

**Verbundkonstruktionen im Hochbau
mit liegenden Kopfbolzendübeln
unter Quer- und Längsschub**

T 2998

T 2998

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2002, ISBN 3-8167-6501-7

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 info@irb.fhg.de

URL <http://www.IRBbuch.de>

Im Auftrag des
Deutschen Instituts für Bautechnik

P 32-5-17.9-986/01

**Verbundkonstruktionen im Hochbau
mit liegenden Kopfbolzendübeln
unter Quer- und Längsschub**

Schlußbericht

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Dipl.-Ing. Kai Kürschner

Institut für Konstruktion und Entwurf
Universität Stuttgart

November 2002

Inhaltsverzeichnis

1. Einführung	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Begriffsbestimmung	1
1.3 Fragestellung	2
1.4 Forschungsziel	3
1.5 Übersicht	4
2. Stand der Forschung	5
2.1 Einführung	5
2.2 Kraftübertragung durch Kopfbolzen	5
2.2.1 Allgemeines	5
2.2.2 Stehende Kopfbolzendübel in Stahlbetonplatten	5
2.2.3 Liegende Kopfbolzendübel in Stahlbetonplatten	6
2.2.4 Liegende Kopfbolzendübel in unbewehrten Betonplatten	8
2.2.5 Zusammenfassung	9
2.3 Kraftübertragung durch Reibung	9
2.3.1 Allgemeines	9
2.3.2 Verformungsverhalten	10
2.3.3 Reibbeiwerte	10
2.3.4 Zusammenfassung	12
2.4 Kraftübertragung über Oberkante des Stahlsteiges	12
2.4.1 Allgemeines	12
2.4.2 Teilflächenpressung	12
2.4.3 Durchstanzen	13
2.4.4 Zusammenfassung	14
2.5 Kombinierte Kraftübertragung	14
2.5.1 Allgemeines	14
2.5.2 Reibungsverbund	14
2.5.3 Kopfbolzen in Verbundstützen aus kammerbetonierten Walzprofilen	15
2.5.4 Betondübel unter Querschub	15
2.6 Zusammenfassung	16
3. Schubbeanspruchungen in der Verbundfuge	17
3.1 Allgemeines	17
3.2 Annahmen	17
3.3 Randlage der Verbundfuge	17
3.3.1 Querschub	17
3.3.2 Längsschub	19
3.3.3 Verhältnis Quer- zu Längsschub	20

3.4	Mittellage der Verbundfuge	22
3.4.1	Querschub	22
3.4.2	Längsschub	23
3.4.3	Verhältnis Längs- zu Querschub	25
3.5	Zusammenfassung	26
4.	Querschub in Randlage	27
4.1	Einführung	27
4.2	Experimentelle Untersuchungen	27
4.2.1	Versuchsprogramm	27
4.2.2	Versuchsbeschreibung	28
4.2.2.1	Geometrie	28
4.2.2.2	Herstellung	28
4.2.2.3	Versuchsaufbau	29
4.2.2.4	Materialkennwerte	30
4.2.3	Versuchsergebnisse	31
4.2.3.1	Trag- und Verformungsverhalten	31
4.2.3.2	Überblick	33
4.2.3.3	Einfluß einzelner Parameter	34
4.3	FE-Untersuchungen	42
4.3.1	Einführung	42
4.3.2	Modellierung	42
4.3.2.1	Elemente	42
4.3.2.2	Materialgesetze	43
4.3.2.3	Diskretisierung	44
4.3.3	FE-Ergebnisse	45
4.3.3.1	Verifikation	45
4.3.3.2	Trag- und Verformungsverhalten	46
4.3.3.3	Parameterstudie	49
4.4	Ergebnisse	62
4.4.1	Allgemeines	62
4.4.2	Tragverhalten	62
4.4.3	Tragfähigkeit	63
4.4.4	Bemessungsvorschlag	70
4.4.5	Vergleich	71
5.	Querschub in Mittellage	72
5.1	Einführung	72
5.2	Experimentelle Untersuchungen	72
5.2.1	Versuchsprogramm	72
5.2.2	Versuchsbeschreibung	73
5.2.2.1	Geometrie	73
5.2.2.2	Herstellung	73
5.2.2.3	Versuchsaufbau	74
5.2.2.4	Materialkennwerte	75

5.2.3	Versuchsergebnisse	76
5.2.3.1	Allgemeines	76
5.2.3.2	Überblick	77
5.2.3.3	Trag- und Verformungsverhalten	78
5.2.3.4	Auswertung der Versuche	81
5.2.4	Zusammenfassung	85
5.3	FE-Untersuchungen	86
5.3.1	Einführung	86
5.3.2	Modellierung	86
5.3.2.1	Elemente	86
5.3.2.2	Materialgesetze	87
5.3.2.3	Diskretisierung	87
5.3.3	FE-Ergebnisse	87
5.3.3.1	Trag- und Verformungsverhalten	87
5.3.3.2	Alleinige Tragfähigkeit der Kopfbolzen	91
5.3.3.3	Querschubabtragung über Kopfbolzen und Stegblechoberkante	97
5.3.3.4	Zusammenfassung	99
5.4	Weiterführende Parameteruntersuchungen	100
5.4.1	Einführung	100
5.4.2	Stützmomente	100
5.4.3	Reibkräfte	101
5.4.3.1	Allgemeines	101
5.4.3.2	Zweifeldplatten	101
5.4.3.3	Mehrfeldplatten	102
5.4.3.4	Diskussion	103
5.4.4	Zusammenfassung	104
5.5	Ergebnisse	105
5.5.1	Allgemeines	105
5.5.2	Tragverhalten	105
5.5.3	Tragfähigkeit	107
5.5.4	Bemessungsvorschlag	108
5.5.5	Hinweise zur konstruktiven Durchbildung	109
5.6	Zusammenfassung	110
6.	Kombinierter Quer- und Längsschub	111
6.1	Allgemeines	111
6.2	Randlage der Verbundfuge	111
6.2.1	Versuchskonzept	111
6.2.2	Versuchsbeschreibung	112
6.2.2.1	Versuchsaufbau	112
6.2.2.2	Materialkennwerte	113
6.2.3	Versuchsergebnisse	113
6.2.3.1	Trag- und Verformungsverhalten	113
6.2.3.2	Überblick	114
6.2.3.3	Statische Auswertung	115

6.2.3.4	Bemessungsvorschlag	116
6.2.3.5	Vergleich	116
6.2.4	Zusammenfassung	116
6.3	Mittellage der Verbundfuge	117
6.3.1	Versuchsprogramm	117
6.3.2	Versuchsbeschreibung	117
6.3.2.1	Geometrie	117
6.3.2.2	Herstellung	118
6.3.2.3	Versuchsaufbau	118
6.3.2.4	Materialkennwerte	119
6.3.3	Versuchsergebnisse	119
6.3.3.1	Trag- und Verformungsverhalten	119
6.3.3.2	Überblick	120
6.3.3.3	Statische Auswertung	122
6.3.3.4	Bemessungsvorschlag	122
6.3.3.5	Vergleich	123
6.3.4	Zusammenfassung	123
6.4	Zusammenfassung	123
7.	Zusammenfassung und Ausblick	124
7.1	Zusammenfassung	124
7.2	Ausblick	125
8.	Bezeichnungen	126
9.	Literatur	127
9.1	Normen, Regelwerke und Richtlinien	127
9.2	Publikationen	128
9.3	Publikationen des Instituts zu dieser Thematik	130
Anhang		
A	Konstruktionszeichnungen der Versuchskörper in Mittellage der Verbundfuge	
B	Ergebnisse der Versuchsmessungen	
C	Ergebnisse der FE-Rechnungen zur Querschubbeanspruchung in Randlage der Verbundfuge	
D	Ergebnisse der FE-Rechnungen zur Querschubbeanspruchung in Mittellage der Verbundfuge	

1. Einführung

1.1 Allgemeines

Neue interessante Verbundquerschnitte aus Baustahl und Stahlbeton führen zu einer horizontal liegenden Anordnung von Kopfbolzendübeln mit teilweise nur geringem Abstand $a_{r,o}$ zur Plattenoberfläche, vgl. Bild 1-1. Neben den gezeigten Trägerquerschnitten sind auch Deckenauflagerungen an durchgehenden Stahl- und Verbundstützen denkbar. In solchen Fällen leiten die liegenden Kopfbolzen die vertikalen Plattenauflegerkräfte in die Stütze weiter und werden ausschließlich auf Querschub beansprucht.

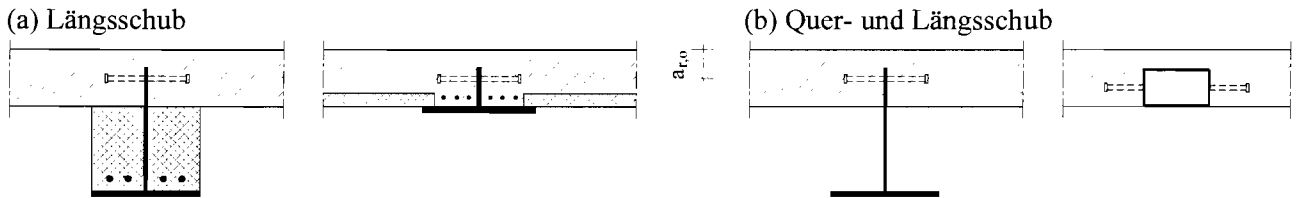


Bild 1-1. Querschnitte mit liegenden Kopfbolzen und zugehörigen Beanspruchungen

Für einen effizienten und gezielten Einsatz von liegenden Kopfbolzendübeln im Hoch- und Industriebau ist die vollständige Klärung des Tragverhaltens und der Tragfähigkeit unter ruhender Beanspruchung von grundlegender Bedeutung. Im Rahmen einer Reihe von Forschungsarbeiten wurde bereits sowohl das Tragverhalten liegender Kopfbolzen unter Längsschub in Rand- und Mittellage der Verbundfuge und unter Querschub in Randlage als auch das Ermüdungsverhalten unter Längsschub untersucht, siehe [3.12] bis [3.17]. Durch das Vervollständigen der systematisch konzipierten Untersuchungen liegender Kopfbolzendübel werden allen Baubeteiligten neue, wirtschaftlich und technisch vorteilhafte Konstruktionslösungen in Verbundbauweise ermöglicht.

1.2 Begriffsbestimmung

Die Unterscheidung zwischen Verbundkonstruktionen mit **stehenden und liegenden Kopfbolzen** ergibt sich allein aus der Nähe der Dübelreihe senkrecht zum freien Betonrand, siehe Definition des oberen Randabstands $a_{r,o}$ in den Bildern 1-1 und 1-2.

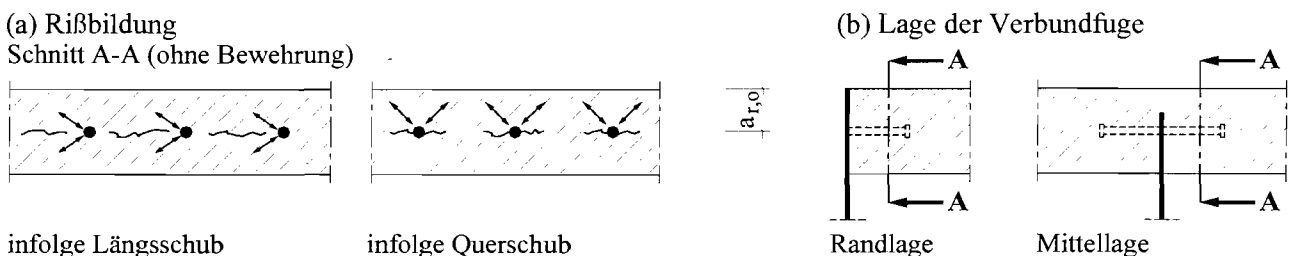


Bild 1-2. Rißbildung infolge Quer- und Längsschub und Lage der Verbundfuge

Bei randnahen bzw. liegenden Kopfbolzen entsprechend Bild 1-1 wird bei Einleitung des **Längsschubs** parallel zum freien Betonrand die Dübeltragfähigkeit gegenüber randfernen bzw. stehenden Kopfbolzen zusätzlich durch die Gefahr des *Aufspaltens der Betonplatte* begrenzt. In vielen Fällen werden liegende Kopfbolzen nicht nur durch Längsschub infolge Biegung des Verbundträgers sondern auch durch **Querschub**, d. h. in Richtung zum freien Betonrand hin, infolge vertikaler Lagerung der Stahlbetonplatte beansprucht, der mit zunehmender Schlupfverformung zum *Ausbrechen der Betonkante* oberhalb der Dübelreihe führen kann. Darüber hinaus kann eine Beanspruchung aus

kombiniertem Quer- und Längsschub zu einer gegenseitigen Beeinträchtigung, das heißt zu einer Reduktion der Einzeltragfähigkeiten führen. Das Bild 1-2 (a) zeigt die Rißbildung in Abhängigkeit von der Richtung der Schubbeanspruchung unter alleiniger Berücksichtigung der Dübeltragwirkung.

Infolge abweichender Steifigkeitsverhältnisse beeinflußt die **Lage der Verbundfuge** in Relation zur Stahlbetonplatte entsprechend Bild 1-2 (b) grundsätzlich das Tragverhalten der liegenden Kopfbolzen. Auf Grundlage einfacher Stabwerkmodelle entsprechend Bild 1-3 kann sowohl für Längs- als auch Querschub gezeigt werden, daß eine *Mittellage* der Verbundfuge im Vergleich zu einer *Randlage* zu einem etwas höheren Niveau der Tragfähigkeit führt. Während bei Mittellage der Verbundfuge die zum Dübelschaft parallele Kraftkomponente der zum Dübelfuß hin geneigten Druckstrebe über Druckkontakt durch den Stahlsteg kurzgeschlossen werden kann, so verursacht die o. g. Kraftkomponente bei Randlage eine Zugbeanspruchung in der Stahlbetonplatte senkrecht zur Trägerichtung. Die Herleitung der Stabwerkmodelle für reinen Querschub wird in den Abschnitten 4.4.2 und 5.5.2 erläutert.

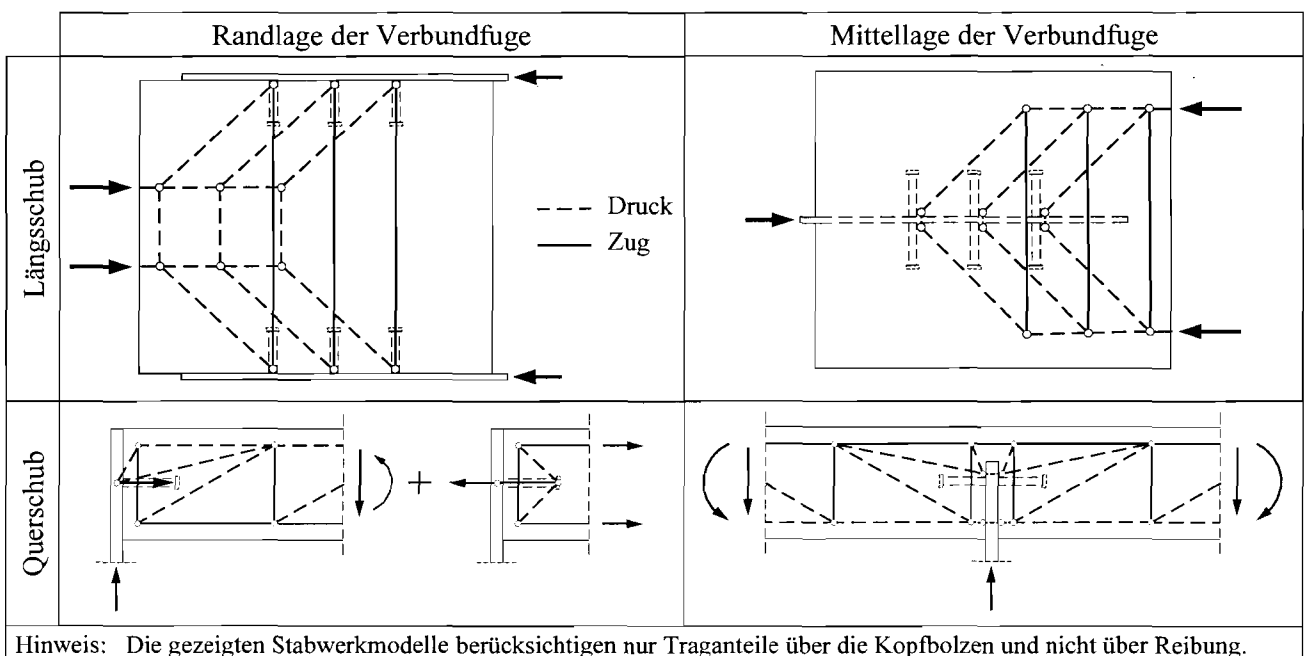


Bild 1-3. Stabwerkmodelle in Abhängigkeit von der Lage der Verbundfuge und Schubrichtung

1.3 Fragestellung

In Toprac & Eyre [2.28] und Canciani & Puhali [2.8] werden erste Versuche an Verbundträger mit liegenden Kopfbolzen dargestellt. Die Verbundfugen versagen überwiegend auf **Längsschub** durch Aufspalten des Betons in der Ebene der Verbundmittel parallel zur Plattenoberfläche, siehe Bild 1-2 (a). Ausgehend von diesen Trägerversuchen wurden durch Kuhlmann & Breuninger [3.12], [3.13], [3.14] umfangreiche experimentelle und numerische Untersuchungen zur Erfassung der Tragfähigkeit und des Tragverhaltens liegender Kopfbolzen unter Längsschub durchgeführt. In Breuninger [3.10] sind diese Untersuchungen zusammengefaßt und noch weiter ergänzt. Der daraus entwickelte Bemessungsvorschlag wird in Abschnitt 2.2.3 vorgestellt.

Der Betongurt des Verbundträgers wirkt gleichzeitig auch als eine quergespannte Stahlbetonplatte, die je nach Stützweite und Belastung unterschiedlich große Auflagerkräfte seitlich an den Baustahlträger als Linienauflager heranführt. Während bei einer Randlage der Verbundfuge für die Einleitung des **Querschubs** in den Baustahlträger an diskreten Stellen allein die Schertragwirkung der

Kopfbolzen zur Verfügung steht, so ergeben sich für den Fall der Mittellage entsprechend Bild 1-4 insgesamt folgende drei Mechanismen zur Kraftübertragung:

- Diskrete *Kraftanteile* F_K über die *Kopfbolzen* selbst,
- *Reibkräfte* F_R infolge Biegedruck aus globaler Durchlaufwirkung der Stahlbetonplatte,
- *Kraftanteile* F_S über die *Stegblechoberkante* durch Auflagerung der Stahlbetonplatte.

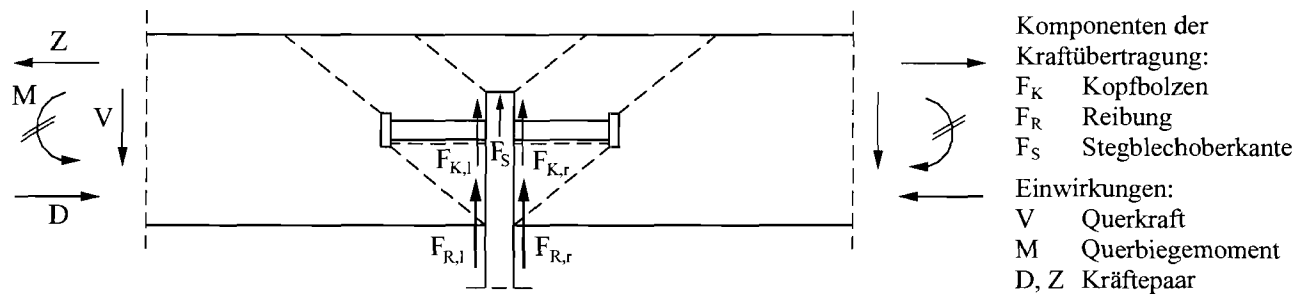


Bild 1-4. Modell für die Kraftübertragung bei liegenden Kopfbolzen unter Querschub in Mittellage

Aufgrund der Komplexität des Zusammenwirkens der einzelnen Kraftübertragungsmechanismen sind die hier durchgeführten Untersuchungen mit reiner Querschubbeanspruchung in zwei Einzelschritte unterteilt. In einem ersten Schritt erfolgen theoretische Untersuchungen mit isolierter Betrachtung der drei o. g. Komponenten. Aufbauend auf bereits vorhandenen Erkenntnissen wie beispielsweise die Tragfähigkeit von durchstanzgefährdeten Bauteilen und von Reibverbindungen werden zur Beurteilung der Beanspruchungen und der Beanspruchbarkeit der Verbundfuge umfassende Parameterstudien durchgeführt. In einem zweiten Schritt werden experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Die Versuche sind zur Erfassung der realen Tragwirkung eines Dübels so ausgerichtet, daß weitere tragfähigkeitssteigernde Einflüsse wie Reibung und Spitzendruck innerhalb praktischer Anwendungsgrenzen weitestgehend minimiert werden.

In der Baupraxis wird die Verbundfuge mit liegenden Kopfbolzen in vielen Fällen durch kombinierten **Quer- und Längsschub** beansprucht. Die gleichzeitige Einwirkung von Quer- und Längsschub kann infolge nichtlinearer Schädigungen zu einer Reduzierung der Einzeltragfähigkeiten führen. Darüber hinaus variiert in realen Verbundbauteilen das Verhältnis der einwirkenden Quer- und Längsschubkräfte je Dübel, so daß verschiedene Verhältniswerte untersucht werden müssen.

Trotz bereits durchgeführter Untersuchungen in Randlage der Verbundfuge für typische Brückenquerschnitte entsprechend Kuhlmann & Kürschner [3.15] besteht die Notwendigkeit, das Tragverhalten liegender Kopfbolzen unter reinem Querschub und kombiniertem Quer- und Längsschub auch in Mittellage der Verbundfuge auch für Anwendungen im Hoch- und Industriebau zu klären.

1.4 Forschungsziel

Die Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens sollen der Praxis eine wirtschaftliche Bemessung von Verbundträgern mit liegenden Kopfbolzendübeln unter ruhender Beanspruchung ermöglichen. Folgende Punkte können als Ziel aufgeführt werden:

- Erweiterung der Bemessungsgleichungen für reinen Querschub bei Randlage der Verbundfuge aus Kuhlmann & Kürschner [3.15] für Anwendungen im Hoch- und Industriebau,
- Entwicklung von Bemessungsgleichungen für reinen Querschub in Mittellage der Verbundfuge,
- Entwicklung von Bemessungsgleichungen für kombinierten Quer- und Längsschub sowohl in Rand- als auch Mittellage der Verbundfuge,
- Entwicklung von Bemessungsgrundsätzen und Konstruktionsregeln.

Die experimentellen und theoretischen Untersuchungen sollen über folgende Fragestellungen Aufschluß geben:

- Tragverhalten und Versagensmechanismen,
- Einfluß verschiedener Konstruktionsparameter auf die Tragfähigkeit,
- Vergleich mit dem Tragverhalten stehender Kopfbolzendübel,
- Schubeinwirkungen auf Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzen im Hoch- und Industriebau.

Die vollständige Erfassung des Tragverhaltens liegender Kopfbolzendübel soll für die Zukunft neue, wirtschaftlich und technisch vorteilhafte Konstruktionen in Mischbauweise ermöglichen.

1.5 Übersicht

Zur Ermittlung des Tragverhaltens von Verbundkonstruktionen im Hoch- und Industriebau mit liegenden Kopfbolzendübeln unter Quer- und Längsschub beinhaltet dieser Forschungsbericht hauptsächlich experimentelle und numerische Untersuchungen.

Kapitel 2 faßt den *Stand der Forschung* für die Kraftübertragung durch Kopfbolzen, durch Reibung und über Auflagerung auf der Stegblechoberkante zusammen. Die isolierte Betrachtung der einzelnen Kraftübertragungsmechanismen wird anschließend durch ausgewählte Konstruktionsbeispiele, deren Trag- und Verformungsverhalten auch durch mehrere Tragwirkungen bestimmt wird, ergänzt.

Kapitel 3 gibt einen Überblick über die *Einwirkungen auf Verbundfugen im Hoch- und Industriebau* einschließlich Parkhäuser. Getrennt nach Lage der Verbundfuge werden die Quer- und Längsschubkräfte und deren Verhältnis in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit beschrieben und diskutiert.

Kapitel 4 befaßt sich mit dem Tragverhalten liegender Kopfbolzen unter reinem *Querschub in Randlage* der Verbundfuge. Ausgehend von experimentellen Untersuchungen für typische Brückenquerschnitte, die mit Unterstützung der Bundesanstalt für Straßenwesen durchgeführt wurden, wird ein räumliches FE-Modell zum besseren Verständnis des Tragverhaltens und für umfangreiche Parameterstudien entwickelt. Die FE-Parameterstudien ergänzen den experimentellen Teil der Untersuchungen und zielen besonders auf eine Verallgemeinerung der in den Versuchen beobachteten Abhängigkeitsbeziehungen für Anwendungen im Hoch- und Industriebau. Darauf aufbauend wird ein Bemessungsvorschlag entwickelt.

Kapitel 5 beinhaltet die Untersuchungen zum Tragverhalten liegender Kopfbolzen unter reinem *Querschub in Mittellage* der Verbundfuge. Die unter baupraktischen Randbedingungen durchgeführten Versuche werden zunächst ausführlich erläutert und diskutiert. Auf Grundlage der FE-Untersuchungen in Randlage der Verbundfuge wird für eine Mittellage ein FE-Modell unter Vernachlässigung weiterer Traganteile infolge Reibung entwickelt. Dieses FE-Modell dient zur Beschreibung des Dübeltragverhaltens und wird im weiteren einer Parameterstudie zugrunde gelegt. Weiterführende Parameterstudien zur Kraftübertragung ausschließlich über Reibung ergänzen die Untersuchungen. Abschließend wird ein Bemessungsvorschlag vorgestellt.

Kapitel 6 zeigt anhand den Ergebnissen der experimenteller Untersuchungen das Tragverhalten liegender Kopfbolzen unter *kombiniertem Quer- und Längsschub*. Getrennt nach Lage der Verbundfuge werden Bemessungsregeln vorgestellt.

Kapitel 7 faßt die wichtigsten Erkenntnisse aus den Untersuchungen zusammen. Hieraus ergeben sich Ansatzpunkte für weiterführende Forschungsarbeiten.

Am Ende dieses Forschungsberichtes befinden sich ein Literaturverzeichnis und diverse Anhänge.

2. Stand der Forschung

2.1 Einführung

Für die Gesamttragfähigkeit der Verbundfuge in Mittellage stehen entsprechend Bild 1-4 insgesamt drei Kraftkomponenten zur Verfügung:

- Diskrete *Kraftanteile* F_K über die *Kopfbolzen* selbst,
- *Reibkräfte* F_R infolge Biegedruck aus globaler Durchlaufwirkung der Stahlbetonplatte,
- *Kraftanteile* F_S über die *Stegblechoberkante* durch Auflagerung der Stahlbetonplatte.

In den folgenden Abschnitten 2.2 bis 2.4 wird der Stand der Forschung für die Kraftübertragung durch *Kopfbolzen*, durch *Reibung* und über Auflagerung auf der *Oberkante des Stahlsteges* kurz zusammengefaßt. Die isolierte Betrachtung der einzelnen Kraftübertragungsmechanismen wird im Abschnitt 2.5 durch ausgewählte Konstruktionsbeispiele, deren Trag- und Verformungsverhalten auch durch mehrere Tragwirkungen bestimmt wird, ergänzt.

2.2 Kraftübertragung durch Kopfbolzen

2.2.1 Allgemeines

Im folgenden wird zwischen *stehenden und liegenden Kopfbolzen* entsprechend Abschnitt 1.2 unterschieden. Besonders bei randnaher bzw. liegender Anordnung der Verbundmittel wird das Tragverhalten zunehmend durch die Bettungseigenschaften in den umgebenden Werkstoff beeinflusst. Dabei wird zwischen *bewehrten und unbewehrten Betonplatten* unterschieden. Eine ausführliche Dokumentation vorhandener Untersuchungen zum Dübeltragverhalten ist in Kuhlmann & Kürschner [3.15], Kapitel 2 enthalten. Im folgenden werden die wesentlichen Punkte zusammengestellt.

2.2.2 Stehende Kopfbolzen in Stahlbetonplatten

Bei der Ermittlung der Tragfähigkeit von Verbundfugen mit stehenden Kopfbolzen wird in der Regel zwischen Beton- und Stahlversagen unterschieden. Der Grenzwert der rechnerischen Tragfähigkeit und der Bemessungstragfähigkeit wird dabei wie folgt ermittelt.

$$P_t = \min\{P_{t,B}; P_{t,S}\} \quad \text{bzw.} \quad P_{Rd} = \min\{P_{Rd,B}; P_{Rd,S}\} \quad (2-1)$$

Im Hintergrundbericht zu Eurocode 4 [1.5] werden folgende Dübeltragfähigkeiten hergeleitet:

$$P_{t,B} = 0,36 \cdot d_{Dü}^2 \cdot (f_c \cdot E_c)^{0,5} \quad (2-2)$$

$$P_{t,S} = 0,85 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d_{Dü}^2 / 4 \quad (2-3)$$

In den aktuellen Normen [1.1], [1.2], [1.3] sind folgende Bemessungsgleichungen angegeben:

$$P_{Rd,B} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d_{Dü}^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5} / \gamma_v \quad (2-4)$$

$$\text{mit:} \quad \alpha = 0,2 \cdot (h_{Dü} / d_{Dü} + 1) \quad \text{für } 3 \leq h_{Dü} / d_{Dü} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{für } h_{Dü} / d_{Dü} > 4$$

$$\gamma_v = 1,25$$

Teilsicherheitsbeiwert für Verbundmittel

$$P_{Rd,S} = 0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d_{Dü}^2 / 4 / \gamma_v \quad (2-5)$$

Die Unterscheidung zwischen Beton- und Stahlversagen beruht auf der Vorstellung, daß bei niedrigen Betongüten allein das *Betonversagen* im unteren Schaftbereich des Dübels die Tragfähigkeit be-

stimmt, während bei höheren Betonfestigkeiten sich die maximale Tragfähigkeit allein durch reines *Stahlversagen* infolge Abscheren des Dübelschaftes ergibt.

Werden stehende Kopfbolzen wie z. B. bei Randträgern oder bei Deckendurchbrüchen in der Nähe des Plattenrandes angeordnet, so besteht bei *Einleitung des Längsschubs parallel zum freien Plattenrand* die Gefahr der Spaltrißbildung. Auf Grundlage der Untersuchungen von Johnson & Oehlers [2.12] kann nach aktuellen Normen eine Reduktion der Dübeltragfähigkeit nach Gl. (2-1) infolge Spaltrißbildung konstruktiv verhindert werden, wenn der Randabstand a_r größer als den sechsfachen Dübeldurchmesser gewählt wird und bei Randabständen kleiner als 300 mm zusätzlich Querbewehrung mit Schlaufen um die Dübel unterhalb des Dübelkopfes angeordnet werden. Der Durchmesser der Querbewehrung sollte dabei mindestens dem halben Dübeldurchmesser entsprechen.

2.2.3 Liegende Kopfbolzen in Stahlbetonplatten

Wie in den mechanischen Modellen für liegende Kopfbolzendübel in Bild 1-3 bereits erläutert, führt infolge abweichender Steifigkeitsverhältnisse die unterschiedliche **Lage der Verbundfuge** in Relation zur Stahlbetonplatte zu einer Beeinflussung des Tragverhaltens liegender Kopfbolzendübel. Für die Untersuchung des Tragverhaltens und für die Entwicklung eines möglichst effizienten Bemessungsvorschlags wurden somit beide Lagen der Verbundfuge betrachtet und für jede Beanspruchungsrichtung je eine Versuchsserie entwickelt.

In Kuhlmann & Breuninger [3.13], [3.14] sind erste Ergebnisse von Untersuchungen von Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzen unter **Längsschub** dargestellt. Für die rechnerische Spaltrtragfähigkeit werden in Abhängigkeit von der Lage der Verbundfuge folgende Gleichungen angegeben:

$$\text{– Randlage: } P_{t,B,L} = 4 \cdot (f_c)^{0,5} \cdot (d_{Dü})^{0,3} \cdot (a_r')^{0,2} \cdot (a/s)^{0,2} \cdot B_L \quad (2-6)$$

$$\text{– Mittellage: } P_{t,B,L} = 0,85 \cdot (f_c \cdot d_{Dü})^{0,4} \cdot (a_r')^{0,6} \cdot (a/s)^{0,3} \quad (2-7)$$

Darauf aufbauend ist in Breuninger [3.10] eine beide möglichen Lagen der Verbundfuge integrierende Beziehung für die Spaltrtragfähigkeit liegender Kopfbolzen unter Längsschub beschrieben.

$$P_{t,B,L} = 1,67 \cdot (f_c \cdot d_{Dü} \cdot a_r')^{0,4} \cdot (a/s)^{0,3} \cdot A_L \cdot B_L \quad (2-8)$$

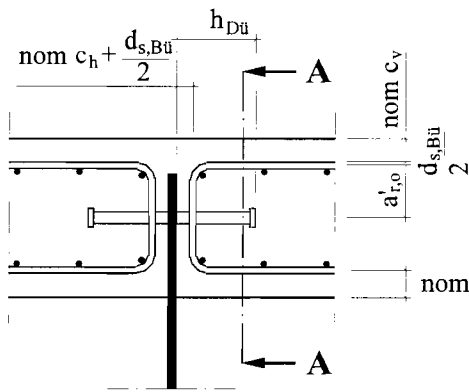
Unter Berücksichtigung der konstruktiven Randbedingungen ist daraus folgender Bemessungsvorschlag hergeleitet:

$$P_{Rd,B,L} = 1,42 \cdot (f_{ck} \cdot d_{Dü} \cdot a_r')^{0,4} \cdot (a/s)^{0,3} \cdot A_L / \gamma_v \quad (2-9)$$

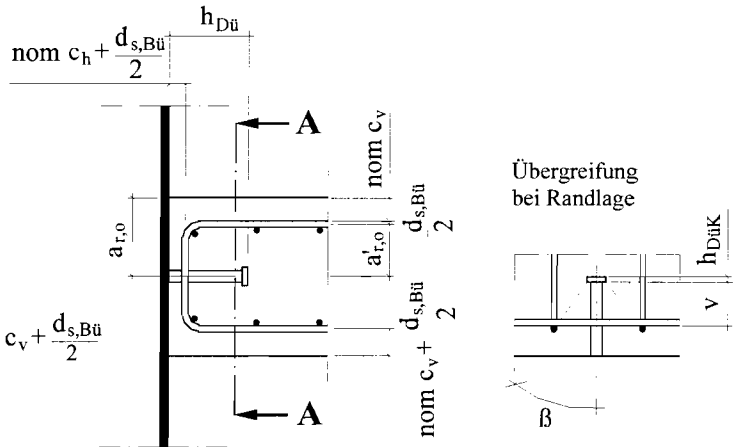
Die verwendeten Bezeichnungen werden im folgenden und in Bild 2-1 näher erläutert:

$P_{t,B,L}$	Mittlere rechnerische Spaltrtragfähigkeit [kN]
$P_{Rd,B,L}$	Bemessungswert der Spaltrtragfähigkeit [kN]
f_{ck}	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm ²]
$19 \leq d_{Dü} \leq 25 \text{ mm}$	Schaftdurchmesser des Kopfbolzendübel [mm]
$a_r' = a_r - \text{nom } c_v - d_{s,Bü} / 2 \geq 50 \text{ mm}$	Wirksamer Randabstand der Kopfbolzendübel [mm]
$110 \leq a \leq 440 \text{ mm}$	Achsabstand der Kopfbolzendübel [mm]
$s / a_r' \leq 3$	Verhältnis zwischen Bügelabstand und wirksamen Randabstand
$a / 2 \leq s \leq a$	Achsabstand der Bügelbewehrung [mm]
$A_L = 1 \text{ bzw. } 1,14$	Lagefaktor bei Rand- bzw. Mittellage der Verbundfuge
$B_L = 1 \text{ bzw. } 1,06$	Beanspruchungsfaktor bei Längszug bzw. -druck in der Platte
$d_{s,Bü} \geq 8 \text{ mm}$	Durchmesser der Bügelbewehrung
$d_{s,L} \geq 10 \text{ mm}$	Durchmesser der Längsbewehrung
$\gamma_v = 1,25$	Teilsicherheitsbeiwert für Verbundmittel nach [1.1] bis [1.5]

Mittellage

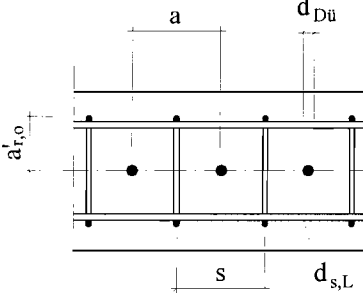


Randlage

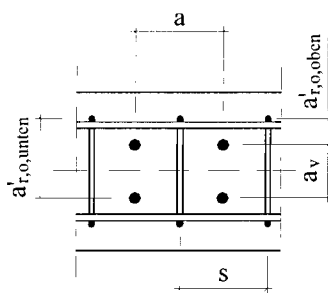


Schnitt A-A

einreihig



zweireihig



zweireihig versetzt

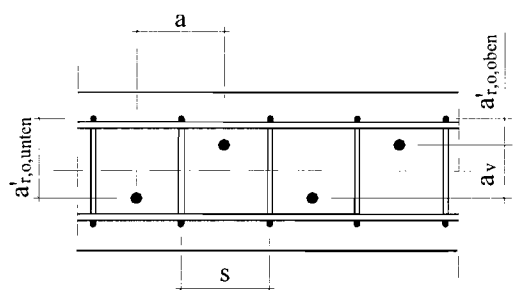
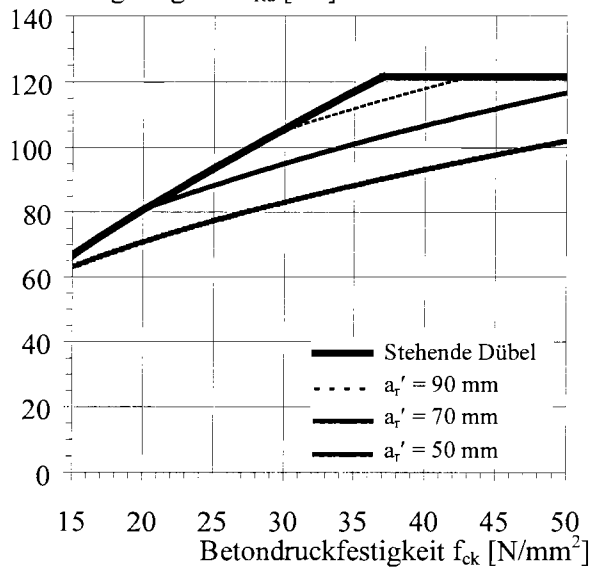


Bild 2-1. Geometrieparameter in Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzen

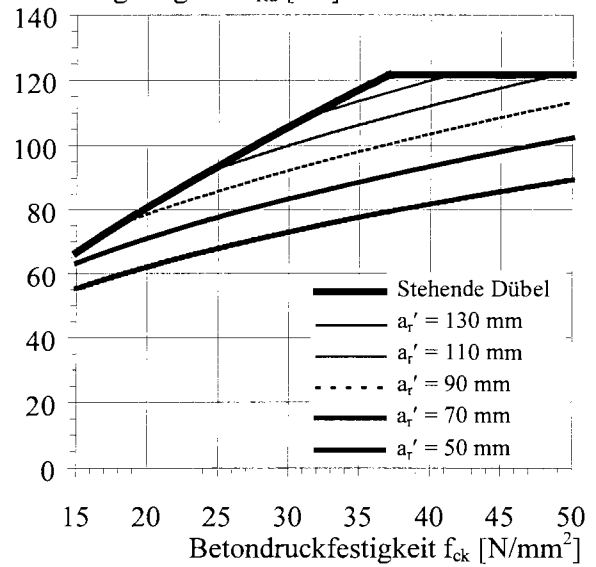
In Bild 2-2 wird für Mittel- und Randlage der Verbundfuge die Bemessungstragfähigkeit von liegenden Kopfbolzen infolge Spaltversagen mit den Grenzwerten für stehende Kopfbolzen nach derzeitig gültigen Normen [1.1], [1.2], [1.3] für unterschiedliche Randabstände verglichen.

Dübeltragfähigkeit P_{Rd} [kN]



(a) Mittellage der Verbundfuge

Dübeltragfähigkeit P_{Rd} [kN]



(b) Randlage der Verbundfuge

Bild 2-2. Vergleich der Bemessungstragfähigkeiten liegender Kopfbolzen mit der Tragfähigkeit stehender Kopfbolzen nach aktuellen Normen [1.1], [1.2], [1.3] und in Abhängigkeit von der Lage der Verbundfuge

Bei Randlage der Verbundfuge ist es erforderlich, daß konstruktiv eine *ausreichende Übergreifung* v , vgl. Bild 2-1, der liegenden Dübel mit der Bewehrung vorliegt. Eine ausreichende Übergreifung gewährleistet, daß die Verbundfuge nur infolge duktilem Betonspalten und nicht infolge vorzeitigem Herausziehen der Dübel versagt. Dabei sind folgende Grenzwerte einzuhalten:

$$\text{– ungerissener Beton: } \beta \leq 30^\circ \text{ bzw. } v \geq \max\{110 \text{ mm} ; 1,7 \cdot a_r' ; 1,7 \cdot s / 2\} \quad (2-10)$$

$$\text{– gerissener Beton: } \beta \leq 23^\circ \text{ bzw. } v \geq \max\{160 \text{ mm} ; 2,4 \cdot a_r' ; 2,4 \cdot s / 2\} \quad (2-11)$$

Die *Spaltzugkräfte*, die durch eine Bügelbewehrung abgedeckt werden sollten, können mit folgender Gleichung abgeschätzt werden:

$$T_d = 0,3 \cdot P_{d,L} \cdot (1 - d_{Dü} / a_r') \quad (2-12)$$

Als zusätzliche Voraussetzung zur Anwendung der Bemessungsformel nach Gl. (2-9) müssen die Tragfähigkeiten für stehende Dübel nach Gl. (2-4) und (2-5) als Obergrenze eingehalten werden. In Übereinstimmung mit Gleichung (2-1) ergibt sich für die Bemessung von liegenden Kopfbolzen die Tragfähigkeit wie folgt:

$$P_{Rd} = \min\{P_{Rd,B,L} ; P_{Rd,B} ; P_{Rd,S}\} \quad (2-13)$$

Die Untersuchungen zum Tragverhalten liegender Kopfbolzen unter reinem **Querschub** und **kombiniertem Quer- und Längsschub** in Randlage der Verbundfuge sind ausführlich in Kapitel 4 und Abschnitt 6.2 dokumentiert.

