Bauforschung

Übergreifungsstöße von Betonstahl in selbstverdichtendem Beton

T 3185

Fraunhofer IRB Verlag

T 3185

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2009

ISBN 978-3-8167-7905-6

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

Fraunhofer IRB Verlag
Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

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

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

RHEINISCH-
WESTFÄLISCHE
TECHNISCHE
HOCHSCHULE
AACHEN

IMB

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

(DAfStb – V 429)

Bericht-Nr. 123/2005

des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen

Gegenstand: „Übergreifungsstöße von Betonstahl in selbstverdichtendem Beton“

Auftraggeber: Deutscher Aussschuss für Stahlbeton (DAfStb V 429)

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

Datum: Aachen, den 28.02.2006

Projekt-Nr. IMB: F-2002-009

Dieser Bericht umfasst 80 Seiten Text und 26 Seiten Anhang.

Vorwort

Die Untersuchungen wurden mit Mitteln des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) gefördert.

Der Beratergruppe gehörten die Herren

Univ.- Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen

Dr.-Ing. U. Hartz

Dr.-Ing. J. Moersch

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

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

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1 EINLEITUNG	**1**
1.1 Ausgangssituation und Anlaß	1
1.2 Überblick zum Stand der Kenntnis	2
1.3 Ziel und Umfang der Untersuchungen	3
2 TECHNOLOGIE DES SELBSTVERDICHTENDEN BETON	**4**
2.1 Allgemeines	4
2.2 Mehlkorntyp	6
2.3 Stabilisierertyp	7
2.4 Kombinationstyp	8
3 STAND DER KENNTNISSE	**9**
3.1 Zugstöße	9
3.1.1 Allgemeine Ansätze	9
3.1.2 Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten von zugebanspruchten Übergreifungsstößen	12
3.2 Druckstöße	23
3.2.1 Allgemeine Ansätze	23
3.2.2 Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten von druckbeanspruchten Übergreifungsstößenruckstössen	24
4 BESCHREIBUNG DER VERSUCHE	**28**
4.1 Zugstöße	28
4.1.1 Versuchsprogramm	28
4.1.2 Versuchskörper	30
4.1.3 Versuchseinrichtung und Messtechnik	33
4.1.4 Versuchsdurchführung	35
4.2 Druckstöße	36
4.2.1 Versuchsprogramm	36
4.2.2 Versuchskörper	39
4.2.3 Versuchseinrichtung und Messtechnik	42
4.2.4 Versuchsdurchführung	44
5 ERGEBNISSE DER VERSUCHE	**45**
5.1 Zugstöße	45
5.1.1 Allgemeines	45
5.1.2 Bruchverhalten	45
5.1.3 Betonverformung	49
5.1.4 Rissbildung	51
5.1.5 Durchbiegung	53
5.1.6 Dehnung der Längsbewehrung	55
5.1.7 Dehnung der Querbewehrung	59
5.2 Druckstöße	60
5.2.1 Allgemeines	60

5.2.2 Bruchverhalten 61
5.2.3 Durchbiegung 64
5.2.4 Dehnung der Längsbewehrung 65
5.2.5 Dehnung der Querbewehrung 67
5.1.6 Dehnung des Beton in Querrichtung 67

6 VERGLEICH MIT VERSCHIEDENEN BEMESSUNGSANSÄTZEN 69
6.1 Zugstöße 69
6.1.1 Ansatz von Eligehausen 69
6.1.2 Ansatz von Darwin et al. 71
6.1.3 Ansatz von Burkhardt 72
6.1.4 Normative Regelung 74
6.2 Druckstöße 76

7 ZUSAMMENFASSUNG 77

Literaturverzeichnis 78

ANHANG A: ERGEBNISSE DER ZUGBEANSPRUCHTEN ÜBERGREIFUNGSSTÖßE 81

ANHANG B: ERGEBNISSE DER DRUCKBEANSPRUCHTEN ÜBERGREIFUNGSSTÖßE 94

1 EINLEITUNG

1.1 Ausgangssituation und Anlass

Aufgrund wirtschaftlicher und technischer Vorteile hat sich selbstverdichtender Beton (SVB) im Ausland bereits seit einigen Jahren eine Reihe von Anwendungsgebieten erschlossen. Eine ähnliche Entwicklung ist in Deutschland mit der bauaufsichtlichen Einführung der Richtlinie für SVB [Rili03] zu erwarten. Aufgrund fehlender Erkenntnisse wurden beim Entwurf der SVB-Richtlinie [Rili02] für DIN 1045-1 zunächst auf der sicheren Seite liegend die konstruktiven Regelungen von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton übernommen. Um eine wirtschaftlichere Bemessung von Bauteilen aus SVB zu ermöglichen, ist es erforderlich, das Tragverhalten von Übergreifungsstößen in SVB zu untersuchen und gegebenenfalls eigene Bemessungsregeln aufzustellen.

Erste Untersuchungen an Stahlbetonbauteilen aus SVB [Kön01b, Wal03, Rei01] zeigten, dass aufgrund der veränderten Material-Kennwerte (E-Modul, Zugfestigkeit, Verbund, Rissverzahnung) im Vergleich zu Normalbeton eine Überprüfung bzw. Anpassung der Bemessungswerte notwendig ist. Da hierbei die Art der Betonrezeptur von entscheidender Bedeutung ist, wurden zwei Mischungsentwürfe (ein Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl sowie ein Kombinationstyp mit Stabilisator und Flugasche) untersucht. Durch den höheren Matrixanteil und den größeren Mehlkorngehalt verringern sich verglichen mit Normalbeton der E-Modul und die Verbundfestigkeit bezogen auf die Druckfestigkeit. Dem steht eine größere Zugfestigkeit gegenüber. Nach ersten Untersuchungen [Zil01] ist die Verbundfestigkeit von Betonstahl in SVB im Verbundbereich I höher und im Verbundbereich II niedriger als bei Normalbeton. Neben den Verbundeigenschaften, den Druck- und Zugfestigkeiten bzw. deren Verhältnis zueinander hängt die Festlegung der konstruktiven Ausbildung bei Stößen auch von der Duktilität (Bruchenergie) des Betons ab. Hierzu liegen für SVB bisher keine ausreichenden Untersuchungen vor.

Während sich bei normalfestem Beton bei Erreichen der Bruchlast aufgrund der plastischen Betonverformungen im Bereich der Stahlrippen eine gleichmäßige Verteilung der Verbundspannungen einstellt, sind bei hochfestem Beton Umlagerungen der Verbundspannungen von den hochbelasteten Verankerungsbereichen am Stabanfang in weniger beanspruchte Bereiche durch Relativbewegungen zwischen Stahl und Beton kaum vorhanden. Durch konstruktive Maßnahmen, insbesondere durch Anordnung einer Querbewehrung oder durch eine erhöhte Betondeckung wird bei hochfestem Beton eine ausreichende Duktilität der Übergreifungsstöße sichergestellt.

Eigene Untersuchungen [Heg01] ergaben, dass SVB ein dem Normalbeton vergleichbares duktiles Verhalten aufweist. Daher ist auch bei selbstverdichtendem Beton in zug- und druckbeanspruchten Übergreifungsstößen ohne zusätzliche konstruktive Maßnahmen ein schlagartiges Versagen auszuschließen. Demgegenüber wurde im Entwurf der Richtlinie für selbstverdichtenden Beton [Rili02] eine konstruktive Ausbildung der Übergreifungsstöße mit Querbewehrung entsprechend den Festlegungen für hochfesten Beton vorgeschrieben, unabhängig von der Festigkeit des verwendeten Betons. Dies erscheint zu konservativ und würde bedeuten, dass bereits vor der Ausführungsplanung für die Bewehrung eine Entscheidung für oder gegen den Einsatz von SVB erfolgen muss. Deshalb ist es erforderlich, für die

Ausführung von Übergreifungsstößen bei selbstverdichtendem Beton zu überprüfen, inwieweit die Regelungen für Normalbeton nach DIN 1045-1 übertragbar sind oder ob die Bemessungs- und Konstruktionsregeln modifiziert werden müssen.

1.2 Überblick zum Stand der Kenntnisse

Die Tragfähigkeit des Verbundes zwischen Betonstahl und Beton unterliegt sowohl baustofftechnologischen als auch geometrischen Einflüssen. Eine ausführliche Literaturauswertung der internationalen Fachliteratur zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen wurde bereits in [Bur00] durchgeführt, so dass hier nur auf die speziellen Materialeigenschaften des selbstverdichtenden Betons eingegangen wird, die das Tragverhalten von Übergreifungsstößen in selbstverdichtendem Beton (SVB) beeinflussen.

Zu den Festbetoneigenschaften von selbstverdichtendem Beton (Festigkeit, Elastizitätsmodul, Verbund von Betonstahl und Dauerhaftigkeit) wurden eine Reihe von Untersuchungen durchgeführt und liegen Ergebnisse bereits vor [Wal03, Kön01b]. Aufgrund des üblicherweise hohen Matrixgehaltes weisen selbstverdichtende Betone zwar eine höhere Druck- und Zugfestigkeit auf, bei gleichzeitig geringerem E-Modul nehmen die aufnehmbaren Verbundspannungen jedoch ab. Desweiteren ist bekannt, dass neben der Druck- und Zugfestigkeit des Betons durch die Betonzusammensetzung und die Konsistenz [Mar84] einen erheblichen Einfluss auf den Verbund zwischen Stahl und Beton haben. Aufgrund dieser Einflüsse kann die Verteilung der Verbund- und Betonspannungen im Stoßbereich stark variieren.

Selbstverdichtender Beton (SVB) kann aus denselben Materialien wie herkömmlicher Rüttelbeton hergestellt werden. Der Mischungsentwurf von SVB muss allerdings aufgrund der zu erzielenden Frischbetoneigenschaften modifiziert werden. Die Leimsuspension hat nicht mehr ausschließlich die Aufgabe die einzelnen Zuschlagskörner miteinander zu verkitten, sondern soll in der Frischbetonphase vor allen Dingen die Zuschläge in Schwebe halten und gleichzeitig eine hohe Fließfähigkeit sicherstellen. Es muss daher bei der Zusammenstellung der Materialien eine extrem hohe Fließfähigkeit gepaart mit einer hohen Viskosität erreicht werden. Aufgrund des ausreichenden Angebotes an Mörtel und dem dichten Gefüge ist bei selbstverdichtendem Beton daher mit einer größeren Haftverbund zu rechnen.

Das Verbundverhalten von Betonstahl in SVB liegt im unteren Streubereich des guten Verbundbereichs von Normalbeton. Die in [Zil01, Kön01b] beobachtete höhere Verbundsteifigkeit im Verschiebungsbereich von s = 0 - 0,2 mm, die auf das geringere Absetzverhalten zurückzuführen ist, lässt auf ein günstigeres Verbundverhalten von SVB im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit schließen. Die in [Kön01b] festgestellten Versagensarten (Spaltzugversagen für normalen Rüttelbeton und Scherbruchversagen für SVB) deuten darauf hin, dass SVB gegenüber normalem Rüttelbeton aufgrund eines „weicheren" Verbundes sowie einer besseren Verkittung bzw. höheren Zugfestigkeit ein duktileres Verhalten aufweist.

1.3 Ziel und Umfang der Untersuchungen

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes sollen die für Normalbeton bekannten Rechenmodelle zur Abbildung des Tragverhaltens von Übergreifungsstößen zug- und druckbeanspruchter Betonstähle hinsichtlich der Übertragbarkeit auf Bauteile aus selbstverdichtendem Beton überprüft werden. Hierzu wurde neben der theoretischen Untersuchung eine experimentelle Überprüfung von zug- und druckbeanspruchten Übergreifungsstößen durchgeführt. Aufbauend auf den Versuchserfahrungen bei hochfestem Beton [Heg98, Bur00] wurden für die experimentellen Untersuchungen von Zugstößen vier Biegebalken als Versuchskörper verwendet, bei denen der Übergreifungsstoß in einem Bereich mit konstantem Momentenverlauf angeordnet wird. Diese Versuchsanordnung bildet die Beanspruchung in einem Biegeträger zutreffend ab. Für die experimentellen Untersuchungen von Druckstößen in selbstverdichtendem Beton wurden drei zentrisch gedrückte Rundstützen verwendet.

Es sollen insbesondere der Übertragungsmechanismus sowie die Verteilung der Verbund- und Betonspannungen im Stoßbereich untersucht werden. Ziel ist es, die Regelungen für Normalbeton sowie verschiedene Berechnungsansätze für Übergreifungsstöße in selbstverdichtendem Beton zu überprüfen. Hiermit sollen die Einsatzgebiete von selbstverdichtendem Beton erweitert werden.

Zur Beschreibung der durchgeführten Untersuchungen werden in Kapitel 2 die Technologie des selbstverdichtenden Betons beschrieben. In den weiteren Kapiteln werden jeweils für zug- und druckbeanspruchte Übergreifungsstöße der Stand der Erkenntnis (Kapitel 3), die Versuche (Kapitel 4) sowie die Versuchsergebnisse (Kapitel 5) beschrieben, erläutert und diskutiert. Wegen der Vielzahl der Auswertungen werden hier die Ergebnisse nur exemplarisch dargestellt und zusammengefasst. Im Anhang sind für alle Versuchskörper die Auswertungen der Messwerte zusammengestellt. Darauf aufbauend werden im Kapitel 6 ein Vergleich mit verschiedenen Bemessungsansätzen vorgenommen und schließlich in Kapitel 7 die wichtigsten Erkenntnisse zusammengefasst.

2 Technologie des selbstverdichtenden Beton

2.1 Allgemeines

Die Technologie des selbstverdichtenden Betons (SVB) stellt eine Weiterentwicklung des Fließbetons dar, dessen Bestandteile denen eines Normalbetons entsprechen. Ziel ist es, einen Beton zu erstellen, der ohne Einwirkung zusätzlicher Verdichtungsenergie nur infolge des Eigengewichts fließt, sich selbst ausnivelliert, entlüftet und verdichtet. Diese Eigenschaften erfordern eine niedrige Fließgrenze, d.h. eine möglichst geringe Scherspannung, die notwendig ist zur Überwindung der inneren Reibung. Gleichzeitig muss die Viskosität hoch genug sein, um die Zuschläge in der Schwebe zu halten, und um ein Entmischen zu vermeiden. Aus diesen Gründen stellt der selbstverdichtende Beton hinsichtlich seiner Frischbetoneigenschaften einen Hochleistungsbeton dar [Rei01].

Das in den 80er Jahren entwickelte Konzept, um diese rheologischen Eigenschaften zu erzielen, basiert auf einer möglichst dichten Packung der Feststoffpartikel [Bra04]. Bei der Optimierung der Sieblinie kommt es vor allem auf den als Mehlkorn bezeichneten hohen Anteil einer Körnung kleiner als 0,125 mm an. Um die Festbetoneigenschaften nicht zu beeinträchtigen, muss der aus dem Mehlkornanteil resultierende hohe Wasseranspruch auf ein Minimum reduziert werden. Das erfordert den Einsatz von hochwirksamen Fließmitteln, die die feinen Feststoffe dispergieren und somit die Fließeigenschaften des Frischbetons verbessern.

In Bild 2.1 sind die Wirkungsweisen von Zusatzmitteln schematisch abgebildet. Bei der sterischen Wirkung (Bild 2.1, links) steht R für den chemischen Rest einer Polymerkette, der wie ein Abstandhalter wirkt [Rei01].

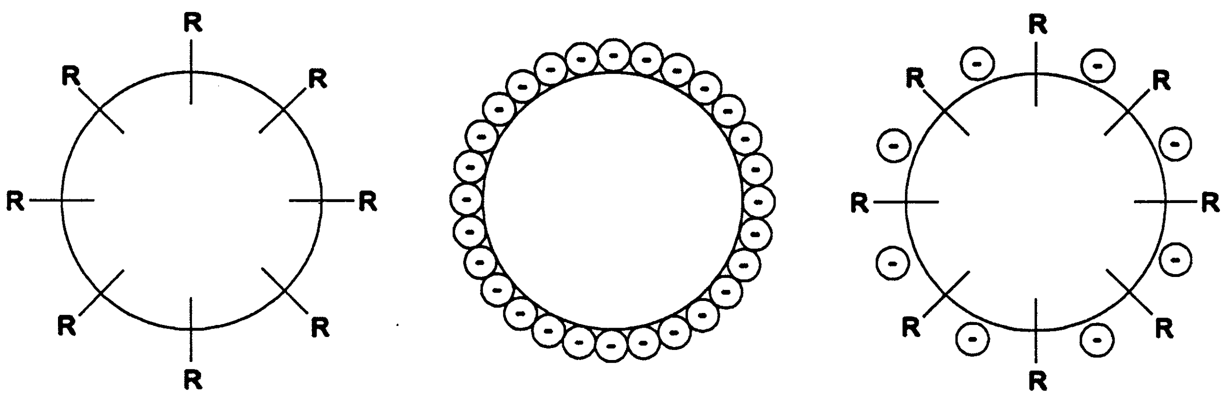


Bild 2.1: Schematische Darstellung möglicher Wirkungsweisen von Zusatzmitteln [Rei01]

Neben der Verminderung der Oberflächenspannung des im Frischbeton enthaltenen Wassers und der Bildung eines Schmierfilms auf der Oberfläche der Zementpartikel beruht die Wirkungsweise herkömmlicher Fließmittel auf Sulfonat-Basis hauptsächlich auf einem elektrostatischen Effekt. Die positiv geladenen Mehlkornoberflächen und die entstehenden Hydra-

tationsprodukte adsorbieren die in den Fließmitteln enthaltenen Sulfonsäuregruppen ($-SO_3^-$). Somit bildet sich an der Oberfläche ein negativ geladener Mantel (Bild 2.1, mitte). Die dispergierende Wirkung entsteht durch die gegenseitige Abstoßung der negativ geladenen Partialladungen der Zementpartikel. Die fortschreitende Hydratation reduziert diesen elektrostatischen Effekt, so dass die Wirkungsdauer von Zusatzmitteln auf Sulfonat-Basis sehr begrenzt ist. Ein weiterer Nachteil dieser Fließmittel ist, dass sie bei Überdosierung zur Entmischung des Betons führen [Rei01]. Aufgrund dieser Anfälligkeit gegenüber Entmischen sind diese Produkte nur bedingt zur Herstellung eines selbstverdichtenden Betons geeignet.

Fließmittel der neueren Generation auf Polycarboxylatether-Basis (PCE) besitzen eine weitere Eigenschaft. Sie bestehen aus synthethisch hergestellten Polymerketten (Copolymere), die sich aus Makromolekülen mit unterschiedlichen Eigenschaften zusammensetzen. Die eine Gruppe wird von den Zementpartikeln adsorbiert und verankert sich chemisch auf ihnen. Die dispergierende Wirkung entsteht durch die nicht adsorbierte Gruppe, die wie ein Seitenarm wirkt und andere Zementpartikel mit angelagerten Polymeren mechanisch auf Abstand hält [Bra04].

Die Fließmittel auf Polycarboxylatether-Basis (PCE) haben sich als besonders geeignet für die Herstellung von selbstverdichtendem Beton erwiesen, da ihre sterische Wirksamkeit von der Beschaffenheit der Porenlösung während der Hydratation unbeeinflusst bleibt. Es ist jedoch zu beachten, dass die Effektivität der Fließmittel durch weitere Faktoren beeinflusst wird, so kann sich die Frischbetontemperatur stark auf die Fließfähigkeit des Betons auswirken. Dieser Effekt wird in [Rei01] unter anderem auf die veränderte Wirkung des Fließmittels zurückgeführt. Außerdem ist der Zeitpunkt der Zugabe entscheidend. Erfolgt die Dosierung gleichzeitig mit dem Zugabewasser, so ist das Fließmittel weniger effektiv als bei einer Nachdosierung [Rei01].

Mit der Steigerung der Fließfähigkeit erhöht sich die Gefahr des Entmischens. Dabei unterscheidet man zwischen der Sedimentation und der Separation. Ist der Frischbeton nicht mehr in der Lage, die Grobzuschläge während des Fließvorgangs mitzuführen, so lagern sich diese ab, während das Wasser-Mehlkorn-Gemisch weiterfließt. Dieser Vorgang wird als Separation bezeichnet. Unter Sedimentation versteht man das Absinken der Zuschläge. Eine besondere Form der Sedimentation ist das „Bluten". Beim „Bluten" ist der Mörtel nicht mehr in der Lage, das Wasser zu binden, so dass es abgesondert wird.

Um dem Entmischen vorzubeugen muss neben der Fließfähigkeit auch die Viskosität des SVB genau eingestellt werden. Eine Möglichkeit ist die Verwendung eines hohen Mehlkornanteils. Eine weitere Möglichkeit ist der Einsatz von Stabilisierern. Aus diesen zwei verschiedenen Ansätzen ergeben sich drei Varianten für den Mischungsentwurf eines selbstverdichtenden Betons:

- Mehlkorntyp
- Stabilisierertyp
- Kombinationstyp

die im Folgenden erläutert werden.

2.2 Mehlkorntyp

Der in Japan entwickelte Mehlkorntyp ist die ursprüngliche Form des selbstverdichtenden Betons. Die erforderliche Viskosität des Zementleims wird durch einen hohen Anteil der Partikel, erreicht die kleiner als 125 µm sind. Dieses Feinkorn wird auch als Mehlkorn bezeichnet, aus dem sich der Name dieses SVB-Typs ableitet.

Der hohe Mehlkornanteil kann durch die Zugabe inerter oder reaktiver Zusatzstoffe erreicht werden. Die inerten Zusatzstoffe, wie zum Beispiel Kalksteinmehl, dienen dabei als Füllstoff, der sich aufgrund seiner hohen Mahlfeinheit zwischen die Zementpartikel setzt und das Gefüge verdichtet. Ein häufig eingesetzter reaktiver Zusatzstoff ist Steinkohlenflugasche. Sie hat neben der physikalischen Fülleigenschaft noch den Vorteil, durch ihre puzzolanische Reaktion zur Erhöhung der Festigkeit des Betons beizutragen.

In Bild 2.2 ist ein von Okamura [Oka95] entwickelte Vorgehensweise zur Herstellung des Mehlkorntyps dargestellt.

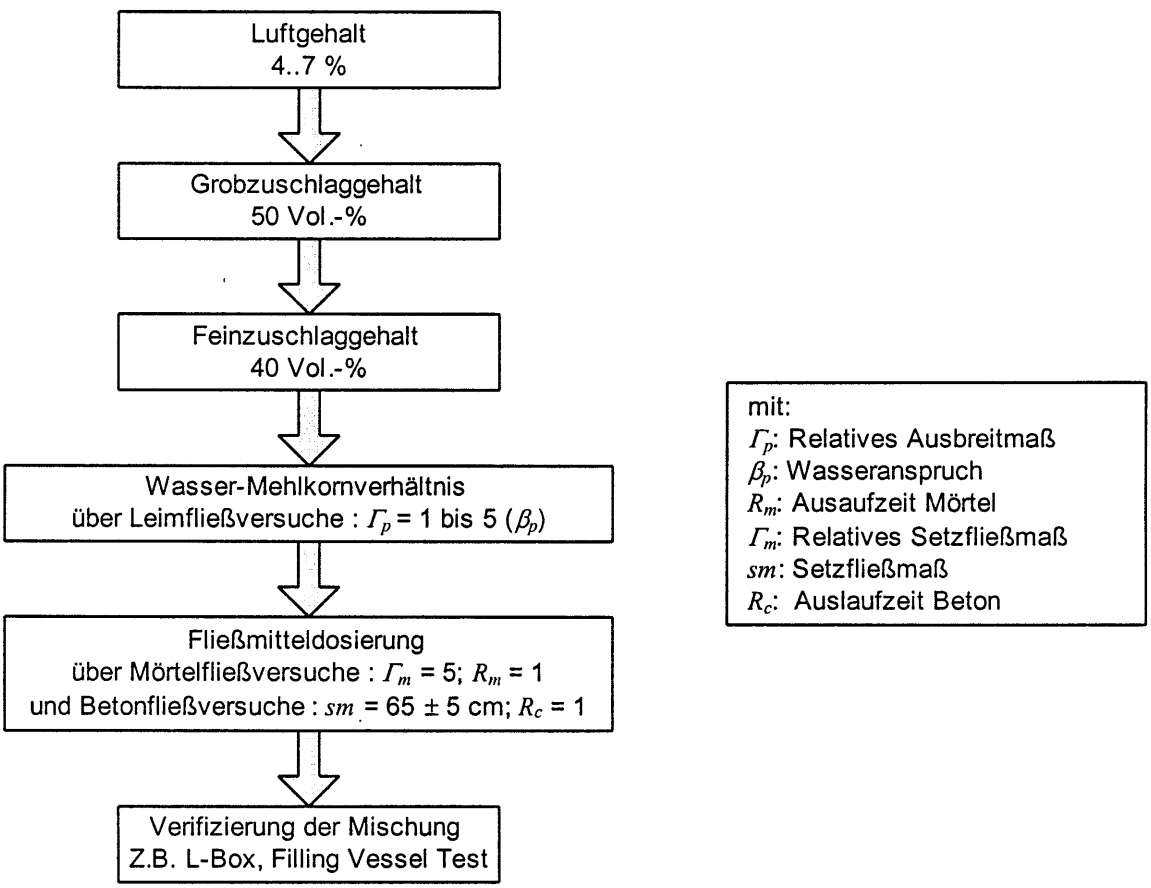


Bild 2.2: Vorgehensweise zur Herstellung des Mehlkorntyps nach Okamura [Oka95]

Bei dem in Bild 2.2 dargestellte Vorgehensweise wird ausgehend von der Wahl eines sinnvollen Luftgehalts (4-7 Vol.-%) der Volumenanteil des Grobzuschlages von 50 % festgelegt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass sich diese Festlegung auf das geschüttete Volumen der groben Gesteinskörnung bezieht. Unter der Voraussetzung, dass etwa 30 % des geschütte-

ten Grobzuschlages aus Luft bestehen, wird der Feststoffanteil des gesamten Betonvolumens mit 35 % angegeben [Bra04]. Daraus ergibt sich ein Mörtelanteil von 65 %, der wiederum zu 40 % aus Sand und ca. 60 % aus einem Wasser-Mehlkorn-Gemisch besteht. Ein geeignetes Wasser-Mehlkorn-Verhältnis ist durch sogenannte Leimfließversuche zu ermitteln. Die Fließeigenschaften werden über die Dosierung der Fließmittel auf PCE-Basis eingestellt. Werden die gewünschten rheologischen Eigenschaften nicht erreicht, so muss der Prozess von vorne beginnen. Bei den Angaben ist zu berücksichtigen, dass der Durchmesser des Größtkorns der Sandfraktion in Deutschland 2 mm beträgt, während er in Japan 4 mm ist, d.h. die Volumenanteile sind dementsprechend zu korrigieren [Bra04].

Die Vorgehensweise von [Oka95] stellt jedoch nur eine Möglichkeit dar, einen Mehlkorntyp zu entwerfen. Eine Variante, die ebenfalls in Japan entwickelt wurde, basiert auf der genauen Einstellung der einzelnen Komponenten [Bra04]:

- Zunächst wird durch Leimversuche das volumetrische Wasser-Mehlkorn-Verhältnis festgelegt.
- Als nächstes wird der Mörtel entworfen. Zur Berücksichtigung der Unterschiede zwischen Mörtel und Beton wird der Wassergehalt mit 90 % des aus den vorangehenden Versuchen ermittelten Wasseranspruchs (β_p) festgelegt. Der Anteil des Sandes abzüglich des Mehlkorns wird auf ca. 40 % des Mörtelvolumens festgesetzt.
- Danach wird die Fließmitteldosierung vorgenommen, die mit Mörtelfließversuchen überprüft wird.
- Als letztes erfolgt die Zusammenstellung der Sieblinie der Grobzuschläge mit anschließender Überprüfung der rheologischen Eigenschaften des Betons. Dabei darf der Mörtel, bis auf geringfügige Änderungen des Fließmittelgehalts, nicht mehr verändert werden.

Der auf diese Weise gewonnene Mischungsentwurf ist nur für die vorher ausgewählten Ausgangsstoffe gültig [Bra04].

Ein Nachteil des Mehlkorntyps ist, dass er den in DIN 1045-2 [DIN01b] vorgeschriebenen Grenzwert des Mehlkorngehalts für Beton überschreitet. In der Richtlinie für selbstverdichtenden Beton des DAfStb [Rili03] werden daher ergänzende Regelungen zu DIN 1045-1/2 [DIN01a, DIN01b] getroffen. Ein weiterer Nachteil ist die Unwirtschaftlichkeit bei größeren Einbaumengen aufgrund des großen Anteils an feinkörnigen Zusatzstoffen.

2.3 Stabilisierertyp

Der Stabilisierertyp, der aufgrund der o.g. Nachteile des Mehlkorntyps in Schweden entwickelt wurde, kommt mit einem geringeren Feinstoffanteil aus und erreicht die notwendige Viskosität durch die Zugabe von Stabilisierern. Dadurch ist eine Reduktion des Mehlkornanteils möglich. Ziel der Entwicklung dieses Typs ist es, die Grenzen der DIN 1045-2 [DIN01b] einzuhalten. Durch den Einsatz der Stabilisierer wird die hohe Empfindlichkeit des selbstverdichtenden Betons gegenüber Mischungsungenauigkeiten und Schwankungen des Feuchtegehalts der Zuschlagstoffe reduziert [Rei01]. Man unterscheidet hierbei zwischen organischen und anorganischen Stabilisierern.

Die organischen Zusätze bilden im Zugabewasser extrem lange Molekülketten, durch die es in ein Gel umgewandelt wird. Sie haben die besondere Eigenschaft, dass die Viskosität während des Fließvorgangs niedrig gehalten wird, um dem Beton durch seine Fließgrenze Stabilität zu verleihen, wenn er ruht. Ein Beispiel für diese organischen Stabilisierer ist „Murapor Stabi M15" der Fa. Bauchemie, das in den Versuchen, die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführt wurden, zum Einsatz kam.

Die anorganischen Stabilisierer binden das freie Wasser des Frischbetons aufgrund ihrer hohen spezifischen Oberfläche physikalisch. Dadurch vermindern sie das so genannte „Bluten" des Betons. Aufgrund ihrer Mahlfeinheit, ihrer Korngrößenverteilung und ihrer geometrische Form erhöhen sie die Packungsdichte des Mehlkornleims und wirken außerdem noch wie ein Schmiermittel. Auf diese Weise erhöhen sie die Verarbeitbarkeit und die Pumpfähigkeit des Betons [Rei01]. Als anorganische Stabilisierer werden sowohl reaktive Stoffe, wie Silicastaub oder synthetische Kieselsäure als auch inerte Stoffe, wie zum Beispiel Kalksteinmehl oder Quarzmehl eingesetzt. Die Auswirkungen auf die Festigkeitseigenschaften des Betons hängen somit von der Wahl des Zusatzmittels ab.

Der Mischungsentwurf eines Stabilisierertyps beruht auf einer empirischen Vorgehensweise, bei der verschiedene Mischungen ausprobiert werden müssen. Eine konsequente Schematisierung wie bei dem im Bild 2.2 beschriebenen Algorithmus für den Mehlkorntyp ist nicht möglich [Bra04]. Als Nachteil des Stabilisierer-Typs sind die mangelnden Erfahrungswerte bezüglich der Auswirkungen der Stabilisierer auf das Langzeitverhalten des Betons zu nennen.

2.4 Kombinationstyp

Der Kombinationstyp stellt eine weitere Möglichkeit dar, einen selbstverdichtenden Beton zu entwerfen. Er liegt mit seinem Mehlkorngehalt zwischen dem Stabilisierertyp und dem Mehlkorntyp.

Durch die Kombination von Mehlkorn und Stabilisierern soll der Beton wirtschaftlicher und unempfindlicher gegenüber Schwankungen in den Eigenschaften der Ausgangsstoffe werden [Bra04]. Beton besteht zu 60 bis 80 % aus natürlichen Rohstoffen, die gewissen Schwankungen unterworfen sind. Diese betreffen zum Beispiel die Feuchte oder die Toleranzen bei der Einwaage der Zuschläge [Bra04]. Auf der Basis eines Mehlkorntyps kann, bei bekannter Bandbreite der Schwankungen, durch den Einsatz der Stabilisierer der Mehlkornanteil reduziert werden.

3 Stand der Kenntnisse

3.1 Zugstöße

3.1.1 Allgemeine Ansätze

Übertragungsmechanismus

Der Übergreifungsstoß ist eine indirekte Stoßverbindung, bei der die Stabzugkraft unter Mitwirkung des Betons durch Verbund- oder Umlenkkräfte über zur Stabachse geneigte Druckstreben von einem Stab auf den anderen übertragen wird. Bei zugbeanspruchten Übergreifungsstößen kann dieser komplexe Übertragungsmechanismus vereinfachend durch die Überlagerung eines globalen Fachwerkmodells (Bild 3.1) mit zwei lokalen beschrieben werden [Bur00].

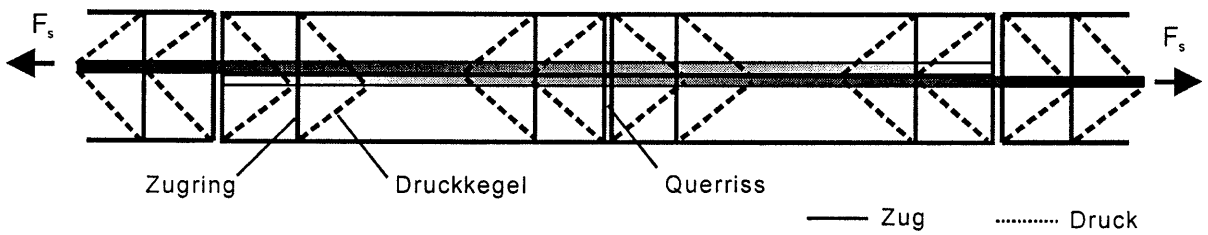


Bild 3.1: Globales Fachwerkmodell [Bur00]

Über das ganze Bauteil betrachtet entsprechen zwei gestoßene Längsstäbe bei ausreichender Übergreifungslänge einem durchlaufenden Bewehrungsstab. Der Übergreifungsstoß stellt nur eine lokale Störung des Kraftflusses dar. Die Längsbewehrung entspricht zusammen mit dem umgebenden Beton dem Fachwerkmodell eines Dehnkörpers [Bur00]. Es entsteht ein Kräftegleichgewicht zwischen der Betonzugkraft in Längsrichtung, den entlang der Bewehrung verlaufenden Zugzylindern und den Druckkegeln, die von den Rippen der Bewehrung ausgehen. Übersteigt die Längszugkraft die vom Betonquerschnitt aufnehmbaren Zugspannungen, bildet sich ein Riss quer zur Stabachse, der die bestehenden Gurte des Fachwerks unterbricht. Daraufhin entsteht, wie in Bild 3.1 dargestellt, ein spiegelsymmetrisches Fachwerk [Bur00]. Die innerhalb des Übergreifungsstoßes auftretenden Rissbreiten sind aufgrund des doppelten Betonstahlquerschnitts deutlich geringer als an den Stoßenden oder außerhalb des Stoßes. Die vergrößerte Verbundfläche verringert zusätzlich die Verbundspannungen. Ausgehend von den Querrissen, die bei üblicher Bewehrung bei Erreichen der Gebrauchslast entstehen, treten bei Laststeigerung Längsrisse entlang der Bewehrungsstäbe auf [Bur00].

Im Bereich des Übergreifungsstoßes wird diese globale Verbundbeanspruchung infolge Querrissbildung mit lokalen Verbundkräften überlagert. Diese lassen sich durch zwei Fachwerkmodelle beschreiben, für die jeweils ungefähr die Hälfte der Verbundfläche zur Verfügung steht. Das erste Fachwerk stellt die Kraftübertragung zwischen den gegenüberliegenden Oberflächen der Biegebewehrung dar (Bild 3.2). Zwischen den Rippen der beiden Stäbe entstehen kurze Druckstreben, die sich im Gleichgewicht mit Zugpfosten befinden [Bur00].

Aufgrund des Kräfteversatzes (d_s + a) treten zusätzlich an den Stoßenden Zugkräfte in Querrichtung auf, die vom Betonquerschnitt aufgenommen werden müssen.

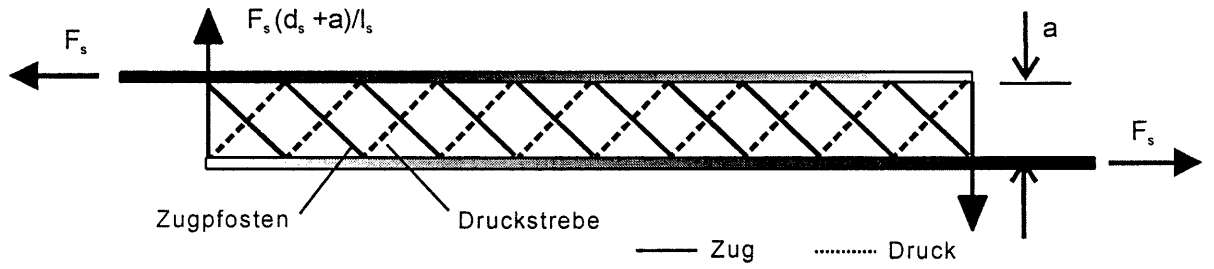


Bild 3.2: Lokales Fachwerkmodell 1 [Bur00]

Der Verbund der abgewandten Bewehrungsoberflächen erzeugt ein weiteres lokales Fachwerk (Bild 3.3). Die von den Rippen der Längsbewehrung ausgehenden Druckkegel stützen sich gegenseitig im Raum ab und befinden sich im Gleichgewicht mit Zugringkräften [Bur00].

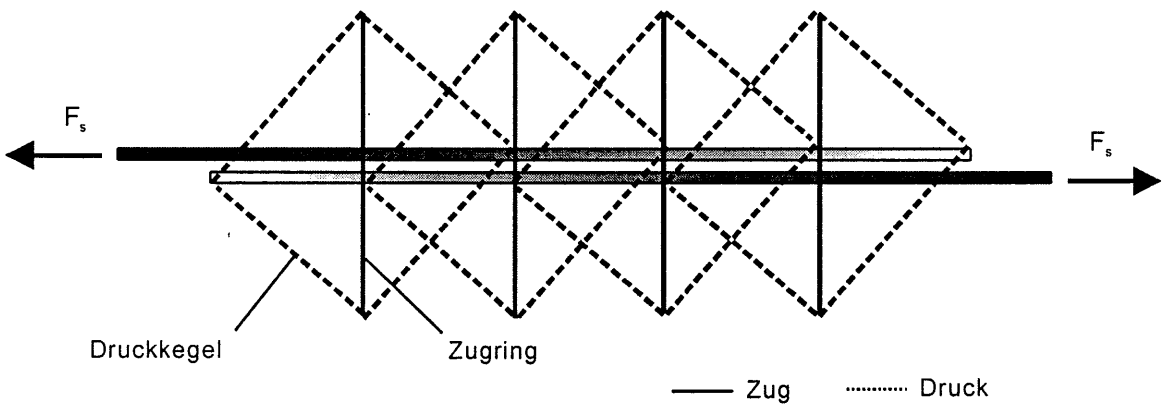


Bild 3.3: Lokales Fachwerkmodell 2 [Bur00]

Die sich über den Querschnitt einstellenden Kräfte der lokalen Fachwerke zeigt Bild 3.4. Es verdeutlicht die kürzeren und somit steiferen Druckstreben des ersten Fachwerkmodells und die stärkere Beanspruchung auf Zug senkrecht zur Stoßebene. Trotz der Querrissbildung aus dem globalen Fachwerk werden die schrägen Druckkräfte wie im Querkraftmodell durch Kornverzahnung übertragen.

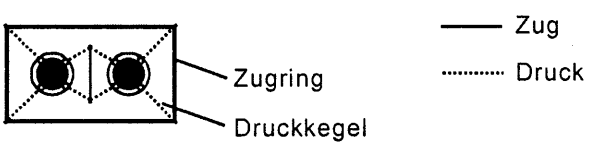


Bild 3.4: Gesamtfachwerk im Querschnitt der Stoßmitte [Bur00]

Für die Übertragung nennenswerter Verbundkräfte ist eine Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl erforderlich. Da diese Verschiebung aufgrund der Verträglichkeitsbedingung an einer Stelle der Längsbewehrung über den gesamten Stabumfang gleich ist, stellt sich den Steifigkeiten entsprechend eine Kraftverteilung zwischen den beiden lokalen Fachwerken ein [Bur00].

Versagensformen

Grundsätzlich sind zwei verschiedene Versagensmechanismen zu unterscheiden. Ist die Übergreifungslänge sehr kurz und eine ausreichend große Umschnürung durch die Betondeckung oder eine Querbewehrung - oder eine Kombination - vorhanden, so kommt es zum Ausziehen der Bewehrung. Hierbei wird der Druckkegel an den Betonstahlrippen nach örtlichem Plastizieren zerdrückt und versagt endgültig durch Scherbruch vor den Rippen (Bild 3.5). Die Bruchlast dieses Versagenstyps entwickelt sich annähernd proportional zur Betondruckfestigkeit [Bur00].

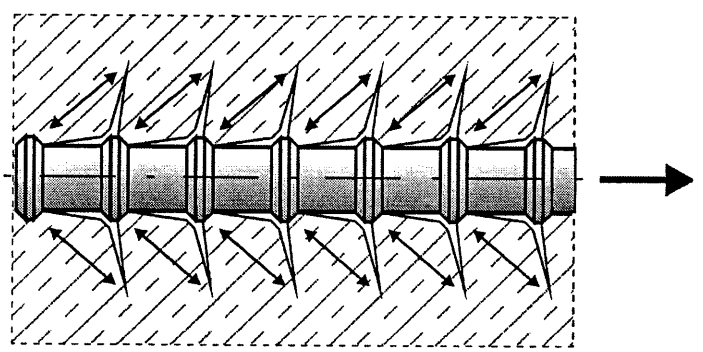


Bild 3.5: Schematische Darstellung des Scherverbundes gerippter Stäbe

Die der Bemessung nach Eurocode 2 [EC2_03] und DIN 1045-1 [DIN01a] zugrunde gelegte Versagensform ist das Abspalten der Betondeckung. Ursache hierfür ist die Überlagerung der Zugspannungen aus den drei beschriebenen Fachwerken. Bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit bilden sich Längsrisse parallel zu den Stabachsen der Längsbewehrung. Durch diese Schwächung der Verbundkraftübertragung findet eine Kräfteumlagerung statt. Es entstehen mehrere Bruchflächen, deren Verlauf vom Stoßabstand und der Betondeckung abhängig ist. Daraus ergeben sich die in Bild 3.6 dargestellten Varianten der Versagensart.

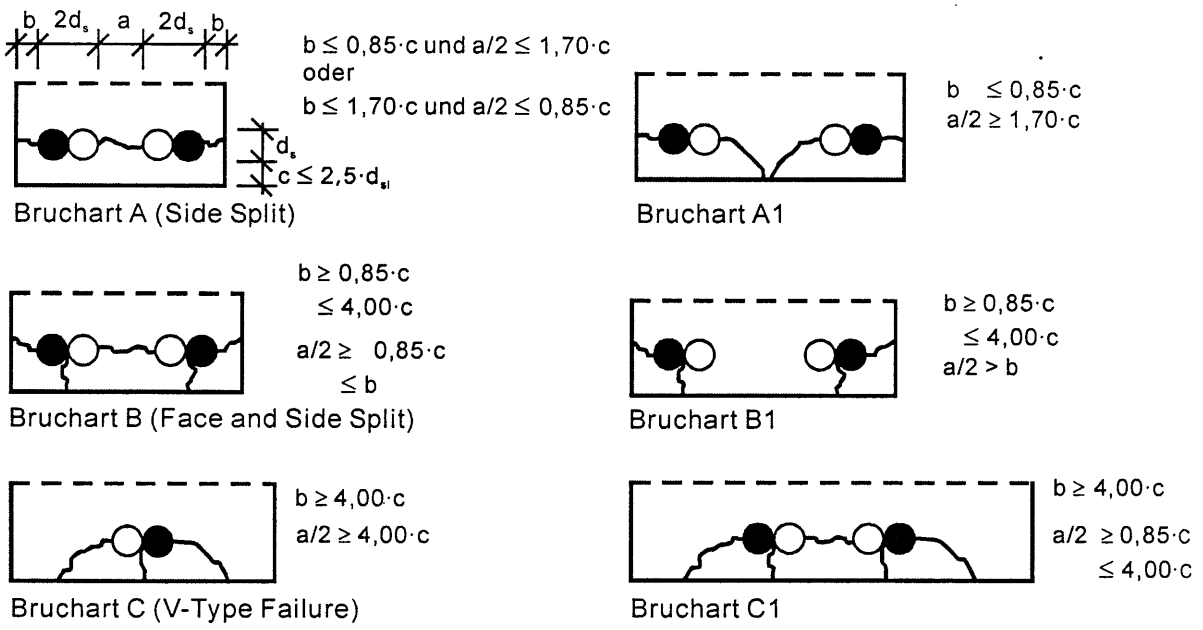


Bild 3.6: Zusammenstellung möglicher Brucharten bei zugbeanspruchten Übergreifungsstößen [Bur00]

Die Bruchart A (Side Split) entsteht bei relativ geringem Stoßabstand a und einer großen vertikalen Betondeckung c. Der Riss verläuft parallel zur Stoßebene. Wird der Abstand zwischen den Übergreifungsstößen vergrößert, so ergibt sich Bruchart B (Face and Side Split) mit zusätzlichen Längsrissen in der Betondeckung senkrecht zur Stoßebene. Bruchart C (V-Type Failure) tritt auf, wenn die seitliche Betondeckung b in Stoßebene so groß ist, dass keine horizontale Bruchfläche entstehen kann.

Bei ausreichender Übergreifungslänge ist eine weitere Versagensform das „normale" Stahlversagen durch Überschreitung der Streckgrenze möglich [Bur00]. Da im Übergreifungsstoß aber nur eine Übertragung der Spannungen aus dem einen Stab der Längsbewehrung in den anderen erfolgt, ist diese Versagensform nicht für Übergreifungsstöße spezifisch, sondern entspricht dem Tragverhalten eines Bauteils ohne Übergreifungsstoß.

3.1.2 Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten von zugbeanspruchten Übergreifungsstößen

Allgemeines

Die Tragwirkung von Stahlbeton beruht auf den Verbundeigenschaften zwischen Stahl und Beton. Man unterscheidet drei verschiedene Arten des Verbundes:

- Haftverbund
- Scherverbund
- Reibungsverbund

Der Haftverbund beruht auf der Adhäsion zwischen Betonstahl und Beton und hängt von der Oberflächenrauheit des Betonstahls und dem Erhärtungsvorgang des umgebenden Betons

ab. Diese Verbundart versagt schon bei kleinen Relativverschiebungen und ist somit nur bei Bewehrungsstäben mit glatter Oberfläche maßgebend, da diese keine andere Verbundart ermöglichen.

Der Scherverbund stellt die wirksamste Form des Verbundes zwischen Beton und gerippten Betonstahl dar. Durch mechanische Verzahnung übertragen die Rippen des Stahls die Verbundkräfte in zwischen den Rippen liegenden Betonkonsolen (Bild 3.5).

Der Reibungsverbund entsteht schon bei kleinen Relativverschiebungen zwischen Betonstahl und Beton. Voraussetzung ist eine Querpressung in der Verbundfläche, die durch äußere Lasten, Schwinden des Betons oder Querdehnungsbehinderung entstehen kann.

Die Tragfähigkeit des Verbundes zwischen Betonstahl und Beton unterliegt sowohl baustofftechnologischen als auch geometrischen Einflüssen, die in diesem Kapitel kurz erläutert werden.

Betondruckfestigkeit

In nationalen und internationalen Normen [z.B. DIN01a, EC2_03] ist es üblich, den Beton über seine Druckfestigkeit zu klassifizieren. Daher ist es von Interesse, die Einflüsse der Druckfestigkeit auf das Tragverhalten von Übergreifungsstößen zu untersuchen.

Die Druckfestigkeit wird nur für die Versagensform „Ausziehen der Längsbewehrung" durch das Plastizieren der Betonkonsole zur relevanten Größe. Nach Auffassung der europäischen [EC2_03] und der nationalen Norm [DIN01a] ist diese Versagensform aber nicht maßgebend für Übergreifungsstöße, sondern vielmehr die Aufnahme der radialen Verbundspannungen [Bur00]. Die maximal aufnehmbare Verbundspannung wird als Verbundfestigkeit definiert und kann direkt durch Versuche ermittelt oder der Norm entsprechend [DIN01a, EC2_03] über die Zugfestigkeit errechnet werden. Diese wird in [DIN01a, EC2_03] bis zur Festigkeitsklassen C 50/60 proportional zur Betondruckfestigkeit mit $f_c^{2/3}$ angegeben. Die rechnerischen Zusammenhänge werden in Kapitel 5.1.2 genauer erläutert.

