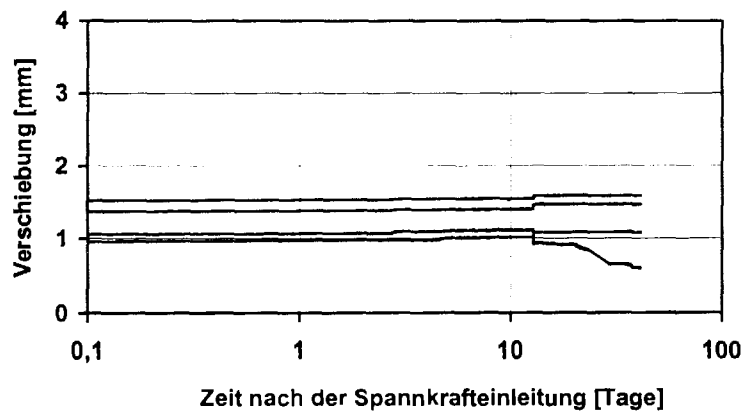


Bild B2.31: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper SK 9 bis 40 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

B3) Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung

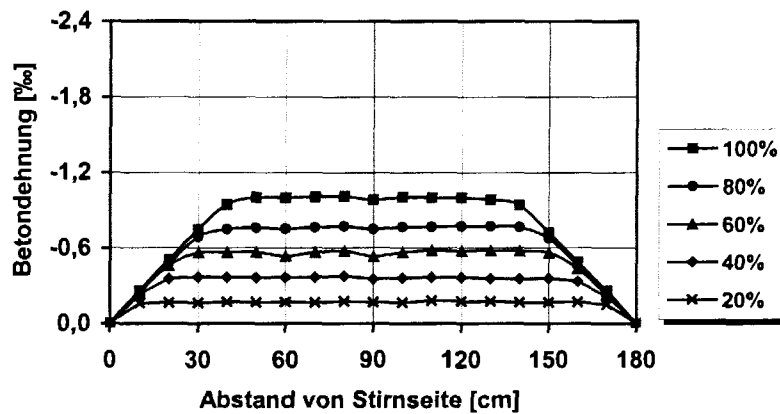


Bild B3.1: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 1A aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 8,0 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 3,0 \cdot d_p$)

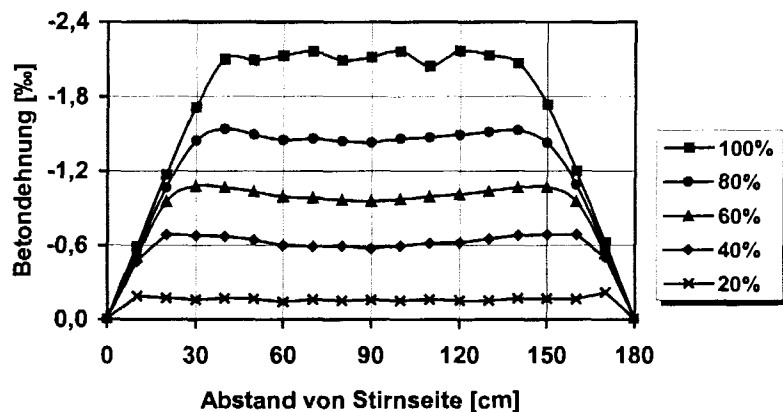


Bild B3.2: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 1B aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 12,0 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 2,5 \cdot d_p$)

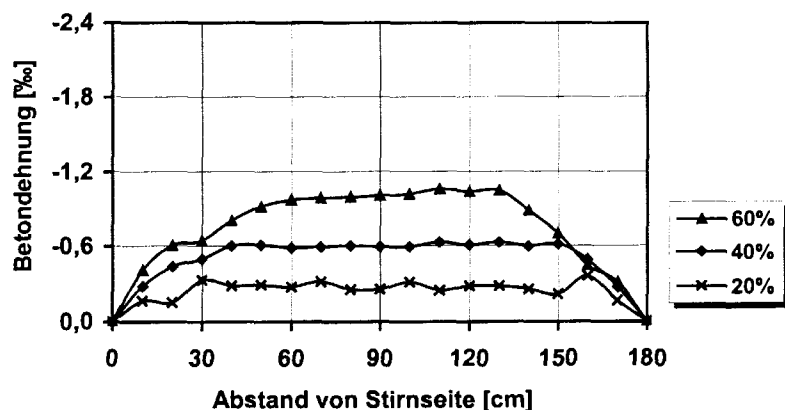


Bild B3.3: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 2A aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für drei Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 6,0 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 2,0 \cdot d_p$; Längsrissbildung bei $0,6 P_0$)

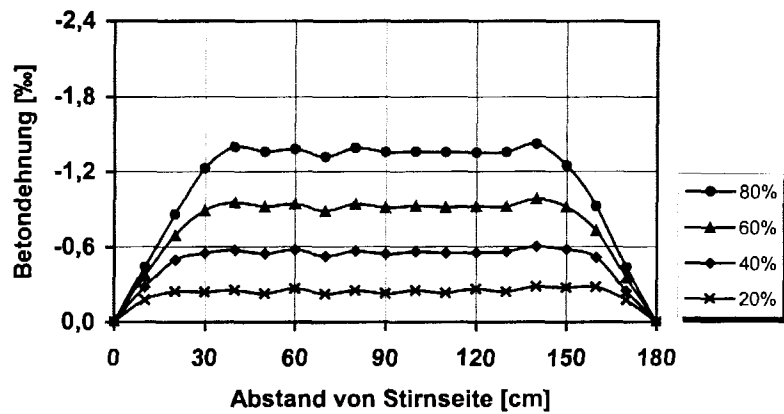


Bild B3.4: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 2B aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für vier Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 3,2 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 2,5 \cdot d_p$; Längsrissbildung bei $0,99 P_0$)

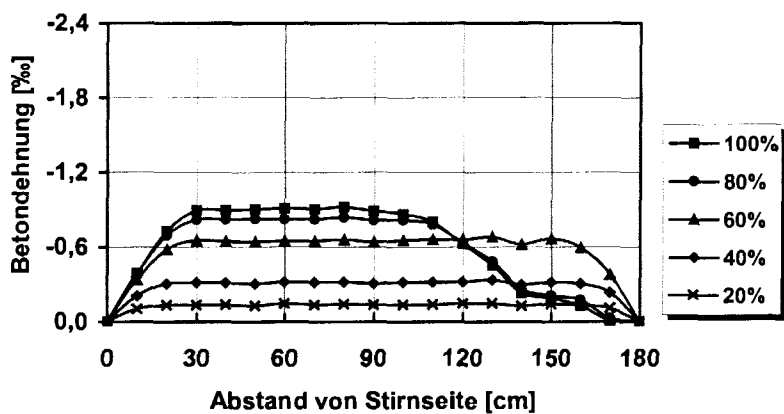


Bild B3.5: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 3A aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 3,1 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 2,0 \cdot d_p$)

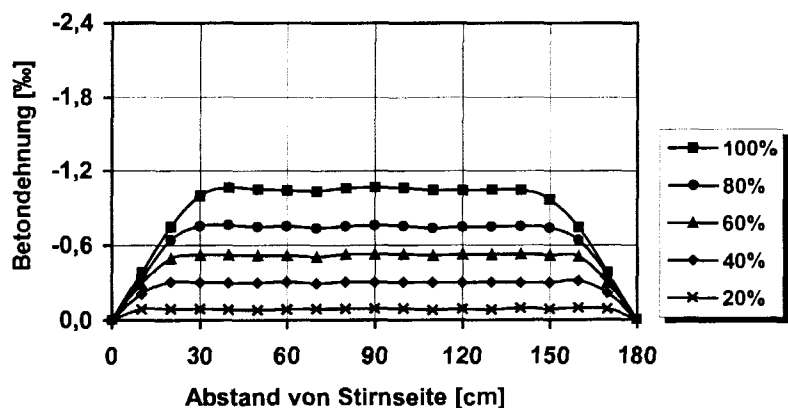


Bild B3.6: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 3B aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 6,0 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 2,5 \cdot d_p$)

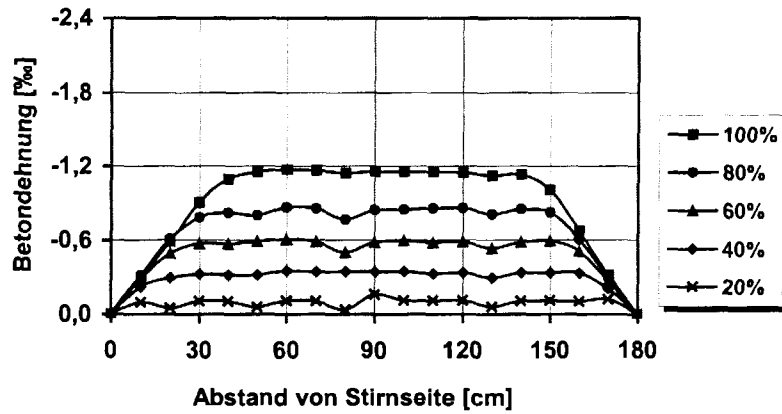


Bild B3.7: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 4A aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 3,1 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 3,0 \cdot d_p$)

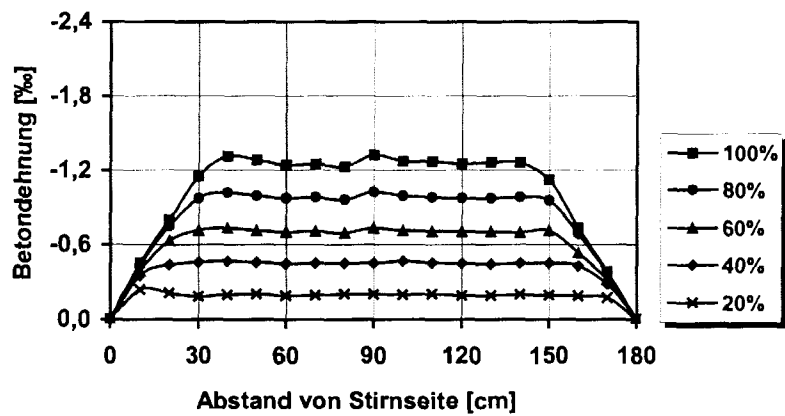


Bild B3.8: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 4B aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 6,0 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 2,5 \cdot d_p$)

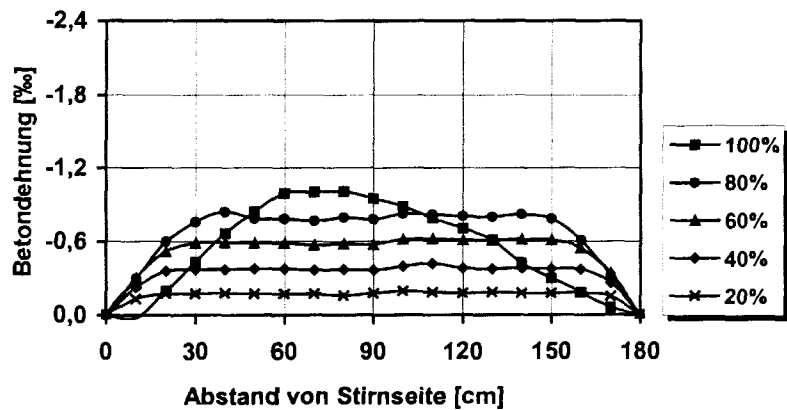


Bild B3.9: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 5 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 3,0 \cdot d_p$)

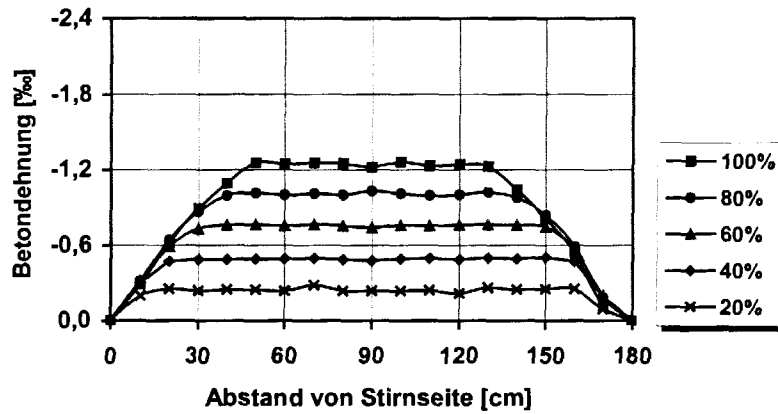


Bild B3.10: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 6 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 3,5 \cdot d_p$)

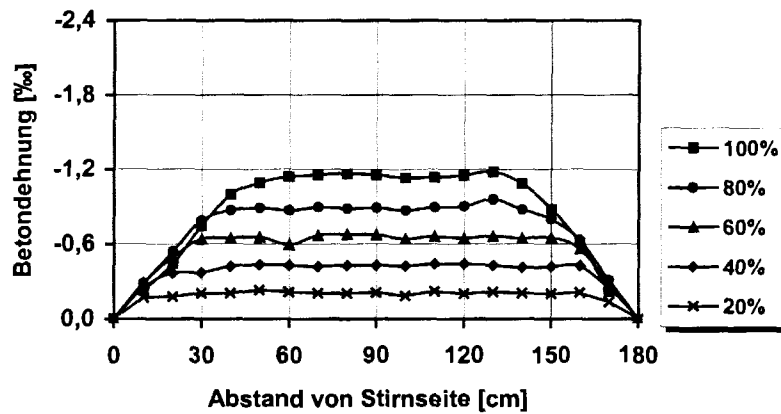


Bild B3.11: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 7 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 3,0 \cdot d_p$)

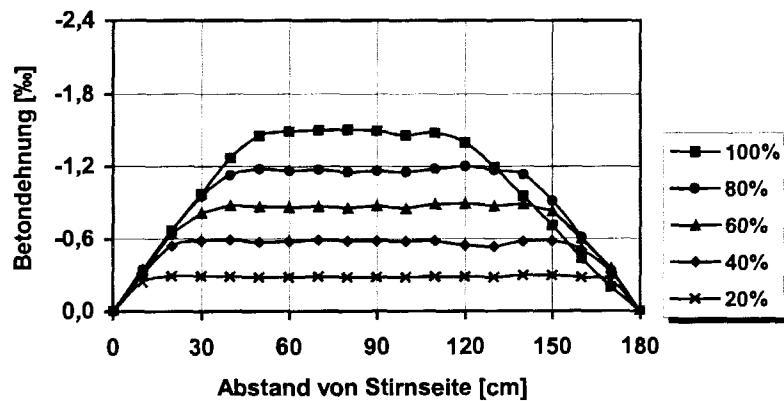


Bild B3.12: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 8 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 3,0 \cdot d_p$)

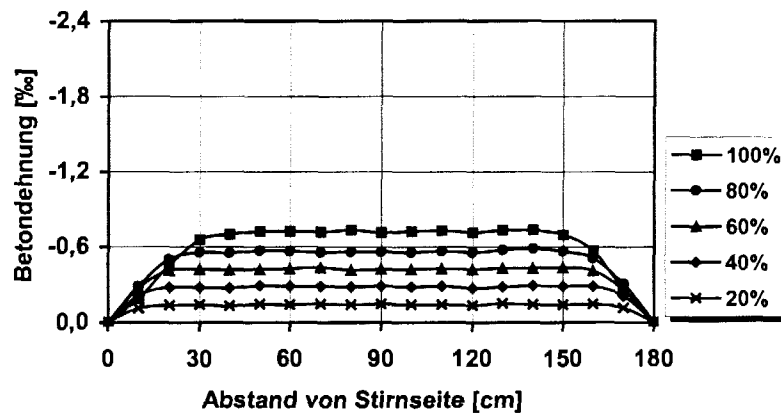


Bild B3.13: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 9 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 3,5 \cdot d_p$)

B4) Zeitabhängige Betondehnungen

Für die Versuchskörper SK 2A, SK 2B, SK 3A sowie SK 5 wurden keine zeitabhängigen Betondehnungen ermittelt, da die Versuchskörper beim Einleiten der Spannkraft aufgerissen sind.