2.2.4 Liegende Kopfbolzen in unbewehrten Betonplatten

In der Befestigungstechnik wurde bereits eine Vielzahl von Untersuchungen von randnah angeordneten und senkrecht bzw. parallel zum freien Plattenrand beanspruchten Kopfbolzendübeln in unbewehrten Betonplatten durchgeführt, vgl. Eligehausen & Mallee [2.9], Abschn. 4.1.2. Bei einer Dübelbeanspruchung durch **Querschub** in Richtung zur Bauteilkante erfolgt im Regelfall vor Erreichen der Stahltragfähigkeit ein Betonversagen der Verbindung durch *Betonkantenbruch*. Der Winkel des ausbrechenden Betonkörpers gegenüber dem Plattenrand beträgt ca. 35° und seine Tiefe das ungefähr 1,3- bis 1,5-fache des Randabstandes.

Für den Fall von Betonkantenbruch werden für *Einzelbefestigungen* in unbewehrtem und *ungerissener Beton* unter Querlast zum freien Plattenrand verschiedene rechnerische Tragfähigkeiten entsprechend den Gleichungen (2-14) bis (2-17) angegeben:

$$\text{– ACI [1.16]: } P_{t,B,Q} = 0,48 \cdot (1,31 \cdot f_c)^{0,5} \cdot (a_r)^2 \quad (2-14)$$

$$\text{– Skaikh & Whayong [2.26]: } P_{t,B,Q} = 4,8 \cdot (1,31 \cdot f_c)^{0,5} \cdot (a_r)^{1,5} \quad (2-15)$$

$$\text{– Paschen & Schönhoff [2.19]: } P_{t,B,Q} = (1,31 \cdot f_c)^{2/3} \cdot [190 + 0,23 \cdot (a_r)^2] \quad (2-16)$$

$$\text{– Eligehausen et al. [2.10]: } P_{t,B,Q} = 0,9 \cdot (1,31 \cdot f_c)^{0,5} \cdot (d_{Dü})^{0,3} \cdot (h_{Dü,eff})^{0,2} \cdot a_r^{1,5} \quad (2-17)$$

mit: $h_{Dü,eff} = h_{Dü} - h_{DüK}$ wirksame Lasteinleitungslänge

Die unterschiedlichen Ansätze zur Bestimmung der rechnerischen Tragfähigkeit sind in Abhängigkeit des Randabstandes in Bild 2-3 und der Ansatz nach Eligehausen et al. [2.10] zusätzlich in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit in Bild 2-4 dargestellt.

Die rechnerischen Tragfähigkeiten entsprechend Gl. (2-14) bis (2-17) besitzen für *Dübelreihen* nur für den Fall ihre Gültigkeit, wenn der Dübelabstand mindestens so groß gewählt wird, daß sich die Ausbruchkörper auch ohne gegenseitige Beeinflussung ausbilden können. Für Dübelabstände kleiner als dem dreifachen Randabstand kommt es zu einer Überschneidung der Ausbruchkörper bzw. zum gemeinsamen Ausbruch und damit zu einer Reduktion der Tragfähigkeit je Dübel.

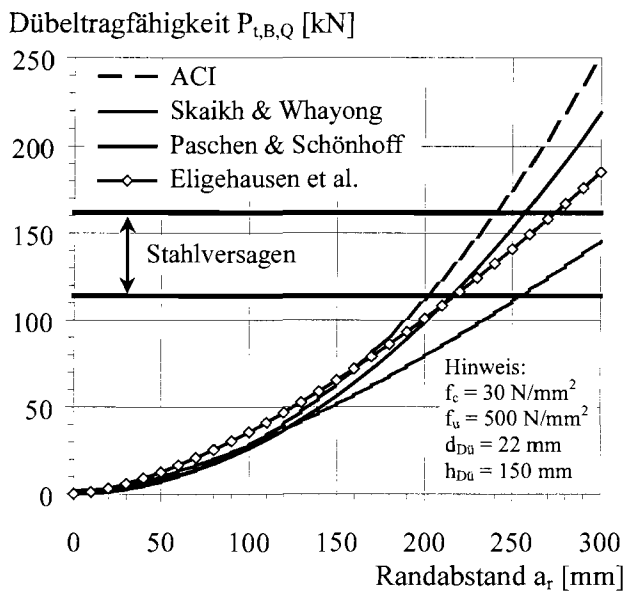


Bild 2-3. Rechnerische Tragfähigkeit $P_{t,B,Q}$ eines Kopfbolzens in unbewehrtem Beton in Abhängigkeit vom Randabstand a_r nach den Gleichungen (2-14) bis (2-17)

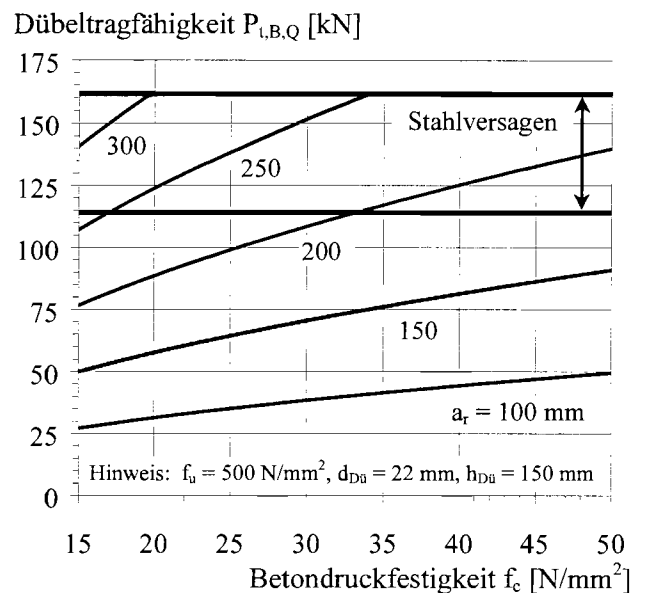


Bild 2-4. Rechnerische Tragfähigkeit $P_{t,B,Q}$ eines Kopfbolzens in unbewehrtem Beton in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit f_c nach Gleichung (2-17)

Erste Untersuchungen in der Befestigungstechnik unter Berücksichtigung einer *Bewehrung* zur Erfassung des Bauteilrandes bestätigen eine gegenüber unbewehrtem Beton deutliche Steigerung der Tragfähigkeit und Duktilität der Verbindung, vgl. Eligehausen & Mallée [2.9], Abschn. 4.1.2.4. Weitere Untersuchungen in Eligehausen & Mallée [2.9], Abschnitt 4.2.2.4 zeigen, daß sich die Querschubtragfähigkeit von Kopfbolzen am Bauteilrand unter Berücksichtigung einer geraden, nicht rückgehängten Randbewehrung in *gerissenem Beton*, d. h. bei Querlast in Rißrichtung, bei Rißbreiten von mindestens 0,4 mm gegenüber ungerissenem Beton um ca. 15 bis 20 % reduziert.

Für eine Dübelbeanspruchung infolge **Längsschub**, d. h. parallel zum freien Plattenrand, ergibt sich nach Stichting Bouwresearch [2.27] und Fuchs [2.3] die bruchauslösende Abtriebskraft zu in etwa 50 % der angreifenden Kraft. Bei konstantem Randabstand ergibt sich daraus eine gegenüber der Querschubtragfähigkeit doppelt so große Längsschubtragfähigkeit.

2.2.5 Zusammenfassung

Die bereits vorhandenen Untersuchungen im Verbundbau und in der Befestigungstechnik unterstreichen besonders den Einfluß der Betonfestigkeit und des Dübeldurchmessers auf die Dübeltragfähigkeit. Darüber hinaus zeigen die Untersuchungen mit Randeinfluß, daß zusätzlich der Randabstand der Dübel aber auch die Bewehrungsführung nahe der Verbundfuge bedeutende Parameter für die Tragfähigkeit von Kopfbolzen sind.

2.3 Kraftübertragung durch Reibung

2.3.1 Allgemeines

Im Verbundbau werden in Kontaktflächen zwischen Baustahl und Konstruktionsbeton oftmals sehr hohe Kraftanteile allein infolge Reibung übertragen. Dabei können folgende Konstruktionsbeispiele genannt werden:

- Reibungsverbund bei Verbundträgern mit Betongurten aus Fertigteilen (siehe Bild 2-10),
- Kopfbolzen in Verbundstützen aus kammerbetonierten Walzprofilen (siehe Bild 2-11),
- Betondübel unter Querschubbeanspruchung (siehe Bild 2-12) etc..

Für eine effiziente konstruktive Durchbildung dieser Verbundfugen wurden bereits eine Vielzahl von Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von reinen Reibverbindungen durchgeführt, vgl. Abschnitt 2.3.2. In Abschnitt 2.3.3 werden die Ergebnisse verschiedener Untersuchungen zur Ermittlung des Reibbeiwertes zwischen Beton und Stahl kurz zusammengefaßt. Eine ausführlichere Diskussion über die Superposition der einzelnen Traganteile aus den verschiedenen Kraftübertragungsmechanismen der o. g. Verbundfugen wird in Abschnitt 2.5 geführt.

2.3.2 Verformungsverhalten

In Roik & Bürkner [2.21] und Mangerig & Zapfe [2.15] sind insgesamt 140 reine *Reibversuche* mit zwischen zwei Betonkörpern unter konstanter Anpressdruckkraft A eingeklemmten Stahlstegen dokumentiert. Die prinzipielle Gestaltung der Versuchskörper gleicht der realen Bauwerkssituation von Verbundträgern mit obergurtlosen Stahlprofilen, d. h. der Stahlsteg bindet in den Betongurt ein, und quer dazu Stahlbetonplatten mit konstantem Stützmoment, vgl. Bild 2-5.

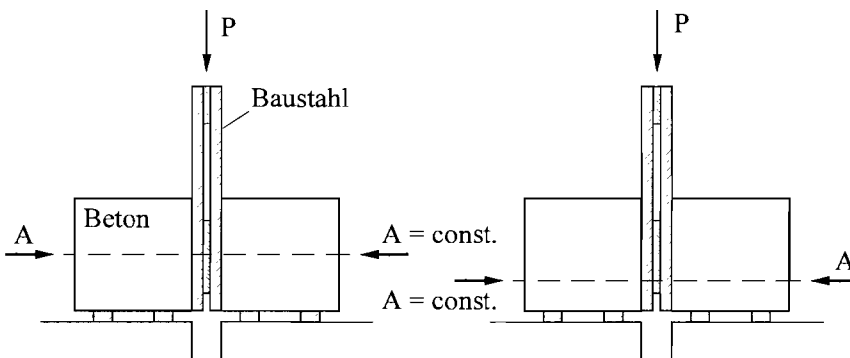


Bild 2-5. Prinzipielle Gestaltung der Versuchskörper nach Roik & Bürkner [2.21] und Mangerig & Zapfe [2.15]

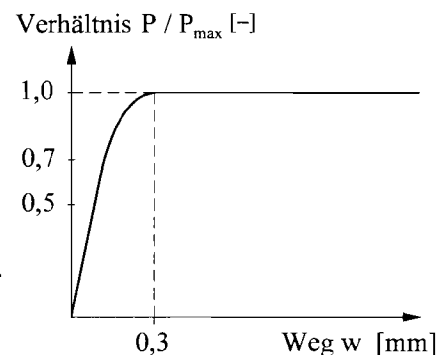


Bild 2-6. Idealisierte Kraft-Verformungs-Kurve von Reibverbindungen mit konst. Anpressdruck nach Roik & Bürkner [2.21]

Das *Kraft-Verformungs-Verhalten* entsprechend Bild 2-6 zeigt bis Erreichen von ungefähr 50 bzw. 70 % der Reiblast eine nahezu lineare Beziehung und weist mit zugehörigen Verschiebungswerten von 0,06 bis 0,1 mm eine sehr hohe Anfangssteifigkeit auf. Im Anschluß daran nimmt die Steifigkeit zusehends ab. Bis zum Erreichen der Reiblast bei ca. 0,3 mm Verschiebung geht die Kraft-Verformungs-Kurve in ein nahezu ideal plastisches Verhalten über. Mit stark zunehmenden Verschiebungen ist keine Kraftabnahme zu verzeichnen.

2.3.3 Reibbeiwerte

Die experimentellen Untersuchungen von Roik & Bürkner [2.21], Roik & Hanswille [2.23] und Mangerig & Zapfe [2.15] zeigen übereinstimmend, daß die Reibungszahl μ zwischen Beton und Stahl besonders von der *Oberflächenbehandlung des Stahles und des Betons* abhängig ist. Ein Einfluß der *Betonfestigkeit* und der *Exzentrizität des Anpressdrucks* konnte nicht nachgewiesen werden.

Darüber hinaus wurde in Roik & Bürkner [2.21] für Reibungsverbund entsprechend Abschnitt 2.5.2 ein Einfluß der *Stahldicke* festgestellt. Der für den Fall Reibungsverbund beobachtete negative Einfluß einer abnehmenden Stahldicke auf die Größe der aktivierten Reibfläche und damit auf den

Reibbeiwert wird für die hier durchgeführten Untersuchungen als nicht zutreffend angesehen. In Tabelle 2-1 werden daher nur die in Roik et al. [2.24], Abschn. 4.8.3.3 zusammengestellten und für Stahldicken von mindestens 15 mm hergeleiteten mittleren und charakteristischen Reibbeiwerte in Abhängigkeit von der Oberflächenbehandlung des Baustahls und des Betons dargestellt.

Eine statistische Neuauswertung der Versuche von Roik & Bürkner [2.21] und Mangerig & Zapfe [2.15] nach Eurocode 3, Anhang Z [1.7] führt zu charakteristischen Reibbeiwerten μ_k von 0,57 und 0,54, siehe Zapfe [2.7], Abschn. 7.2.1.

Tabelle 2-1. Reibbeiwerte nach Roik et al. [2.24]

Literatur	Oberflächenbehandlung		Reibbeiwert μ [-]	
	Stahl	Beton	50 %-Fraktile	95 %-Fraktile
Roik & Bürkner [2.21]	walzrauh ¹	ohne Schalöl mit Schalöl	0,766 0,646	0,75 0,63
	Zink-Primer ¹	ohne Schalöl	0,618	0,60
Roik & Hanswille [2.23]	gleitfester Anstrich ^{1,2}	ohne Schalöl	0,402	0,35
	Walzstahlkonservierung ^{1,3}	ohne Schalöl	0,257	0,25

¹ mit leichtem Rostansatz
² entspricht technischen Lieferungsbedingungen der Deutschen Bundesbahn (TL. Nr. 918300, Bl. 85)
³ mit Eisenoxyd-Rot-Shop-Primer (25 μm)

Zum direkten Vergleich sind in Tabelle 2-2 die in den aktuellen Normen angegebenen Reibbeiwerte mit den zugehörigen Anforderungen an die Oberflächenqualität angegeben. Nach Eurocode 4, Teil 1-1 [1.1], Abschnitt 9.4.3.3 und 9.4.3.5 sollte die mit dem Beton in Kontakt stehende Baustahloberfläche i. a. frei von Farbe oder anderen Beschichtungen sein wie Öl, Schmutz, Rost, loser Walzhaut, Bohrspäne oder anderen Beschädigungen sein, um eine gleichmäßige Flächenpressung zu ermöglichen und die Wirksamkeit der Reibverbindung nicht zu beeinträchtigen.

Tabelle 2-2. Reibbeiwerte nach aktuellen Normen

Norm	Reibbeiwert	Hinweise zur Oberflächenbehandlung
E DIN 18800-5, El. (572) Eurocode 4-1-1, 6.5.2.1 Eurocode 4-2, 6.5	$10 \leq t_{\text{Stahl}} < 15 \text{ mm}$: $\mu_k = 0,5$ $t_{\text{Stahl}} \geq 15 \text{ mm}$: $\mu_k = 0,55$ Hinweis: $\gamma_v = 1,25$	– Stahloberflächen müssen mit Sand- oder Stahlkies gestrahlt und frei von losem Rost und Anstrich sein. – Für beschichtete Stahloberflächen wird auf die Literatur bzw. experimentelle Ermittlung der Reibungszahl hingewiesen.
DIN 18800-1, El. (764) ¹	$\mu_d = 0,5$ Hinweis: Zur Abdeckung von Unsicherheiten weitere Abminderung mit Faktor 1,5.	– Stahloberflächen müssen unbeschichtet und fettfrei, spritzverzinkt, zinksilikatbeschichtet oder ungeschützt sein. – Vollständige Aushärtung der Beschichtung vor dem Einbau.

¹ Für die Anforderungen an die Oberflächenqualität wird auf DIN 4141-1, Kapitel 6 verwiesen.

Für Anwendungen von Reibungsverbund im Brückenbau sind in Roik & Bürkner [2.21] und Roik & Hanswille [2.23] insgesamt 16 Versuche dokumentiert, die vor dem statischen Reibversuch mit einer dynamischen Druckschwellbeanspruchung von insgesamt $3 \cdot 10^6$ bzw. $2 \cdot 10^5$ Lastspielen und mit Oberlasten von 70 bzw. 85 % der zu erwartenden Reiblast vorbelastet wurden. Aufgrund einer Verbesserung des Formschlusses in der Verbundfuge durch Verzahnung der Betonteilchen mit der Stahloberfläche ist grundsätzlich ein gutmütiges Verhalten von Reibverbindungen unter dynamischer Beanspruchung zu beobachten. Die dabei erzielten Reibbeiwerte liegen i. a. mindestens auf dem Niveau der statischen Referenzversuche.

2.3.4 Zusammenfassung

Reine Reibverbindungen mit konstantem Anpressdruck zeigen ein nahezu ideal elastisch, ideal plastisches *Verformungsverhalten*. Der Übergang zum Reibplateau erfolgt bei ca. 0,3 mm Relativverschiebung. Im Fall von liegenden Kopfbolzen unter Querschub nimmt die resultierende Anpressdruckkraft A mit der Querschubbeanspruchung P jedoch nahezu proportional zu, so daß bei Verhältnissen P/A kleiner als dem Reibbeiwert μ ein mit zunehmenden Beanspruchungen ein rein ideal elastisches Verhalten zu erwarten ist.

Im Gegensatz zur Betonfestigkeit und Exzentrizität des Anpressdrucks besitzen die Oberflächenbehandlungen der beiden Materialien einen bedeutenden Einfluß auf den *Reibbeiwert*. Für in der Praxis übliche Oberflächenbehandlungen sind in der Literatur entsprechende Reibbeiwerte angegeben.

2.4 Kraftübertragung über Oberkante des Stahlsteges

2.4.1 Allgemeines

Auf Grundlage der modellhaften Vorstellung in Bild 1-4 können die vertikalen Auflagerkräfte der Platte auch über die Oberkante des Stegbleches übertragen werden. Als Versagensmechanismen kommen dabei sowohl ein Überschreiten der ertragbaren *Teilflächenpressung* des Betons als auch ein *Durchstanzen* des reduzierten Stahlbetonquerschnitts über dem Stegblech in Frage. Unter Berücksichtigung der in Bild 2-7 dargestellten Geometrieparameter werden im weiteren die beiden Versagensformen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit zunächst isoliert und anschließend zusammen diskutiert.

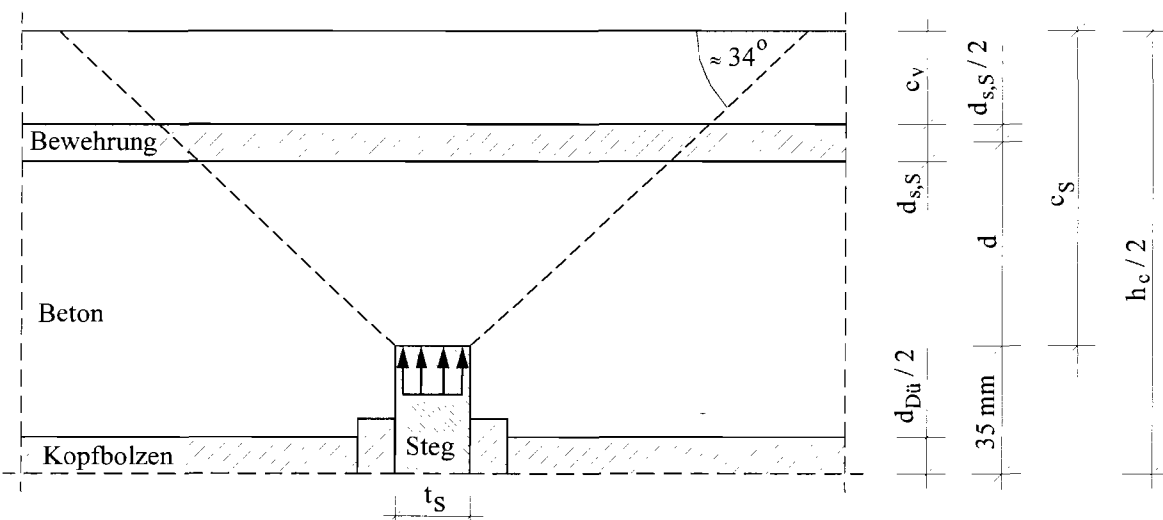


Bild 2-7. Geometrieparameter für die Kraftübertragung über Oberkante des Stahlsteges

2.4.2 Teilflächenpressung

Unter Vernachlässigung der zulässigen Erhöhung der Betondruckspannungen infolge Teilflächenpressung nach DIN 1045-1 [1.9], Abschnitt 10.7 ergibt sich die zulässige Teilflächenpressung T_{Rd} pro laufenden Meter Trägerlänge entsprechend Bild 2-8 wie folgt:

$$T_{Rd} = (t_s \cdot 100 \text{ cm/m}) \cdot (0,75 \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c) \quad (2-18)$$

Wird der Bereich der Krafteinleitung oberhalb des Stahlsteges als Druck-Zug-Knoten entsprechend Schlaich & Schäfer [2.25], 3.5.4.1 betrachtet, so reduziert sich die aufnehmbare Druckfestigkeit bei

Druckfeldern mit Querzug um 25 %, siehe Faktor 0,75 in Gl. (2-18). Die auftretenden *Spaltzugkräfte* infolge lokaler Krafteinleitung sind durch die vorhandene Stützbewehrung infolge Durchlaufwirkung der Stahlbetonplatte bereits abgedeckt.

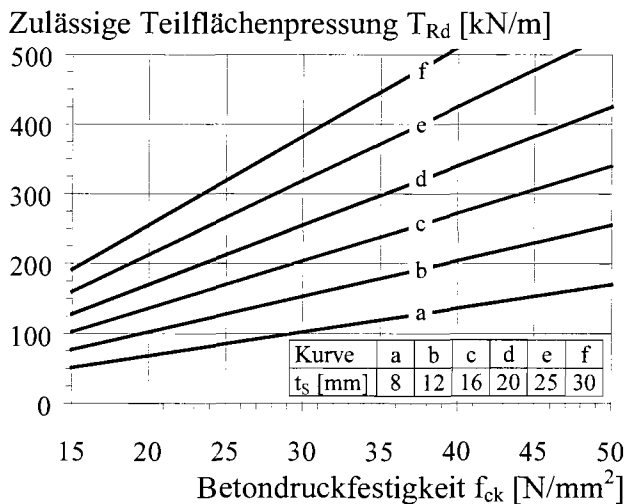


Bild 2-8. Zulässige Teilflächenpressung in Abhängigkeit von Stegdicke t_s und Betondruckfestigkeit f_{ck} nach Gl. (2-18)

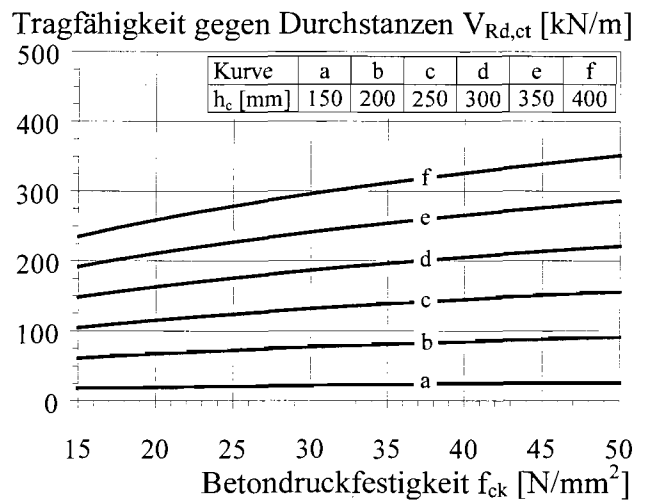


Bild 2-9. Tragfähigkeit des Stahlbetons oberhalb des Stegbleches gegenüber Durchstanzen in Abhängigkeit von der Plattendicke h_c und der Betondruckfestigkeit f_{ck} nach Gl. (2-19)

2.4.3 Durchstanzen

Die linienförmige Kraftübertragung über die Oberkante des Stahlsteges kann nach erfolgter Krafteinleitung vom Stegblech in den Stahlbeton über Druckkontakt bei anschließender Kraftweiterleitung innerhalb des Stahlbetons zum Durchstanzen führen. Die entstehende *längsausgedehnte Durchstanzzone* oberhalb des Stegbleches weist dabei einen Winkel von ungefähr 34° gegenüber der Plattenoberfläche auf. Auf Grundlage von DIN 1045-1 [1.9], 10.5.4 lässt sich für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Durchstanzbewehrung unter Annahme von Normalbeton und statischen Nutzhöhen von weniger als 200 mm folgende Bemessungstragfähigkeit pro laufenden Meter Trägerlänge angeben:

$$V_{Rd,ct} = 2,6 \cdot (\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d \quad [\text{N/mm}] \text{ bzw. } [\text{kN/m}] \quad (2-19)$$

mit: $\rho_l \leq 0,02$ Längsbewehrungsgrad [-]
 f_{ck} Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm²]
 d statische Nutzhöhe [mm]

Unter Berücksichtigung der konstruktiven Randbedingungen entsprechend Bild 2-7 lässt sich die statische Nutzhöhe für den Stahlbetonquerschnitt oberhalb des Stahlsteges wie folgt ermitteln:

$$d = c_s - c_v - d_{s,S} / 2 \quad (2-20)$$

mit: c_s Betondeckung oberhalb des Stegsteges, Annahme: $c_s = h_c / 2 - 35$ mm
 h_c Dicke der Stahlbetonplatte
 c_v vertikale Betondeckung
 $d_{s,S}$ Durchmesser der Stützbewehrung

Die Bemessungstragfähigkeit des Stahlbetons oberhalb des Stegbleches gegenüber Durchstanzen wird in Bild 2-9 für einen maximal ansetzbaren Längsbewehrungsgrad von 2 % in Abhängigkeit von der Plattendicke und der Betondruckfestigkeit pro laufenden Meter Trägerlänge dargestellt.

Die Tragfähigkeit gegenüber Durchstanzen hängt vorrangig von der Betondeckung oberhalb des Stahlbleches ab. Der Einfluß der Betonfestigkeit ist im Vergleich dazu relativ gering, der Einfluß der Stegdicke vernachlässigbar. Entsprechend Zilch & Rogge [2.29], Abschnitt 4.2.4.1 sind mit gleichbleibendem Sicherheitsniveau infolge des Maßstabeffekts für die oberhalb des Stegbleches relativ dünnen Stahlbetonplatten in der Realität etwas höhere Tragfähigkeiten zu erwarten.

2.4.4 Zusammenfassung

Bei isolierter Betrachtung einer Kraftübertragung über die Oberkante des Stahlsteges wird für die Bemessung der Nachweis für Durchstanzen gegenüber der Teilflächenpressung maßgebend, vgl. Bilder 2-8 und 2-9. Die Tragfähigkeit für Durchstanzen nimmt mit zunehmender Plattendicke, d. h. mit zunehmender Betondeckung oberhalb des Stegbleches, relativ stark zu.

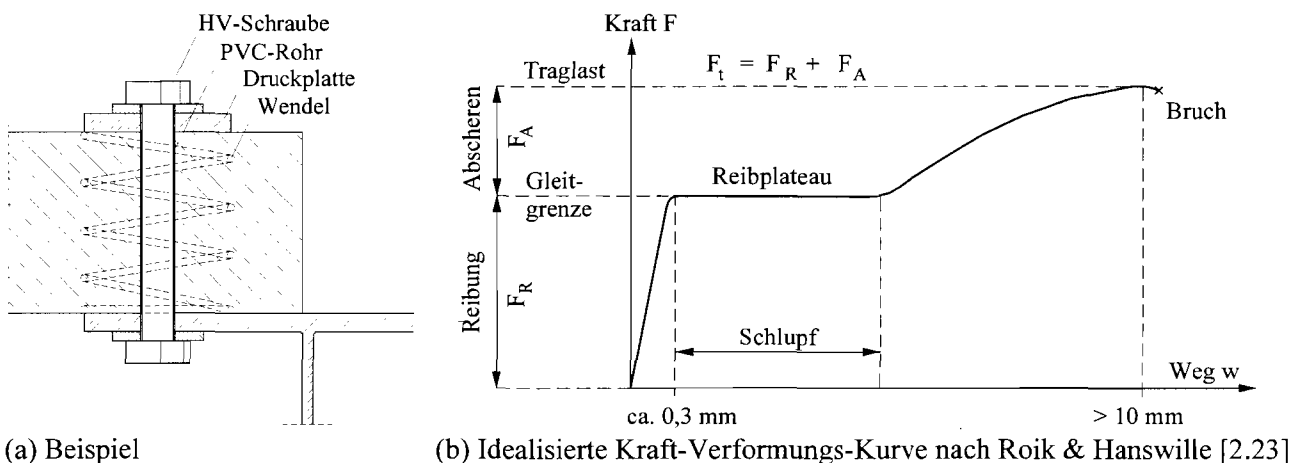
2.5 Kombinierte Kraftübertragung

2.5.1 Allgemeines

Besonders im Verbundbau gibt es eine Vielzahl von Verbindungen bei denen sich die Gesamttragfähigkeit aus der Addition einzelner Traganteile ergibt. Im folgenden werden einzelne Beispiele solcher Verbundfugen entsprechend Abschnitt 2.3.1 etwas näher erläutert und diskutiert.

2.5.2 Reibungsverbund

Bei Reibungsverbund werden entsprechend Bild 2-10 (a) Betonfertigteile durch HV-Schrauben mit dem Stahlträger verbunden. Diese Reib-Abscher-Verdübelung verhält sich im Prinzip wie eine gleitfeste Schraubverbindung, siehe Bild 2-10 (b).



(a) Beispiel

(b) Idealisierte Kraft-Verformungs-Kurve nach Roik & Hanswille [2.23]

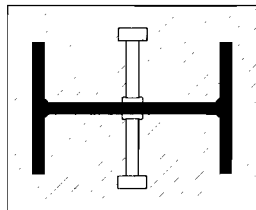
Bild 2-10. Verbundfuge mit Reibungsverbund

Bis zum Erreichen der Reiblast werden die Kräfte ausschließlich über *Reibung* übertragen. Mit Erreichen der Reiblast, die von der vorhandenen Vorspannkraft der Schraube abhängig ist, treten in Abhängigkeit vom Lochspiel auf konstantem Kraftniveau Gleitungen auf, bis schließlich der Schraubenschaft am Beton anliegt und die Schraube bis zum Bruch zusätzlich auf *Abscheren* beansprucht wird. Die Untersuchungen von Roik & Hanswille [2.23] zeigen, daß die experimentellen Traglasten mit den rechnerischen Traglasten P_t unter Annahme einer additiven Tragwirkung aus Reibungs- und Abscherkräften P_R und P_A sehr gut übereinstimmen. Wird kein Lochspiel vorgesehen, so zeigt die Kraft-Verformungs-Kurve nach Erreichen der Reiblast infolge sofortiger Aktivie-

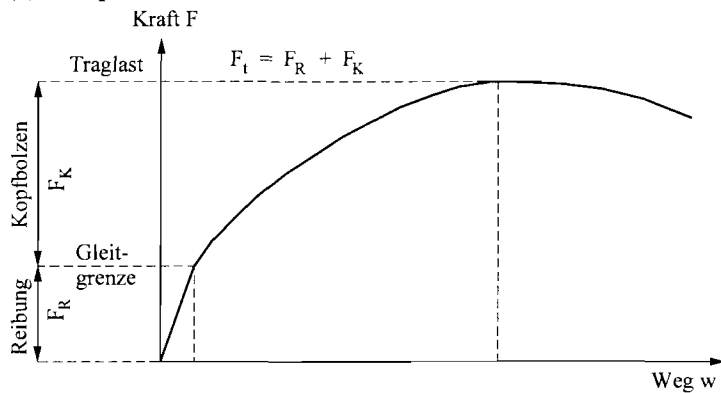
rung der Abschertragwirkung eine stetige Steifigkeitsänderung bis zum Bruch an, vergleichbar mit Bild 2-11 (b). Entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 2.3.3 weisen diese Verbundfugen unter nicht ruhender Beanspruchung ein besonders günstiges Verhalten auf.

2.5.3 Kopfbolzen in Verbundstützen aus kammerbetonierten Walzprofilen

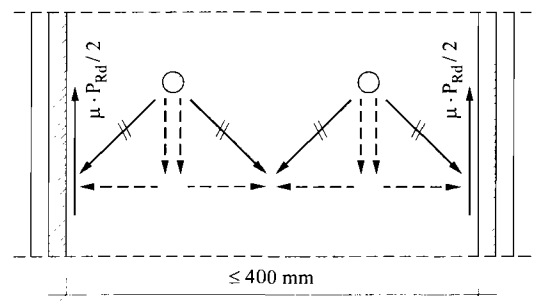
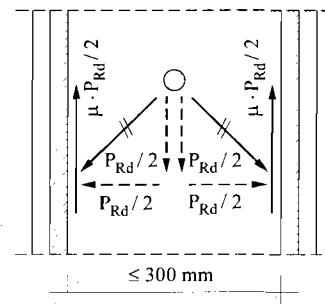
Auf Grundlage der Untersuchungen von Roik & Hanswille [2.22] darf die Tragfähigkeit der Verbundfuge in Verbundstützen aus kammerbetonierten Walzprofilen unter additivem Ansatz der Dübeltragfähigkeit entsprechend Abschnitt 2.2.2 einerseits und der aktivierten Reibungskräfte an den Flanschinnenseiten andererseits ermittelt werden. Die aktivierten Reibungskräfte dürfen mit $\mu \cdot P_{Rd} / 2$ für jeden Flansch und jede Dübelreihe entsprechend Bild 2-11 berücksichtigt werden.



(a) Beispiel



(b) Idealisierte Kraft-Verformungs-Kurve



(c) Modell

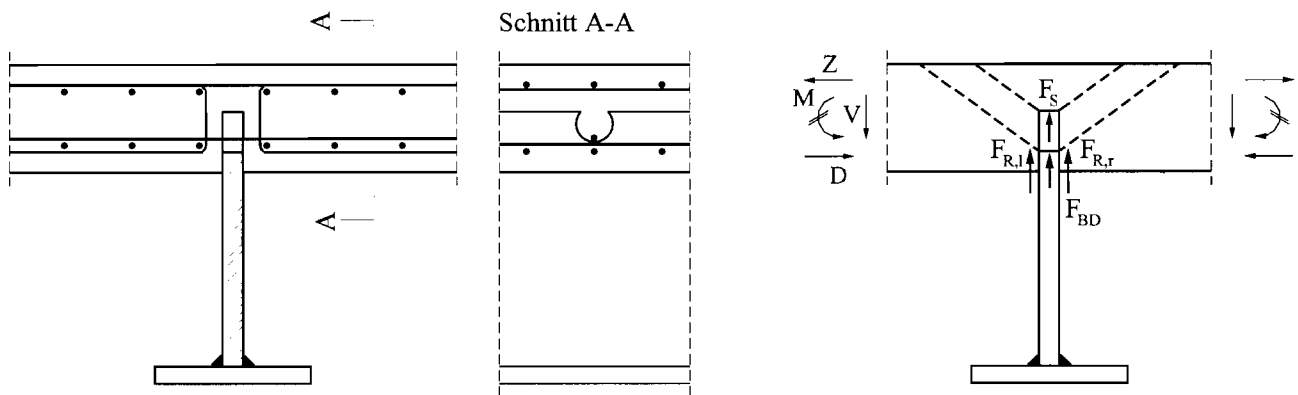
Bild 2-11. Kopfbolzen in Verbundstützen aus kammerbetonierten Walzprofilen nach Roik & Hanswille [2.22]

Analog zu den Erfahrungen mit Reibungsverbund verhält sich die Verbundfuge bis zum Erreichen der Reiblast sehr steif. Erst nach Überschreiten der Gleitgrenze treten nennenswerte Relativverschiebungen auf, die bis zum Versagen der Verbundfuge mehr als 10 mm betragen. Der qualitative Verlauf der Kraft-Schlupf-Beziehung entspricht nach Überschreiten der Reiblast den bisherigen Erfahrungen für stehende Kopfbolzen im Verbundbau.

2.5.4 Betondübel unter Querschub

Auf Grundlage der Untersuchungen von Wurzer [2.6] und Zapfe [2.7] können Verbundträger mit obergurtlosen Stahlprofilen auch mit Betondübeln entsprechend Bild 2-12 (a) ausgeführt werden. Für die Abtragung der vertikalen Auflagerkräfte der Platte stehen entsprechend Bild 2-12 (b) folgende Kraftübertragungsmechanismen zur Verfügung:

- Reibkräfte F_R infolge Biegedruck aus Durchlaufwirkung der Stahlbetonplatte,
- Kraftanteile F_S über die Stegblechoberkante, die durch ein Überschreiten der Teilflächenpressung und durch Durchstanzen des Stahlbetons oberhalb des Steges begrenzt sind,
- Kräfte F_{BD} über den Dübelfuß, die durch ein Durchstanzen des Stahlbetons beginnend am Dübelfuß begrenzt sind.



(a) Beispiel

(b) Modell

Bild 2-12. Verbundträger mit Betondübel unter Querschub nach Zapfe [2.7]

Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen von Zapfe [2.7], Abschnitt 7.2 und in Übereinstimmung mit dem Modell in Bild 2-12 (b) führt eine Querschubbeanspruchung aufgrund sehr hoher Reibkräfte auch bei ungünstig gewählten Randbedingungen wie z. B. Einfetten der Stegbleche nicht zum Versagen unmittelbar in der Verbundfuge, sondern zu einem Versagen der Stahlbetonplatte infolge Quertragwirkung. Niedrigere Bewehrungsgrade von weniger als 0,4 % führen zu einem *Biegeversagen* der Platte, höhere Bewehrungsgrade zu einem *Schubversagen*. Nennenswerte Relativverschiebungen zwischen Stegblech und Stahlbeton werden nicht festgestellt. Weitere Untersuchungen unter Ausschaltung der Reibung in den Kontaktflächen haben gezeigt, daß in diesem Fall die Kraftübertragung überwiegend durch räumliche Druckstreben zum Fußbereich der Betondübel erfolgt und schließlich die Stahlbetonplatte infolge *Durchstanzen* versagt.

Zusammenfassend belegen die Untersuchungen von Zapfe [2.7], daß unter praxisnahen Bedingungen – selbst bei konstruktiver Minimierung des Reibbeiwertes – die Verbundfuge selbst aufgrund der aktivierten Reibung so leistungsfähig wird, daß die Querschubbeanspruchbarkeit durch ein *Versagen der Stahlbetonplatte* und nicht der Verbundfuge begrenzt wird. Die Untersuchungen mit unterbundener Reibung legen nahe, daß ein additiver Ansatz der Traganteile F_R und F_{BD} infolge Reibung und Druckstreben zum Fußbereich der Betondübel grundsätzlich möglich ist. Weitere Redundanz des System ist durch den Kraftanteil F_S gegeben. Ein additiver Ansatz der beiden Kraftanteile F_S und F_{BD} zusätzlich zu den aktivierten Reibkräften F_R ist aufgrund der Überlagerung der Ausstanzkörper auf sicherer Seite liegend nicht anzusetzen. Abschließend bleibt festzustellen, daß die in den Versuchen erzielten Traglasten weit oberhalb der im realen Bauwerk zu erwartenden Querschubbeanspruchungen liegen.

2.6 Zusammenfassung

Verbundkonstruktionen mit liegenden Kopfbolzendübeln in Mittellage der Verbundfuge weisen unter Querschub drei mögliche Traglastanteile auf: über die Dübel selbst, über Reibung und über Druckkontakt auf der Stegoberkante. Im Unterschied zu stehenden Kopfbolzen ist bei der Kraftübertragung nicht nur der Dübel allein, sondern auch die umliegende Stahlbetonplatte maßgeblich beteiligt. Bei isolierter Betrachtung der einzelnen Kraftübertragungsmechanismen sind in der Literatur bereits eine Vielzahl von Untersuchungen vorhanden, die hier kurz zusammengestellt sind. Darauf aufbauend wird anhand von ausgewählten Konstruktionsbeispielen gezeigt, daß die Addition mehrerer Tragwirkungen für die Ermittlung der Tragfähigkeit grundsätzlich möglich ist.