Nach Eligehausen [Eli79] ist dies aber nur dann gültig, wenn der Beton in der Lage ist, örtliche Spannungsspitzen durch Mikrorissbildung abzubauen. Für sprödere Betone schlägt er daher vor, den Zusammenhang proportional zu $f_c^{1/2}$ zu formulieren. Für hochfesten Beton hat sich der Ansatz proportional zu $\ln(1+f_c/10)$ bewährt [DIN01a, EC2_03].

Die beschriebenen Ansätze sind in Bild 3.7 grafisch gegenübergestellt. Die Angaben beziehen sich auf folgende Randbedingungen:

- Vollstoß mit d_s = 20 mm,
- Mindesbetondeckung c/d_s = 1,
- lichter Stoßabstand a/d_s = 2
- und eine bezogene Übergreifungslänge l_s/d_s = 37,5.

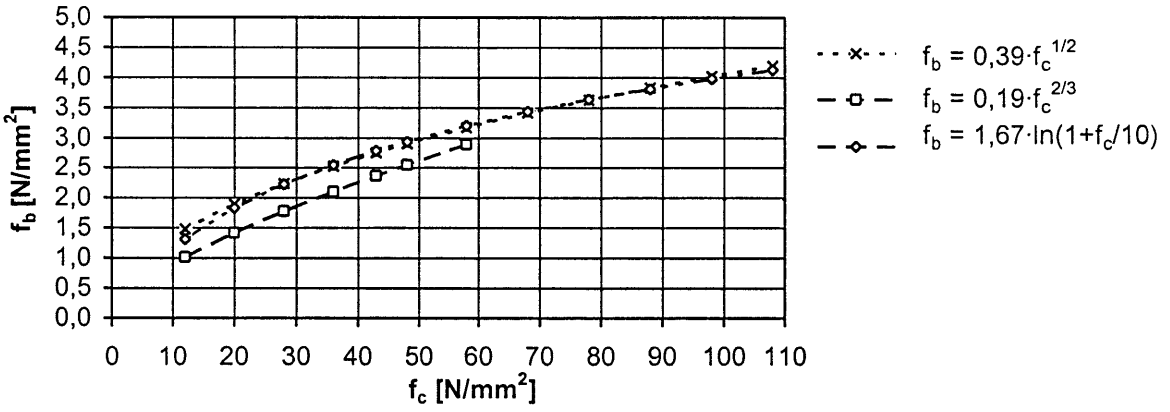


Bild 3.7: Ansätze zur Verbundfestigkeit f_b in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit f_c [Bur00]

Mehlkornanteil

Der hohe Feinkornanteil des selbstverdichtenden Betons wirkt sich nach [Kön01] festigkeitsmindernd auf die Verbundwirkung aus. Die Verbundfestigkeit liegt mit 15 % Abweichung im Toleranz-Bereich für normale Rüttelbetone mit ungünstiger Zusammensetzung (z.B. sandreiche Betone). Die Pull-Out-Körper aus selbstverdichtendem und sandreichem Beton versagten in gleicher Weise durch Ausziehen der Bewehrung verbunden mit dem Abscheren der Betonkonsolen. Im Gegensatz dazu versagten die Versuchskörper aus Normalbeton durch Abspalten der Betonüberdeckung.

Durchmesser der Betonstahllängsbewehrung

In der Literatur [And89, Bet80, Sch98, Tep73] ist einheitlich festzustellen, dass beim Abspalten des Betons die maximal übertragbaren Stahlspannungen mit zunehmendem Durchmesser leicht abnehmen. Dieser Effekt lässt sich damit erklären, dass die Querschnittsfläche vom Quadrat des Durchmessers abhängt, während die Verbundfläche direkt proportional zum Durchmesser der Längsbewehrung ist. Für eine genauere Bestimmung des Einflusses wären Versuche mit konstanter und dem Stabdurchmesser angepasster Betonzusammensetzung erforderlich, deren Versuchskörperabmessungen in Relation zum untersuchten Durchmesser stehen.

Die Abstimmung der Querschnitte auf die Stahldurchmesser hatte sowohl für die in [Bur00], als auch für die in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Versuche zum Ziel die Bruchart B („Face and Side Split", Bild 3.6) zu erzeugen. Der Stoßabstand a, die vertikale Betondeckung c und die horizontale Betondeckung b wurden in Abhängigkeit des Durchmessers der Längsbewehrung d_s zu $a/2 = c = b = d_s$ gewählt.

Oberfläche des Betonstahls

Die Oberflächengestalt eines Betonstahls wird durch die bezogene Rippenfläche f_R gekennzeichnet, die durch das Verhältnis Rippenfläche zu Mantelfläche zwischen zwei Rippen definiert ist. Für nicht verwundene Betonstähle (Bild 3.8) nach DIN 488 Teil 2 [DIN86], deren Rippen einen mittleren Neigungswinkel von $\beta = 60°$ gegenüber der Stabachse haben und deren Abstand der Rippenenden $e = 0{,}2 \cdot d_s$ beträgt, lässt sich die bezogene Rippenfläche f_R vereinfachend zu:

$$f_R = 0{,}52 \cdot \frac{h_s}{c_s} \tag{3.1}$$

bestimmen. Dabei bezeichnen h_s die maximale Rippenhöhe und c_s den Mittenabstand der Rippen (vgl. Bild 3.9).

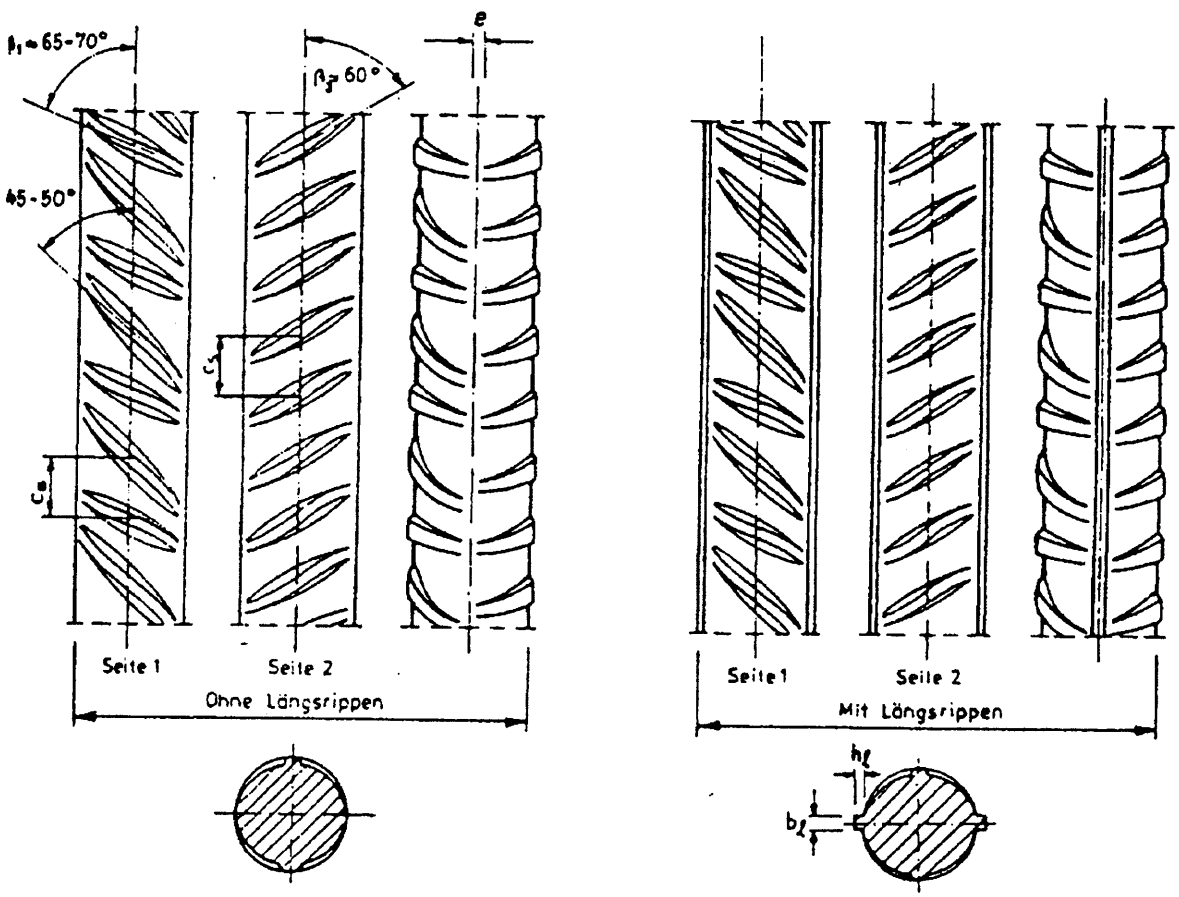


Bild 3.8: Nicht verwundener Betonstabstahl BSt 500 S mit und ohne Längsrippen [DIN86]

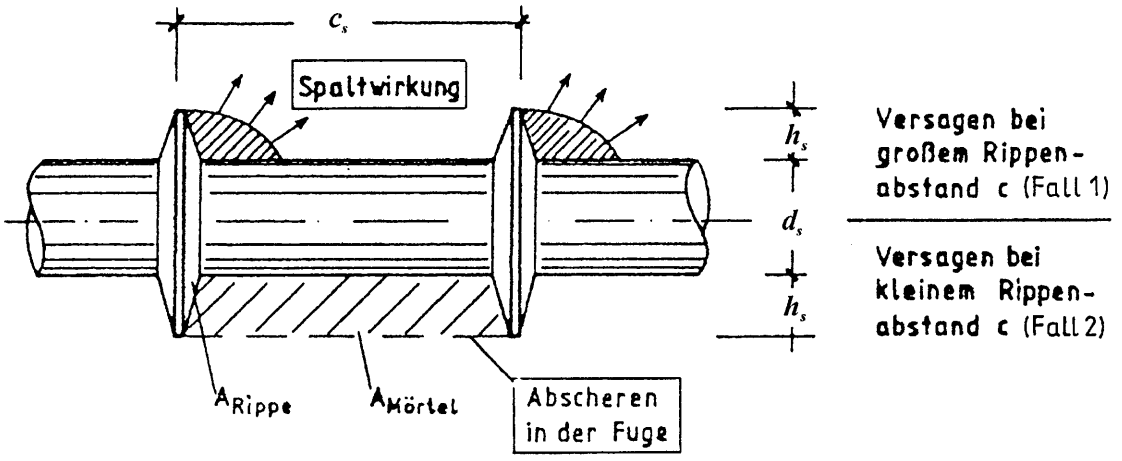


Bild 3.9: Darstellung des Rippenabstandes c_s und der Rippenhöhe h_s

Der Ansatz von [Reh61], nach dem der Verbundwiderstand linear zur bezogenen Rippenfläche zunimmt, stellt eine auf der sicheren Seite liegende Vereinfachung dar [Bur00]. Die Auswertung aus der Literatur erhaltener Versuchsergebnisse ergab, dass die vom Stoß übertragbare Stahlspannung neben der bezogenen Rippenfläche f_R auch noch von der Ausbildung der Profilierung abhängt, insbesondere von den Absolutwerten der Rippenhöhe h_s und des Rippenabstandes c_s. Das Fachwerkmodell in Bild 3.9 zeigt, dass bei einer Verringerung des Rippenabstandes c_s die Kräfte kleiner sind und gleichmäßiger verteilt werden. Dadurch sinkt die Wahrscheinlichkeit eines örtlichen Versagens der Betonzugfestigkeit und die übertragbare Verbundkraft steigt. Andererseits wird gleichzeitig der Schlupf vergrößert, so dass bei zu niedrigen Abständen mit zu geringen Rippenhöhen die Bewehrung aus dem Versuchskörper herausgezogen wird, ohne diesen zu spalten [Höl77].

Versuche von [Sch] ergaben, dass der Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Verbundeigenschaften bei selbstverdichtendem Beton wesentlich geringer ausgeprägt ist, als bei Normalbeton. Hierbei entsprachen die Verbundfestigkeiten bei ungünstiger bezogener Rippenfläche etwa den Werten von normalfestem Beton, obwohl sie im Allgemeinen geringer ausfallen.

Übergreifungslänge

In einem Bewehrungsstoß wird die Stabkraft zunächst vor allem in den Endbereichen der Übergreifungslänge übertragen. Ein Anwachsen der Zugkraft führt zu einer stärkeren Mitwirkung des Mittelbereichs. Dem sind jedoch Grenzen gesetzt, wenn bei geringer Betondeckung die Sprengkräfte am Stoßende bei größeren Verschiebungen anwachsen und eine Längsrissbildung mit Kräfteumlagerung einsetzt.

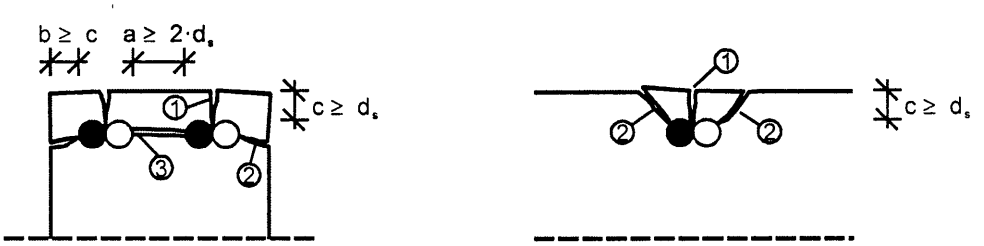
Bei normalfestem Beton und kurzen Stößen mit einer bezogenen Übergreifungslänge $l_s/d_s < 30$ wurde ein lineares Anwachsen der Stoßbruchlast beobachtet [Bur00]. Für größere Übergreifungslängen verhält sich nach [Eli79] die maximal übertragbare Spannung proporti-

onal zu $(l_s/d_s)^{2/3}$. Das Berechnungsmodell nach [And89] hingegen berücksichtigt den Einfluss mit $(l_s/d_s)^{1/2}$. Bei höherfestem Beton und kurzen bezogenen Übergreifungslängen ($l_s/d_s < 10$) steigt die übertragbare Stahlspannung linear an. Für größere Übergreifungslängen ist die Spannungszunahme deutlich unterproportional und näherungsweise mit dem natürlichen Logarithmus $\ln(l_s/d_s)$ beschreibbar [Bur00]. Der hochfeste Beton ist zu spröde, um örtliche Spannungspitzen durch Mikrorissbildung abzubauen. Eine Umlagerung der Verbundkräfte in den Mittelbereich findet demzufolge nahezu ausschließlich durch innere Längsrissbildung statt. Dies führt zu einem frühen Versagen der überlasteten Stoßenden mit anschließendem Bauteilversagen durch einen „Reißverschlusseffekt" [Bur00].

Betondeckung

Die Betondeckung ist von großer Bedeutung für das Tragverhalten von Bewehrungsstößen. In der Praxis ist die horizontale Betondeckung b mindestens genauso groß wie die vertikale Betondeckung c, die nach [DIN01a, EC2_03] mindestens dem Stabdurchmesser entsprechen muss ($c \geq d_s$). Weitere Vorgaben für die Betondeckung ergeben sich aus den Brandschutzbestimmungen und den Expositionsklassen [DIN01a, EC2_03], die für den Beton angesetzt werden.

Sofern die Versagensart Ausziehen nicht maßgebend ist, folgt daraus, dass vor dem Bruch mit einer sichtbaren Längsrissbildung zu rechnen ist, die in Bild 3.10 mit (1) gekennzeichnet ist. Diese resultiert aus der Überlagerung der Zugkräfte der beiden Stäbe in der Stoßebene.



a) Bruchart B (Face and Side Split) b) Bruchart C (V-Type Failure)

Bild 3.10: Bruchart B und C von Übergreifungsstößen [Bur00]

Bei Balken ist die typische Bruchart das Versagen durch „Face and Side Split". Bis zu einem lichten Abstand der Stöße von $a \leq 8 \cdot c$ ist nach [Eli79] die Ausbildung des Risses (3) zu erwarten (Bild 3.10). Für Flächentragwerke mit ausreichender seitlicher Betondeckung $b \geq 4 \cdot c$ und großem lichten Stoßabstand $a \geq 8 \cdot c$ ist die Bruchart C „V-Type Failure" maßgebend. Die Traglast eines Stoßes ist somit abhängig von Lage und Größe der Bruchflächen sowie der Geometrie des Übergreifungsstoßes.

Nach [Bur00] kann der Einfluss der vertikalen Betondeckung auf die Tragfähigkeit eines Übergreifungsstoßes mit $(c/d_s)^{1/4}$ für einen konstanten lichten Stoßabstand a/d_s beschrieben werden. Dies ergaben sowohl numerische Untersuchungen als auch Berechnungen nach der Plastizitätstheorie bzw. anhand eines mechanischen Modells. Ab einer bezogenen Betondeckung von $c/d_s \approx 4$ ist der Traglastzuwachs nur noch gering, da die Sprengkräfte nicht mehr

maßgebend werden. Dieser Grenzwert stellt eine von den Betonfestigkeiten unabhängige, geometrisch bedingte Größe dar [Bur00].

Lichter Stoßabstand

Ab einem lichten Stoßabstand von a ≥ 2·d_s, bildet sich der in Bild 3.10 dargestellte Riss (3) zwischen den benachbarten Stößen. Eine gegenseitige Beeinflussung nebeneinander liegender Stöße ist bis zu einem lichten Abstand von $a \leq 8 \cdot c$ festzustellen. Die Steigerung der Stoßbruchlast mit zunehmender Distanz ist jedoch gering. Rechnerische Ansätze lassen sich nach [Bur00] nur bedingt durch Versuche bestätigen, da diese zu großen Streuungen unterliegen.

Lage der gestoßenen Bewehrung beim Betonieren

Werden Bauteile mit horizontalen Bewehrungsstäben betoniert, sammeln sich beim Verdichten, bedingt durch die Sedimentation des Frischbetons, unter den Stäben kleinere Mengen Wasser an. Nach dem Austrocknen bilden sich Fehlstellen, die die Kontaktfläche zwischen Beton und Stahl reduzieren (Bild 3.11).

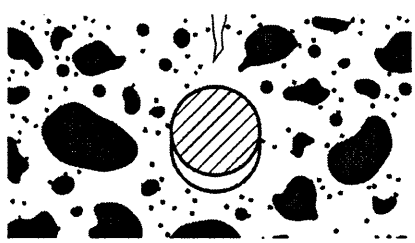


Bild 3.11: Fehlstelle infolge Sedimentation [Bau03]

Die Bemessungsregeln nach Eurocode 2 [EC2_03] und DIN 1045-1 [DIN01a] unterscheiden daher für Normalbeton zwischen guten und mäßigen Verbundbedingungen (Bild 3.12).

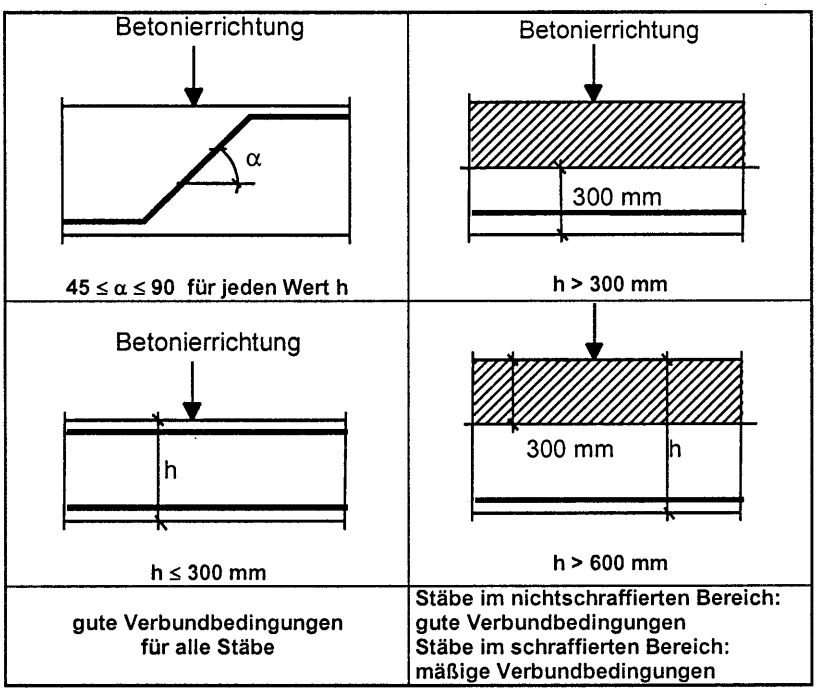


Bild 3.12: Verbundbedingungen in Abhängigkeit der Lage der Stäbe bzw. der Betonierrichtung nach [DIN01a]

Mäßige Verbundbedingungen liegen vor allem bei horizontalen Stäben in der oberen Bewehrungslage vor, wenn das Bauteil dicker als 30 cm ist. Die Bemessungswerte der Verbundfestigkeit sind dann um 30 % abgemindert.

Der Einfluss hängt aber auch von der Rippenhöhe und von der Betonzusammensetzung ab. Versuche mit hochfestem Beton zeigen, dass der Einfluss der Lage auf die übertragbaren Spannungen mit zunehmender Betonfestigkeit abnimmt und ab einer Festigkeit von 90 N/mm² nicht mehr feststellbar ist [Bur00]. Dieser Effekt wird mit den niedrigen *w/z*-Werten der hochfesten Betone begründet, welche die Bildung von Wasseransammlungen unter den Bewehrungsstäben nach dem Betonieren verhindern.

Untersuchungen von [Sch00] ergaben, dass es auch bei selbstverdichtendem Beton Unterschiede in der Verbundwirkung in Abhängigkeit von der Lage der Bewehrung gibt. Diese fallen jedoch deutlich geringer aus als bei Normalbeton. Es ließen sich im Bereich mäßiger Verbundbedingungen sogar größere Verbundspannungen erzielen als bei normalfestem Beton. Der geringere Einfluss der Bewehrungslage wird damit begründet, dass durch das fehlende Verdichten und die stabile Suspension die Verteilung der Zuschläge über den Querschnitt gleichmäßiger ist [Sch00]. Unter Berücksichtigung der insgesamt geringer ausfallenden Verbundfestigkeit und der kleineren Unterschiede in Abhängigkeit der Lage der Bewehrung, lässt sich der selbstverdichtende Beton im unteren Streubereich guter Verbundbedingungen von Normalbeton einordnen.

Querbewehrung

Der Einfluss der Querbewehrung hängt maßgebend von deren Lage bezüglich der Längsbewehrung und der Art der Ausführung ab [Bur00]. So hat eine innen liegende gerade Querbewehrung, wie z.B. bei Platten, auf die Stoßtragkraft praktisch keinen Effekt. Liegt die gerade Querbewehrung zwischen Längsbewehrung und Außenkante des Bauteils, so ist sie bei den Brucharten B und C (Bild 3.6) wirksam, wenn sie die Bruchrisse kreuzt. Des Weiteren bewirkt sie eine Steigerung des Betontraganteils der Verbundkraftübertragung durch die hervorgerufene Umschnürungswirkung.

Am günstigsten ist eine Bügelbewehrung. Neben der besseren Verankerung hat sie den Vorteil, dass sie die entstehenden Kräfte zweiachsig aufnehmen kann. Dadurch werden einerseits die zur Stoßebene parallel verlaufenden Kräfte abgetragen, die für die Längsrissbildung ausschlaggebend sind, andererseits werden die senkrecht zur Stoßebene verlaufenden Sprengkräfte ebenfalls aufgenommen. Diese verursachen die inneren Horizontalrisse und haben großen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Übergreifungsstoßes (Bild 3.13).

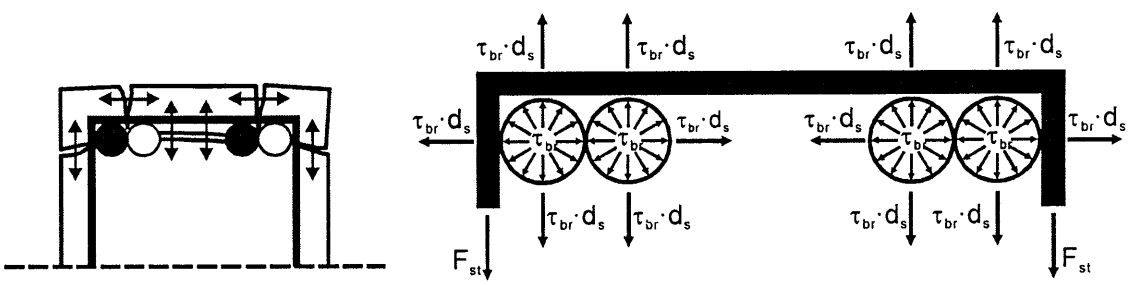


Bild 3.13: Zugkräfte im Stoßquerschnitt [Bur00]

Setzt man keine Mitwirkung des Betons auf Zug voraus, so muss die gesamte horizontale Kraft von der Querbewehrung aufgenommen werden. Nach dem Fachwerkmodell in Bild 3.2 mit einer Druckstrebenneigung von 45° entspricht sie genau der Stabkraft F_s. Vergrößert man die Anzahl der Übergreifungsstöße (n_s = 2), so ändert sich diese horizontale Komponente nicht. In diesem Fall wird die Summe der vertikalen Sprengkräfte maßgebend, die von der Querbewehrung aufgenommen werden.

Die erforderliche Querbewehrung ermittelt sich nach [Bur00] wie folgt:

$$erf.\sum A_{st} = \frac{2 \cdot n_s \cdot d_s \cdot l_s}{n_{st} \cdot \sigma_{st}} \cdot \frac{\sigma_s \cdot d_s}{4 \cdot l_s} = \frac{1}{2} \cdot \frac{n_s}{n_{st}} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_{st}} \cdot d_s^2 \approx \frac{F_s}{\sigma_{st}} \cdot \frac{n_s}{n_{st}} \tag{3.2}$$

Die erforderliche Querbewehrung aus Bügeln mit zwei Schenkeln (n_{st} = 2) ändert sich proportional zur Spannung σ_s der Längsbewehrung und zur Anzahl der Übergreifungsstöße n_s. Eine schwache Verbügelung würde schon genügen, um eine ausreichende Tragfähigkeit des Übergreifungsstoßes ohne Mitwirkung des Betons sicherzustellen. Tatsächlich wurde in Versuchen ein deutlich geringerer Einfluss festgestellt [Bur00]. Dies kann unter anderem auf Verbundkräfteumlagerung im Beton und die Mitwirkung des Betons auf Zug im gerissenen Zustand zurückgeführt werden.

In [Eli79] und [And89] wird die durch die Querbewehrung gesteigerte Tragfähigkeit des Übergreifungsstoßes mit einem additiven Term proportional zu $\sqrt{n_{st} \cdot \sum A_{st} \cdot \sigma_{st} / (n_s \cdot A_s)}$. berücksichtigt. Die Bemessungsansätze werden in Kapitel 6 genauer diskutiert. Nach [Bur00] liefern andere Ansätze, die von einem linearen Zusammenhang ausgehen, sowohl für normalfesten als auch für hochfesten Beton zufriedenstellende Ergebnisse.

Bei Versuchen von [Bur00] an hochfestem Beton ergab sich an einem Balken mit je einem Bügel an den Stoßenden bereits eine Traglaststeigerung von 16 % gegenüber einem unverbügelten, aber sonst identischen Träger. Die volle Bruchlast eines Balkens ohne Übergreifungsstoß wurde aber nur bei einer Querbewehrung nach Norm [DIN01a, EC2_03] erreicht, d.h. bei einem Querbewehrungsgrad von $\Sigma A_{st}/A_s$ = 1,0 im Übergreifungsbereich. In keinem der Versuche [Bur00] erreichte die Bügeldehnung im Bruchzustand die Fließgrenze.

Der Vergleich der Versuchsergebnisse von [Bur00] mit vorangegangenen Untersuchungen von [Azi95] und [Hat96] zeigt, dass die Duktilität der Bauteile deutlich vergrößert wird bei größerem Querbewehrungsgrad $\Sigma A_{st}/A_s$ (Bild 3.14). Die maximale mittlere bezogene Krümmung d/r errechnet sich dabei aus der gemessenen Durchbiegung f_m in Feldmitte $l_m/2$ und wird auf die statische Nutzhöhe d des Versuchskörpers bezogen [Bur00]:

$$\frac{1}{r} = 8 \cdot \frac{f_m}{l_m^2} \quad \Rightarrow \quad \frac{d}{r} = d \cdot 8 \cdot \frac{f_m}{l_m^2}. \tag{3.3}$$

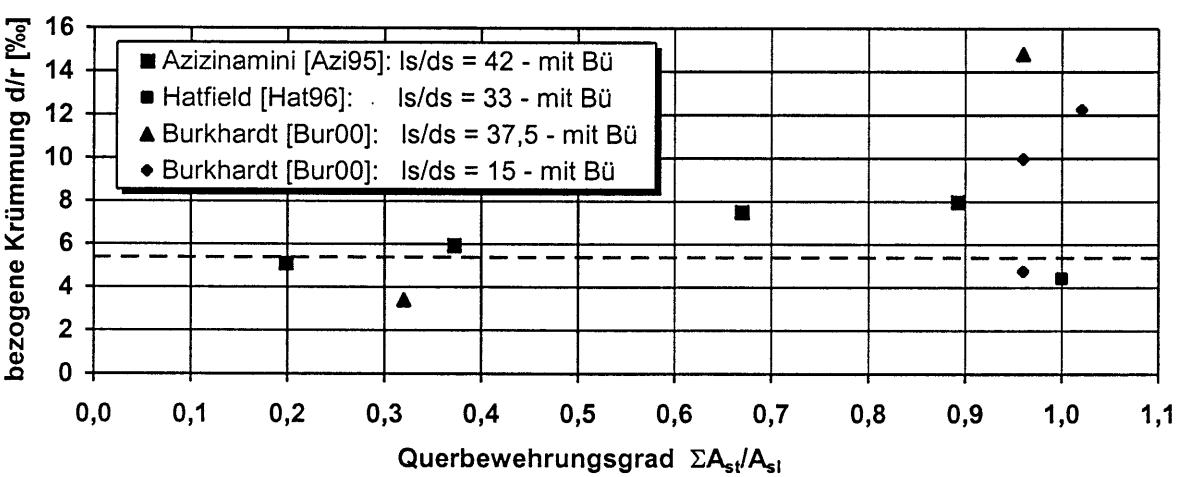


Bild 3.14: Maximale bezogene Krümmung d/r in Abhängigkeit vom bezogenen Querbewehrungsgrad $\Sigma A_{st}/A_s$ für verschiedene bezogenen Übertragungslängen l_s/d_s [Bur00]

In Bild 3.14 ist die bezogene Mindestkrümmung als Grenzwert angegeben, die sich nach [DIN01a] für eine Mindestdehnung der Längsbewehrung von 3,5 ‰ und einem Verhältnis der Druckzonenhöhe zur statischen Nutzhöhe von x/d = 0,35 für Betone der Festigkeitsklassen > C 50/60 zu

$$\frac{d}{r} = \frac{\varepsilon_y}{(1-\frac{x}{d})} = \frac{3{,}5 \cdot 10^{-3}}{(1-0{,}35)} = 5{,}4 \cdot 10^{-3} \tag{3.4}$$

ergibt.

Diese Mindestanforderung wird von Versuchskörpern mit einem Querbewehrungsgrad von ca. $\Sigma A_{st}/A_s$ = 0,35 bei ausreichender Übergreifungslänge eingehalten. Die Aussagekraft dieses Duktilitätskriteriums für die Versuchswerte von [Azi95] und [Hat96] wird jedoch durch die verwendete Bauteilgeometrie und die unterschiedlichen Stabdurchmesser eingeschränkt [Bur00]. Bei Vergleichen mit normalfestem Beton ist zu berücksichtigen, dass nach [DIN01a] eine größere bezogene Druckzonenhöhe zur Sicherstellung einer ausreichenden Rotationsfähigkeit zugelassen ist. Berücksichtigt man die bezogene Druckzonenhöhe mit x/d = 0,45 für Betone der Festigkeitsklasse bis C 50/60, so ergibt sich eine bezogene Mindestkrümmung von 6,4 ‰.

Weitere Einflussgrößen

Liegt kein Vollstoß vor, so steigt die Traglast des Übergreifungsstoßes an, da sich ein Teil der Kräfte auf die durchgehenden Stäbe umlagern kann und die Spaltfläche bei gleichmäßig versetzt angeordneten Stößen vergrößert wird. Nach [EC2_03] und [DIN01a] muss hierzu ein Mindestlängsversatz von 1,3·l_s eingehalten werden (Bild 3.15).

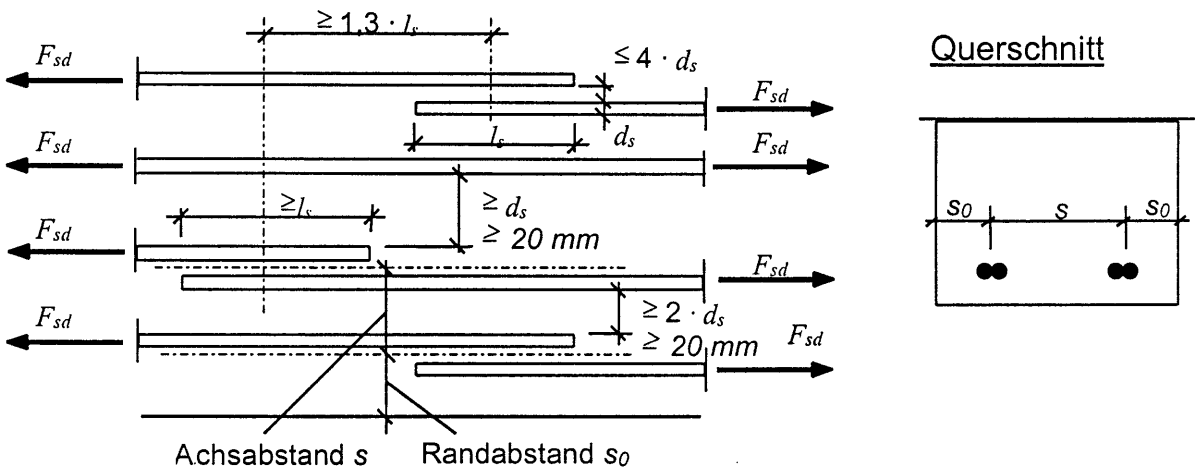


Bild 3.15: Längsversatz und Querabstand der Bewehrungsstäbe im Stoßbereich (DIN 1045-1, Bild 57 und 58)

Werden bei einer mehrlagigen Bewehrung mehr als 50 % des Querschnitts der einzelnen Lage in einem Schnitt gestoßen, treten die größten Zugbeanspruchungen senkrecht zur Stoßebene auf. Daher werden die Bruchrisse (2) und (3) in Bild 3.10 schon bei niedrigeren Belastungen hervorgerufen. In diesem Fall sehen die Bemessungsregeln in [DIN01a, EC2_03] vor, dass die Übergreifungsstöße durch Bügel zu umschließen und diese für die Kraft aller gestoßenen Stäbe zu bemessen sind [DIN01a].

Bei zyklischer Beanspruchung entspricht die Abnahme der Verbundfestigkeit ungefähr der Festigkeitsabnahme von unbewehrtem, zentrisch gedrücktem Beton. Nach Rehm [Reh77] ist die Tragfähigkeit von Stößen, die einer Schwelllast unterworfen werden, nicht geringer als bei stetiger Laststeigerung bis zum Bruch, wenn kein Ermüdungsbruch des Stoßes auftritt.

Durch die Tendenz der freien Stabenden zum Ausklappen entsteht ein Biegewiderstand, dessen Kräfte von der Querbewehrung im Bereich der Stoßenden aufgenommen werden. Durch diese umschnürende Wirkung entsteht eine Querpressung, die die Tragfähigkeit des Übergreifungsstoßes steigert (Bild 3.16). Dieser Effekt wächst mit dem Durchmesser der Längsbewehrung und dem Verhältnis der Übergreifungslänge l_s zur Feldlänge l_m an. [Bur00].

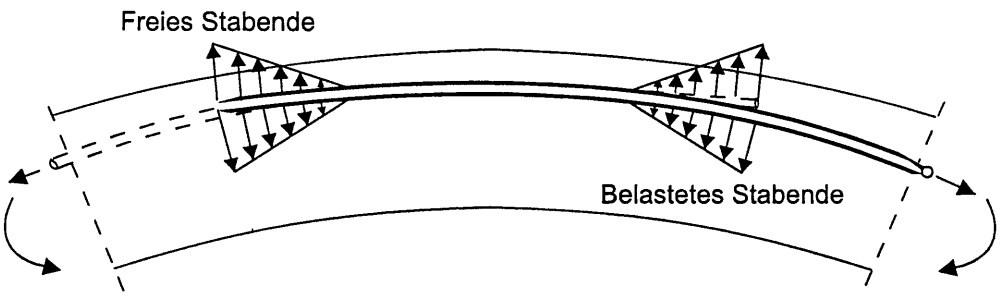


Bild 3.16: Traglaststeigernde Wirkung infolge Querpressung [Bur00]

3.2 Druckstöße

3.2.1 Allgemeine Ansätze

Übertragungsmechanismus

Auf druckbeanspruchte Übergreifungsstöße übertragen die Kräfte aus den Längsstäben analog zu den Zugstößen (Kap. 3.1) ebenfalls über zwei lokale Fachwerke [Bur00]. Die Kraftrichtung der Druckstreben ist dem Kräftegleichgewicht entsprechend umzudrehen.

Als dritter Übertragungsmechanismus wirkt jedoch kein globales Fachwerk, sondern ein weiteres lokales. Dieses entsteht durch die Spitzendruckkraft am Stabende (Bild 3.17). Durch den abstrahlenden Druckkegel und die Umlenkung in den zweiten Bewehrungsstab ergeben sich sowohl Druck- und Zugkräfte in Querrichtung als auch Spaltzugkräfte.

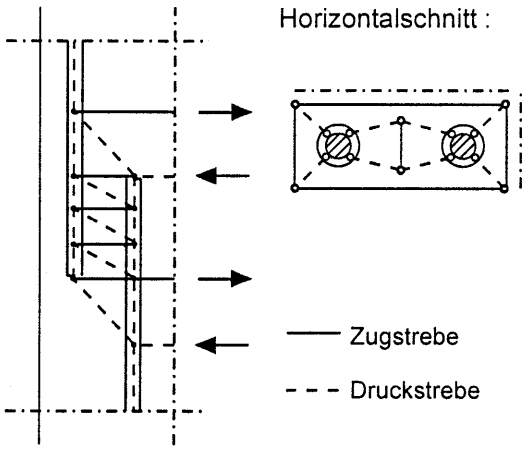
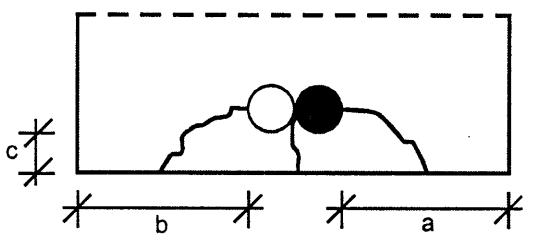


Bild 3.17: Fachwerkmodell des druckbeanspruchten Übergreifungsstoßes [Bur00]

Dabei ist zu beachten, dass sich die Kraftübertragung über den Verbund und über die Spitzendruckkraft nicht einfach zu einer Gesamttraglast addieren lassen. Die tatsächliche Tragfähigkeit beim Zusammenwirken beider Anteile ist geringer als die Summe der einzelnen Anteile, wenn sie gesondert ermittelt werden. In [Cai79a] wird dieser Effekt damit begründet, dass die Verbundspannung und die Spitzendruckkraft ihr Maximum bei unterschiedlichem Schlupf erreichen.

Versagensformen

Ein druckbeanspruchter Übergreifungsstoß versagt durch Abspaltung der Betondeckung infolge Spaltzugkräfte und Überlagerung der Zugringkräfte aus der Verbundbeanspruchung mit den Zugkräften, die durch Umlenkung der Spitzendruckkraft entstehen. Das Bruchbild entspricht aufgrund der üblicherweise relativ großen Stababstände der Bruchart C (Bild 3.18).



Vertikale Betondeckung c
Seitliche Betondeckung $b \geq 4 \cdot c$
Stoßabstand $a/2 \geq 4 \cdot c$

Bild 3.18: Bruchart C bei druckbeanspruchten Übergreifungsstößen [Bur00]

3.2.2 Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten von druckbeanspruchten Übergreifungsstößen

Allgemeines

Durch die Interaktion von Verbund und Spitzendruckkraft ist es schwierig - wie bei den Zugstößen - einzelnen Faktoren einen Einfluss auf die Gesamttragfähigkeit zuzuweisen. Es han-

delt sich vielmehr um Parameter, die für die Aufteilung der Stabkräfte in die beiden Traglastanteile Spitzendruck und Verbundkraftübertragung relevant sind.

Betondruckfestigkeit

Mit zunehmender Betondruckfestigkeit steigt der übertragbare Spitzendruck. Es ist dabei zu beachten, dass die Bedeutung des Spitzendrucks für die Gesamttraglast wiederum von der Übergreifungslänge abhängt [Bur00].

Burkhardt [Bur00] schließt aus seinen Versuchen, dass der durch Spitzendruck übertragene Anteil linear mit der Betondruckfestigkeit ansteigt (Bild 3.19). Ein Übergreifungsstoss in einer Stütze aus hochfestem Beton (f_{ck} = 100 N/mm²) trug, verglichen mit einer Stütze aus normalfestem Beton (f_{ck} = 45 N/mm²), bei gleicher Last einen doppelt so großen Anteil über Spitzendruck ab. Neben diesen beiden Versuchen ist in Bild 3.19 ein Versuchswert von Leonhardt [Leo72] zum Vergleich dargestellt.

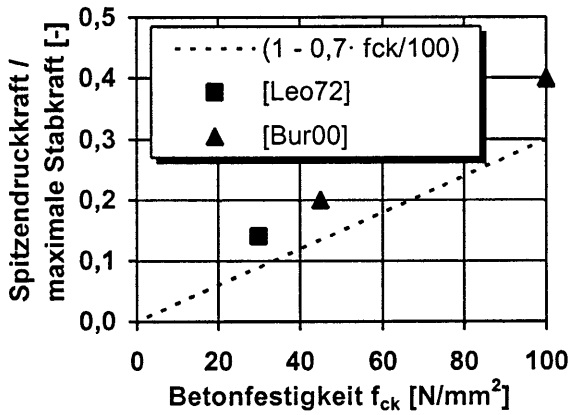


Bild 3.19: Abhängigkeit der Spitzendruckkraft von der Betondruckfestigkeit f_{ck} [Bur00]

Die Versuchsergebnisse von [Cai79a] ergeben ebenfalls einen linearen Zusammenhang zwischen Tragfähigkeit des Übergreifungsstoßes und der Betonfestigkeit. Allerdings weisen die Geraden, die die Versuchsergebnisse der Stützen mit Lastabtragung ausschließlich über Verbund und der Versuchskörper mit kombinierter Lastabtragung abbilden einen Unterschied in ihrer Steigung auf. Dies führt [Bur00] auf einen überproportionalen Einfluss der Spitzendruckkraft und somit der Betonfestigkeit zurück.

Mehlkornanteil

Wie oben bereits erläutert wurde, werden im Zusammenspiel von Verbundkraftübertragung und Spitzendruck die möglichen Maximalwerte der einzelnen Traganteile nicht erreicht. Da sich außerdem die Verbundfestigkeiten des selbstverdichtenden Betons im unteren Bereich der guten Verbundbedingungen von Normalbeton befinden, wird der Einfluss des Mehlkorn-

anteils auf das Tragverhalten in selbstverdichtendem Beton relativ gering sein. Es ist zu vermuten, dass verglichen mit einer Stütze aus Normalbeton der Traganteil der Spitzenkraftübertragung infolge der etwas geringeren Verbundwirkung anwächst.

Oberfläche des Betonstahls

Mit zunehmender „Rauheit" wird die Tragfähigkeit eines druckbeanspruchten Übergreifungsstoßes erhöht [Cai79a]. Nach [Cai79b] ist die Tragfähigkeit von Stäben mit kreisrunden Rippen und verwundenen Stäben mit sichelförmigen Rippen höher, als die von nicht verwundenen Stäben mit sichelförmigen Rippen.

Übergreifungslänge

Untersuchungen an druckbeanspruchten Übergreifungsstößen ergaben übereinstimmend für normalfesten [Cai79a] und für hochfesten Beton [Bur00] bei einer Vergrößerung der Übergreifungslänge eine Zunahme des über den Verbund abgetragenen Anteils. Daraus ergibt sich eine geringere Bedeutung des Spitzendrucks für Stöße mit großen Übergreifungslängen.

In [Pan92] wurde hingegen kein Einfluss der Länge des Übergreifungsstoßes auf die Größe der Spitzendruckkraft festgestellt. Allerdings variierten die bezogene Übergreifungslängen von $l_s = 20 \cdot d_s$ bis $l_s = 32 \cdot d_s$. Verglichen mit den Variationen der bezogenen Übergreifungslänge bei [Bur00] mit $l_s/d_s = 5$ bis 20 und [Cai79a] mit $l_s/d_s = 10$ bis 20 sind die Stoßlängen bei [Pan92] relativ groß. Hieraus lässt sich schließen, dass der Einfluss der bezogenen Übergreifungslänge auf die Spitzendruckkraft bei etwa $l_s/d_s = 20 \cdot d_s$ sein Minimum erreicht.

Der Einfluss der Übergreifungslänge beschränkt sich jedoch nicht nur auf die Spitzendruckkraft. Auch die erforderliche Querschnittsfläche der Querbewehrung hängt von der Länge des Übergreifungsstoßes ab. In den Versuchen von [Cai79a] wurde die Fließspannung der Längsbewehrung bei einer bezogenen Übergreifungslänge von $l_s/d_s = 20$ erreicht, obwohl der Querbewehrungsgrad nur 20% betrug. Vergleiche der Versuchsergebnisse von [Pfi63] und von [Leo72] ergaben, dass bei Stoßlängen von $l_s/d_s = 40$ mit einem Querbewehrungsanteil kleiner als 20% ebenfalls die Traglast einer Stütze ohne Übergreifungsstoß erreicht wurde [Bur00]. Dies lässt sich damit erklären, dass die Verbundspannungen aufgrund der besseren Verteilung bei einer vergrößerten Stoßlänge geringer sind.

Querbewehrung

Die Querbewehrung erhöht die Duktilität von Stützen, da infolge der Umschnürungsbewehrung der Betonkern höher belastbar ist [Bur00]. Wie in zugbeanspruchten Übergreifungsstößen übernimmt sie auch die Kräfte, die aus dem Übertragungsmechanismus resultieren. Des Weiteren sind die Verbundkräfte der Längsbewehrung im Bereich der Stoßenden deutlich höher als im übrigen Teil des Übergreifungsstoßes. Um ein Versagen von druckbeanspruch-

ten Übergreifungsstößen infolge Abspaltung der Betondeckung zu vermeiden, ist es daher erforderlich, die Querbewehrung in geringen Abständen an den Stoßenden zu konzentrieren [Cai79a]. Die Summe der Querschnittsflächen spielt dabei eine untergeordnete Rolle, da die Bügel in der Regel nicht bis zur Fließgrenze belastet werden [Bur00].

Im EC 2, Teil 1 [EC2_03] und in DIN 1045-1 [DIN01a] ist vorgeschrieben, dass die Hälfte der Querbewehrung jeweils im letzten Drittel des Stoßes anzuordnen. Die Aufnahme der Kräfte, die durch den Spitzendruck entstehen, erfolgt nach [DIN01a, EC2_03] durch je einen Bügel außerhalb des Übergreifungsstoßes im Abstand von $4 \cdot d_s$ (Bild 3.20).

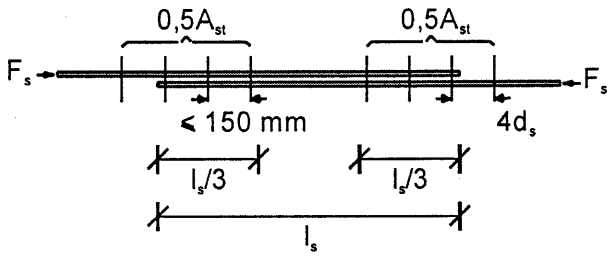


Bild 3.20: Anordnung der Querbewehrung bei Druckstößen nach DIN 1045-1, Bild 59 b)

4 Beschreibung der Versuche

4.1 Zugstöße

4.1.1 Versuchsprogramm

Die experimentellen Untersuchungen von zugbeanspruchten Übertragungsstößen wurden an vier Biegebalken nach Bild 4.1 durchgeführt, bei denen der Übergreifungsstoß in einem Bereich mit konstantem Momentenverlauf angeordnet wird.