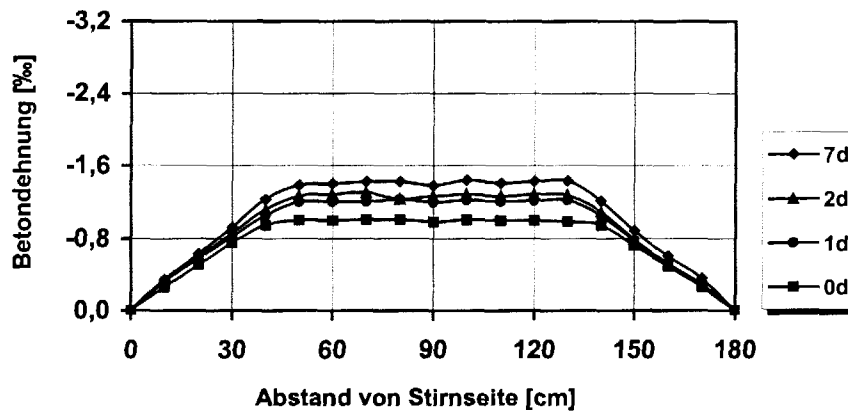


Bild B4.1: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 1A aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

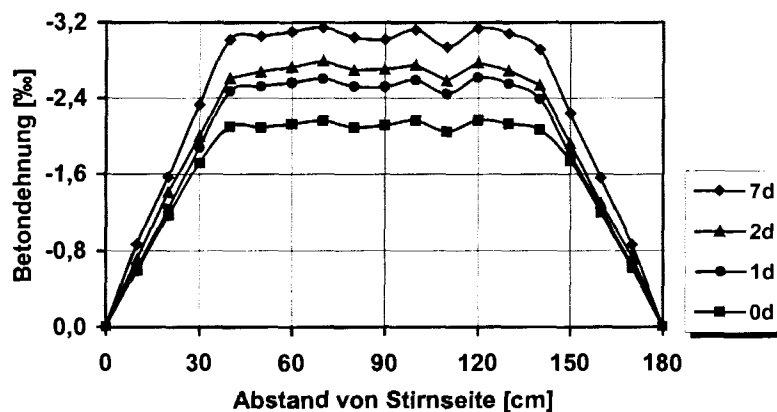


Bild B4.2: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 1B aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

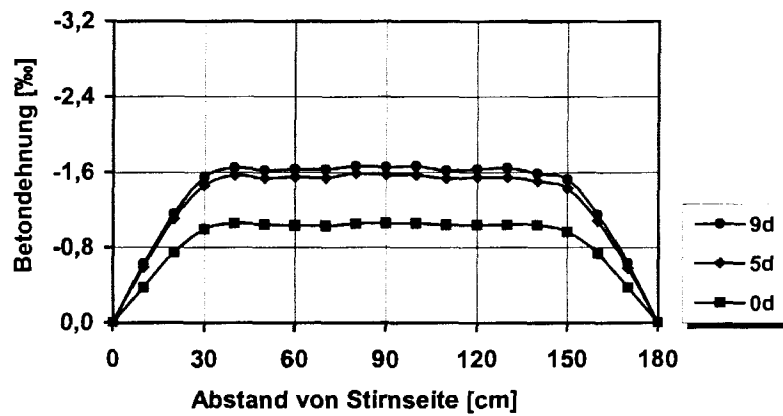


Bild B4.3: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 3B aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

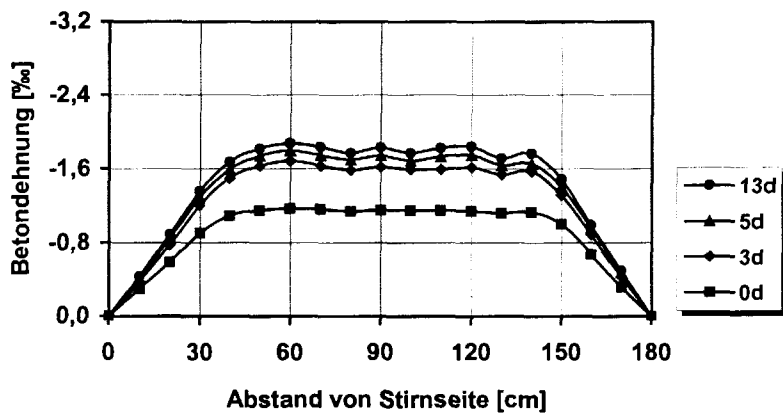


Bild B4.4: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 4A aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

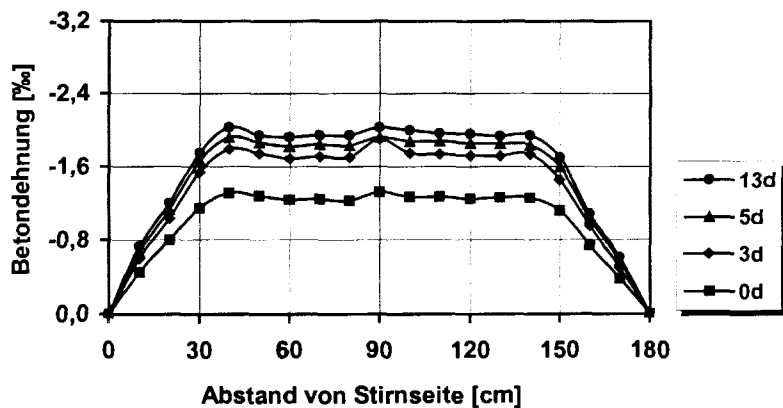


Bild B4.5: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 4B aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

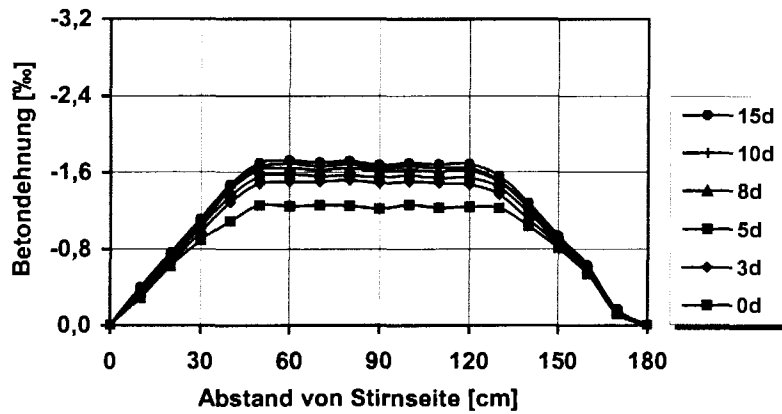


Bild B4.6: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 6 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

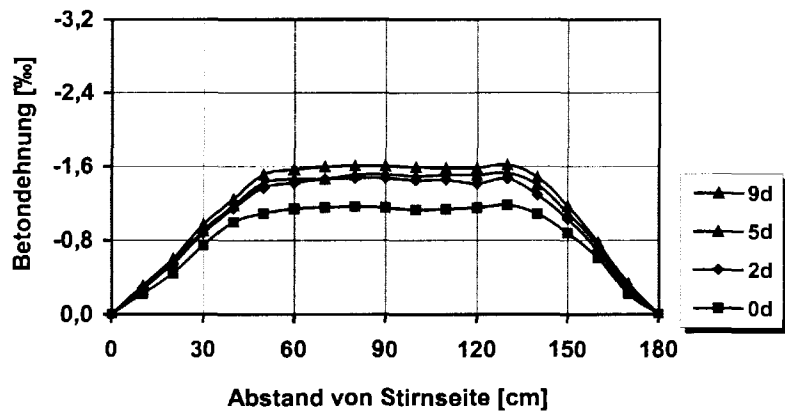


Bild B4.7: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 7 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

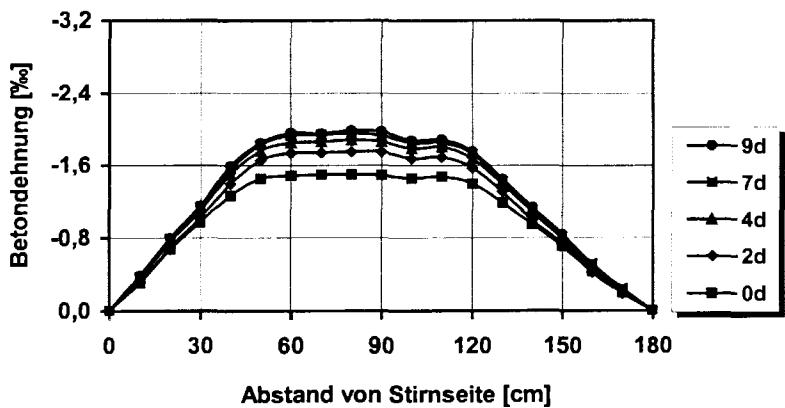


Bild B4.8: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 8 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

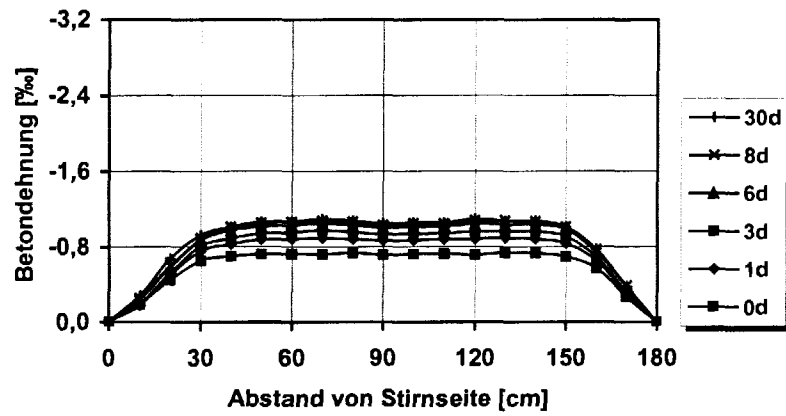


Bild B4.9: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK 9 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

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 [-] | Bezogener lichter Abstand s/d_p [-] | Steg- breite b_0 [mm] | Beton- sorte [-] | Betonalter bei der Spannkraft- einleitung [h] | Betonalter beim Versuch [d] |
|--------|--------------------------------|--|---|----------------------------------|------------------------|---|--------------------------------------|
| B 1 | 4 Litzen 0,5" | 3,5 | 2,0 | 212,5 | LC 35/38 | 72 | 61 |
| B 2 | 4 Litzen 0,5" | 3,5 | 2,0 | 212,5 | LC 55/60 | 27 | 57 |
| B 3 | 4 Litzen 0,5" | 3,5 | 2,0 | 212,5 | LC 75/85 | 24 | 56 |
| B 4 | 4 Spanndrähte \varnothing 12 | 4,0 | 2,5 | 234,5 | LC 35/38 | 72 | 40 |
| B 5 | 4 Spanndrähte \varnothing 12 | 4,0 | 2,5 | 234,5 | LC 55/60 | 25 | 33 |
| B 6 | 4 Spanndrähte \varnothing 12 | 4,0 | 2,5 | 234,5 | LC 75/85 | 25 | 34 |
| B 7 | 4 Spanndrähte \varnothing 12 | 4,0 | 2,5 | 234,5 | LC 55/60B | 27 | 28 |

Tabelle C0.1: Versuchsprogramm der Balkenversuche

| Balken | Betonsorte | Experimentelle Grenzmomente [kNm] | Rechnerische Bruchmomente [kNm] | Abweichung [%] | Versagensart |
|--------|------------|---|---------------------------------------|-------------------|---------------------------|
| B 1 | LC 35/38 | 173,1 | 185,0 | -6,4 | Verankerungs- versagen |
| B 2 | LC 55/60 | 170,3 | 207,4 | -17,9 | Verankerungs- versagen |
| B 3 | LC 75/85 | 233,1 | 213,2 | +9,3 | Biegeversagen |
| B 4 | LC 35/38 | 125,7 | 166,4 | -24,5 | Verankerungs- versagen |
| B 5 | LC 55/60 | 205,0 | 200,7 | +2,1 | Biegeversagen |
| B 6 | LC 75/85 | 225,6 | 216,3 | +4,2 | Biegeversagen |
| B 7 | LC 55/60 | 175,8 | 190,4 | -7,7 | Verankerungs- versagen |

Tabelle C0.2: Experimentelle Grenzmomente und rechnerische Bruchmomente

| Betonart | Versuchs- balken | Festigkeit beim Vorspannen | | Festigkeit zum Zeitpunkt der Versuchs- urchführung | | Rohdichten | | Güte- prüfung |
|------------|---------------------|--|---|---|---------------------------------|---|--|------------------|
| | | Würfelfestigkeit [N/mm ²] | Spaltzug- festigkeit [N/mm ²] | Zylinderfestigkeit [N/mm ²] | E-Modul [N/mm ²] | Trocken- rohddichte [kg/dm ³] | Frisch- beton- rohddichte [kg/dm ³] | |
| LC 35/38 | B 1 | 28,5 | 2,30 | 33,2 | 12.100 | - | 1,64 | 38,6 |
| | B 4 | 29,1 | 1,95 | 30,4 | 12.700 | 1,26 | 1,65 | - |
| LC 55/60 | B 2 | 41,2 | 2,59 | 76,7 | 19.300 | 1,68 | 1,89 | 85,0 |
| | B 5 | 42,6 | 2,36 | 59,7 | 18.900 | 1,68 | 1,90 | 90,4 |
| LC 75/85 | B 3 | 43,7 | 2,70 | 93,9 | 26.700 | 1,87 | 2,08 | 111,0 |
| | B 6 | 62,6 | 3,84 | 88,0 | 26.500 | 1,91 | 2,05 | 102,4 |
| LC 55/60 B | B 7 | 39,1 | 2,39 | 48,1 | 16.500 | - | 1,76 | 54,3 |