3. Schubbeanspruchungen in der Verbundfuge

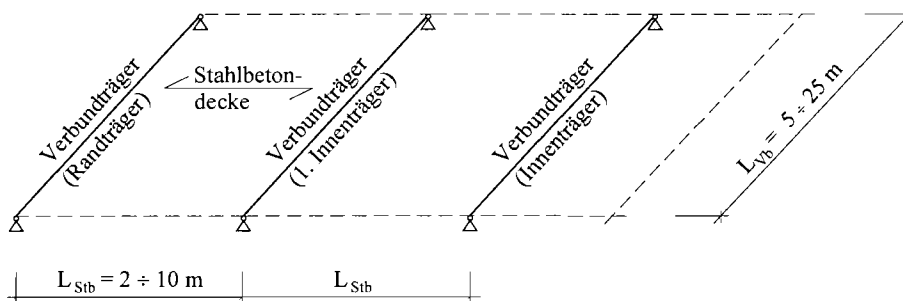
3.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse einer Parameterstudie über die Schubbeanspruchungen von Verbundfugen im Hoch- und Industriebau einschließlich Parkhäuser kurz zusammengefasst. Der untersuchte Parameterbereich und die dabei getroffenen Annahmen werden in Abschnitt 3.2 näher erläutert. In Abhängigkeit von der Lage der Verbundfuge werden in den Abschnitten 3.3 und 3.4 jeweils die absoluten Querschub- und Längsschubbeanspruchungen und deren Verhältnis sowohl für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) als auch der Tragsicherheit (GZT) beschrieben und diskutiert.

3.2 Annahmen

Das Bild 3-1 zeigt das *statische System* und die *Lastannahmen* zur Ermittlung der Schubbeanspruchungen in der Verbundfuge. Die Verbundträger sind durchweg als Einfeldträger und die einachsiger gespannten Stahlbetondecken hingegen als Einfeld-, Zweifeld- und Mehrfeldträger ausgeführt. Zur besseren Nachvollziehbarkeit und auch aus Vereinfachungsgründen ist im Rahmen der Parameterstudie für das Stahlprofil die HEA-Profilreihe zugrunde gelegt. Für die Interpretation der Ergebnisse wird für einen Randträger eine Randlage und für einen Innenträger eine Mittellage der Verbundfuge angenommen.

a. Statisches System



b. Lastannahmen

- Verkehrslasten:
- Hochbau (inkl. Parkhäuser)
 $p_k = 2 / 3,5 / 5 \text{ kN/m}^2$
 - Industriebau
 $p_k = 10 / 20 / 30 \text{ kN/m}^2$
- Ständige Lasten:
- Stahlbeton
 - Baustahl
 - Ausbau $g_A = 1 \text{ kN/m}^2$

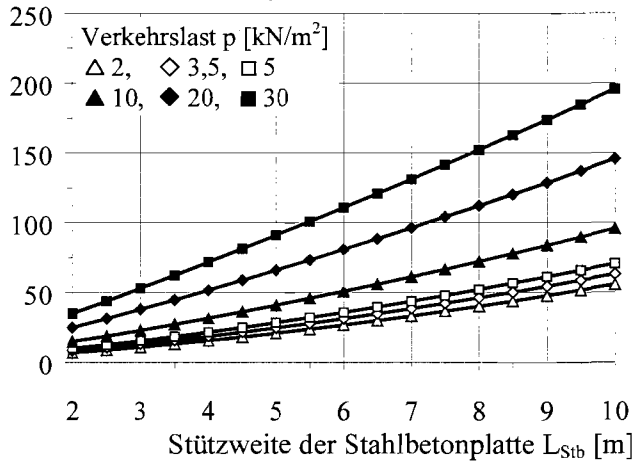
Bild 3-1. Annahmen für die Parameterstudie

Die Ermittlung der *Querschubbeanspruchung* hängt vom statischen System der Platte ab. Die Berücksichtigung von ausschließlich konstanten Flächenlasten führt zu einer entlang des Verbundträgers konstanten Querschubbeanspruchung der Verbundfuge. Unter Annahme einer durchlaufenden Stahlbetondecke wird für einen Rand- und Innenträger der Verbundquerschnitt im GZT nach der Fließgelenktheorie bemessen. Die dabei auftretenden *Längsschubbeanspruchungen* sind über die Trägerlänge hinweg betragsmäßig konstant. Für den GZG werden die maximalen Längsschubbeanspruchungen am Auflager unter Verwendung des Gesamtquerschnittsverfahrens elastisch ermittelt.

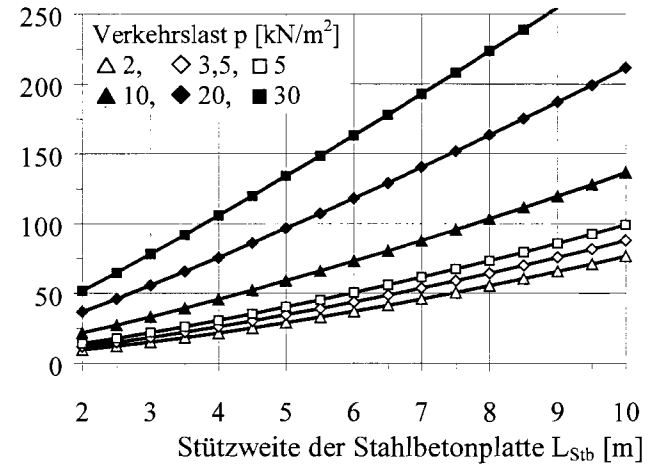
3.3 Randlage der Verbundfuge

3.3.1 Querschub

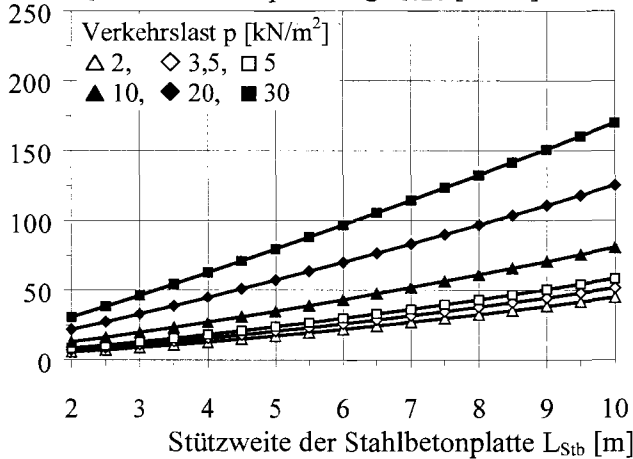
Die Bilder 3-2 und 3-3 zeigen die maximalen Querschubbeanspruchungen Q pro laufenden Meter der Verbundfuge am Rand eines Platten-Einfeldträgers und Platten-Mehrfeldträgers im GZG und GZT.

Max. Querschubbeanspruchung Q_{GZG} [kN/m]

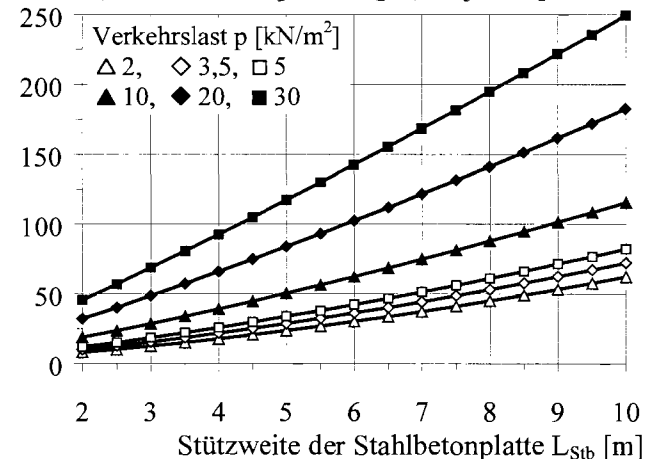
(a) GZG

Max. Querschubbeanspruchung Q_{GZT} [kN/m]

(b) GZT

Bild 3-2. Maximale Querschubbeanspruchung der Verbundfuge am Plattenrand eines Stahlbeton-Einfeldträgers im GZG und GZTMax. Querschubbeanspruchung Q_{GZG} [kN/m]

(a) GZG

Max. Querschubbeanspruchung Q_{GZT} [kN/m]

(b) GZT

Bild 3-3. Maximale Querschubbeanspruchung der Verbundfuge am Plattenrand eines Stahlbeton-Mehrfeldträgers im GZG und GZT und in Abhängigkeit von der Plattenstützweite

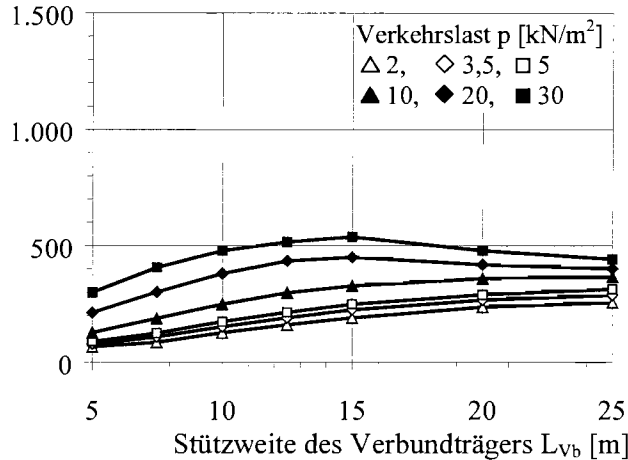
Mit ansteigender Plattenstützweite und Vergrößerung der Verkehrslasten nehmen die Querschubbeanspruchungen nahezu linear zu. Aufgrund der größeren Einflußbreite sind die Beanspruchungen bei einem Platten-Einfeldträger im Vergleich zu einem Platten-Mehrfeldträger um 13,9 bis 23,9 % größer. Die Abminderung der Beanspruchungen bei Platten-Zweifeldträgern gegenüber Mehrfeldträgern ist mit 2,1 bis 4,3 % vernachlässigbar gering. Unabhängig vom statischen System der Platte betragen die maximalen Querschubbeanspruchungen im GZG zwischen 67,5 und 72,6 % der Beanspruchungen im GZT.

Für Anwendungen im Hochbau mit Verkehrslasten von 2 bis 5 kN/m^2 sind bei Anordnung der Verbundfuge am Plattenrand von Mehrfeldträgern für den Querschub – unter Annahme einer mittleren Bemessungstragfähigkeit im GZT von 33 kN je Dübel entsprechend Kuhlmann & Kürschner [3.15], Gl. (9.19) – im Regelfall ein bis zwei Dübel je Meter erforderlich. Unter gleichen Voraussetzungen sind im Industriebau mit Verkehrslasten von 10 bis 30 kN/m^2 für den Querschub in Randlage im Regelfall ein bis drei Dübel erforderlich, bei großen Stützweiten der Platte bis zu vier Stück.

3.3.2 Längsschub

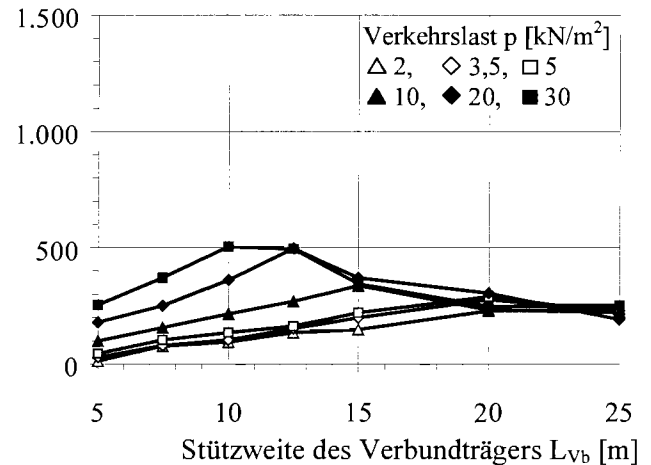
Das Bild 3-4 zeigt die Längsschubbeanspruchungen L pro laufenden Meter am Rand eines Platten-Mehrfeldträgers im GZG und GZT und in Abhängigkeit von der Plattenstützweite L_{Stb} .

Max. Längsschubbeanspruchung L_{GZG} [kN/m]



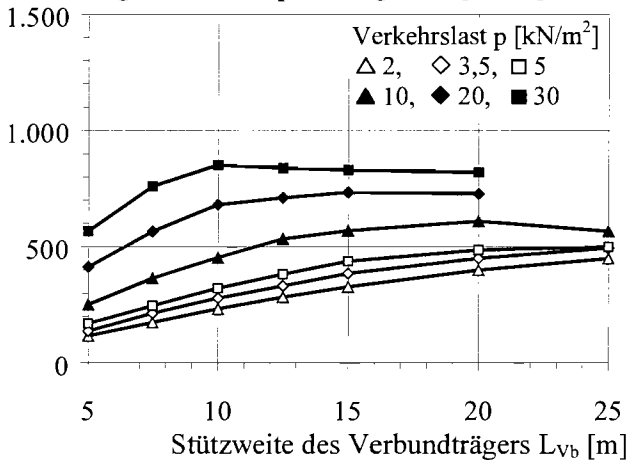
(a1) $L_{Stb} = 2$ m, GZG

Längsschubbeanspruchung L_{GZT} [kN/m]



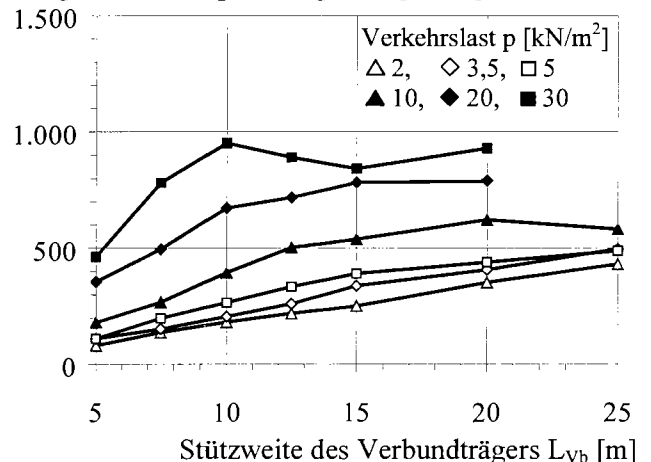
(a2) $L_{Stb} = 2$ m, GZT

Max. Längsschubbeanspruchung L_{GZG} [kN/m]



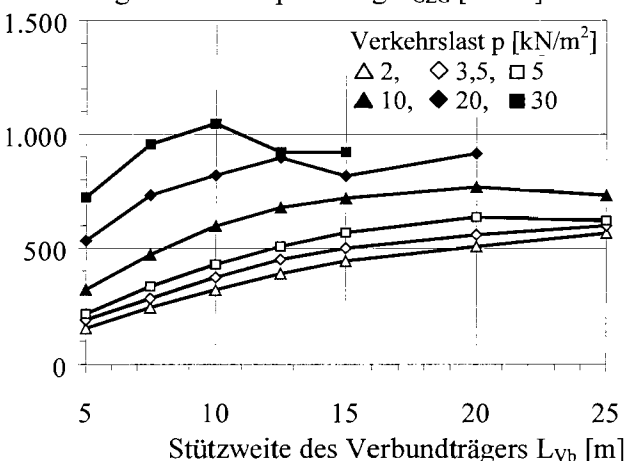
(b1) $L_{Stb} = 5$ m, GZG

Längsschubbeanspruchung L_{GZT} [kN/m]



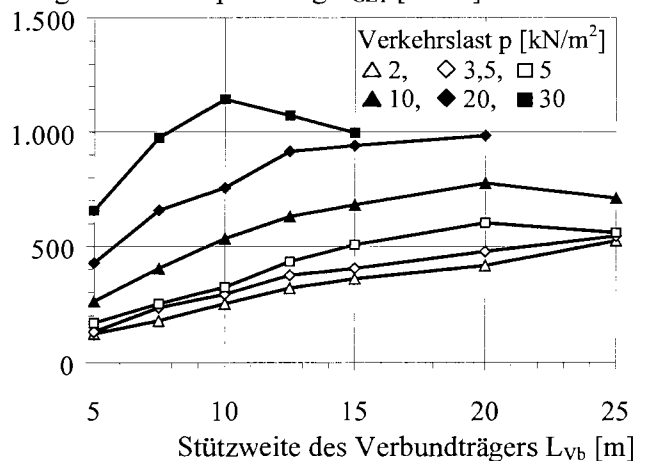
(b2) $L_{Stb} = 5$ m, GZT

Max. Längsschubbeanspruchung L_{GZG} [kN/m]



(c1) $L_{Stb} = 7,5$ m, GZG

Längsschubbeanspruchung L_{GZT} [kN/m]



(c2) $L_{Stb} = 7,5$ m, GZT

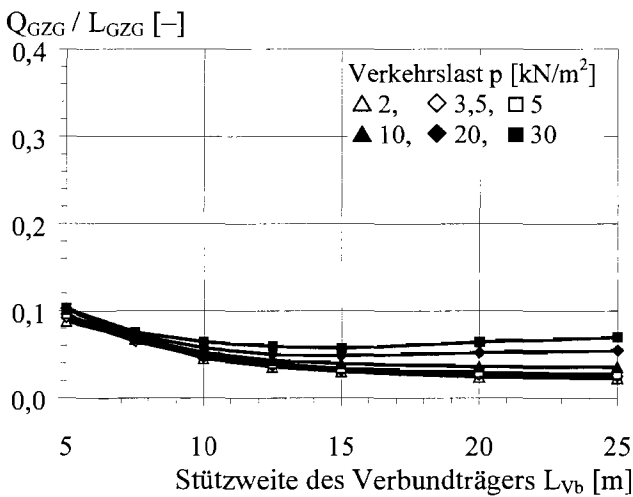
Bild 3-4. Maximale Längsschubbeanspruchung der Verbundfuge in Randlage eines Stahlbeton-Mehrfeldträgers im GZG und GZT und in Abhängigkeit von der Plattenstützweite

Mit zunehmender Stützweite des Verbundträgers und der Stahlbetonplatte nehmen die Längsschubbeanspruchungen sowohl im GZG als auch im GZT der Tendenz nach etwas zu. Mit steigenden Verkehrslasten ist ebenfalls ein Anwachsen der Längsschubbeanspruchungen zu verzeichnen.

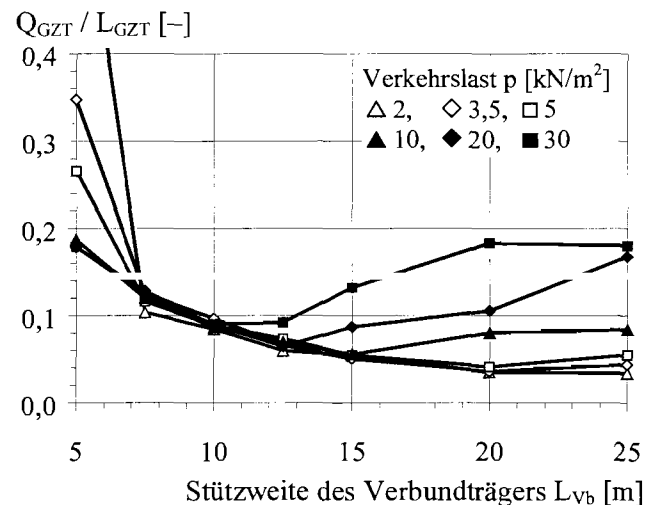
Für Anwendungen im Hochbau mit Verkehrslasten von 2 bis 5 kN/m² sind bei Lage der Verbundfuge am Plattenrand von Mehrfeldträgern für den Längsschub – unter Annahme einer mittleren Bemessungstragfähigkeit von 83 kN je Dübel entsprechend Gl. (2-9) im GZT – rein rechnerisch zwischen ein und acht Dübel je Meter erforderlich; für Anwendungen im Industriebau entsprechend mehr.

3.3.3 Verhältnis Quer- zu Längsschub

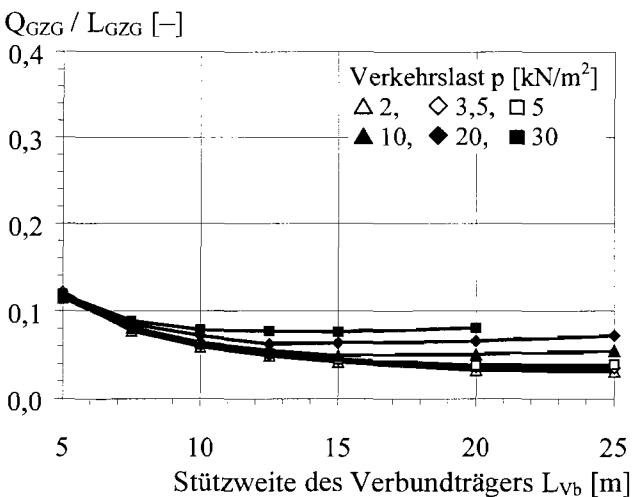
Die Bilder 3-5 (a) bis (e) zeigen das Verhältnis Q/L von Quer- zur Längsschubbeanspruchung am Rand eines Platten-Mehrfeldträgers im GZG und GZT und in Abhängigkeit von der Plattenstützweite L_{Stb} . Die Verhältniswerte für den GZG stellen Minimalwerte dar, da sie mit maximalen Längsschubbeanspruchungen am Auflager des Verbundträgers ermittelt sind, vgl. Abschnitt 3.2. Für den GZT sind die dargestellten Verhältniswerte über die Trägerlänge hinweg konstant.



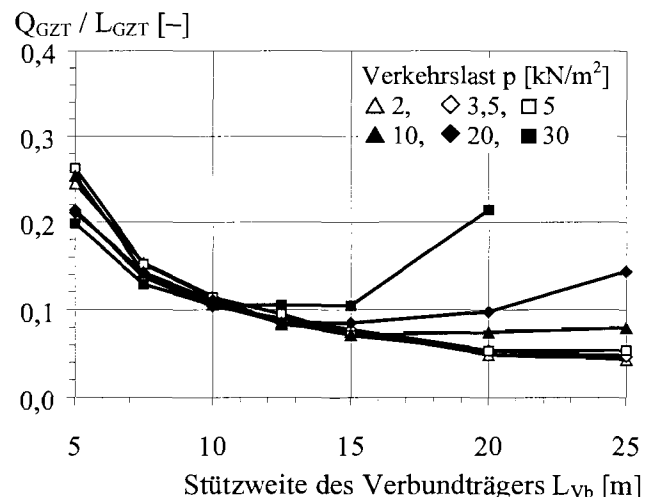
(a1) $L_{Stb} = 2$ m, GZG



(a2) $L_{Stb} = 2$ m, GZT



(b1) $L_{Stb} = 3,5$ m, GZG



(b2) $L_{Stb} = 3,5$ m, GZT

Bild 3-5. Verhältnis von Quer- zur Längsschubbeanspruchung in der Verbundfuge eines Randträgers am Rand eines Platten-Mehrfeldträgers im GZG und GZT und in Abhängigkeit von der Stützweite der Stahlbetonplatte (Fortsetzung auf nächster Seite)

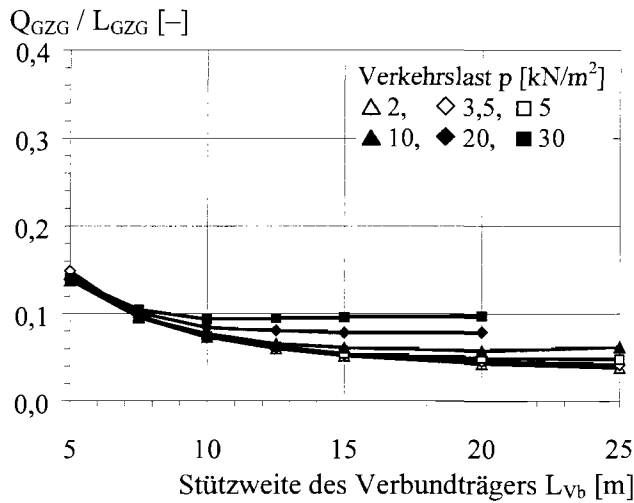
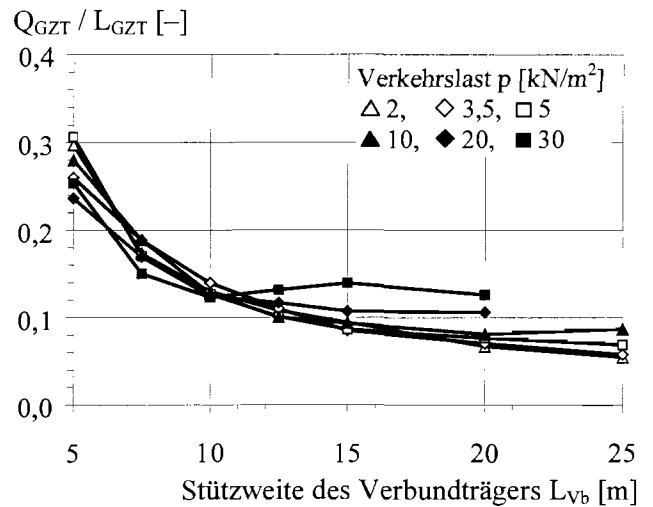
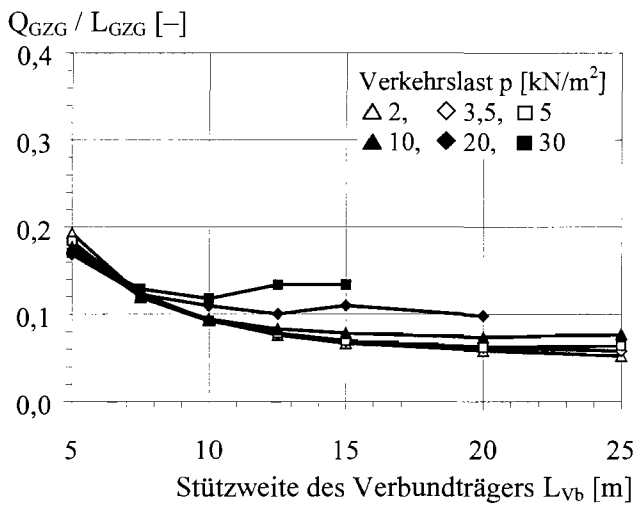
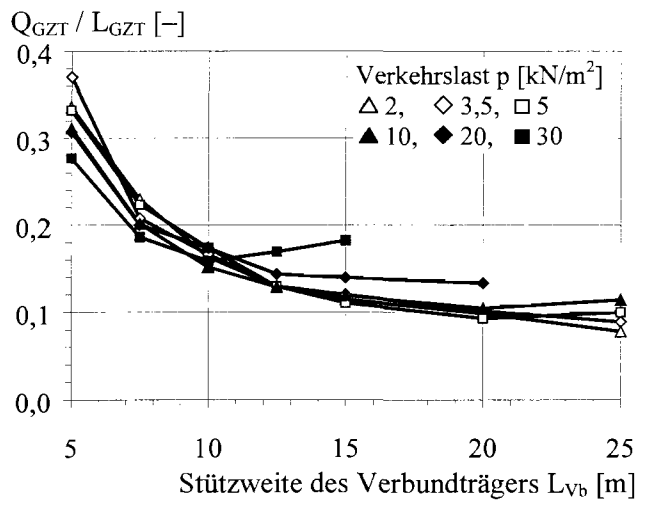
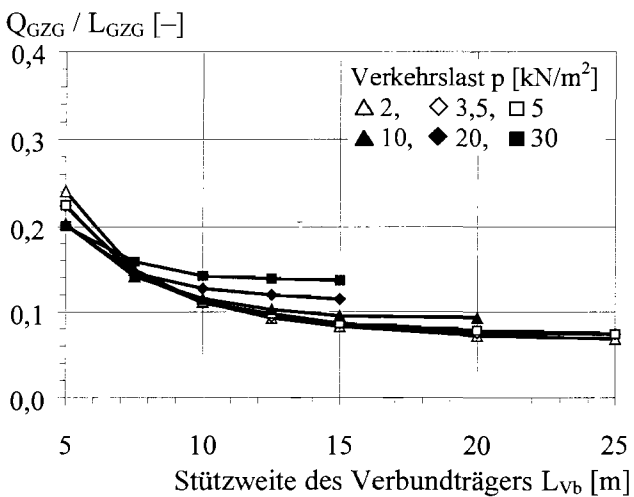
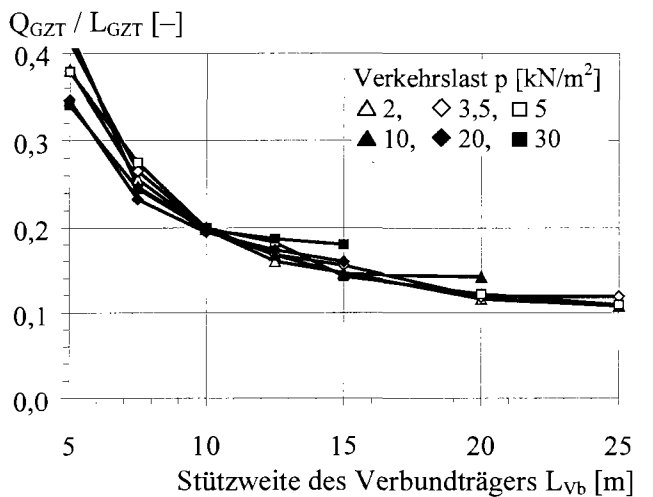
(c1) $L_{Stb} = 5$ m, GZG(c2) $L_{Stb} = 5$ m, GZT(d1) $L_{Stb} = 7,5$ m, GZG(d2) $L_{Stb} = 7,5$ m, GZT(e1) $L_{Stb} = 10$ m, GZG(e2) $L_{Stb} = 10$ m, GZT

Bild 3-5. Verhältnis von Quer- zur Längsschubbeanspruchung in der Verbundfuge eines Randträgers am Rand eines Platten-Mehrfeldträgers im GZG und GZT und in Abhängigkeit von der Stützweite der Stahlbetonplatte (Fortsetzung)

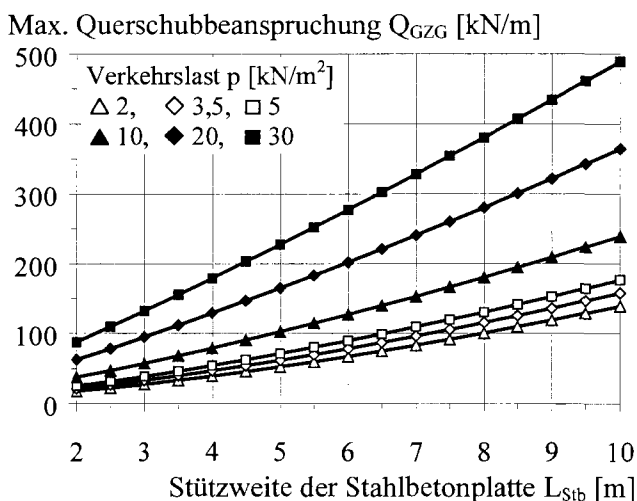
Mit zunehmender Stützweite des Verbundträgers nimmt das Verhältnis von Quer- zu Längsschubbeanspruchung der Tendenz nach ab. Eine Vergrößerung des Trägerabstands führt zu ansteigenden Verhältniswerten. Je nach Stützweiten des Trägers und der Platte beträgt der Verhältniswert Q/L im GZG für den praxisüblichen Anwendungsbereich zwischen 0,02 und 0,15. Im GZT liegen die Werte mit 0,03 bis 0,25 grundsätzlich etwas höher.

Ab einer Trägerspannweite von 10 m ist mit zunehmenden Verkehrslasten ein geringer Anstieg der Verhältniswerte zu verzeichnen. Folglich liegen die Verhältniswerte für den Industriebau etwas höher als für den allgemeinen Hochbau.

3.4 Mittellage der Verbundfuge

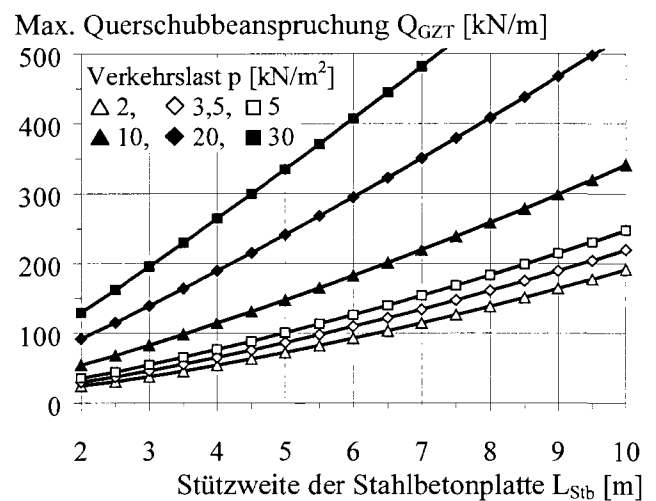
3.4.1 Querschub

In den Bildern 3-6 und 3-7 sind die maximalen Querschubbeanspruchungen Q der Verbundfuge in Mittellage eines Platten-Zweifeldträgers und Platten-Mehrfeldträgers pro laufenden Meter Verbundträgerlänge für den GZG und GZT dargestellt.

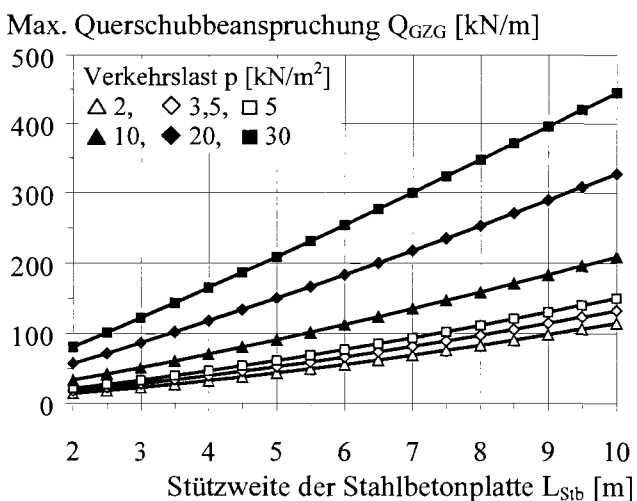


(a) GZG

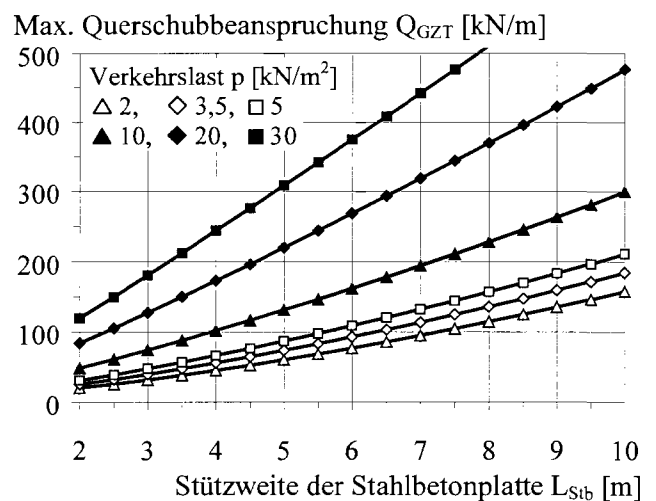
Bild 3-6. Maximale Querschubbeanspruchung in der Verbundfuge in Mittellage eines Stahlbeton-Zweifeldträgers im GZG und GZT



(b) GZT



(a) GZG



(b) GZT

Bild 3-7. Maximale Querschubbeanspruchung in der Verbundfuge in Mittellage eines Stahlbeton-Mehrfeldträgers im GZG und GZT

Mit ansteigender Stützweite und Vergrößerung der Verkehrslasten nehmen die Querschubbeanspruchungen nahezu linear zu, vgl. Abschnitt 3.3.1. Die Querschubbeanspruchungen in Mittellage der Verbundfuge sind bei Platten-Zweifeldträgern im Vergleich zu Mehrfeldträgern um 8,1 bis 21,6 % größer.

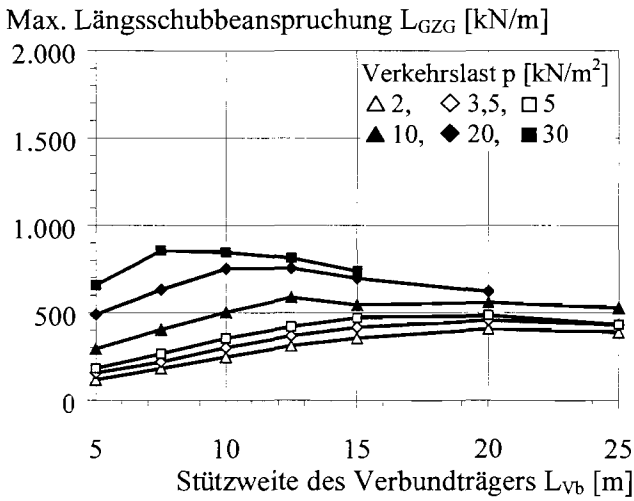
Im Vergleich zur Randlage der Verbundfuge sind in Mittellage aufgrund deutlich größerer Einflußbreiten die maximalen Querschubbeanspruchungen pro laufenden Meter Trägerlänge bei Platten-Mehrfeldträgern um Faktor 2,55 bis 2,63 bzw. bei Platten-Zweifeldträgern um Faktor 2,91 bis 3,24 größer. Die starke Zunahme auf der Einwirkungsseite wird jedoch durch eine deutliche Steigerung auf seiten der Beanspruchbarkeit infolge einer Verdopplung der Verbundfugenanzahl von eins auf zwei wieder etwas kompensiert. Wird die Zunahme der Beanspruchungen bei Mittellage hälftig auf die Verbundmittel auf beiden Seiten des Steges verteilt, so ergibt sich gegenüber einer Randlage bei Mehrfeldträgern eine Erhöhung um den Faktor von 1,27 bis 1,32 bzw. bei Zweifeldträgern um Faktor 1,45 bis 1,62.

3.4.2 Längsschub

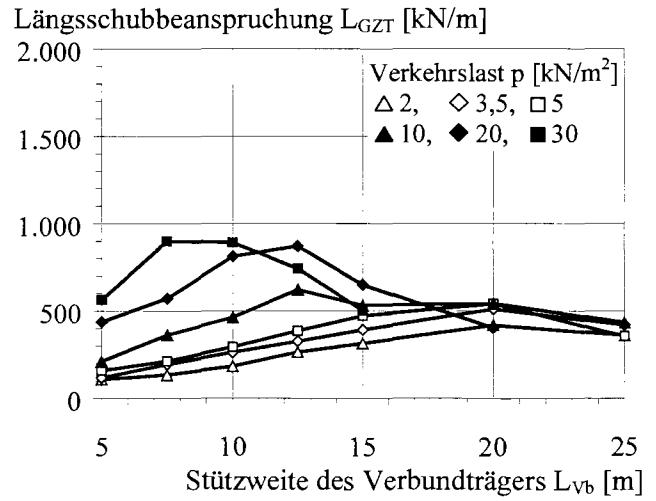
Die Abbildungen im Bild 3-8 zeigen die Längsschubbeanspruchungen L pro laufenden Meter von Innenträgern mit einer Mittellage der Verbundfuge im GZG und GZT und in Abhängigkeit von der Plattenstützweite L_{Stb} . Analog zu den Untersuchungen in Abschnitt 3.3.2 nehmen die Längsschubbeanspruchungen im GZG und GZT mit zunehmenden Stützweiten und steigenden Verkehrslasten tendenziell zu.

Für Anwendungen im Hochbau mit Verkehrslasten von 2 bis 5 kN/m² sind bei Mittellage der Verbundfuge in Innenträgern für den Längsschub – unter Annahme einer mittleren Bemessungstragfähigkeit von 95 kN je Dübel entsprechend Gl. (2-9) – rein rechnerisch insgesamt zwischen zwei und zehn Dübel je Meter, d. h. zwischen eins und fünf Dübel je Stegseite, erforderlich. Bei Anwendungen im Industriebau sind entsprechend mehr Dübel notwendig.

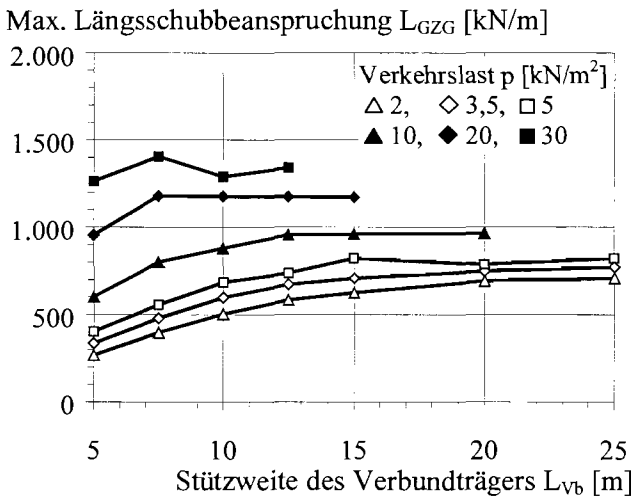
Im Vergleich zur Randlage der Verbundfuge nehmen die Längsschubbeanspruchungen in Mittellage um dem Faktor 1,37 bis 2,36 im GZG bzw. 1,32 bis 2,91 im GZT zu. Aufbauend auf die Bemessungstragfähigkeit entsprechend Gl. (2-9) nimmt die Tragfähigkeit der Verbundfuge pro laufenden Meter bei Mittellage relativ zur Randlage mit dem Faktor 2,28 zu.