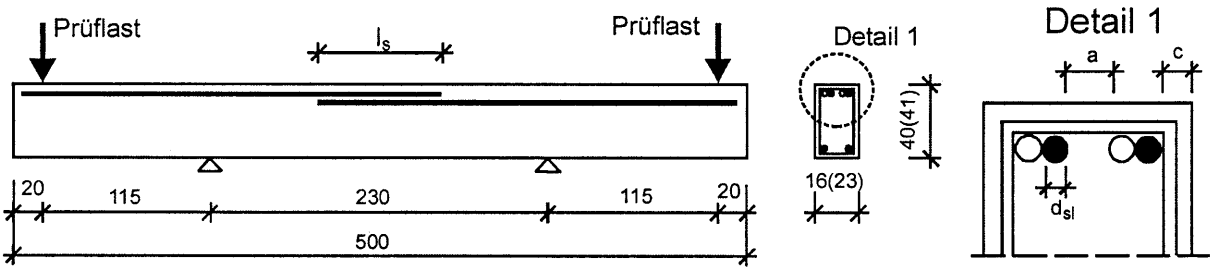


Bild 4.1: Versuchsaufbau für zugbeanspruchte Übergreifungsstöße (alle Maße in cm)

Die Wahl der Querschnitte, Bewehrung und Übergreifungslängen wurden aus Gründen der Vergleichbarkeit analog zu den Versuchen mit hochfestem Beton [Bur00] gewählt. Daraus ergeben sich folgende Werte:

- Längsbewehrungsdurchmesser d_{sl} = 20 mm bzw. d_{sl} = 28 mm
- Betondeckung $c = d_{sl}$
- Lichter Stoßabstand $a = 2\ d_{sl}$
- Übergreifungslänge $l_{s,min} = 15\ d_{sl}$
- Querbewehrung nach DIN 1045-1 ($\sum A_{st}/A_{sl}$ = 1,0)

Die Stöße der Längsbewehrung wurden im Bereich des konstanten Moments in Balkenmitte als Vollstöße ausgebildet. Die Anordnung erfolgte abweichend von DIN 1045-1, im Querschnitt nicht achsensymmetrisch sondern paarweise. Die Versuchsmatrix der zugbeanspruchten Übergreifungsstöße kann Tabelle 4.1 entnommen werden.

Versuchskörper	Querschnitt $b/h/d$ [cm]	Längsbewehrung d_s [mm]	Bewehrungsgrad $\Sigma A_{sl}/(b*d)$ [-]	Übergreifungslänge l_s [mm]	Querbewehrung d_{st}/s_t [cm]	Querbewehrungsgrad $\Sigma A_{st}/A_{sl}$ [-]	Betondeckung c [mm]	Betonrezeptur
B1	16/40/37	2 ∅ 20	0,011	1000	1+6 ∅8/17 *)	1,0	20	M 1
B2	16/40/37	2 ∅ 20	0,011	1000	1+6 ∅8/17 *)	1,0	20	M 2
B3	16/40/37	2 ∅ 20	0,011	300	6 ∅8/5	1,0	20	M 2
B4	23/41/37	2 ∅ 28	0,015	420	8 ∅10/5	1,0	30	M 2

*) In Stoßmitte wurde zusätzlich ein Bügel angeordnet

Tabelle 4.1: Versuchsprogramm der zugbeanspruchten Übergreifungsstöße

Die Betonrezepturen, die bei den Versuchen verwendet wurden, ließen Druckfestigkeiten erwarten, die einem C 30/37 bzw. C 45/55 entsprechen. Für einen Vollstoß aus Längsstäben mit d_s = 20 mm, geraden Stabenden und gutem Verbund ergeben sich nach DIN 1045-1 die erforderlichen Übergreifungslängen (mit α_1 = 2,0 für Zugstöße) zu:

$$\text{für einen C 30/37: } l_{s,DIN} = \alpha_1 \cdot \frac{d_s}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = 2{,}0 \cdot \frac{20}{4} \cdot \frac{435}{3{,}0} = 1450 \text{ mm} \tag{4.1}$$

$$\text{für einen C 45/55: } l_{s,DIN} = \alpha_1 \cdot \frac{d_s}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = 2{,}0 \cdot \frac{20}{4} \cdot \frac{435}{4{,}0} = 1088 \text{ mm} \tag{4.2}$$

Unter Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte nach [DIN01a, EC2_03] für Beton mit γ_c = 1,5 und für Stahl mit γ_s = 1,15 reduzieren sich die Übergreifungslängen auf:

$$l_s = 1450 \cdot \frac{1{,}15}{1{,}5} = 1112 \text{ mm} \tag{4.3}$$

$$l_s = 1088 \cdot \frac{1{,}15}{1{,}5} = 834 \text{ mm} \tag{4.4}$$

Um die Balken B1 und B2 mit verschiedenen Betonrezepturen besser vergleichen zu können, wurde für diese eine einheitliche Übergreifungslänge von l_s = 1000 mm gewählt (Tabelle 4.1). Beide Balken unterscheiden sich somit nur durch die Betonrezeptur. Balken B1 wurde aus einem Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl (M1) hergestellt und Balken B2 aus einem Kombinationstyp mit Flugasche (M2). Nach Durchführung der Versuche B1 und B2 erfolgte eine Auswahl des Mischungsentwurfs für die restlichen Versuche an Balken und Stützen (druckbeanspruchten Übergreifungsstöße). Da sich keine signifikanten Unterschiede im Verhalten ergaben, fiel die Wahl aufgrund der einfacheren Herstellung auf den Kombinationstyp mit Flugasche (M2). Die Balken B3 und B4 wurden mit dem Mindestmaß der Übergreifungslänge $l_{s,min}$ = 15·d_s nach [DIN01a, EC2_03] ausgeführt, zusätzlich wurde beim Balken B4 der Einfluss des Stabdurchmessers (d_s = 28 mm) untersucht. Da sowohl das Mindestmaß der Übergreifungslänge als auch die Betondeckung $c = d_s$ vom Durchmesser der Längsbewehrung abhängen, ändern sich sowohl die Übergreifungslänge als auch die Abmessungen des Balken B4.

Der Querbewehrungsgrad und die Konzentration der Bügel im ersten und im letzten Drittel des Übergreifungsstoßes entsprachen den in [DIN01a, EC2_03] enthaltenen Bemessungsregeln (Bild 4.2). Die maximalen Abstände der Bügel im Übergreifungsbereich der Versuchskörper B1 und B2 überschnitten mit 170 mm geringfügig die geforderte Grenze von 150 mm. Ein weiterer Bügel wurde bei diesen beiden Balken aus konstruktiven Gründen in Balkenmitte angeordnet.

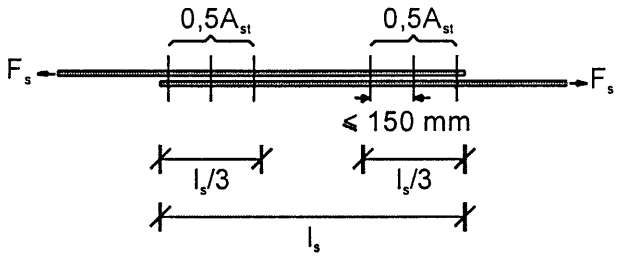


Bild 4.2: Anordnung der Querbewehrung bei Zugstößen nach DIN 1045-1; Bild 59 a)

4.1.2 Versuchskörper

Abmessungen

Die horizontale und die vertikale Betondeckung wurden zu $c = b = 1 \cdot d_s$ und der lichte Stoßabstand zwischen zwei Stößen zu $a = 2 \cdot d_s$ festgelegt. Hieraus ergaben sich die Abmessungen der Balkenquerschnitte, die in Tabelle 4.1 aufgeführt sind. Die Querschnittswahl entspricht [Bur00] und lässt die Bruchart B „Face and Side Split" erwarten. Die Abmessungen und die Anordnung der Längs- und Querbewehrung sind in Bild 4.3 exemplarisch für Balken B1 dargestellt. Die Bügel wurden in der Druckzone abwechselnd auf der linken und auf der rechten Seite des Balkens geschlossen.

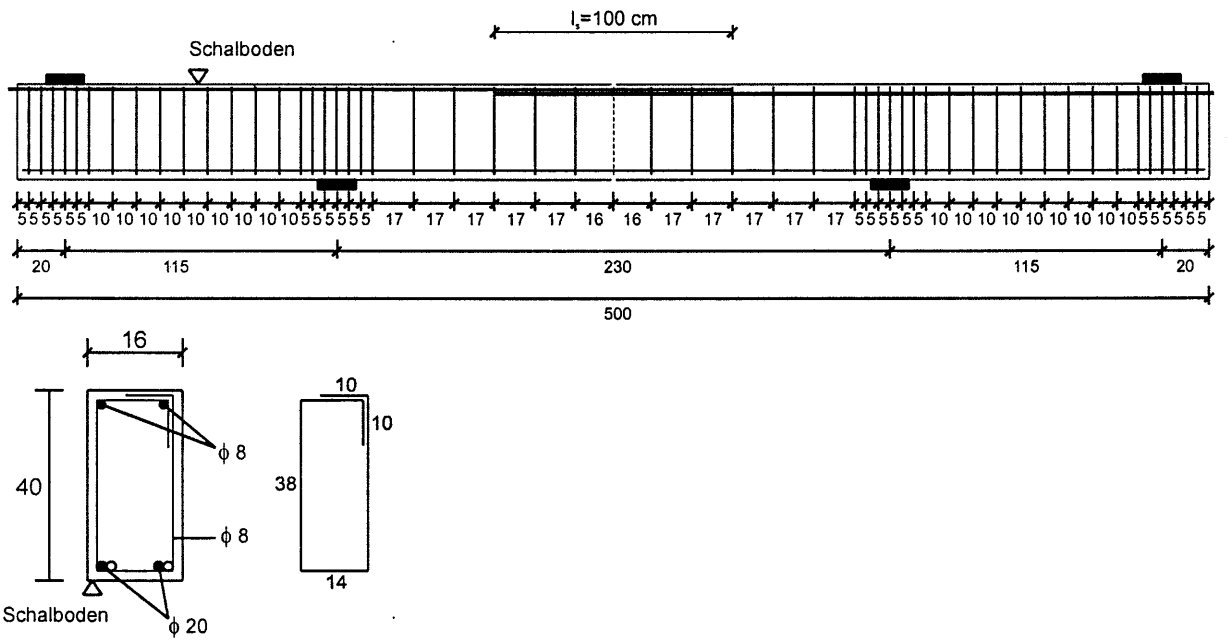


Bild 4.3: Geometrie und Bewehrung des Versuchskörpers B1 (alle Maße in cm)

Baustoffe

Als Betone wurden zwei Mischungsentwürfe (Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl (M1), Kombinationstyp mit Flugasche (M2)) ausgewählt. Da sich ein inertes Mehlkorn (Kalksteinmehl) an-

ders verhält als ein puzzolanisches (Flugasche) und ein Mehlkorntyp anders als ein Kombnationstyp, wird hiermit eine grosse Bandbreite des SVB abgedeckt. Beide SVB haben eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung und werden in der Praxis eingesetzt [Bra01a, Bra01b, DIBt01, DIBt02]. Die Mischungszusammensetzungen sind in Tabelle 4.2 aufgeführt. Der Wassergehalt der Betonzusatzmittel wurde auf den Gesamtwassergehalt angerechnet.

Parameter	Einheit	Gehalt/Wert	
		Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl (M1)	Kombinationstyp mit Flugasche (M2)
CEM I 32,5 R	kg/m³	300	-
CEM II/A-LL 42,5 R		-	320
Flugasche		-	200
Kalksteinmehl		270	-
Wasser		165	
Zuschlag		1651	1634
Betonverflüssiger		2,3	-
Stabilisierer		-	1,6
Fließmittel		2,3	4,2
Luftgehalt (angenommen)	%	1,5	
w/z-Wert	–	0,55	0,55

Tabelle 4.2: Zusammensetzung der verwendeten SVB-Betone

Als Fließmittel (FM) kam beim Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl das Produkt „Maxiflow" der Fa. Tricosal zum Einsatz. Es gehört zu den in Kapitel 2.1 beschriebenen neuartigen Fließmitteln auf Polycarboxylatether-Basis. Zusätzlich wurde als Betonverflüssiger „Superflow 40" der Fa. Tricosal eingesetzt, das zwar ein Fließmittel ist, aber auch eine Zulassung als Betonverflüssiger besitzt.

Beim Kombinatiponstyp mit Flugasche kam als Fließmittel „Muraplast FK 61.20" der Fa. Bauchemie zum Einsatz, das ebenfalls aus Multicarboxylatethern (MCE) besteht. Als organischer Stabilisierer wurde „Murapor Stabi M15" der Fa. Bauchemie verwendet. Die Funktionsweisen der beiden Produkte werden in Kapitel 2.1 genauer beschrieben.

Der Beton wurde in einem Zwangsmischer mit einem maximalen Mischungsvolumen von 200 l hergestellt. Für die Herstellung der Balken und der begleitenden Prüfkörper zur Ermittlung der Betonfestigkeiten waren daher drei Mischungen erforderlich. Für jede Mischung wurden 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. Für die Güteprüfung nach 28 Tagen wurden je drei Würfel mit einer Kantenlänge von 15 cm entsprechend DIN 1048, Teil 1 [DIN91] gelagert. Zusätzlich zu den Festbetoneigenschaften wurden das Setzfließmaß s_m und die Setzfließzeit t_{500} nach der Richtlinie für SVB [Rili03] bestimmt. Dabei wurde der Setztrichter mit

der kleineren Öffnung auf die Platte aufgesetzt. Tabelle 4.3 enthält die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen sowie der Frischbetoneigenschaften.

Versuchskörper			B1	B2	B3	B4
Mischungsentwurf			M 1	M 2	M 2	M 2
Setzfließmaß	s_m	[mm]	730[1)]	725	725	715
Fließzeit	t_{500}	[s]	2,0[1)]	2,5	3,0	3,5
Würfeldruckfestigkeit (DIN 1048)	$f_{cm,dry,\,cube}$	[N/mm²]	53,9[2)]	59,1	60,7	61,8
Würfeldruckfestigkeit	$f_{cm,\,cube150}$	[N/mm²]	54,2[2)]	56,9	57,6	62,7
Spaltzugfestigkeit	$f_{ctm,\,sp}$	[N/mm²]	3,10[2)]	2,94	3,60	3,71
Biegezugfestigkeit	$f_{ctm,bz}$	[N/mm²]	5,25[3)]	6,42	5,81	7,17
E-Modul	E_{cm}	[N/mm²]	30300[2)]	33300	34300	35300
Zylinderdruckfestigkeit	f_{cm}	[N/mm²]	45,2[2)]	52,1	52,3	54,3
Alter bei Versuchsdurchführung	VD	[d]	32	31	28	31

1) Mittelwert aus drei Messungen; 2) Mittelwert aus neun Prüfungen; 3) Mittelwert aus sechs Prüfungen

Tabelle 4.3: Ergebnisse der Frisch- und Festigkeitsprüfungen des Betons der Zugstöße

Für die Bügel- und Längsbewehrung wurde handelsüblicher Betonstahl (BSt 500 S) verwendet. Eine Zusammenstellung der gemessenen Baustahlkennwerte enthält Tabelle 4.4 (Mittelwerte aus drei Prüfungen).

Bezeichnung	Durchmesser d_s [mm]	Querschnitt A_s [mm²]	Streckgrenze f_{yk} [N/mm²]	Zugfestigkeit f_{tk} [N/mm²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze f_{tk}/f_{yk} [-]	E-Modul E_s [N/mm²]
Bü ∅8			524	599	1,14	200700
Bü ∅10			611	676	1,11	199200
∅8			585	676	1,56	199500
∅20			524	649	1,24	195700
∅28			496	652	1,32	196500

Tabelle 4.4: Gemessene Materialkennwerte der verwendeten Baustähle

Herstellen der Versuchskörper

Obwohl das Verbundverhalten bei selbstverdichtendem Beton allgemein im unteren Streubereich einer guten Verbundlage eines Normalbetons liegt [Kön01], wurden die Versuchskörper mit unten liegender Biegezugbewehrung sicherzustellen, um gleichmäßig gute Verbundbedinungen sicherzustellen. Als Schalung wurden sowohl glatte Betoplanschaltafeln als auch

imprägnierte Spanplatten verwendet. Die Betonstahlbewehrung wurde als vorgefertigter Bewehrungskorb in der Schalung eingelegt und befestigt.

Die Herstellung der Probekörper erfolgte in Anlehnung an DIN 1048-5 [DIN91]. Der Beton wurde gemäß Richtlinie für selbstverdichtenden Beton [Rili03] über eine rd. 0,5 m-lange Rinne, die eine Neigung von rd. 20° aufwies, in die Schalung lagenweise eingebracht (Bild 4.4, links). Dieses Vorgehen wurde auf Grundlage der Ergebnisse in [Bra02] gewählt. Eine Verdichtung auf dem Rütteltisch oder durch Stochern blieb aus. Lediglich um eine „Häutchenbildung" zu vermeiden, wurde zwischen dem Betonieren der einzelnen Lagen leicht gestochert. An den Stoßenden wurden durch die Anordnung von Winkelblechen (Bild 4.4, rechts) gezielte Querschnittsschwächungen von 2 cm Tiefe als Sollrissstellen vorgesehen.

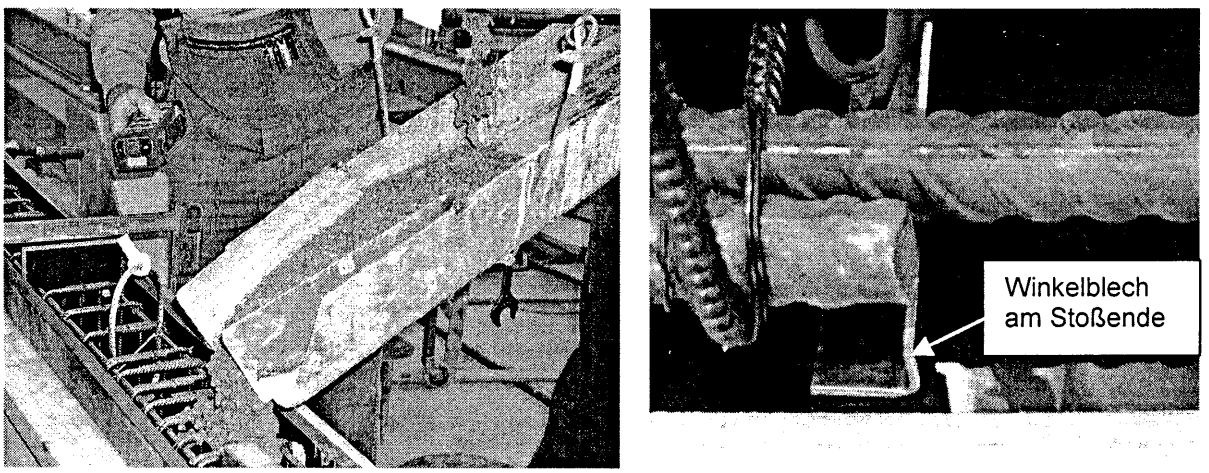


Bild 4.4: Betonieren über eine Rutsche (links) sowie Anordnung eines Winkelblechs am Stoßende (rechts)

Die Lagerung fand bei einer gleichmäßigen Raumtemperatur von etwa 22° C und einer Luftfeuchtigkeit von 50 - 60 % in der Institutshalle statt. Einen Tag nach der Herstellung wurden die Träger ausgeschalt und bis zu sieben Tage unter feuchten Tüchern und zusätzlich unter einer Kunststofffolie gelagert. Bis zum Versuchsbeginn erfolgte die Lagerung unter den klimatischen Bedingungen der Versuchshalle. Die Probekörper, die zur Ermittlung der Festigkeitseigentschaften dienten, wurden unter den gleichen Klimaverhältnissen gelagert wie die Versuchskörper.

4.1.3 Versuchseinrichtung und Messtechnik

Die Anordnung der Messstellen erfolgte in Anlehnung an [Bur00] und ist in Bild 4.5 schematisch dargestellt.

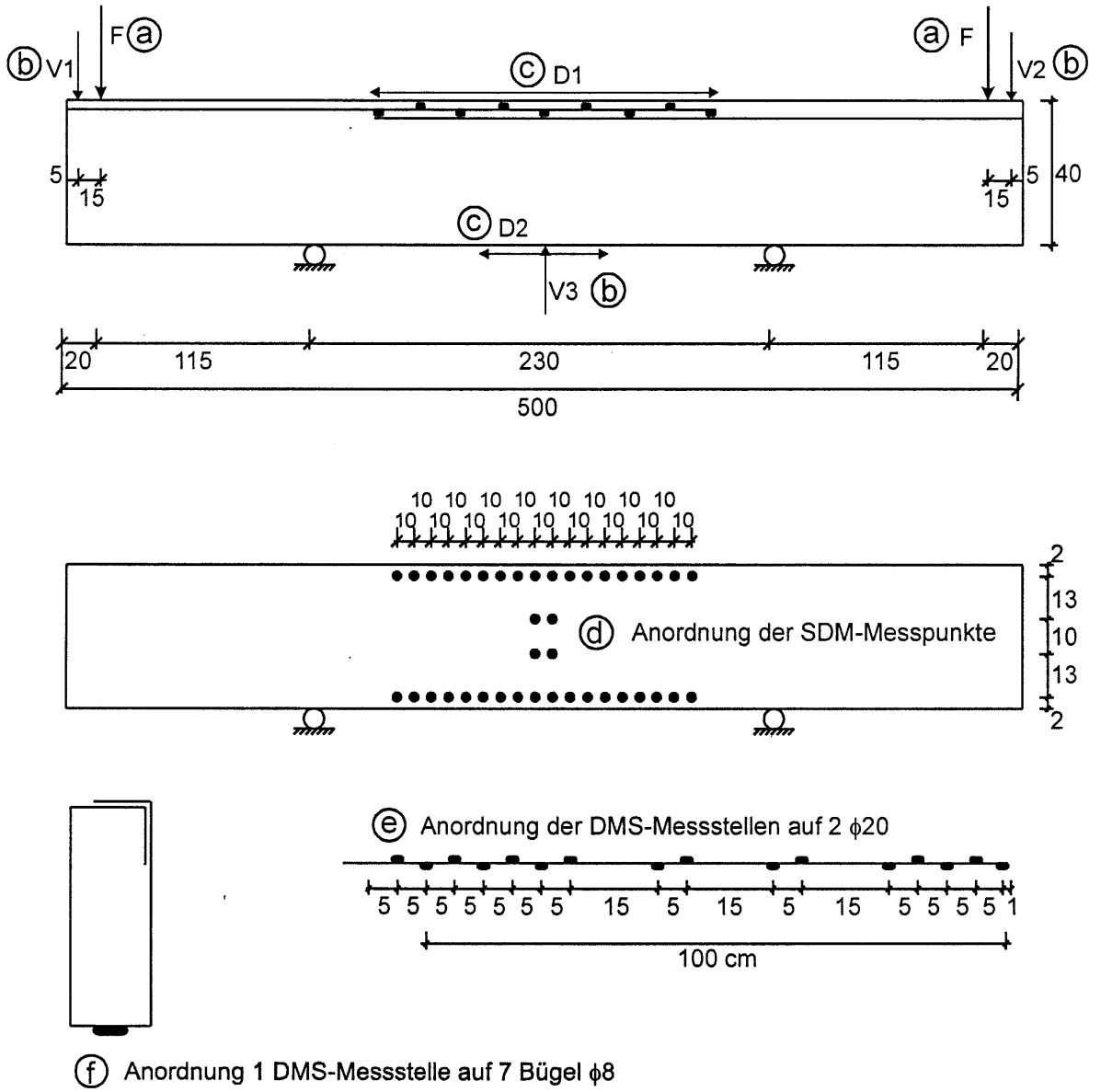


Bild 4.5: Messeinrichtung am Versuchskörper B1

Zur Beurteilung des Tragverhaltens wurden folgende Messungen durchgeführt:

a) Bestimmung der aufgebrachten Kraft F mittels Kraftmessdose,
b) Balkendurchbiegung in Feldmitte und an den Balkenenden mit je einem induktiven Weggeber (V1 bis V3),
c) Dehnung der Balkenober- und unterseite durch induktive Weggeber (D1 und D2) mit einer Messbasis von 110 cm (oben) und 40 cm (unten) in Balkenmitte,
d) Dehnung in Höhe der Längsbewehrung und in der Betondruckzone mit 2,0 cm Randabstand auf einer Stegseite über eine Strecke von 150 cm (Balken B3 und B4) und 170 cm (Balken B1 und B2) in Balkenmitte bei einer Messbasis von 10 cm mit Setzungsdehnungsmessern (SDM) der Bauart Pfender,
e) Längsstahldehnung im Übergreifungsbereich mit Dehnungsmessstreifen (DMS) auf zwei nebeneinander liegenden Stäben,

f) Bügeldehnung im Übergreifungsbereich mit Dehnungsmessstreifen an der Trägeroberseite mittig zwischen den Stößen,
g) Rissentwicklung wurde laststufenweise durch Markierungen am Balken gekennzeichnet, die Messung ausgewählter Rissbreiten erfolgte auf derselben Stegseite wie die SDM-Messung durch eine Messlupe mit einer Messskala von 0,025 mm.

Die elektronischen Messungen wurden mit einer Vielstellenmessanlage vom Typ UGR 60 der Firma Hottinger ausgeführt, auf einem PC zwischengespeichert, ausgewertet und online dargestellt.

4.1.4 Versuchsdurchführung

Der Versuchsablauf entsprach der in [Bur00] zugrunde gelegten Durchführung. Nach Erreichen der Gebrauchslast in drei Laststufen wurden die Träger wieder entlastet. Die Wiederbelastung erfolgte wie in [Bur00] bis zur 1,75-fachen Gebrauchslast stufenweise, danach wurde der Versuch weggesteuert, mit der Kragarmverformung als Steuergröße, bis zum Versagen fortgesetzt.

Für die in Bild 4.6 dargestellten Laststufen wurden zusätzlich zur kontinuierlichen Aufzeichnung der elektronischen Messdaten manuell die Mittendurchbiegung, die Betonverformung an der Balkenober- und unterseite sowie die Rissbreiten festgehalten. Zusätzlich wurden bei jeder Laststufe SDM-Messungen durchgeführt. Mit Beginn der weggesteuerten Versuchsdurchführung erfolgte die Aufzeichnung der Messdaten ausschließlich elektronisch. Die gesamte Versuchsdauer betrug etwa drei Stunden.

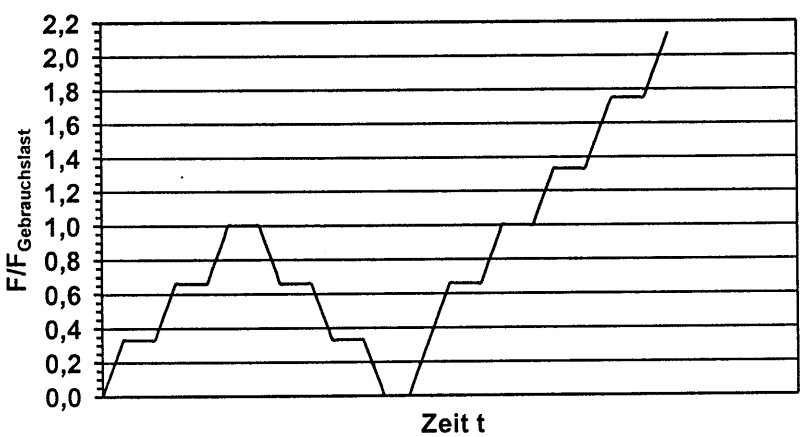


Bild 4.6: Zeitlicher Versuchsablauf der zugbeanspruchten Übergreifungsstöße

4.2 Druckstöße

4.2.1 Versuchsprogramm

Für die experimentellen Untersuchungen von Druckstößen wurden zentrisch gedrückte Rundstützen verwendet (Bild 4.7). In Bild 4.7 ist exemplarisch die gewählte Bewehrungsführung des Versuchskörpers S1 dargestellt.

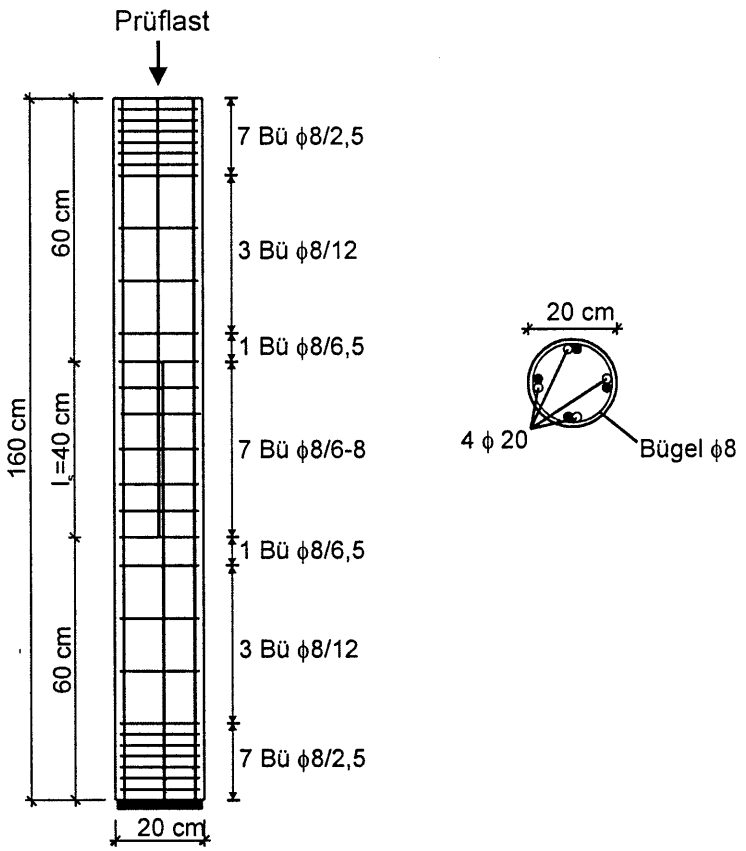


Bild 4.7: Prinzipskizze der Versucheinrichtung für Druckstöße und die Bewehrungsführung der Stütze S1

Aufbauend auf den Ergebnissen von bereits durchgeführten Versuchen an Übergreifungsstößen aus hochfestem Beton [Bur00] ergab sich folgende Versuchsmatrix (Tabelle 4.5) zur Untersuchung der Übergreifungsstöße druckbeanspruchter Bauteile.

Versuchs-körper	Längsbe-wehrung d_{sl} [mm]	Übergreifungs-länge l_s [cm]	Querbewehrung vor und im Stoßbereich d_{st}-s_t [cm]	Querbeweh-rungsgrad $\Sigma A_{st}/A_{sl}$ [-]	Anmerkung
S1	4 ∅ 20	40	2 + 7·∅8 – 6,0/8,0 *)	1,1	l_s nach [Bur00]
S2	4 ∅ 20	30	2 + 6 · ∅8 – 6,0 *)	1,0	$l_{s,min}$
S3	4 ∅ 20	30	2 + 6 · ∅8 – 6,0 *)	1,0	$l_{s,min}$, kein Spit-zendruck

*) Außerhalb des Stoßes an jedem Stoßende ein Bügel angeordnet.

Tabelle 4.5: Versuchsprogramm der druckbeanspruchten Übergreifungsstöße

Das Versuchsprogramm umfasste drei zentrisch gedrückte Rundstützen mit einem Außendurchmesser von 20 cm und einer Länge von 160 cm. Die Längsbewehrung bestand aus vier Bewehrungsstählen mit einem Durchmesser von d_s = 20 mm, die in der Mitte der Stütze gestoßen wurden (Bild 4.7). Damit ergab sich ein Längsbewehrungsgrad von 4 % außerhalb und 8 % innerhalb des Übergreifungsstoßes. Die Höchstwerte nach DIN 1045-1 [DIN01a] (9 %) und nach EC 2 [EC2_03] (8 %) wurden somit eingehalten. Die Ausführung der Querbewehrung erfolgte nach [DIN01a, EC2_03]. Aus Gründen der Vergleichbarkeit erfolgte die Wahl der Stützengeometrie entsprechend der von Burkhardt [Bur00]. Die Betondeckung wurde in Abhängigkeit des Durchmessers der Längsbewehrung zu $c = d_s$ = 20 mm gewählt.

Die Stütze S1 wurde entsprechend der Stütze S4 aus [Bur00] ($f_{c,cube150}$ = 63 N/mm²) ausgeführt, um einen direkten Vergleich mit den Erkenntnissen an Normalbeton zu ermöglichen. Die Stützen S2 und S3 wurden mit der Mindest-Übergreifungslänge $l_{s,min}$ = 15 d_s ausgeführt, zusätzlich wurde bei der Stütze S3 an den Ende der Betonstähle im Übertragungsbereich Schaumstoffkappen (Bild 4.8) aufgebracht, um die Übertragung des Spitzendrucks auszuschließen.

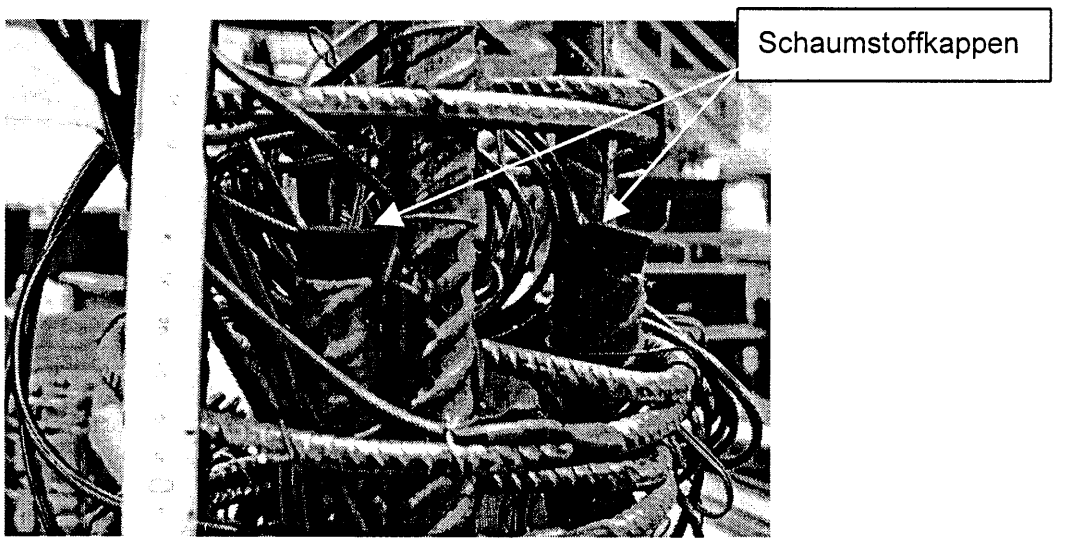


Bild 4.8: Schaumstoffkappen am Ende des Übergreifungsstoßes bei Stütze S 3

Da die Versuche mit zugbeanspruchten Übergreifungsstößen keine Unterschiede im Tragverhalten der zur Verfügung stehenden Mischungsentwürfe aufwiesen und die Anzahl der Versuche für druckbeanspruchte Übergreifungsstöße begrenzt war, wurde nur der Mischungsentwurf des Kombinationstyp mit Flugasche (M 2) verwendet.

Die Übergreifungslänge der Stütze S1 wurde entsprechend der Vergleichsstütze aus [Bur00] zu $l_s = 20 \cdot d_s = 400$ mm gewählt. Die nach [DIN01a, EC2_03] vorgeschriebene Übergreifungslänge ergibt sich für einen Vollstoß mit $d_s = 20$ mm, geraden Stabenden und einem entsprechenden Normalbeton C 45/55 mit gutem Verbund (mit $\alpha_1 = 1{,}0$ für Druckstöße) zu:

$$l_s = \alpha_1 \cdot l_{b,net} = \alpha_1 \cdot \frac{d_s}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = 1{,}0 \cdot \frac{20}{4} \cdot \frac{435}{4{,}0} = 544\ mm. \tag{4.5}$$

Unter Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte nach [DIN01a, EC2_03] für Beton mit $\gamma_c = 1{,}5$ und für Stahl mit $\gamma_c = 1{,}15$ reduziert sich die Übergreifungslänge auf:

$$l_s = 544 \cdot \frac{1{,}15}{1{,}5} = 417\ mm. \tag{4.6}$$

Die gewählte Übergreifungslänge der Stütze S1 die für den direkten Vergleich mit [Bur00] zu $l_s = 400$ mm gewählt wurde, entsprach damit ungefähr den Anforderungen der Bemessungsregeln nach [DIN01a, EC2_03]. Die minimale Stoßlänge ergab sich durch das Mindestmaß der Übergreifungslänge nach [DIN01a, EC2_03] zu $l_{s,min} = 15 \cdot d_s = 300$ mm.

Die Gesamtfläche A_{st} der Querbewehrung entsprach, wie in [DIN01a, EC2_03] gefordert, der Querschnittsfläche eines Längsstabes. Die Konzentration der Bügel an den Stoßenden und die Anordnung eines Bügels zur Aufnahme der Spitzendruckkraft entsprach den in Bild 4.9 beschriebenen Anforderungen der Bemessungsregeln [DIN01a, EC2_03].

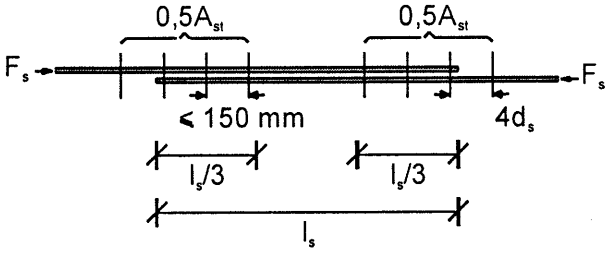


Bild 4.9: Anordnung der Querbewehrung bei Druckstößen nach DIN 1045-1, Bild 59 b)

4.2.2 Versuchskörper

Abmessungen

Die Länge der Versuchskörper wurde analog zu den Versuchen von Burkhard zu 160 cm gewählt. Aufgrund der geringen Schlankheit von $\lambda = 16$ kann ein Stabilitätsversagen ausgeschlossen werden. Um ein Versagen im Lasteinleitungsbereich zu vermeiden, umfassten 20 cm hohe Stahlrohrmanschetten die Stützenenden (Bild 4.10).

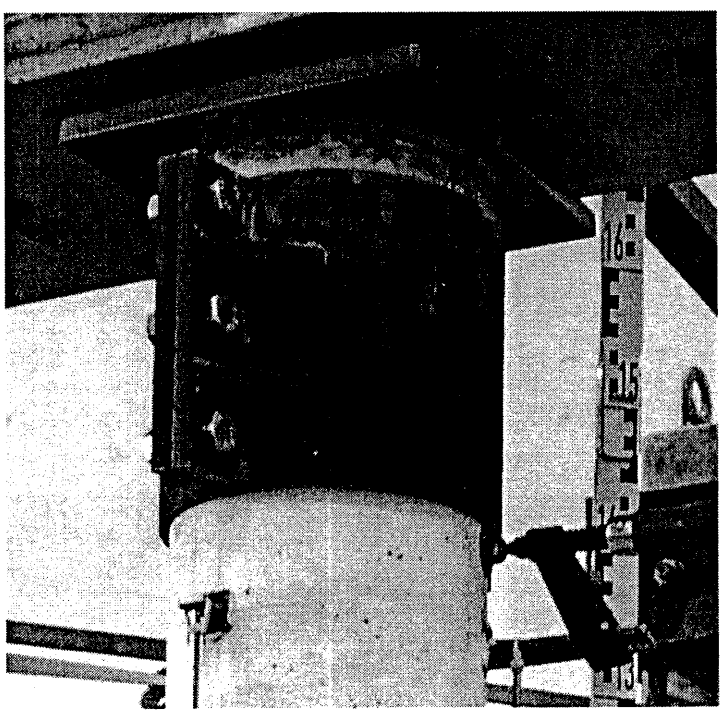


Bild 4.10: Stahlrohrmanschetten (h = 20 cm) an den Stützenenden

Die Querbewehrung bestand aus Rundbügeln mit einem Durchmesser von 8 mm bei einer Übergreifungslänge von 20 cm mit 3 cm langen Haken. Innerhalb der Übergreifungslänge wurden sechs bzw. sieben Bügel vorgesehen. Die Anordnung der Bewehrung und die Geometrie der Versuchskörper ist in Bild 4.11 exemplarisch für die Stütze S1 dargestellt.

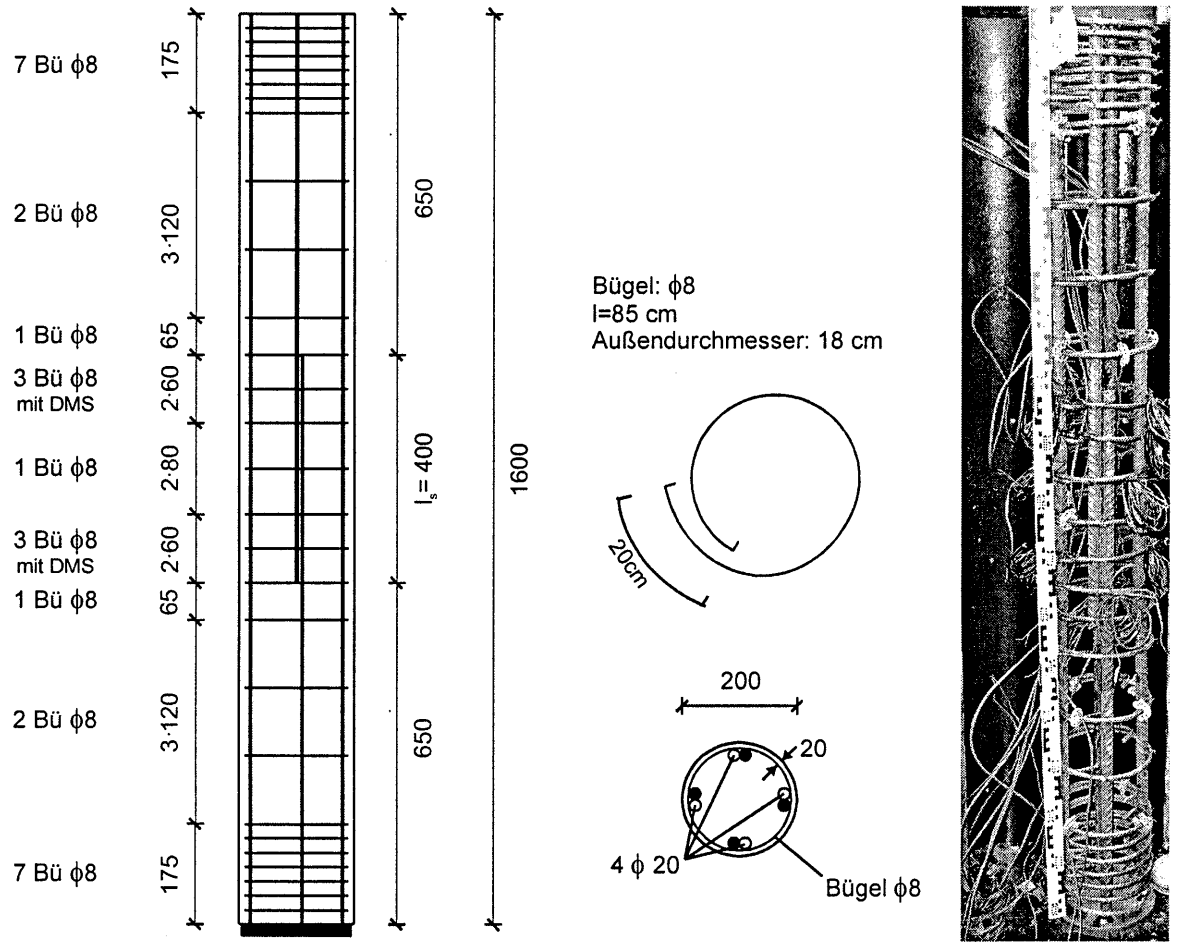


Bild 4.11: Geometrie und Bewehrung der Stütze S1 (alle Maße in mm)

Baustoffe

Der Beton wurde in einem Zwangsmischer mit einem maximalen Mischungsvolumen von 200 l hergestellt. Als selbstverdichtender Beton kam der Kombinationstyp mit Flugasche (M2) zum Einsatz. Die verwendete Zusammensetzung ist Tabelle 4.2 zu entnehmen. Tabelle 4.6 enthält ebefalls die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen sowie der Frischbetoneigenschaften.

Versuchskörper		Einheiten	S1	S2	S3
Setzfließmaß	s_m	[mm]	710[1)]	710	700
Fließzeit	t_{500}	[s]	3,0[1)]	3,0	3,0
Würfeldruckfestigkeit (DIN 1048)	$f_{c,\,dry,\,cube}$	[N/mm²]	60,0[2)]	59,2	66,9
Würfeldruckfestigkeit	$f_{c,\,cube,\,VD}$	[N/mm²]	59,8[2)]	55,3	64,0
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,\,sp,\,VD}$	[N/mm²]	3,60[2)]	3,19	3,75
Biegezugfestigkeit	$f_{ct,\,bz,\,VD}$	[N/mm²]	5,28[3)]	5,97	7,31
E-Modul	$E_{b,\,VD}$	[N/mm²]	34100[2)]	32500	35400
Zylinderdruckfestigkeit	$f_{c,\,cyl,VD}$,	[N/mm²]	52,5[2)]	51,6	55,0
Alter bei Versuchsdurchführung	VD	[d]	28	29	25

1) Mittelwert aus drei Messungen; 2) Mittelwert aus neun Prüfungen; 3) Mittelwert aus sechs Prüfungen

Tabelle 4.6: Ergebnisse der Frisch- und Festigkeitsprüfungen des Betons der Druckstöße

Für die Bügel- und Längsbewehrung wurde - entsprechend den Zugstössen – handelsüblicher Betonstahl (BSt 500 S) verwendet. Eine Zusammenstellung der gemessenen Baustahlkennwerte enthält Tabelle 4.4. Da nach Schießl [Sch] der Einfluss der bezogenen Rippenfläche bei selbstverdichtendem Beton deutlich geringer ist als bei Normalbeton wurde die bezogene Rippenfläche f_R nicht explizit nachgemessen. Nach DIN 488 ist für die Nenndurchmesser d_s = 20 und d_s = 28 von einer bezogene Rippenfläche f_R = 0,056 auszugehen.

Herstellen der Versuchskörper

Die Versuchskörper wurden stehend in einer aufklappbaren Stahlschalung betoniert. Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte in Anlehnung an DIN 1048-5 [DIN91]. Der Beton wurde gemäß Richtlinie für SVB [Rili03] über eine rd. 0,5 m-lange Rinne, die eine Neigung von rd. 20° aufwies, in die Schalung lagenweise eingebracht (Bild 4.13). Dieses Vorgehen wurde auf Grundlage der Ergebnisse in [Bra02] gewählt. Eine Verdichtung auf dem Rütteltisch oder durch Stochern blieb aus.