Bei den Balken 1 und 4 wurde die Festigkeit beim Vorspannen nach 3 Tagen bei allen anderen Balken nach 24 Stunden zum Zeitpunkt des Spannkrafteinleitungsversuchs bestimmt

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

| 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 | 93,2 | 1657 | 1818 | 1,097 | 194850 |

Tabelle C0.4: Gemessene Materialkennwerte der Spannstahlitzen 0,5“

| 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] |
|------------------------------|--|---|---|---|--|
| 11,9 | 111,1 | 1456 | 1617 | 1,111 | 202700 |

Tabelle C0.5: Gemessene Materialkennwerte des Spanndrahts Ø 12 mm

C1) Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei der Spannkrafteinleitung

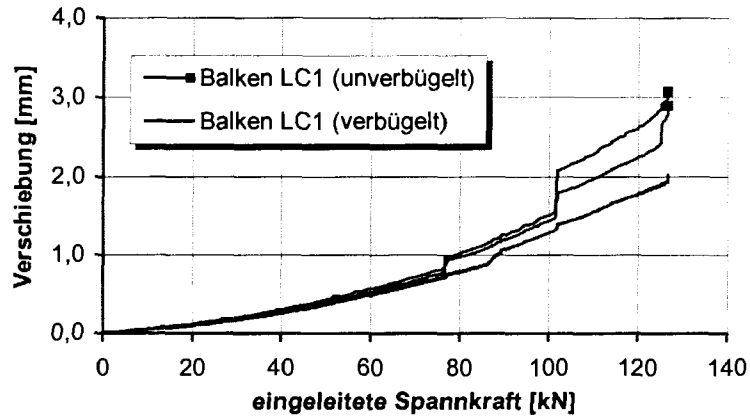


Bild C1.1: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B 1 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (3 d: $f_{lck,cube} = 28,5 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,5 \cdot d_p$

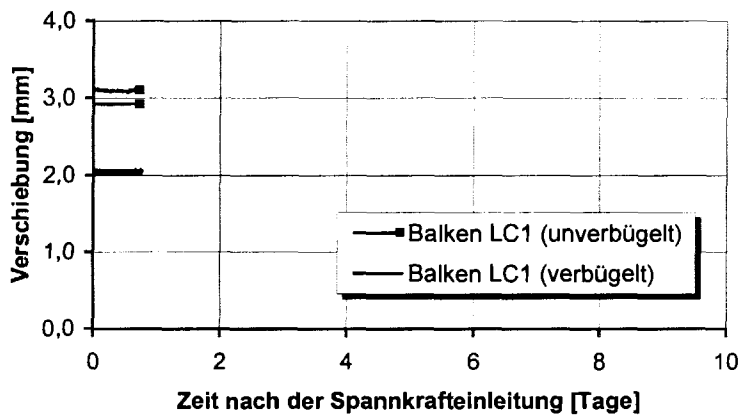


Bild C1.2: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 1 bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung

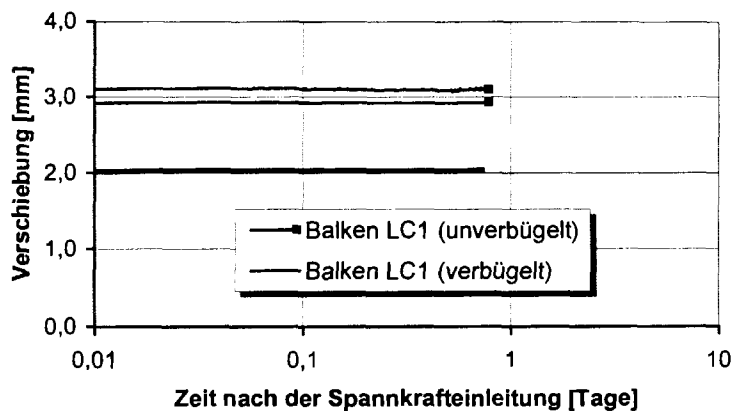


Bild C1.3: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 1 bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

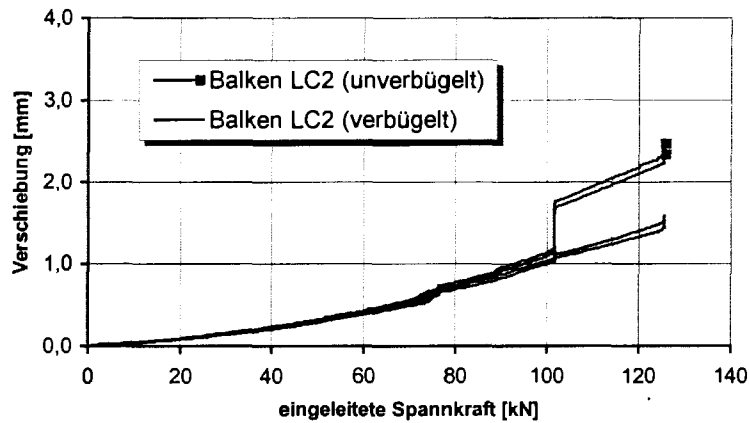


Bild C1.4: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B 2 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (27 Std: $f_{1ck,cube} = 41,2 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,5 \cdot d_p$

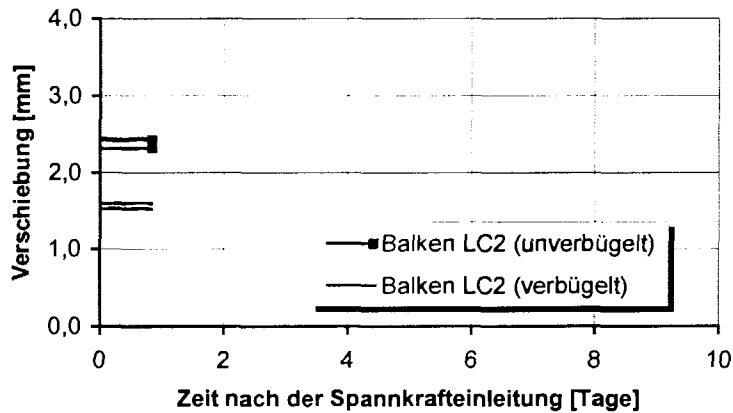


Bild C1.5: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 2 bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung

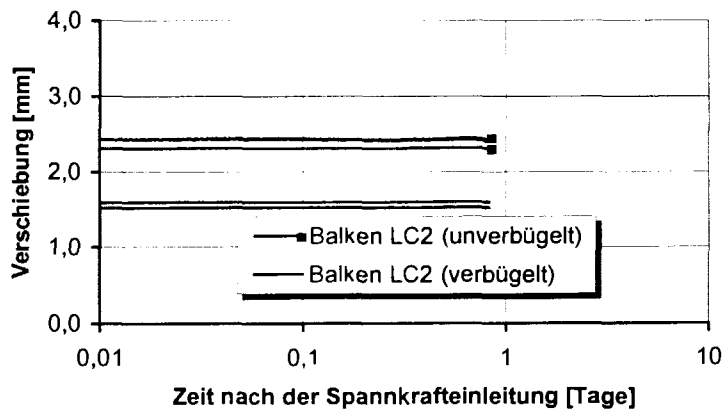


Bild C1.6: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 2 bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

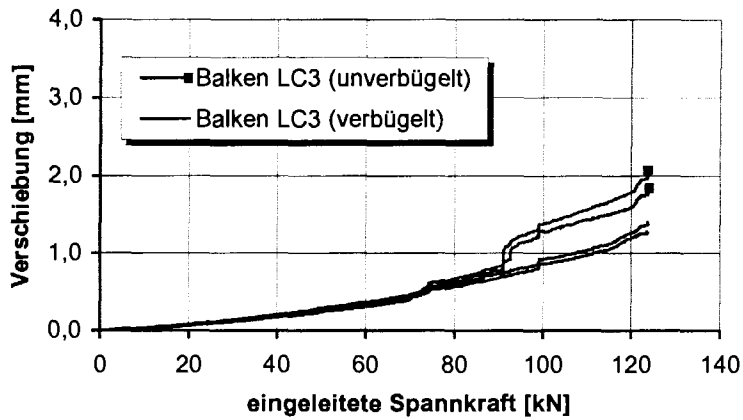


Bild C1.7: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B 3 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (24 Std: $f_{lck,cube} = 43,7 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 3,5 \cdot d_p$

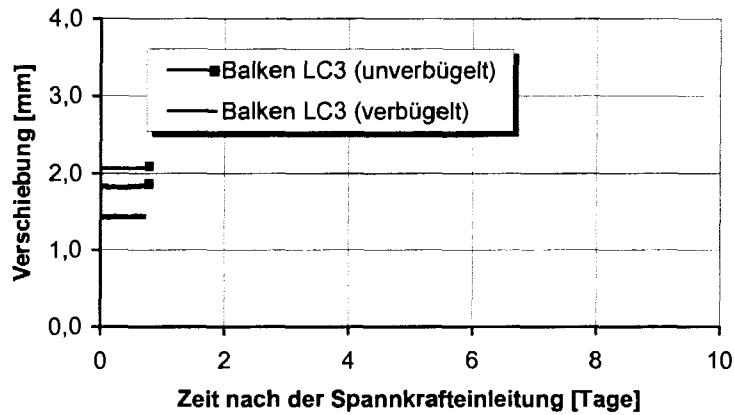


Bild C1.8: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 3 bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung

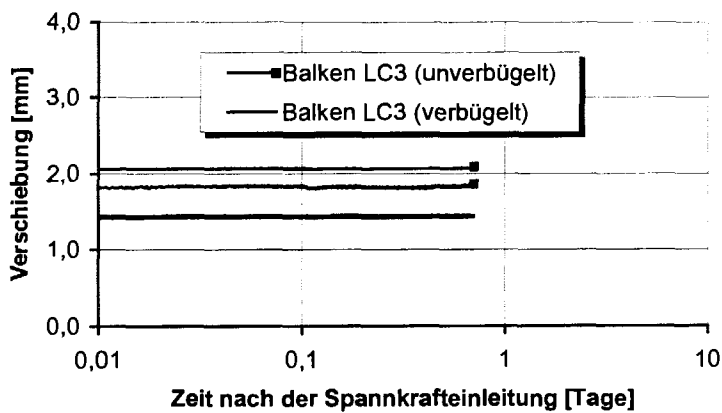


Bild C1.9: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 3 bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

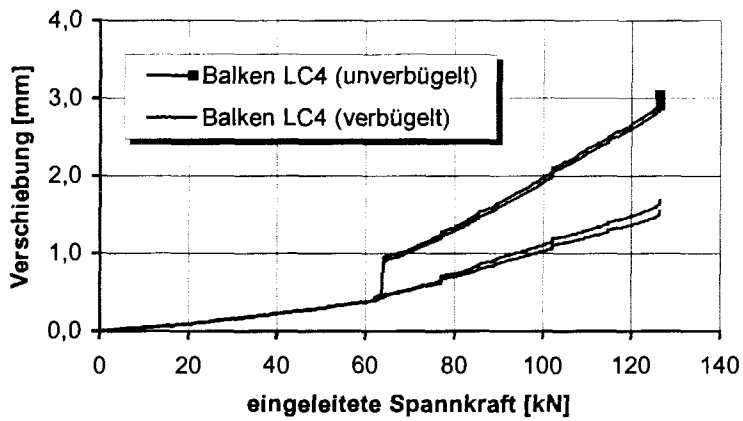


Bild C1.10: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B 4 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (3 d: $f_{Ick,cube} = 29,1 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 4,0 \cdot d_p$

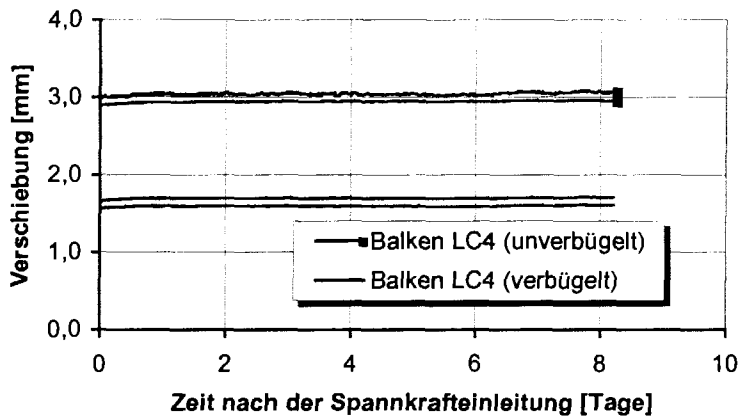


Bild C1.11: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 4 bis 8 Tage nach der Spannkrafteinleitung

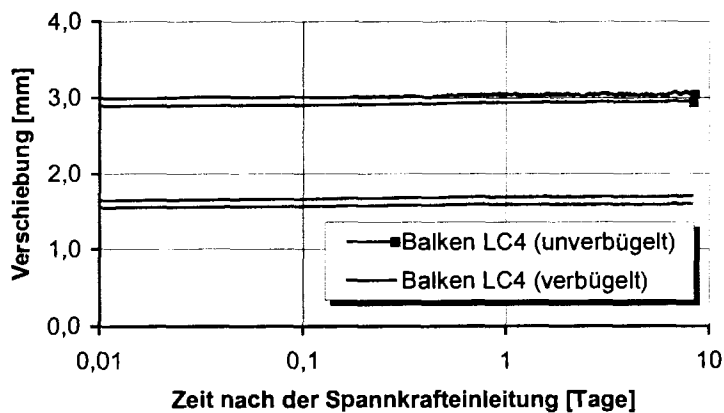


Bild C1.12: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 4 bis 8 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

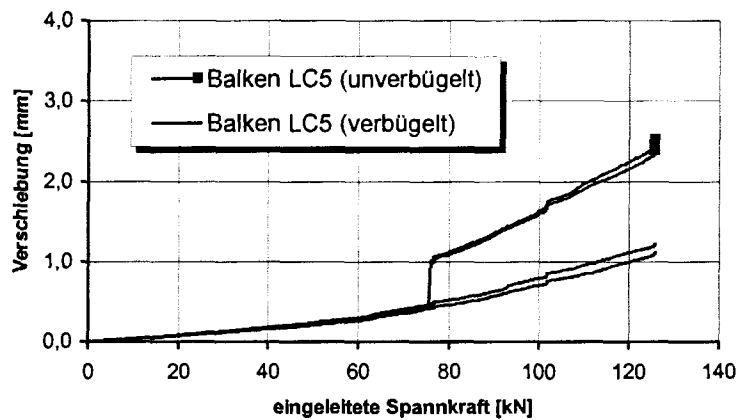


Bild C1.13: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B 5 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (25 Std: $f_{lck,cube} = 42,6 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 4,0 \cdot d_p$