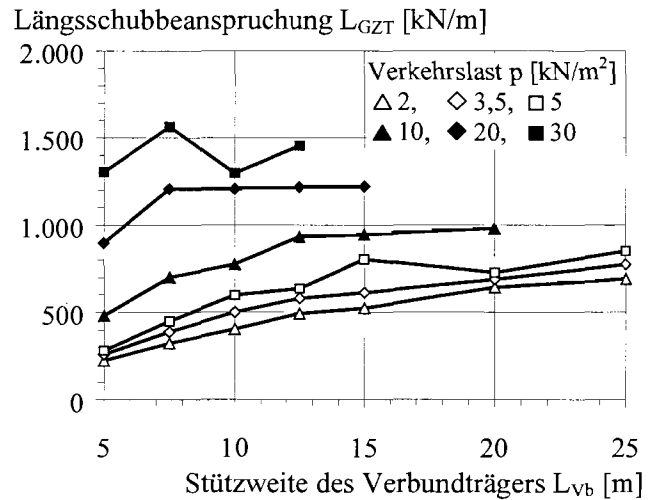
(a1) $L_{Stb} = 2$ m, GZG



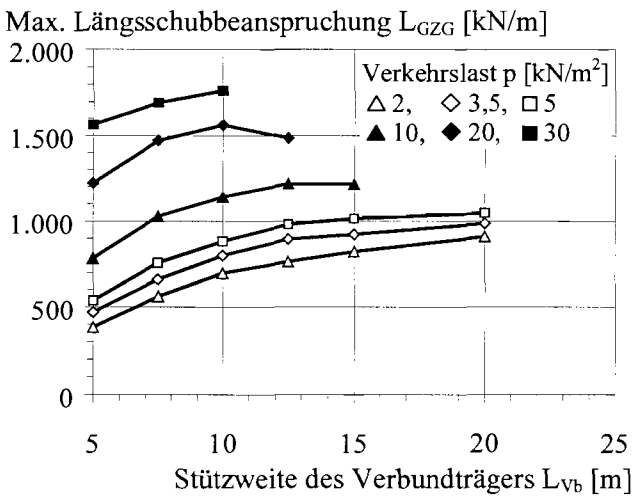
(a2) $L_{Stb} = 2$ m, GZT



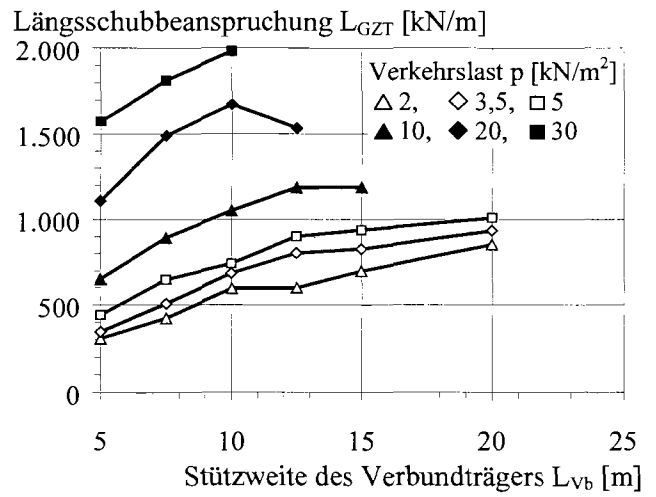
(b1) $L_{Stb} = 5$ m, GZG



(b2) $L_{Stb} = 5$ m, GZT



(c1) $L_{Stb} = 7,5$ m, GZG

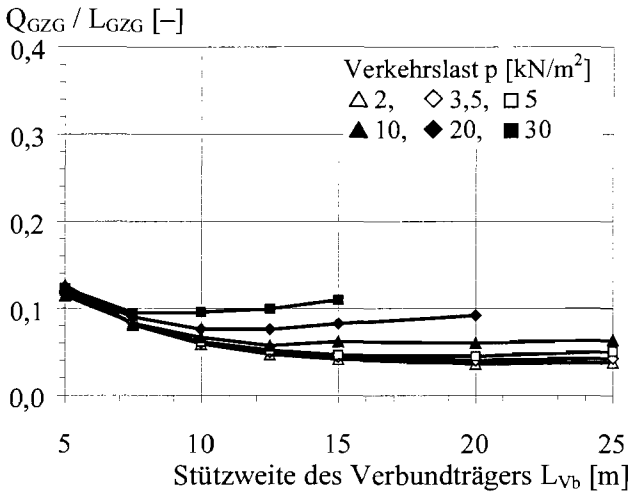


(c2) $L_{Stb} = 7,5$ m, GZT

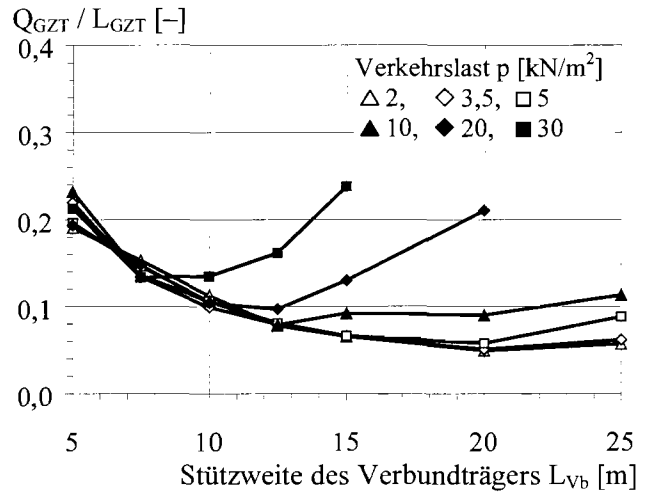
Bild 3-8. Maximale Längsschubbeanspruchung der Verbundfuge in Mittellage eines Stahlbeton-Mehrfeldträgers im GZG und GZT und in Abhängigkeit von der Plattenstützweite

3.4.3 Verhältnis Quer- zu Längsschub

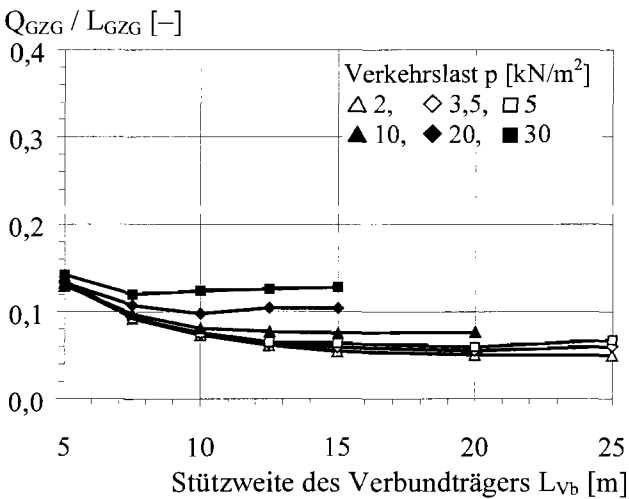
Die Bilder 3-9 (a) bis (e) zeigen das Verhältnis Q/L von Quer- zu Längsschub eines Innenträgers mit einer quer dazu durchlaufenden Stahlbetonplatte im GZG und GZT und in Abhängigkeit von der Plattenstützweite L_{Stb} .



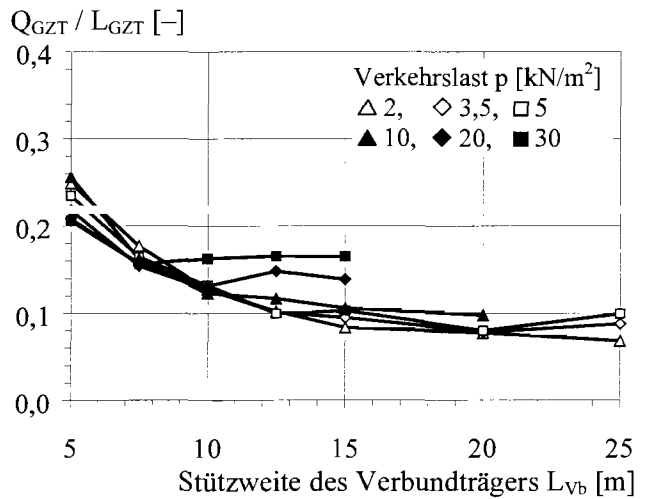
(a1) $L_{Stb} = 2$ m, GZG



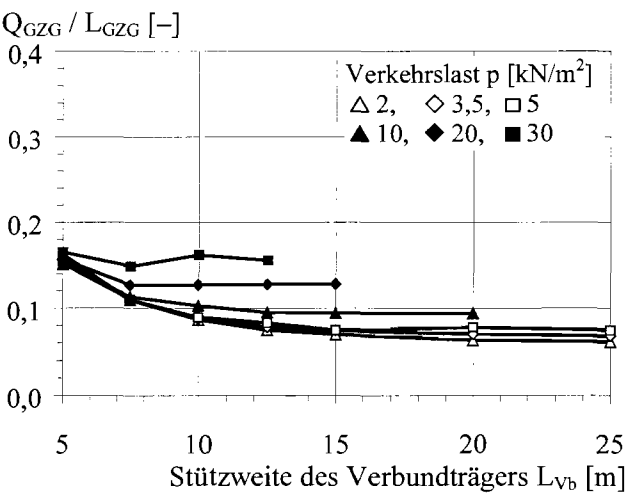
(a2) $L_{Stb} = 2$ m, GZT



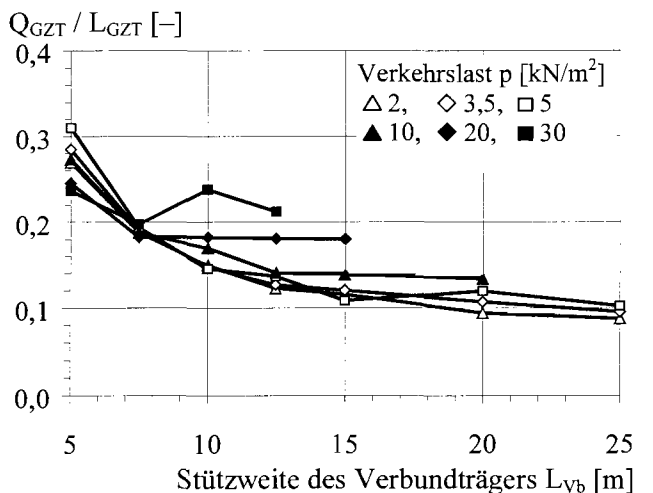
(b1) $L_{Stb} = 3,5$ m, GZG



(b2) $L_{Stb} = 3,5$ m, GZT



(c1) $L_{Stb} = 5$ m, GZG



(c2) $L_{Stb} = 5$ m, GZT

Bild 3-9. Verhältnis von Quer- zur Längsschubbeanspruchung in der Verbundfuge eines Innenträgers mit quer dazu durchlaufender Platte im GZG und GZT und in Abhängigkeit von der Plattenstützweite (Fortsetzung auf nächster Seite)

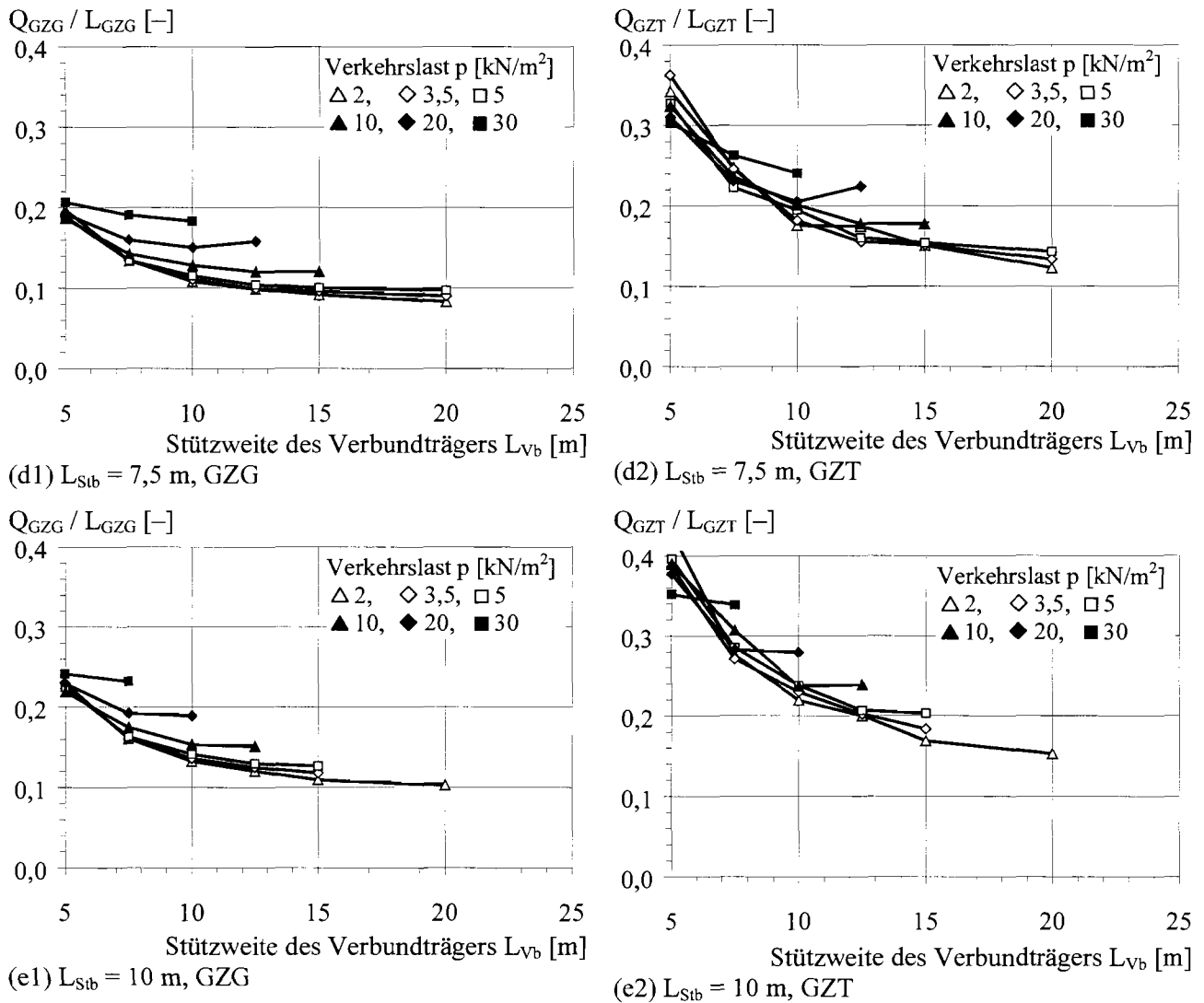


Bild 3-9. Verhältnis von Quer- zur Längsschubbeanspruchung in der Verbundfuge eines Innenträgers in Mittellage eines Platten-Mehrfeldträgers im GZG und GZT und in Abhängigkeit von der Stützweite des Verbundträgers (Fortsetzung)

Trotz deutlich höherem Kraftniveau der Quer- und Längsschubbeanspruchungen bei Mittellage der Verbundfuge zeigt die Entwicklung der Verhältniswerte von Quer- zu Längsschub für Innenträger quantitativ und qualitativ eine gute Übereinstimmung mit den Werten bei Randlage.

3.5 Zusammenfassung

Dieses Kapitel gibt für übliche Rastermaße im Hoch- und Industriebau eine Übersicht über die auftretenden Schubbeanspruchungen in der Verbundfuge an. Die Querschubbeanspruchungen nehmen in etwa linear mit der Plattenstützweite und der Höhe der gleichmäßig verteilten Verkehrslast zu und sind entlang des Trägers konstant. Auch die Längsschubbeanspruchungen nehmen mit zunehmenden Stützweiten und Verkehrslasten zu. Im Gebrauchszustand verhalten sich die Verbundträger im Regelfall noch elastisch, d. h. die maximalen Längsschubbeanspruchungen befinden sich nahe dem Auflager. Im GZT sind die Längsschubbeanspruchungen entlang des Trägers betragsmäßig konstant. Das Verhältnis von Quer- zu Längsschub nimmt einerseits mit zunehmender Trägerstützweite tendenziell etwas ab und andererseits mit zunehmender Plattenstützweite etwas zu. Die Verhältniswerte liegen für den GZT etwas höher als für den GZG, aber insgesamt zwischen 0,02 und 0,25.

4. Querschub in Randlage

4.1 Einführung

Die Untersuchungen zum Tragverhalten liegender Kopfbolzen unter Querschub in Randlage stützen sich auf eine Vielzahl von Versuchen und FE-Rechnungen. Die in Abschnitt 4.2 beschriebenen experimentellen Untersuchungen wurden durch die *Bundesanstalt für Straßenwesen* unterstützt und berücksichtigen schwerpunktmäßig den Parameterbereich im Brückenbau, vgl. Kuhlmann & Kürschner [3.15]. Im Rahmen dieser Untersuchungen wird darauf aufbauend ein durch Nachrechnung von Versuchen verifiziertes FE-Modell entwickelt, das im weiteren zum besseren Verständnis des Tragverhaltens und für umfangreiche Parameterstudien herangezogen wird, siehe Abschnitt 4.3. Die FE-Parameterstudien ergänzen die experimentellen Untersuchungen und zielen besonders auf eine Verallgemeinerung der in den Versuchen beobachteten Abhängigkeitsbeziehungen für Anwendungen im Hochbau. Darauf aufbauend wird in Abschnitt 4.4 ein Bemessungsvorschlag entwickelt.

4.2 Experimentelle Untersuchungen

4.2.1 Versuchsprogramm

Die Versuchsserie ist in neun Versuchsreihen R-R1 bis R-R9 gegliedert und umfaßt insgesamt 22 Einzelversuche, vgl. Tabelle 4-1.

Tabelle 4-1. Zuordnung der Versuchsreihen in Randlage zu den Parametern

Reihe	Varierte Parameter	Konstante Parameter	
R-R1	Betongüte C20/25 → C30/37 → C40/50 bzw. R-R1/1 → R-B → R-R1/3	$h_c = 300$ mm $a = 165$ mm $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 12$	$d_{s,L} = 12$ mm zentrisch, 1-reihig $d_{Dü} = 22$ mm
R-R2	Plattendicke 300 mm → 350 mm → 400 mm bzw. R-B → R-R2/2 → R-R2/3	C30/37 $a = 165$ mm $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 12$	$d_{s,L} = 12$ mm zentrisch, 1-reihig $d_{Dü} = 22$ mm
R-R3	Achsabstand der Kopfbolzen (Dübeldurchmesser 22 mm) 110 mm → 165 mm → 220 mm bzw. R-R3/1 → R-B → R-R3/3	C30/37 $h_c = 300$ mm $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 12$	$d_{s,L} = 12$ mm zentrisch, 1-reihig $d_{Dü} = 22$ mm
R-R4	Bügelbewehrung je Dübel $1 \text{ } \varnothing 10 \rightarrow 1 \text{ } \varnothing 12 \rightarrow 2 \text{ } \varnothing 10 \rightarrow 2 \text{ } \varnothing 12$ bzw. R-R4/1 → R-B → R-R4/3 → R-R4/4	C30/37 $h_c = 300$ mm $a = 165$ mm	$d_{s,L} = 12$ mm zentrisch, 1-reihig $d_{Dü} = 22$ mm
R-R5	Längsbewehrung $\varnothing 12 \rightarrow \varnothing 14 \rightarrow \varnothing 16$ bzw. R-B → R-R5/2 → R-R5/3	C30/37 $h_c = 300$ mm $a = 165$ mm	$d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 12$ zentrisch, 1-reihig $d_{Dü} = 22$ mm
R-R6	Lage der Dübelreihe (relativ zur Plattenmittelebene) 50 mm unterhalb → zentrisch → 50 mm oberhalb bzw. R-R6/1 → R-B → R-R6/3	C30/37 $h_c = 300$ mm $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 12$	$d_{s,L} = 12$ mm $a = 165$ mm $d_{Dü} = 22$ mm
R-R7	Achsabstand der Kopfbolzen (Dübel zweireihig, versetzt) 110 mm → 165 mm → 220 mm bzw. R-R7/1 → R-R7/2 → R-R7/3	C30/37 $h_c = 300$ mm $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 12$	$d_{s,L} = 12$ mm versetzt, 2-reihig $d_{Dü} = 22$ mm
R-R8	Bügelbewehrung je Dübel (Dübel zweireihig, nicht versetzt) $1 \text{ } \varnothing 12 \rightarrow 2 \text{ } \varnothing 12$ bzw. R-R8/1 → R-R8/2	C30/37 $h_c = 400$ mm $a = 165$ mm	$d_{s,L} = 12$ mm nicht vers., 2-reihig $d_{Dü} = 22$ mm
R-R9	Achsabstand der Kopfbolzen (Dübeldurchmesser 25 mm) 125 mm → 187,5 mm → 250 mm bzw. R-R9/1 → R-R9/2 → R-R9/3	C30/37 $h_c = 300$ mm $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 12$	$d_{s,L} = 12$ mm zentrisch, 1-reihig $d_{Dü} = 25$ mm
Hinweise: – Bei zweireihiger, versetzter Anordnung sind die Dübel um ± 50 mm zur Plattenmittelebene angeordnet. – Bei zweireihiger, nicht versetzter Anordnung sind die Dübel um ± 100 mm zur Plattenmittelebene angeordnet.			

Eine Versuchsreihe beinhaltet zwei bis vier Versuchskörper. Mit Ausnahme der Reihe R-R7 bis R-R9 geht die Variation von einem sogenannten *Basiskörper* R-B aus, d. h. innerhalb einer Reihe wird gegenüber diesem Körper nur ein Konstruktionsparameter praxisgerecht variiert. Der Basiskörper stellt für Anwendungen im Brückenbau eine Art Standardfall dar und besitzt einen Dübeldurchmesser von 22 mm, eine Dübellänge von 150 mm, eine Betonplattendicke von 300 mm, einen Achsabstand der Dübel von 165 mm, einen Bügel des Durchmessers 12 mm je Dübel und eine angestrebte Betonfestigkeit von C30/37. Zur besseren Vergleichbarkeit und Erhöhung der Aussagefähigkeit sind die Konstruktionsparameter dieses Basiskörper in Anlehnung an den Standardkörper von Breuninger [3.10], Abschn. 3.2.3 für Längsschub in Randlage der Verbundfuge gewählt.

4.2.2 Versuchsbeschreibung

4.2.2.1 Geometrie

Die Prinzipgeometrie der Versuchskörper ist in Bild 4-1 dargestellt. Die Schnitte parallel zur Verbundfuge für ein- und zweireihige Dübelanordnungen zeigen die gewählten Konstruktionsparameter – insbesondere die Bewehrungsführung – der Körper R-B und R-R8/1.

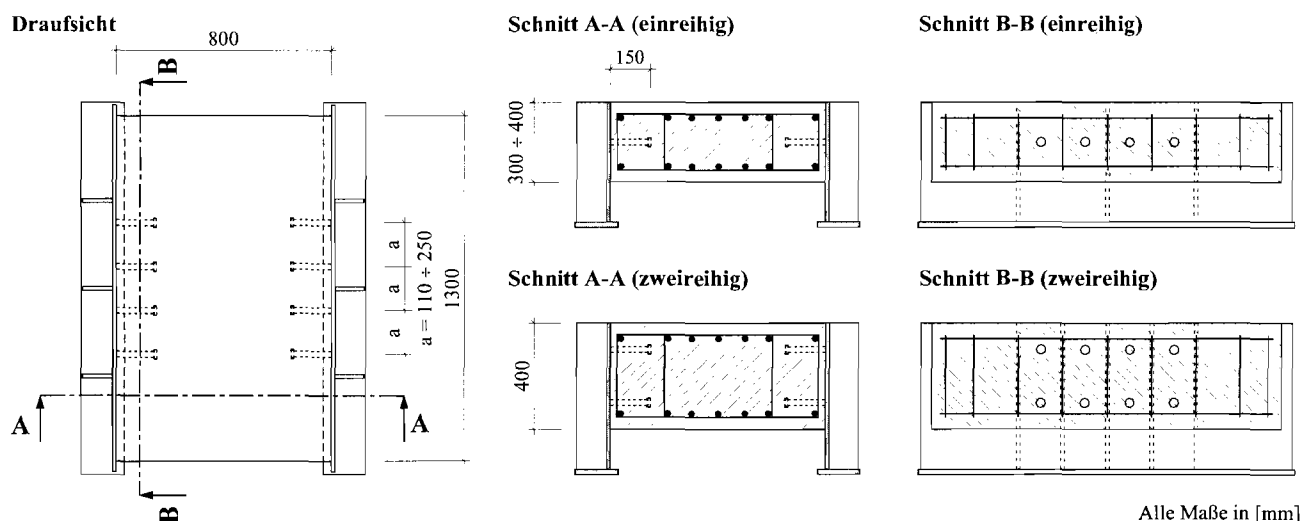


Bild 4-1. Versuchskörper für reinen Querschub in Randlage

4.2.2.2 Herstellung

Zur Minimierung eventueller Reibungseffekte sind die Stahlstege vor Einbau des Betons mit Schalöl besprüht worden. Um ungewollte Einflüsse aus der Betonierichtung entsprechend Roik & Hanswille [2.22] zu reduzieren, sind alle Stahlbetonplatten wie im realen Tragwerk vollflächig liegend entsprechend Bild 4-2 hergestellt worden. Der Transportbeton ist mit einem Betonkübel eingebaut und mit Flaschen- und Tischrüttler verdichtet worden. Nach dem Betonieren wurden die Körper etwa sieben Tage lang feucht gehalten. Die Lagerung der Versuchskörper erfolgte im Fertigteilwerk und in der Versuchshalle.

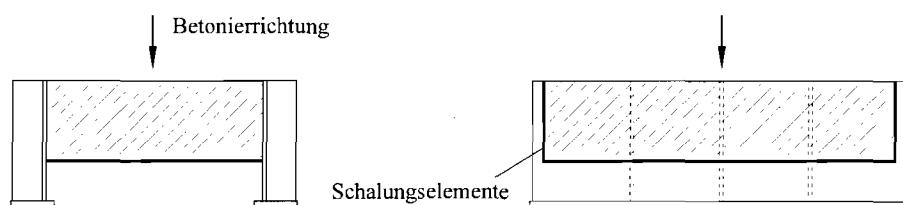


Bild 4-2. Betonierichtung

4.2.2.3 Versuchsaufbau

(a) Versuchsstand

Das Bild 4-3 zeigt den prinzipiellen Aufbau der Versuche. Die Krafteinleitung in den Versuchskörper erfolgte über symmetrisch angeordnete Elastomer- und Weichfaserplatten. Die Versuche sind liegend in einen Versuchsrahmen mit oben liegendem Querhaupt und unten liegendem servohydraulisch gesteuerten Prüfzylinder entsprechend Bild 4-4 eingebaut worden. Der Prüfzylinder besitzt eine Kapazität von 15 MN. Die Prüfkraft ist durch eine zwischen Prüfzylinder und Pressentisch angeordnete Kraftmeßdose kontrolliert worden.

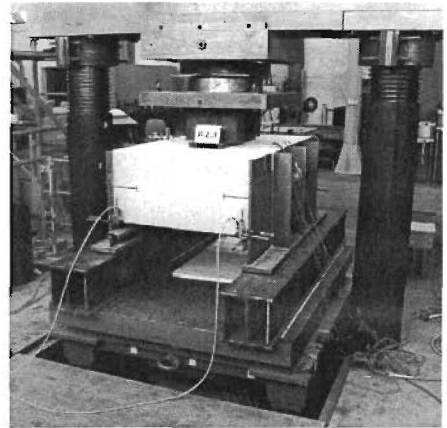
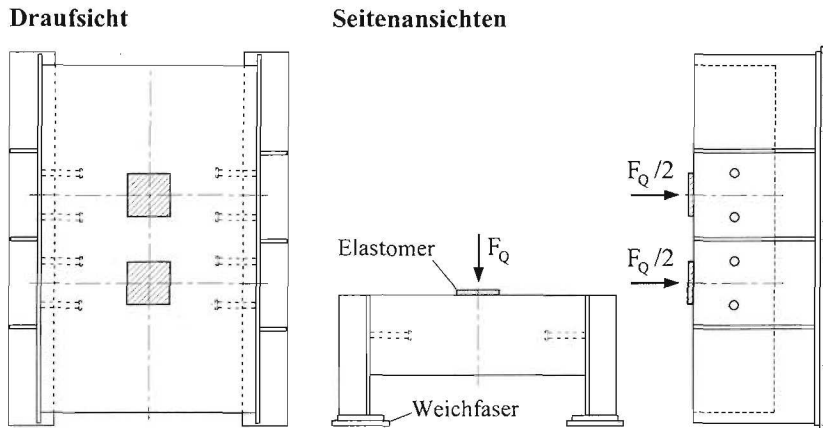


Bild 4-3. Versuchsaufbau

Bild 4-4. Versuchsstand

Die Versuche sind vom *Otto-Graf-Institut Baden-Württemberg der Universität Stuttgart* (ehemals FMPA) durchgeführt worden.

(b) Messungen

Die prinzipielle Anordnung der *Wegmessungen* wird in Bild 4-5 dargestellt. Zur Messung des Querschlupfs (W1 ÷ W4) und der Abhebung der Plattenstirnseite vom Stahlsteg (W5, W6) sind an jedem Körper sechs Ohm'sche Wegnehmer befestigt worden.

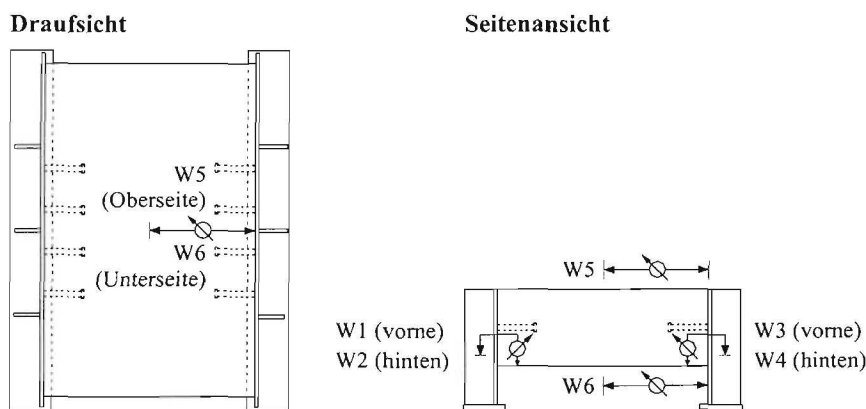


Bild 4-5. Wegmessungen

An insgesamt fünf Körpern sind *Dehnungsmessungen* durchgeführt worden. An jedem Körper sind zwei Dehnmeßstreifen an der Ober- und Unterseite des Dübelschaftes nahe dem Dübelkopf und jeweils ein Meßstreifen an zwei zuvor glattgeschliffenen Bügelschenkeln mittig angebracht worden.

(c) Belastungsgeschichte

Die Versuchsdurchführung erfolgte in Übereinstimmung mit Eurocode 4, Teil 1-1 [1.1], Abschnitt 10.2.4. Zu Versuchsbeginn wurden 25 Lastspiele mit Ober- und Unterlasten von 40 bzw. 5 % der erwarteten Traglast in einem zeitlichen Rahmen von mindestens 30 Minuten kraftgesteuert durchgeführt und anschließend wieder entlastet. Nach der Vorbelastung wurde in einem Zeitraum von mindestens 45 Minuten die Kraft weggesteuert bis zum Bruch aufgebracht. Die Verschiebegeschwindigkeit betrug nach Verlassen des quasi-elastischen Bereichs bis deutlich nach Überschreiten der Tragfähigkeit 0,0075 mm/s und bis zum Bruch 0,015 mm/s.

4.2.2.4 Materialkennwerte

(a) Beton

Zur Ermittlung der Materialkennwerte wie die Zylinderdruckfestigkeit und der Sekantenelastizitätsmodul sind von jeder der elf Betonchargen drei Zylinder 150 x 300 mm gemäß DIN 1048, Teil 1 [1.12] hergestellt und entsprechend Abschnitt 4.2.2.2 gelagert worden. Die Prüfung der Zylinder ist jeweils zu Versuchsbeginn des ersten Körpers einer Charge erfolgt. Für die restlichen Körper der Charge ist der Einfluß der Zeit auf Festigkeitsentwicklung entsprechend Reinhardt [2.20], 5.6.1 berücksichtigt worden. Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen sind in Tabelle 4-4 dokumentiert.

(b) Kopfbolzen

Die aus den Abnahmeprüfzeugnissen der Klasse B gemäß DIN 50049 [1.13], Abschn. 3.1 entnommenen Werkstoffwerte des Bolzenmaterials aus S 235 sind in Tabelle 4-2 dargestellt. Die vom Hersteller [2.33] angegebenen Sollwerte sind eingehalten.

Tabelle 4-2. Materialkennwerte des Kopfbolzens

Kopfbolzen	Streckgrenze $f_{p0,2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	Bruchdehnung A_5 [%]
$d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm	518	541	17
$d_{Dü} = 25$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm	518	541	17
Soll	≥ 350	450 ÷ 600	≥ 15

Aufgrund der Bedeutung der Schweißwulst für die Tragfähigkeit von Kopfbolzenverbindungen ist deren Geometrie auf der Basis von 20 Messungen statistisch ausgewertet worden. Die in Eurocode 4, Teil 1-1 [1.1], 6.3.2.1 (1) im Rahmen einer ENV-Anmerkung gestellten Mindestanforderungen an die Geometrie der Schweißwulst sind eingehalten.

(c) Betonstahl

Die mechanischen Kennwerte der Stabbewehrung in Tabelle 4-3 sind gemäß DIN 50125 [1.14] und DIN EN 10002-1 [1.15] anhand des Durchschnitts von drei Proben ermittelt worden.

Tabelle 4-3. Materialkennwerte des Betonstahls

Betonstahl	Streckgrenze $f_{p0,2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	Elastizitätsmodul E [N/mm ²]
$d_{s,Bü} = 10$ mm	572	635	202.833
$d_{s,Bü} = 12$ mm	543	617	201.333
$d_{s,Bü} = 14$ mm	570	657	196.733
$d_{s,Bü} = 16$ mm	537	619	205.600

4.2.3 Versuchsergebnisse

4.2.3.1 Trag- und Verformungsverhalten

In Bild 4-6 wird das typische *Kraft-Schlupf-Verhalten* liegender Kopfbolzen in Randlage unter reiner Querschubbeanspruchung bei Betonversagen dargestellt.

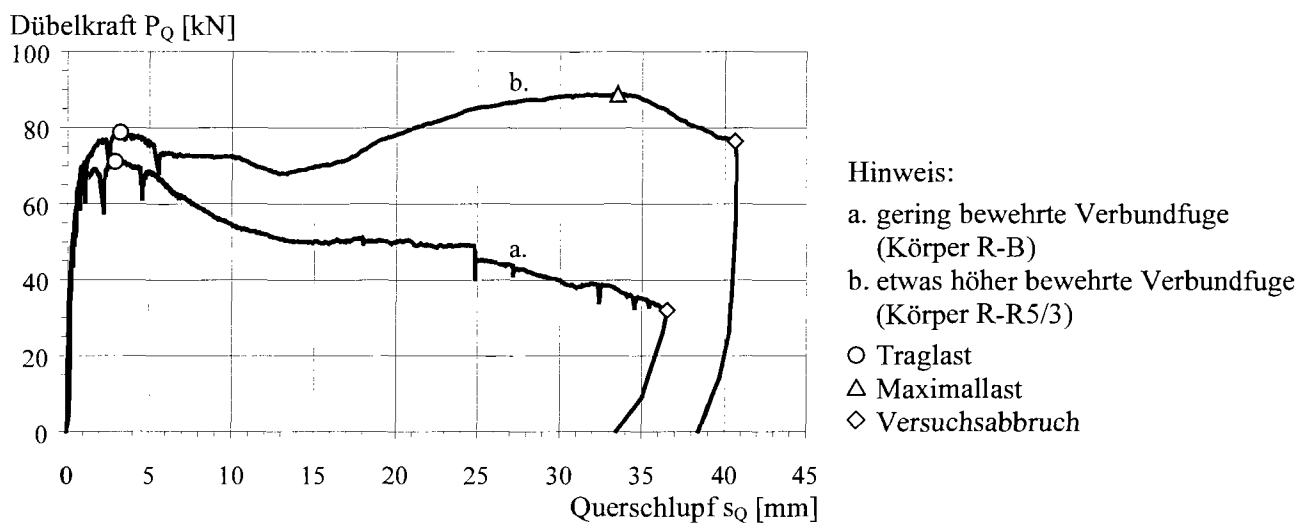


Bild 4-6. Typisches Kraft-Schlupf-Verhalten bei Betonversagen

Die Verbundfuge zeigte während der 25 Lastwechsel und bis ungefähr 50 bis 60 % der Tragfähigkeit ein relativ steifes und nahezu lineares Kraft-Verformungs-Verhalten. Im Anschluß daran zeichnete sich eine zunächst geringe, aber kontinuierliche Abnahme der Steifigkeit ab, die auf einem Lastniveau von ca. 80 bis 95 % der Tragfähigkeit etwas stärker zunahm. Nach Überschreiten der Tragfähigkeit zeigte die Verbundfuge aufgrund der Randeinfassung der Platte mit Bügel- und Längsbewehrung mit zunehmendem Schlupf eine hohe Resttragfähigkeit und hohe Duktilität. Aufgrund etwas erhöhter Bewehrungsgehalte wurden bei einigen Körpern bei großen Schlupfwerten von 27 bis 44 mm ein weiteres Lastmaximum von bis zu 36 % oberhalb der Traglast festgestellt.

In über 90 % der Versuche wurde Betonversagen entsprechend Bild 4-7 maßgebend. Insgesamt wurden bei den Versuchen folgende drei *Versagensarten* beobachtet:

Beton Bei geringer bewehrten Körpern kam es nahe der Plattenstirnseite zu einem allmählichen Ausbrechen der Betonkante oberhalb der Dübel. Darüber hinaus zeigten etwas höher bewehrte Versuchskörper bei relativ großem Schlupf weitere Laststeigerungen.

Beton/Dübel Bei höher bewehrten Körpern trat zunächst ein allmähliches Ausbrechen der Betonkante auf. Sich anschließende große Dübelverformungen begleitet durch weitere Laststeigerungen führten bei Schlupfwerten größer als 35 mm zum Abscheren der Dübel.

Dübel Abscheren der Dübel unmittelbar oberhalb der Schweißwulst.

Das Bild 4-7 zeigt beispielhaft für alle durchgeführten Versuche die während der Versuchsdurchführung von außen sichtbare *Rißentwicklung* und den nach den Versuchen freigelegten Plattenrand. Erst ab einem Lastniveau von 80 bis 95 % der Tragfähigkeit wurden an der Plattenoberseite erste Anzeichen von aufblätternen Rissen senkrecht zum Stahlsteg sichtbar, vgl. Bild 4-7 (a). Nach Überschreiten der Tragfähigkeit und mit stark zunehmenden Verformungen öffneten sich die Risse allmählich bis zusehends ein vertikaler Versatz an der Plattenoberfläche entstand, siehe Bild 4-7 (b) und (c). Weiter fortschreitende Schlupfverformungen führten zum allmählichen *Ausbrechen der*

Betonkante oberhalb der Dübelreihe. Trotz Betonversagens konnten sich weiterhin Druckstreben über das gelockerte Betongefüge hinweg unmittelbar auf die obere Längsbewehrung und auf die Kreuzungspunkte der Bewehrungsstäbe abstützen. Der außerhalb des Bewehrungskorb liegende Teil des Ausbruchkörpers löste sich nach Versuchsende vom restlichen Stahlbetonkörper ab, vgl. Bild 4-7 (d). Der von der Bewehrung umschlossene Teil des Ausbruchkörpers bestand nur noch aus losem Betongefüge, das durch die umschnürende Wirkung der Bewehrung zusammengehalten wurde. An der Bügel- und Längsbewehrung waren deutliche plastische Verformungen erkennbar.

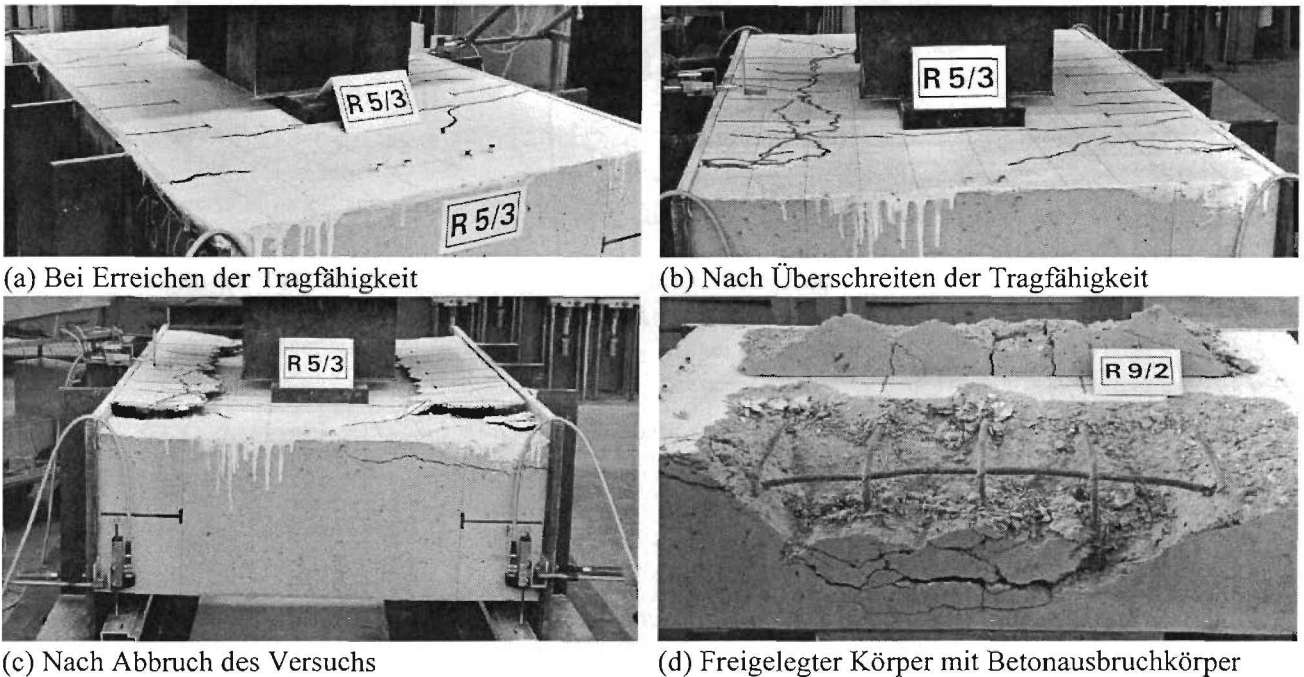


Bild 4-7. Versuchsbeobachtungen

In Bild 4-8 sind beispielhaft *Dehnungsmessungen* an der Bügelbewehrung und am Kopfbolzen dargestellt. Die Messungen der Bügeldehnung zeigen bei einem Lastniveau von 50 bis 80 % der Tragfähigkeit eine Steifigkeitsänderung infolge beginnender Rißbildung. Die zugehörigen Dehnungswerte stimmen mit dem in Reinhardt [2.20], Abschn. 5.5.3 für die Rißdehnung des Betons angegebenen Wertebereich von 0,1 bis 0,15 ‰ gut überein. Die Messungen am Kopfbolzen zeigen schon zu Beanspruchungsbeginn eine geringe Zugbeanspruchung des Dübels, die mit zunehmendem Schlupf weiter ansteigen. Die äußeren Fasern im Bereich des Dübelfußes beginnen kurz vor Erreichen der Tragfähigkeit zu fließen. Die Dehnungen nehmen bis Versuchsabbruch noch weiter zu.