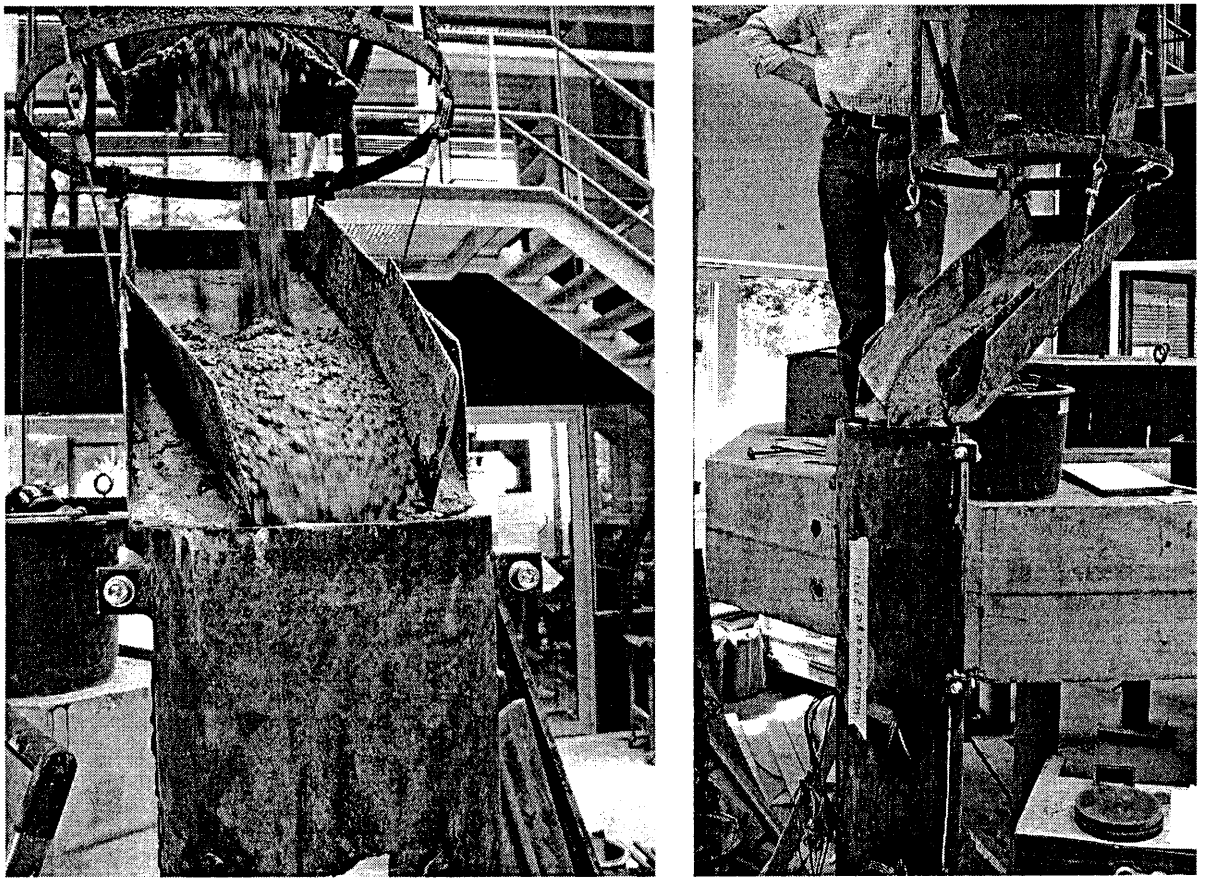


Bild 4.13: Betonieren der Stützen über eine Rutsche

Einen Tag nach der Herstellung wurden die Stützen ausgeschalt. Anschließend lagerten die Stützen liegend bis zu sieben Tage umwickelt mit feuchten Tüchern unter einer Kunststofffolie. Bis zum Versuchsbeginn wurden sie dann unter den Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverhältnissen der Versuchshalle aufbewahrt. Die Probekörper, die zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften dienten, wurden in gleicher Weise behandelt.

4.2.3 Versuchseinrichtung und Messtechnik

Die Messeinrichtung wurde in Anlehnung an die Versuche von [Bur00] konzipiert. Die Anordnung der Messstellen ist in Bild 4.14 exemplarisch für die Stütze S1 dargestellt.

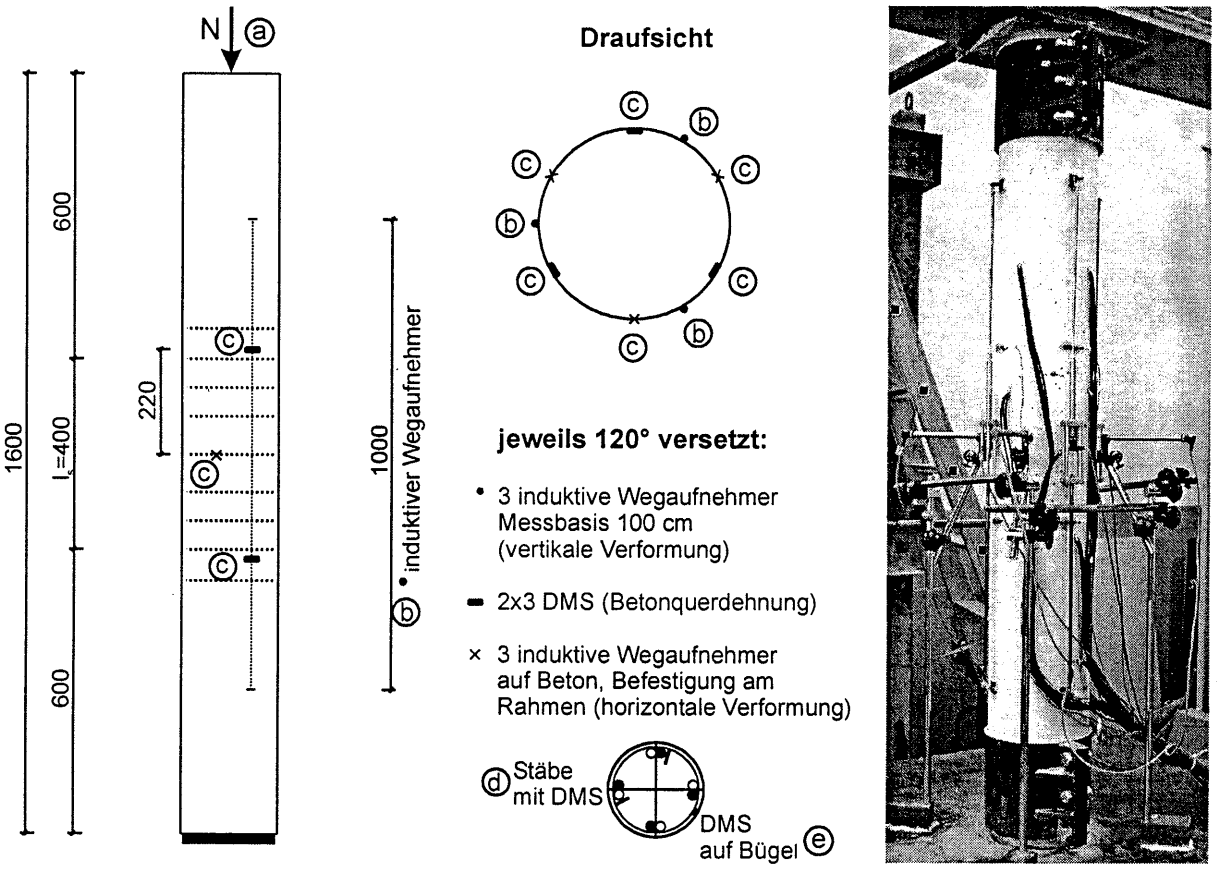


Bild 4.14: Messeinrichtung an den Stützen (alle Maße in mm)

Folgende Messwerte wurden zur Beurteilung des Tragverhaltens ermittelt:

a) Bestimmung der aufgebrachten Kraft N mit dem geeichten Manometer der Druckprüfmaschine,
b) Stützenstauchung mit drei um 120 ° versetzten, vertikal angeordneten induktiven Weggebern mit einer Messlänge von 100 cm,
c) Betonquerdehnung an den Enden des Übergreifungsstoßes mit jeweils drei um 120 ° versetzten Dehnungsmessstreifen (DMS) und induktiven Weggebern,
d) Betonstahldehnung mit Dehnungsmessstreifen (DMS), die auf zwei nebeneinander liegenden Bewehrungsstäben auf die Längsrippe geklebt waren,
e) Bügeldehnung im Bereich des Übergreifungsstoßes mit Dehnungsmessstreifen (3 DMS je Bügel).

Die vertikal angeordneten induktiven Weggeber, die zur Erfassung der Stützenstauchung angebracht waren, konnten zusätzlich zur Überprüfung und Justierung der zentrischen Krafteinleitung genutzt werden. Für den dritten Versuch wurden am Versuchskörper S3 sowohl vier vertikale als auch vier horizontale Wegaufnehmer angebracht, um die Justierung zu vereinfachen. Die Anzahl der Dehnungsmessstreifen zur Messung der Querdehnung wurde ebenfalls auf vier erhöht. Die Messstellen waren hierbei entsprechend um 90 ° versetzt. Die Anordnung unterschied sich somit geringfügig von der in Bild 4.14 dargestellten Form.

4.2.4 Versuchsdurchführung

Für die Krafteinleitung wurde eine 500 t Druckprüfmaschine verwendet. Die Lastexzentrizität wurde nach dem Aufbringen einer Last, die einem Viertel der Traglast entsprach, ermittelt und durch das Unterlegen von Metallplättchen korrigiert.

Die Belastung der Versuchskörper erfolgte in vier Stufen bis zur Hälfte der errechneten Bruchlast N_u einer vergleichbaren Stütze ohne Übergreifungsstoß. Anschließend wurden die Stützen vollständig entlastet. Die fünfte Wiederbelastung wurde stufenweise bis zur Bruchlast gesteigert. Ohne weitere Entlastung wurden die Stützen danach zu Bruch gefahren. In Bild 4.15 wird der Versuchablauf schematisch dargestellt. Die gesamte Versuchsdauer betrug etwa drei Stunden.

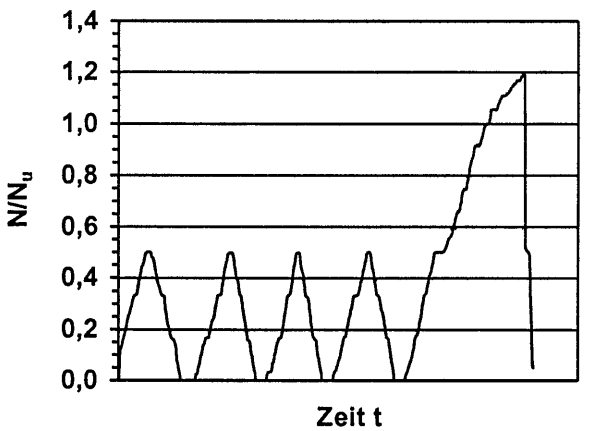


Bild 4.15: Zeitlicher Versuchsablauf der druckbeanspruchten Übergreifungsstöße

5 Ergebnisse der Versuche

5.1 Zugstöße

5.1.1 Allgemeines

Nachfolgend werden die maßgebenden Versuchsdaten diskutiert, die wesentlichen Erkenntnisse herausgestellt und die Ergebnisse mit anderen Versuchen aus der Literatur verglichen. Eine ausführliche Zusammenstellung aller im Laufe der Versuche ermittelten Daten befindet sich im Anhang A.

5.1.2 Bruchverhalten

Als maßgebende Kenngröße zur Charakterisierung der Tragfähigkeit sind die gemessenen maximalen Biegebruchmomente M_{max} in der Tabelle 5.1 zusammengestellt. Zum Vergleich sind die unter Berücksichtigung der vorhandenen Materialfestigkeiten rechnerisch ermittelten Bruchmomente M_u für einen Versuchskörper ohne Übergreifungsstoß angegeben.

Versuchskörper		B1	B2	B3	B4
M_{max}	[kNm]	125	128	93	173
M_u	[kNm]	127	130	130	231
M_{max}/M_u	[-]	0,99	0,98	0,72	0,75

Tabelle 5.1: Gemessene und rechnerische Biegebruchmomente der Versuchskörper

Man erkennt in Tabelle 5.1, dass die Balken B1 und B2 mit einer großen bezogenen Übergreifungslänge l_s/d_s = 50 die rechnerische Tragfähigkeit erreicht haben, während die Balken B3 und B4 mit der minimal Übertragungslänge nur etwa 75 % der rechnerischen Werte erzielten. Es war kein signifikanter Unterschied in der Tragfähigkeit der unterschiedlichen Mischungsentwürfe festzustellen (Bild 5.1).

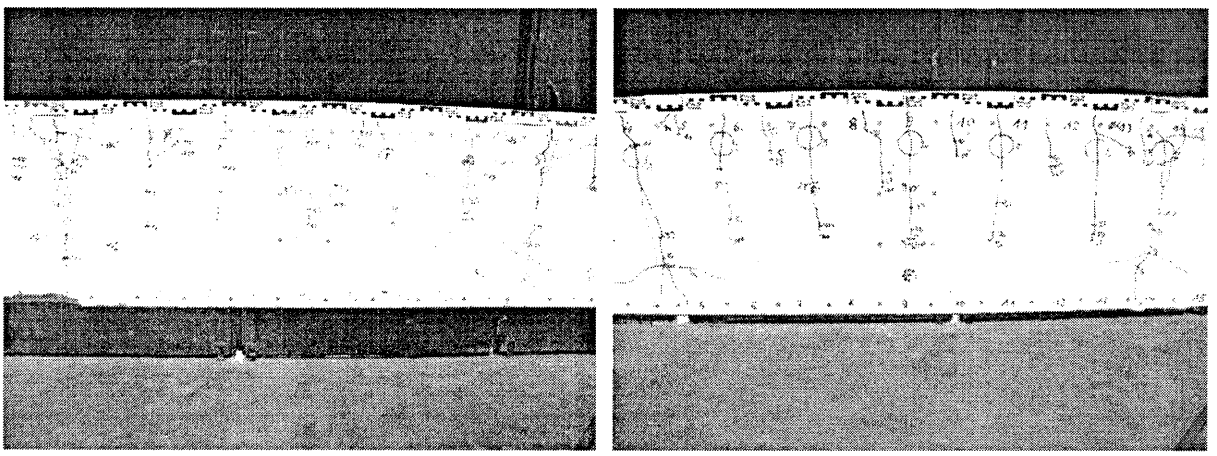


Bild 5.1: Versagen der Versuchskörper B1 (links, Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl) und B2 (rechts, Kombinationstyp mit Flugasche)

Das Versagen der Balken B1 und B2 erfolgte durch Bruch der Druckzone außerhalb des Stoßbereichs und kündigte sich durch leises „Knistern" an (Bild 5.2).

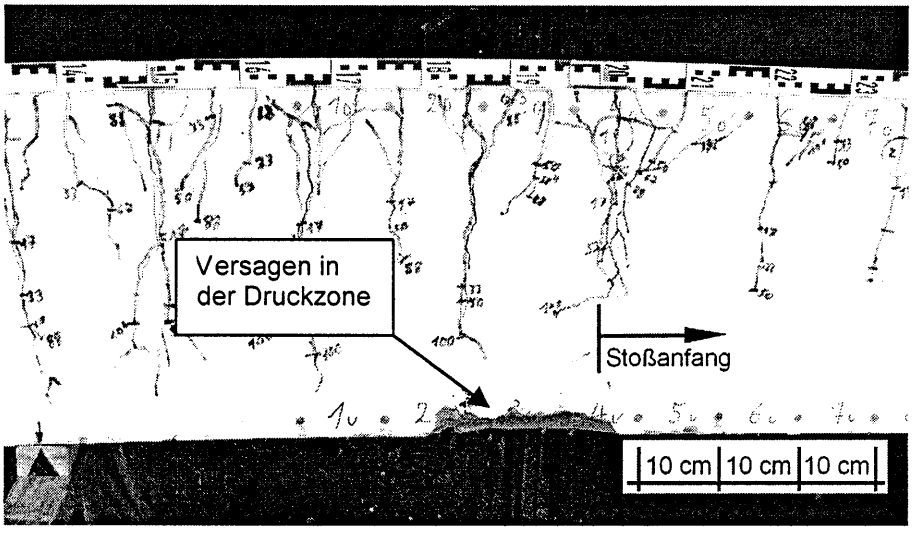


Bild 5.2: Versagen in der Druckzone bei Balken B1 außerhalb des Stoßbereiches

Die Ausführung des Übergreifungsstoßes mit dem Mindestmaß der Übergreifungslänge nach [DIN01a, EC2_03] in den Versuchskörpern B3 und B4 führte zu einer deutlichen Abminderung der Tragfähigkeit. Unabhängig vom Durchmesser der Längsbewehrung wurde ein vergleichbarer Anteil des rechnerisch ermittelten Bruchmoments M_{max}/M_u erreicht (Tabelle 5.1). Im Bereich des Übergreifungsstoßes bildete sich ein netzartiges Rissbild (Bild 5.3).

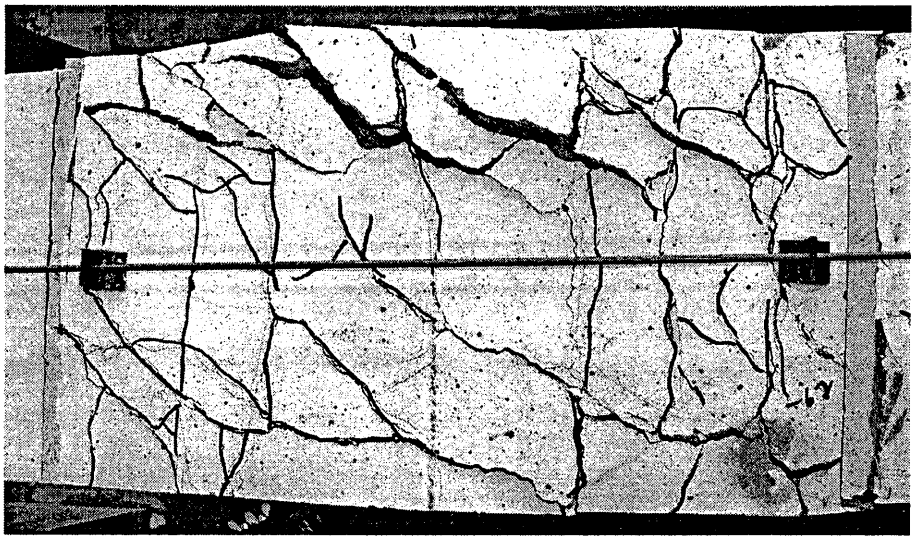


Bild 5.3: Rissbild im Übergreifungsbereich nach Versagen bei Balken B4

Die Balken B3 und B4 versagten durch Abspalten der Betondeckung innerhalb des Übergreifungsbereichs in der Zugzone (Bild 5.4), nachdem der Biegeriss am Stoßende sich weit geöffnet hatte. Ein Teil der schuppenförmig abgesprengten Betonüberdeckung lag nur noch locker auf dem Balken. Die Versagensform entsprach der als „Face and Side Split" bezeichneten Bruchart B (Bild 3.5).

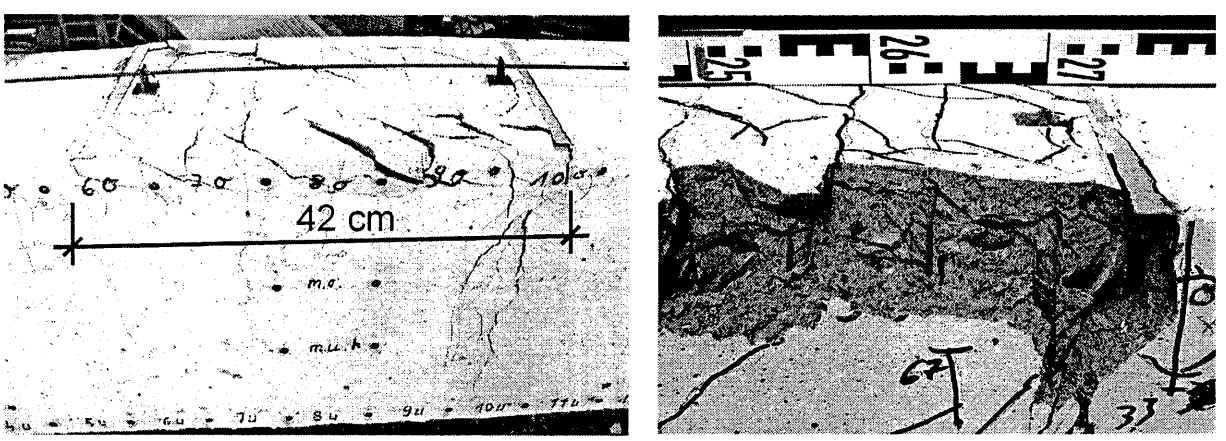


Bild 5.4: Abspalten der Betonüberdeckung im Übergreifungsbereich bei Balken B4

Das Tragverhalten lässt sich anhand der in Bild 5.5 dargestellten maximalen bezogenen Längsstahlspannungen σ_s/f_y und der daraus errechneten bezogenen Verbundspannungen τ_{bm}/f_b erklären.

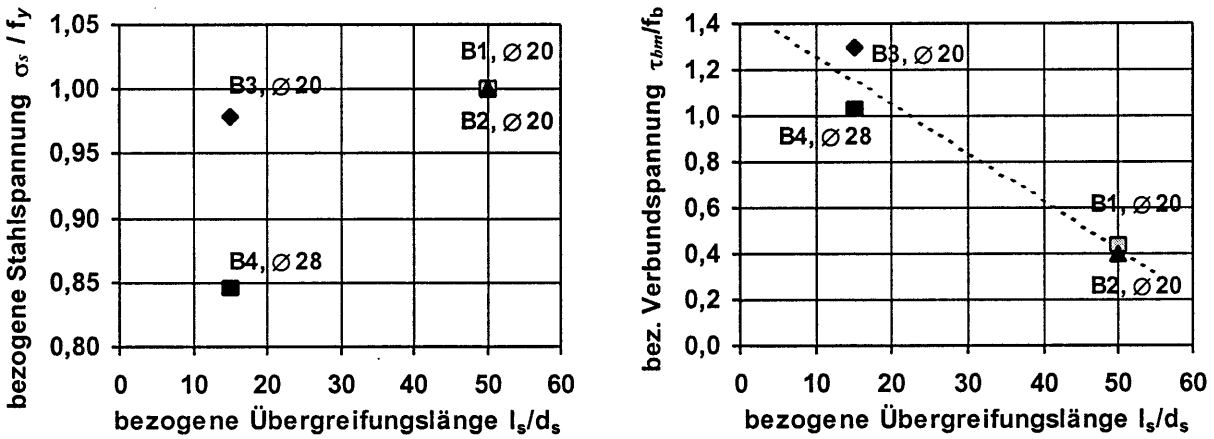


Bild 5.5: Bezogene Stahlspannung der Längsbewehrung σ_s/f_y (links) und bezogene mittlere Verbundspannung τ_{bm}/f_b (rechts) in Abhängigkeit zur bezogenen Übergreifungslänge l_s/d_s

Die bezogene Längsstahlspannung σ_s/f_y ergibt sich aus dem Verhältnis der maximalen gemessenen Stahlspannung σ_s, die bei Versagen des Versuchskörpers im Übergreifungsstoß übertragen wird, und der ermittelten Streckgrenze f_y der Längsbewehrung. Entsprechend der dargestellten Ergebnisse erreichten die Versuchskörper B1 und B2, deren Übergreifungslänge in Anlehnung an die Bemessungsregeln [DIN01a, EC2_03] ausgeführt wurde, die Streckgrenze der Längsbewehrung f_y, der Versuchskörper B3 mit der Mindest-Übergreifungslänge erreichte nahezu die ermittelte Streckgrenze f_y während die Versuchskörper B4, mit dem größeren Durchmesser d_s der Längsbewehrung die ermittelte Streckgrenze f_y nicht erreichte.

Die aus den Messungen ermittelten mittleren Verbundspannungen τ_{bm} ergeben sich zu:

$$\tau_{bm} = \frac{d_s \cdot \sigma_s}{4 \cdot l_s} \tag{5.1}$$

Die Verbundfestigkeit f_b wurde nach [DIN01a, EC2_03] für Normalbeton der Festigkeitsklasse ≤ C 50/60 mit guten Verbundbedingungen wie folgt berechnet:

die mittlere Zugfestigkeit zu: $$f_{ctm} = 0{,}3 \cdot f_{ck}^{2/3} \tag{5.2}$$

der 5%-Fraktilwert zu: $$f_{ctk;0,05} = 0{,}7 \cdot f_{ctm} \tag{5.3}$$

die Verbundfestigkeit zu: $$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \Rightarrow \quad f_b = 2{,}25 \cdot f_{ctk;0,05} \tag{5.4}$$

Bezieht man die aus den Messungen ermittelten mittleren Verbundspannungen τ_{bm} auf diese über die Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} errechnete Verbundfestigkeit f_b, so ergeben sich für die Balken B1 und B2 Werte kleiner als eins (Bild 5.5, rechts). Da diese Versuchkörper außerhalb des Stoßbereichs durch Bruch in der Druckzone versagten, ist aus den bezogenen Verbundspannungen τ_{bm}/f_b keine Aussage über die rechnerische Verbundfestigkeit abzuleiten, da hier kein Verbundversagen innerhalb des Übergreifungsbereiches festzustellen war.

Die Versuchskörper B3 und B4 versagten innerhalb des Übergreifungsbereichs durch „Face and Side Split" und somit durch Überschreitung der Verbundfestigkeit. Während bei Balken B4 die ermittelten Verbundspannungen τ_{bm} in etwa dem errechneten Wert der Verbundfestigkeit f_b entsprachen, wurde dieser bei Balken B3 um ca. 30 % überschritten. Da die Verbundlänge $l_{s,min}$ = 15 d_s in Abhängigkeit des Durchmessers gewählt wurde, ist der Unterschied zwischen den Versuchskörpern B3 und B4 nicht auf ein günstigeres Verhältnis der Verbundfläche zum Querschnitt bei kleinerem Stabdurchmesser zurückzuführen.

In Bild 5.6 werden die maximalen bezogenen Stahl- und Verbundspannungen den Ergebnissen von [Bur00] gegenübergestellt. Es wurden hierfür nur die Versuchskörper von [Bur00] mit einem Querbewehrungsgrad von $\sum A_{st}/A_s$ = 1,0 verwendet, da Veränderungen im Querbewehrungsgrad und in der Betondeckung erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten haben.

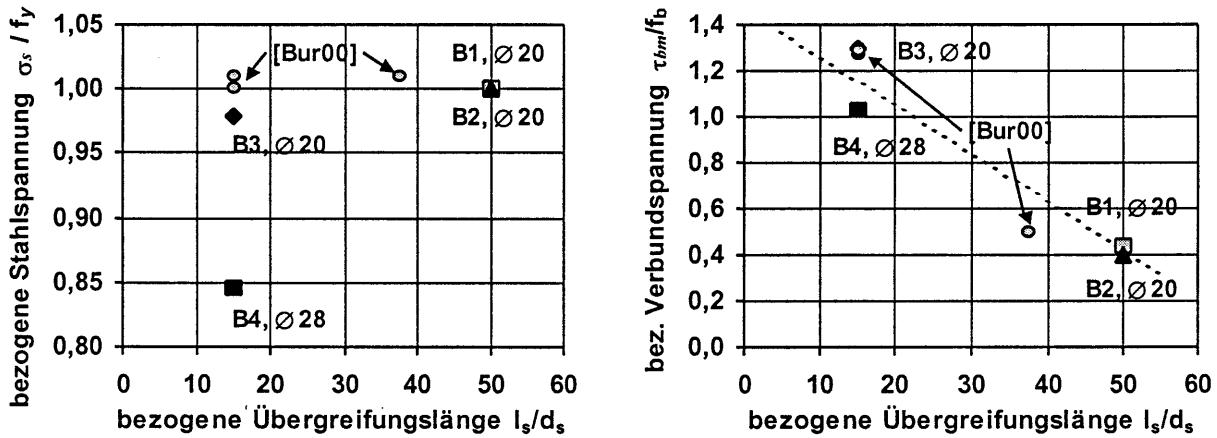


Bild 5.6: Vergleich der bezogenen Stahl- und Verbundspannungen in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge mit den Ergebnissen von [Bur00]

Der Vergleich mit den Versuchswerten von [Bur00] weisen grundsätzlich die gleiche Tendenz wie die eigenen Messwerte der Balken aus SVB auf. Schon vergleichsweise kurze bezogenen Übertragungslängen reichen aus um die vollen Stahlspannungen zu aktivieren. Allerdings ist bei großen Übergreifungslängen erheblich geringere Ausnutzung der maximalen Verbundspannung festzustellen.

5.1.3 Betonverformung

In der Biegedruckzone wurden in Feldmitte die Betonstauchungen mit induktiven Wegaufnehmern mit einer Messlänge von 40 cm gemessen. In Bild 5.7 ist der Verlauf der mit den induktiven Wegaufnehmern gemessenen Betonstauchungen in Abhängigkeit des aufgebrachten Moments dargestellt.

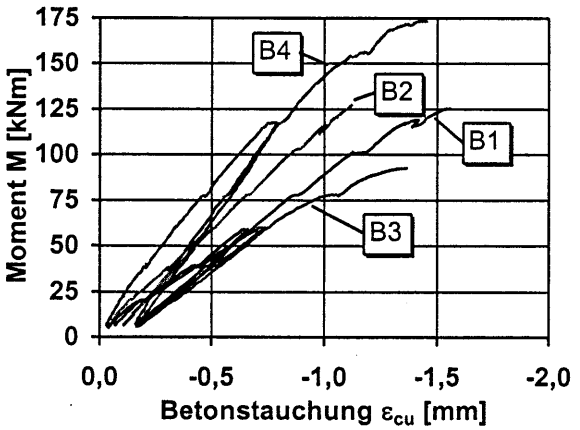


Bild 5.7: Verlauf der Betonstauchung am unteren Rand in Abhängigkeit von der Belastung bei den Zugstößen

Die bis zum Bruch ermittelten Maximalwerte der gemessenen Betonstauchungen sind in Tabelle 5.2 zusammengefasst.

Versuchskörper		B1	B2	B3	B4
$\varepsilon_{c,u,max}$	[‰]	-1,56	-1,12	-1,37	-1,46

Tabelle 5.2: Maximale Betonstauchung in der Biegedruckzone

Der Maximalwert aller Versuche von $\varepsilon_{c,u,max}$ = -1,56 ‰ bleibt deutlich unter dem von [Bur00] bei den Versuchen an hochfestem Beton gemessenem Maximalwert von $\varepsilon_{c,u,max}$ = -2,8 ‰. Dies kann an der deutlich kürzeren Versuchsdauer liegen. Während in [Bur00] die gesamte Versuchsdauer 10 Stunden betrug, dauerten die eigenen Versuche „nur" drei Stunden.

In Bild 5.8 sind die mit SDM-Messungen ermittelten Betondehnungen in der Zugzone für die Versuchskörper B2 und B3 dargestellt.

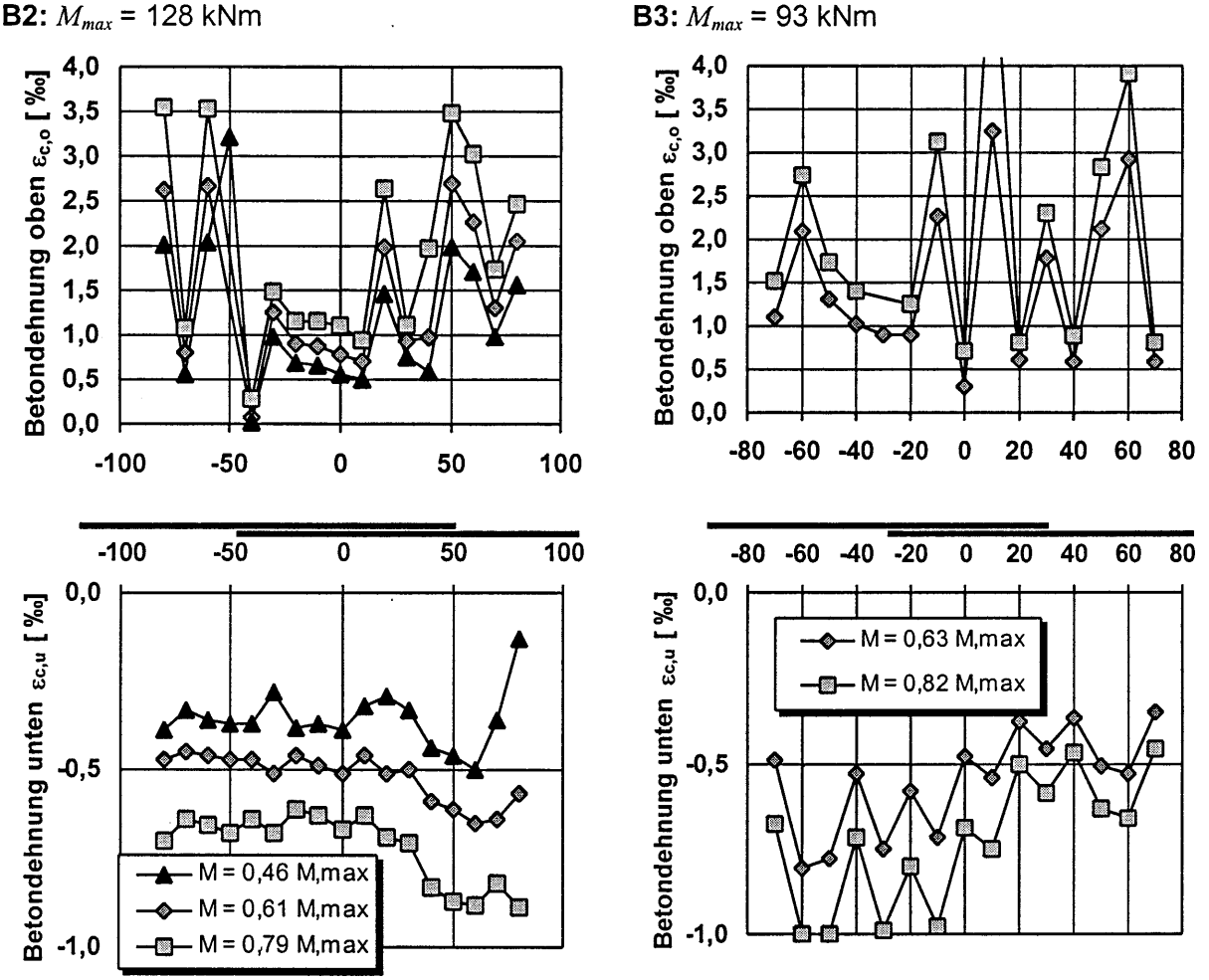


Bild 5.8: Betonverformungen im Übergreifungsbereich am oberen (Zugzone) und unteren (Druckzone) Trägerrand für Balken B2 (links) und B3 (rechts)

Die dargestellten Betonverformungsverläufe am oberen Trägerrand werden durch Risse zwischen den SDM-Messmarken stark beeinträchtig, insbesondre ist bei B3 zu beachten, dass bei einer Messbasis von 10 cm der Dehnungsverlauf im Übergreifungsbereich nicht mehr optimal erfasst werden kann. Bei Balken B2 sind Dehnungsspitzen an den Stoßenden entsprechend [Bur00] zu erkennen, die auf die dort angeordneten Sollrissstellen zurückgeführt werden können.

5.1.4 Rissbildung

In Tabelle 5.3 sind die Rissmomente der Biegebalken zusammengestellt.

Versuchskörper	B1	B2	B3	B4
M_{Riss} [kNm]	20	20	20	38

Tabelle 5.3: Rissmomente der zugbeanspruchten Übergreifungsstöße.

Die ersten erkennbaren Biegerisse traten bei allen Balken schon in der ersten Laststufe auf. Zuerst wurde die Betonzugfestigkeit an den Sollrissstellen am Stossanfang bzw. Stossende überschritten. Dort bildeten sich die ersten Biegerisse, die während des gesamten Versuches auch die größten Rissbreiten aufwiesen. Die restlichen Querrisse entstanden vorrangig im Bereich der Bügel, die eine Querschnittsschwächung darstellten. Die auftretenden Rissbilder im Übergreifungsbereich sind in Bild 5.9 für Balken B1 und in Bild 5.10 für Balken B3 dargestellt.

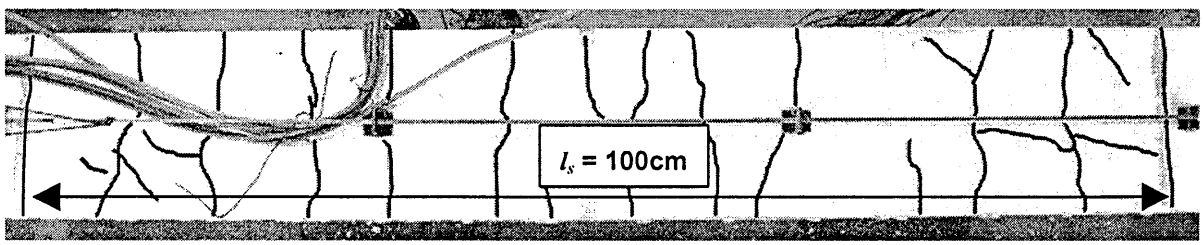


Bild 5.9: Rissbild von Versuchskörper B1 bei M = 100 kNm (M/M_{max} = 0,79) im Übergreifungsbereich

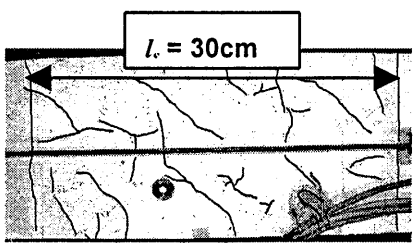


Bild 5.10: Rissbild von Versuchskörper B3 bei M = 77 kNm (M/M_{max} = 0,83) im Übergreifungsbereich

Bei den Versuchskörpern B1 und B2, deren Stoßlängen den in den Bemessungsregeln geforderten Werten entsprachen, bildeten sich wenige Längsrisse aus. Bei Balken B1 (Bild 5.9) ist zu erkennen, dass die Länge des vom Stoßende ausgehenden Längsrisses bezogen auf die Übergreifungslänge vergleichbar kurz ist. Es entstanden hauptsächlich Querrisse, die über den gesamten Balken zu beobachten waren. Die Verästelung der Risse im Übergreifungsbereich bei Balken B3 (Bild 5.10) ist charakteristisch für die Versuchskörper, die mit dem Mindestmaß der Übergreifungslänge ausgeführt wurden. Diese verliefen im allgemeinen leicht geneigt zur Stablängsachse und traten bei ca. 60 % der Bruchlast sichtbar auf. Bei Versagen verliefen die Längsrisse über den gesamten Stoßbereich (Bild 5.3).

Der in Bild 5.11 vorgenommene Vergleich der Summenhäufigkeiten der gemessenen Rissbreiten erfolgt für die Gebrauchslast bei Wiederbelastung.

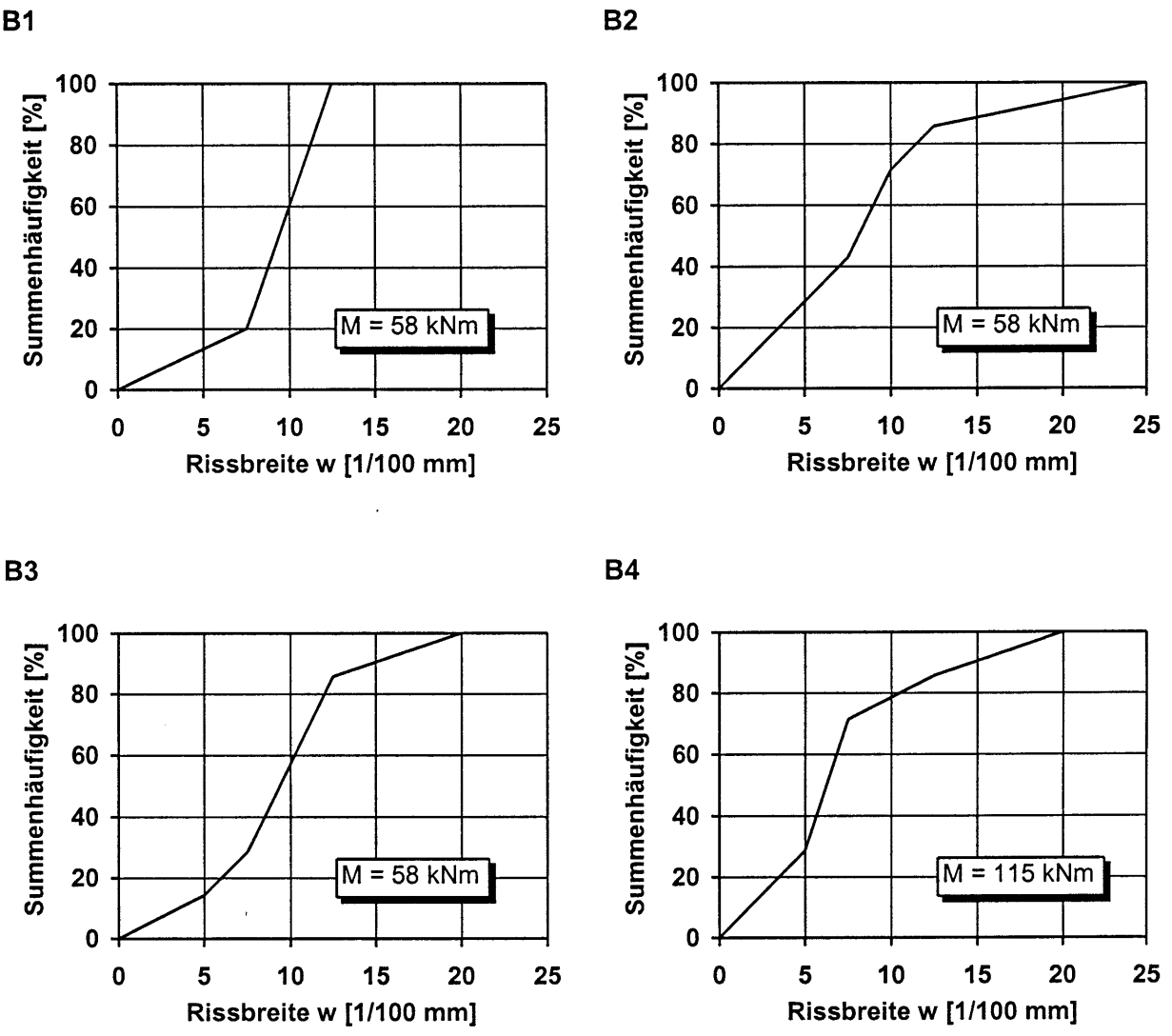


Bild 5.11: Summenhäufigkeit der Rissbreiten bei Gebrauchslast der zugbeanspruchten Übergreifungsstöße

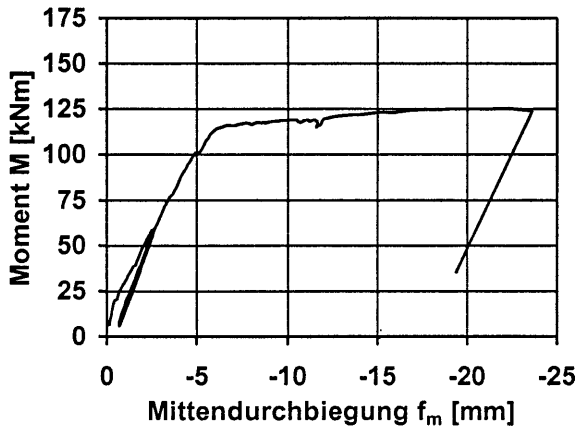
Nach der Auswertung in Bild 5.11 sind bei allen Versuchskörpern mind. 60 % der gemessenen Rissbreiten $w \leq 0{,}1$ mm. Auch die beiden größten Risse an den Sollrissstellen am Stoßanfang und Stoßende blieben bei der Gebrauchslastlast unter $w \leq 0{,}25$ mm. Somit lagen alle Rissbreiten unterhalb den in DIN 1045-1 gefordert Rissbreite $w \leq 0{,}30$ mm für Bauteile aus Stahlbeton.

5.1.5 Durchbiegung

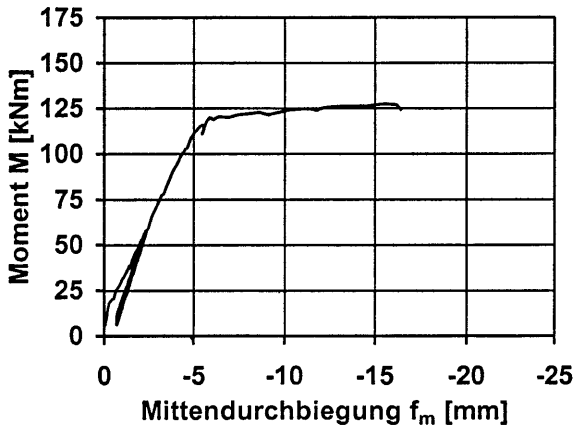
In Bild 5.12 sind die Momenten-Durchbiegungsverläufe für die zugbeanspruchten Übergreifungsstöße dargestellt. Man erkennt, dass unterschiedliche Verformungsverhalten der Versuchskörper B1 und B2 gegenüber B3 und B4. Während die großen Übergreifungslängen ein ausgeprägtes plastisches Verformungsverhalten ergeben, versagten die Balken B3 und B4 kurz vor Erreichen der Streckgrenze der Biegebewehrung. Hierbei ist zu berücksichtigen,

dass das größere Moment bei Balken B4 auf die größere Längsbewehrung zurückzuführen ist.

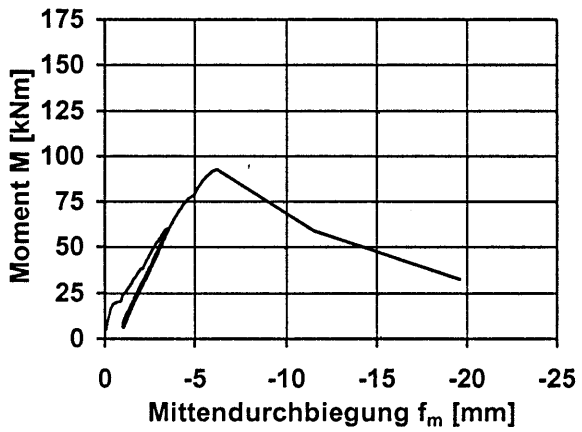
B1: l_s/d_s = 50



B2: l_s/d_s = 50



B3: l_s/d_s = 15



B4: l_s/d_s = 15

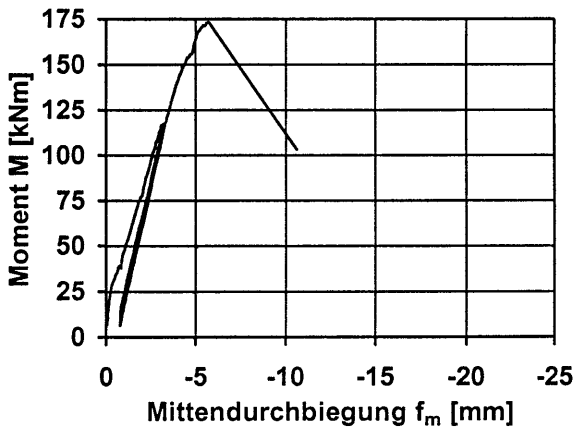


Bild 5.12: Momenten-Durchbiegungsverlauf der zugbeanspruchten Übergreifungsstöße

In Bild 5.13 sind die entsprechend zu (Gl. 3.4) ermittelten Werte der bezogenen Krümmung *d/r* kurz vor Versagen der Versuchskörper dargestellt. Zum Vergleich wurden die eigenen Versuchsergebnisse denen von [Bur00] gegenübergestellt. Um den Einfluss des Querbewehrungsgrades auf die Duktilität auszuschließen, wurden nur die Ergebnisse der Versuche mit einem Querbewehrungsgrad von $\sum A_{st}/A_s$ = 1,0 abgebildet.

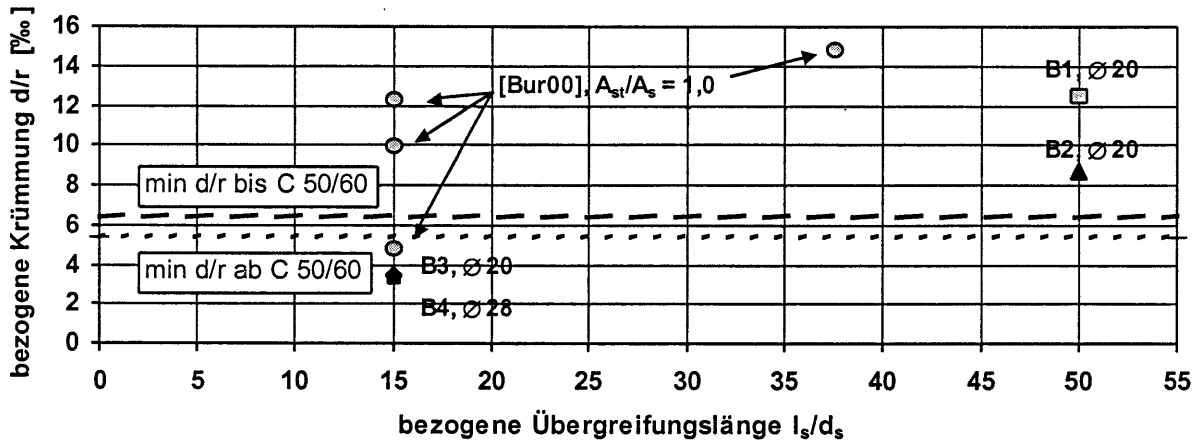


Bild 5.13: Maximale bezogene Krümmung *d/r* in Abhängigkeit der bezogenen Übergreifungslänge l_s/d_s bei den zugbeanspruchten Übergreifungsstößen

Nach Bild 5.13 unterschreiten die Versuchskörper B3 und B4 eindeutig die Mindestkrümmung von 6,4 ‰ (vgl. Kapitel 3.1.2) als Duktilitätskriterium. Die in [DIN01a, EC2_03] geforderte Rotationsfähigkeit kann daher bei einer Ausführung des Übergreifungsstoßes mit dem Mindestmaß der Übergreifungslänge nach [DIN01a, EC2_03] nicht erreicht werden. Die Versuchskörper mit einer bezogenen Übergreifungslänge von l_s/d_s = 50 erfüllten die Anforderung im Bezug auf die maximale Krümmung.