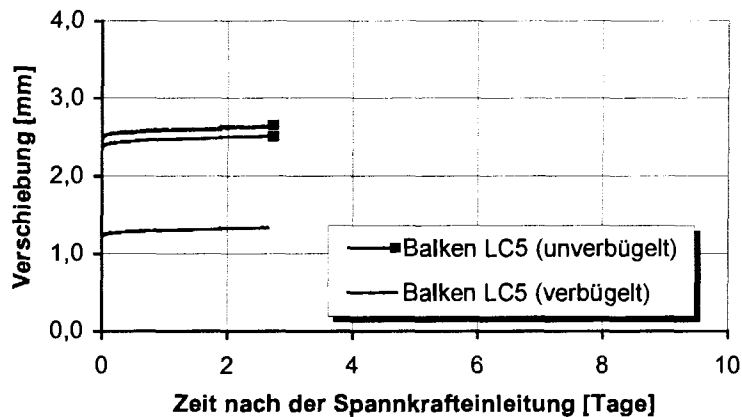


Bild C1.14: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 5 bis 3 Tage nach der Spannkrafteinleitung

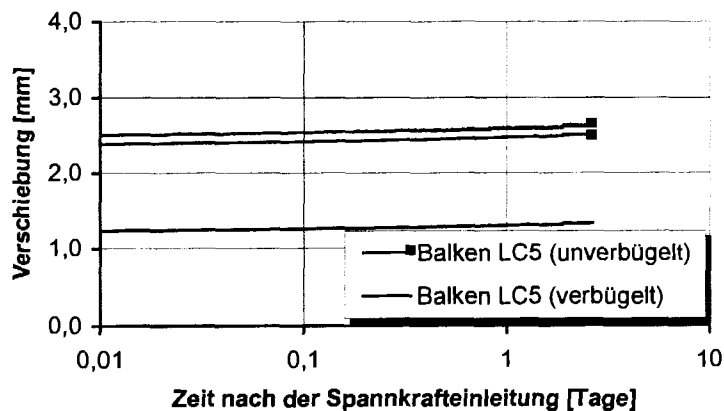


Bild C1.15: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 5 bis 3 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

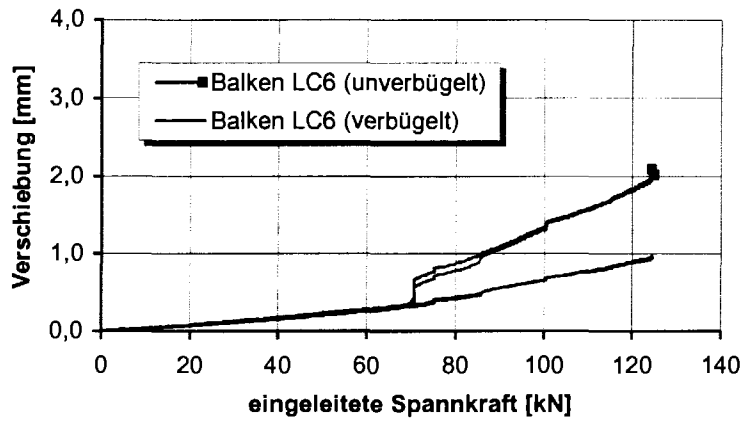


Bild C1.16: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B 6 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (25 Std: $f_{ick,cube} = 62,6 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 4,0 \cdot d_p$

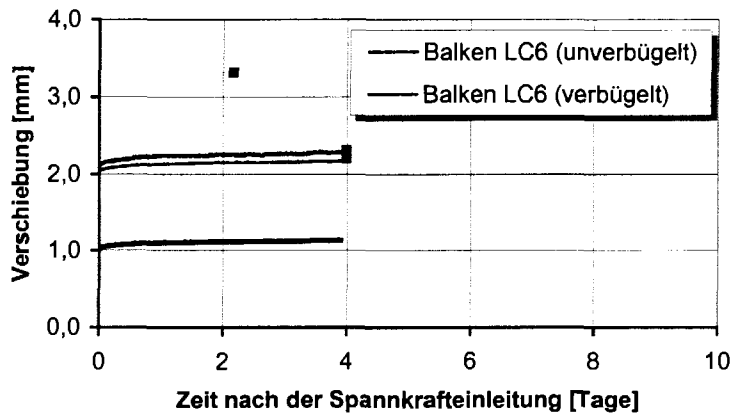


Bild C1.17: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 6 bis 4 Tage nach der Spannkrafteinleitung

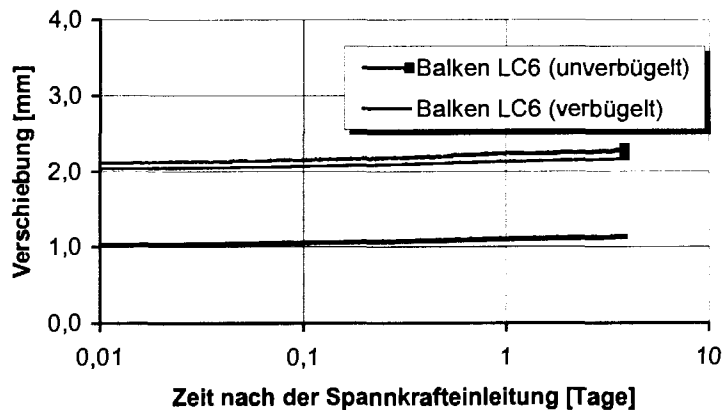


Bild C1.18: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 6 bis 4 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

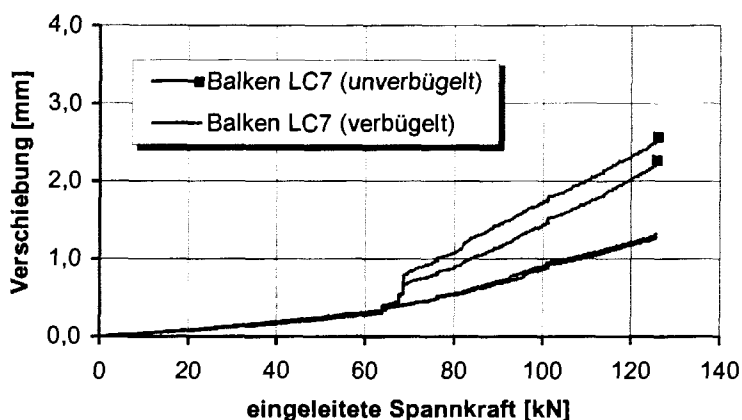


Bild C1.19: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B 7 aus LC 55/60B, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (27 Std: $f_{lck,cube} = 39,1 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung $c = 4,0 \cdot d_p$

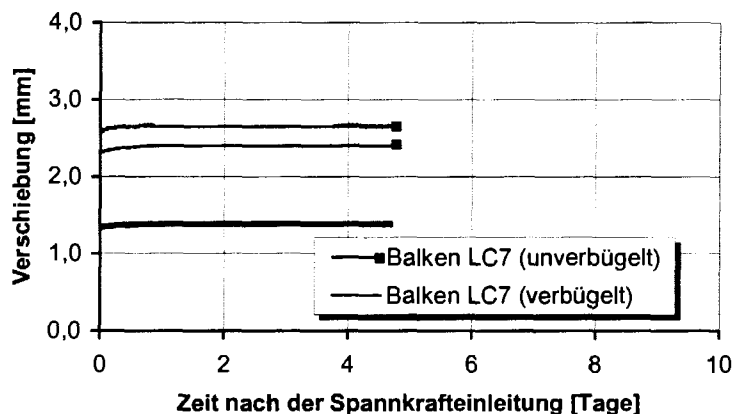


Bild C1.20: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 7 bis 2 Tage nach der Spannkrafteinleitung

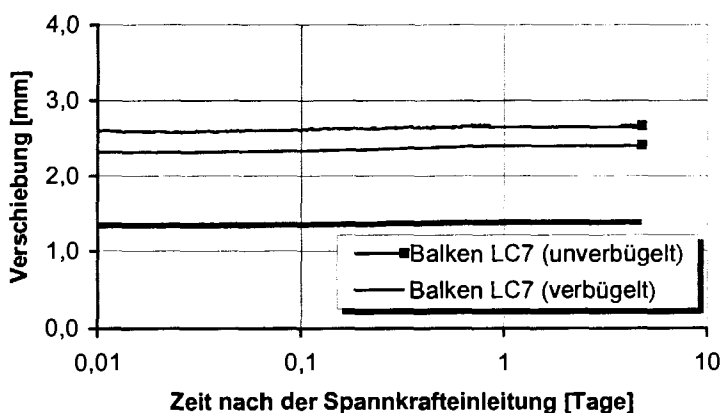


Bild C1.21: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B 7 bis 2 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

C2) Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung

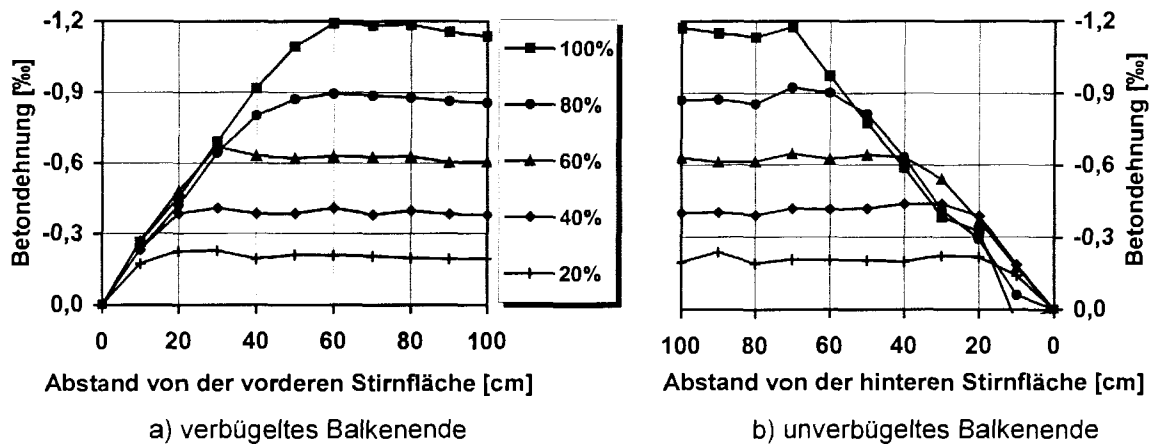


Bild C2.1: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 1 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 3,5 \cdot d_p$)

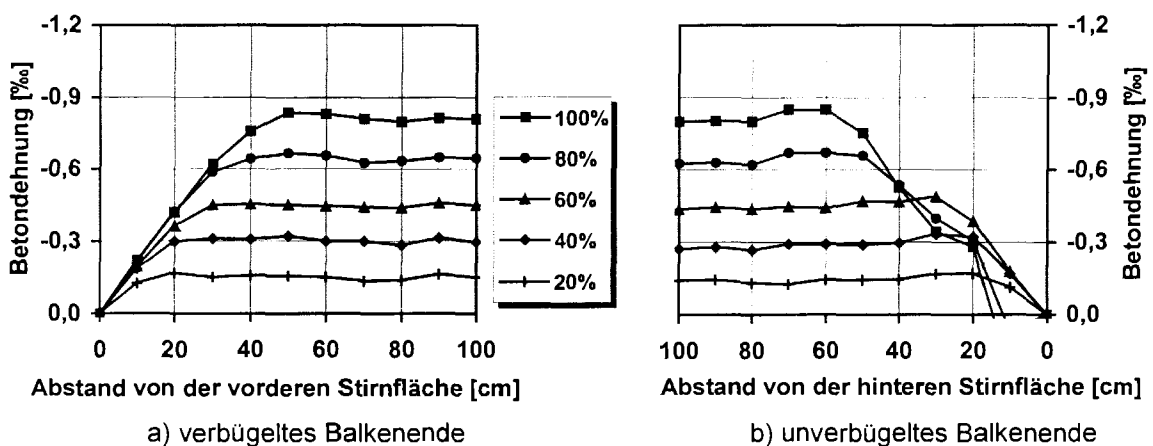


Bild C2.2: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 2 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 3,5 \cdot d_p$)

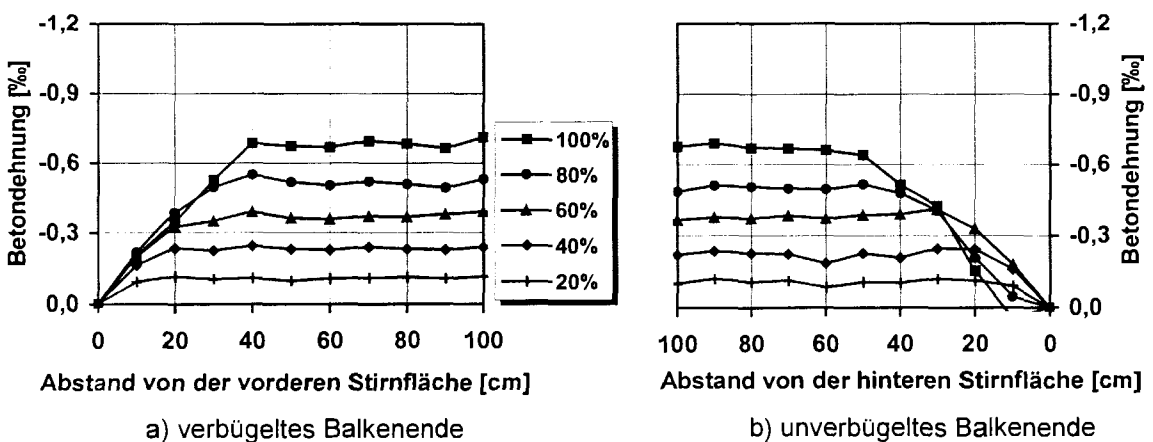


Bild C2.3: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 3 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 3,5 \cdot d_p$)