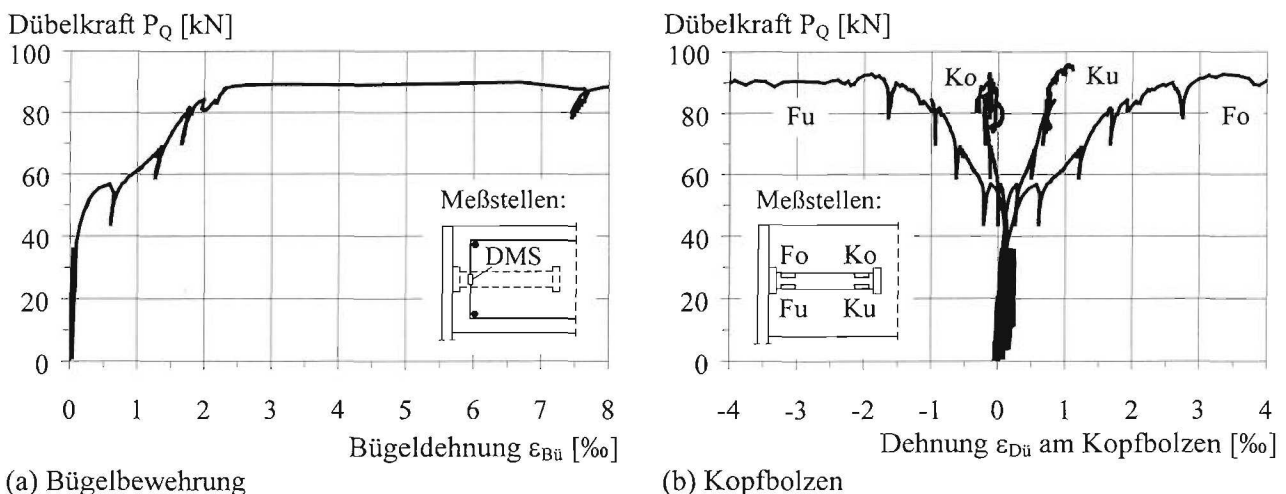
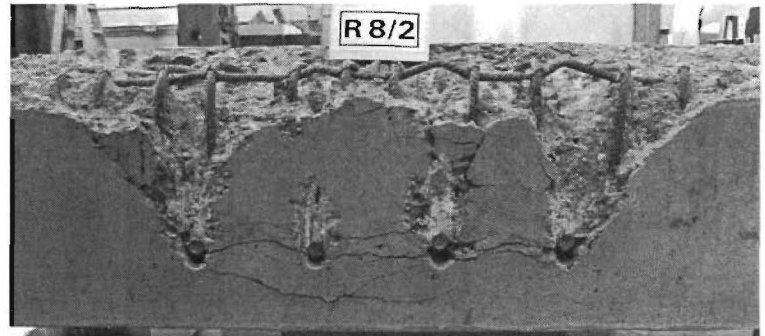


Bild 4-8. Dehnungsmessungen am Körper R-R2/3

In Hinblick auf das grundsätzliche Trag- und Verformungsverhalten unterscheiden sich die Versuche mit *zweireihiger Anordnung der Dübel* nicht wesentlich von denen mit einreihiger Anordnung. Als Besonderheit weisen die Kopfbolzen der unteren Reihe entsprechend Bild 4-9 (a) deutlich größere plastische Verformungen als die Dübel der oberen Reihe auf. Eine sehr dichte Verbügelung der Verbundfuge wie z. B. in Körper R-R8/2 entsprechend Bild 4-9 (b) führt kurz nach Überschreiten der Tragfähigkeit bei einem Schlupf von 14,2 mm sogar zum Abscheren der unteren Dübelreihe.



(a) Dübelverformungen

(b) Freigelegter Körper

Bild 4-9. Besonderheiten bei zweireihigen Dübelanordnungen in den Versuchen

4.2.3.2 Überblick

Die bedeutendsten Ergebnisse der Querschubversuche sind in Tabelle 4-4 zusammengefasst.

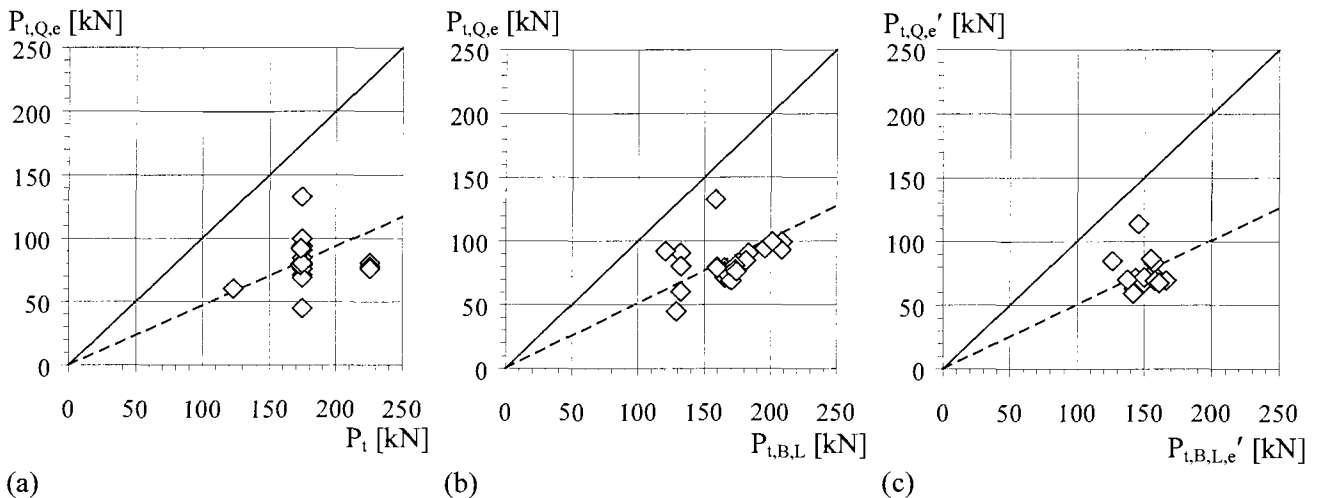
Tabelle 4-4. Betonfestigkeit, Versuchslasten, Schlupf und Versagensart

Körper	Dübelanzahl n	Druckfestigkeit des Betons f_c [N/mm ²]	Sekantenelastizitätsmodul des Betons E_c [N/mm ²]	Traglast			Maximallast			Versuchsabbruch			Versagensart
				Versuchstraglast $F_{t,Q,e}$ [kN]	Dübeltraglast $P_{t,Q,e}$ [kN]	Schlupf bei Traglast $s_{t,Q,e}$ [mm]	Maximale Versuchslast $F_{max,Q,e}$ [kN]	Maximale Dübellast $P_{max,Q,e}$ [kN]	Schlupf bei Maximallast $s_{max,Q,e}$ [mm]	Versuchslast bei Abbruch $F_{A,Q,e}$ [kN]	Dübellast bei Abbruch $P_{A,Q,e}$ [kN]	Schlupf bei Abbruch $s_{A,Q,e}$ [mm]	
R-B	8	39,1	28.021	568,0	71,0	2,90	—	—	—	256,0	32,0	36,56	B
R-R1/1	8	22,2	22.643	482,2	60,3	2,81	—	—	—	84,2	10,5	26,20	B
R-R1/3	8	50,2	29.833	724,8	90,6	1,05	—	—	—	546,6	68,3	34,67	B
R-R2/2	8	38,9	27.945	676,1	84,5	1,99	715,1	89,4	30,31	642,5	80,3	39,89	B
R-R2/3	8	39,2	28.057	753,0	94,1	2,17	796,8	99,6	43,71	793,8	99,2	44,42	B
R-R3/1	8	38,8	28.200	632,3	79,0	2,40	728,3	91,0	27,22	718,1	89,8	30,01	B
R-R3/3	8	38,8	28.200	606,4	75,8	2,26	—	—	—	311,2	38,9	15,29	B
R-R4/1	8	41,4	28.934	550,0	68,8	0,81	—	—	—	228,6	28,6	26,11	B
R-R4/3	8	41,0	28.804	796,5	99,6	2,34	948,3	118,5	34,39	902,1	112,8	40,48	B
R-R4/4	8	41,0	28.804	746,1	93,3	1,13	1.017,3	127,2	35,64	974,1	121,8	41,53	B/D
R-R5/2	8	35,6	27.857	636,4	79,6	3,20	716,2	89,5	36,71	618,4	77,3	47,83	B
R-R5/3	8	35,6	27.857	629,2	78,7	3,21	710,8	88,9	33,50	611,2	76,4	40,61	B
R-R6/1	8	42,2	30.262	795,4	99,4	1,62	—	—	—	235,6	29,5	28,76	B
R-R6/3	8	42,1	30.224	358,6	44,8	3,14	—	—	—	214,6	26,8	26,30	B
R-R7/1	8	44,8	30.735	724,6	90,6	4,65	—	—	—	366,4	45,8	30,05	B
R-R7/2	8	45,0	30.785	644,2	80,5	3,46	—	—	—	590,8	73,9	23,54	B
R-R7/3	8	45,0	30.785	640,6	80,1	2,60	—	—	—	406,6	50,8	26,05	B
R-R8/1	16	35,7	27.901	1.471,1	91,9	5,11	—	—	—	1.059,5	66,2	35,87	B
R-R8/2	16	42,1	30.224	2.104,2	131,5	9,61	—	—	—	1.021,2	63,8	39,77	D
R-R9/1	8	38,4	28.504	644,9	80,6	2,64	—	—	—	383,9	48,0	23,28	B
R-R9/2	8	38,4	28.504	620,8	77,6	2,64	—	—	—	227,2	28,4	25,97	B
R-R9/3	8	38,9	28.679	608,2	76,0	2,98	—	—	—	173,8	21,7	23,97	B

Versagensarten: B = Beton, B/D = Beton/Dübel, D = Dübel

Die Bewehrungsführung nahe der Verbundfuge ermöglicht neben einem duktilen Verhalten eine gleichmäßige Beanspruchungsverteilung innerhalb der Dübelreihen. Für die Auswertung der Versuche wird vereinfacht angenommen, daß alle Dübel gleichermaßen an der Lastabtragung beteiligt sind. Somit ergibt sich die Tragfähigkeit je Kopfbolzen aus dem Verhältnis von Versuchstraglast zu Dübelanzahl. Insbesondere für die Reihen R-R7 und R-R8 stellt dies eine vereinfachte Annahme dar, vgl. Abschnitt 4.2.3.3 (h).

In Bild 4-10 werden die experimentellen Dübeltragfähigkeiten infolge Querschub $P_{t,Q,e}$ den rechnerischen Tragfähigkeiten P_t stehender Kopfbolzen nach Gl. (2-2) und (2-3) und den rechnerischen und experimentellen Tragfähigkeiten $P_{t,B,L}$ und $P_{t,L,e}'$ liegender Kopfbolzen unter Längsschub nach Breuninger [3.10] gegenübergestellt.



Hinweis: – Die einzelnen Versuchswerte in Teilbild (c) sind auf eine Zylinderdruckfestigkeit von 30 N/mm^2 normiert.
– Die gestrichelten Geraden stellen mittlere Werte dar.

Bild 4-10. Vergleich der experimentellen Dübeltragfähigkeiten $P_{t,Q,e}$ mit den
(a) rechnerischen Dübeltragfähigkeiten P_t stehender Kopfbolzen nach Gl. (2-2) und (2-3)
(b) rechnerischen Dübeltragfähigkeiten $P_{t,B,L}$ liegender Kopfbolzen unter Längsschub nach Gl. (2-8)
(c) experimentellen Dübeltragfähigkeiten $P_{t,B,L,e}'$ liegender Kopfbolzen unter Längsschub [3.10]

Die im Rahmen dieser Untersuchungen erzielten Versuchstraglasten erreichen im Mittel 47 % der rechnerischen Tragfähigkeit stehender Kopfbolzen und 51 % der Tragfähigkeit liegender Kopfbolzen unter Längsschub. Demzufolge wird die Dübeltragfähigkeit mit den bereits bekannten Beziehungen nicht richtig erfasst und um ungefähr Faktor zwei überschätzt, vgl. Abschnitt 2.2.4.

4.2.3.3 Einfluß einzelner Parameter

(a) Allgemeines

Bei allen Versuchskörpern wird für die Traglast der Verbundfuge *Betonversagen* maßgebend. Die mit Überschreiten der Tragfähigkeit weiter fortschreitende Rißentwicklung führt mit zunehmenden Schlupfverformungen zu einem Tragfähigkeitsverlust der Verbundfuge. Das endgültige Versagen der Verbundfuge der Körper R-R4/4 und R8/2 infolge Abscheren der Kopfbolzen tritt erst nach Überschreiten der Tragfähigkeit auf. Im folgenden werden zunächst der Einfluß einzelner Konstruktionsparameter auf die Tragfähigkeit einreihiger Dübelanordnungen diskutiert und anschließend für zweireihige Anordnungen erweitert.

Im folgenden werden die Versuchsergebnisse aus [3.15] zusammengefaßt. Darauf aufbauend werden im Rahmen dieser Forschungsarbeit weitere Untersuchungen durchgeführt.

(b) Betonfestigkeit

Das Versagen der Verbundfuge wird durch eine starke Rißentwicklung ausgelöst. Damit ist die Zugfestigkeit des Betons, die direkt von der Betondruckfestigkeit abhängt, für die Tragfähigkeit von entscheidender Bedeutung. In Bild 4-11 sind die experimentellen Dübeltragfähigkeiten der Reihe R-R1 in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit des Betons aufgetragen.

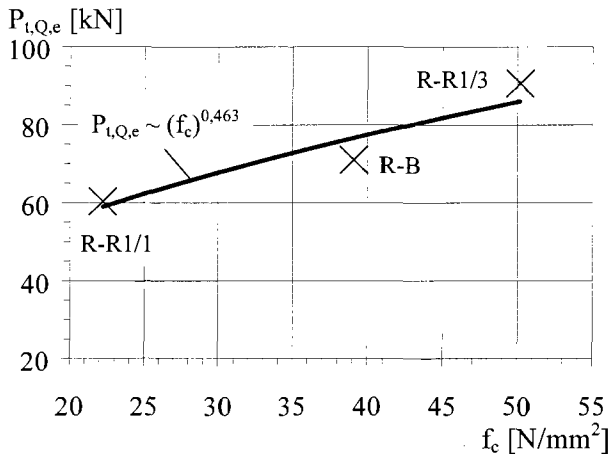


Bild 4-11. Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit – Reihe R-R1

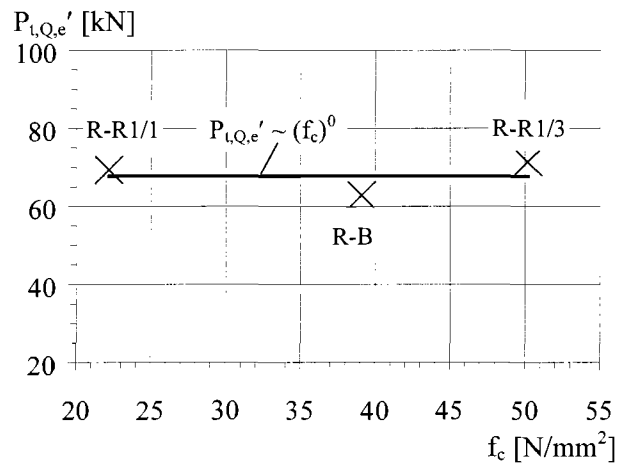


Bild 4-12. Mit Faktor $(30 \text{ N/mm}^2 / f_c)^{0,463}$ transformierte Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit – Reihe R-R1

Eine Zunahme der Betonfestigkeit führt zu einer deutlichen Steigerung der Tragfähigkeit der Verbundfuge. Werden die experimentellen Dübeltragfähigkeiten $P_{t,Q,e}$ proportional zur Druckfestigkeit mit der Potenz 0,463 entsprechend Gl. (4-1) transformiert, so ergeben sich transformierte Dübeltragfähigkeiten $P_{t,Q,e}'$, die unabhängig von der Druckfestigkeit sind, vgl. Bild 4-12.

$$P_{t,Q,e}' = P_{t,Q,e} \cdot (30 \text{ N/mm}^2 / f_c)^{0,463} \tag{4-1}$$

Für die folgende Gewichtung des Einflusses einzelner Konstruktionsparameter auf die Tragfähigkeit der Verbundfuge werden in Tabelle 4-5 die in den Versuchen ermittelten Dübeltragfähigkeiten entsprechend Gl. (4-1) auf eine Betonfestigkeit eine Betonfestigkeit von 30 N/mm² normiert.

Tabelle 4-5. Transformierte Dübeltragfähigkeiten bezogen auf eine Betonfestigkeit von 30 N/mm²

Versuchskörper	Zylinderdruckfestigkeit f_c [N/mm ²]	Dübeltraglast $P_{t,Q,e}$ [kN]	Trans. Dübeltraglast Gl. (4-1) $P_{t,Q,e}'$ [kN]
R-B	39,1	71,0	62,8
R-R1/1	22,2	60,3	69,3
R-R1/3	50,2	90,6	71,4
R-R2/2	38,9	84,5	74,9
R-R2/3	39,2	94,1	83,1
R-R3/1	38,8	79,0	70,1
R-R3/3	38,8	75,8	67,3
R-R4/1	41,4	68,8	59,3
R-R4/3	41,0	99,6	86,2
R-R4/4	41,0	93,3	80,7
R-R5/2	35,6	79,6	73,5
R-R5/3	35,6	78,7	72,7
R-R6/1	42,2	99,4	84,9
R-R6/3	42,1	44,8	38,3
R-R7/1	44,8	90,6	75,2
R-R7/2	45,0	80,5	66,7
R-R7/3	45,0	80,1	66,4
R-R8/1	35,7	91,9	84,8
R-R8/2	42,1	132,7	113,4
R-R9/1	38,4	80,6	71,9
R-R9/2	38,4	77,6	69,2
R-R9/3	38,9	76,0	67,4

In guter Näherung nimmt die Tragfähigkeit der Verbundfuge proportional zur Wurzel der Betondruckfestigkeit zu. Dieser Exponentenwert von 0,5 stimmt mit bisherigen Untersuchungen im Verbundbau und in der Befestigungstechnik gut überein, siehe Tabelle 4-6 aufbauend auf Abschn. 2.2.

Tabelle 4-6. Exponentenwerte für den Einfluß der Betonfestigkeit auf die Dübeltragfähigkeit

Verankerungsgrund der Dübel	Exponent	Literatur
Bewehrte Betonplatte	0,48	E DIN 18800-5 [1.3], Eurocode 4-1-1 [1.1]
	0,67	Johnson & Oehlers [2.13]
	0,4 ÷ 0,5	Breuninger [3.10], Kuhlmann & Breuninger [3.13], [3.14]
Unbewehrte Betonplatte	0,5	ACI [1.16], Skaikh & Whayong [2.26], Eligehausen et al. [2.10]
	0,67	Paschen & Schönhoff [2.19]

(c) Wirksamer oberer Randabstand

Bei Querschubbeanspruchung setzt vor allem der oberhalb der Dübelreihe in Plattendickenrichtung von der Bewehrung umschürte Teil der Betonplatte – definiert durch den wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$ gemäß Gl. (4-2) und Bild 4-13 – den aufspaltenden Querspannungen einen Widerstand entgegen.

$$a_{r,o}' = a_{r,o} - c_v - d_{s,Bü} / 2 \quad (4-2)$$

Die Tragfähigkeit der Verbundfuge unter Querschub steigt entsprechend Bild 4-14 mit zunehmendem wirksamen oberen Randabstand der Kopfbolzendübel deutlich an. Die gute Übereinstimmung der Ergebnisse der beiden Versuchsreihen bestätigen, daß der obere wirksame Randabstand und nicht die Plattendicke oder der untere wirksame Randabstand maßgebender Einflußparameter auf die Tragfähigkeit der Verbundfuge ist.

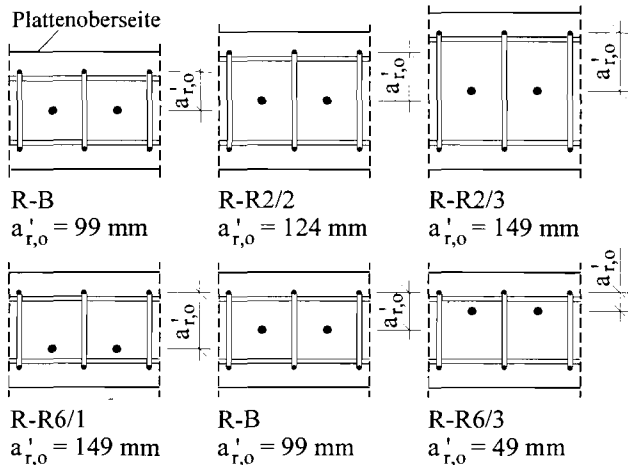


Bild 4-13. Wirksame obere Randabstände der Verbundfugen der Versuchsreihen R-R2 und R-R6

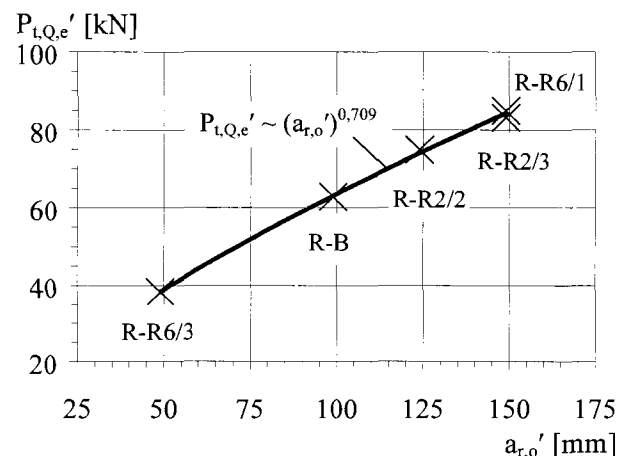


Bild 4-14. Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand – Reihe R-R1 und R-R6

Der Einfluß des wirksamen oberen Randabstandes ergibt sich in etwa proportional zu $(a_{r,o}')^{0,7}$. Der Exponentenwert von 0,7 liegt im Vergleich zu vorhandenen Untersuchungen in einem mittleren Bereich. Für liegende Kopfbolzen unter Längsschub werden Exponentenwerte von 0,2, 0,4 und 0,6 und für Befestigungen in unbewehrten Platten 1,5 und 2 angegeben, siehe Abschnitte 2.2.3 und 2.2.4.

(d) Horizontaler Dübelabstand

In Bild 4-15 sind die Tragfähigkeiten von Kopfbolzen mit Durchmesser 22 und 25 mm über dem horizontalen Dübelabstand aufgetragen. Im gleichen Maße wie die Dübelabstände sind die Abstände der Bügel variiert worden, vgl. Reihe R-R3 in Bild 4-16.

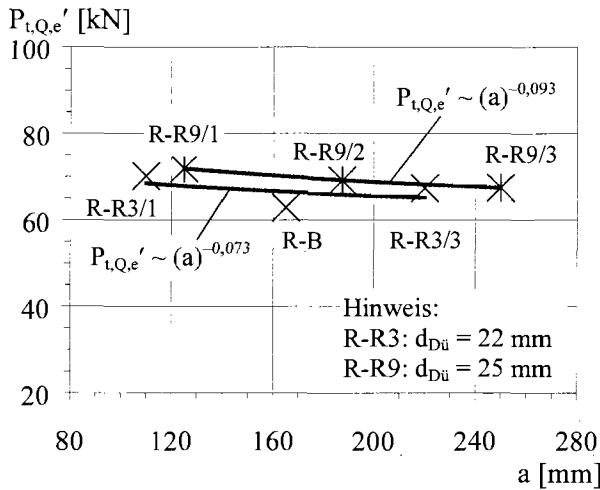


Bild 4-15. Tragfähigkeit von Kopfbolzen verschiedener Durchmesser in Abhängigkeit vom horizontalen Dübelabstand – Reihe R-R3, R-R9

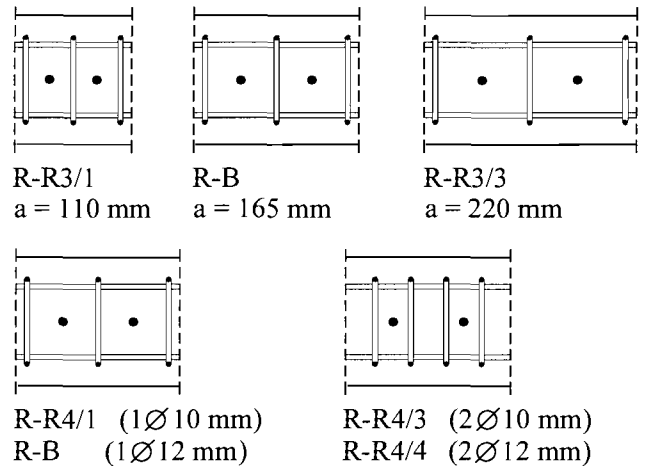


Bild 4-16. Verbundfugen der Versuchsreihen R-R3 und R-R4

Die beiden Trendlinien für unterschiedliche Dübeldurchmesser zeigen eine gute Übereinstimmung. Durch die Vergrößerung des Dübelabstandes verringert sich die Anzahl der Bügel pro laufenden Meter und der Abstand zwischen Dübel und Bügel nimmt zu. Mit zunehmendem Abstand zwischen Dübel und Bügel verringert sich bei konstantem wirksamen oberen Randabstand einerseits die zur Abstützung der Druckstreben nutzbare Länge der Bügelbewehrung. Andererseits wird die Beeinflussung benachbarter Dübel mit Vergrößerung des Dübelabstandes abgebaut. Insgesamt resultiert die Zunahme des Dübelabstandes in einer sehr geringen Reduzierung der Dübeltragfähigkeit. Analog zu den Untersuchungen für reine Längsschubbeanspruchung ist der Einfluß des Dübelabstandes auf die Tragfähigkeit vernachlässigbar.

(e) Bügelbewehrung

Im Gegensatz zu einer Vergrößerung des Bügeldurchmessers führt eine Erhöhung von einem auf zwei Bügel je Dübel zu einer deutlichen Steigerung der Tragfähigkeit, siehe Bilder 4-17 und 4-18.

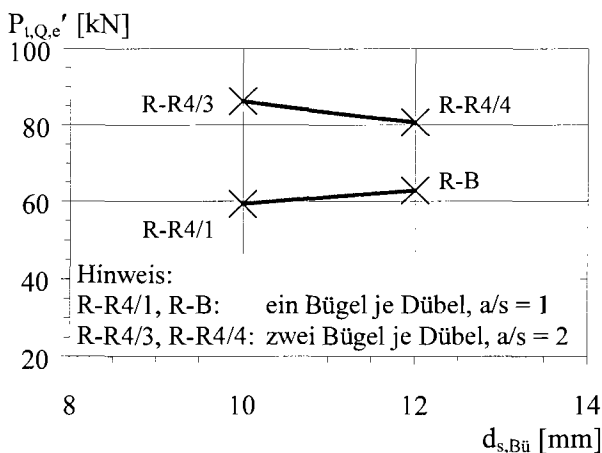


Bild 4-17. Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit vom Bügeldurchmesser – Reihe R-R4

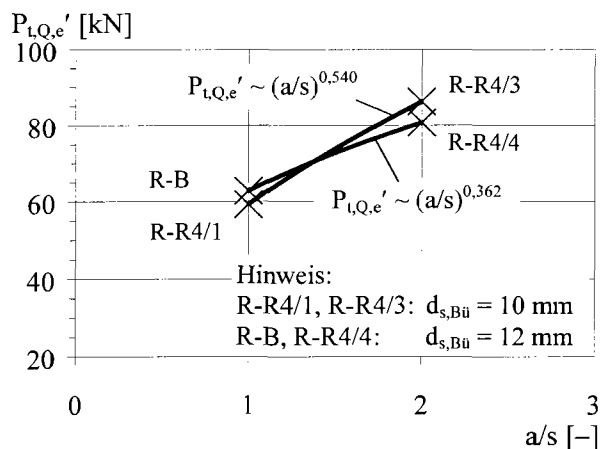


Bild 4-18. Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit vom Anzahl der Bügel je Dübel – Reihe R-R4

Eine Vergrößerung des *Bügeldurchmessers* läßt zunächst eine Erhöhung der Tragfähigkeit erwarten. Beispielsweise weist Versuchskörper R-B1 gegenüber R-R4/1 eine 1,059-fache Steigerung der Tragfähigkeit auf. Dieser Erhöhungsfaktor entspricht einem Exponentenwert von 0,32. Wird jedoch der Körper R-R4/4 mit R-R4/3 verglichen, so muß trotz zunehmenden Bügeldurchmessers eine Abnahme der Tragfähigkeit um 6,4 % festgestellt werden. Auf der Grundlage dieser Versuchsergebnisse kann keine wirklich eindeutige Aussage über einen positiven Einfluß des Bügeldurchmessers auf die Tragfähigkeit getroffen werden. Die Versuchsergebnisse legen allerdings nahe, daß eine Vergrößerung des Bügeldurchmessers sich nur unbedeutend auf die Tragfähigkeit der Verbundfuge auf Querschub auswirkt.

Der deutliche Anstieg der Tragfähigkeit von im Mittel 37 % bei zunehmender *Bügelanzahl je Dübel* ist auf eine gleichmäßigere Umschnürung des Betons an der Plattenstirnseite zurückzuführen. Beispielsweise verdoppelt sich gemäß Bild 4-16 neben der Bügelanzahl auch die Anzahl der Punkte, an denen die Bügel umgekantet werden. Dies führt zu einem kontinuierlicherem Abstützen der Druckstreben, die vom Dübelfuß ausgehen. Außerdem schneidet die Bügelbewehrung den herausbrechenden Betonkörper infolge der feineren Verteilung der Bügel bereits in einem sehr viel früheren Stadium der Rißentwicklung.

In guter Näherung ergibt sich der Einfluß der Bügelanzahl je Dübel auf die Tragfähigkeit im Mittel zu $(a/s)^{0,45}$. Im Vergleich zu den Ergebnissen für reine Längsschubbeanspruchung, die entsprechend Abschnitt 2.2.3 Exponentenwerte von 0,2 bzw. 0,3 angeben, ist der Einfluß der Bügelanzahl je Dübel bei reiner Querschubbeanspruchung etwas größer. Demgegenüber kann auch wie bei reiner Längsschubbeanspruchung der Einfluß des Bügeldurchmessers vorerst vernachlässigt werden.

(f) Durchmesser der Längsbewehrung

Infolge zunehmender Krafterleitungsbreite und ansteigender Biegesteifigkeit ist mit zunehmendem Durchmesser der Längsbewehrung eine geringe Erhöhung der Tragfähigkeit festzustellen, siehe Bild 4-19. Gegenüber Versuchskörper R-B1 weist Körper R-R5/2 eine 1,17-fache und Körper R-R5/3 eine 1,16-fache Tragfähigkeit auf. Eine Auswertung der Versuchsergebnisse ergibt eine Proportionalität der Dübeltragfähigkeit in etwa zur Wurzel vom Stabdurchmesser der Längsbewehrung.

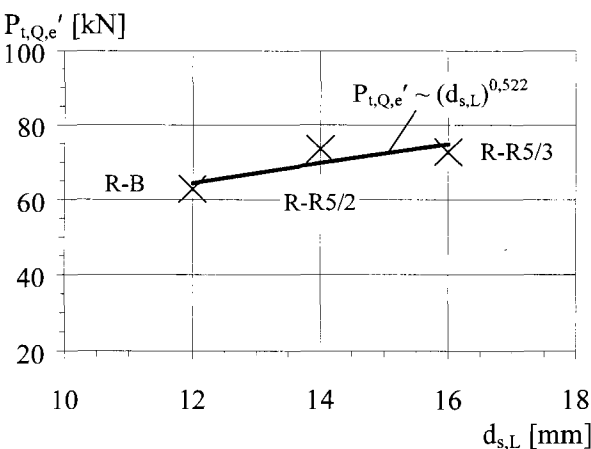


Bild 4-19. Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit vom Durchmesser der Längsbewehrung – Reihe R-R5

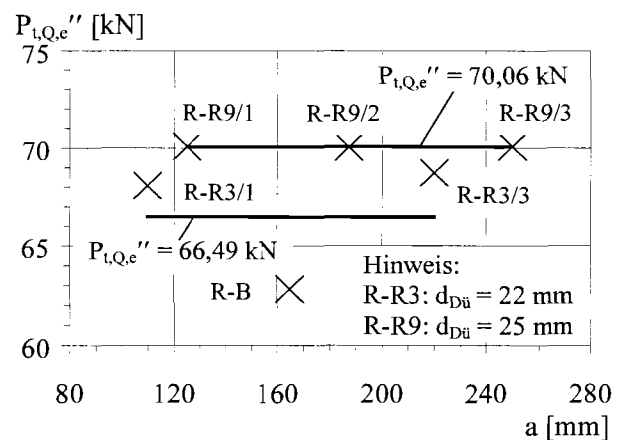


Bild 4-20. Tragfähigkeit von Kopfbolzen verschiedener Durchmesser in Abhängigkeit vom horizontalen Dübelabstand – Reihe R-R3, R-R9

(g) Durchmesser der Kopfbolzen

In den Versuchsreihen R-R3 und R-R9 sind neben den horizontalen Dübelabständen auch die Dübeldurchmesser variiert worden. Um den direkten Einfluß des unterschiedlichen Durchmessers erfassen zu können, werden die experimentellen Dübeltragfähigkeiten, aufbauend auf Abschnitt 4.2.3.3 (d) gemäß Gl. (4-3) und (4-4), zusätzlich auf einen konstanten Dübelabstand von 165 mm normiert.

$$- \text{R-R3 mit } d_{Dü} = 22 \text{ mm: } P_{t,Q,e}'' = P_{t,Q,e}' \cdot (165 \text{ mm} / a)^{-0,073} \quad (4-3)$$

$$- \text{R-R9 mit } d_{Dü} = 25 \text{ mm: } P_{t,Q,e}'' = P_{t,Q,e}' \cdot (165 \text{ mm} / a)^{-0,093} \quad (4-4)$$

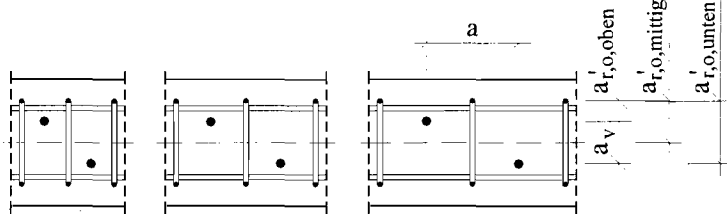
Die Ergebnisse dieser Transformation sind in Bild 4-20 aufgetragen. Ein Vergleich der beiden Lastniveaus zeigt, daß eine Vergrößerung des Dübeldurchmessers von 22 auf 25 mm zu einer geringfügigen Steigerung der Tragfähigkeit um Faktor 1,054 führt. Die Zunahme der Tragfähigkeit beruht auf einer größeren Krafteinleitungsbreite bei Kopfbolzen größeren Durchmessers.

Von dem o. g. Erhöhungsfaktor läßt sich ein Exponentenwert von 0,4 ableiten. Ein Vergleich mit liegenden Kopfbolzen unter reinem Längsschub ergibt, daß bei Dübeln unter Längsschub der Einfluß des Dübeldurchmessers mit einem Exponenten von 0,3 bzw. 0,4 der Tendenz nach etwas geringer als unter Querschub ist, vgl. Abschnitt 2.2.3. Aus der Befestigungstechnik sind nur Abhängigkeitsbeziehungen mit Exponenten von 0,3 bekannt, vgl. Abschnitt 2.2.4.

(h) Besonderheiten einer zweireihigen Dübelanordnung

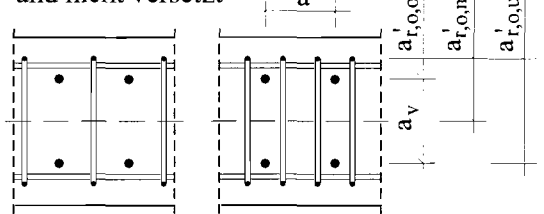
In folgenden wird der Einfluß zweireihiger und versetzter Dübelanordnungen gemäß Bild 4-21 auf die Dübeltragfähigkeit unter Querschubbeanspruchung untersucht.

Dübelanordnung zweireihig und versetzt



R-R7/1 R-R7/2 R-R7/3
 $a = 110 \text{ mm}$ $a = 165 \text{ mm}$ $a = 220 \text{ mm}$

Dübelanordnung zweireihig und nicht versetzt



R-R8/1 R-R8/2
 $a/s = 1$ $a/s = 2$

Bild 4-21. Verbundfugen der Versuchsreihen R-R7 und R-R8

Die für einreihige Dübelanordnungen entwickelten Abhängigkeitsbeziehungen werden direkt mit denen zweireihiger Anordnungen verglichen und bewertet. Für die Versuchsauswertung wird entsprechend Abschnitt 4.2.3.2 vereinfacht angenommen, daß sich alle Dübel gleichermaßen entsprechend Gl. (4-5) an der Lastabtragung beteiligen.

$$P_{t,Q,e,m} = F_{t,Q,e} / n_{Dü,ges} \quad \text{mit: } n_{Dü,ges} = n_{Dü,oben} + n_{Dü,unten} \quad (4-5)$$

Die Dübelverformungen nach Versuchsabbruch gemäß Bild 4-9 lassen jedoch erkennen, daß die „unteren“ Dübel mehr beansprucht werden als die „oberen“ Dübel. Die „rechnerische“ Annahme gleichmäßiger Kraftaufteilung basiert nicht auf dem wahren Tragverhalten, sondern darauf, daß eine exakte Messung der Verteilung der Scherbeanspruchung versuchstechnisch nicht durchführbar war.

Die Auswertung der Versuche mit einreihigen Dübelanordnungen in Abschnitt 4.2.3.3 (c) zeigt, daß die Dübeltragfähigkeit proportional zum **wirksamen oberen Randabstand** mit einem Exponenten von 0,7 anwächst. Unter Annahme des Superpositionsprinzips kann am Beispiel der Reihe R-R8 ge-

zeigt werden, daß bei zweireihiger Dübelanordnung ein Kopfbolzen der unteren Reihe eine viel größere Tragfähigkeit besitzt als ein Dübel der oberen Reihe:

$$P_{t,Q,oben} / P_{t,Q,mittig} / P_{t,Q,unten} = (a_{r,o,oben}')^{0,7} / (a_{r,o,mittig}')^{0,7} / (a_{r,o,unten}')^{0,7} \tag{4-6}$$

$$= (49 \text{ mm})^{0,7} / (149 \text{ mm})^{0,7} / (249 \text{ mm})^{0,7} = 0,459 / 1 / 1,433$$

Werden demzufolge die Tragfähigkeiten des unteren und oberen Dübels addiert und durch die Anzahl der Dübel, also zwei, dividiert, so liegt die mittlere Dübeltragfähigkeit sehr nah an der Tragfähigkeit, die sich aus einem Mittelwert der beiden wirksamen oberen Randabständen ergeben würde. Mit dem folgenden Beispiel – bestehend aus Versuchswerten – soll demonstriert werden, daß diese Modellvorstellung durchaus die wahre Tragfähigkeit widerspiegelt.

Beispiel: Der Versuchskörper R8/1 weist gegenüber R2/3 bei ansonsten identischen Konstruktionsparametern eine zwei- statt eine einreihige Dübelanordnung auf.

R8/1: $a_{r,o,m}' = a_{r,o,mittig}' = (a_{r,o,oben}' + a_{r,o,unten}') / 2 = (49 \text{ mm} + 249 \text{ mm}) / 2 = 149 \text{ mm}$

$P_{t,Q,e,m}' = (P_{t,Q,e,oben}' + P_{t,Q,e,unten}') / 2 = 84,5 \text{ kN}$

R2/3: $a_{r,o}' = 149 \text{ mm}$

$P_{t,Q,e}' = 83,1 \text{ kN}$

→ Abweichung von 2 %.