Des Weiteren, erkennt man, dass in [Bur00] zwei Versuchskörper, deren Stoßlänge dem Mindestmaß nach [DIN01a, EC2_03] entsprach, eine maximale bezogene Krümmung erreichten, die deutlich über dem geforderten Mindestwert lag.

5.1.6 Dehnung der Längsbewehrung

Die in [Bur00] beschriebene Einteilung des charakteristischen Spannungsverlaufs in drei Abschnitte für Versuchskörper mit ausreichender Querbewehrung (Bild 5.14), trifft auch auf die hier untersuchten Versuchskörper zu.

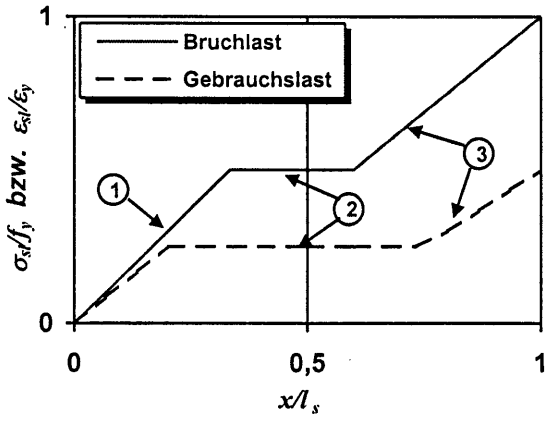
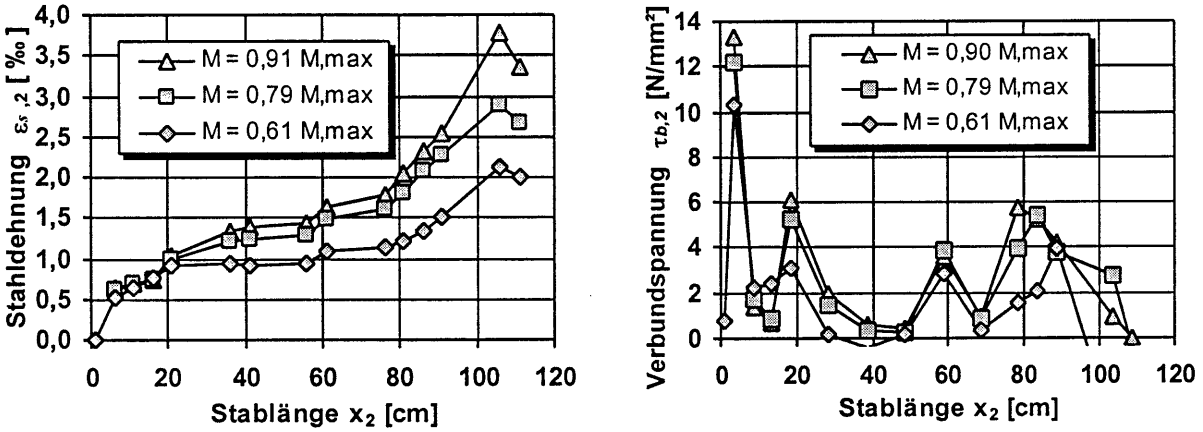


Bild 5.14: Qualitativer Verlauf der Spannung innerhalb des Übergreifungsbereichs bei den zugbeanspruchten Übergreifungsstößen [Bur00]

Nach Bild 5.14 erfolgt am Stabanfang auf einer relativ kurzen Strecke (1) die Krafteinleitung mit einem nahezu linearem Zuwachs der Stahlspannung. Danach folgt Abschnitt (2) mit einem nahezu konstantem Spannungsverlauf, dessen Länge von der Stabkraft, der Übergreifungslänge und der Querbewehrung abhängt. Im dritten Bereich (3) erfolgt die Übertragung des verbleibenden Anteils der Stabkraft. Bei kurzen Übergreifungsstößen stellt sich bei hoher Belastung eine durchgehende Kraftübertragung ein, so dass der mittlere Abschnitt (2) entfällt.

In Bild 5.15 sind die gemessenen Verläufe der Stahldehnungen an einem Stabende der Balken B2 und B4 für die letzten drei Laststufen gegenübergestellt. Daneben werden die Verbundspannungen im Übergreifungsbereich dargestellt, die entsprechend [Bur00] durch die Integration der Stahlspannungen über den Abstand der Dehnungsmessstellen ermittelt wurden. Da die Berechnung auf der Annahme des vollkommenen Verbunds basiert und Risse somit unberücksichtigt bleiben, ist die Aussagekraft der dargestellten Werte allerdings eingeschränkt, da sie über Risse hinaus gemessen wurden.

B2: M_{max} = 128 kNm



B4: M_{max} = 173 kNm

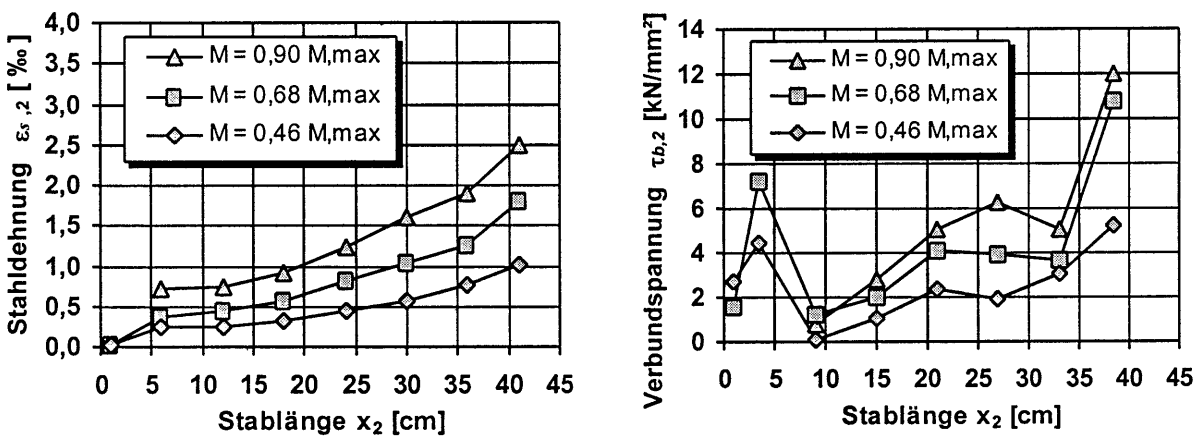


Bild 5.15: Verlauf der Dehnungen der Längsbewehrung ε_s und der zugehörigen Verbundspannungen τ_b für verschiedene Laststufen der Versuchskörper B2 (oben) und B4 (unten)

In Bild 5.15, oben links, ist für den Balken B2 ein wie in Bild 5.14 dargestellter Spannungsverlauf zu erkennen, der im mittlerem Abschnitt eine nahezu konstante Stahldehnung aufweist. Dieser Bereich erstreckt sich ungefähr über ein Drittel der Übergreifungslänge. Im Gegensatz dazu wächst die Stahldehnung im Versuchskörper B4 über den gesamten Übergreifungsbereich an.

Die angegebenen Verbundspannungen wurden durch Integration der Stahlspannungen über dem Abstand der Dehnungsmessstellen ermittelt. Obwohl die Werte wegen des z.T. großen Abstandes der Dehnungsmessstellen und wegen der Rissbildung nur eine eingeschränkte Genauigkeit haben, belegen sie den prinzipiellen Verbundspannungsverlauf: höhere Werte am Stabanfang und –ende, geringe Verbundspannung in Stossmitte. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass an den Stoßenden Sollrissstellen vorgesehen waren, die die Messwerte beeinflussen. Dies lässt sich vor allem durch die hohen Werte bei der Stablänge x_2 = 80 cm belegen, da an dieser Stelle ein Riss entstand, der eine Rissbreite von w = 0,125 mm aufwies (Bild 5.16).

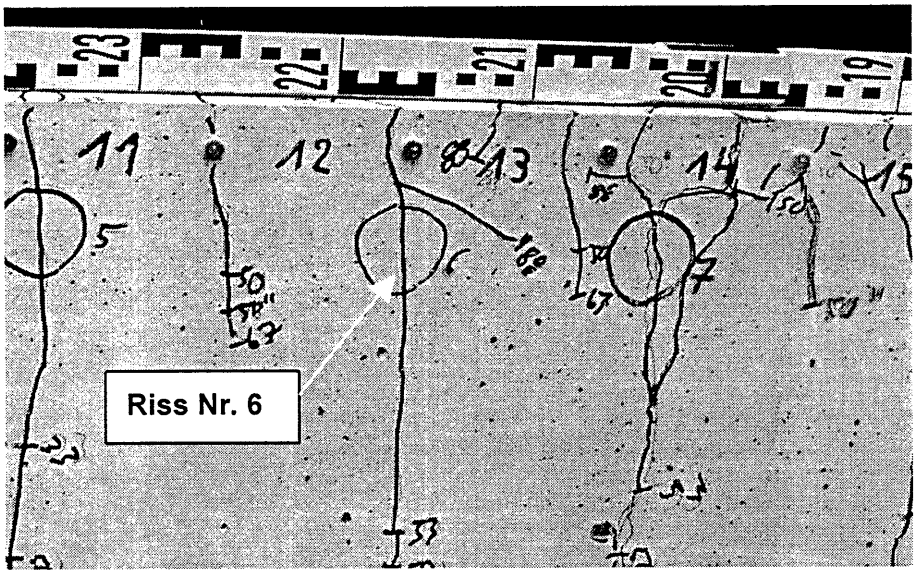
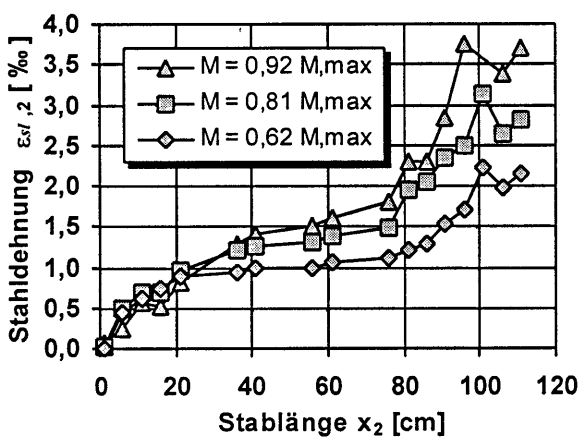


Bild 5.16: Riss Nr. 6 bei der Stablänge x_2 = 80 cm (Balken B2)

Der Zusammenhang zwischen der Länge des Abschnitts mit konstanter Dehnung und der Stabkraft wird anhand der Dehnungsverläufe der Versuchskörper B1 und B3 für verschiedene Laststufen deutlich (Bild 5.17).

B1: M_{max} = 125 kNm



B3: M_{max} = 93 kNm

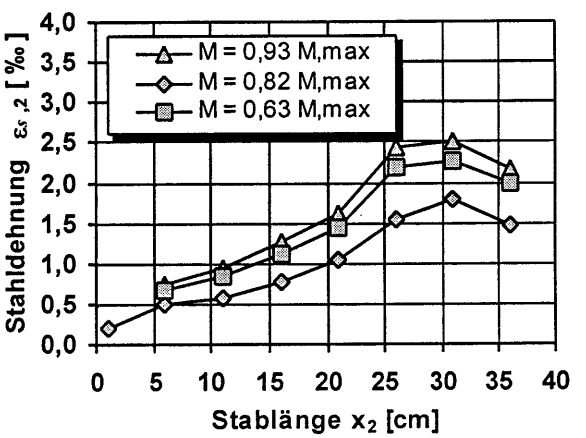


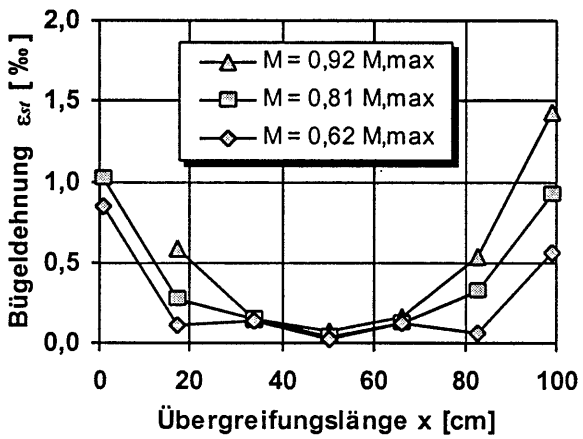
Bild 5.17: Aktivierung der Übergreifungslänge infolge Laststeigerung für die Versuchskörper B1 (links) und B3 (rechts)

Beim Balken B3 mit kurzer Übergreifungslänge von l_s/d_s = 15 ist nur bei geringer Belastung ein kurzer Abschnitt von ca. 10 cm Länge mit konstanter Stahldehnung. Kurz vor Erreichen der Bruchlast M_{max} = 93 kNm ist ein nahezu linearer Anstieg der Stahldehnung zu erkennen. Im Vergleich hierzu weist der Verlauf der Stahldehnung des Balkens B1 (Bild 5.17, links) noch bei etwa 92 % des Bruchmoments, einen Abschnitt mit konstanter Dehnung auf.

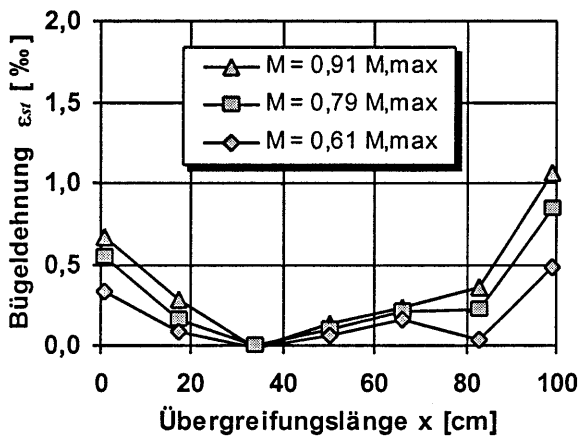
5.1.7 Dehnung der Querbewehrung

Die Dehnungen der Querbewehrung im Übergreifungsbereich (Bild 5.18), die an horizontalen Schenkeln der Bügel zwischen den Stößen gemessen wurde, entspricht qualitativ dem Verlauf der Längsstahldehnungen.

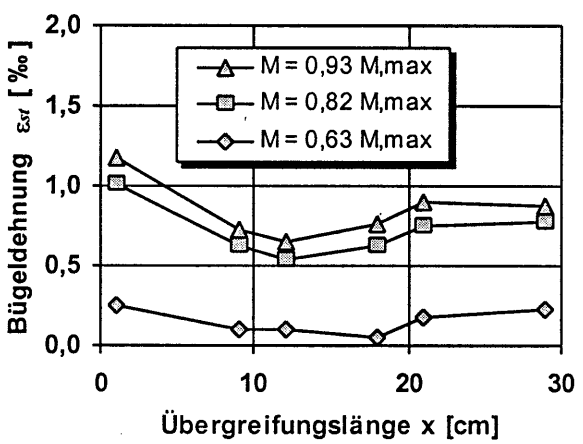
B1: l_s/d_s = 50, ε_{ty} = 2,93 ‰, M_{max} = 125 kNm



B2: l_s/d_s = 50, ε_{ty} = 2,93 ‰, M_{max} = 128 kNm



B3: l_s/d_s = 15, ε_{ty} = 2,93 ‰, M_{max} = 93 kNm



B4: l_s/d_s = 15, ε_{ty} = 3,07 ‰, M_{max} = 173 kNm

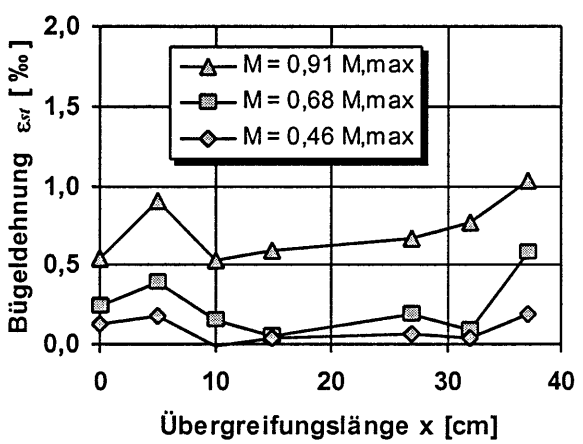


Bild 5.18: Verlauf der gemessenen Stahldehnung der Bügelbewehrung bei den Zugstößen

Nach Bild 5.18 weisen die Versuchskörper mit l_s/d_s = 50 deutlich stärkere Dehnungen an den äußeren Bügeln auf, während bei den Stößen mit kurzen Übergreifungslängen l_s/d_s = 15 auch weiter innen liegende Bügel aktiviert wurden. In keinem Versuch wurde die Streckgrenze der Querbewehrung erreicht. Diese Ergebnisse entsprechen denen von [Bur00].

In Bild 5.19 sind die Dehnungen der Bügel- und Längsbewehrung für den Versuchskörper B8 aus [Bur00] dargestellt, der bis auf die Zusammensetzung des Betons dem Versuchskörper B4 entspricht. Die dargestellten Laststufen entsprechen bezogen auf das Bruchmoment in etwa denen der Versuchskörper B1 bis B4. Beim Vergleich ist allerdings zu berücksichtigen, dass die bezogene Übergreifungslänge l_s/d_s = 15 für hochfesten Beton in [Bur00] ausrei-

chend war, um die volle Biegetragfähigkeit zu erreichen. So entspricht eine Belastung von M = 0,43 M_{max} = 119 kNm bei [Bur00] der Belastung von M = 0,68 M_{max} = 118 kNm bei B4. Der Verlauf der Bügeldehnungen und der Längsstahldehnungen für diese Belastung von M = 118 kNm sind in etwa gleich.

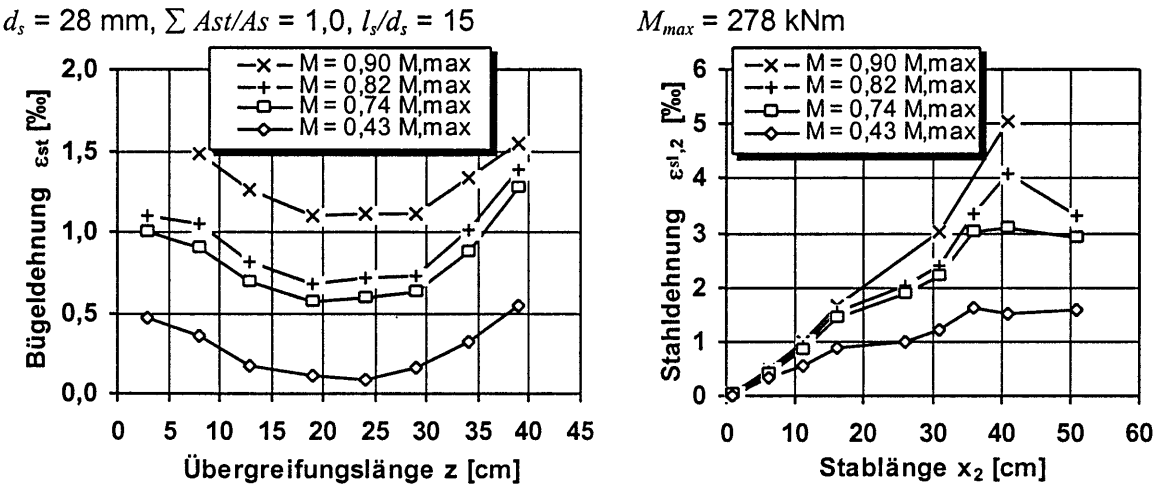


Bild 5.19: Betonstahldehnung der Bügel (links) und der Längsbewehrung (rechts) im Übergreifungsbereich eines Versuchskörpers aus hochfestem Beton [Bur00]

Der Vergleich der Versuche B4 (SVB) und B8 (HSC) mit kurzen Übergreifungslängen lässt erkennen, dass sowohl die Längsbewehrung als auch die Querbewehrung über den gesamten Übergreifungsbereich hoch beansprucht wird.

Bei der Bewertung der Messwerte ist zu berücksichtigen, dass die Bügelschenkel nicht nur durch die Querzugkräfte aus dem Übergreifungsstoß, sondern auch durch den Biegewiderstand der freien Stabenden beansprucht werden, die nach außen gedrückt werden. Bei gleichzeitiger Umschnürung wird eine traglaststeigernde Querpressung im Endbereich des Übergreifungsstoßes erzeugt (Bild 3.16).

5.2 Druckstöße

5.2.1 Allgemeines

Im Gegensatz zu den Versuchskörpern mit zugbeanspruchten Übergreifungsstößen war bei den druckbeanspruchten Versuchen erst kurz vor der Versagenslast eine schwache Längsrissbildung außerhalb des Stoßes festzustellen. Nachfolgend werden die maßgebenden Versuchsdaten diskutiert, die wesentlichen Erkenntnisse herausgestellt, exemplarisch anhand von Messergebnissen belegt und für die verschiedenen Versuchsparameter verglichen. Eine ausführliche Zusammenstellung aller hier gemessenen Daten befindet sich im Anhang B.

5.2.2 Bruchverhalten

In Tabelle 5.4 sind als maßgebende Kenngrößen für die Tragfähigkeit der Versuchskörper die gemessenen Bruchlasten N_{max} sowie die zugehörigen gemessenen Betonstauchungen $\varepsilon_{c,max}$ bzw. die aus den gemessenen Stahldehnungen und der Prüfkraft zurückgerechneten Betonspannungen $\sigma_{c,max}$ zusammengestellt. Die rechnerische Bruchlasten N_u wurden für die gemessenen Stauchungen unter Verwendung der Ergebnisse aus den Festigkeitsprüfungen ermittelt. Die Berechnung erfolgte durch Addition der maximal aufnehmbaren Lastanteile von Stahl und Beton für eine vergleichbare Stütze ohne Übergreifungsstoß unter Vernachlässigung der Lastumlagerung infolge der Verträglichkeitsbedingungen.

Versuchskörper		S1	S2	S3
$f_{c,cyl}$	[N/mm²]	52,5	51,6	55,0
l_s	[cm]	40	30	30
N_{max}	[MN]	-1,99	-2,01	-2,15
N_u	[MN]	-2,24	-2,21	-2,31
N_{max}/N_u	[-]	0,89	0,91	0,93
$\varepsilon_{c,max}$	[‰]	-2,07	-2,22	-2,59
$\sigma_{c,max}$	[N/mm²]	-52,7	-50,9	-53,5
$\sigma_{c,max}/f_{c,cyl}$	[-]	1,00	0,99	0,97

Tabelle 5.4: Zusammenstellung der für die Tragfähigkeit maßgebenden Kenngrößen

Nach Tabelle 5.4 erreichten die Versuchskörper annähernd die rechnerische Tragfähigkeit. Die geringe Abweichung von 5-10 % ist auf die „kurze" Versuchsdauer von etwa zwei Stunden bzw. eine geringe Ausmitte bei der Lasteinleitung zurückzuführen. Der Ausschluss der Spitzenkraftübertragung bei Versuchskörper S3 stellte keine Schwächung der Tragfähigkeit dar. Dass bei diesem Versuch die größte Tragfähigkeit erreicht wurde, ist auf die höheren Festigkeiten zurückzuführen. Der Verhältniswert $\sigma_{c,max}/f_{c,cyl}$ lässt erkennen, dass im Versuch S1 mit der größten Übergreifungslänge die Betondruckfestigkeit erreicht wurde. Berücksichtigt man die in DIN 1045-1 [DIN01a] vorgesehene Abminderung der Kurzzeitfestigkeit zur Dauerstandfestigkeit von 15 % aufgrund der Belastungszyklen, so wurden die rechnerischen Bruchlasten in allen drei Versuchen überschritten.

Bei allen Versuchen konnte anhand der vertikalen Wegaufnehmer eine geringe Lastexzentrizität auf der Seite des späteren Versagens festgestellt werden. Das Versagen der Versuchskörper erfolgte schlagartig ohne Vorankündigung und wurde durch Ausknicken der Längsbewehrung (Bild 5.20) begleitet.

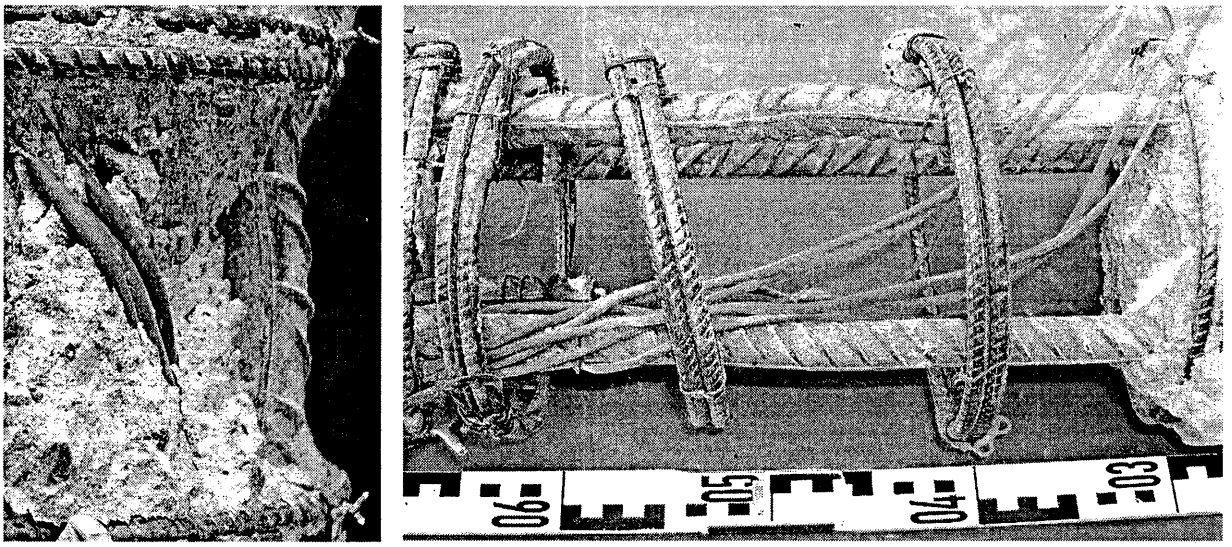


Bild 5.20: Ausknicken der Längsbewehrung bei Versuchskörper S1

Die Versagensstelle bei Versuchskörper S1 befand sich ca. 15 cm unterhalb des Stoßes, also außerhalb des in der Norm angesetzten Einflussbereichs der ausstrahlenden Spitzendruckkraft ($4 \cdot d_s$). In keinem der Versuchskörper konnte im Übergreifungsbereich ein Absprengen der Betondeckung beobachtet werden. Alle Versuchskörper versagten durch Abspalten der Betondeckung im Abstand von ungefähr 15-20 cm ober- bzw. unterhalb des Stoßes bei gleichzeitigem Ausknicken der Längsbewehrung. Der Übergreifungsstoß hatte somit keinen mindernden Einfluss auf die Tragfähigkeit der Versuchskörper. Bild 5.21 zeigt die Bruchbilder der druckbeanspruchten Übergreifungsstöße.

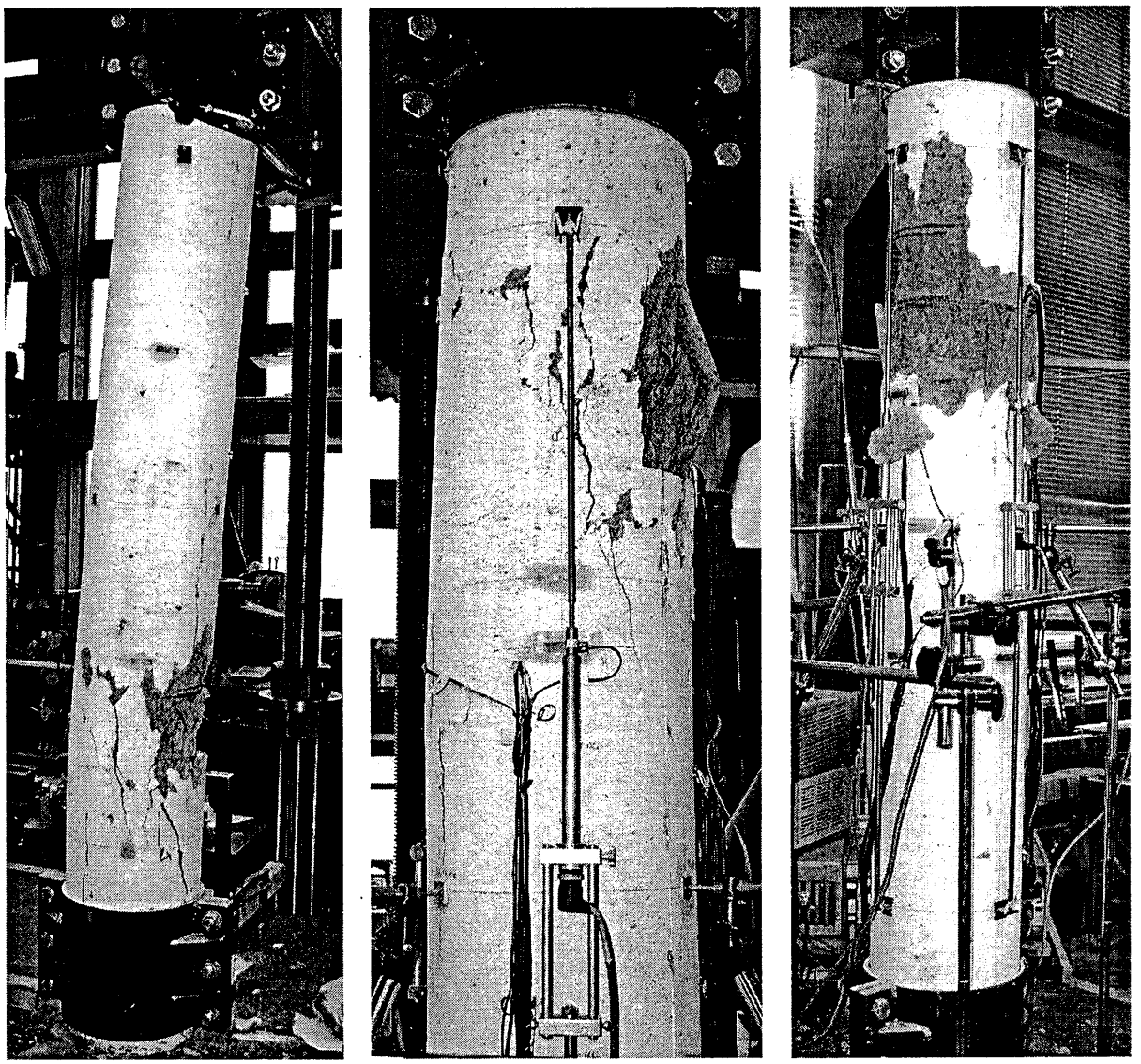


Bild 5.21: Bruchbilder der druckbeanspruchten Übergreifungsstöße

An keinem Versuchskörper konnte das in [Leo72] beschriebene Bruchbild mit abgeplatzter Betondeckung am Bewehrungsstabende und ausgeprägter Rissbildung in Längsrichtung beobachtet werden. Hauptgründe hierfür könnten die größere Betonzugfestigkeit des selbstverdichtenden Betons, der hohe Querbewehrungsgrad im Übergreifungsstoß ($\Sigma A_{st}/A_{sl}$ = 1,0) und vor allem die Bügel vor den Stabenden sein, die einen maßgebenden Einfluss auf die Stoßtragfähigkeit besitzt. Im Vergleich zu den Versuchen von Leonhardt und Teichen [Leo72] sowie Cairns und Arthur [Cai79a] besaßen die Stützen außerdem eine geringere Querschnittsfläche.

5.2.3 Längsverformung

Der Mittelwert der durch induktive Wegaufnehmer über eine Messlänge von 1,0 m gemessene Längsstauchung ist in Bild 5.22 dargestellt. Die gestrichelte Linie (Theorie) entspricht dem E-Modul $E_{cm,versuch}$, der an den begleitend hergestellten Zylindern nach DIN 1048, Teil5 [DIN91] ermittelt wurde.

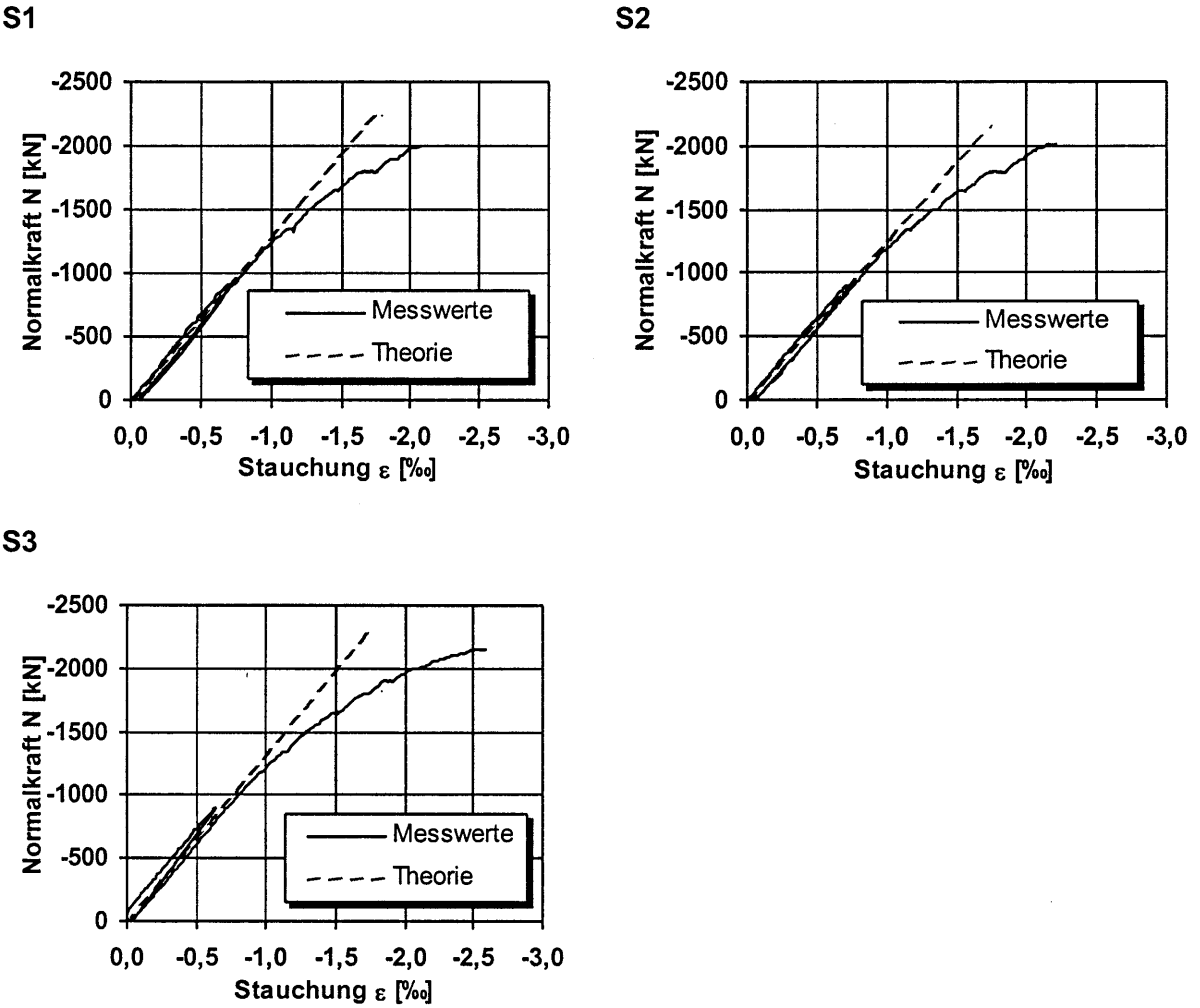


Bild 5.22: Gemessene Verformung der Versuchskörper in Abhängigkeit der aufgebrachten Last sowie die theoretische Steifigkeit E_{cm} der Versuchskörper

Der Vergleich der Versuchskörper lässt trotz der unterschiedlichen Übergreifungslängen bzw. dem Ausschluss des Spitzendruckes keine signifikanten Unterschiede im Verformungsverhalten erkennen. Die größte Stauchung wurde von Versuchskörper S3 mit ε_c = -2,56 ‰ erreicht und liegt damit deutlich unter der bei [Bur00] für den Versuchskörper aus normalfestem Rüttellbeton ($f_{c,cube150}$ = 63 N/mm²) gemessenen maximalen Stauchung von ε_c = -3,1 ‰. Die in der Bemessung maximal zulässigen Stauchungen für einen zentrisch gedrückten Querschnitt, die nach DIN 1045-1 –2,2 % betrugen, wurden nahezu erreicht bzw. überschritten.

5.2.4 Dehnung der Längsbewehrung

In Bild 5.23 sind die Dehnungen beider Betonstähle im Übergreifungsbereich des Versuchskörpers S1 und in Bild 5.24 für die Versuchskörper S2 und S3 exemplarisch für die Dehnungen des oberen Bewehrungsstabes dargestellt.

S1: l_s/d_s = 20

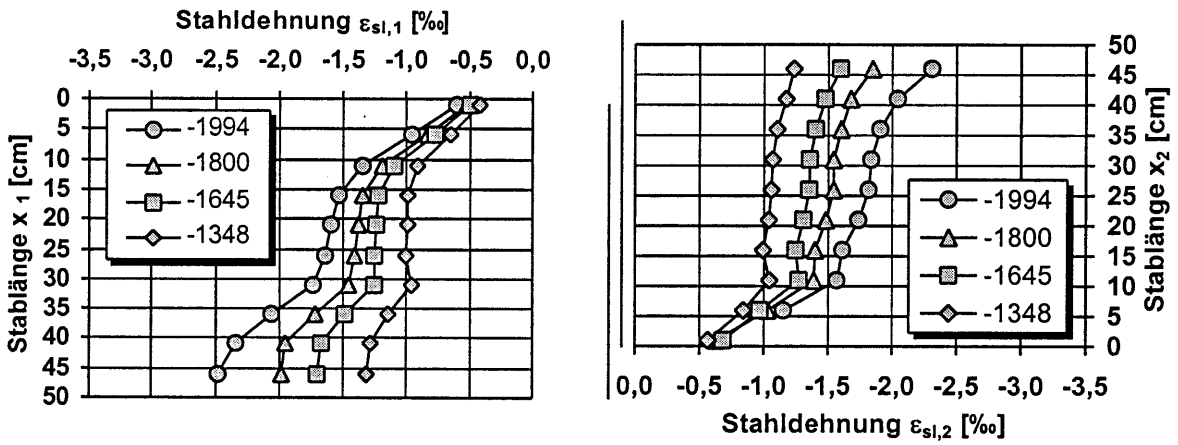


Bild 5.23: Dehnungen der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich für verschiedene Laststufen (N in [kN]) bei Stütze S1

S2: l_s/d_s = 15

S3: l_s/d_s = 15, ohne Spitzendruck

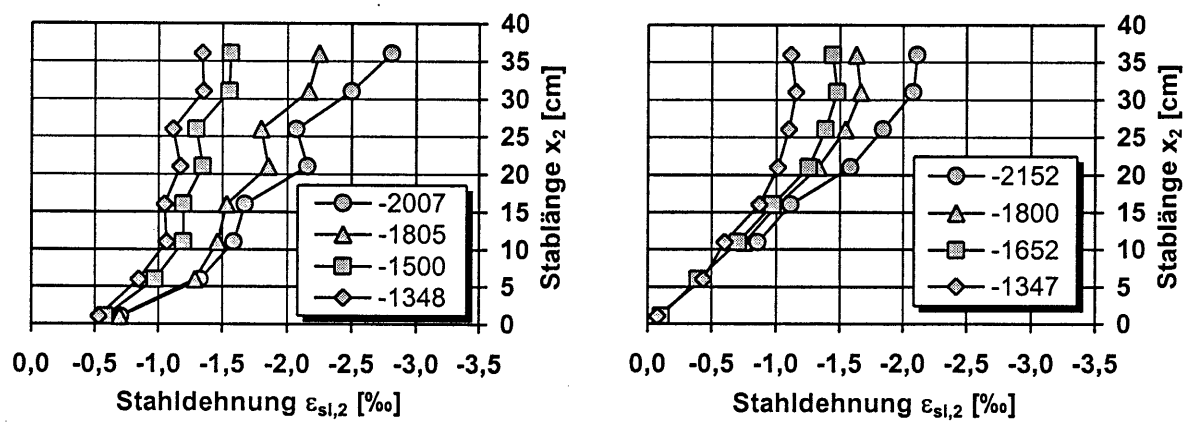


Bild 5.24: Dehnungen der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich für verschiedene Laststufen (N in [kN]) bei Stütze S2 (links) und Stütze S3 (rechts)

Vergleicht man die Versuche S1 und S2 mit kombinierter Kraftübertragung aus Spitzendruck und Verbund mit Versuchskörper S3, der die Kraft im Stoss ausschließlich über den Verbund überträgt, so ist deutlich der sprunghafte Anstieg der Dehnung infolge Spitzendruckkraft zu erkennen. Dieser Anteil der Stahldehnungen wächst mit zunehmender Belastung deutlich geringer an als der Anteil der Verbundkraftübertragung. Im weiteren Verlauf vergrößert sich bei Versuchskörper S1 die Stahldehnung auf einer Strecke von ca. 15 cm um ungefähr 1 ‰. Danach bleibt die Stahldehnung nahezu konstant, bis 10 cm vor Stoßende die Einleitung der

verbleibenden Stabkraft erfolgt. Bei Versuchskörper S3 ist über den gesamten Übergreifungsbereich ein nahezu linearer Verlauf der Stahldehnungen zu erkennen.

In Bild 5.25 sind die Stahldehnungen der Versuche von [Bur00] dargestellt, die sich aufgrund der gewählten Übergreifungslänge direkt mit den in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Versuchen vergleichen lassen. Die größte in den Diagrammen aufgeführte Laststufe entspricht in etwa der Bruchlast.

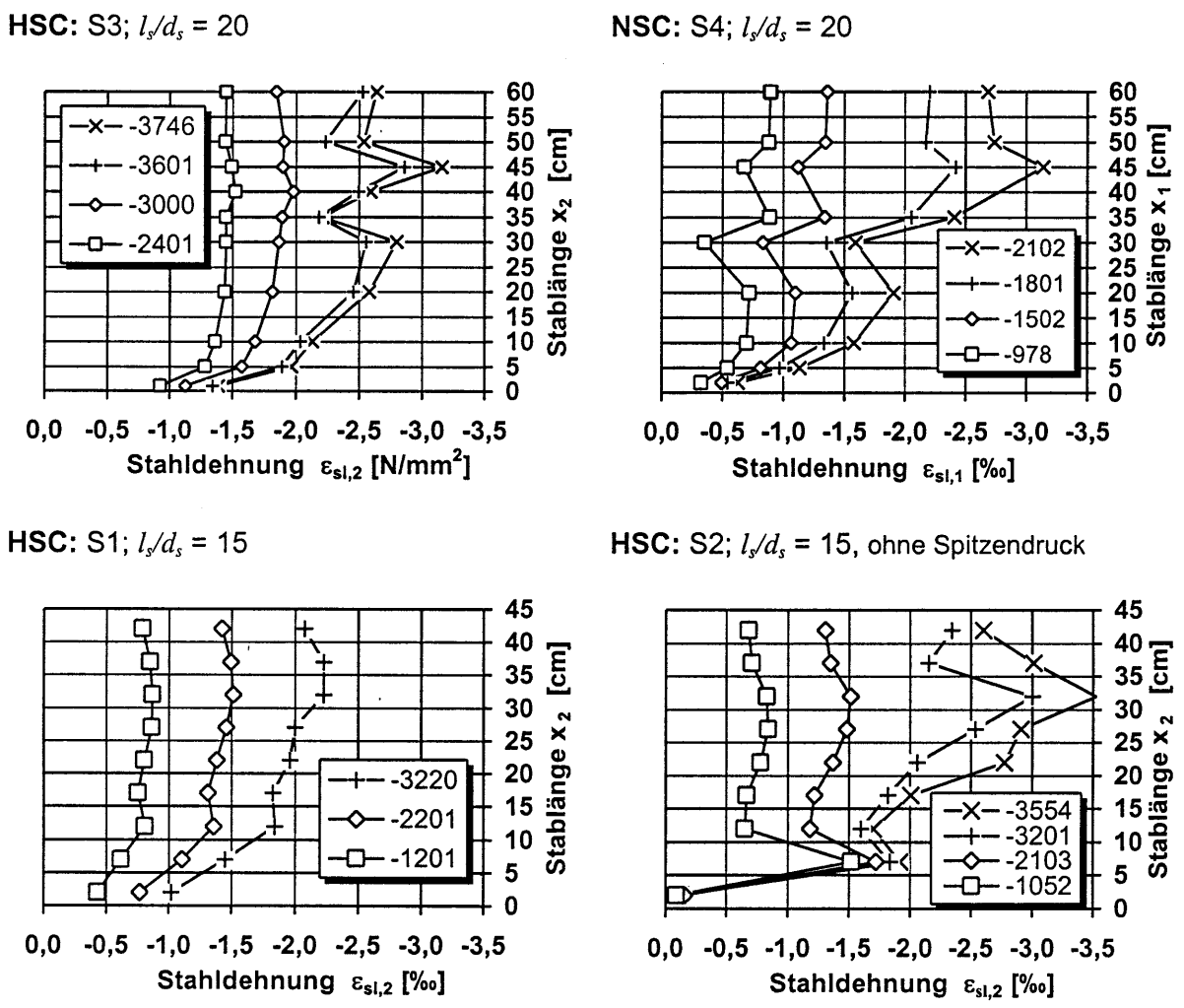


Bild 5.25: Dehnung der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich bei [Bur00] für verschiedene Laststufen N [kN]

Der Vergleich der Versuchskörper aus normalfestem und hochfestem Beton (Bild 5.25) mit den eigenen Versuchskörpern S1 und S2 zeigt, dass die Stahldehnung infolge Spitzendruckkraft bei selbstverdichtendem Beton in etwa der Stahldehnung der Stütze aus Normalbeton entspricht. Die deutlich größeren Werte, die durch diesen Traganteil bei hochfestem Beton hervorgerufen wurden, sind auf die höheren Druckfestigkeiten zurückzuführen.

Vergleicht man die Versuchskörper in hochfestem Beton und im selbstverdichtendem Beton, deren Kraftübertragung über Spitzendruck ausgeschlossen wurde, so erkennt man bei beiden einen stärkeren Dehnungszuwachs am Stabanfang gegenüber den Längsstäben mit

Spitzendruck. Mit zunehmender Längskraft wird aber auch bei den Versuchskörpern mit Spitzendruck die Dehnungsgradiente ähnlich steil wie bei den Versuchen ohne Spitzendruck.

5.2.5 Dehnung der Querbewehrung

Die Dehnungen der Querbewehrung im Übergreifungsbereich sind in Bild 5.26 als gemittelter Messwert von 3 Dehnungsmessstreifen je Bügel dargestellt.