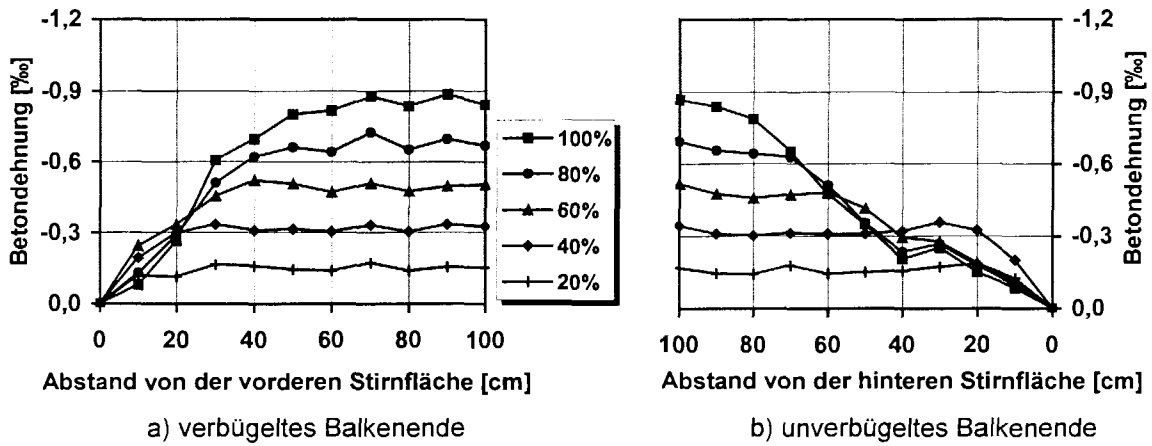


Bild C2.4: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 4 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Drähte: $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 4,0 \cdot d_p$)

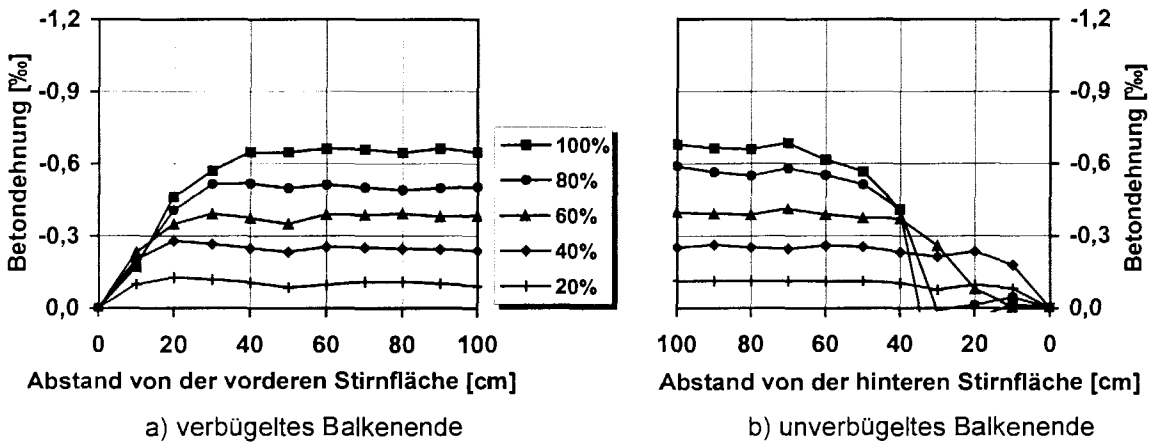


Bild C2.5: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 5 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Drähte: $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 4,0 \cdot d_p$)

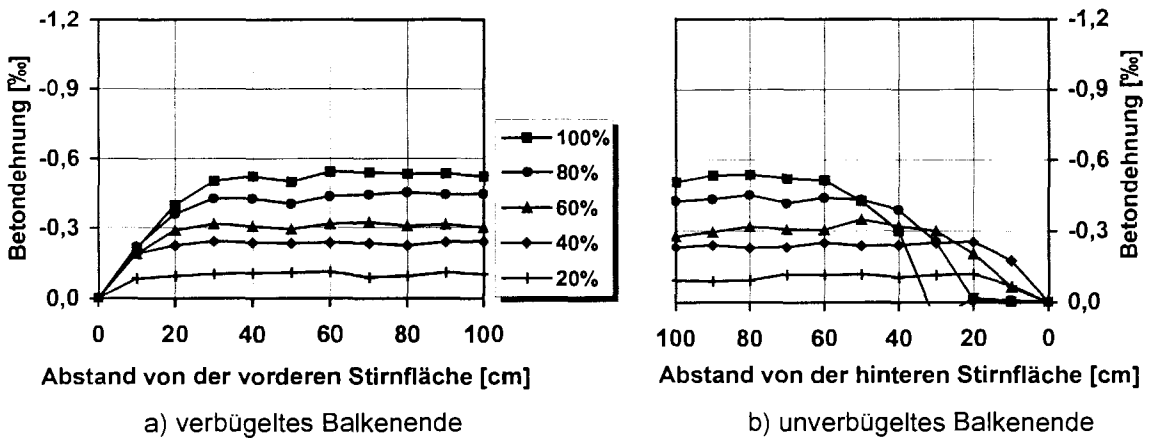


Bild C2.6: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 6 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Drähte: $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 4,0 \cdot d_p$)

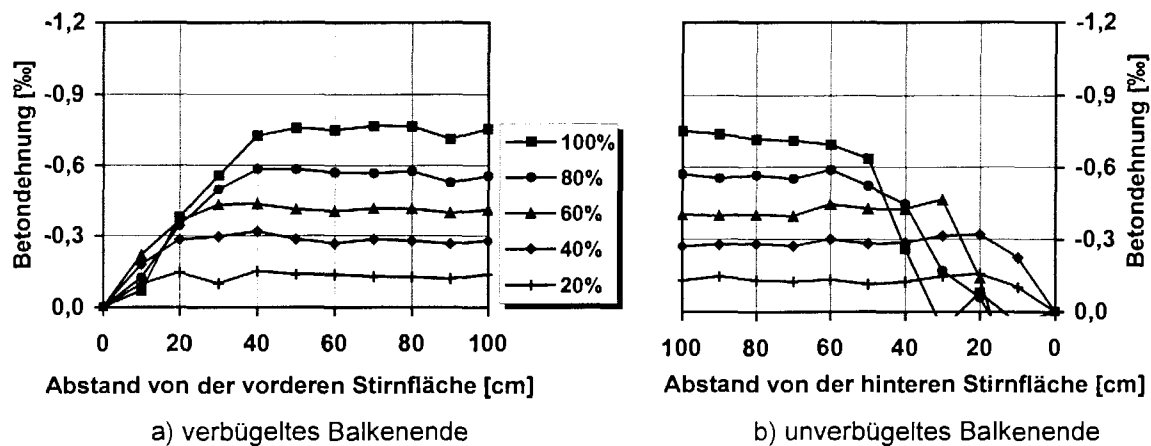


Bild C2.7: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 7 aus LC 55/60 B, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Drähte: $s = 2,5 \cdot d_p$, Betondeckung: $c = 4,0 \cdot d_p$)

C3) Zeitabhängige Betondehnungen

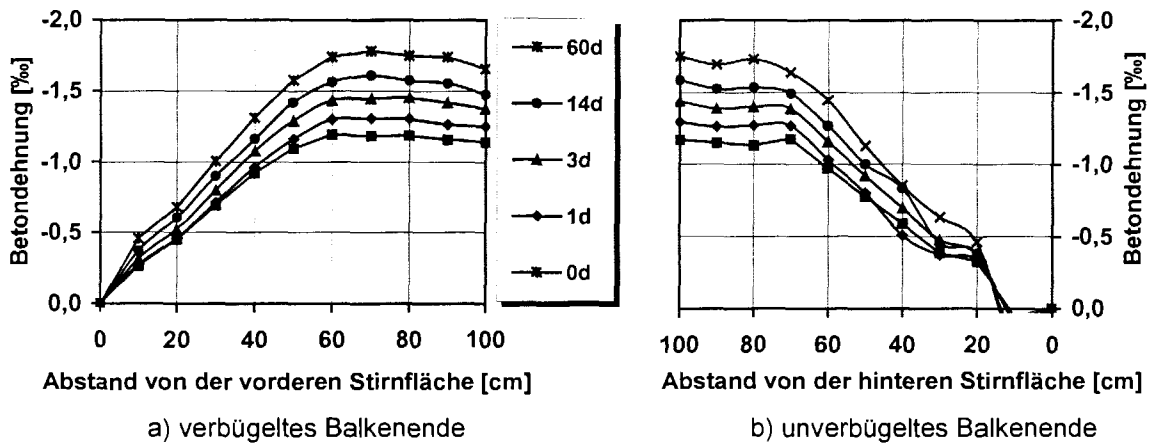


Bild C3.1: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 1 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

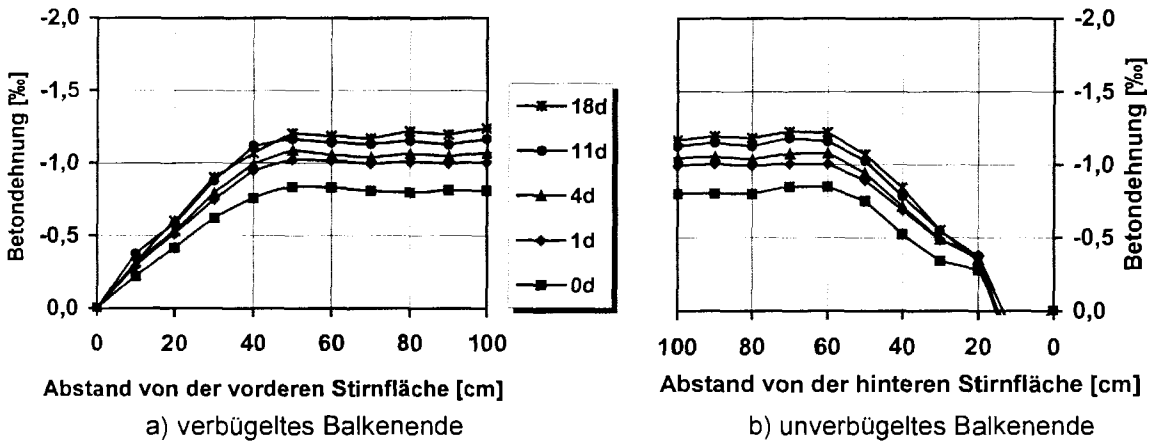


Bild C3.2: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 2 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

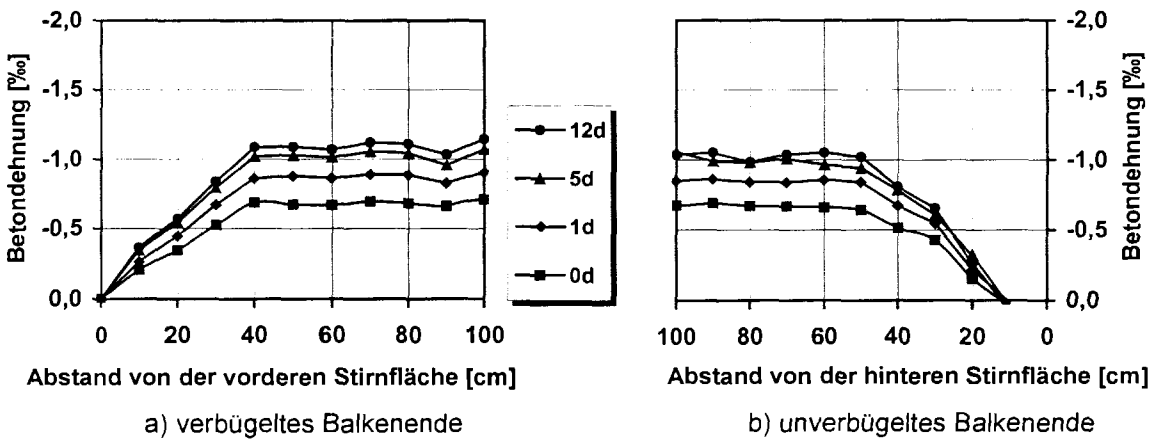


Bild C3.3: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 3 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

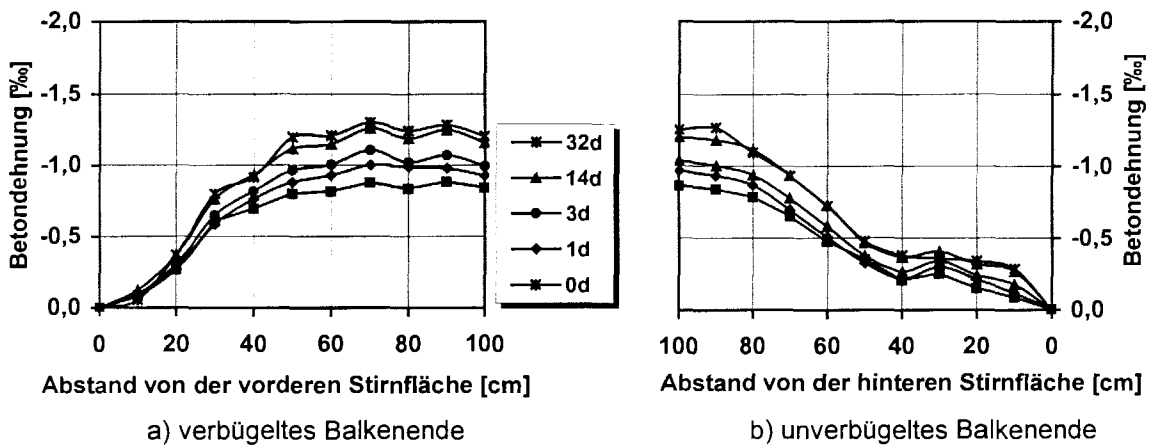


Bild C3.4: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 4 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

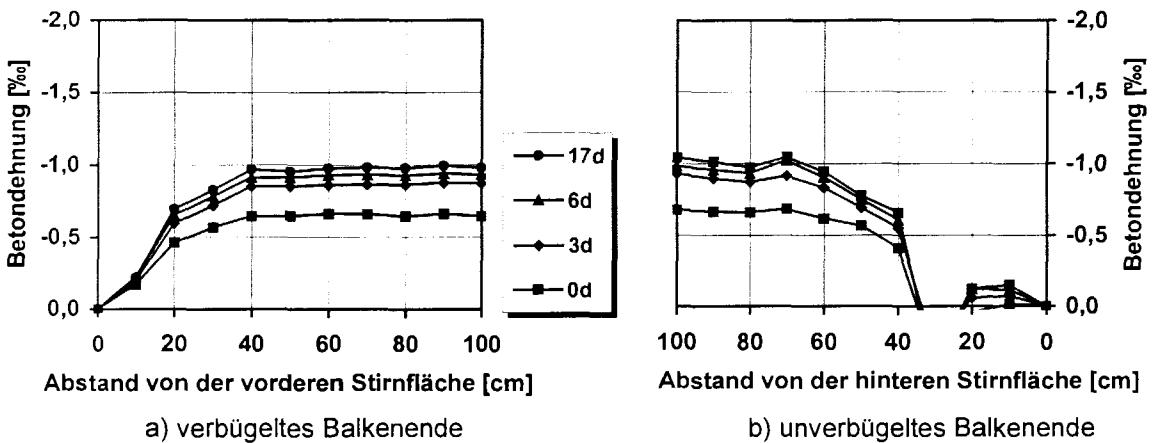


Bild C3.5: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 5 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