In den Bildern 4-22 und 4-23 wird gezeigt, daß die für einreihige Dübelanordnungen hergeleitete Abhängigkeitsbeziehung auch für zweireihige Anordnungen gültig ist. Dementsprechend gilt innerhalb des untersuchten Parameterbereichs für zweireihige Dübelanordnungen folgende Beziehung:

$$P_{t,Q,m} \sim (a_{r,o,m}')^{0,7} \quad \text{mit: } a_{r,o,m}' = a_{r,o,mittig}' = (a_{r,o,oben}' + a_{r,o,unten}') / 2 \tag{4-7}$$

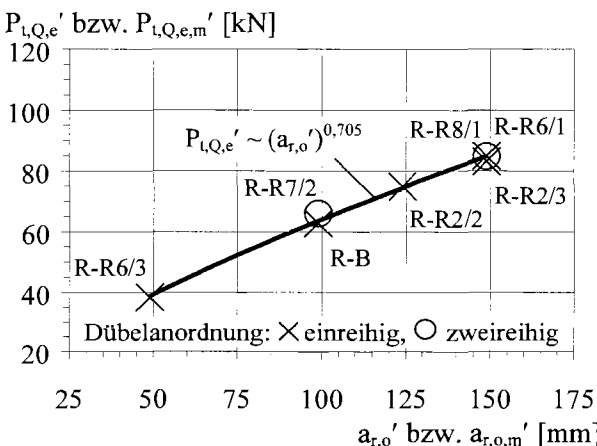


Bild 4-22. Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand – Reihe R-R2, R-R6, R-R7 und R-R8, a/s = 1

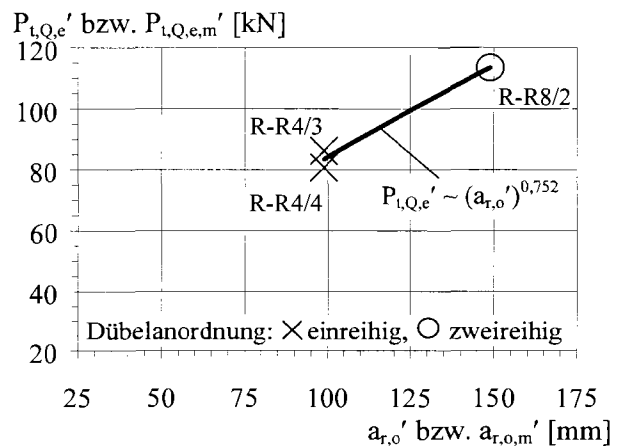


Bild 4-23. Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand – Reihe R-R4 und R-R8, a/s = 2

In Bild 4-24 sind die Tragfähigkeiten der zweireihigen und versetzten Dübelanordnung der Reihe R-R7 gemeinsam mit den Ergebnissen einreihiger Anordnungen über dem **horizontalen Dübelabstand** aufgetragen. Grundsätzlich zeigen die Ergebnisse der versetzten Dübelanordnung eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten einreihiger Anordnungen. Mit zunehmenden Achsabstand der Verbundmittel ist eine geringfügige Abnahme der Tragfähigkeit zu verzeichnen. Unter Berücksichtigung aller Ergebnisse der Versuchsreihen R-R3, R-R7 und R-R9 zeigen die Tragfähigkeiten eine Proportionalität zum Abstand der Dübel mit einem mittleren Exponenten von $-0,10$.

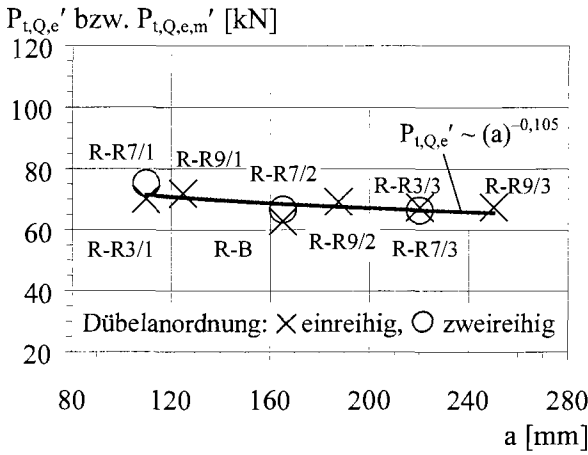


Bild 4-24. Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit vom horizontalen Dübelabstand
– Reihe R-R3, R-R7 und R-R9

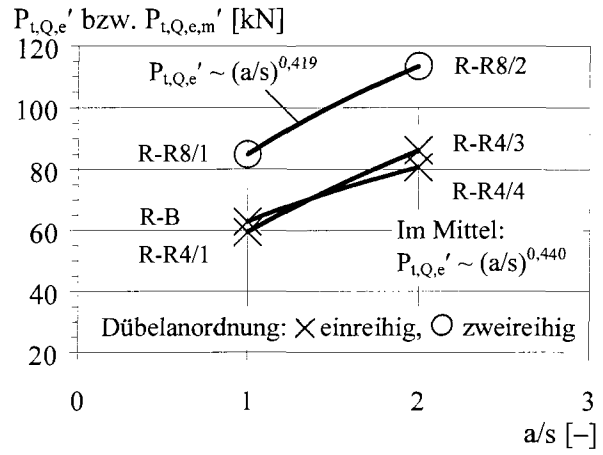


Bild 4-25. Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit von der Anzahl der Bügel je Dübel
– Reihe R-R4 und R-R8

In Bild 4-25 sind die Versuchsergebnisse der Reihe R-R8 mit zweireihiger, nicht versetzter Dübelanordnung gemeinsam mit den Ergebnissen einreihiger Anordnung in Abhängigkeit von der **Anzahl der Bügel je Dübel** dargestellt. In Übereinstimmung mit einreihigen Dübelanordnungen erhöht sich bei zweireihiger Anordnung die mittlere Dübeltragfähigkeit mit der Verdopplung der Bügelanzahl je Dübel von eins auf zwei um dem Faktor 1,337. Eine gemeinsame Auswertung führt zu einem mittleren Erhöhungsfaktor von 1,359 bzw. mittleren Exponentenwert von 0,44.

Die beschriebenen experimentellen Untersuchungen zeigen, daß die in einer umfangreichen Parameterstudie zunächst nur für einreihige Dübelanordnungen gewonnenen Erkenntnisse sich auch auf zweireihige und versetzte und nicht versetzte Dübelanordnungen übertragen lassen. Eine ähnliche Proportionalitätsbeziehung zwischen Tragfähigkeit und Konstruktionsparametern erlaubt im weiteren die Entwicklung nur einer Gleichung zur Bestimmung der Tragfähigkeit, die dann sowohl für einreihige als auch für zweireihige Dübelanordnungen gültig ist. Im weiteren bleibt noch zu überprüfen, inwiefern sich eine Verkleinerung des vertikalen Dübelabstandes in Plattendickenrichtung auf die Gesamttragfähigkeit der Verbindung auswirkt, siehe numerische Untersuchungen in Abschnitt 4.3.3.3 (h).

4.3 FE-Untersuchungen

4.3.1 Einführung

Das Tragverhalten und die Tragfähigkeit liegender Kopfbolzen wird vorrangig nicht durch das Dübelmaterial sondern durch die Einbettung in den umgebenden Beton bestimmt. Die mit zunehmender Schubbeanspruchung fortschreitende Rißentwicklung im Betongefüge beeinflusst das Tragverhalten der Kopfbolzen maßgebend und leitet somit das Versagen der Verbundfuge ein, siehe Abschnitt 4.2. Aus diesem Grund ist die Erfassung des **nichtlinearen Materialverhaltens von Beton** zur realistischen Betrachtung des Tragverhaltens von grundlegender Bedeutung.

Die numerischen Untersuchungen werden mit dem im Beton- und Stahlbetonbau und in der Befestigungstechnik vorwiegend zu Forschungszwecken verbreiteten **FE-Programm MASA** [2.31], [2.32] durchgeführt. Das FE-Programm MASA wird zur Modellierung von *quasispröden Materialien* auf Makroebene eingesetzt. Das Materialmodell basiert auf der „*Microplane*“-Theorie für Beton. Die Schädigungszonen infolge Rißbildung werden durch die sog. *verschmierte Rißbandmethode* modelliert. Die Berechnung erfolgt in Last- bzw. Verformungsstufen. Eine ausführliche Beschreibung der Grundlagen dieses FE-Programms findet sich in Ožbolt [2.18], eine kurze Zusammenfassung in Kuhlmann & Kürschner [3.15], Abschnitt 8.2. Für das Pre- und Postprocessing der FE-Modelle wird das **Programm FEMAP** [2.30] verwendet.

Das in Abschnitt 4.3.2 beschriebene und in Abschnitt 4.3.3 angewandte **räumliche FE-Modell** orientiert sich an dem in Kuhlmann & Kürschner [3.15], Kap. 8 entwickelten zwei- und dreidimensionalen Modell, weist aber im Vergleich dazu einige wichtige Modifikationen, z. B. die Modellierung der Schweißwulst und die Parameterstudie mit räumlichen FE-Modell, auf. In einem ersten Schritt erfolgt die *Verifikation* dieses weiterentwickelten Modells mittels zahlreicher Nachrechnungen der in Abschnitt 4.2 dokumentierten Versuche. Im zweiten Schritt wird dieses FE-Modell zunächst zur Beschreibung des allgemeinen *Tragverhaltens* und anschließend für eine ausführliche *Parameterstudie* herangezogen. Die Parameterstudie ist so ausgelegt, daß sie die experimentellen Untersuchungen für den Brückenbau in Abschnitt 4.2 zunächst noch weiter ergänzt und besonders für Anwendungen im Hochbau erweitert und unter Berücksichtigung weiterer Parameter vervollständigt.

4.3.2 Modellierung

4.3.2.1 Elemente

In den FE-Rechnungen sind sowohl achtknotige Volumenelemente als auch Balkenelemente verwendet worden. Folgende Komponenten der Verbundfuge sind als **Volumenelemente** modelliert: *Beton*, *Kopfbolzen* einschließlich *Schweißwulst* und *Stahlsteg*. Die *Längs- und Bügelbewehrung* sind als **Balkenelemente** diskretisiert, die an ihren Stabenden mit den Knoten der Betonelemente verbunden sind.

In der **Kontaktfläche zwischen Stahlbeton- und Baustahlgurt** sind zwei aufeinander liegende Schichten von jeweils einem Millimeter Dicke aus Volumenelementen angeordnet, vgl. Bild 4-26. In der direkt am Baustahl angrenzenden Gleitschicht sind zusätzlich in Richtung der Schichtdicke Pendelstäbe aus Balkenelementen ausgebildet. Die *Gleitschicht* besitzt einen geringen Elastizitätsmodul und ermöglicht eine reibungslose Relativverschiebung in der Verbundfuge. Die Anordnung steifer *Pendelstäbe* ermöglicht die Übertragung von Druck- und Zugkräften in Stegdickenrichtung. Um die Übertragung von Zugkräften senkrecht zum Stahlsteg zu unterbinden und ein ungehindertes

Ablösen des Betons vom Steg zu ermöglichen, wird zwischen der Gleitschicht und dem Beton der Verbundfuge eine zusätzliche Schicht *Beton mit geringer Zugfestigkeit* modelliert. Die resultierende Zwischenschicht zwischen Baustahl und Beton von insgesamt zwei Millimeter Dicke ermöglicht einerseits eine reibungslose Relativverschiebung der beiden Verbundpartner durch die Gleitschicht und andererseits die Übertragung einer Druckkraft durch relativ steife Pendelstäbe, aber nicht von Zugkräften durch die Schicht Beton mit geringer Zugfestigkeit.

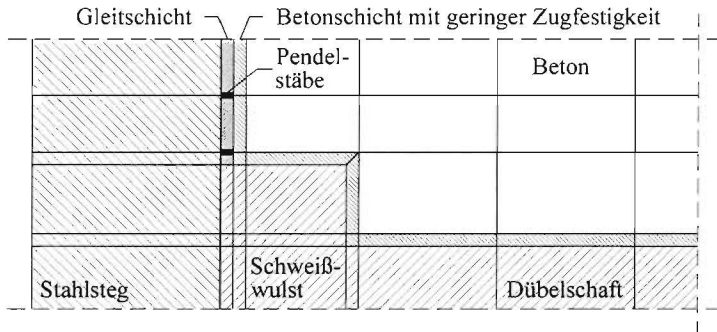


Bild 4-26. Modellierung der Kontaktflächen nahe der Schweißwulst

In der **Kontaktfläche zwischen Kopfbolzen und Beton** sind Volumenelemente von ein Millimeter Dicke angeordnet, die den Kopfbolzendübel einschließlich Schweißwulst vollständig überziehen, siehe Bild 4-26. Das zugeordnete Betonmaterial besitzt sowohl eine geringe Zugfestigkeit als auch einen kleinen Elastizitätsmodul und ermöglicht einerseits Relativverschiebungen zwischen der Beton- und Dübelstruktur und andererseits ein Ablösen des Dübelmaterials vom Beton.

Nach Durchführung einer Zuverlässigkeitsstudie mit verschiedenen Netzfeinheiten wurde die **Elementgröße** der Betonstruktur im hoch beanspruchten Bereich nahe dem Dübelfuß zu ungefähr zehn Millimeter festgelegt. Mit zunehmendem Abstand vom Dübelfuß ist das Netz etwas gröber und in einem orthogonalen Raster generiert. Die Größe der restlichen Elemente ist diesem Raster angepaßt. Darüber hinaus bestätigt Ožbolt [2.18] die äußerst geringe Netzabhängigkeit des hier angewandten FE-Programms.

4.3.2.2 Materialgesetze

(a) Versuchsnachrechnung

Für die Nachrechnung von Versuchen in Abschnitt 4.3.3.1 werden für den Beton die Zylinderdruckfestigkeiten nach Tabelle 4-7 gewählt. Die weiteren Betonkennwerte zur Beschreibung des Materialverhaltens ergeben sich nach Reinhardt [2.20], Kapitel 5. Die Kennwerte der metallischen Materialien werden entsprechend Abschnitt 4.2.2.4 gewählt und der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linien in Übereinstimmung mit Abschnitt 4.3.2.2 (b) berücksichtigt. Die Materialien zur Beschreibung der Kontaktflächen werden ebenfalls im nachfolgenden Abschnitt beschrieben.

(b) Parameterstudie

Für die Parameterstudie werden für den **Beton** vier unterschiedliche Güten mit Zylinderdruckfestigkeiten von 20, 30, 40 und 50 N/mm² berücksichtigt. Die weiteren Materialkennwerte werden ebenfalls in Übereinstimmung mit Reinhardt [2.20], Kapitel 5 entsprechend Tabelle 4-7 gewählt. Der für Kontaktflächen verwendete **Beton mit geringer Zugfestigkeit** besitzt eine Druckfestigkeit von 40 N/mm², eine Zugfestigkeit von 0,00002 N/mm², einen Elastizitätsmodul von 3.000 N/mm² und eine Querdehnzahl von 0,2.

Tabelle 4-7. Materialkennwerte des Betons

Druckfestigkeit f_c [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]	Elastizitätsmodul E_c [N/mm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Bruchenergie G_{Ft} [N/mm]
20	1,572	25.787	0,2	0,04874
30	2,355	29.519	0,2	0,06473
40	3,024	32.490	0,2	0,07917
50	3,625	34.998	0,2	0,09256

Die Kennwerte der metallischen Materialien und der Kontaktschicht werden in Tabelle 4-8 aufgeführt. Sie stellen mittlere Werte dar. Hierbei sind die Spannungs-Dehnungs-Linien der **Bewehrung** und des **Dübels** trilinear, des **Baustahls** und der **Pendelstäbe** bilinear und der **Gleitschicht** linear idealisiert. Zur Berücksichtigung der in den Versuchen zur Versteifung angeordneten Bleche senkrecht zum Stahlsteg wird der Elastizitätsmodul des Baustahls um den Faktor drei erhöht.

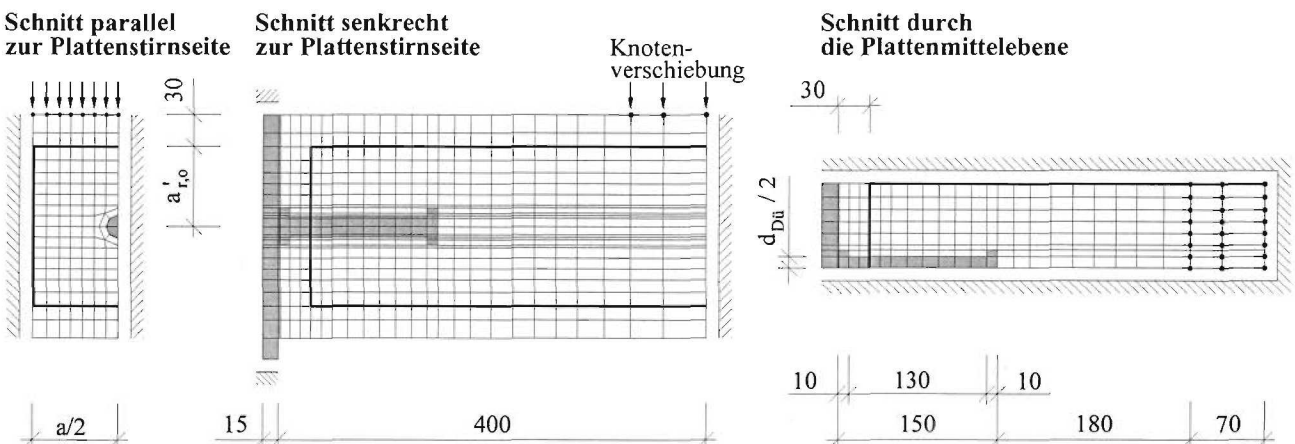
Tabelle 4-8. Materialkennwerte der Bewehrung, des Dübels, des Baustahls und der Kontaktschicht

Material	Fließgrenze f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	Elastizitätsmodul E [N/mm ²]	Wiederverfestigungsmodul E_h [N/mm ²]	Querdehnzahl ν [-]
Bewehrung	550	632,5	200.000	1.750	0,33
Kopfbolzen*	450	510	200.000	550	0,33
Baustahl	2.350	—	630.000	—	0,33
Kontakt- schicht	Gleitschicht	—	0,1	—	0
	Pendelstäbe	5.500	—	200.000	0,33

* einschließlich der Schweißwulst

4.3.2.3 Diskretisierung

Für das Tragverhalten liegender Kopfbolzen unter Querschub in Randlage spielt die Rißentwicklung im Beton eine entscheidende Rolle. Auch die Versuchsbeobachtungen in Abschnitt 4.2.3.1 zeigen, daß die Rißbildung nicht nur auf eine Ebene senkrecht oder in Richtung des Kopfbolzens begrenzt bleibt, sondern durch das Herausbrechen der Betonkante vor allem räumliche Dimensionen annimmt. Da aus diesem Grund eine ebene Modellierung das reale Tragverhalten nicht richtig widerspiegeln kann, ist eine **räumliche Modellierung** der Verbundfuge unerlässlich. Die FE-Untersuchungen bauen auf das räumliche Modell gemäß Bild 4-27 auf. Aufgrund der Rechenzeiten wird nur die symmetrische Hälfte eines einzelnen Kopfbolzens aus einer unendlichen Dübelreihe abgebildet.

**Bild 4-27.** FE-Modell für reinen Querschub mit Verbundfuge am Rand der Stahlbetonplatte

4.3.3 FE-Ergebnisse

4.3.3.1 Verifikation

Zur Verifizierung des nichtlinearen FE-Modells werden insgesamt 19 Versuche nachgerechnet. Die Tabelle 4-9 zeigt eine Gegenüberstellung der experimentell und numerisch ermittelten Traglasten.

Tabelle 4-9. Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten aus Versuchen und FE-Rechnungen

Versuchs-Körper	Versuchs-traglast je Dübel $P_{t,Q,e}$ [kN]	FE-Traglast je Dübel $P_{T,Q,e}$ [kN]	Quotient $P_{T,Q,e} / P_{t,Q,e}$ [-]	Versuchs-körper	Versuchs-traglast je Dübel $P_{t,Q,e}$ [kN]	FE-Traglast je Dübel $P_{T,Q,e}$ [kN]	Quotient $P_{T,Q,e} / P_{t,Q,e}$ [-]
R-B	71,0	72,1	1,015	R-R5/2	79,6	78,5	0,986
R-R1/1	60,3	59,6	0,989	R-R5/3	78,7	80,9	1,027
R-R1/3	90,6	76,8	0,848	R-R6/1	99,4	82,6	0,831
R-R2/2	84,5	82,2	0,973	R-R6/3	44,8	46,9	1,046
R-R2/3	94,1	96,9	1,030	R-R8/1	91,9	68,4	0,744
R-R3/1	79,0	64,1	0,811	R-R8/2	132,7	84,4	0,636
R-R3/3	75,8	85,6	1,129	R-R9/1	80,6	76,8	0,953
R-R4/1	68,8	65,2	0,948	R-R9/2	77,6	80,4	1,036
R-R4/3	99,6	87,1	0,874	R-R9/3	76,0	91,4	1,203
R-R4/4	93,3	97,9	1,050				

Eine statistische Auswertung von 17 Versuchsnachrechnungen mit jeweils einreihigen Dübelanordnungen zeigt entsprechend den Bildern 4-28 und 4-29 eine gute Übereinstimmung von experimentell und numerisch ermittelten Tragfähigkeiten. Die mittlere Abweichung beträgt hierfür 1,5 %.

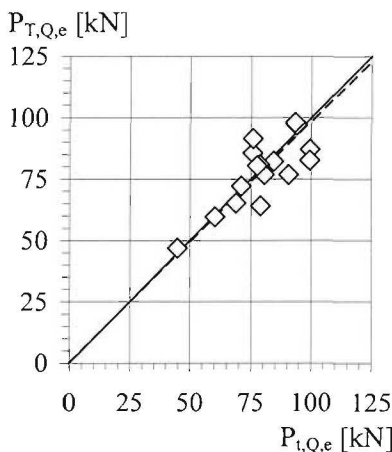


Bild 4-28. Vergleich der FE-Traglasten $P_{T,Q,e}$ mit den Versuchslasten $P_{t,Q,e}$ für einreihige Dübelanordnungen

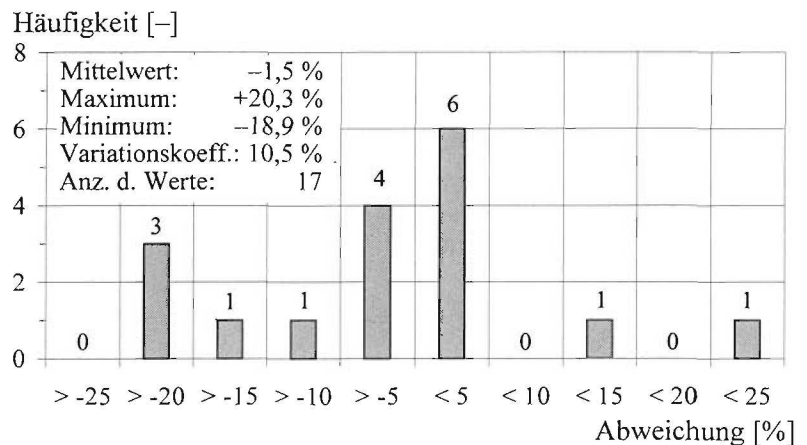


Bild 4-29. Häufigkeitsverteilung der Abweichungen der FE-Traglasten von den experimentellen Dübeltragfähigkeiten für einreihige Dübelanordnungen

Aufgrund des numerischen Aufwands werden von den zweireihigen Dübelanordnungen nur die zwei Körper der Reihe R-R8 mit nicht versetzter Anordnung nachgerechnet. Während der Einflußparameter innerhalb der Reihe recht gut abgebildet wird, zeigt ein Vergleich der absoluten Tragfähigkeiten mit im Mittel 31 % Abweichung nur eine zufriedenstellende Übereinstimmung.

Neben den absoluten Tragfähigkeiten zeigt das nichtlineare FE-Modell insbesondere auch für das Trag- und Verformungsverhalten eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen, siehe Abschnitt 4.3.3.2. Das räumliche FE-Modell kann einer Parameterstudie zugrunde gelegt werden.

4.3.3.2 Trag- und Verformungsverhalten

(a) Allgemeines

Das Trag- und Verformungsverhalten liegender Kopfbolzen unter Querschub in Randlage wird im folgenden anhand von ausgewählten FE-Ergebnissen aus der Nachrechnung des Basiskörpers R-B der experimentellen Untersuchungen exemplarisch beschrieben und im Rahmen der FE-Parameterstudie in Abschnitt 4.3.3.3 weiter ergänzt. Neben der Schlupfentwicklung wird im weiteren die Riß- und Spannungsentwicklung bei verschiedenen Last- und Verformungsstufen in drei unterschiedlichen Schnittebenen entsprechend Bild 4-30 bildhaft dargestellt.

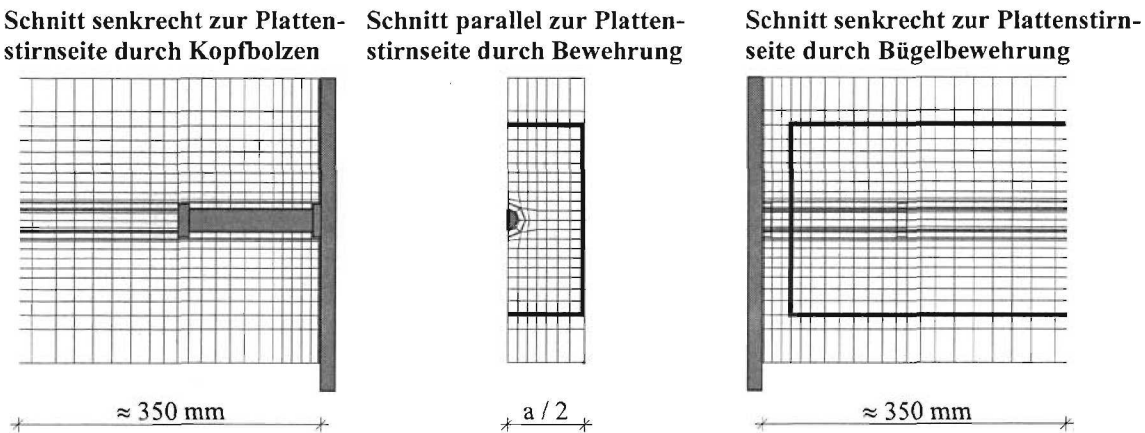
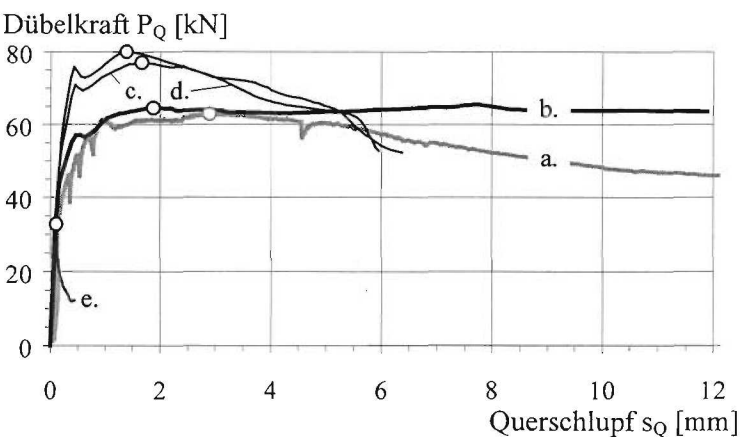


Bild 4-30. Schnittebenen durch das FE-Modell für die Darstellung der Ergebnisse

(b) Schlupfentwicklung

Die in Bild 4-31 dargestellte Schlupfentwicklung aus der Nachrechnung des Basiskörpers zeigt eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Untersuchungen, vgl. Bild 4-6. Zur Verdeutlichung des Einflusses der Bügelanzahl je Dübel auf das Tragverhalten sind zusätzlich die Kraft-Schlupf-Beziehungen dreier FE-Rechnungen dargestellt, die gegenüber dem Basiskörper zwei bzw. drei Bügel je Dübel aufweisen. Die FE-Ergebnisse zeigen, daß einerseits mit zunehmender Bügelanzahl die Tragfähigkeit der Verbundfuge erhöht und andererseits durch die Anordnung von Bewehrung besonders auch die Duktilität und Resttragfähigkeit der Verbundfuge gesteigert wird.



Hinweis:

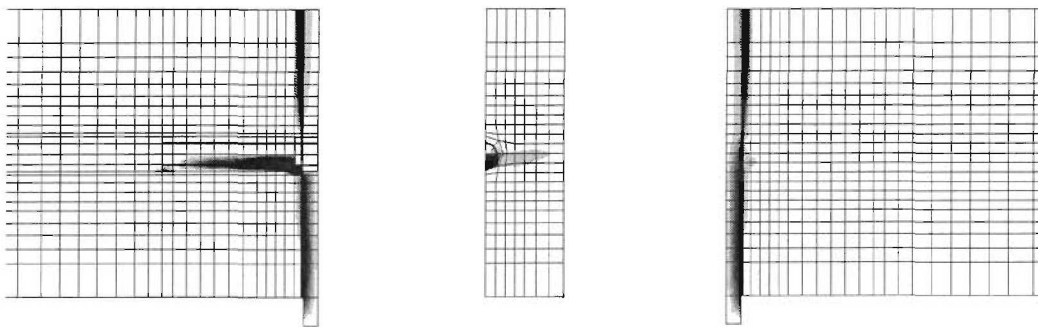
- a. Versuchskörper R-B
- b. FE-Modell entspricht Basiskörper mit einem Bügel je Dübel
- c. FE-Modell entspricht Basiskörper aber mit zwei Bügel je Dübel
- d. FE-Modell entspricht Basiskörper aber mit drei Bügel je Dübel
- e. FE-Modell entspricht Basiskörper aber ohne Bewehrung

○ Traglast

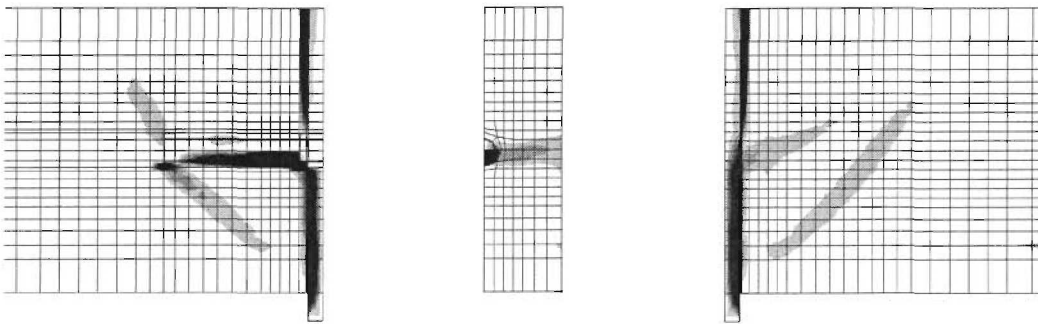
Bild 4-31. Kraft-Schlupf-Verhalten des FE-Modells im Vergleich mit Versuchskörper R-B

(c) Riß- und Spannungsentwicklung

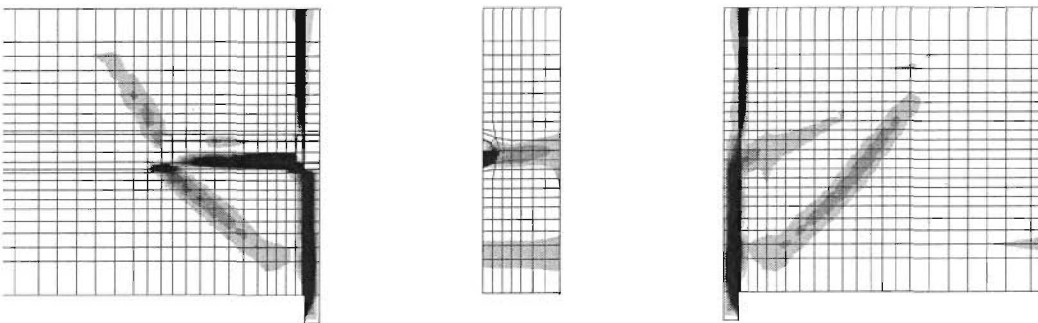
Die Abbildungen der Bilder 4-32 und 4-33 zeigen anhand der Hauptdehnungen ε_{11} und Hauptspannungen σ_{33} die Riß- und Spannungsentwicklung bei verschiedenen Last- und Verformungsstufen.



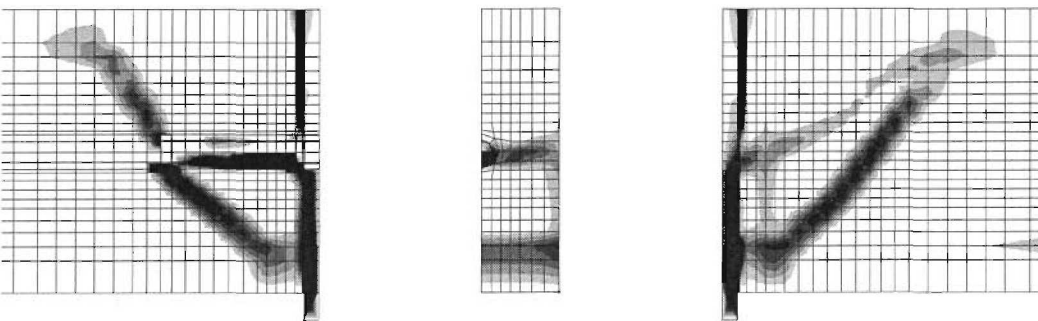
(a) $P_Q = 0,51 \cdot P_{T,Q} = 55,1 \text{ kN}$, $s_Q = 0,21 \cdot s_{T,Q} = 0,40 \text{ mm}$



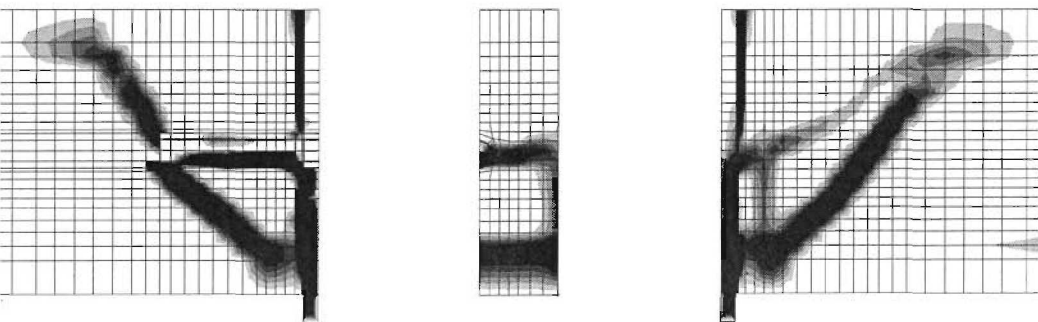
(b) $P_Q = 0,91 \cdot P_{T,Q} = 58,6 \text{ kN}$, $s_Q = 0,44 \cdot s_{T,Q} = 0,82 \text{ mm}$



(c) $P_Q = 0,96 \cdot P_{T,Q} = 61,7 \text{ kN}$, $s_Q = 0,55 \cdot s_{T,Q} = 1,03 \text{ mm}$



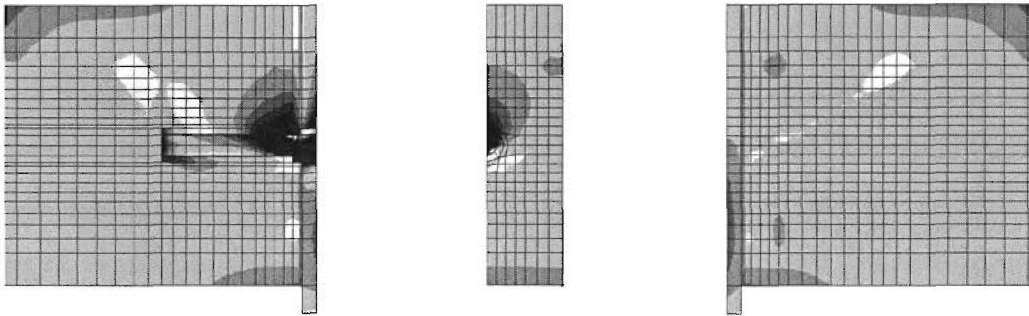
(d) $P_Q = P_{T,Q} = 64,5 \text{ kN}$, $s_Q = s_{T,Q} = 1,87 \text{ mm}$ (Tragfähigkeit)



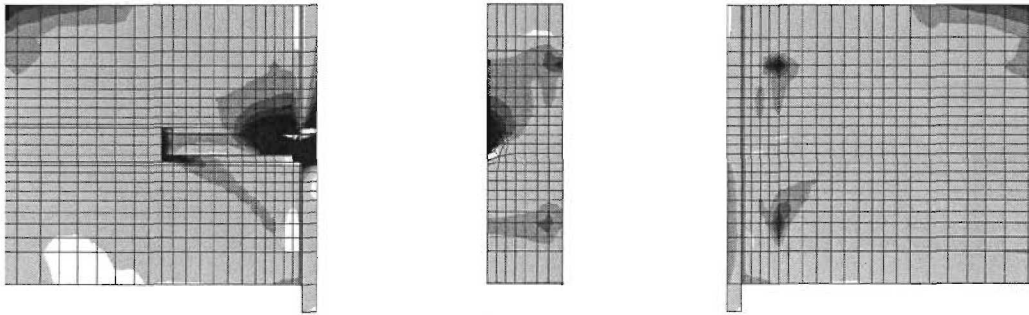
(e) $P_Q = 0,99 \cdot P_{T,Q} = 64,0 \text{ kN}$, $s_Q = 1,50 \cdot s_{T,Q} = 2,82 \text{ mm}$

Hinweis: Hauptdehnungen ϵ_{11} mit weißen Flächen für $\epsilon_{11} < 0,8 \%$ und mit schwarzen Flächen für $\epsilon_{11} \geq 4,2 \%$

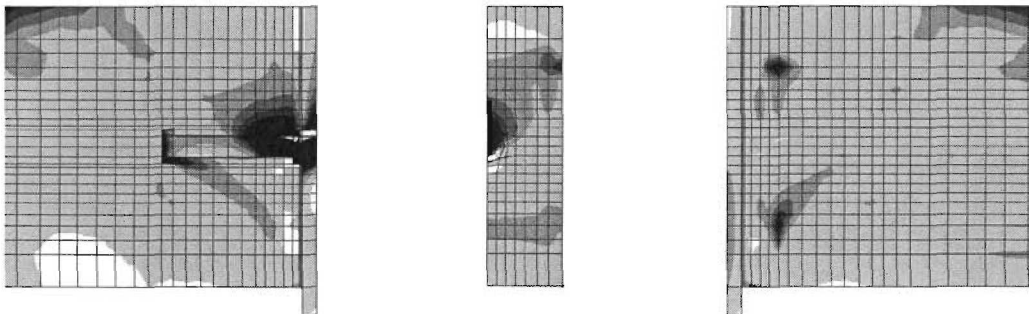
Bild 4-32. Rißentwicklung des FE-Modells entsprechend den Hauptdehnungen ϵ_{11}



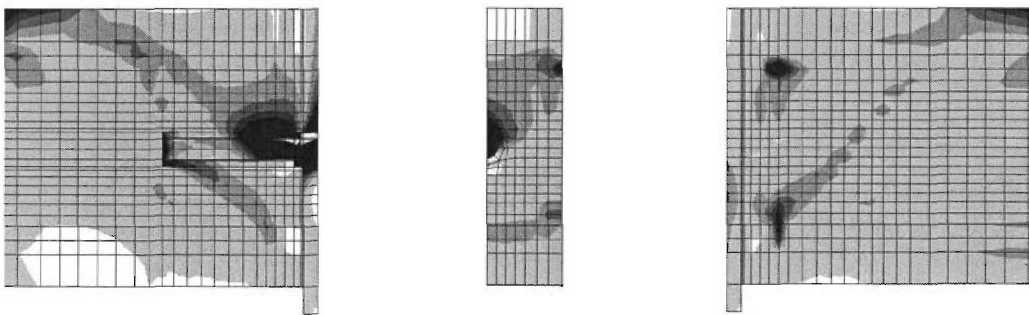
(a) $P_Q = 0,51 \cdot P_{T,Q} = 55,1 \text{ kN}$, $s_Q = 0,21 \cdot s_{T,Q} = 0,40 \text{ mm}$



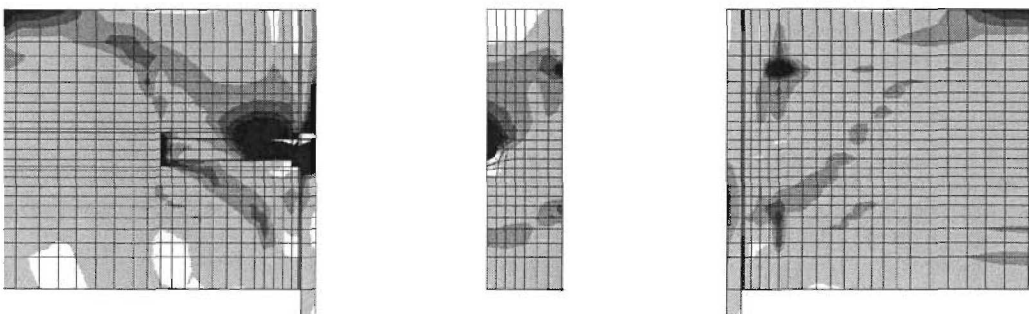
(b) $P_Q = 0,91 \cdot P_{T,Q} = 58,6 \text{ kN}$, $s_Q = 0,44 \cdot s_{T,Q} = 0,82 \text{ mm}$



(c) $P_Q = 0,96 \cdot P_{T,Q} = 61,7 \text{ kN}$, $s_Q = 0,55 \cdot s_{T,Q} = 1,03 \text{ mm}$



(d) $P_Q = P_{T,Q} = 64,5 \text{ kN}$, $s_Q = s_{T,Q} = 1,87 \text{ mm}$ (Tragfähigkeit)



(e) $P_Q = 0,99 \cdot P_{T,Q} = 64,0 \text{ kN}$, $s_Q = 1,50 \cdot s_{T,Q} = 2,82 \text{ mm}$

Hinweis: Hauptspannungen σ_{33} mit schwarzen Flächen für $\sigma_{33} < -20 \text{ N/mm}^2$ und mit weiße Flächen für $\sigma_{33} \geq 0 \text{ N/mm}^2$

Bild 4-33. Spannungsentwicklung des FE-Modells entsprechend den Hauptspannungen σ_{33}

Mit zunehmender Querschubbeanspruchung ist eine Relativverschiebung zwischen Stahlbetonplatte und Stahlsteg entsprechend Bild 4-32 deutlich erkennbar. Die Behinderung dieser Relativverschiebung durch den Dübelfuß führt einerseits zu Druckpressungen auf der lastzugewandten Seite entsprechend Bild 4-33 und andererseits zu einem Loslösen des Dübels vom Beton auf der lastabgewandten Seite gemäß Bild 4-32. Mit zunehmender Belastung bildet sich ein Riß quer zum Dübelfuß in horizontaler Richtung zum nahegelegenen Bügelschenkel.