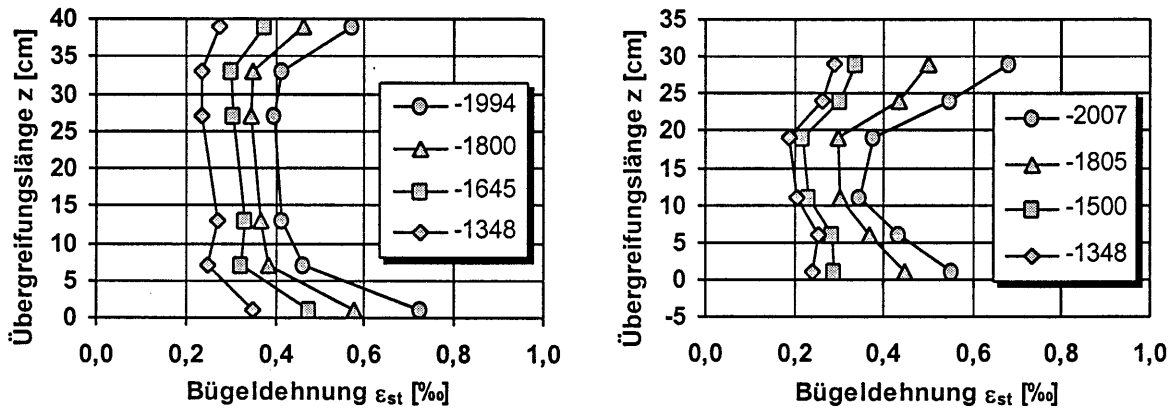


Bild 5.26: Dehnung der Bügelbewehrung ε_{st} im Übergreifungsbereich bei Versuchskörper S1 (links) und S2 (rechts) für verschiedene Laststufen (N in [kN])

Bei beiden Stützen wurden die beiden Bügel an den Enden des Übergreifungsstoßes deutlich höher beansprucht als die Bügel im Innern des Übergreifungsstoßes. Aufgrund der kurzen Stosslänge ist der Bereich mit geringer Querdehnung bei Versuch S2 entsprechend kürzer. Insgesamt blieben die Dehnungen deutlich unterhalb der Streckgrenze von ε_{sty} = 2,61 ‰. Der Verlauf der Bügeldehnungen im Übergreifungsbereich stimmen mit den Erkenntnissen von [Bur00] gut überein. Dehnungen von bis zu ε_{st} = 1,5 ‰, wie bei den Versuchskörpern aus hochfestem Beton, wurden in den Versuchen mit selbstverdichtendem Beton nicht erreicht.

5.2.6 Dehnung des Betons in Querrichtung

Die Betonquerdehnungen 2 cm außerhalb des Übergreifungsstoßes liegen in der Größenordnung der Dehnungen der Querbewehrung. Bild 5.27 zeigt den Vergleich gemittelter Messwerte bei einer Belastung von N = -1,8 MN für selbstverdichtenden, hochfesten und normalfesten Beton.

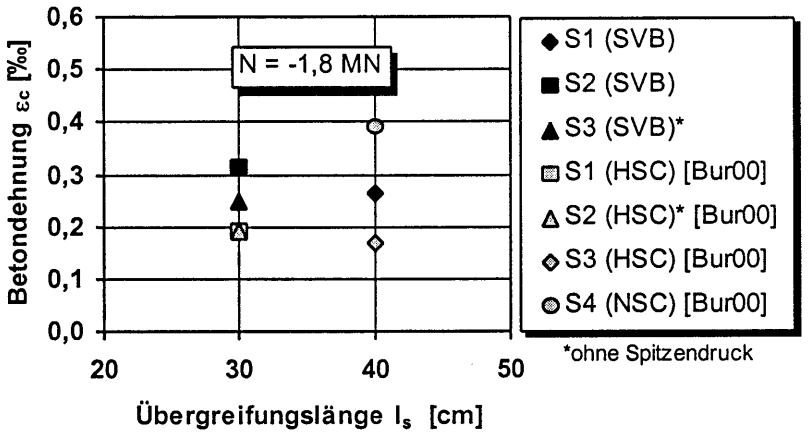


Bild 5.27: Vergleich der Betonquerdehnungen ε_c im Abstand von 2 cm oberhalb des Stoßes in Abhängigkeit der Übergreifungslänge l_s bei einer Belastung von N = -1,8 MN

Sowohl bei hochfestem als auch bei selbstverdichtendem Beton nehmen die Betondehnungen mit zunehmender Übergreifungslänge ab. Auch der Ausschluss der Spitzendruckkraft wirkt sich mindernd auf die Betonquerdehnungen aus. Der Effekt, der hier nur für selbstverdichtenden Beton deutlich wird, wurde von [Bur00] auch für hochfesten Beton bei höherer Belastung (N = -3,6 MN) festgestellt. Des Weiteren ist zu erkennen, dass die Querdehnungen bei gleicher Belastung für selbstverdichtenden Beton bzw. normalfestem Rüttelbeton etwa doppelt so groß sind wie bei hochfestem Beton.

6 Vergleich mit verschiedenen Bemessungsansätzen

6.1 Zugstöße

6.1.1 Ansatz von Eligehausen

Eligehausen [Eli79] leitete Berechnungsansätze für die Längsstahlspannung σ_{sl} im Übergreifungsbereich aus Vergleichsberechnungen mit der Methode der „Finiten Elemente" ab. In den Berechnungen wurde ein elastisches Tragverhalten für den Beton angesetzt. Das nichtlineare Tragverhalten des Betons wurde durch den Ansatz von gemittelten Ringzugspannungen und bereichsweise unterschiedlichen Elastizitätsmoduli und Querdehnungszahlen berücksichtigt. Der Berechnungsansatz für die Versagensart „Face and Side Split" setzt sich aus einem Term σ_{sl}^{c} für den Stoß ohne Querbewehrung und einem additiven Traganteil der Querbewehrung σ_{sl}^{st} zusammen, der Form und Anordnung der Querbewehrung erfasst:

$$\sigma_{sl} = \sigma_{sl}^{c} + \sigma_{sl}^{st} \leq \sigma_{sl,\max} \tag{6.1}$$

$\sigma_{sl,max}$ = Bruchstahlspannung beim Ausziehen der Stäbe (hier vereinfacht: f_y)

Die Geometrie der Versuchskörper B1 bis B4 war so gewählt, dass die Bruchart B „Face and Side Split" zu erwarten war. Daher wird hier der Berechnungsansatz für die Bruchart B, ergänzt durch den Traganteil für eine Bügelbewehrung, die zwei Stöße umschließt, vorgestellt und mit den Versuchswerten verglichen. Unter Berücksichtigung der in den vorangehenden Kapiteln verwendeten Abkürzungen ergibt sich nach [Eli79] die übertragbaren Stahlspannung σ_{sl}^{c} für die Stoßbruchlast eines Übergreifungsstoßes ohne Querbewehrung zu:

$$\sigma_{sl}^{c} = \alpha_B \cdot \sqrt[4]{\frac{e_s}{c}} \cdot \sqrt{\frac{c}{d_s}} \cdot \left(\frac{b}{e_l}\right)^{0,06} \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{l_s}{d_s}\right)^2} \cdot k \tag{6.2}$$

mit α_B als Kalibrierungsbeiwert aus Druckstrebenwinkel; hier: 5,8

e_s $= 2 \cdot b \leq e_{sB}$

: e_{sB} $= 8 \cdot c$ für $c \leq 2{,}5 \cdot d_s$

$= 20 \cdot d_s$ für $c > 2{,}5 \cdot d_s$

e_l $= a/2$

a lichter Stoßabstand

b horizontale Betonüberdeckung

c vertikale Betonüberdeckung

β_w Betondruckfestigkeit eines 200er-Würfels

$k = k_d \cdot k_q \cdot k_v \cdot k_p$

- k_d Faktor zur Berücksichtigung des Durchmessers; hier 0,75
- k_q Faktor zur Berücksichtigung ungleicher Stahlspannungen an den Stoßenden; hier: 1,0
- k_v Faktor zur Berücksichtigung des Verbundbereichs; hier: 1,0
- k_p Faktor zur Berücksichtigung der Profilierung; hier: 1,0

Die angegebenen Beiwerte gelten für die Versuchskörper B1 bis B4. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit wird proportional zu einer Potenzfunktion der Würfelfestigkeit mit $\beta_w^{1/2}$ angesetzt, der Einfluss der Übergreifungslänge mit $(l_s/d_s)^{2/3}$. Als Betondruckfestigkeit β_w wird in Gleichung (6.2) die Druckfestigkeit eines Würfels mit einer Kantenlänge von 200 mm angesetzt, so dass die Zylinderdruckfestigkeiten $f_{c,cyl}$ aus den Versuchen auf einen 200er-Würfel

umgerechnet werden müssen. Dies geschieht bei gleichartiger Lagerung nach DIN 1045 Kap. 7.4.3.5.3 (2) [DIN88] mit folgender Gleichung:

$$\beta_w = 1{,}18 \cdot f_{c,cyl} \tag{6.3}$$

Die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen mit Querbewehrung entspricht der Stahlspannung in der Längsbewehrung für Stöße ohne Querbewehrung σ_{sl}^{c} nach Gleichung (6.2) sowie einem additiven Anteil σ_{sl}^{st} , der die Querbewehrung berücksichtigt. Der Traganteil der Querbewehrung σ_{sl}^{st} ergibt sich nach [Eli79] zu:

$$\sigma_{sl}^{st} = \alpha_{Q1} \cdot \sqrt{\frac{\sum A_{st} \cdot \sigma_{st}}{A_s}} \cdot k_q \tag{6.4}$$

mit α_{Q1} Kalibrierungswert aus Druckstrebenwinkel; hier: 6,0
k_q Faktor zur Berücksichtigung ungleicher Stahlspannungen an den Stoßenden; hier: 1,0
σ_{st} Spannung in der Querbewehrung ≤ 300 N/mm²

Die im Stoß maximal übertragbaren Längsstahlspannungen ergeben sich durch Addition der Gleichungen (6.2) und (6.4). In Bild 6.1 (links) werden die berechneten Werte $\sigma_{s,Rechnung}$ den im Versuchen ermittelten Werte $\sigma_{s,Versuch}$ gegenübergestellt. In Bild 6.1 (rechts) sind die gemessenen Stahlspannungen bezogen auf die errechneten Werte in Abhängigkeit der bezogenen Übergreifungslänge l_s/d_s dargestellt.

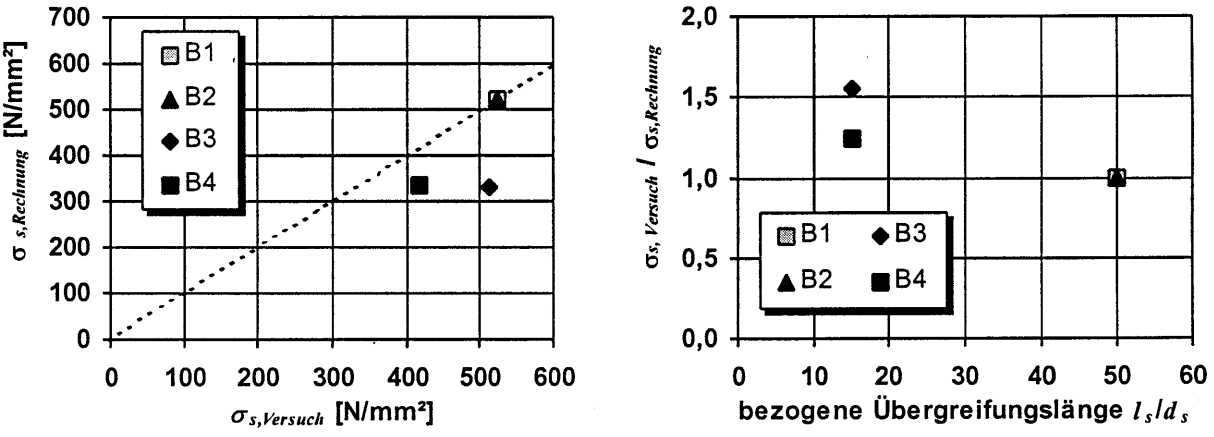


Bild 6.1: Vergleich der in den Versuchen ermittelten und der nach [Eli79] berechneten maximalen Stahlspannungen

Die errechneten Stahlspannungen für die Versuchskörper B3 und B4, mit der kurzen Übertragungslänge von l_s/d_s = 15, die im Übergreifungsbereich versagten, liegen auf der sicheren Seite. Die errechneten Stahlspannungen der Versuchskörper B1 und B2 waren durch die maximal rechnerische Stahlspannung von $\sigma_{sl} = f_y$ begrenzt. Da sie im Versuch auch die Streckgrenze f_y erreichten, ergaben sich Sicherheiten von 1,0.

6.1.2 Ansatz von Darwin et al.

Darwin et al. [Dar96a, Dar96b] haben die Ergebnisse von 83 Versuchskörpern mit Übergreifungsstößen in der Biegezugzone statistisch ausgewertet. Der daraus abgeleitete Bemessungsansatz ist - ähnlich wie bei [Eli79] - in einen Betontraganteil und einen Traganteil der Querbewehrung unterteilt. Nach der Übertragung in das metrische System [Bur00] ergibt sich die maximal übertragbare Stahlspannung in einem Übergreifungsstoß zu:

$$\frac{\sigma_s}{f_c^{1/4}} = \left[\frac{1{,}51 \cdot l_s \cdot (c_m + 0{,}5 \cdot d_s)}{A_s} + 50{,}9\right] \cdot \left(0{,}1 \cdot \frac{c_M}{c_m} + 0{,}9\right) + 53{,}2 \cdot (9{,}6 \cdot f_R + 0{,}28) \cdot (0{,}0283 \cdot d_s + 0{,}28) \cdot \frac{n}{n_s} \cdot \frac{A_{st}}{A_s} \tag{6.5}$$

mit

c_m	min $\{c_s, c\}$
c_M	max $\{c_s, c\}$
c_s	min $\{a/2 + 6{,}35; b\}$
a	lichter Stoßabstand
c	vertikale Betondeckung
b	horizontale Betondeckung
A_s	Querschnittsfläche eines Längsstabes
d_s	Stabdurchmesser
n_s	Anzahl Übergreifungsstöße
A_{st}	Querschnittsfläche eines Bügelschenkels
n	Bügelanzahl
f_R	bezogene Rippenfläche

Der erste Term in Gleichung (6.5) beinhaltet den Betontraganteil, der den Einfluss der Übergreifungslänge l_s linear erfasst. Der zweite Term berücksichtigt den Traganteil der Querbewehrung. Im Gegensatz zu [Eli79] geht hier der Einfluss des Querbewehrungsgrades linear ein. Die Betondruckfestigkeit wird für beide Traganteile durch eine wesentlich flachere Potenzfunktion mit $f_c^{1/4}$ berücksichtigt.

Die Gleichung (6.5) lässt sich für zwei gestoßene Längsstäbe mit einer bezogenen Rippenfläche, die dem in der DIN 488 Teil 2 [DIN86] vorgeschriebenem Mindestwert von f_R = 0,056 entspricht, zu folgender Gleichung (6.6) vereinfachen:

$$\frac{\sigma_s}{f_c^{1/4}} = \left[2{,}884 \cdot \frac{l_s}{d_s} + 50{,}9\right] + 43{,}5 \cdot (0{,}0283 \cdot d_s + 0{,}28) \cdot \frac{n}{n_s} \cdot \frac{A_{st}}{A_s}. \tag{6.6}$$

Für zwei gestoßene Längsstäbe und einen zweischenkeligen Bügel kann Gleichung (6.6) auf der sicheren Seite liegend wie folgt vereinfacht werden:

$$\frac{\sigma_s}{f_c^{1/4}} = [2{,}884 \cdot \frac{l_s}{d_s} + 50{,}9] + 40 \cdot \frac{\Sigma A_{st}}{A_s} \tag{6.7}$$

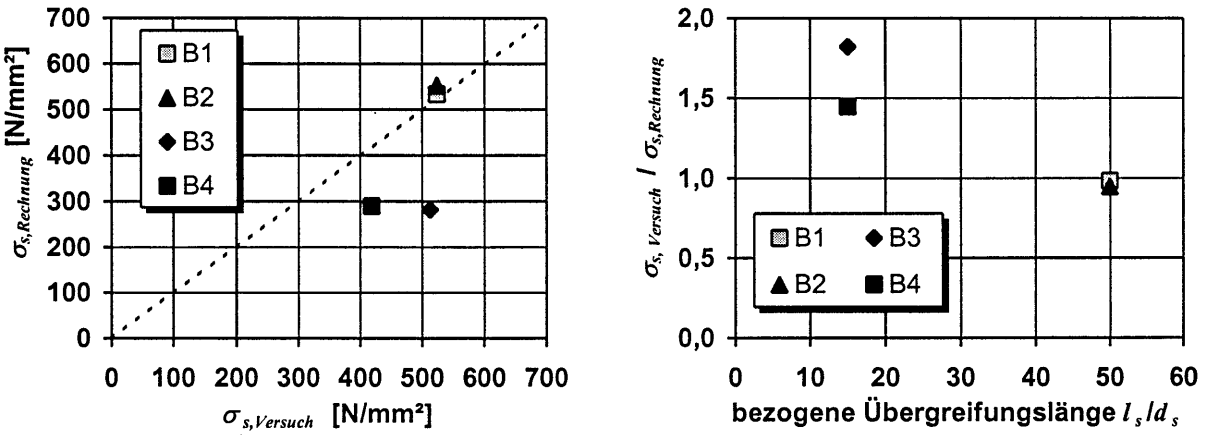


Bild 6.2: Vergleich der in den Versuchen ermittelten und der nach [Dar96] berechneten maximalen Stahlspannungen

Der Vergleich der Versuchsergebnisse (Bild 6.2) mit den nach Gleichung (6.7) errechneten maximalen Spannungen zeigt, dass die Versuchskörper B3 und B4 wie zuvor bei [Eli79] auf der sicheren Seite liegen. Die Versuchskörper B1 und B2 mit großer Übergreifungslänge erreichten nahezu die nach [Dar96a, Dar96b] errechneten Werte.

6.1.3 Ansatz nach Burkhardt

In [Bur00] wird ein Bemessungsansatz für Übergreifungsstöße in hochfestem Beton - basierend auf [Eli79] - empirisch hergeleitet. Dabei wird die übertragbare Stahlspannung σ_{sl} in der Längsbewehrung durch Addition des Betontraganteils σ_{sl}^{c} und des Anteils der Querbewehrung σ_{sl}^{st} mit

$$\sigma_{sl} = \sigma_{sl}^{c} + \sigma_{sl}^{st} \leq 1{,}2 \cdot f_y \tag{6.8}$$

stimmt. Diese ist allerdings auf die um 20 % erhöhte Fließspannung des Stahls f_y begrenzt.

Der Traganteil des Betons wird mit Gleichung (6.9) berechnet.

$$\sigma_{sl}^{c} = \alpha_c \cdot f_c^{1/4} \cdot \left(\frac{l_s}{d_s}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{c_m}{d_s}\right)^{1/5} \cdot k \tag{6.9}$$

mit
a_c = 38
c_m = min {c,b,a/2}
k = Beiwert k_d, k_p siehe Gleichung (6.1)
f_c = Betondruckfestigkeit

In Gleichung (6.9) wird die Betondruckfestigkeit durch den Faktor $f_c^{1/4}$ abgebildet, d.h. die Verbundfestigkeit wächst mit zunehmender Betonfestigkeit deutlich schwächer an als in DIN 1045-1 angegeben. Der Einfluss der Übergreifungslänge wird entsprechend [And89] durch den Term $(l_s/d_s)^{1/2}$ erfasst. Betondeckung und lichter Stoßabstand gehen mit dem Fak-

tor $(c_m/d_s)^{1/5}$ in die mittlere übertragbare Spannung ein. Der zugehörige Kalibrierungsfaktor $\alpha_c = 38$ folgt aus einer Regressionsanalyse.

Mit Gleichung (6.9) wird die mittlere übertragbare Stahlspannung bei guten Verbundbedingungen für Vollstöße in Balken mit nebeneinander liegenden Betonstählen gut bestimmt [Bur00], wenn das Aufspalten die maßgebende Versagensursache ist.

Der Traganteil der Querbewehrung wird als additiver Term zur Gleichung (6.9) ergänzt.

$$\sigma_{sl}^{st} = \alpha_s \cdot f_c^{1/4} \cdot \sqrt{\frac{n_{st}}{n_s} \cdot \frac{\sum A_{st}}{A_{sl}} \cdot \sigma_{st}} \cong \alpha_s \cdot f_c^{1/4} \cdot \sqrt{\frac{l_s}{s_t} \cdot \frac{n_{st}}{n_s} \cdot \frac{A_{st}}{A_{sl}} \cdot \sigma_{st}} \qquad (6.10)$$

mit α_s = 4,2
σ_{st} = Spannung der Querbewehrung ≤ 300 N/mm²
f_c = Betondruckfestigkeit [N/mm²]

In Gleichung (6.10) wird die zunehmende Wirksamkeit der Querbewehrung mit wachsender Betonfestigkeit durch die Funktion $f_c^{1/4}$ berücksichtigt. Die Spannung der Querbewehrung wird auf 300 N/mm² begrenzt, was ungefähr den in den eigenen Versuchen gemessenen Maximalwerten entspricht. Bei einer gleichmäßigen Verteilung der Querbewehrung wird der Abstand der Querbewehrung durch den Term l_s/s_t erfasst, der nach [Azi95] mindestens den Wert 7 erreichen sollte. Der zugehörige Kalibrierungsfaktor $\alpha_s = 4{,}2$ folgt aus einer Regressionsanalyse.

Durch Addition der Gleichungen (6.9) und (6.10), wird die maximal übertragbare Stahlspannung in der Längsbewehrung für verbügelte Übergreifungsstöße nach [Bur00] zutreffend bestimmt (Gl. 6.8).

Aus dem Vergleich mit den Versuchsergebnissen in Bild 6.3 ist zu erkennen, dass die rechnerischen Werte nach den Gleichungen (6.9) und (6.10) auf der sicheren Seite liegen. Die Darstellung der Ergebnisse in Bild 6.3 erfolgt analog zu Bild 6.1.

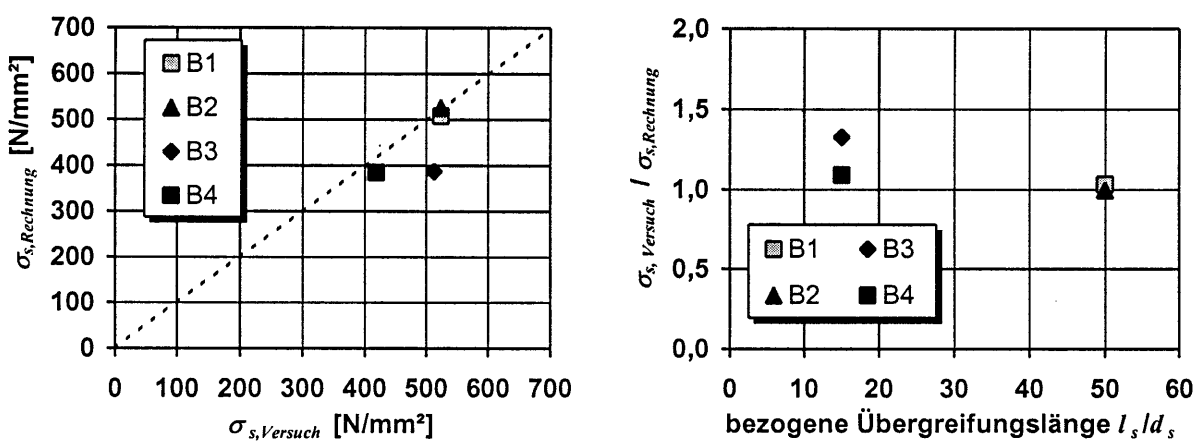


Bild 6.3: Vergleich der in den Versuchen ermittelten und der nach [Bur00] berechneten maximalen Stahlspannungen

Der Vergleich der berechneten und gemessenen Stahlspannungen lässt erkennen, dass die errechneten Stahlspannungen der Versuchskörper B3 und B4, die im Übergreifungsbereich versagten, wie bei den Ansätzen nach [Eli79] und [Dar96] auf der sicheren Seite liegen. Für die Versuchskörper B1 und B2 stimmen die errechneten Stahlspannungen sehr gut mit den rechnerischen überein, da bei [Bur00] u.a. die maximal übertragbare Stahlspannung auf eine um 1,2-fache Fließspannung f_y begrenzt ist.

6.1.4 Normative Regelung

In diesem Abschnitt werden die Versuchswerte mit den Bemessungsregeln von DIN 1045-1 [DIN01a] verglichen. Der Vergleich ist direkt auf Eurocode 2 [EC2_03] übertragbar, da die Bemessungsregeln für Übergreifungsstöße identisch sind.

$$l_s = \alpha_1 \cdot l_{b,net} = \alpha_1 \cdot \alpha_a \cdot \frac{A_{s,erf}}{A_{s,vorh}} \cdot l_b \tag{6.11}$$

In Gleichung (6.11) ergibt sich die Übergreifungslänge l_s aus der Verankerungslänge $l_{b,net}$ und einem Beiwert α_1 zur Berücksichtigung der Wirksamkeit des Bewehrungsstoßes, der die horizontale Betondeckung b, den lichten Stoßabstand a und den Anteil der gestoßenen Bewehrung berücksichtigt. Die Verankerungslänge $l_{b,net}$ basiert auf dem Grundmaß der Verankerung l_b unter Berücksichtigung der Wirksamkeit α_a der Verankerungsart und einem Abminderungsfaktor, der sich aus dem Verhältnis der vorhandenen Querschnittsfläche $A_{s,vorh}$ bezogen auf die rechnerisch erforderliche Querschnittsfläche $A_{s,erf}$ der Längsbewehrung ergibt.

Das Grundmaß der Verankerung l_b ergibt sich aus dem Verhältnis der Querschnittsfläche zum Umfang der Längsbewehrung (d_s/4) und aus dem Verhältnis des Bemessungswertes der Stahlspannung f_{yd} zum Bemessungswert der Verbundfestigkeit f_{bd}.

$$l_b = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}. \tag{6.12}$$

Durch Einsetzen der Gleichung (6.12) in (6.11) ergibt sich die erforderliche Übergreifungslänge l_s nach [DIN01a] zu:

$$l_s = \alpha_1 \cdot \alpha_a \cdot \frac{A_{s,erf}}{A_{s,vorh}} \cdot \frac{d_s}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}. \tag{6.13}$$

Der Bemessungswert der Verbundspannung f_{bd} für Normalbeton ergibt sich zu:

$$f_{bd} = \frac{2{,}25 \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}. \tag{6.14}$$

Bezieht man die Verbundfestigkeit auf die Betondruckfestigkeit und verzichtet auf die Reduktion durch den Sicherheitsbeiwert γ_c, so ergibt sich unter Berücksichtigung der in Kapitel 5.1.2 erläuterten Gleichungen (5.2) und (5.3) die Verbundfestigkeit für Normalbeton zu:

$$f_b = 2{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}3 \cdot f_{ck}^{2/3}. \tag{6.15}$$

Formt man die Gleichung (6.13) nach der Stahlspannung um und berücksichtigt die Verbundfestigkeit ohne Sicherheitsbeiwert, so ergibt sich die Stahlspannung σ_s zu:

$$\sigma_s = \frac{l_s \cdot 4}{d_s} \cdot \frac{f_b}{\alpha_1 \cdot \alpha_a} \cdot \frac{A_{s,vorh}}{A_{s,erf}}. \tag{6.16}$$

Die mit Gleichung (6.16) errechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,Rechnung}$ werden in Bild 6.4 mit den in den Versuchen gemessenen Stahlspannungen $\sigma_{s,Versuch}$ verglichen.

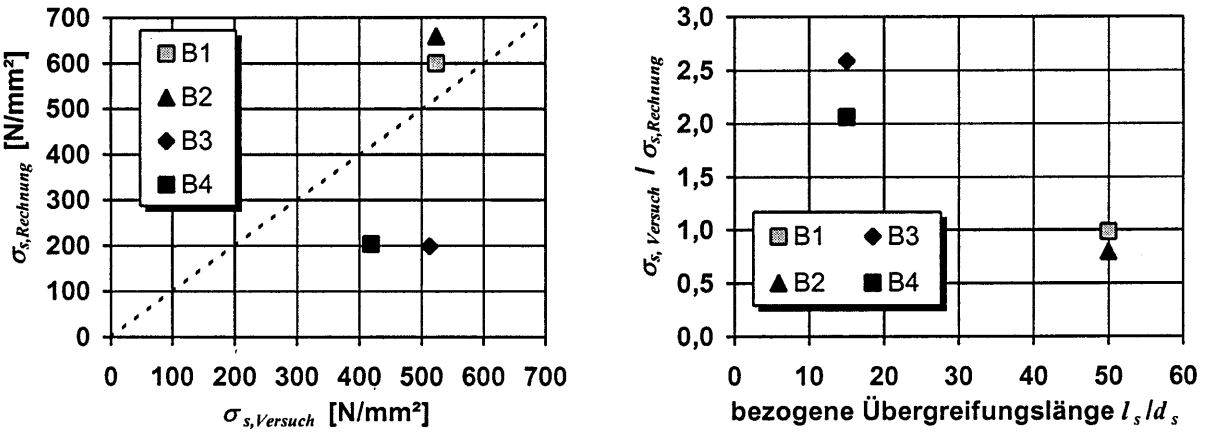


Bild 6.4: Vergleich der in den Versuchen ermittelten und der nach Gleichung (6.16) berechneten maximalen Stahlspannungen

Nach DIN 1045-1 ist grundsätzlich eine Querbewehrung im Stossbereich anzuordnen. Wenn der Durchmesser des gestoßenen Stabes ≥ 16 mm bei Betonfestigkeitsklassen bis C55/65 und ≥ 12 mm bei Betonfestigkeitsklassen ab C60/75, oder wenn der Anteil der gestoßenen Stäbe größer als 20 % ist, muss die Querbewehrung eine Gesamtquerschnittsfläche haben, die nicht geringer ist als die eines gestoßenen Stabes. Die Querbewehrung in vorwiegend biegebeanspruchten Bauteilen muss bügelartig ausgebildet sein, falls der Abstand der gestoßenen Stäbe kleiner oder gleich $12 \cdot d_s$ beträgt. Für vorwiegend biegebeanspruchte Bauteile ab der Festigkeitsklasse C70/85 sind Bewehrungsstöße durch Bügel zu umschließen, wobei die Summe der Querschnittsfläche der vertikalen Bügelschenkel gleich der erforderlichen Querschnittsfläche der gestoßenen Längsstäbe sein muss.

Die konstruktive Ausbildung der eigenen Versuchskörper (Bügelquerschnittsfläche und Anordnung der Bügel) entsprach den Regeln für normalfesten Beton. Die Versuchsergebnisse bestätigen, dass die Bemessungsregeln für normalfesten Rüttelbeton ohne Einschränkungen auch auf SVB übertragen werden können. Die Forderung des Entwurfs der Rili-SVB [Rili02], dass die bügelartige Querbewehrung grundsätzlich wie bei hochfestem Beton die Quer-

schnittsfläche aller gestoßenen Betonstäbe aufweisen muss, kann demnach zurückgenommen werden, wie es in der endgültigen Fassung der Rili-SVB [Rili03] u.a. auf Grundlage dieser Untersuchungen bereits geschehen ist.

6.2 Druckstöße

Die Ausführungen in Kapitel 5.2.2 zeigen, dass alle Versuchskörper die Traglast einer Stütze ohne Übergreifungsstoß (Tab. 5.4) nahezu erreichten. In dieser Auswertung wurde die traglaststeigernde Wirkung der Querbewehrung nicht berücksichtigt, dies entspricht dem Vorgehen in DIN 1045-1.

In DIN 1045-1 und Eurocode 2 ist die Übertragungslänge l_s eines Druckstoßes ähnlich wie für einen Zugstoß geregelt. Sie ergibt sich aus der Verankerungslänge l_b und dem Beiwert α_l zur Berücksichtigung der Wirksamkeit des Bewehrungsstoßes:

$$l_s = \alpha_1 \cdot l_b \tag{6.17}$$

Hierbei ist l_b die Verankerungslänge gemäß Gleichung (6.12). Als Beiwert ist in DIN 1045-1 für Druckstöße α_l = 1,0 angegeben. Für die Querbewehrung gelten mit $\Sigma A_{st} = A_{sl}$ die gleichen Regeln wie bei zugbeanspruchten Übergreifungsstöße. Allerdings ist zusätzlich je ein Bügel nahe vor dem Stoßende, also außerhalb des Stoßbereiches, zur Aufnahme des Spitzendruckkräfte anzuordnen.

Auch bei den druckbeanspruchten Übergreifungsstößen ist die konstruktive Ausbildung der eigenen Versuchskörper (Bügelquerschnittsfläche und Anordnung der Bügel) entsprechend den Regeln für normalfesten Beton ausgeführt worden. Die Versuchsergebnisse bestätigen auch hier, dass die Bemessungsregeln für normalfesten Rüttelbeton ohne Einschränkungen auf SVB übertragen werden können. Und somit kann die Forderung des Entwurfs der Rili-SVB [Rili02], dass die bügelartige Querbewehrung grundsätzlich wie bei hochfestem Beton die Querschnittsfläche aller gestoßenen Betonstäbe aufweisen muss, auch für druckbeanspruchte Übergreifungsstöße zurückgenommen werden, wie es in der endgültigen Fassung der Rili-SVB [Rili03] u.a. auf Grundlage dieser Untersuchungen bereits geschehen ist.

7 Zusammenfassung

Am Institut für Massivbau der RWTH Aachen wurden insgesamt vier Balkenversuche und drei Stützenversuche aus selbstverdichtendem Beton durchgeführt, um das Tragverhalten von zug- und druckbeanspruchten Übergreifungsstößen zu untersuchen. Die Untersuchungen konzentrierten sich dabei auf zwei Mischungsentwürfe (Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl, Kombinationstyp mit Flugasche) und die bezogene Übergreifungslänge l_s/d_s. Insbesondere sollte der Übertragungsmechanismus sowie die Verteilung der Verbund-, Stahl- und Betonspannungen im Stoßbereich überprüft werden.

Zugbeanspruchte Übergreifungsstöße

- Es konnten keine signifikanten Unterschiede im Tragverhalten der mit zwei unterschiedlichen selbstverdichtenden Betonen hergestellten Balken und insbesondere im Vergleich zu normalfestem Rüttelbeton festgestellt werden.
- Die Balken, deren Übergreifungsstoß mit $l_s = 50 \cdot d_s$ für die volle Stoßlast ausgelegt waren, versagten in Bereichen außerhalb des Übergreifungsstoßes.
- Die Balken mit einer Übergreifungslänge von $l_s = 15 \cdot d_s$ nach DIN 1045-1 erreichten mindestens 80 % der Tragfähigkeit einer Bewehrung ohne Übergreifungsstoß.
- Die Dehnungen der gestoßenen Längsstäbe und der Querbewehrung im Stoßbereich entwickelten sich wie bei einem Übergreifungsstoß in Rüttelbeton vergleichbarer Betondruckfestigkeit.
- Die Querbewehrung nach DIN 1045-1 ist ausreichend dimensioniert. Auch bei den Versuchen mit der Mindestübergreifungslänge blieben die Spannungen der Querbewehrung deutlich unterhalb der Streckgrenze.

Druckbeanspruchte Übergreifungsstöße

- Auch die druckbeanspruchten Übergreifungsstöße im selbstverdichtenden Beton verhalten sich nicht anders als Druckstöße in normalfestem Rüttelbeton.
- Alle untersuchten Stützen erreichten die volle Traglast einer Stütze ohne Übergreifungsstoß.
- Weder die auf das Mindestmaß reduzierte Übergreifungslänge noch der Ausschluss des Spitzendrucks ergab eine nennenswerte Verminderung der Traglast.
- Nach etwa 10 cm der Übergreifungslänge waren ca. 60 % der Stabkraft übertragen, davon ein Drittel über Spitzendruck.

Aufgrund der durchgeführten Versuche ist festzustellen, dass die Bemessungsansätze und Konstruktionsregeln für zug- und druckbeanspruchte Übergreifungsstöße in normalfestem Rüttelbeton ohne Einschränkungen auch auf selbstverdichtenden Beton nach der Richtlinie des DAfStb [Rili03] übertragen werden kann. Die Forderung des Entwurfs der Rili-SVB [Rili02], dass die bügelartige Querbewehrung grundsätzlich wie bei hochfesten Beton die Querschnittsfläche aller gestoßenen Betonstäbe aufweisen muss, kann demnach zurückgenommen werden, wie es in der endgültigen Fassung der Rili-SVB [Rili03] u.a. auf Grundlage dieser Untersuchungen bereits geschehen ist.

Literaturverzeichnis

[And89] Andreasen, B.S.: Anchorage of Ribbed Bars. TU Denmark, Department of Structural Engineering, Serie R No 238, 1989

[Azi95] Azizinamini, A; Chisala, M.; Gosh S.K.: Tension development length of reinforcing bars embedded in high strength concrete. Engineering Sturctures, Vol. 17, No 7, 1995, pp. 512-522

[Bau03] Bauberatung Zement: Zement-Merkblatt Betontechnik, Bl. 18, 2.2003

[Bet80] Betzle, M.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Vollstößen bei Übergreifung von zugbeanspruchten Rippenstählen. Dissertation, TU München, 1980

[Bra01a] Brameshuber W.; Uebachs S.; Tigges Ch.: Selbstverdichtender Beton im Fertigteil-werk. Beton + Fertigteiltechnik, 11/2001, S. 80-89

[Bra01b] Brameshuber, W.; Krüger, T.; Uebachs, S.: Selbstverdichtender Beton im Transportbetonwerk. Beton 51 (2001), Nr. 10, S. 546-550

[Bra02] Brameshuber, W.; Uebachs, S.: Zulassungsprüfungen an einem selbstverdichtendem Beton mit hohem Frost-Tauwiderstand. Forschungsbericht Nr.: F 825/2 des Instituts für Bauforschung der RWTH Aachen vom 28.10.2002

[Bra04] Bramshuber, W.: Selbstverdichtender Beton. Schriftenreihe Spezialbetone, Band 5, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2004

[Bur00] Burkhardt, C.J.: Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton. Dissertation, Institut für Massivbau, RWTH Aachen, Aachen, 2000

[Cai79a] Cairns, J.; Arthur, P.D.: Strengths of Lapped Joints in Columns. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 76, No.2, 1979, pp. 277-296

[Cai79b] Cairns, J.: An Analysis of Lapped Joints of Compression Reinforcement. Magazine of Concrete Research, Vol. 31, No. 106, March 1979, pp. 19-27

[Dar96a] Darwin, D.; Tholen, M.L.; Idun, E.K.; Zuo, J.: Splice Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars. ACI Journal, January-February 1996, pp. 95-107

[Dar96b] Darwin, D.; Zuo, J.; Tholen, M.L.; Idun, E.K.: Developmenth Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars. ACI Journal, May-June 1996, pp. 347-359

[DIBt01] DIBt: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung „Z-3.51-1701", Gegenstand „DRÖSSLER easyflow (SVB)". Berlin, 18.06.2001

[DIBt02] DIBt: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung „Z-3.51-1700", Gegenstand „Dyckerhoff Liquidur® (SVB)". Berlin, 29.01.2002

[DIN86] DIN 488, Teil 2: Betonstahl, Betonstabstahl:Maße und Gewichte. Juni 1986

[DIN88] DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Juli 1988

[DIN91] DIN 1048, Teil 5: Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper. Juni 1991

[DIN01a] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Juli 2001

[DIN01b] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Betonfestlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Juli 2001

[EC2_03] prEN 1992-1-1: Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Dezember 2003

[Eli79] Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden. DAfStb-Heft 301, Berlin, 1979

[Hat96] Hatfield, E.; Azizinamini, A.; Pavel, B.: Minimum stirrups requirements for tension splices in high strength concrete. 4th International Symposium on Utilization of high-strength/ high performance Concrete, Paris 1996, pp.1145-1154

[Heg98] Hegger, J.; Burckhardt, J.: Tragverhalten von Übergreifungsstößen zug- und druckbeanspruchter Betonstähle in hochfestem Beton. Bericht Nr. 48/98 des Instituts für Massivbau, 1998

[Heg01] Hegger, J.; Görtz, S.; Will, N.; Tigges, C.; Drössler, C.: Tragfähigkeit von Bauteilen aus selbstverdichtendem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 96, Heft 11, November 2001, S. 691-698

[Höl77] Hölzenbein, H; Soretz, S.: Beitrag zur Profilgestaltung von Betonrippenstählen. Betonstahl in Entwicklung. Heft 63, Tor-Isteg Steel Corporation Luxembourg, 1977

[Kön01] König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F.; Weiße, D.: Verbundverhalten von Betonstahl in selbstverdichtendem Beton. Beton und Stahlbetonbau 96, 2001, Heft 3, März 2001, S. 124-132

[Kön01b] König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F.: Selbstverdichtender Beton – Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft -. Bauwerk Verlag, Berlin 2001

[Leo72] Leonhardt, F.; Teichen, K.: Druckstöße von Bewehrungsstäbe und Stahlbetonstützen mit hochfestem Stahl St 90. DAfStb-Heft 222, 1972

[Mar84] Martin, H.: Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben. Gallus Rehm zum 60. Geburtstag, Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau, Ernst & Sohn, Berlin, 1984, S. 161-166

[Oka95] Okamura, H.; Ozawa, K.; Ouchi, M.: Mixdesign for Self-Compacting concrete. Concrete Library of JSCE , 1995; Nr. 25, S. 107-120

[Pan92] Panahshahi, N.; White, R.N.; Gergely, P.: Reinforced Concrete Compression Lap Splices under Inelastic Loading. ACI Sturctural Journal, March-April 1992, pp. 164-174

[Pfi63] Pfister, J.F.; Mattock, A.H.: High Strength Bars as Concrete Reinforcement. Part 5. Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns. Journal of PCA Vol. 5, No.2, May 1963, pp. 27-40

[Reh61] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. DAfStb-Heft 138, Berlin 1961

[Reh77] Rehm, G.; Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße von Rippenstählen unter schwellender Belastung. DAfStb-Heft 291, Berlin, 1977

[Rei01] Reinhardt, H.W.: Sachstandsbericht Selbstverdichtender Beton. DAfStb-Heft 516, Berlin, 2001

[Rili02] Richtlinie für selbstverdichtenden Beton: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Entwurf Juli 2002.

[Rili03] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb) Richtlinie Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie), Ergänzungen und Änderungen zu DIN 1045-1, DIN 1045-2 und DIN EN 206-1 sowie DIN 1045-3. Ausgabe November 2003

[Sch00] Schießl, A.: Verbundverhalten von selbstverdichtendem Beton. 38. Forschungskolloquium des Deutschen Aausschuss für Stahlbeton, TU München, Lehrstuhl für Massivbau, 2000

[Sch] Schießl, A.; Rogge A.: Untersuchungen relevanter Bemessungskenngrößen von selbstverdichtendem Beton. S. 20 bis 23

[Sch98] Schenke, M.: Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung. IBK Bericht Nr.237, Basel 1998

[Tep73] Tepfers, R.: A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement for Deformed Bars. Chalmers University of Technology, Göteborg, 1973

[Wal03] Wallevik, O.H.; Nielsson, I.; RILEM; RILEM PRO 33: Third International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, 17-20 August 2003

[Zil01] Zilch, K.; Schiessl, A.: Experimentelle Untersuchung zur Rissverzahnung und zum Verbundverhalten von Bauteilen aus selbstverdichtendem Beton. Bericht Nr. sl-2 301 207 des Instituts für Massivbau der TU-München, August 2001

[Reh61] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. DAfStb-Heft 138, Berlin 1961

[Reh77] Rehm, G.; Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße von Rippenstählen unter schwellender Belastung. DAfStb-Heft 291, Berlin, 1977

[Rei01] Reinhardt, H.W.: Sachstandsbericht Selbstverdichtender Beton. DAfStb-Heft 516, Berlin, 2001

[Rili02] Richtlinie für selbstverdichtenden Beton: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Entwurf Juli 2002.

[Rili03] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb) Richtlinie Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie), Ergänzungen und Änderungen zu DIN 1045-1, DIN 1045-2 und DIN EN 206-1 sowie DIN 1045-3. Ausgabe November 2003

[Sch00] Schießl, A.: Verbundverhalten von selbstverdichtendem Beton. 38. Forschungskolloquium des Deutschen Aausschuss für Stahlbeton, TU München, Lehrstuhl für Massivbau, 2000

[Sch] Schießl, A.; Rogge A.: Untersuchungen relevanter Bemessungskenngrößen von selbstverdichtendem Beton. S. 20 bis 23

[Sch98] Schenke, M.: Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung. IBK Bericht Nr.237, Basel 1998

[Tep73] Tepfers, R.: A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement for Deformed Bars. Chalmers University of Technology, Göteborg, 1973

[Wal03] Wallevik, O.H.; Nielsson, I.; RILEM; RILEM PRO 33: Third International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, 17-20 August 2003

[Zil01] Zilch, K.; Schiessl, A.: Experimentelle Untersuchung zur Rissverzahnung und zum Verbundverhalten von Bauteilen aus selbstverdichtendem Beton. Bericht Nr. sl-2 301 207 des Instituts für Massivbau der TU-München, August 2001

Anhang A: Ergebnisse der zugbeanspruchten Übergreifungsstöße

Der Anhang A fasst die wesentlich ausgewerteten Messwerte der Biegebalken zusammen. Bild A.1 zeigt die Lage der Messwerte und erläutert die Diagramme.