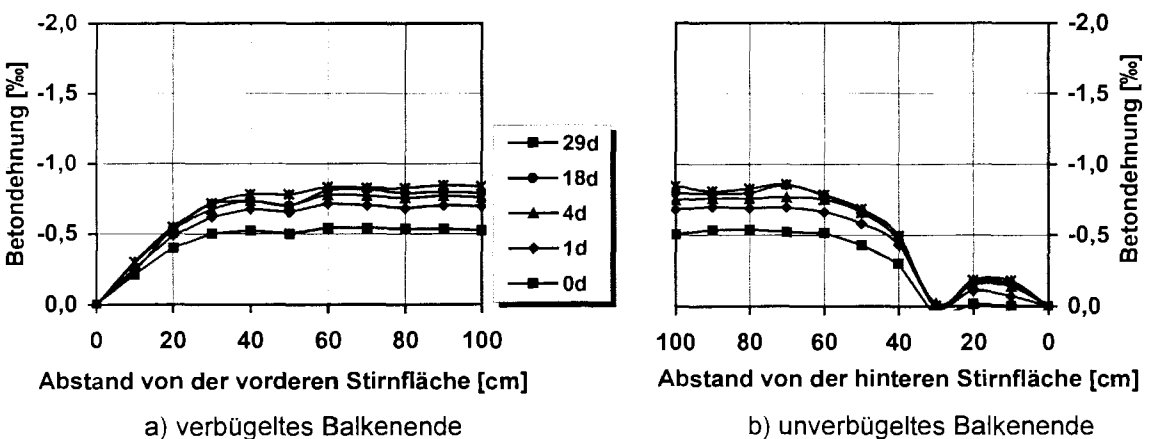


Bild C3.6: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 6 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

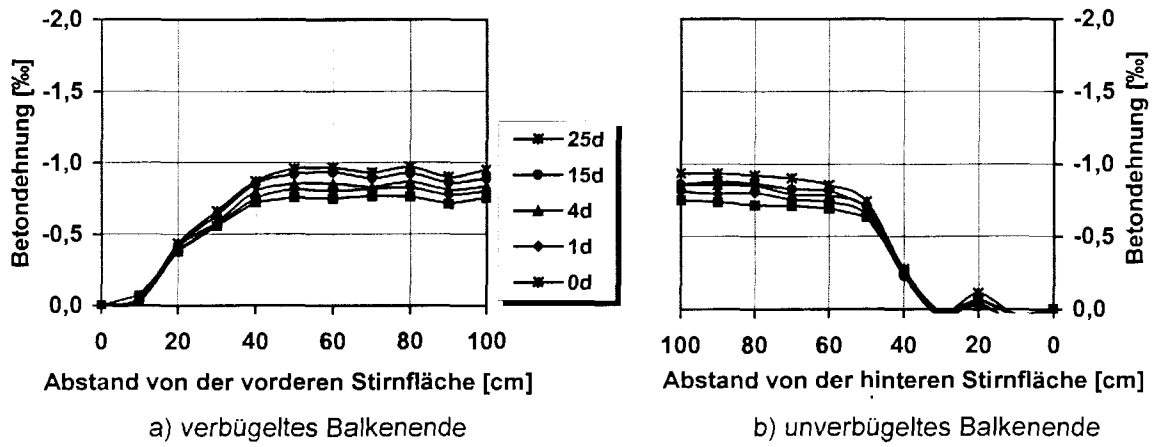


Bild C3.7: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B 7 aus LC 55/60 B, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

C4) Verschiebungsverhalten der Spannstähle beim Balkenversuch

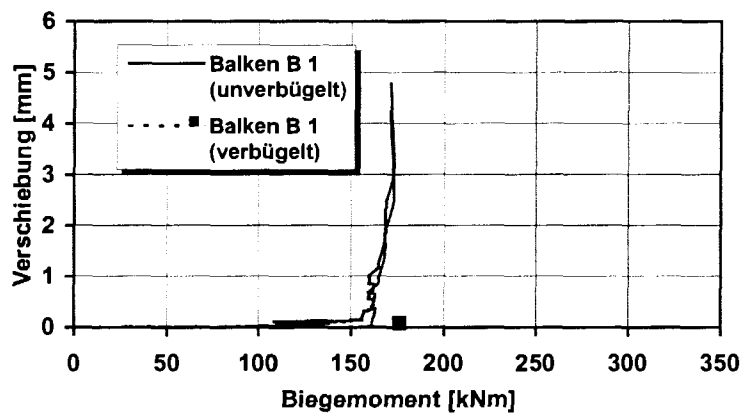


Bild C4.1: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B 1 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$)

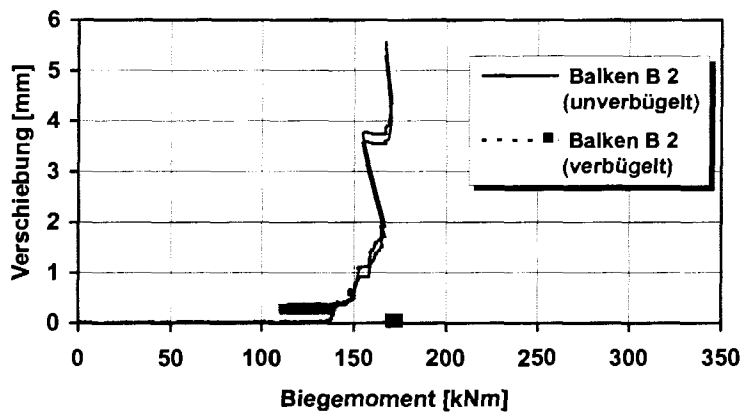


Bild C4.2: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B 2 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$)

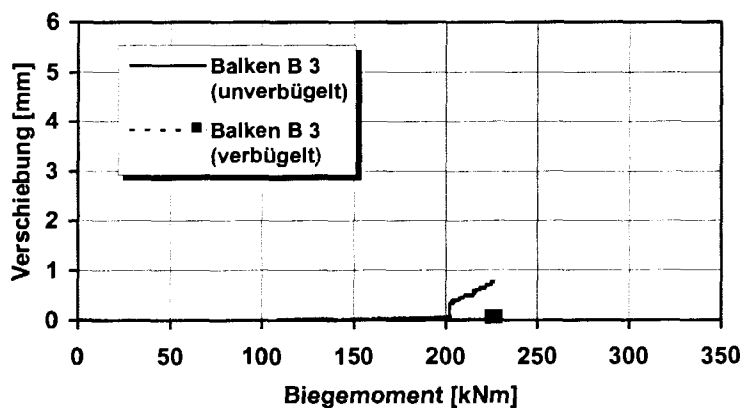


Bild C4.3: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B 3 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$)

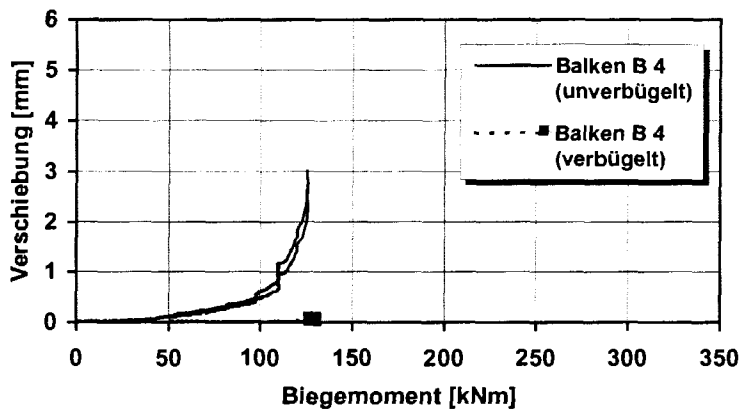


Bild C4.4: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B 4 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$)

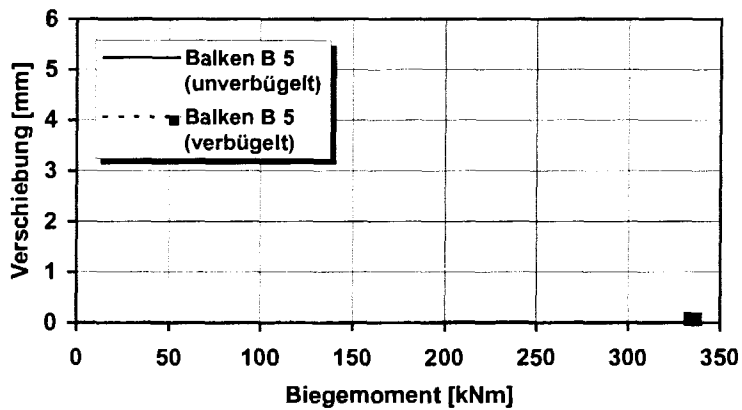


Bild C4.5: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B 5 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$)

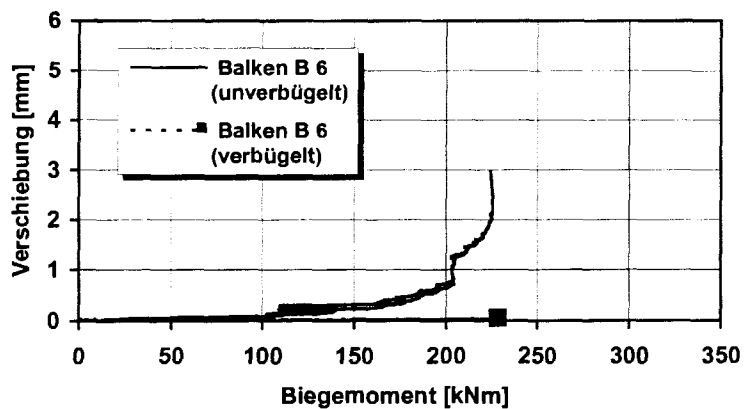


Bild C4.6: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B 6 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$)

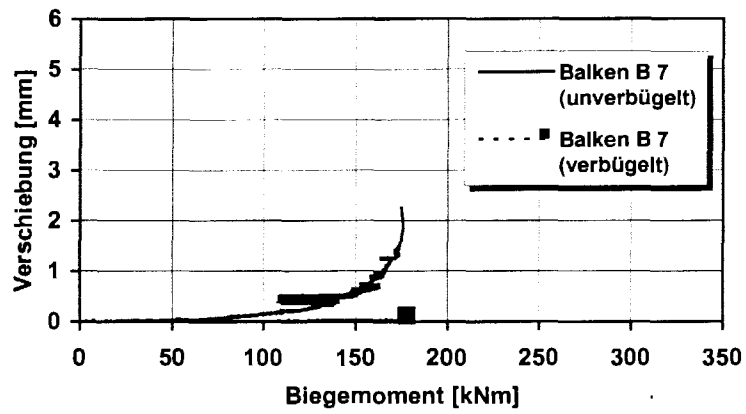


Bild C4.7: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch
(Balken B 7 aus LC 55/60 B, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$)

C5) Momenten-Durchbiegungslinie der Balkenversuche

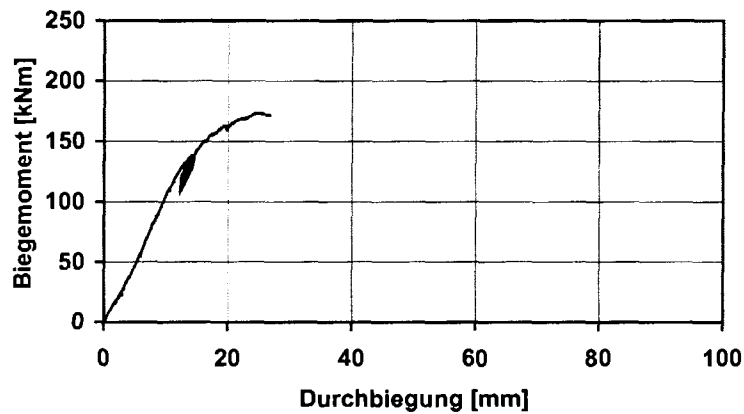


Bild C5.1: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B 1 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$
4 Litzen 0,5" (Verankerungsversagen)

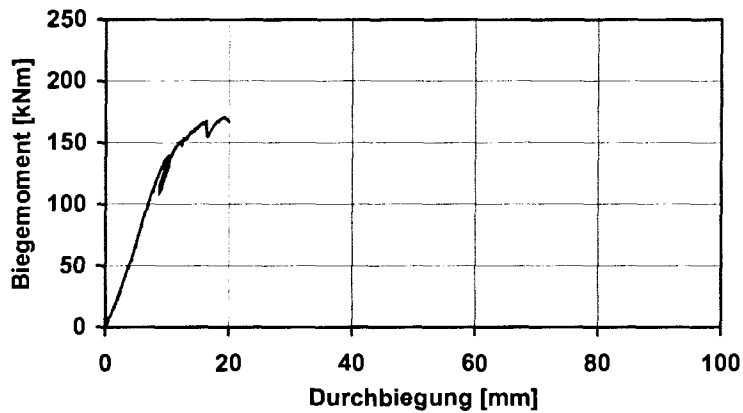


Bild C5.2: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B 2 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$
4 Litzen 0,5" (Verankerungsversagen)

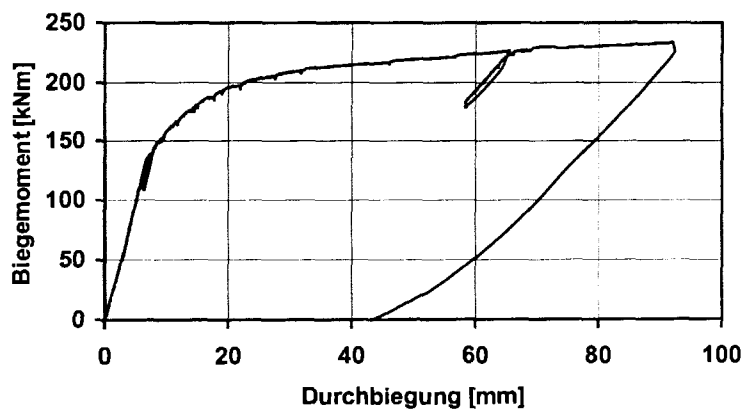


Bild C5.3: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B 3 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$
4 Litzen 0,5" (Biegeversagen)