Parallel zur Rißentwicklung auf der Plattenstirnseite nimmt die Relativverschiebung weiter zu und der obere Bereich der Stahlbetonplatte beginnt, sich deutlich vom Stahlsteg abzulösen. Diese Verformungszunahme führt in Kombination mit der Rückverankerung des Kopfbolzens im Beton zu einer Hebelwirkung im Kopfbereich des Dübels. Dies verursacht starke Spannungskonzentrationen im Kopfbereich und führt schließlich zu einer stark einsetzenden Rißentwicklung schräg zum Dübelkopf. Diese stark zunehmende Rißentwicklung verhindert eine weitere Lastzunahme und führt nach Überschreiten der Tragfähigkeit bei starker Verformungszunahme zu einem nur geringen Lastabfall.

Mit zunehmender Querschubbeanspruchung zeigt sich, daß ein Teil der Belastung sich über eine Druckstrebe auf das untere Bügeleck unterhalb des Kopfbolzens gemäß Bild 4-33 abstützt und sich über Zug im Bügelschenkel wieder hochhängt. Ein Teil dieser hochgehängten Kraft setzt sich schließlich direkt über eine Druckstrebe vom oberen Bügeleck auf den Dübelfuß ab, ein anderer Teil wird über Biegung der Längsbewehrung schließlich mit einer vertikalen Druckstrebe auf den Dübel abgesetzt. Ein weiterer Teil der Belastung setzt sich über eine geneigte Druckstrebe direkt auf den Dübelfuß ab.

Die Dehnungen und Spannungen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen, vgl. Abschnitt 4.2.3.1. Die wesentlichen Tragmechanismen werden durch das FE-Modell abgebildet.

4.3.3.3 Parameterstudie

(a) Allgemeines

Der numerische Teil der Parameterstudie ergänzt und vervollständigt die experimentellen Untersuchungen. Die Wahl der **Konstruktionsparameter** und deren Wertebereich ist in Tabelle 4-10 dargestellt. Die FE-Parameterstudie baut auf einem Standardkörper auf, gegenüber dem im Regelfall nicht wie in Abschnitt 4.2.1 nur ein sondern insgesamt zwei Konstruktionsparameter systematisch variiert werden. Die konstruktive Durchbildung dieses Standardkörpers erfolgt in Anlehnung an den Basiskörper R-B der experimentellen Untersuchungen.

Tabelle 4-10. Konstruktionsparameter und deren Wertebereich für die FE-Parameterstudie

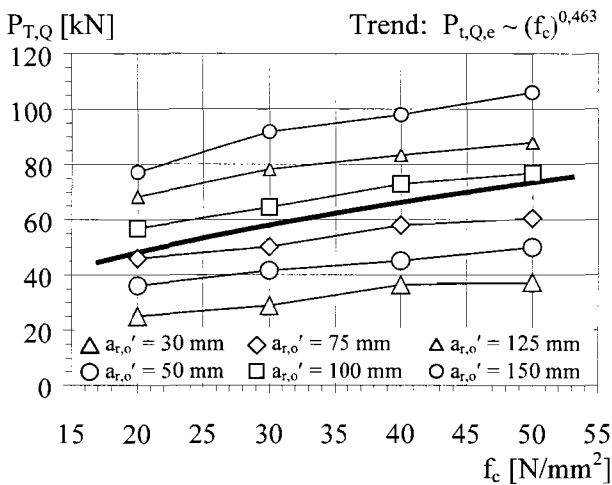
Konstruktionsparameter		Wertebereich
Beton	Betonfestigkeit	$f_c = 20, \mathbf{30}, 40$ und 50 N/mm^2
Abstände	Wirksamer oberer Randabstand	$a_{r,o}' = 30, 50, 75, \mathbf{100}, 125$ und 150 mm
	Horizontaler Dübelabstand	$a = 100, \mathbf{160}$ und 220 mm
Bügelbewehrung	Bügeldurchmesser	$d_{s,Bü} = 6, 8, 10, \mathbf{12}, 14$ und 16 mm
	Bügelanzahl je Dübel	$a/s = 0, \mathbf{1}, 2$ und 3
	Fertigungsungenauigkeiten	$e = -20, 0$ und $+20 \text{ mm}$
Längsbewehrung	Durchmesser der Längsbewehrung	$d_{s,L} = 10, \mathbf{12}, 16$ und 20 mm
Kopfbolzen	Dübeldurchmesser	$d_{Dü} = 19, \mathbf{22}$ und 25 mm
	Dübellänge	$h_{Dü} = 100, 125$ und $\mathbf{150} \text{ mm}$
	Schweißwulst	mit und ohne Wulst
	Dübelkopf	mit und ohne Kopf
Hinweis: Die fett dargestellten Parameterwerte entsprechen dem Standardkörper dieser FE-Parameterstudie.		

Die Parameterstudie gemäß Tabelle 4-10 berücksichtigt in erster Linie FE-Modelle mit einreihiger Dübelanordnung. Darüber hinaus werden erste FE-Ergebnisse mit zweireihiger und nicht versetzter Dübelanordnung vorgestellt.

Zur Vergleichbarkeit der Ergebnisse ist bei allen Berechnungen die **Verformungsschrittweite** jeweils so groß gewählt, daß mit 20 ± 2 Verformungsstufen die Traglast erreicht wird. Im folgenden sind zur besseren Beurteilung neben den FE-Ergebnissen die in Versuchen beobachteten Abhängigkeitsbeziehungen entsprechend Abschnitt 4.2.3.3 als Trendlinie dargestellt. Die Eingangsgrößen und Ergebnisse dieser Parameterstudie sind in Anhang C dokumentiert.

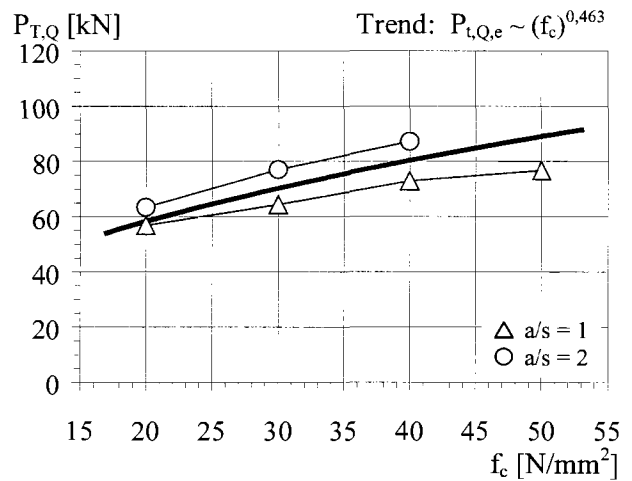
(b) Betonfestigkeit

In den Bildern 4-34 bis 4-37 ist die Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit des Betons dargestellt.



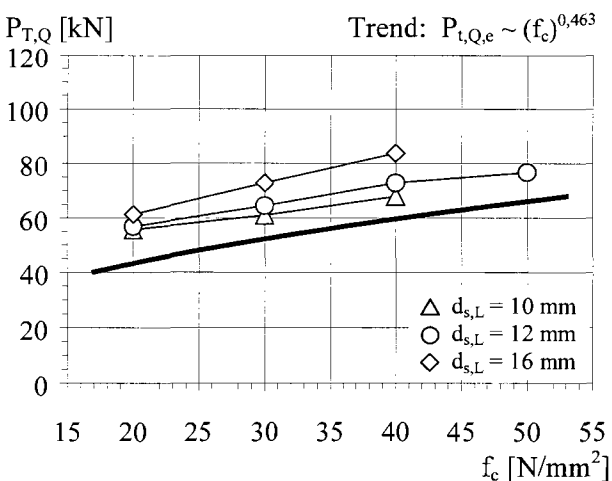
Bed.: $a/s = 1, d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm

Bild 4-34. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit f_c und vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$



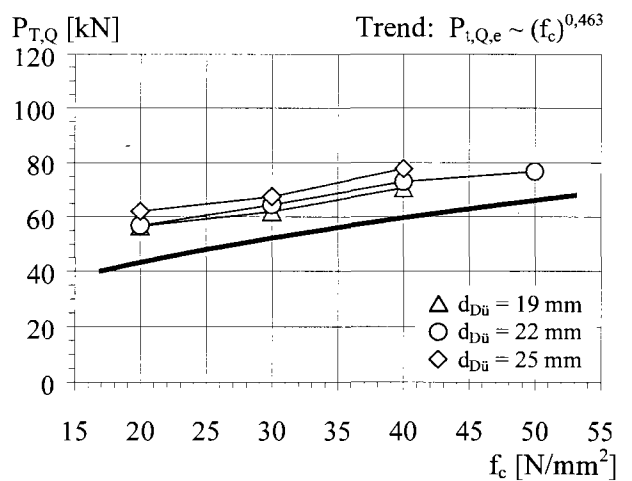
Bed.: $a_{r,o}' = 100$ mm, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm

Bild 4-35. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit f_c und von der Bügelanzahl je Dübel a/s



Bed.: $a_{r,o}' = 100$ mm, $a/s = 1, d_{s,Bü} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm

Bild 4-36. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit f_c und vom Durchmesser der Längsbewehrung $d_{s,L}$



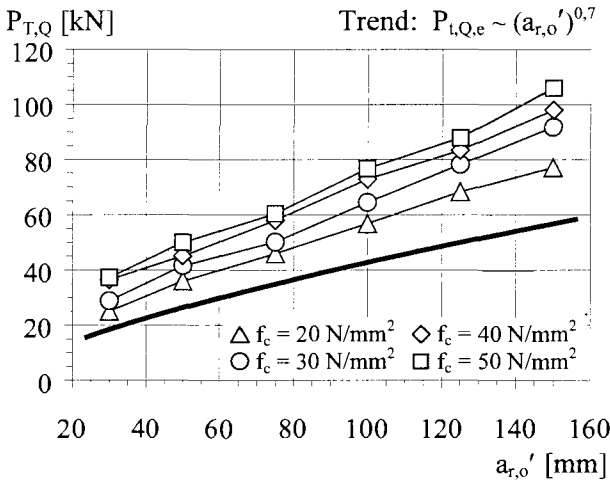
Bed.: $a_{r,o}' = 100$ mm, $a/s = 1, d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm

Bild 4-37. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit f_c und vom Dübeldurchmesser $d_{Dü}$

Die Tragfähigkeit der Verbundfuge steigt mit zunehmender Betonfestigkeit deutlich an. Auf Grundlage der Versuche ergibt sich der Einfluß der Betonfestigkeit auf die Tragfähigkeit zu $(f_c)^{0,463}$. Eine statistische Auswertung der gezeigten FE-Ergebnisse ergibt einen Exponenten von im Mittel 0,36 und minimal 0,28 bzw. maximal 0,47. Die FE-Rechnungen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen.

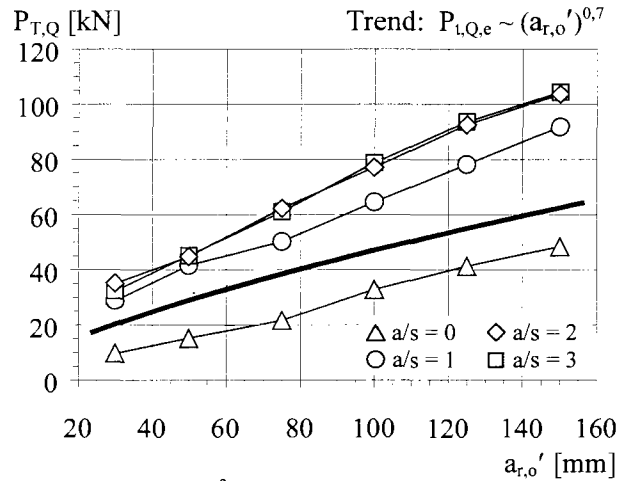
(c) Wirksamer oberer Randabstand

In den Bildern 4-38 bis 4-41 ist die Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand der Dübel dargestellt.



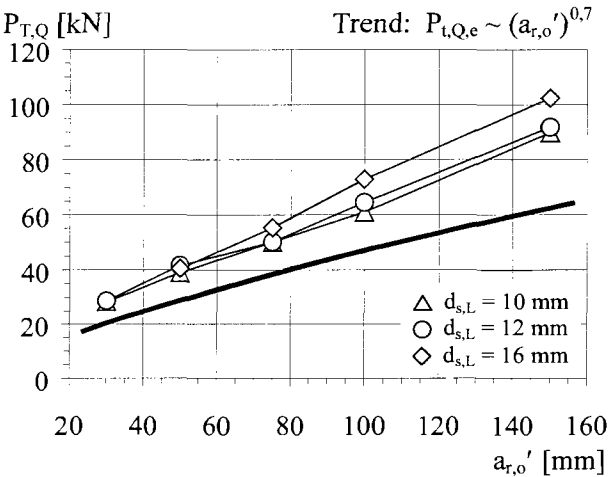
Bed.: $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

Bild 4-38. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o'}$ und von der Betonfestigkeit f_c



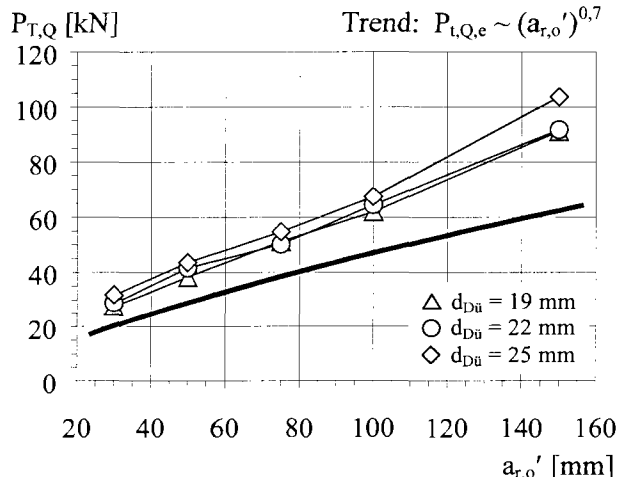
Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

Bild 4-39. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o'}$ und von der Bügelanzahl je Dübel a/s



Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = 12 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

Bild 4-40. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o'}$ und vom Durchmesser der Längsbe-
wehrung $d_{s,L}$



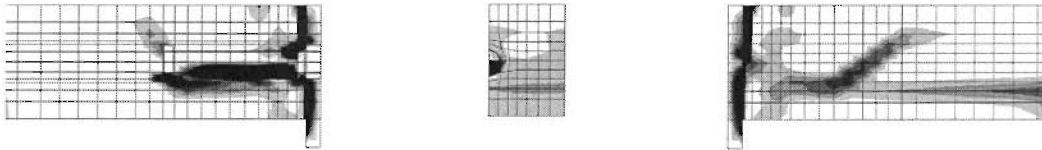
Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

Bild 4-41. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o'}$ und vom Dübeldurchmesser $d_{Dü}$

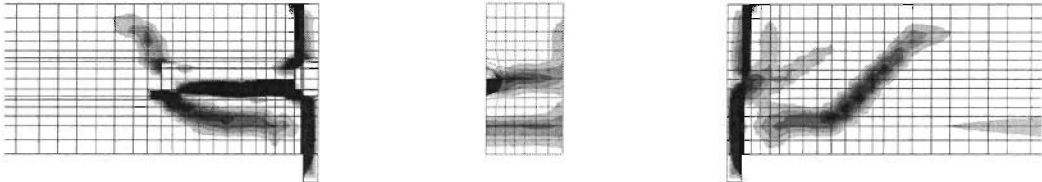
Neben den experimentellen Untersuchungen unterstreichen auch die FE-Untersuchungen die Bedeutung des wirksamen oberen Randabstandes als maßgebenden Einflußparameter für die Dübeltragfähigkeit. In sehr guter Übereinstimmung mit den Versuchen zeigen die FE-Rechnungen einen

Einfluß des wirksamen oberen Randabstandes auf die Tragfähigkeit von im Mittel zu $(a_{r,o}')^{0,71}$. In den Extremfällen ergibt sich der Exponent zu 0,62 bzw. 0,85.

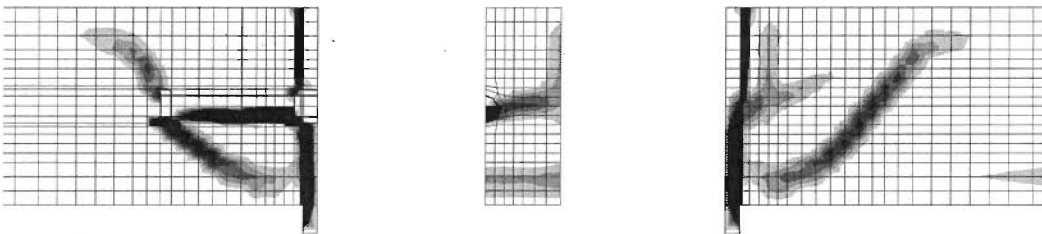
In Bild 4-42 ist die Rißbildung bei Erreichen der Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand dargestellt. Die gezeigten Rißbilder stimmen für alle untersuchten Plattendicken zwischen 120 und 400 mm qualitativ sehr gut überein.



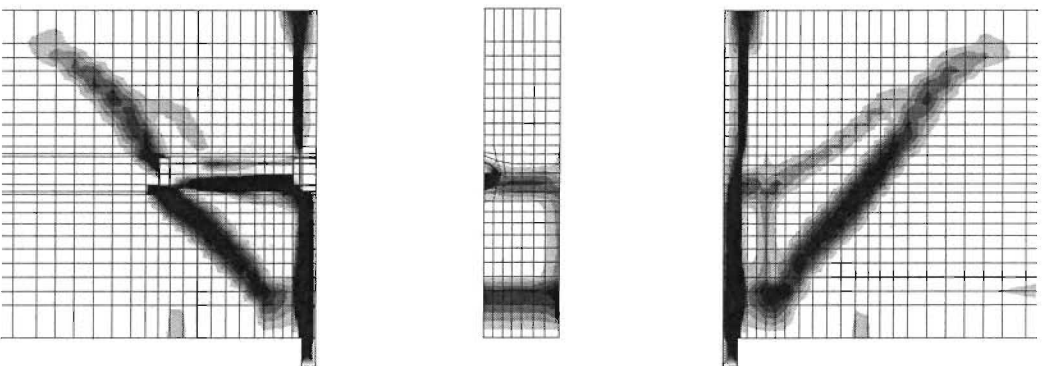
(a) $a_{r,o}' = 30$ mm



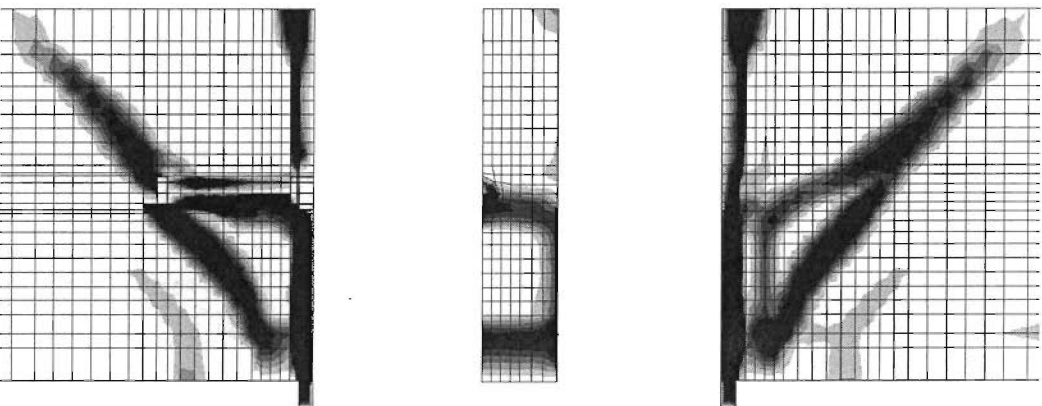
(b) $a_{r,o}' = 50$ mm



(c) $a_{r,o}' = 75$ mm



(d) $a_{r,o}' = 125$ mm



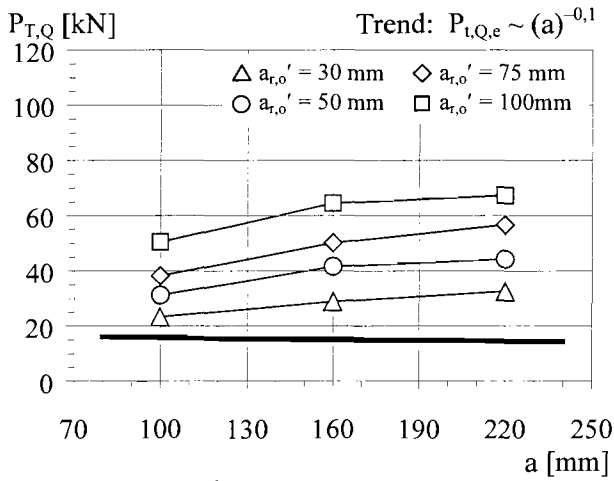
(e) $a_{r,o}' = 150$ mm

Hinweis: $f_c = 30$ N/mm², $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm; Skalierung wie in Bild 4-32

Bild 4-42. Rißbild des FE-Modells bei Erreichen der Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand

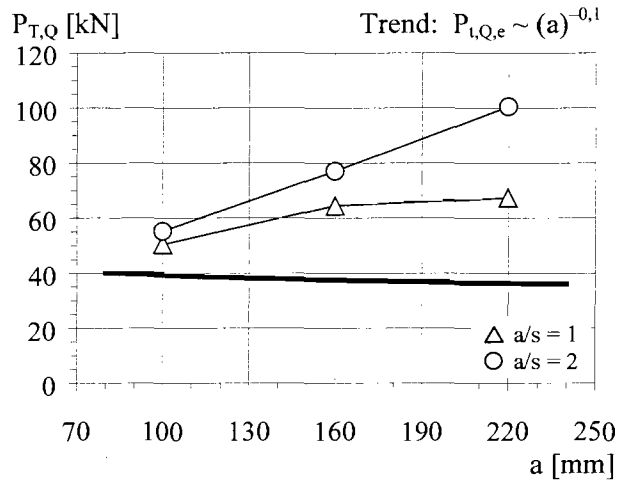
(d) Horizontaler Dübelabstand

Die Bilder 4-43 und 4-44 zeigen die Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom horizontalen Dübelabstand. Im Gegensatz zu den Versuchen nehmen die FE-Tragfähigkeiten mit Vergrößerung des horizontalen Dübelabstandes geringfügig zu. Dennoch zeigen sowohl die numerischen als auch experimentellen Untersuchungen im allgemeinen einen vernachlässigbaren Einfluß des horizontalen Dübelabstandes auf die Tragfähigkeit.



Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$,
 $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

Bild 4-43. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom horizontalen Dübelabstand a und vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$

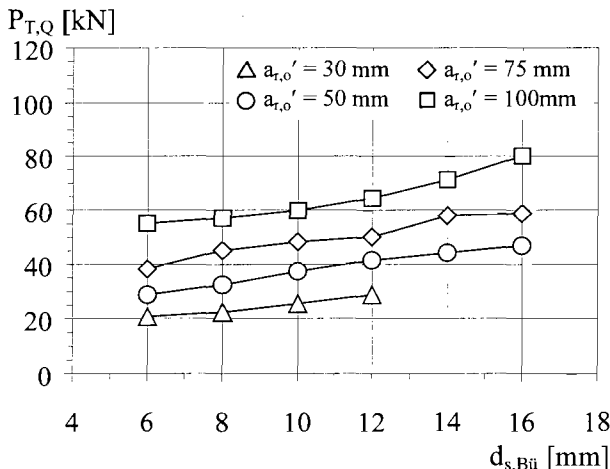


Bed.: $a_{r,o}' = 100 \text{ mm}$, $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$,
 $a = 160 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

Bild 4-44. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom horizontalen Dübelabstand a und von der Bügelanzahl je Dübel a/s

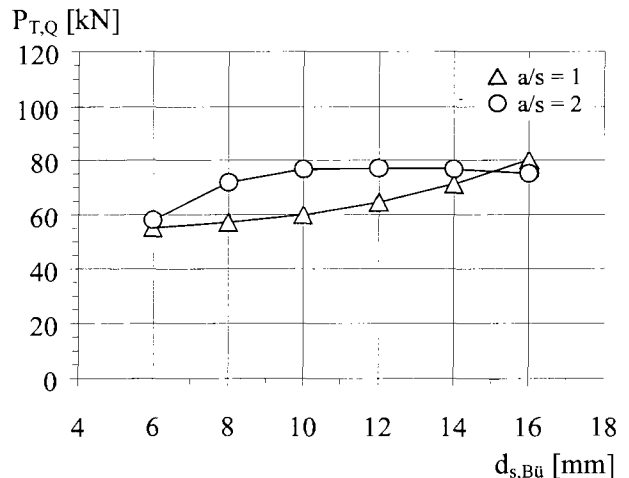
(e) Bügelbewehrung

Die Bilder 4-45 und 4-46 zeigen die Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom **Bügeldurchmesser**. In Übereinstimmung mit den Versuchen zeigen die FE-Rechnungen mit einfacher Verbügelung je Dübel eine geringe Tragfähigkeitssteigerung und mit zwei Bügel je Dübel keine wesentliche Tragfähigkeitsänderung. Die Dübeltragfähigkeit bei einem Bügel je Dübel nimmt proportional zum Bügeldurchmesser mit einem Exponenten von 0,45 zu.



Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$
 $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

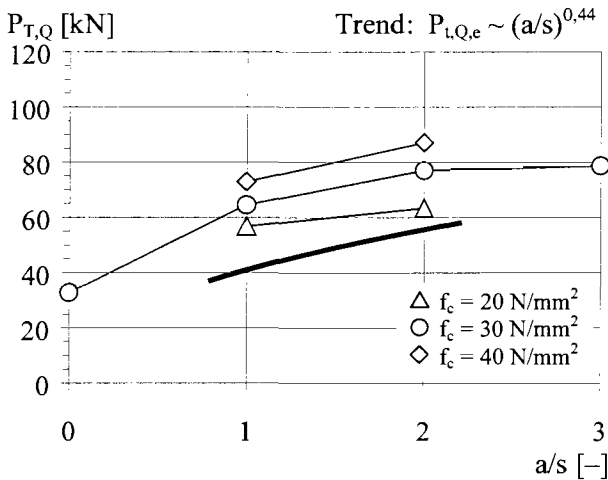
Bild 4-45. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom Bügeldurchmesser $d_{s,Bü}$ und vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$



Bed.: $a_{r,o}' = 100 \text{ mm}$, $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $d_{s,L} = 12 \text{ mm}$,
 $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

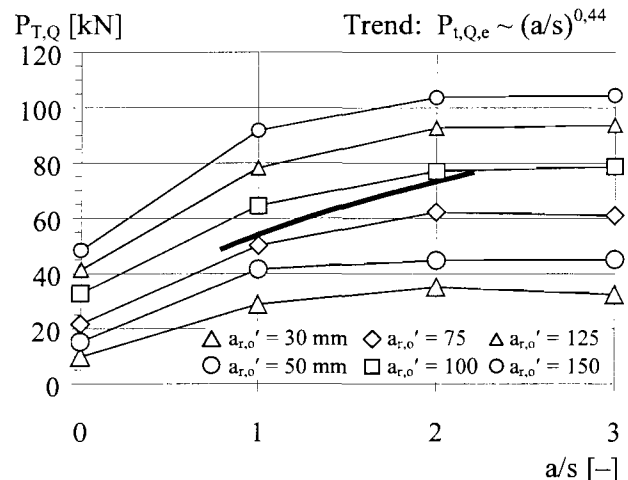
Bild 4-46. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom Bügeldurchmesser $d_{s,Bü}$ und von der Bügelanzahl je Dübel a/s

In den Bildern 4-47 bis 4-50 sind die Dübeltragfähigkeiten in Abhängigkeit von der **Bügelanzahl je Dübel** dargestellt. In Ergänzung zu den Versuchen werden auch Verbundfugen mit drei Bügel je Dübel und auch ohne Verbügelung untersucht.



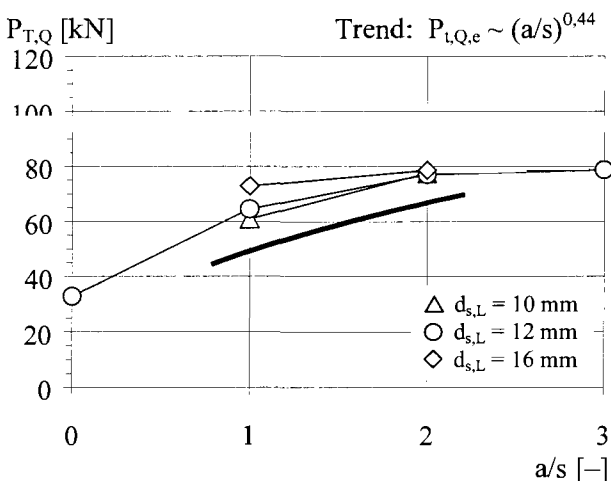
Bed.: $a_{r,o}' = 100 \text{ mm}$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$,
 $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

Bild 4-47. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit von der Bügelanzahl je Dübel a/s und von der Betonfestigkeit f_c



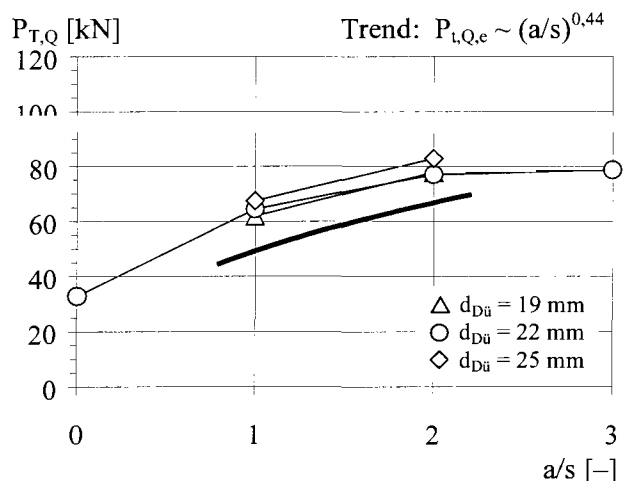
Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$,
 $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

Bild 4-48. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit von der Bügelanzahl je Dübel a/s und vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$



Bed.: $a_{r,o}' = 100 \text{ mm}$, $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $d_{s,Bü} = 12 \text{ mm}$,
 $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

Bild 4-49. Tragfähigkeiten nach FE-Rechnung abhängig von der Bügelanzahl je Dübel a/s und vom Durchmesser der Längsbewehrung $d_{s,L}$

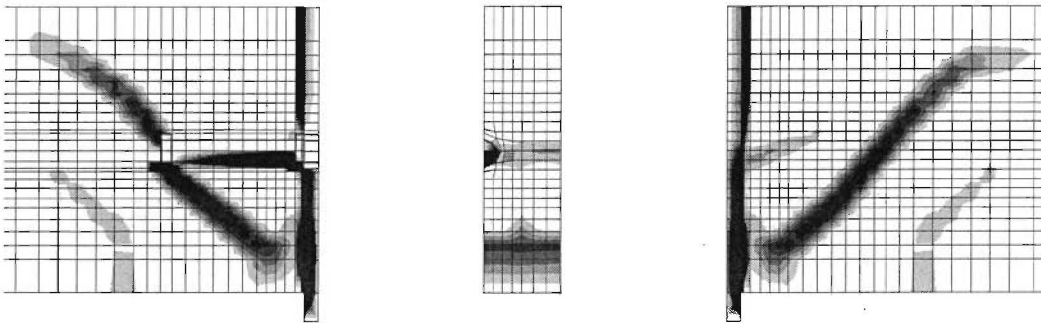


Bed.: $a_{r,o}' = 100 \text{ mm}$, $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$,
 $a = 160 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

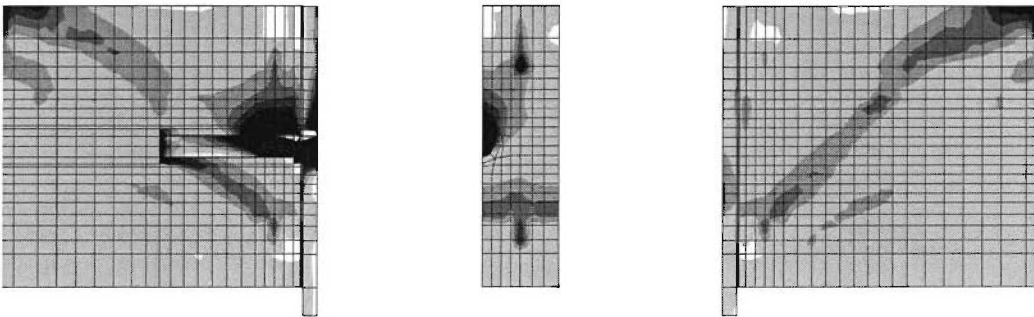
Bild 4-50. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit von der Bügelanzahl je Dübel a/s und vom Dübelndurchmesser $d_{Dü}$

Analog zu den experimentellen Untersuchungen führt eine Verdopplung der Bügelanzahl von eins auf zwei zu einer Tragfähigkeitssteigerung von im Mittel 18,3 % und minimal 8,0 % bzw. maximal 27,1 %. Der mittlere Erhöhungsfaktor entspricht dabei einem Exponentenwert von 0,24.

Besonders die Bilder 4-47, 4-48 und 4-50 verdeutlichen den Einfluß der Verbügelung auf die Tragfähigkeit. Während die Verdopplung der Bügelanzahl von eins auf zwei zu einer deutlichen Steigerung der Tragfähigkeit führt, so reduziert sich die Dübeltragfähigkeit bei Verzicht auf die Bügelbewehrung auf einen 0,34- bis 0,53-fachen Wert der Tragfähigkeit bei einfacher Verbügelung. Dagegen verursacht eine Erhöhung der Bügelanzahl pro Kopfbolzen von zwei auf drei keine nennenswerten Tragfähigkeitssteigerungen. Bild 4-51 zeigt das Reißbild entsprechend den Hauptdehnungen ε_{11} und die Hauptspannungen σ_{33} eines FE-Modells mit zwei Bügel je Dübel.



(a) Rißbild entsprechend Hauptdehnungen ϵ_{11}



(b) Hauptspannungen σ_{33}

Hinweis: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 2$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$; Skalierung wie Bild 4-32 und 4-33

Bild 4-51. Rißbild und Hauptspannungen des FE-Modells mit zwei Bügel je Dübel bei Erreichen der Tragfähigkeit

Im Gegensatz zur einfachen Verbügelung je Dübel zeigt Bild 4-49 bei zweifacher Verbügelung je Dübel in Übereinstimmung mit Bild 4-46 mit zunehmendem Bewehrungsdurchmesser keine weitere Steigerung der Dübeltragfähigkeit. Bei starker Verbügelung der Verbundfuge tritt der Einfluß der Stabdurchmesser zunehmend in den Hintergrund.

Auf Grundlage der in Bild 4-52 skizzierten Verbundfuge werden in Bild 4-53 die Auswirkungen von Fertigungsungenauigkeiten bei Einbau der Bügelbewehrung diskutiert. Dabei werden die **Fertigungsungenauigkeiten** durch Abweichungen der Bügel von Ist- zur Sollage um $\pm 20 \text{ mm}$ repräsentiert. Die FE-Ergebnisse zeigen, daß die Tragfähigkeit der Verbundfuge gegenüber Fertigungsungenauigkeiten relativ unempfindlich ist.

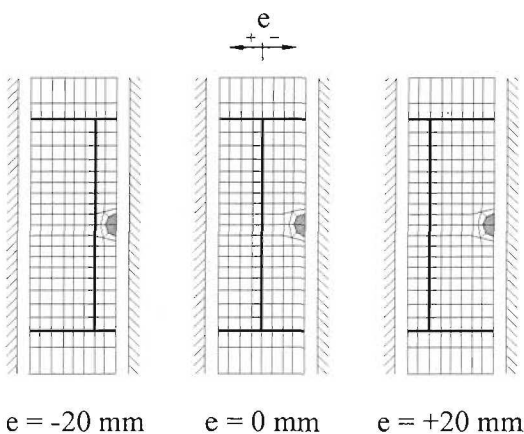
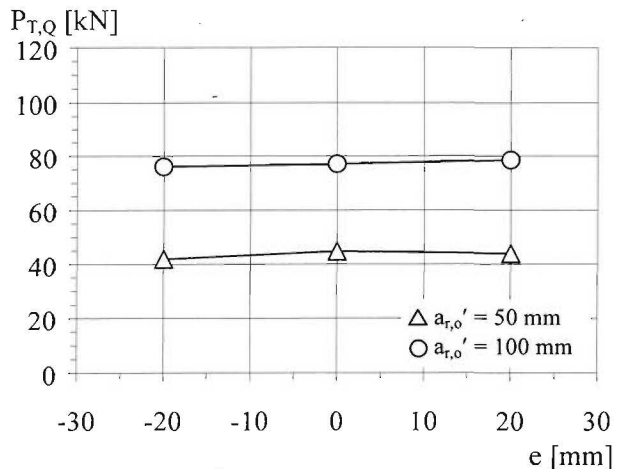


Bild 4-52. Schnitt parallel zur Plattenstirnseite durch das FE-Modell mit Fertigungsungenauigkeiten beim Einbau der Bügelbewehrung

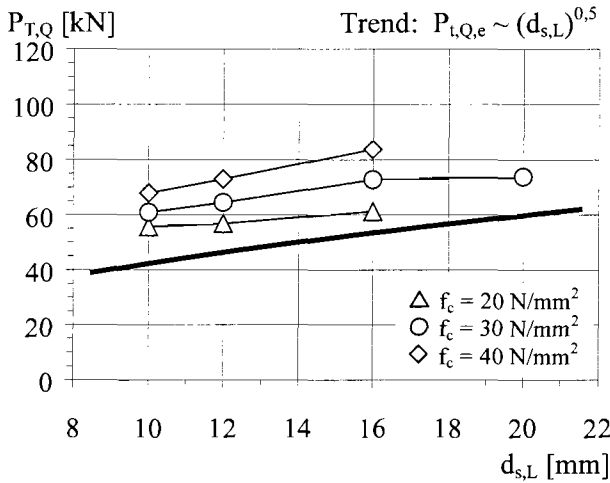


Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 2$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

Bild 4-53. Tragfähigkeiten nach FE-Rechnung in Abhängigkeit von der Abweichung e des Bügels von der Sollage und vom Randabstand $a_{r,o}'$

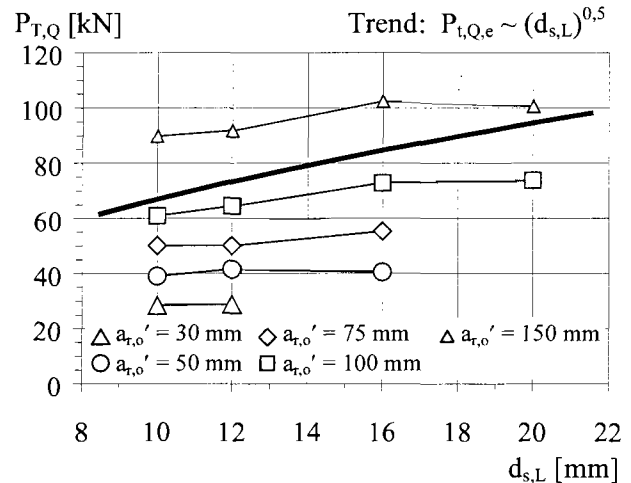
(f) Längsbewehrung

In den Bildern 4-54 bis 4-57 ist die Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit vom Durchmesser der Längsbewehrung dargestellt.