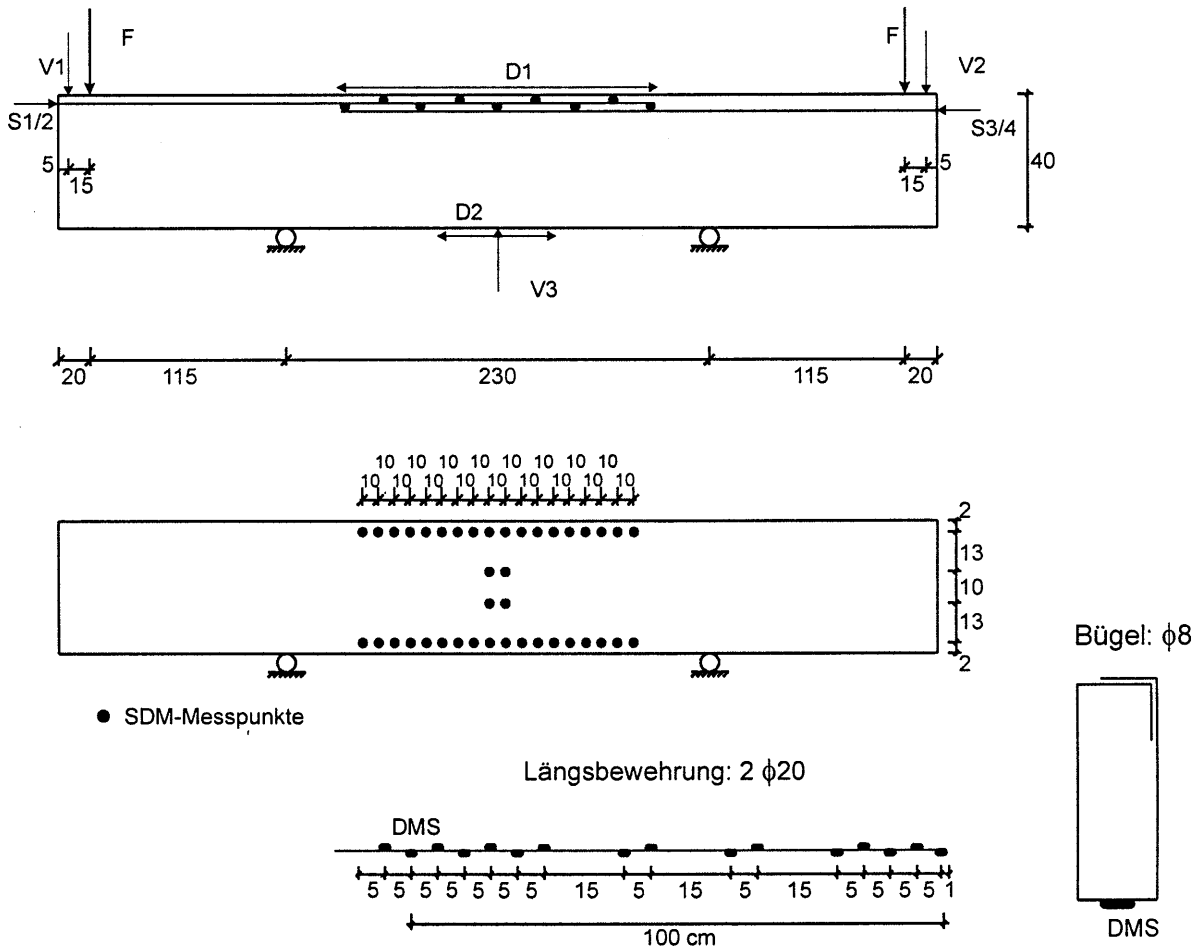


Bild A.1: Lage der Messwerte am Beispiel des Versuchskörpers B1

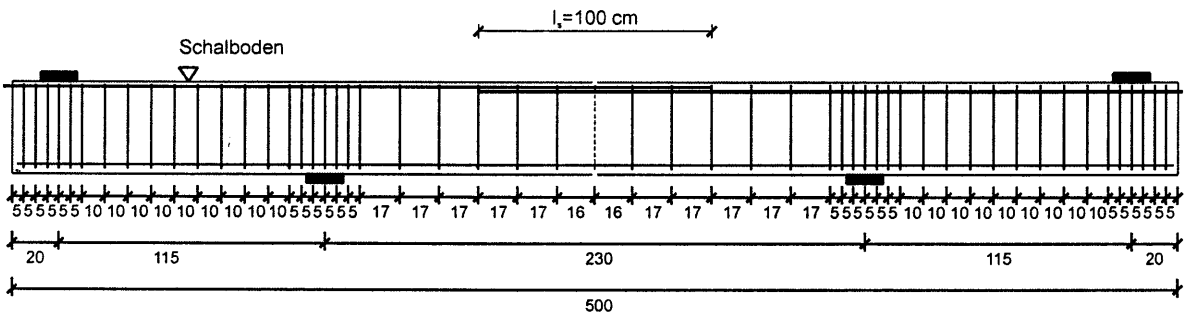
Liste der verwendeten Messwertbezeichnungen:

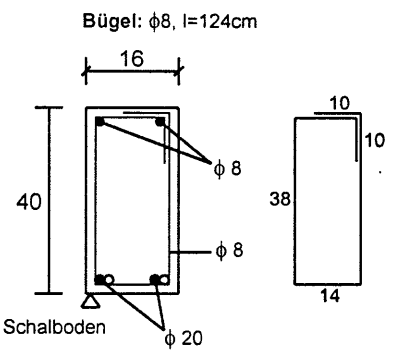
F	Prüfkraft [kN]
M	Biegemoment in Trägermitte (M = 1,15 m · F)
f_m	Mittendurchbiegung, Messstelle V3
f_1, f_2	Randdurchbiegung V1, V2
$k = 1/r$	Krümmung in Feldmitte ($k = 8 f_m / l_m^2$)
ε_{s1}	Stahldehnung des Längsstabs 1 (links)
ε_{s2}	Stahldehnung des Längsstabs 2 (rechts)
ε_{st}	Stahldehnung eines Bügels in Bügelmitte an der Balkenoberseite
x_i	lokale Stabkoordinate des Stabes

Versuchskörper B1

Versuchsparameter, Baustoffkenngrößen

Mischungsentwurf	M1	Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl
Betonfestigkeit	C 30/37	
Güte	$f_{c,\,dry,\,cube}$	53,9 N/mm²
Erhärtung	$f_{c,\,cyl}$	45,2 N/mm²
Elastizitätsmodul	E_c	30300 N/mm²
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,\,sp}$	3,1 N/mm²
Längsbewehrung	d_s	2·∅20
Bügelbewehrung	d_{st}	1 + 6·∅8
Übergreifungslänge	l_s	100 cm
Betondeckung	c	2 cm



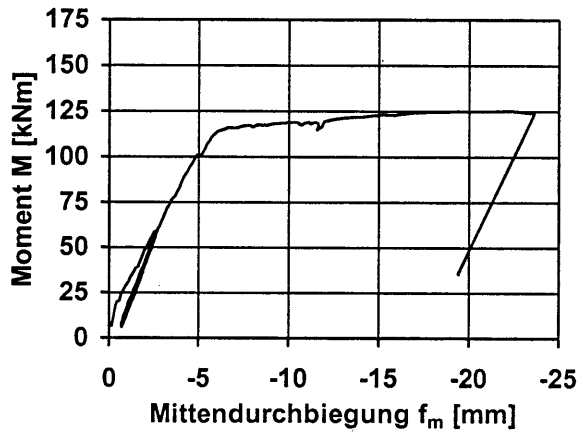


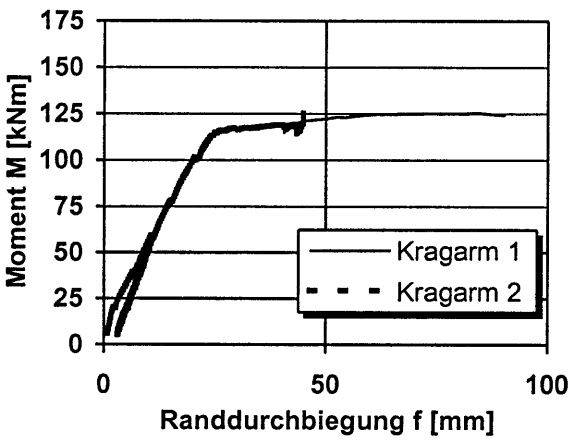
Versuchsergebnisse

Bruchlast	N_{max}	= 125 kNm
Versagensform:		Bruch in der Druckzone

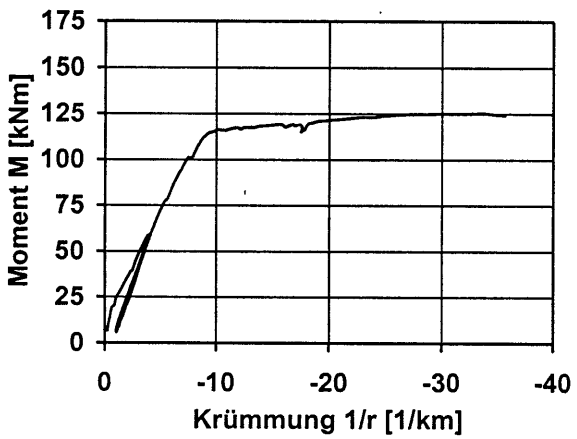
Versuchkörper B1

Momenten – Durchbiegungs – Beziehungen

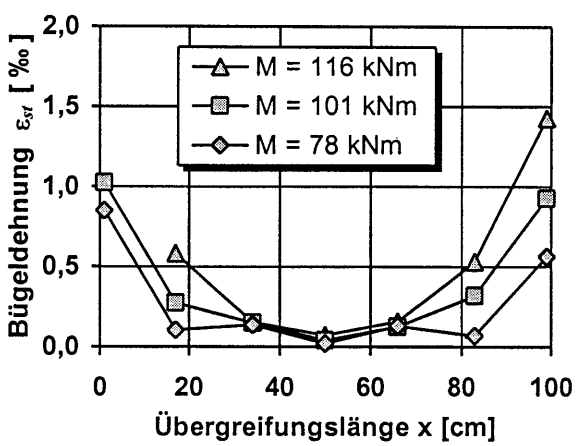


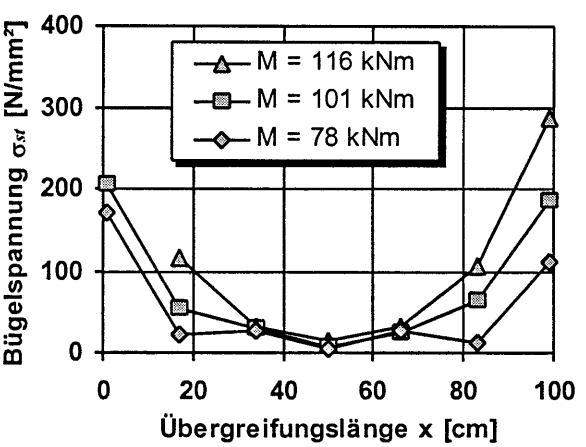


Momenten – Krümmungs – Beziehung



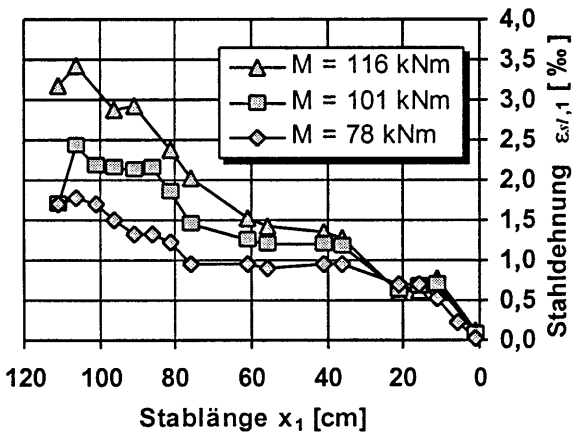
Betonstahldehnungen und –spannungen der Bügel im Übergreifungsbereich

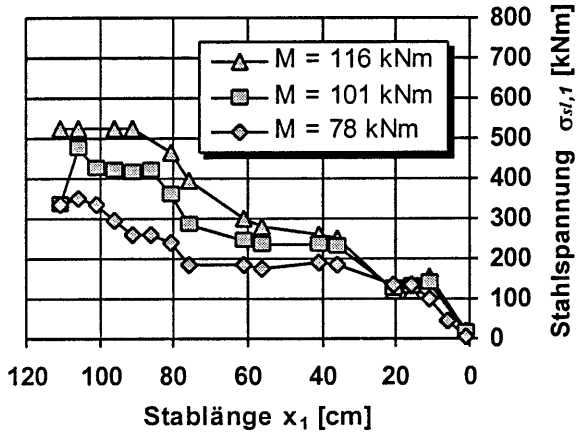


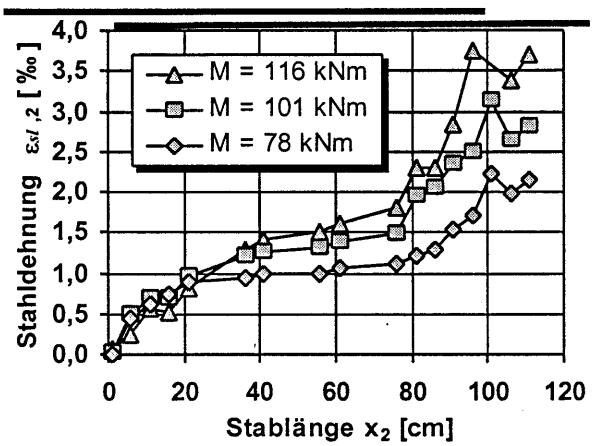


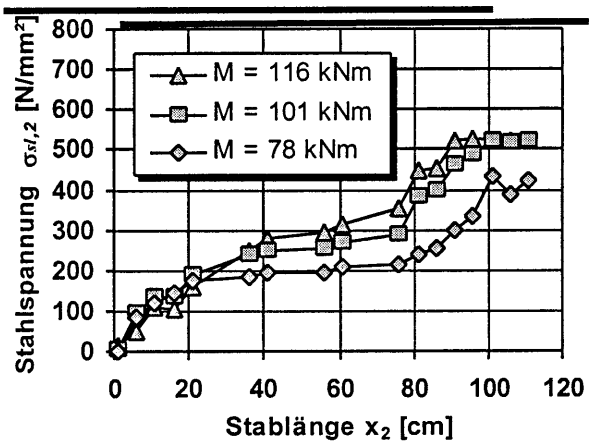
Versuchskörper B1

Betonstahldehnungen und –spannungen der Längsstäbe im Übergreifungsbereich

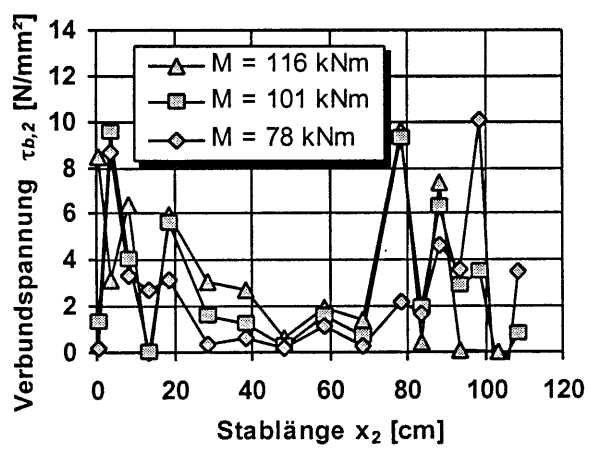


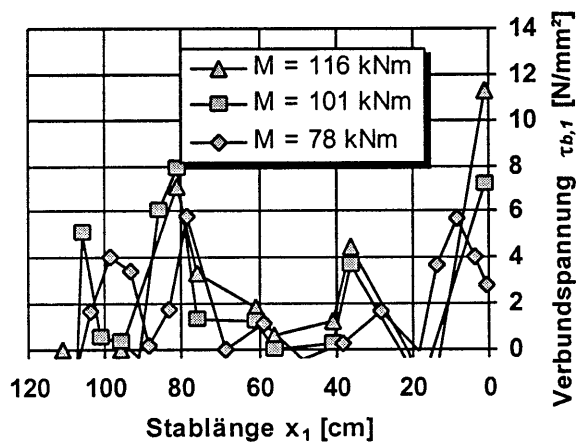






Verbundspannungen der Längsstäbe im Übergreifungsbereich

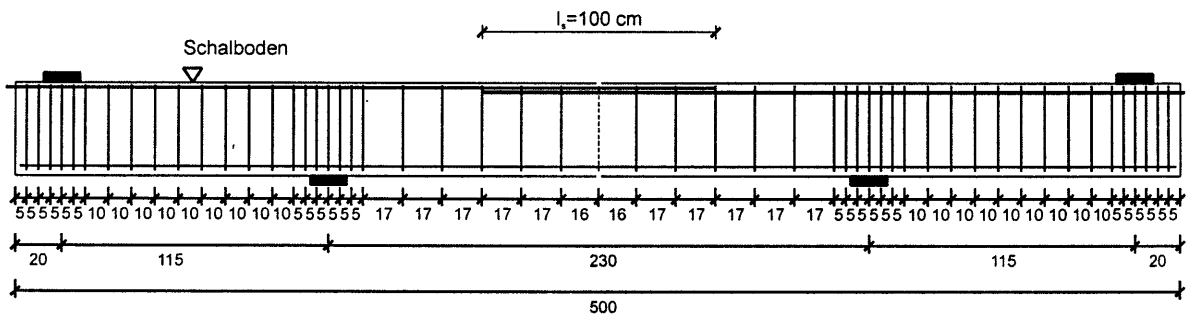


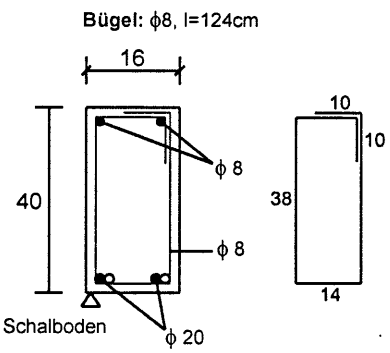


Versuchskörper B2

Versuchsparameter, Baustoffkenngrößen

Mischungsentwurf	M2	Kombinationstyp mit Flugasche
Betonfestigkeit	C 35/45	
Güte	$f_{c,\,dry,\,cube}$	59,1 N/mm²
Erhärtung	$f_{c,\,cyl}$	52,1 N/mm²
Elastizitätsmodul	E_c	33300 N/mm²
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,\,sp}$	2,9 N/mm²
Längsbewehrung	d_s	2·∅20
Bügelbewehrung	d_{st}	1 + 6·∅8
Übergreifungslänge	l_s	100 cm
Betondeckung	c	2 cm



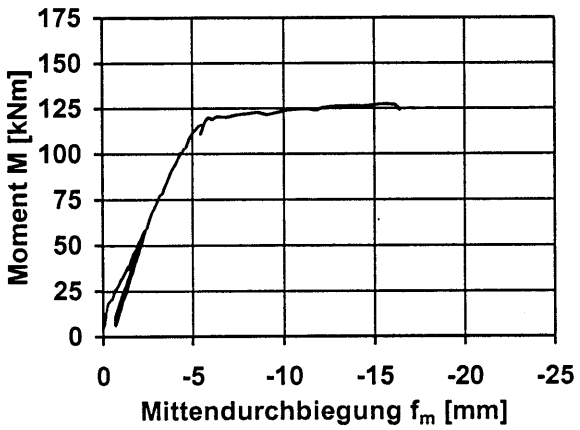


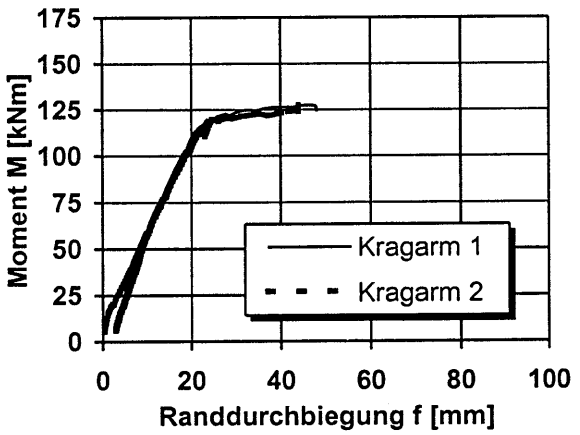
Versuchsergebnisse

Bruchlast	M_{max}	= 128 [kNm
Versagensform:		Bruch in der Druckzone

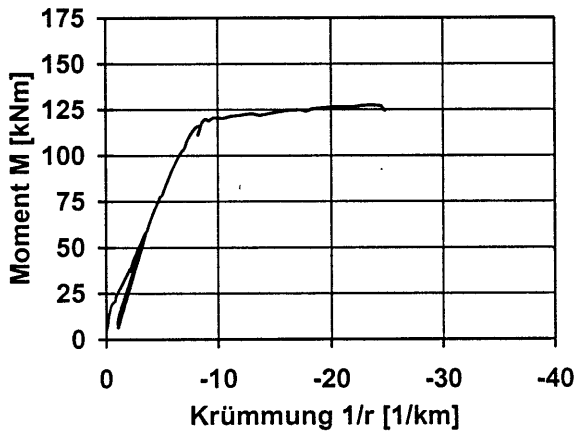
Versuchskörper B2

Momenten – Durchbiegungs – Beziehung

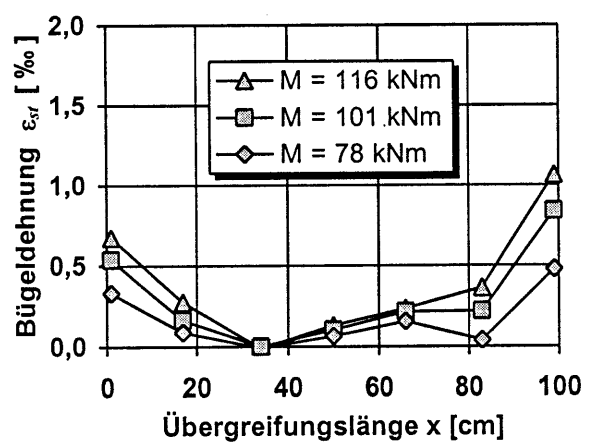


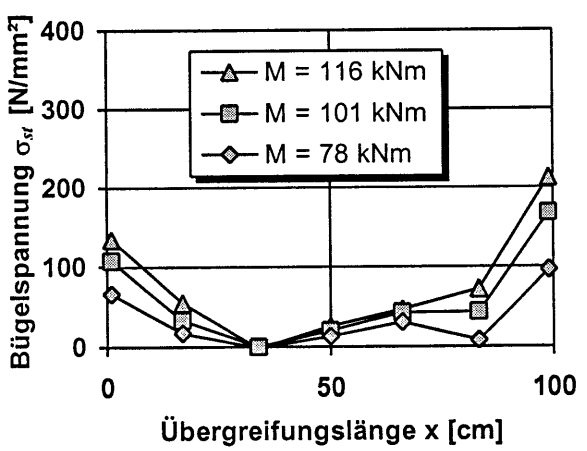


Momenten – Krümmungs – Beziehung



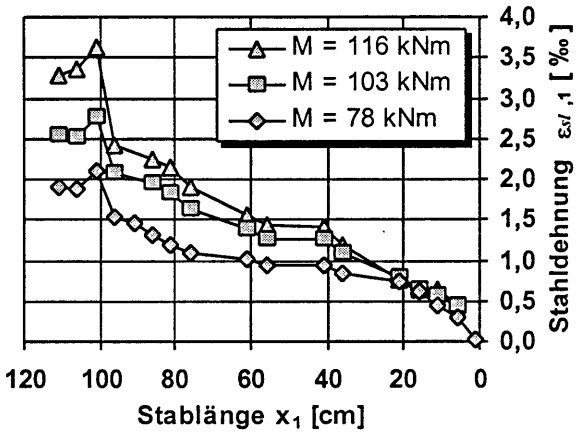
Betonstahldehnungen und –spannungen der Bügel im Übergreifungsbereich

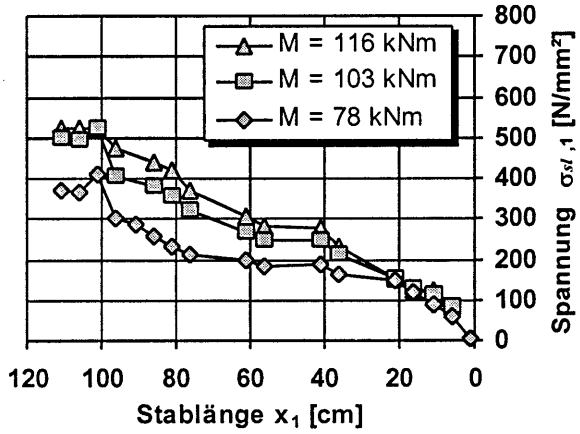


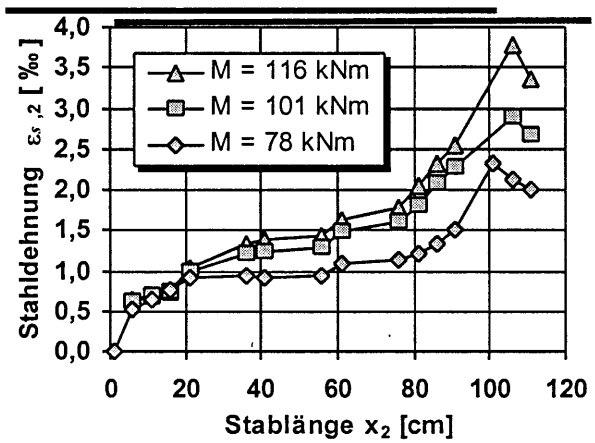


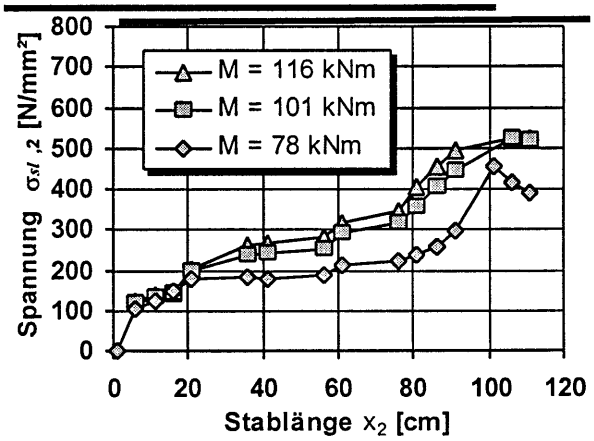
Versuchskörper B2

Betonstahldehnungen und –spannungen der Längsstäbe im Übergreifungsbereich

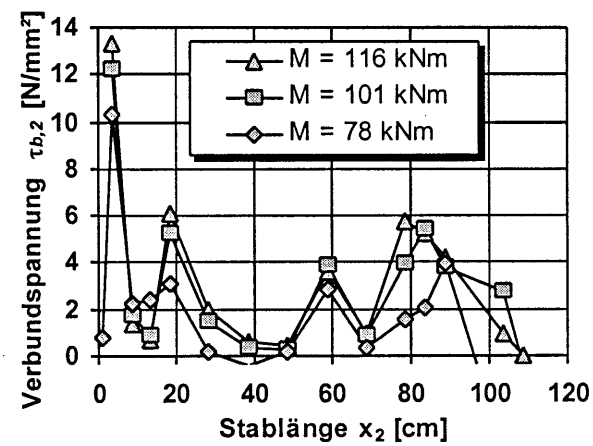


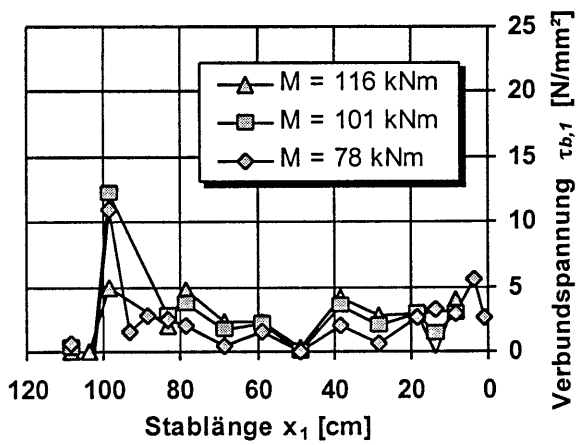






Verbundspannungen der Längsstäbe im Übergreifungsbereich

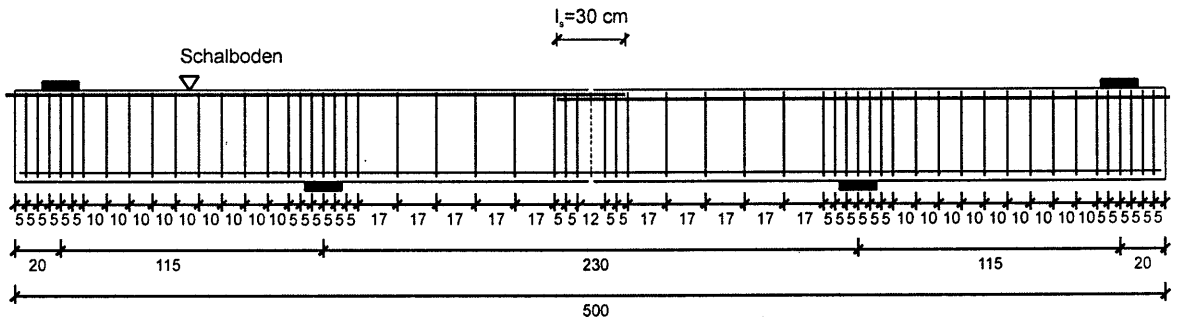


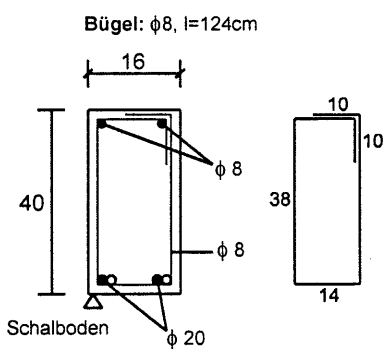


Versuchkörper B3

Versuchsparameter, Baustoffkenngrößen

Mischungsentwurf	M2	Kombinationstyp mit Flugasche
Betonfestigkeit	C 35/45	
Güte	$f_{c,\,dry,\,cube}$	60,7 N/mm²
Erhärtung	$f_{c,\,cyl}$	52,3 N/mm²
Elastizitätsmodul	E_c	34300 N/mm²
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,\,sp}$	3,6 N/mm²
Längsbewehrung	d_s	2·∅20
Bügelbewehrung	d_{st}	6·∅8
Übergreifungslänge	l_s	30 cm
Betondeckung	c	2 cm



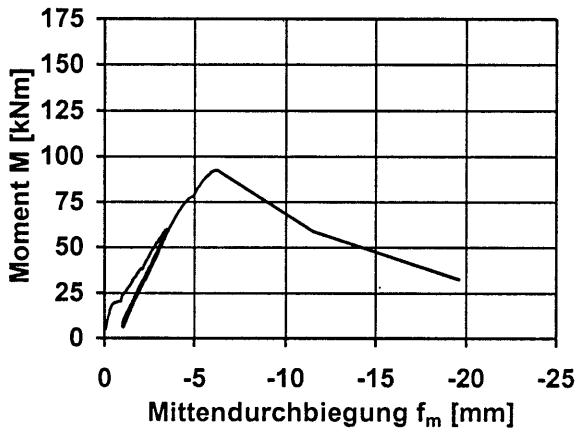


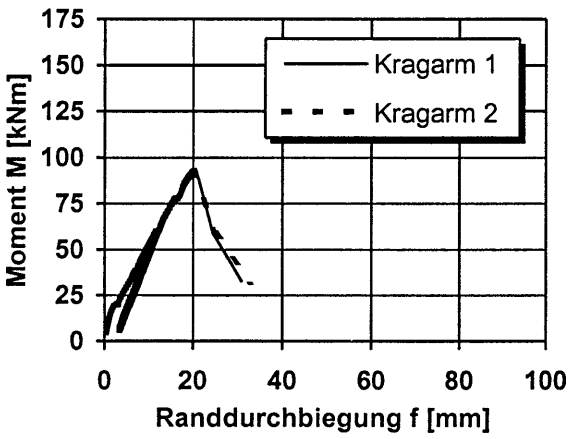
Versuchsergebnisse

Bruchlast	M_{max}	= 93 kNm
Versagensform:		Abspalten der Betondeckung im Übergreifungsbereich

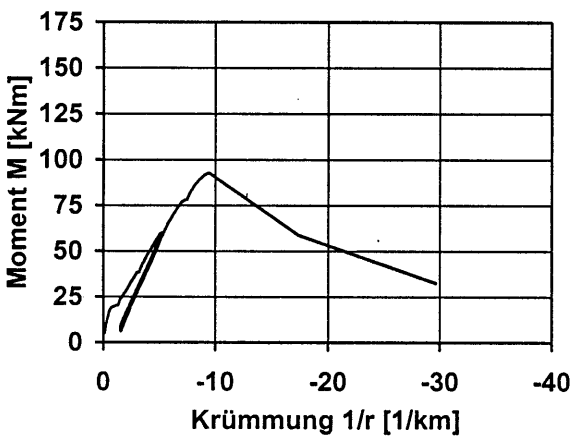
Versuchskörper B3

Momenten – Durchbiegungs – Beziehung

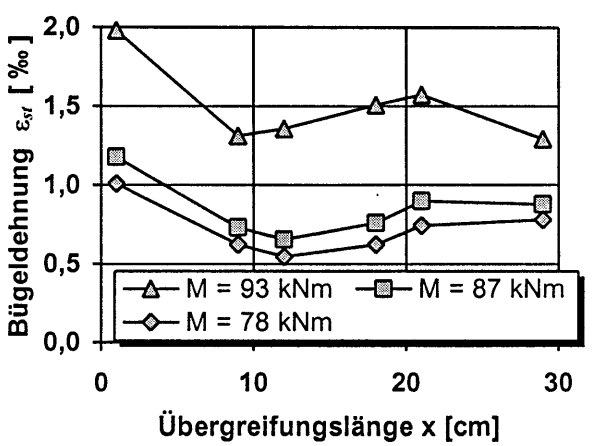


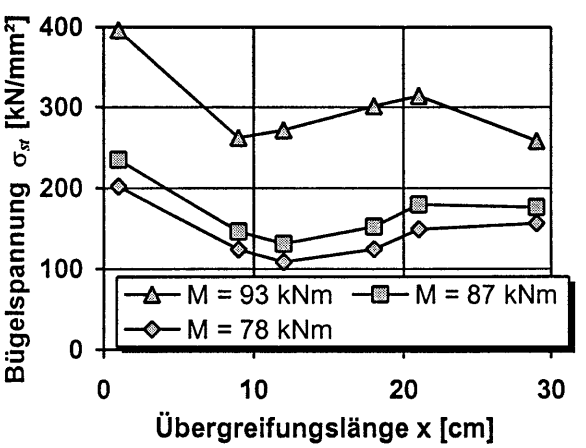


Momenten – Krümmungs – Beziehung



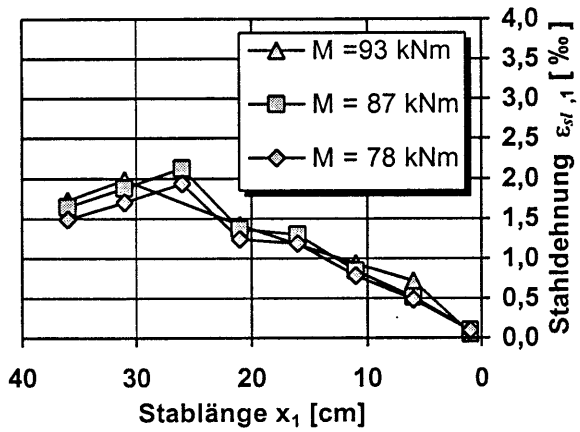
Betonstahldehnungen und –spannungen der Bügel im Übergreifungsbereich

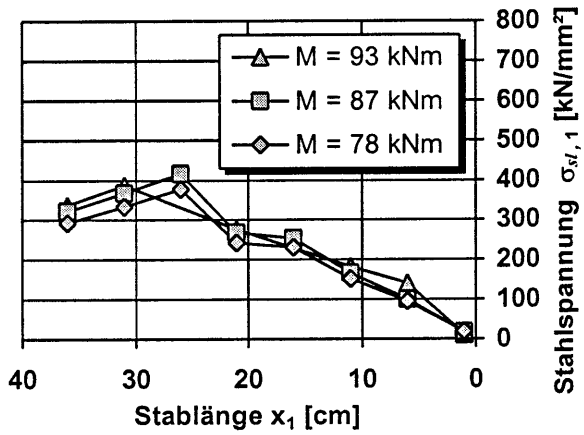


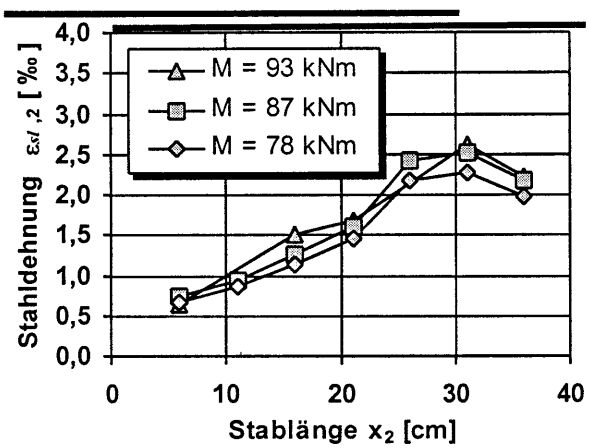


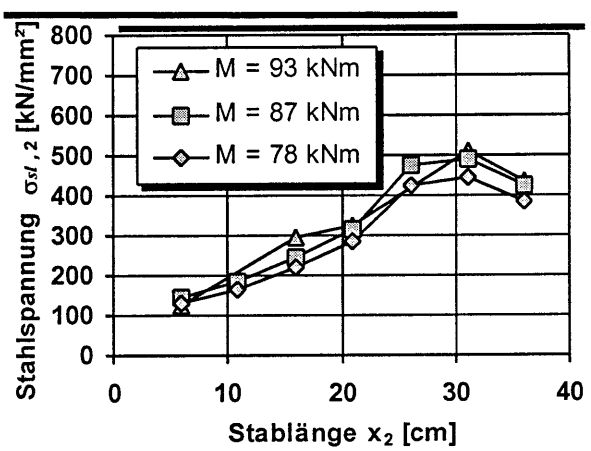
Versuchskörper B3

Betonstahldehnungen und –spannungen der Längsstäbe im Übergreifungsbereich

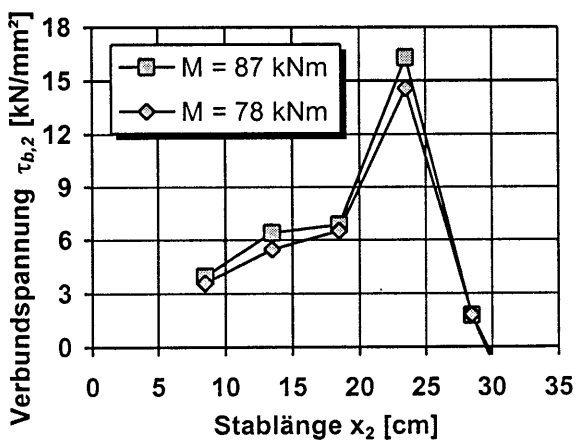


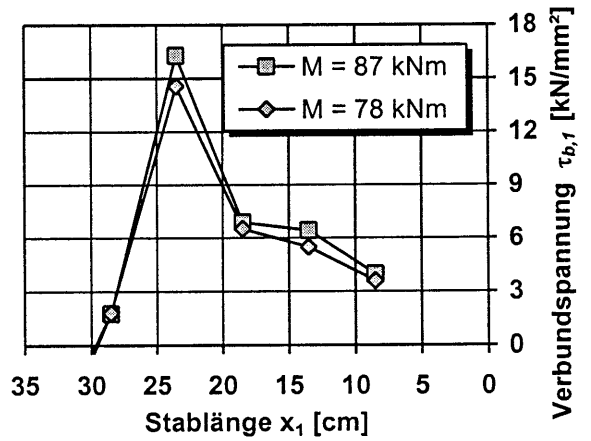






Verbundspannungen der Längsstäbe im Übergreifungsbereich

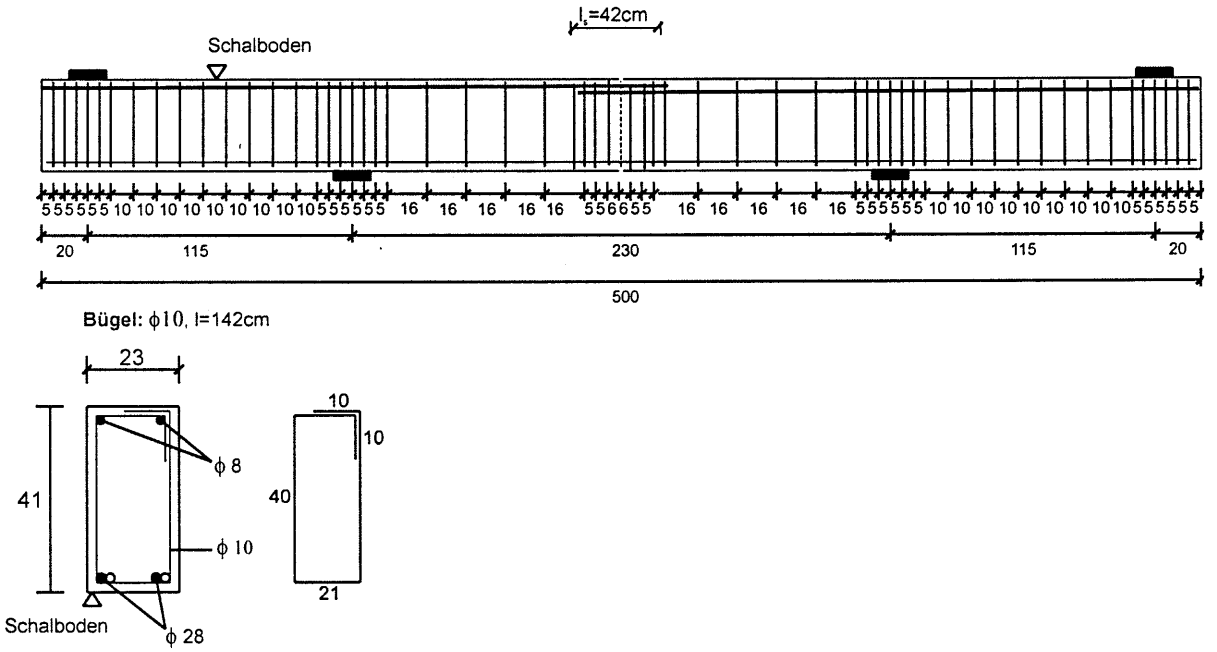




Versuchskörper B4

Versuchsparameter, Baustoffkenngrößen

Mischungsentwurf	M2	Kombinationstyp mit Flugasche
Betonfestigkeit	C 35/45	
Güte	$f_{c,\,dry,\,cube}$	61,8 N/mm²
Erhärtung	$f_{c,\,cyl}$	54,3 N/mm²
Elastizitätsmodul	E_c	35300 N/mm²
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,\,sp}$	3,7 N/mm²
Längsbewehrung	d_s	2·∅28
Bügelbewehrung	d_{st}	8·∅10
Übergreifungslänge	l_s	42 cm
Betondeckung	c	3 cm

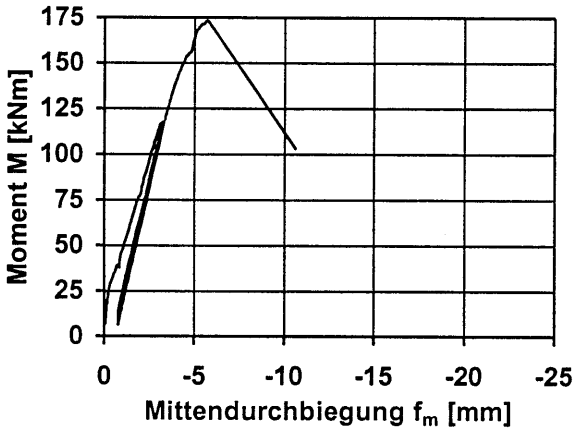


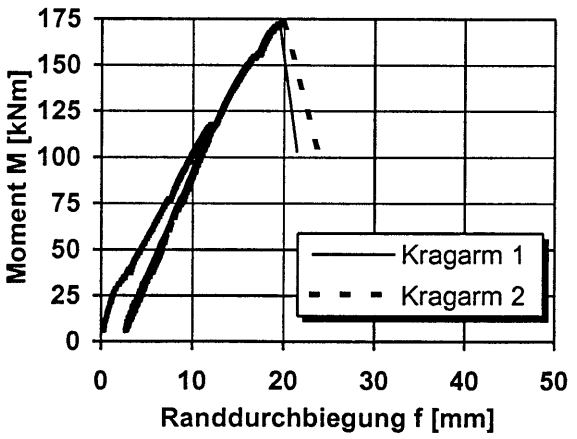
Versuchsergebnisse

Bruchlast	M_{max}	= 173 kNm
Versagensform:		Abspalten der Betondeckung im Übergreifungsbereich

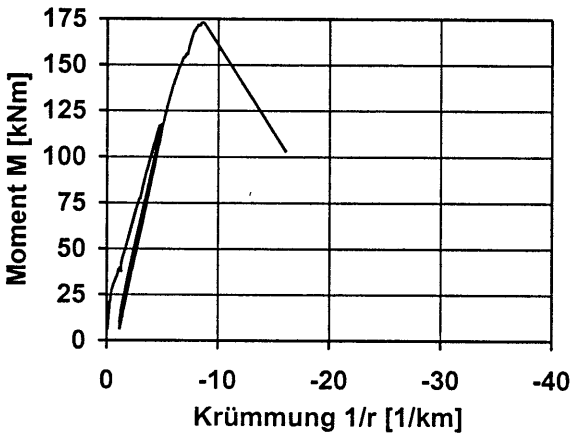
Versuchskörper B4

Momenten – Durchbiegungs – Beziehung

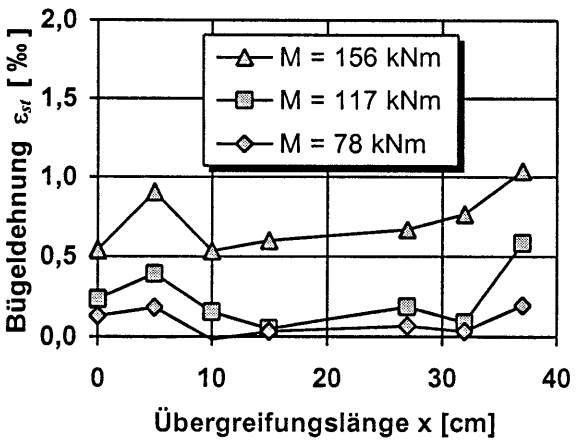


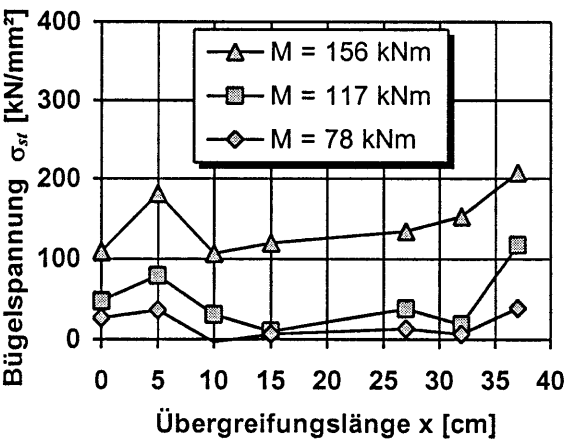


Momenten – Krümmungs – Beziehung



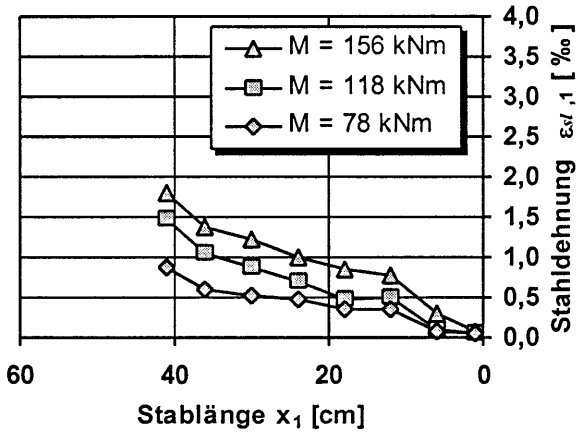
Betonstahldehnungen und –spannungen der Bügel

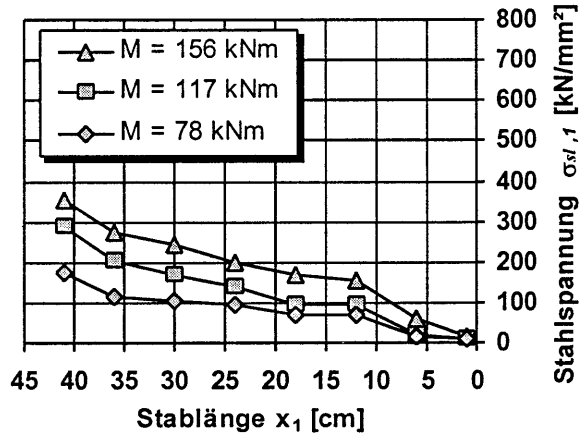


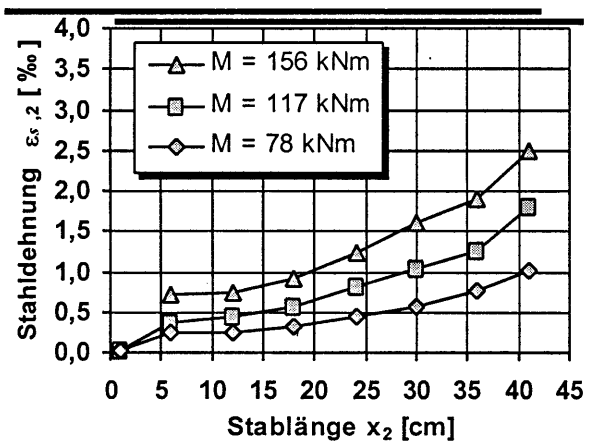


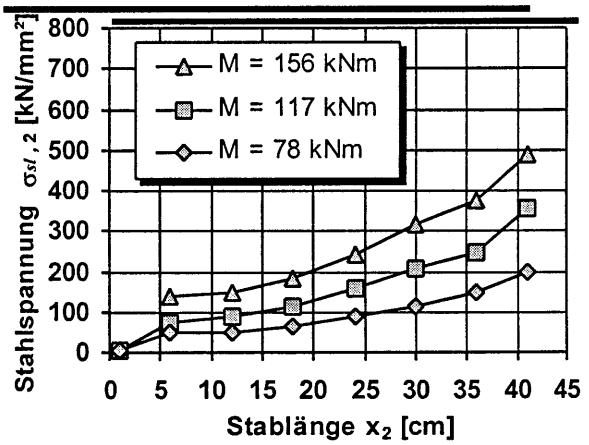
Versuchskörper B4

Betonstahldehnungen und –spannungen der Längsstäbe im Übergreifungsbereich

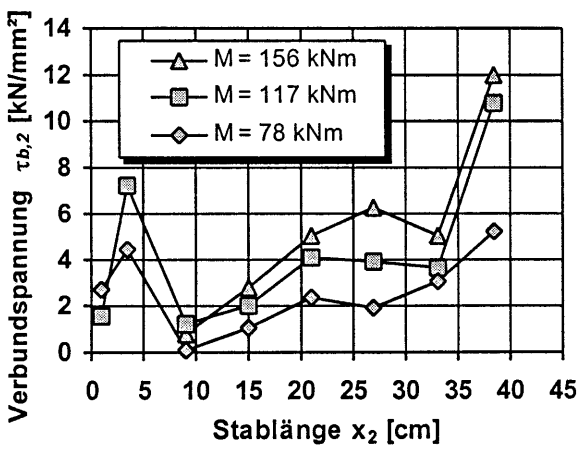


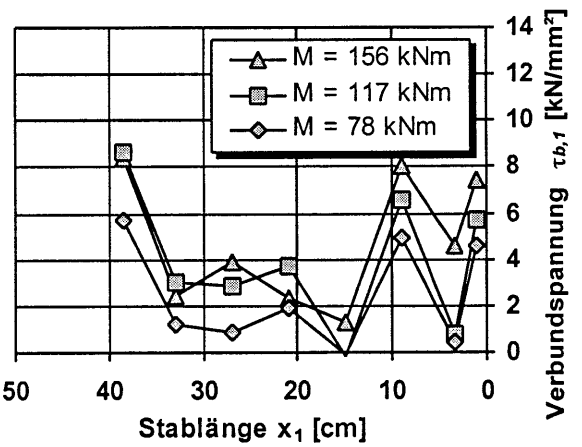






Verbundspannungen der Längsstäbe im Übergreifungsbereich





Anhang B: Ergebnisse der druckbeanspruchten Übergreifungsstöße

Der Anhang B fasst die wesentlich ausgewerteten Messwerte der Stützenversuche zusammen. Bild B.1 zeigt die Lage der Messstellen und erläutert die Diagramme.