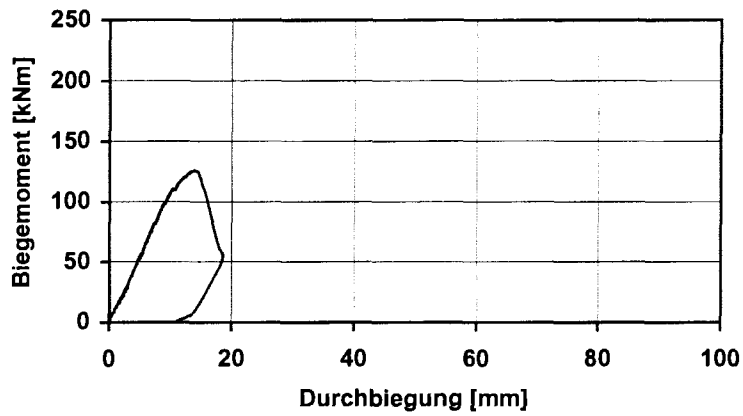


Bild C5.4: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B 4 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$
4 Spanndrähte $\varnothing 12$ (Verankerungsversagen)

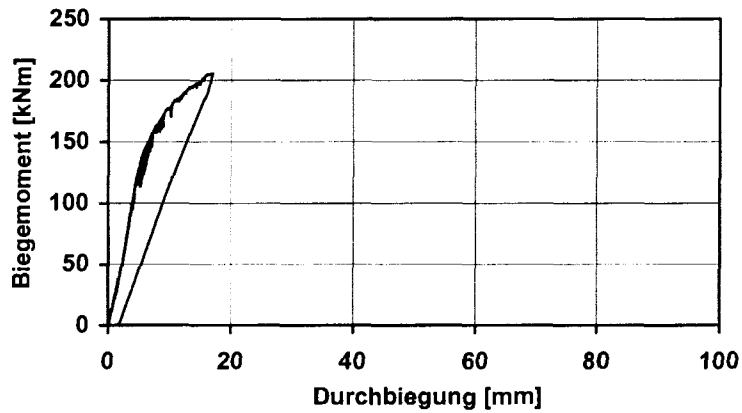


Bild C5.5: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B 5 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$
4 Spanndrähte $\varnothing 12$ (Biegeversagen)

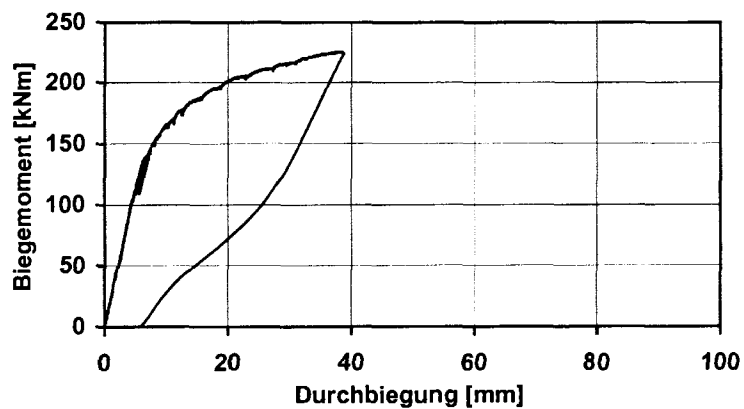


Bild C5.6: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B 6 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$
4 Spanndrähte $\varnothing 12$ (Biegeversagen)

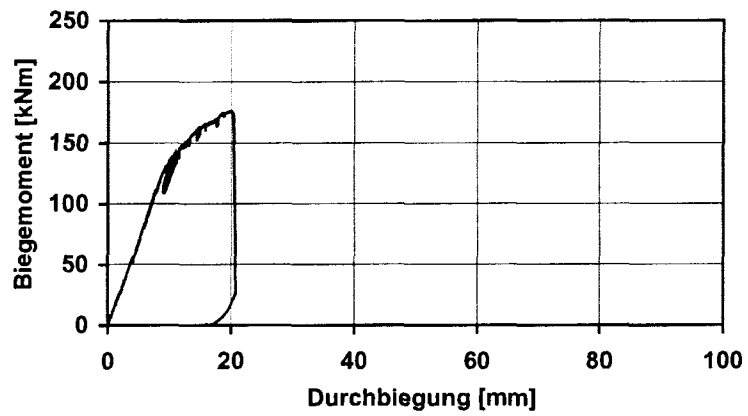
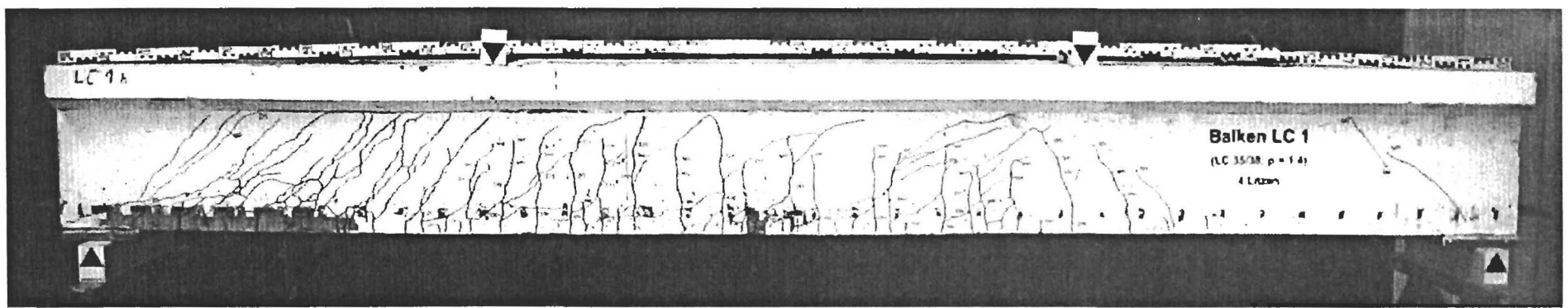


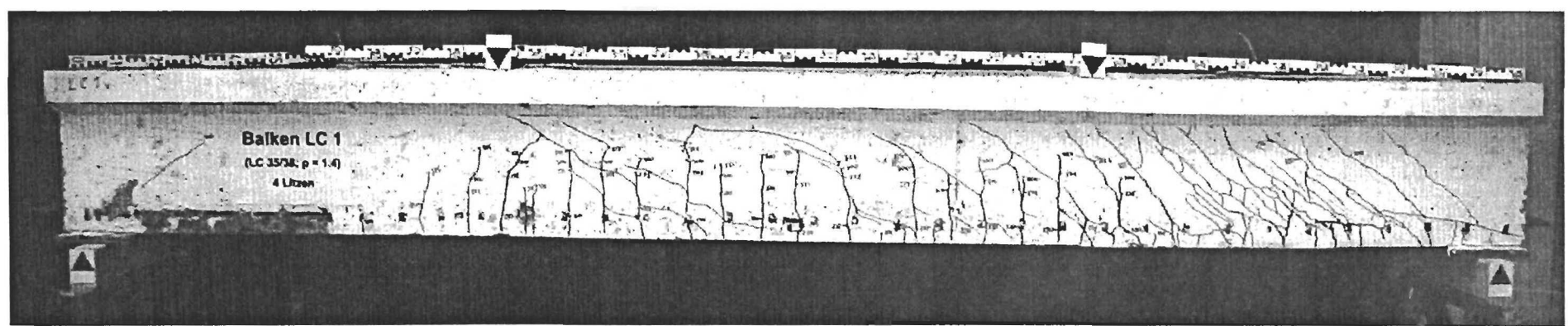
Bild C5.7: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B 7 aus LC 55/60 B, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$
4 Spanndrähte $\varnothing 12$ (Verankerungsversagen)

C6) Rissbilder beim Balkenversuch



unverbügeltes Balkenende

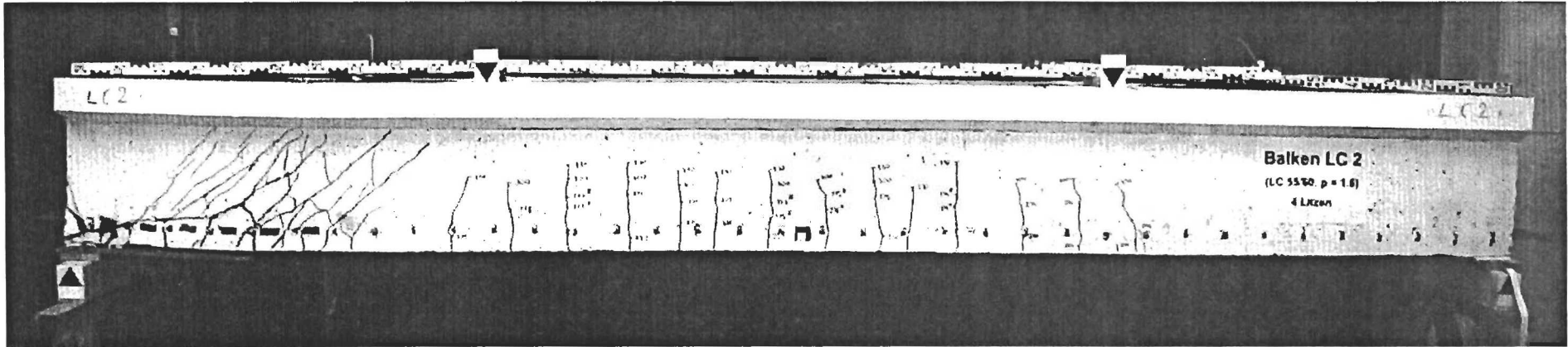
verbügeltes Balkenende



verbügeltes Balkenende

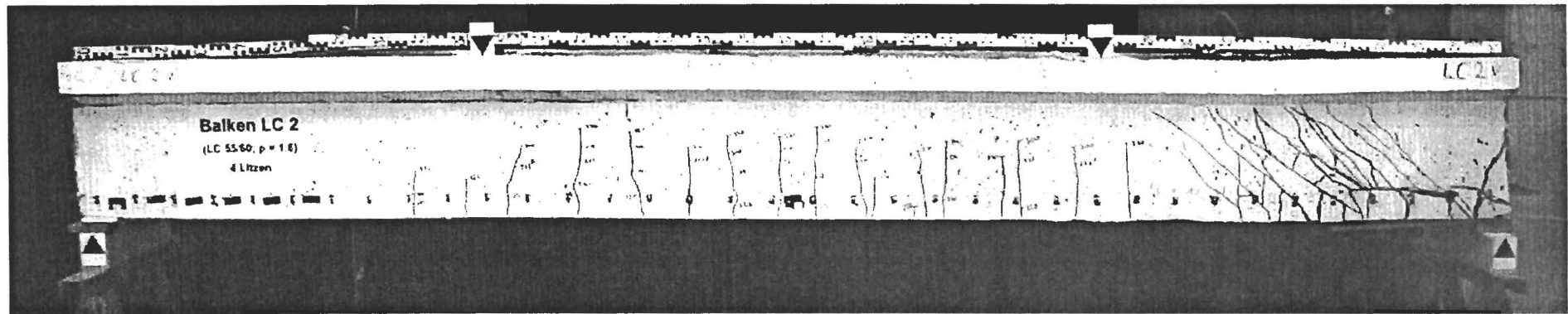
unverbügeltes Balkenende

Bild C6.1: Rissbild des Balkens B 1 aus LC 35/38 , $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (4 Litzen 0,5")



unverbügeltes Balkenende

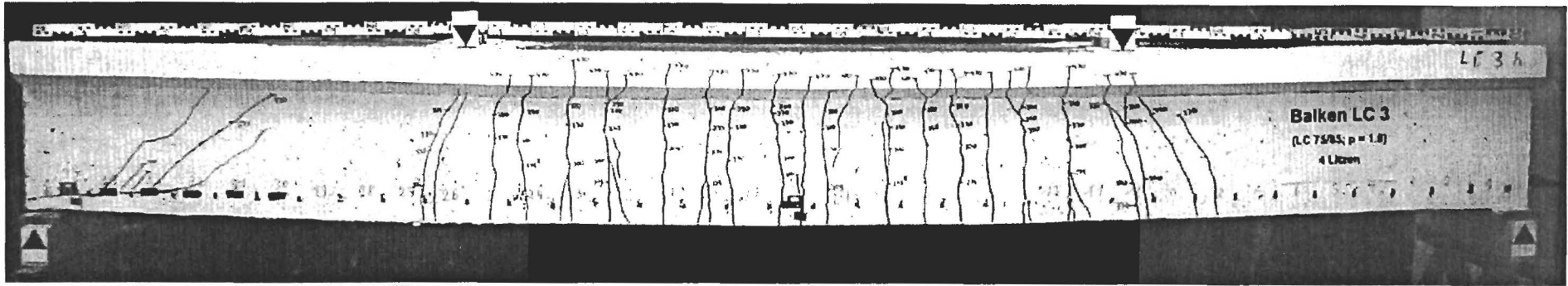
verbügeltes Balkenende



verbügeltes Balkenende

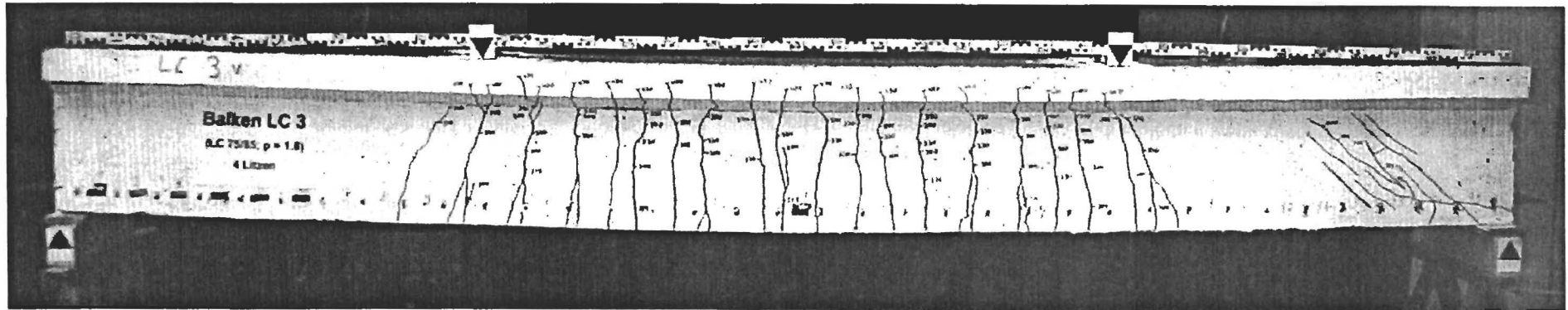
unverbügeltes Balkenende

Bild C6.2: Rissbild des Balkens B 2 aus LC 55/60 , $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (4 Litzen 0,5")