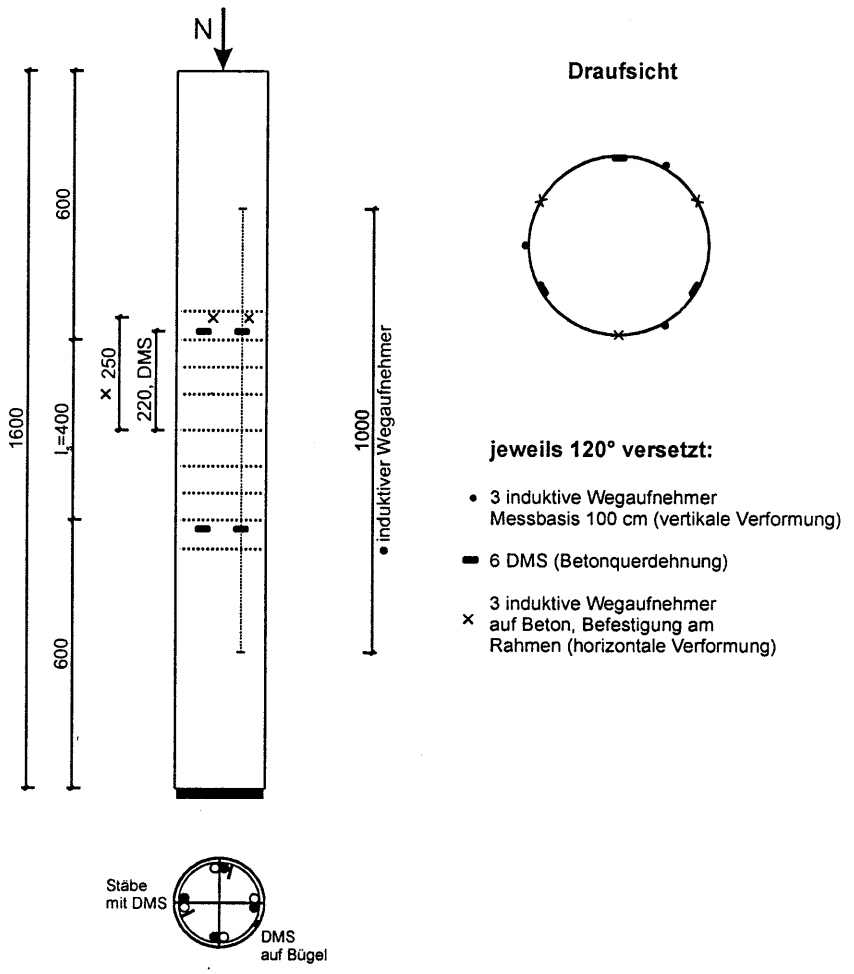


Bild B.1: Lage der Messstellen der druckbeanspruchten Übergreifungsstöße

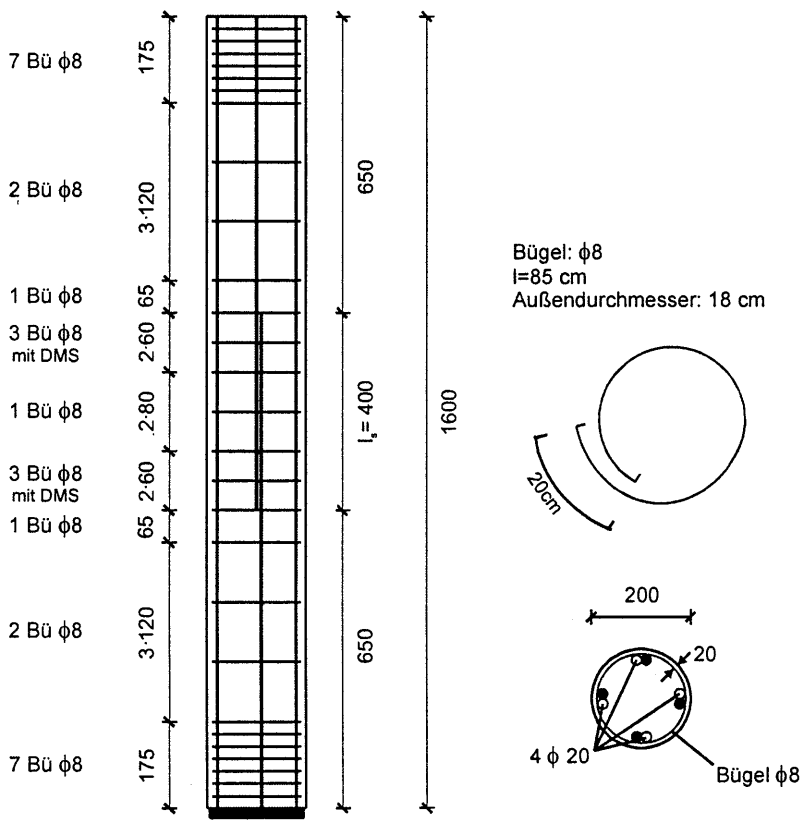
Liste der verwendeten Messwertbezeichnungen:

F	Prüfkraft [kN]
ε_c	Über drei Messstellen gemittelte Betonstauchung
$\varepsilon_{s,1}$	Stahldehnung des Längsstabs 1 (unten)
$\varepsilon_{s,2}$	Stahldehnung des Längsstabs 2 (oben)
$\varepsilon_{s,st}$	Stahldehnung der Bügel, Mittelwert von 3 DMS
$\varepsilon_{c,O}$	Betonquerdehnung 2 cm oberhalb des Stoßes
$\varepsilon_{c,U}$	Betonquerdehnung 2 cm unterhalb des Stoßes
x	lokale Stabkoordinate
z	globale Stoßkoordinate

Versuchskörper S1

Versuchsparameter, Baustoffkenngrößen

Betonfestigkeit	C 35/45	
Güte	$f_{c,\,dry,\,cube}$	60,0 N/mm²
Erhärtung	$f_{c,\,cyl}$	52,5 N/mm²
Elastizitätsmodul	E_c	34100 N/mm²
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,\,sp}$	3,6 N/mm²
Längsbewehrung	d_s	4·∅20
Bügelbewehrung	d_{st}	2 + 7·∅8
Übergreifungslänge	l_s	40 cm
Betondeckung	c	2 cm

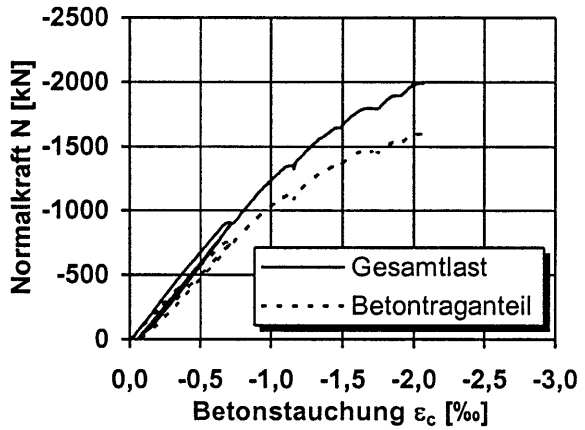


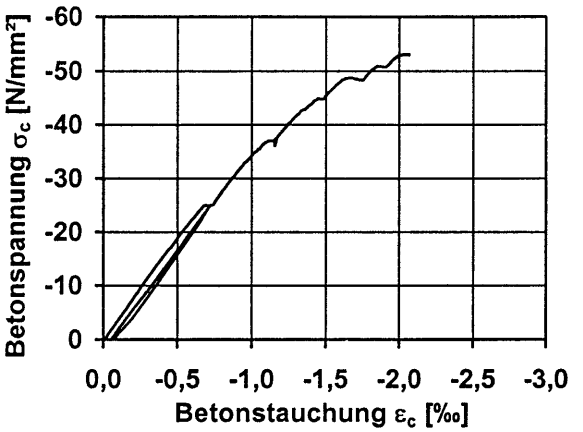
Versuchsergebnisse

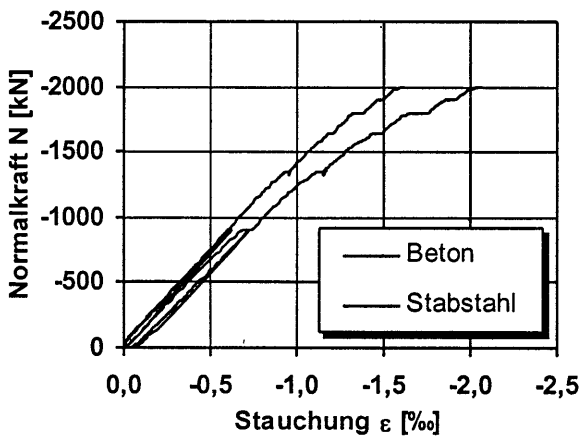
Bruchlast	N_{max}	-1,994 MN
Traganteil Beton	$N_{c,max}$	-1,597 MN
Traganteil Stahl	$N_{s,max}$	-0,397 MN
Versagensform:	Ausknicken der Längsbewehrung	

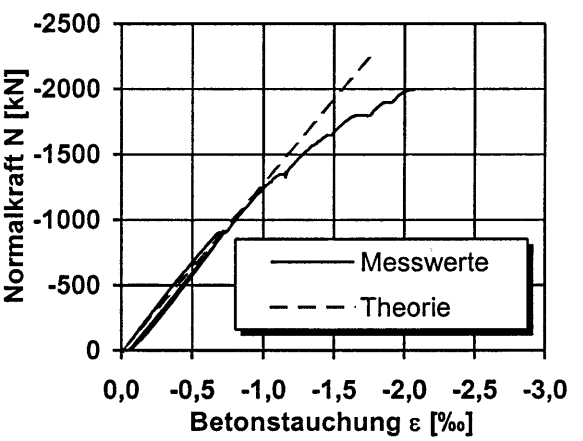
Versuchskörper S1

Normalkraft – Verformungs - Beziehungen



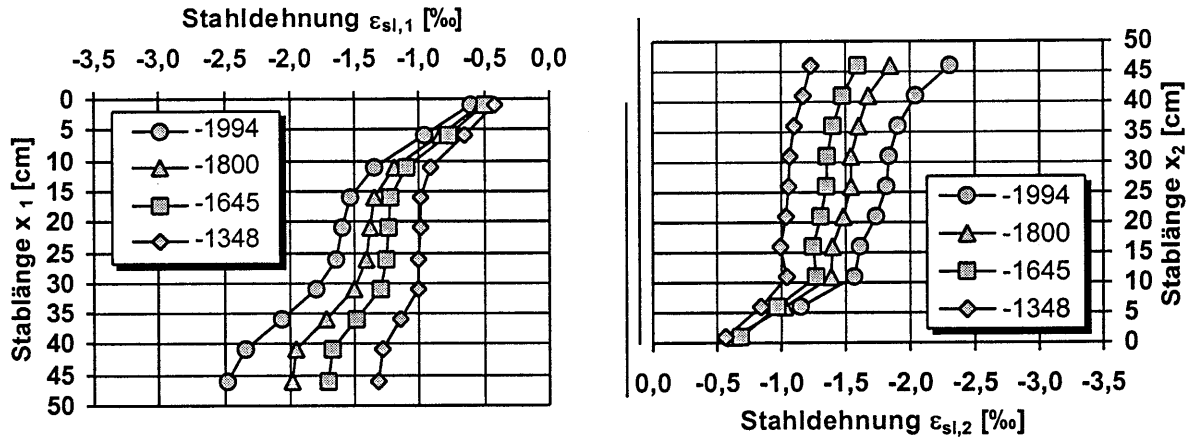




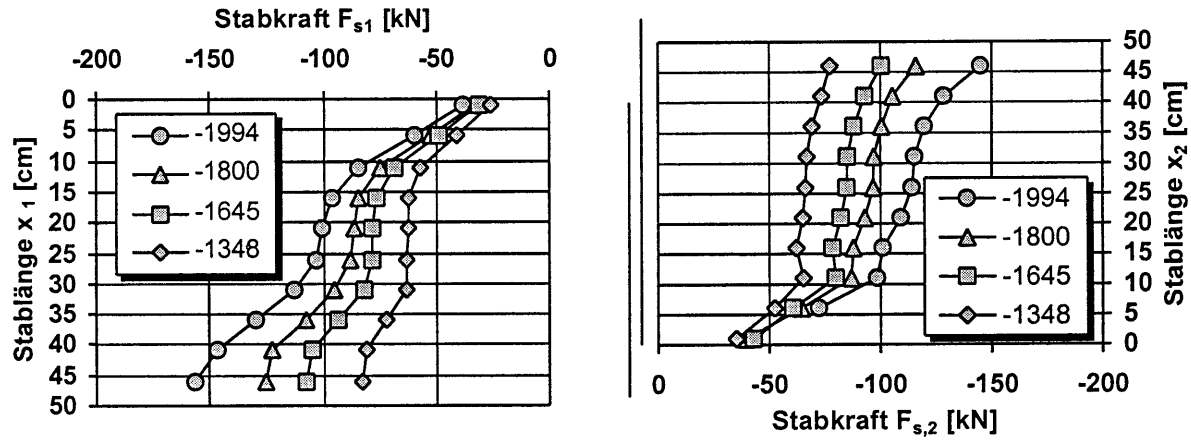


Versuchskörper S1

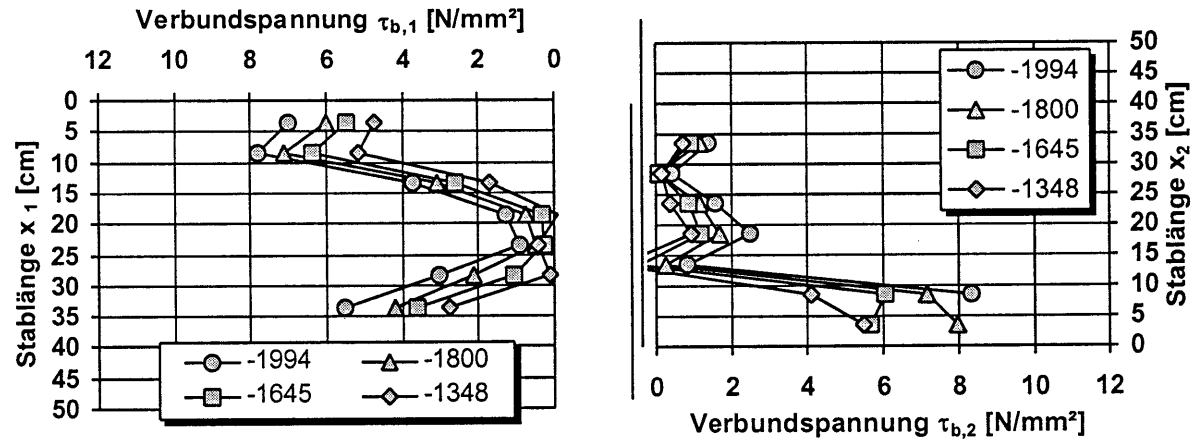
Betonstahldehnungen der Längsstäbe im Übergreifungsstoß



Stabkräfte der Längsstäbe im Übergreifungsstoß

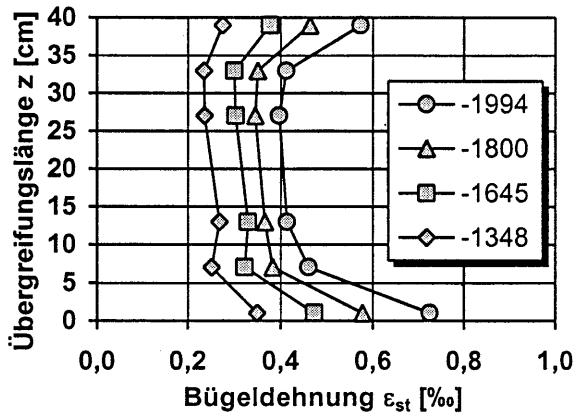


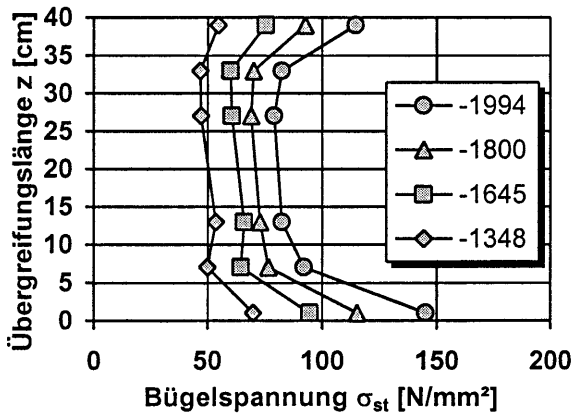
Verbundspannungen der Längsstäbe im Übergreifungsstoß



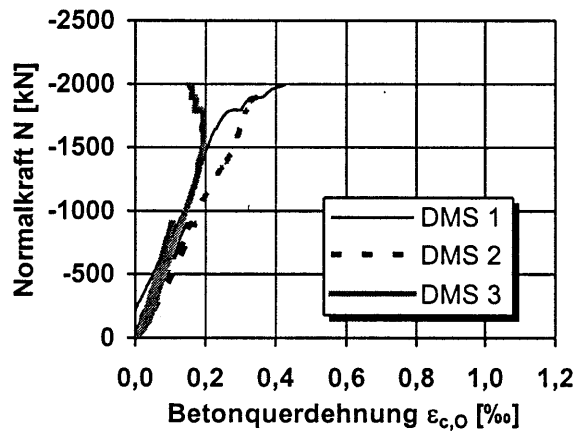
Versuchskörper S1

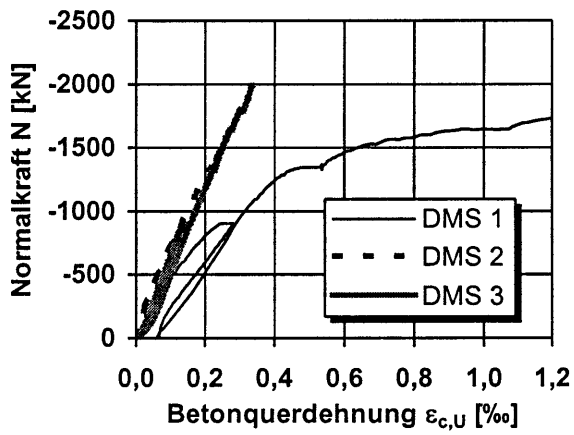
Betonstahldehnungen und –spannungen der Bügel im Übergreifungsstoß





Betonquerdehnungen 2 cm unter- und oberhalb des Übergreifungsstoßes

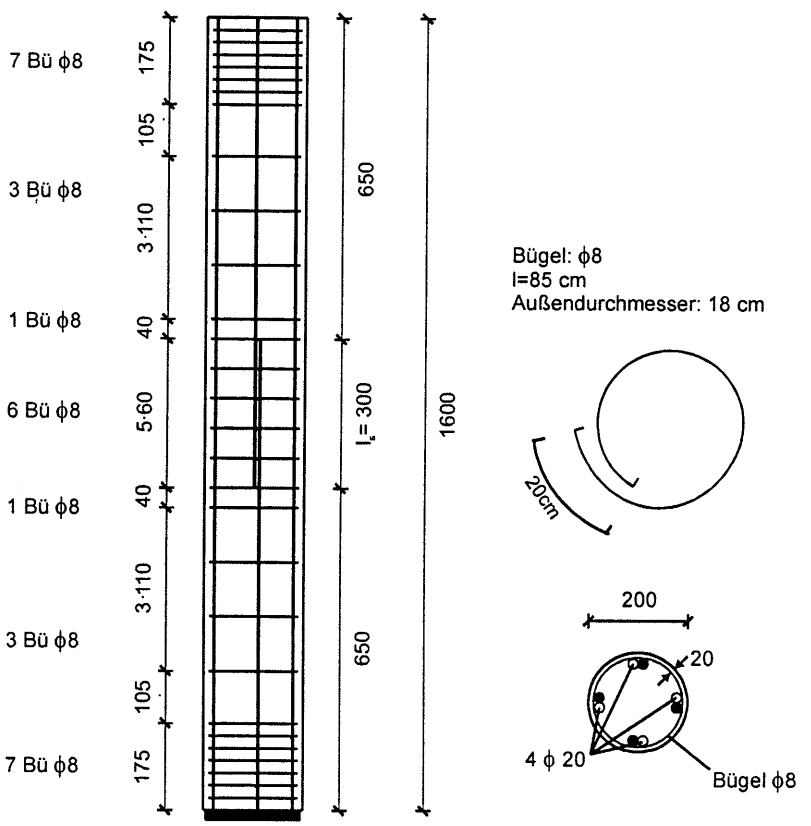




Versuchskörper S2

Versuchsparameter, Baustoffkenngrößen

Betonfestigkeit	C 35/45	
Güte	$f_{c,\,dry,\,cube}$	59,2 N/mm²
Erhärtung	$f_{c,\,cyl}$	51,6 N/mm²
Elastizitätsmodul	E_c	32500 N/mm²
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,\,sp}$	3,2 N/mm²
Längsbewehrung	d_s	4·∅20
Bügelbewehrung	d_{st}	2 + 6·∅8
Übergreifungslänge	l_s	30 cm
Betondeckung	c	2 cm

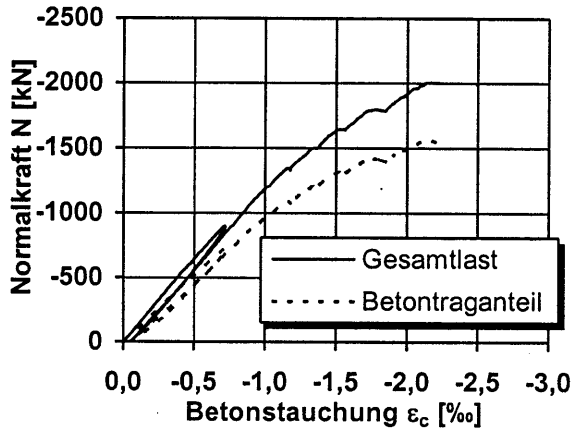


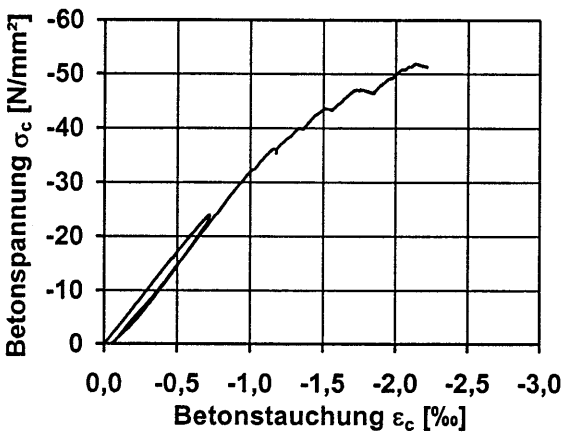
Versuchsergebnisse

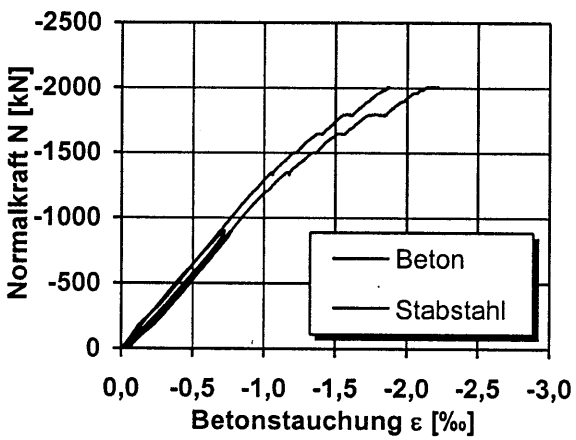
Bruchlast	N_{max}	-2,007 MN
Traganteil Beton	$N_{c,max}$	-1,544 MN
Traganteil Stahl	$N_{s,max}$	-0,463 MN
Versagensform:	Ausknicken der Längsbewehrung	

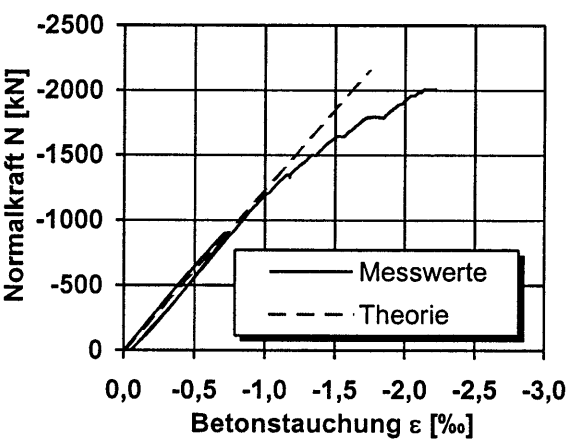
Versuchskörper S2

Normalkraft – Verformungs - Beziehungen



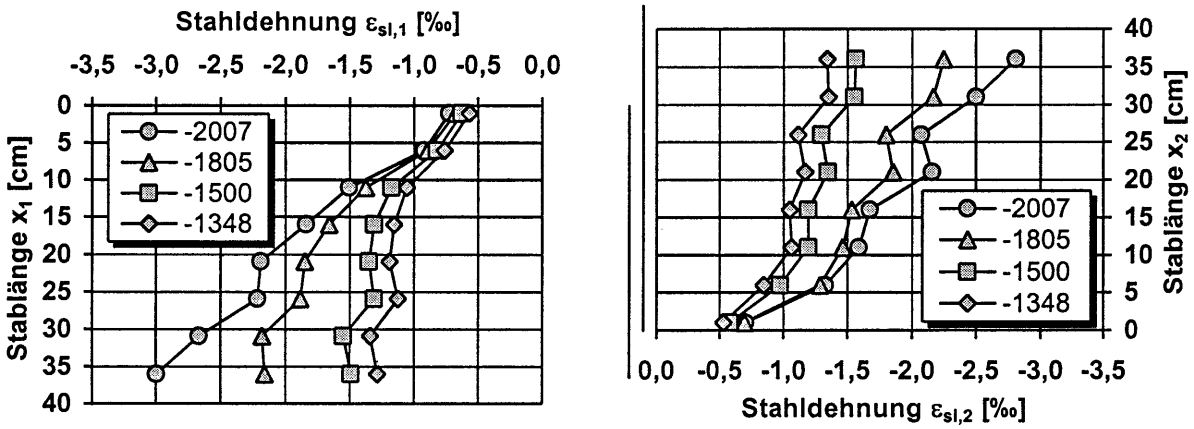




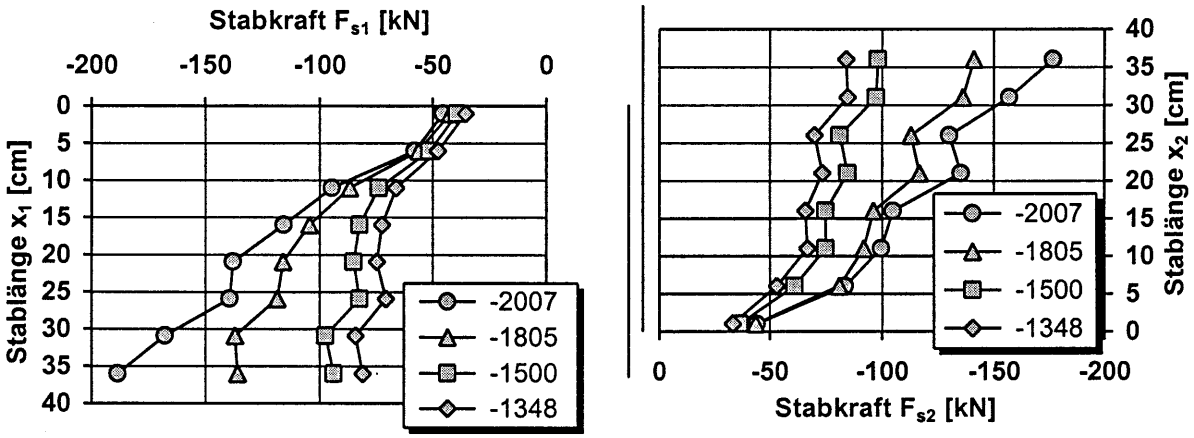


Versuchskörper S2

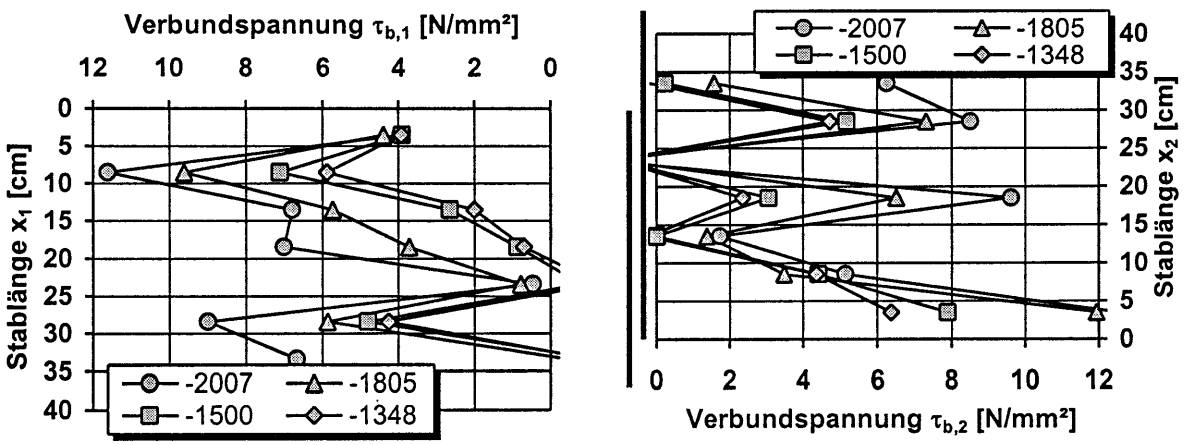
Betonstahldehnungen der Längsstäbe im Übergreifungsstoß



Stabkräfte der Längsstäbe im Übergreifungsstoß

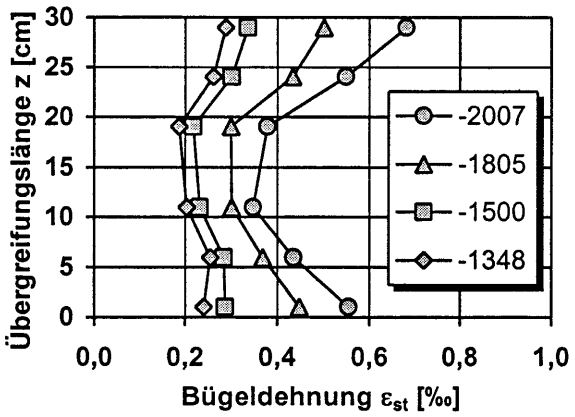


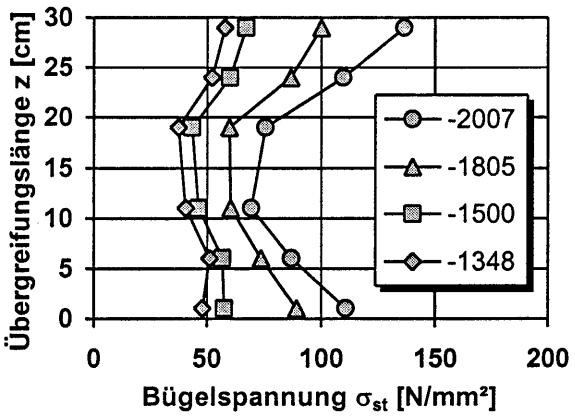
Verbundspannungen der Längsstäbe im Übergreifungsstoß



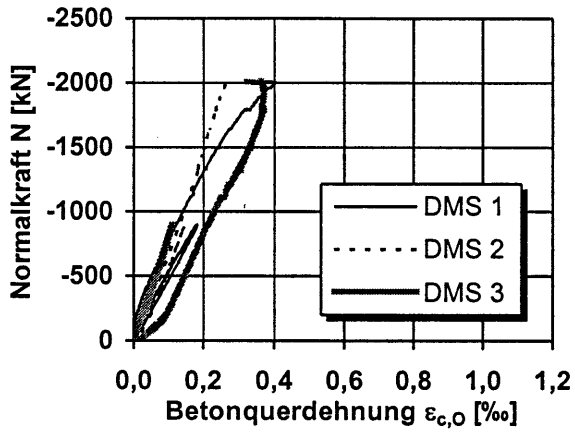
Versuchskörper S2

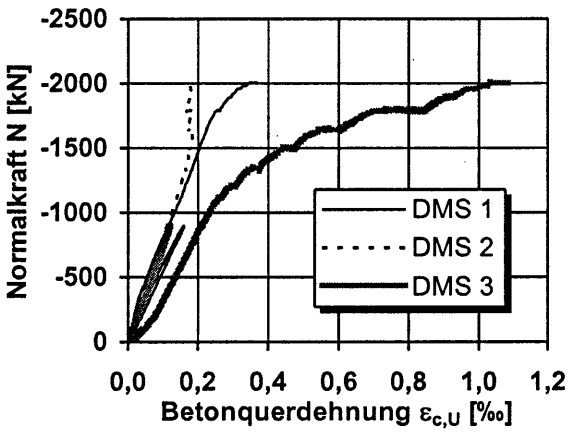
Betonstahldehnungen und –spannungen der Bügel im Übergreifungsstoß





Betonquerdehnungen 2 cm unter- und oberhalb des Übergreifungsstoßes

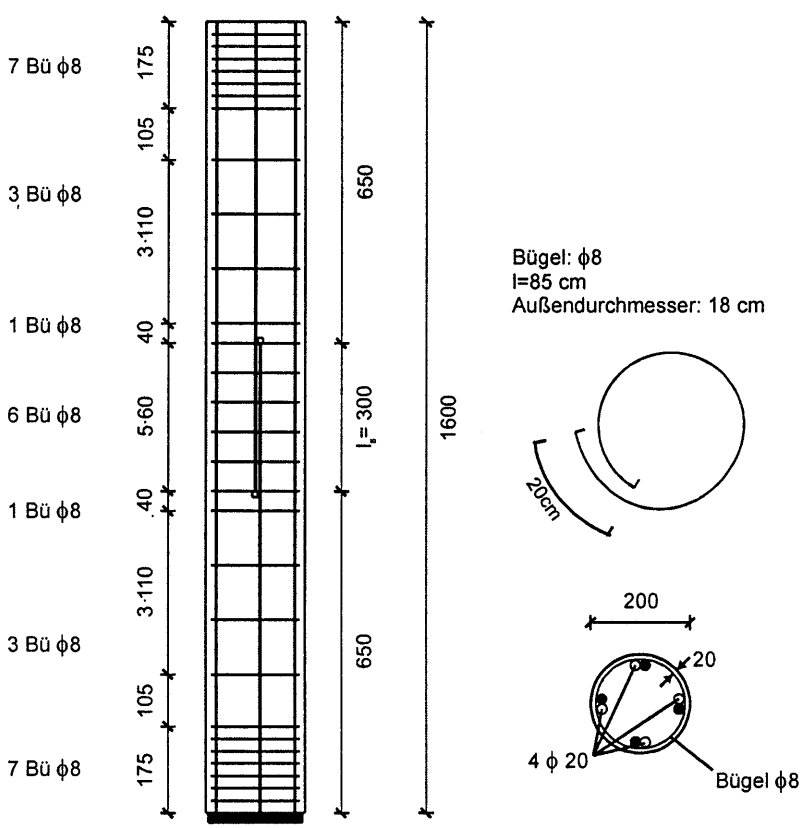




Versuchskörper S3

Versuchsparameter, Baustoffkenngrößen

Betonfestigkeit	C 40/50	
Güte	$f_{c,\,dry,\,cube}$	66,9 N/mm²
Erhärtung	$f_{c,\,cyl}$	55,0 N/mm²
Elastizitätsmodul	E_c	35400 N/mm²
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,\,sp}$	3,8 N/mm²
Längsbewehrung	d_s	4·Ø20
Bügelbewehrung	d_{st}	2 + 6·Ø8
Übergreifungslänge	l_s	30 cm
Betondeckung	c	2 cm

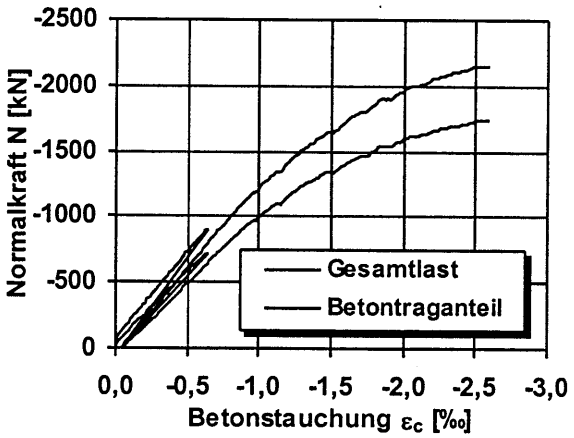


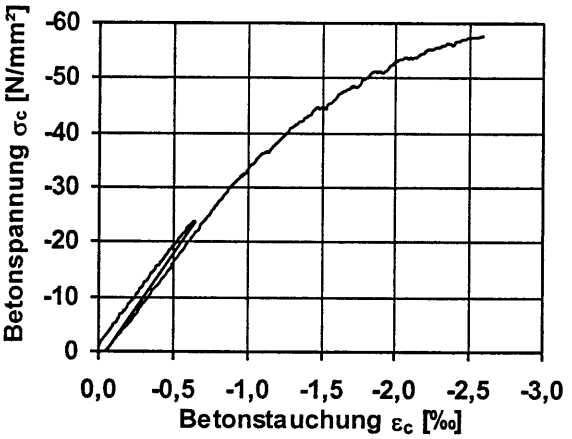
Versuchsergebnisse

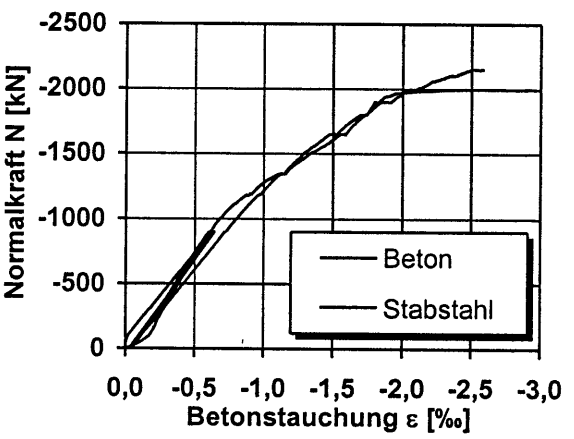
Bruchlast	N_{max}	-2,149 MN
Traganteil Beton	$N_{c,max}$	-1,624 MN
Traganteil Stahl	$N_{s,max}$	-0,525 MN
Versagensform:	Ausknicken der Längsbewehrung	

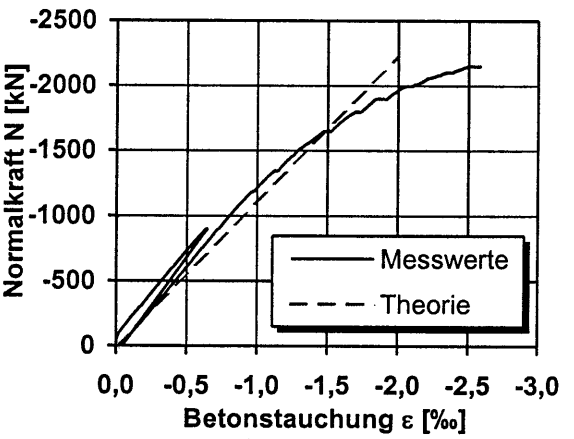
Versuchskörper S3

Normalkraft – Verformungs - Beziehungen



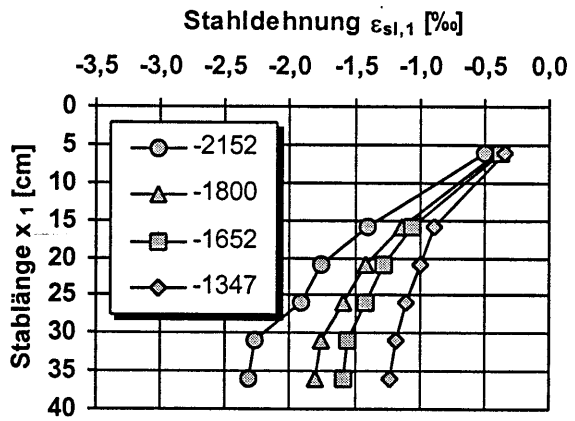


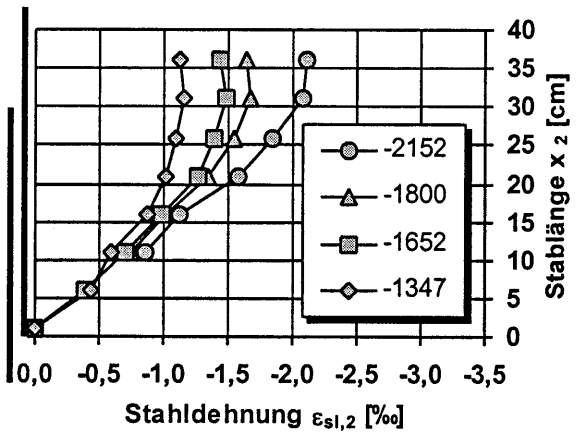




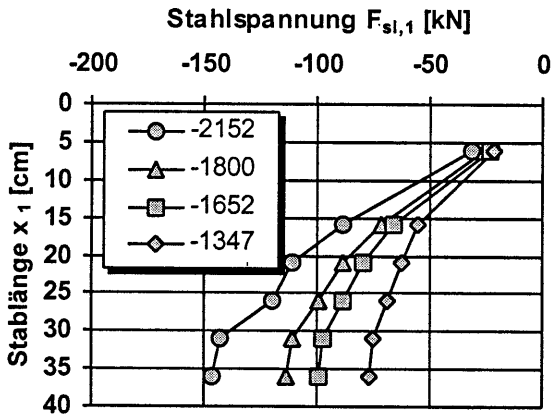
Versuchskörper S3

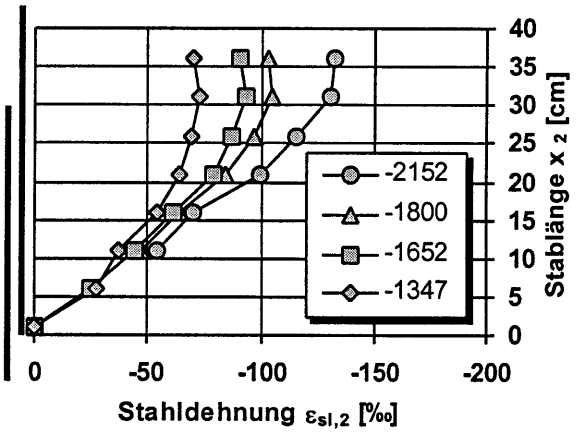
Betonstahldehnungen der Längsstäbe im Übergreifungsstoß



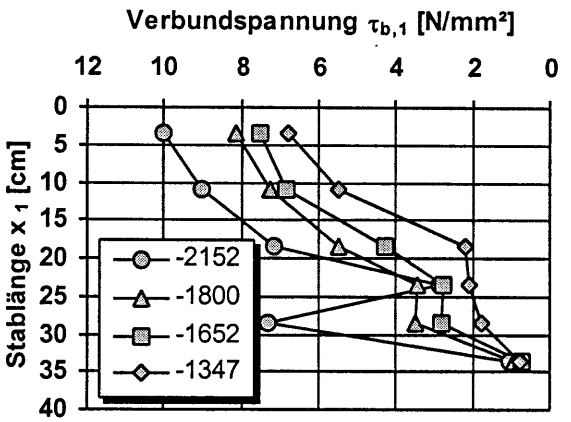


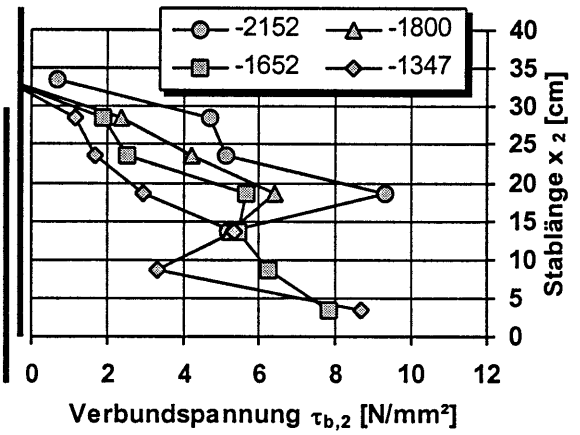
Stabkräfte der Längsstäbe im Übergreifungsstoß





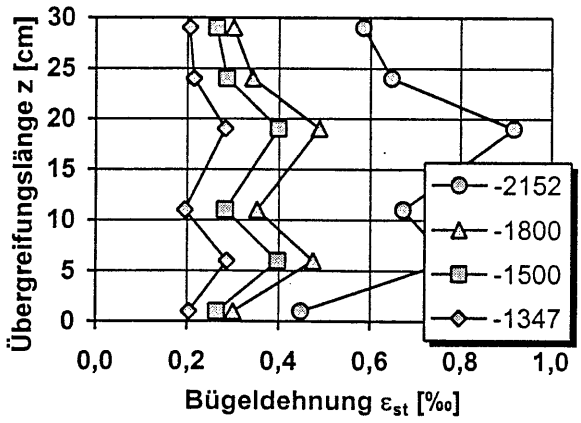
Verbundspannungen der Längsstäbe im Übergreifungsstoß

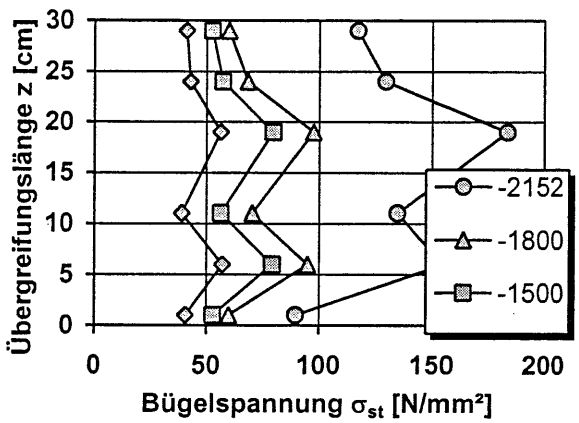
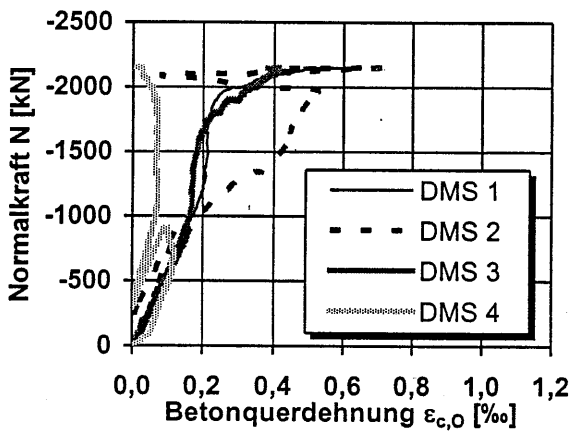
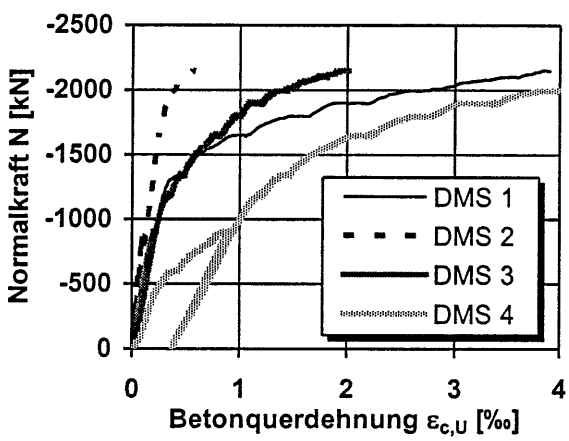




Versuchskörper S3

Betonstahldehnungen und –spannungen der Bügel im Übergreifungsstoß





Betonquerdehnungen 2 cm unter- und oberhalb des Übergreifungsstoßes