unverbügeltes Balkenende

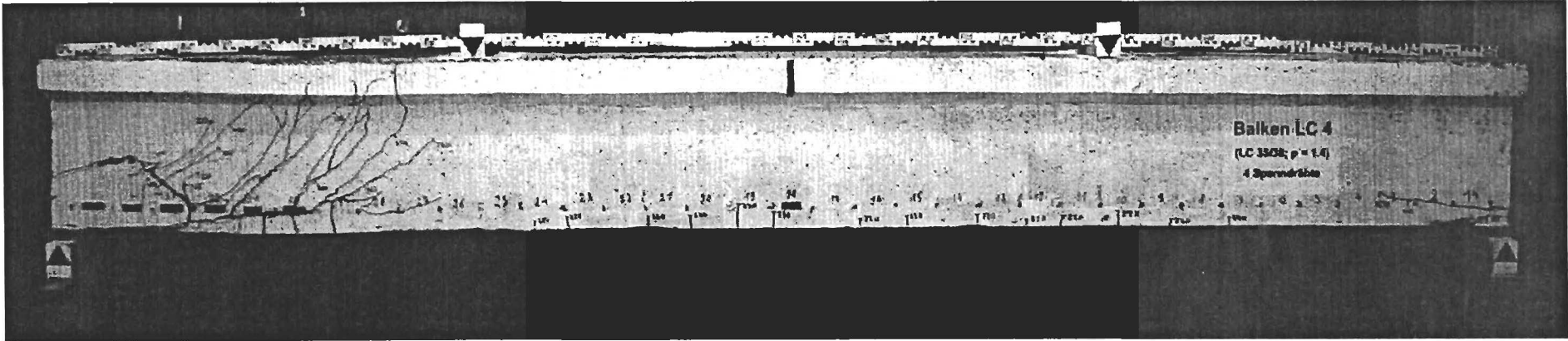
verbügeltes Balkenende



verbügeltes Balkenende

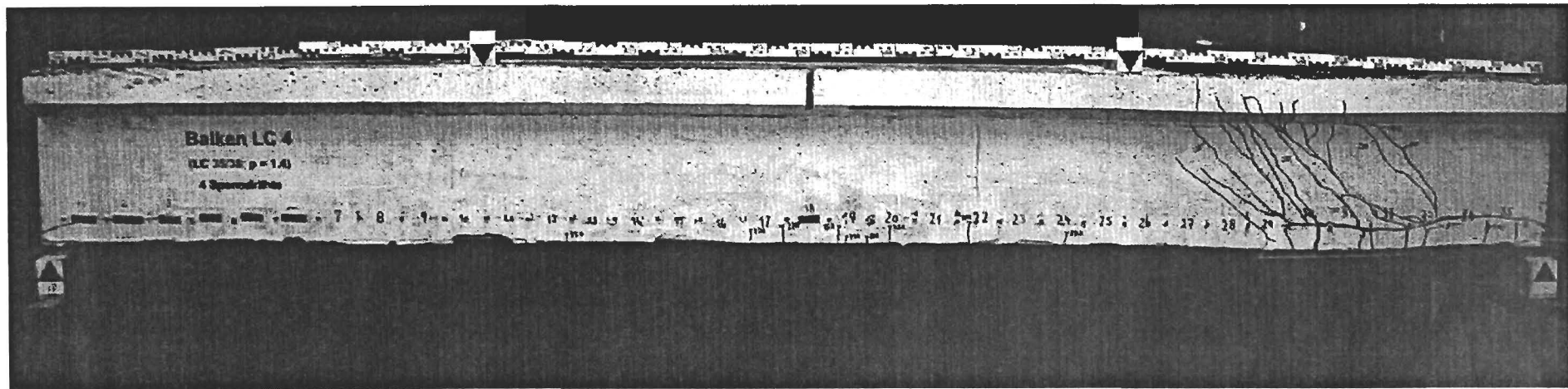
unverbügeltes Balkenende

Bild C6.3: Rissbild des Balkens B 3 aus LC 75/85 , $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (4 Litzen 0,5")



unverbügeltes Balkenende

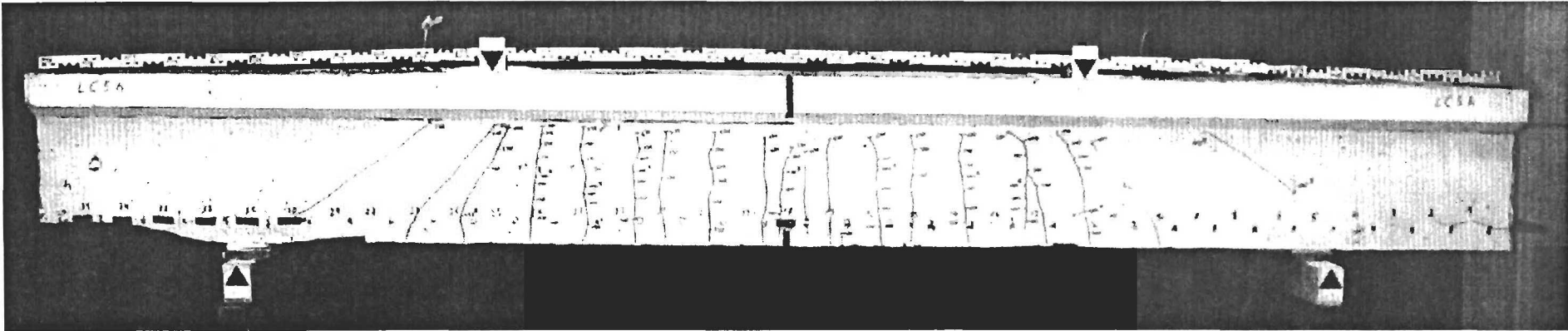
verbügeltes Balkenende



verbügeltes Balkenende

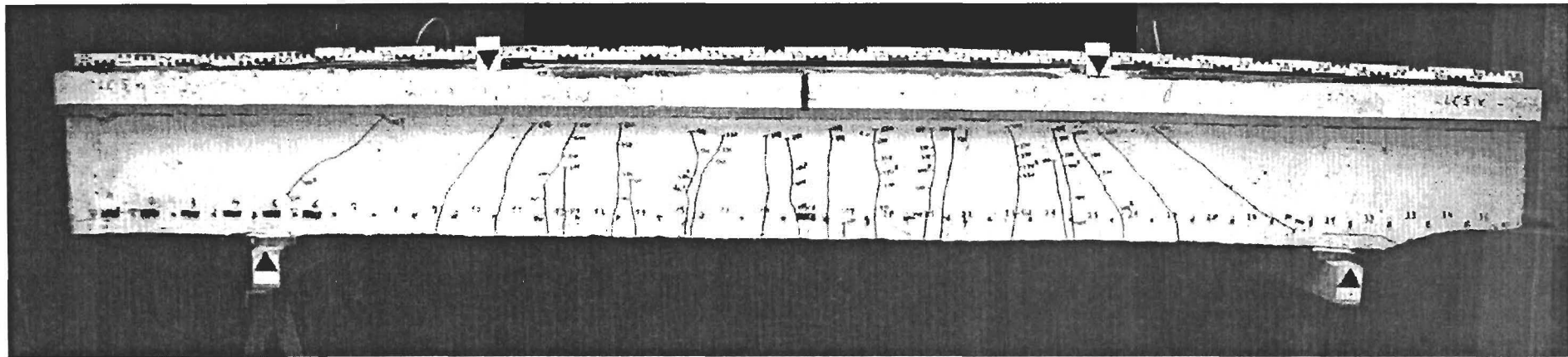
unverbügeltes Balkenende

Bild C6.4: Rissbild des Balkens B 4 aus LC 35/38 , $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (4 Spanndrähte $\varnothing 12$)



unverbügeltes Balkenende

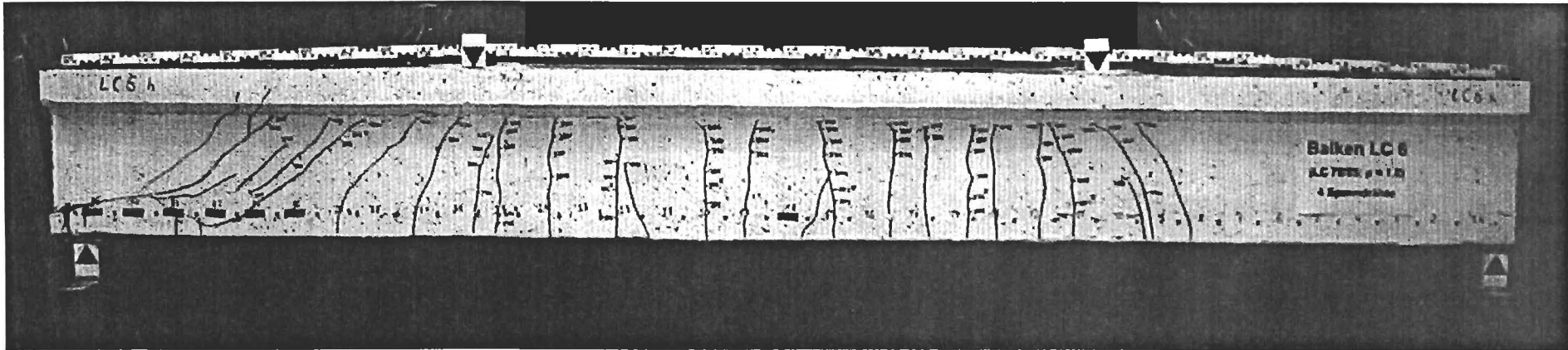
verbügeltes Balkenende



verbügeltes Balkenende

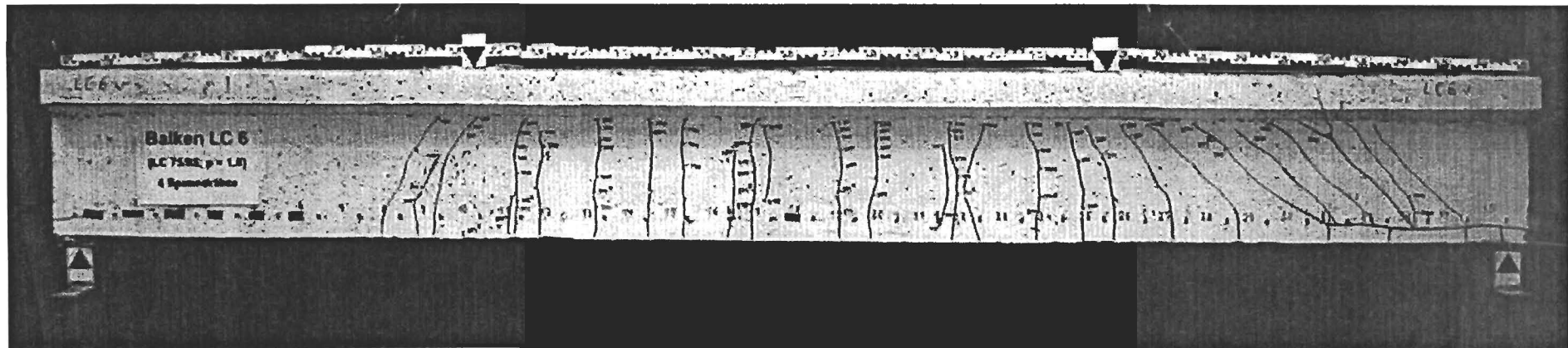
unverbügeltes Balkenende

Bild C6.5: Rissbild des Balkens B 5 aus LC 55/60 , $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (4 Spanndrähte $\text{Ø} 12$)



unverbügeltes Balkenende

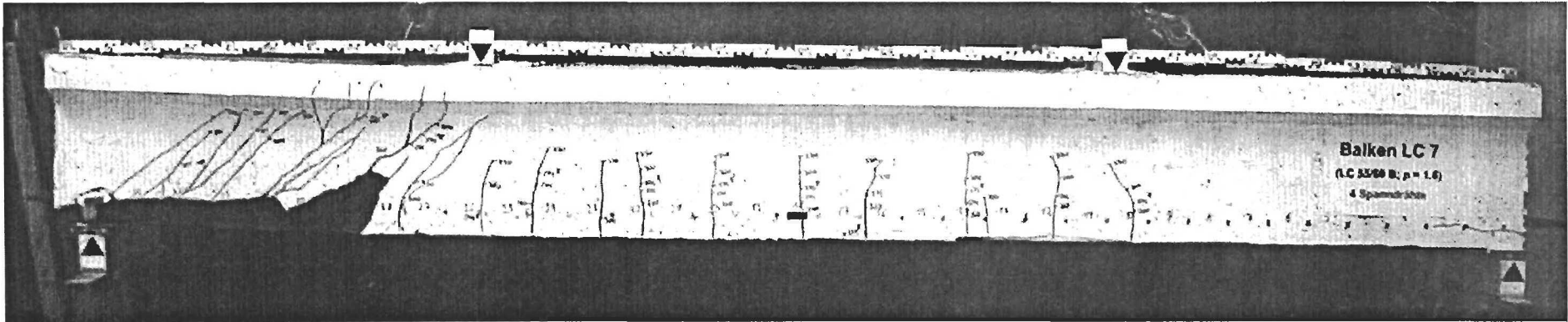
verbügeltes Balkenende



verbügeltes Balkenende

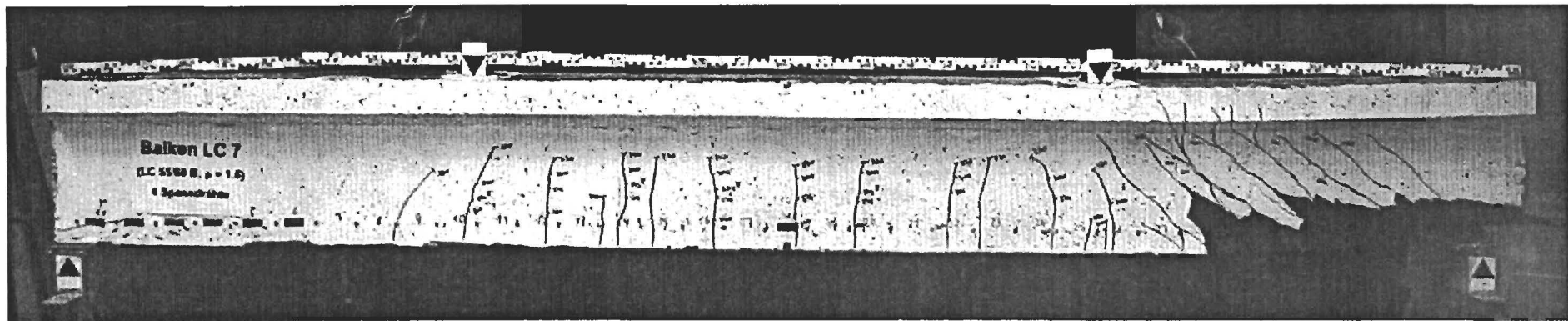
unverbügeltes Balkenende

Bild C6.6: Rissbild des Balkens B 6 aus LC 75/85 , $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (4 Spanndrähte $\varnothing 12$)



unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende



verbügeltes Balkenende

unverbügeltes Balkenende

Bild C6.7: Rissbild des Balkens B 7 aus LC 55/50 B , $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (4 Spanndrähte $\varnothing 12$)