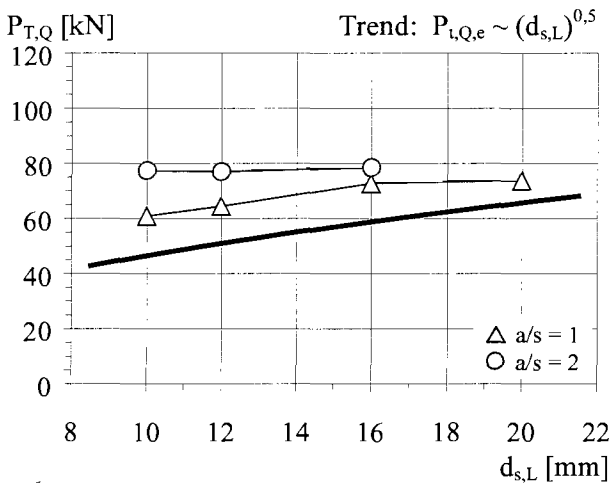
Bed.: $a_{r,o}' = 100$ mm, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm

Bild 4-54. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom Durchmesser der Längsbewehrung $d_{s,L}$ und von der Betonfestigkeit f_c



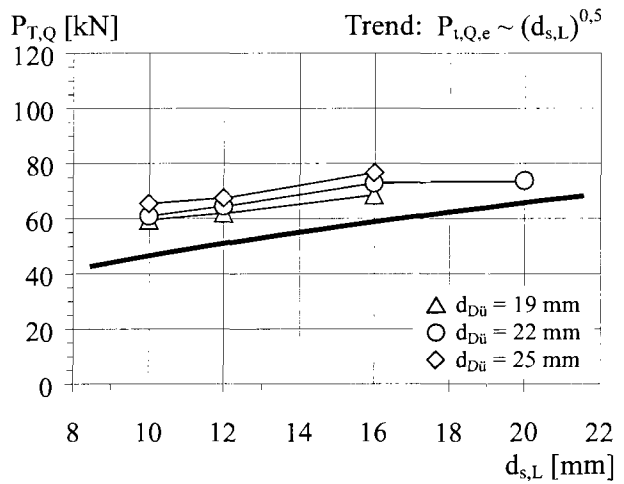
Bed.: $f_c = 30$ N/mm², $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm

Bild 4-55. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom Durchmesser der Längsbewehrung $d_{s,L}$ und vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$



Bed.: $a_{r,o}' = 100$ mm, $f_c = 30$ N/mm², $d_{s,Bü} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm

Bild 4-56. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom Durchmesser der Längsbewehrung $d_{s,L}$ und von der Bügelanzahl je Dübel a/s



Bed.: $a_{r,o}' = 100$ mm, $f_c = 30$ N/mm², $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm

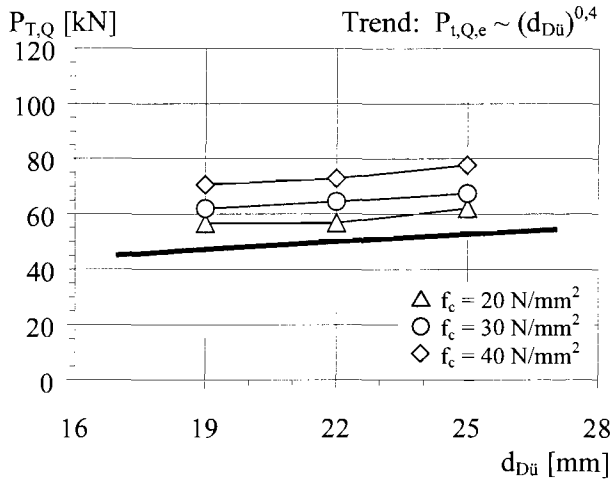
Bild 4-57. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom Durchmesser der Längsbewehrung $d_{s,L}$ und vom Dübelndurchmesser $d_{Dü}$

Mit Vergrößerung des Durchmessers der Längsbewehrung nimmt auch die Tragfähigkeit der Verbundfuge zu. Eine statistische Auswertung der FE-Ergebnisse ergibt einen Exponenten von im Mittel 0,24. Die FE-Rechnungen zeigen eine recht gute Übereinstimmung mit den Versuchen.

Aufgrund der Modellierung der Längsbewehrung als Balken- und nicht als Volumenelemente wird der Einfluß des Durchmessers auf die Tragfähigkeit etwas unterschätzt. Die Modellierung mit Volumenelementen hätte in diesem Fall den Vorteil, daß sich Druckstreben nicht nur in den Bügelecken, sondern auch flächenmäßig auf dem Längsbewehrungsstab zwischen den Bügelecken abstützen könnte.

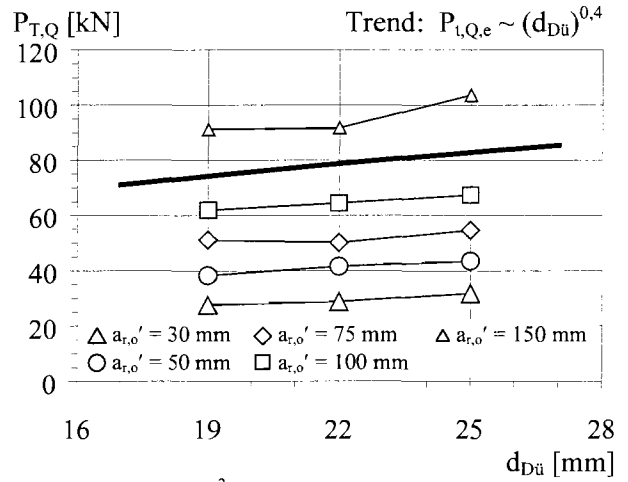
(g) Geometrie des KopfbolzendüBELs

Die Bilder 4-58 bis 4-61 zeigen die DüBELtragfähigkeit in Abhängigkeit vom **DüBELdurchmesser**. In guter Übereinstimmung mit dem experimentellen Teil der Untersuchungen nimmt die Tragfähigkeit der Verbundfuge proportional zum Schaftdurchmesser des Kopfbolzens mit einem Exponenten von im Mittel 0,34 und minimal 0,18 bzw. maximal 0,52 zu.



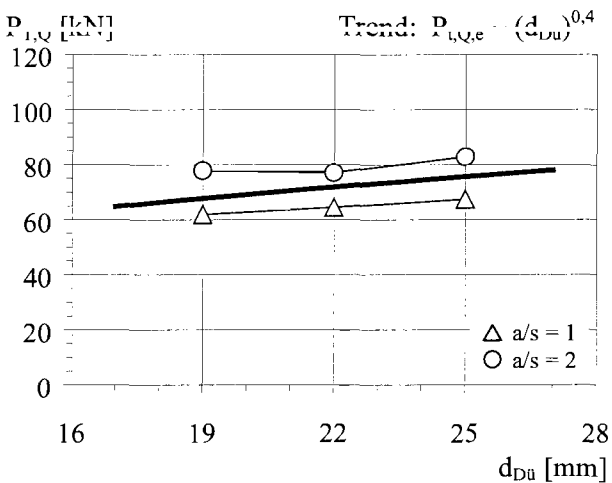
Bed.: $a_{r,o'} = 100$ mm, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm

Bild 4-58. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom DüBELdurchmesser $d_{Dü}$ und von der Betonfestigkeit f_c



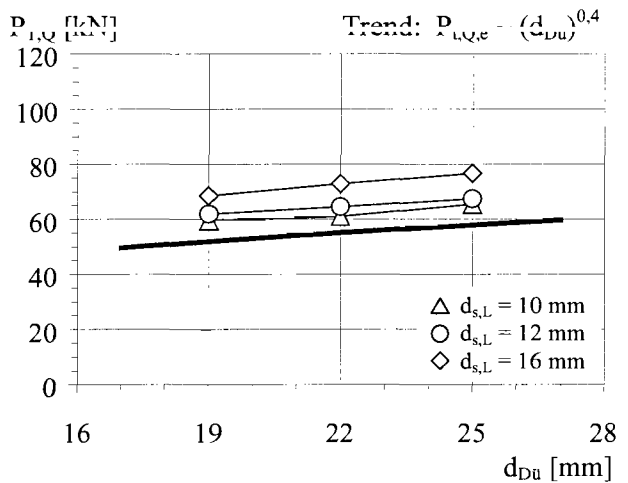
Bed.: $f_c = 30$ N/mm², $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm

Bild 4-59. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom DüBELdurchmesser $d_{Dü}$ und vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o'}$



Bed.: $a_{r,o'} = 100$ mm, $f_c = 30$ N/mm², $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm

Bild 4-60. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom DüBELdurchmesser $d_{Dü}$ und von der Bügelanzahl je DüBEL a/s



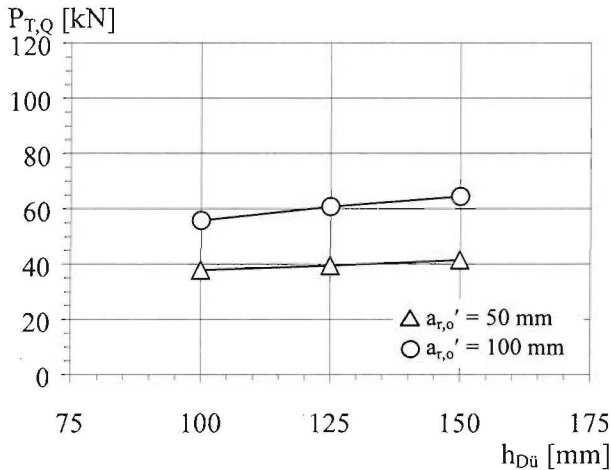
Bed.: $a_{r,o'} = 100$ mm, $f_c = 30$ N/mm², $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $h_{Dü} = 150$ mm

Bild 4-61. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom DüBELdurchmesser $d_{Dü}$ und vom DüBELdurchmesser der Längsbewehrung $d_{s,L}$

Die Untersuchungen von Breuninger [3.10] für liegende Kopfbolzen unter Längsschub haben gezeigt, daß die Verbundfuge bei nicht ausreichender Übergreifung von DüBEL und Bewehrung infolge vorzeitigem Herausziehen der DüBEL versagt, vgl. Abschnitt 2.2.3. Für den Fall einer Querschubbeanspruchung in Randlage wird im folgenden mittels FE-Rechnungen überprüft, ob für praxisübliche **DüBELlängen** ein Einfluß auf die Tragfähigkeit existiert, vgl. Bilder 4-62 und 4-63.

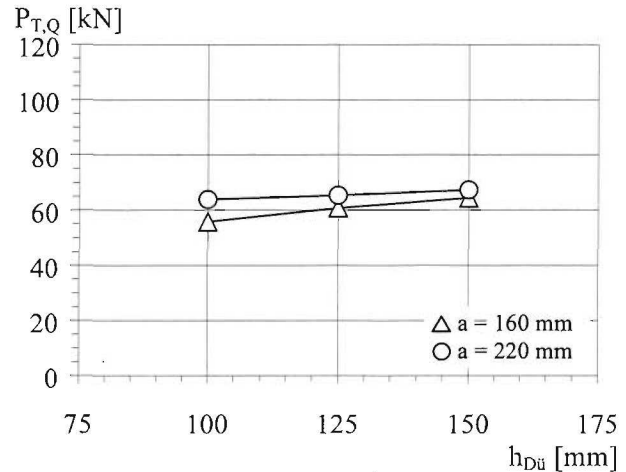
Mit abnehmender DüBELlänge reduziert sich die DüBELtragfähigkeit etwas. In Bezug auf eine DüBELlänge von 150 mm nimmt die Tragfähigkeit bei einer Bolzenlänge von 125 bzw. 100 mm um 4,6

bzw. 9,1 % ab. Die Reduktion der Tragfähigkeit ist geringer als die relative Verkleinerung der Lasteinleitungsfläche über dem Bolzenschaft zunächst erwarten läßt. Diese Aussage ist ein weiteres Indiz dafür, daß sich der Hauptteil der Last direkt im Bereich des Dübelfußes abstützt. Der Einfluß auf die Tragfähigkeit ergibt sich proportional zur Dübellänge mit einem mittleren Exponenten von 0,24. Dieser Exponent stimmt mit vergleichbaren Untersuchungen von Eligehausen et al. [2.10] gut überein. Dort wird entsprechend Gl. (2-17) ein Exponentenwert von 0,2 angegeben.



Bed.: $f_c = 30$ N/mm², $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12$ mm,
 $a = 160$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm

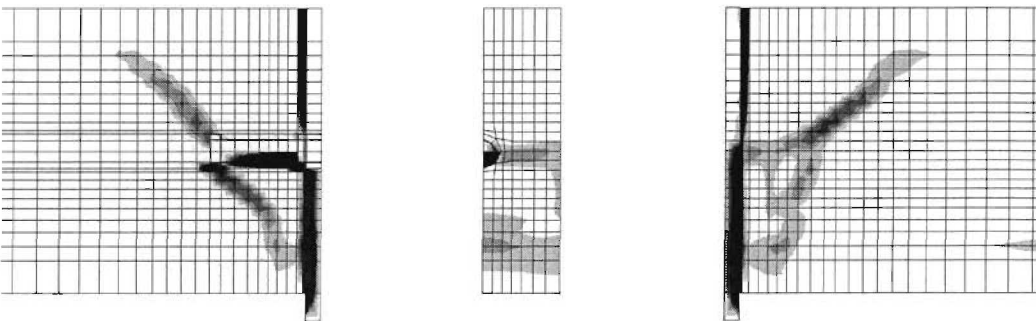
Bild 4-62. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit von der Länge des Kopfbolzens $h_{Dü}$ und vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o'}$



Bed.: $a_{r,o'} = 100$ mm, $f_c = 30$ N/mm², $a/s = 1$,
 $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm

Bild 4-63. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit von der Länge des Kopfbolzens $h_{Dü}$ und vom horizontalen Dübelabstand a

In Bild 4-64 ist das Reißbild einer Verbundfuge mit einem Kopfbolzen der Länge von 100 mm bei Höchstlast dargestellt. Im Vergleich zum Reißbild einer Verbundfuge mit einem Dübel der Länge von 150 mm in Bild 4-32 (d) sind keine signifikanten Unterschiede erkennbar.



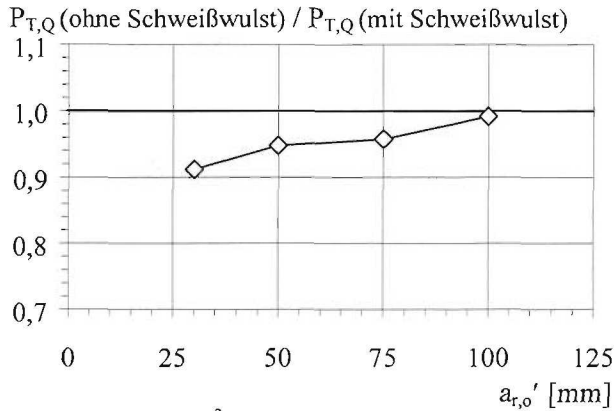
Hinweis: $f_c = 30$ N/mm², $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12$ mm, $a = 160$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 100$ mm; Skalierung wie in Bild 4-32

Bild 4-64. Reißbild des FE-Modells bei Erreichen der Tragfähigkeit mit Dübellänge von 100 mm

In den Bildern 4-65 und 4-66 sind erste FE-Ergebnisse zur Abschätzung des Einflusses von **Schweißwulst** und **Dübelkopf** auf die Tragfähigkeit angegeben. Dabei sind die Tragfähigkeiten von Kopfbolzen ohne Schweißwulst bzw. ohne Dübelkopf jeweils auf die entsprechenden Dübeltragfähigkeiten mit Schweißwulst bzw. mit Dübelkopf bezogen.

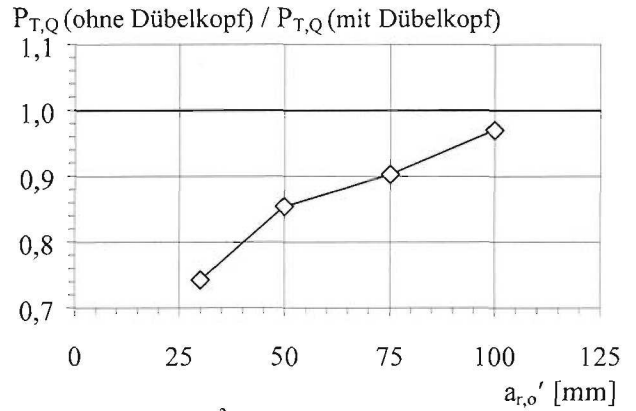
Mit zunehmendem wirksamen oberen Randabstand tritt der die Dübeltragfähigkeit mindernde Einfluß durch Verzicht von Schweißwulst und Dübelkopf in den Hintergrund. Für den untersuchten Parameterbereich verursacht der Verzicht auf die Schweißwulst bzw. den Dübelkopf eine Reduktion der Dübeltragfähigkeit von bis zu 8,8 bzw. 25,8 %. Besonders die Untersuchungen zum Dübelkopf zeigen, daß durch die Kopfausbildung die Aufnahme von größeren Zugbeanspruchungen im Dübel-

schaft ermöglicht und dies unter Umständen zu bedeutenden Tragfähigkeitssteigerungen der Verbundfuge führen kann. Dagegen führt auf Grundlage der gezeigten FE-Ergebnisse ein Verzicht auf die Schweißwulst zu einer nicht so großen Reduktion der Tragfähigkeit wie im allgemeinen für stehende Kopfbolzen zu erwarten ist. Nach Scheele [2.5], Abschn. 2.3.2 ist bei stehender Anordnung der Dübel mit einer Reduktion der Traglast von 25 % zu rechnen.



Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$,
 $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

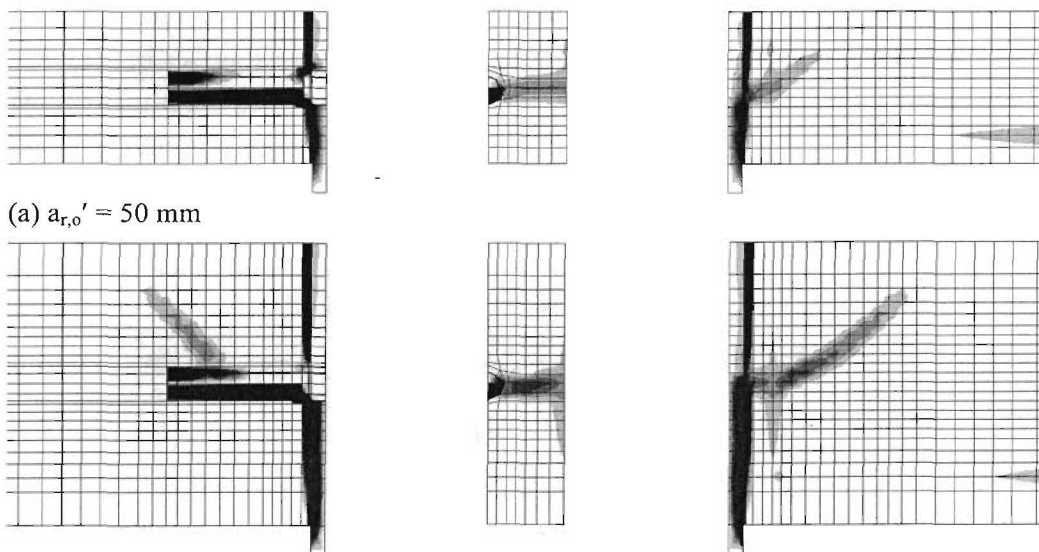
Bild 4-65. Verhältnis der berechneten Tragfähigkeit von Kopfbolzen ohne Schweißwulst zu Dübeln mit Schweißwulst in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o'}$



Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$,
 $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

Bild 4-66. Verhältnis der berechneten Tragfähigkeit von Kopfbolzen ohne Dübelkopf zu Bolzen mit Dübelkopf in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o'}$

Die in Bild 4-67 dargestellten Rißbilder von reinen Scherbolzen, d. h. von Kopfbolzendübeln ohne Dübelkopf, unterscheiden sich signifikant von Verbundfugen mit Kopfbolzen, vgl. Bilder 4-42 (a) und 4-32 (d). Neben der Rißbildung zwischen den Verbundmitteln entwickelt sich bei reinen Scherbolzen infolge der fehlenden Zugverankerung des Kopfbolzens durch den Dübelkopf mit Erreichen einer deutlich kleineren Traglast zusehends ein Schrägriß, der zum Ausbrechen der Betonkante nur oberhalb der Bolzenreihe führt. Ein zweiter Schrägriß ausgehend vom Dübelkopf kann sich erst gar nicht entwickeln.



(a) $a_{r,o'} = 50 \text{ mm}$

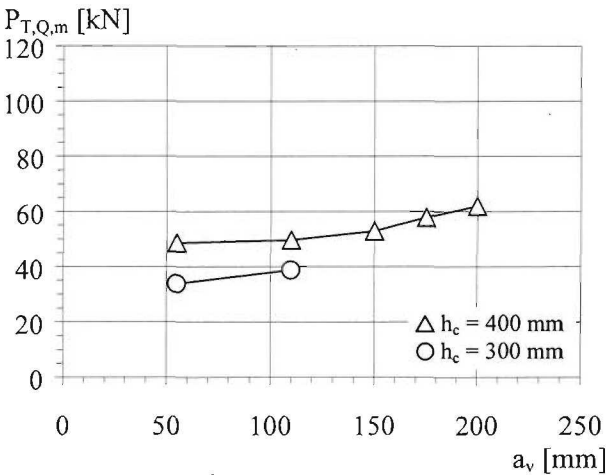
(b) $a_{r,o'} = 100 \text{ mm}$

Hinweis: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$; Skalierung wie in Bild 4-32

Bild 4-67. Rißbild des FE-Modells bei Erreichen der Tragfähigkeit ohne Dübelkopf und in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand von 50 und 100 mm

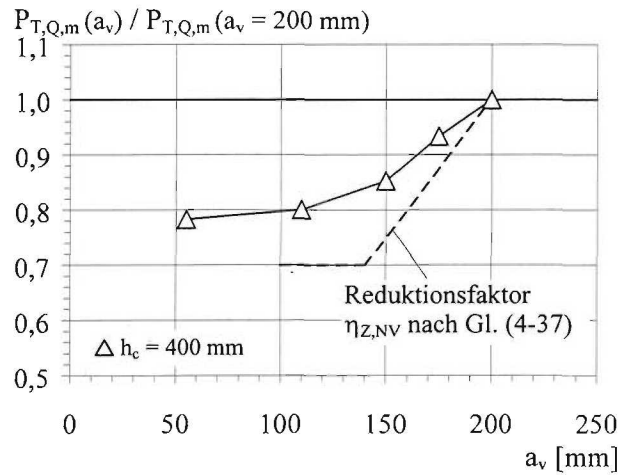
(h) Besonderheiten einer zweireihigen Dübelanordnung

Auf Grundlage der in Bild 4-21 skizzierten Verbundfuge mit zweireihiger, aber nicht versetzter Dübelanordnung werden in den Bildern 4-68 und 4-69 der Einfluß des vertikalen Dübelabstands a_v auf die mittlere Dübeltragfähigkeit entsprechend Gl. (4-5) dargestellt. In Anlehnung an aktuelle Normenregelungen sind für die kleineren Dübelabstände die Werte entsprechend den Mindestforderungen von $2,5 \cdot d_{Dü}$ bzw. $5 \cdot d_{Dü}$ festgelegt worden.



Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $a = 160 \text{ mm}$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

Bild 4-68. Mittlere Dübeltragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom vertikalen Dübelabstand a_v und von der Plattendicke h_c

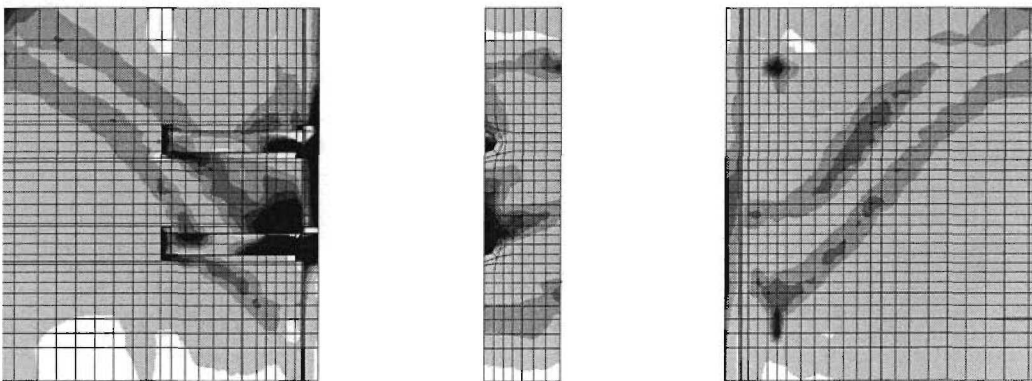


Bed.: $a_{r,o,m}' = 150 \text{ mm}$, $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $a = 160 \text{ mm}$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$

Bild 4-69. Mittlere Dübeltragfähigkeit von zweireihigen Anordnungen mit variablem vertikalen Dübelabstand a_v bezogen auf eine mittlere Dübeltragfähigkeit mit $a_v = 200 \text{ mm}$

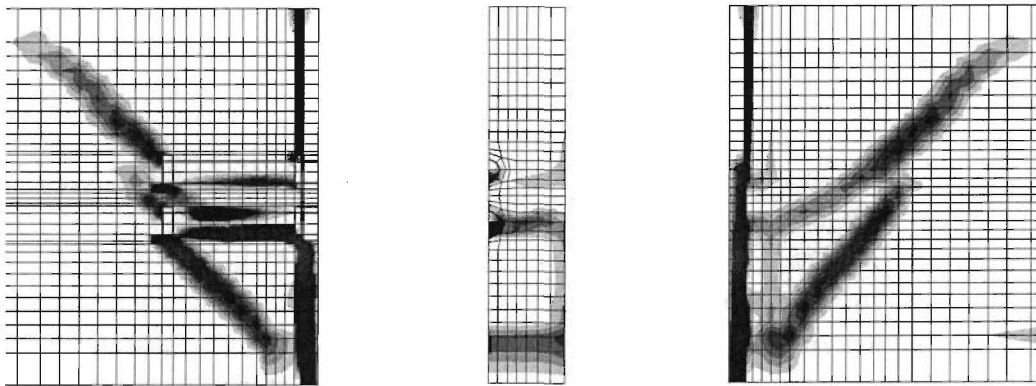
Die FE-Untersuchungen zeigen, daß die mittlere Dübeltragfähigkeit zweireihiger Bolzenanordnungen mit Verkleinerung des vertikalen Dübelabstand etwas abnimmt. Für den in Bild 4-69 dargestellten Fall reduziert sich die mittlere Dübeltragfähigkeit bei einem vertikalen Dübelabstand von 55 mm gegenüber dem Bolzenabstand von 200 mm um 21,7 %.

In Übereinstimmung mit den experimentellen Untersuchungen in Abschnitt 4.2.3.1 und 4.2.3.3 (h) zeigen die in Bild 4-70 exemplarisch gezeigten Hauptspannungen σ_{33} und die Reißbilder in Bild 4-71, daß die Kopfbolzen der unteren Dübelreihe mehr als die der oberen Reihe beansprucht werden. Mit abnehmendem vertikalen Dübelabstand nähert sich das Reißbild zunehmend dem einreihiger Dübelanordnungen an.

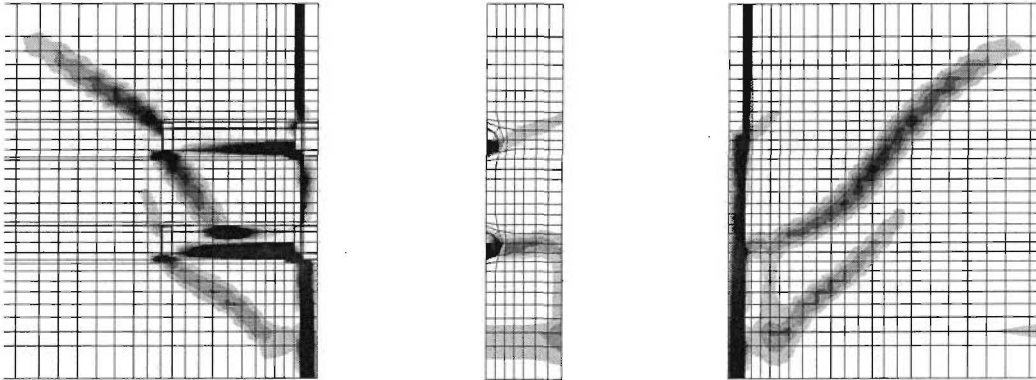


Hinweis: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $a_v = 110 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$, $h_c = 400 \text{ mm}$; Skalierung wie in Bild 4-33

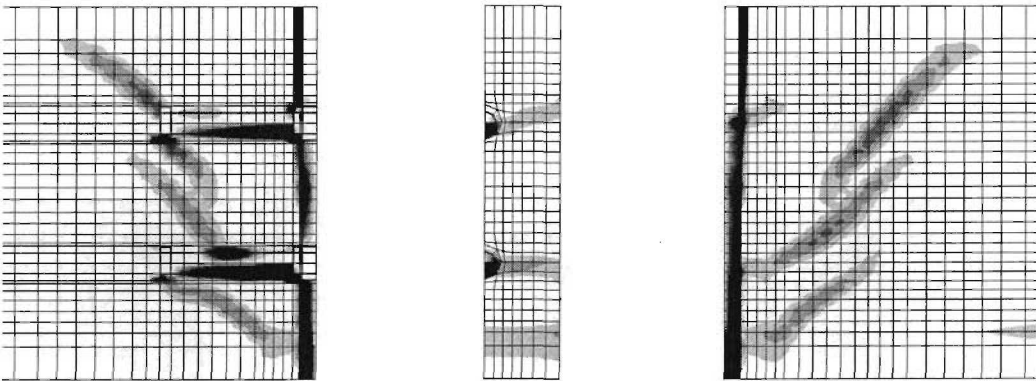
Bild 4-70. Hauptspannungen σ_{33} des FE-Modells bei Traglast mit zweireihiger Dübelanordnung



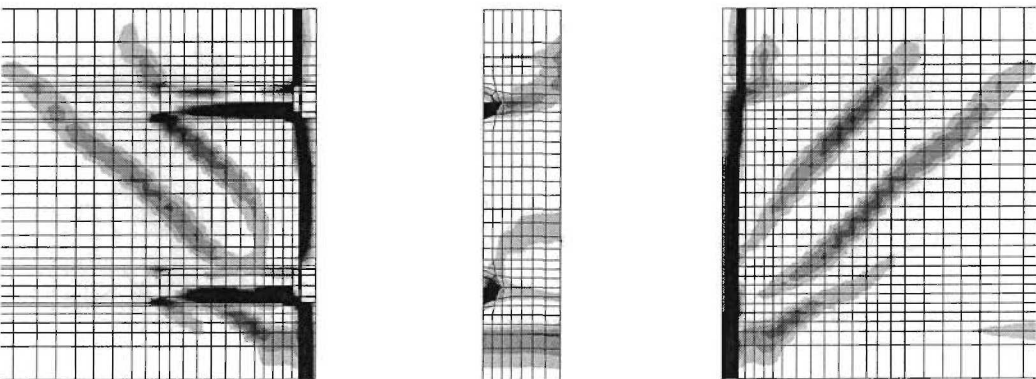
(a) $a_v = 2,5 \cdot d_{Dü} = 55 \text{ mm}$



(b) $a_v = 5 \cdot d_{Dü} = 110 \text{ mm}$



(c) $a_v = 6,82 \cdot d_{Dü} = 150 \text{ mm}$



(d) $a_v = 9,09 \cdot d_{Dü} = 200 \text{ mm}$

Hinweis: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$, $h_c = 400 \text{ mm}$;
 Skalierung wie in Bild 4-32

Bild 4-71. Rißbild des FE-Modells bei Erreichen der Tragfähigkeit mit zweireihiger Dübelanordnung und in Abhängigkeit vom vertikalen Dübelabstand

4.4 Ergebnisse

4.4.1 Allgemeines

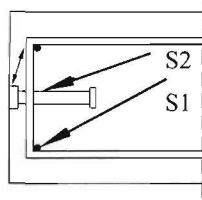
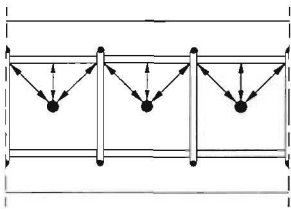
Auf der Grundlage von experimentellen und numerischen Untersuchungen wird in diesem Abschnitt zunächst das allgemeine *Tragverhalten* und anschließend die *Tragfähigkeit* liegender Kopfbolzen unter Querschub beschrieben. Aufbauend auf einer Gleichung zur Beschreibung der rechnerischen Tragfähigkeit je Dübel wird unter Berücksichtigung eines standardisierten statistischen Auswertungsverfahrens eine Gleichung zur Bestimmung der *Bemessungstragfähigkeit* entwickelt. Abschließend erfolgt ein *Vergleich* der Tragfähigkeit mit stehenden Kopfbolzen und mit liegenden Kopfbolzen unter Längsschub.

4.4.2 Tragverhalten

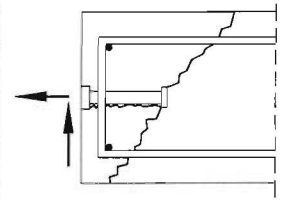
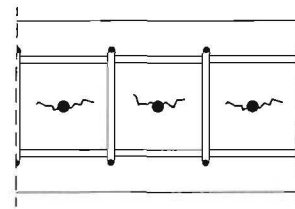
In Bild 4-72 wird der Kraftfluß und die Rißbildung anhand eines einfachen Modells und seine Verifikation durch die experimentellen und numerischen Untersuchungen beschrieben.

(a) Modell

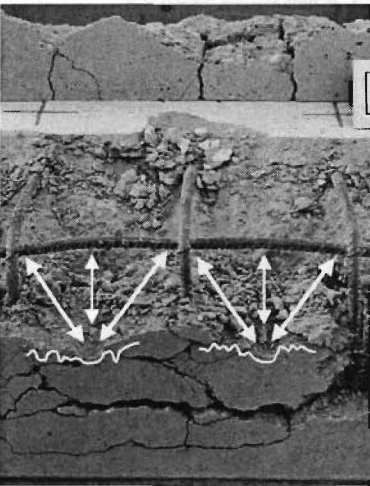
Kraftfluß (Hinweis: Nur Druckstreben dargestellt.)



Rißbildung

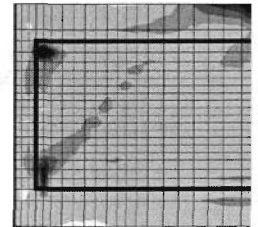
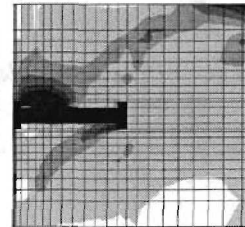
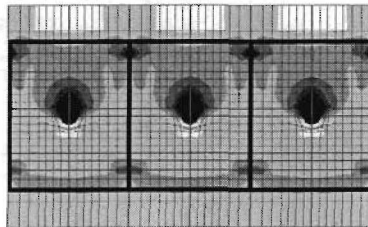


(b) Verifikation durch Versuche

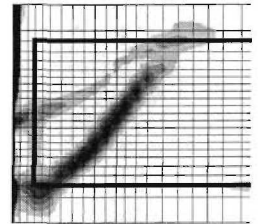
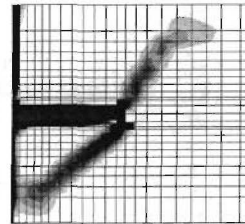
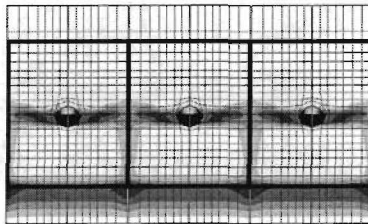


(c) Verifikation durch FE-Rechnungen

Hauptspannungen σ_{33}



Rißbildung entsprechend Hauptdehnungen ϵ_{11}



Hinweis: Bildfolge der FE-Ergebnisse von links nach rechts: Schnitt parallel zur Plattenstirnseite durch Bewehrung, Schnitt senkrecht zur Plattenstirnseite durch Kopfbolzen und Schnitt senkrecht zur Plattenstirnseite durch Bügelbewehrung.

Bild 4-72. Tragverhalten von liegenden Kopfbolzen in Randlage unter Querschub

Die vertikale Auflagerkraft der Platte stützt sich zum Teil über eine Druckstrebe S1 in das untere Bügeleck des Bewehrungskorbes ab. Die weitere Kraftabtragung erfolgt durch das gezeigte Modell. Darüber hinaus setzt sich über eine weitere Druckstrebe S2 der verbleibende Teil der vertikalen Auflast direkt auf den Dübelfuß ab. Durch Verankerung der Kopfbolzen in der Stahlbetonplatte verursachen die horizontalen Kraftkomponenten der Druckstreben Zug in der Platte quer zum Ver-

bundträger. Eine zunehmende Schlupfverformung führt zu einer kombinierten Scher- und Zugbeanspruchung der Kopfbolzendübel. Trotz fortschreitender Rißentwicklung wird das Ausbrechen eines in etwa kegelförmigen Betonkörpers oberhalb der Achse der Dübelreihe durch die umschnürende Wirkung der Bewehrung verhindert.

4.4.3 Tragfähigkeit

Auf der Grundlage von Versuchen und unter Einbeziehung von FE-Untersuchungen wird zur Beschreibung der **rechnerischen Tragfähigkeit** liegender Kopfbolzen unter Querschub in Randlage der Verbundfuge folgende Beziehung entwickelt:

$$P_{t,Q} = \alpha_t \cdot (f_c \cdot d_{s,L})^{0,5} \cdot (d_{Dü} \cdot a/s)^{0,4} \cdot (d_{s,Bü})^{0,3} \cdot (h_{Dü})^{0,2} \cdot (a_{r,o}')^{0,7} \cdot B_Q \quad (4-8)$$

Dabei sind:

$P_{t,Q}$	Querschubtragfähigkeit bei Betonkantenbruch [N]
$\alpha_t = 6,945$	Anpassungsfaktor [-]
$20 \leq f_c \leq 50 \text{ N/mm}^2$	Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm ²]
$10 \leq d_{s,L} \leq 16 \text{ mm}$	Durchmesser der Längsbewehrung [mm]
$8 \leq d_{s,Bü} \leq 12 \text{ mm}$	Bügeldurchmesser [mm]
a/s	Anzahl der Bügel je Dübel; = 1 bzw. 2
$110 \leq a \leq 250 \text{ mm}$	horizontaler Dübelabstand [mm]
s	horizontaler Bügelabstand [mm]
$19 \leq d_{Dü} \leq 25 \text{ mm}$	Schaftdurchmesser des Dübels [mm]
$100 \leq h_{Dü} \leq 150 \text{ mm}$	Gesamtlänge des Bolzens nach dem Schweißen [mm]
$30 \leq a_{r,o}' \leq 250 \text{ mm}$	wirksamer oberer Randabstand; = $a_{r,o} - c_v - d_{s,Bü} / 2$ [mm]
$a_{r,o}$	oberer Randabstand [mm]
c_v	vertikale Betondeckung [mm]
a_v	vertikaler Dübelabstand bei zweireihiger Dübelanordnung [mm]
	≥ 100 mm zweireihig und versetzt; ≥ 200 mm zweireihig und nicht versetzt
B_Q	Beanspruchungsfaktor in der Platte; = 1 Längsdruck; = 0,8 Längszug

Die verwendeten Geometrieparameter werden auch in Bild 2-1 dargestellt. Im Vergleich zur Tragfähigkeitsgleichung in Kuhlmann & Kürschner [3.15] liefert die hier vorgestellte Gleichung vergleichbare Ergebnisse, zeichnet sich aber durch einen deutlich größeren Gültigkeitsbereich aus.

Auf Grundlage der numerischen Untersuchungen werden in der Bestimmungsgleichung für die Tragfähigkeit auch der Bügeldurchmesser und die Gesamtlänge des Bolzens berücksichtigt. Die beschriebenen *Anwendungsgrenzen der Konstruktionsparameter* entsprechen dem in Versuchen und FE-Rechnungen untersuchten Parameterbereich. Auf Grundlage der FE-Ergebnisse konnte dabei im wesentlichen die in den Versuchen beobachteten Abhängigkeitsbeziehungen gegenüber den experimentell abgesicherten Grenzwerten auf einen größeren Parameterbereich ausgedehnt werden.

Aufbauend auf Eligehausen & Mällée [2.9], Abschnitt 4.2.2.4 wird ein *Beanspruchungsfaktor der Stahlbetonplatte* mit berücksichtigt. Gegenüber Längsdruck ist bei Längszug infolge Rißbildung in Richtung der Querlast mit einer Reduktion der Tragfähigkeit um 15 bis 20 % zu rechnen, vgl. Abschnitt 2.2.4. Deshalb wird in der Tragfähigkeitsgleichung für den Fall von Längszug auf sicherer Seite ein Reduktionsfaktor von 0,8 berücksichtigt, obwohl bei den experimentellen und numerischen Untersuchungen der Betongurt spannungslos war. Der gewählte Wert von 0,8 entspricht dabei dem Mittelwert der in Schlaich & Schäfer [2.25], Abschnitt 3.5.5.1 empfohlenen Faktoren von 0,75 bzw. 0,85 zur Reduktion der einachsigen Betondruckfestigkeit beim Nachweis von Druck-Zug-Knoten.

Der bedeutendste *Einflußparameter auf die Tragfähigkeit* von liegenden Kopfbolzen unter Querschub ist der wirksame obere Randabstand. Wird dieses Maß innerhalb des untersuchten Parameterbereichs im Extremfall von 30 auf 250 mm erhöht, so vervielfacht sich die Tragfähigkeit um einen Faktor von ca. 4,4. Demgegenüber verursacht eine Erhöhung der Zylinderdruckfestigkeit des Betons von 20 auf 50 N/mm² immerhin eine Tragfähigkeitssteigerung von 58 %. Neben dem Randabstand des Kopfbolzens besitzt besonders die Bewehrungsführung einen großen Einfluß auf die Tragfähigkeit. Eine Verdopplung der Bügelanzahl je Dübel von eins auf zwei verursacht eine Vergrößerung der Tragfähigkeit um 32 %. Demgegenüber verursacht eine Vergrößerung des Durchmessers der Längsbewehrung von 10 auf 16 mm bzw. des Bügeldurchmessers von 8 auf 12 mm eine Tragfähigkeitssteigerung von 26 bzw. 13 %. Wird die Geometrie des Kopfbolzens betrachtet, so führt eine Vergrößerung des Schaftdurchmessers von 19 auf 25 mm zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit von 12 % und eine Vergrößerung der Bolzenlänge von 100 auf 150 mm zu immerhin 8 %.

In Tabelle 4-11 sind für alle Versuchskörper mit **einreihigen Dübelanordnungen** die Konstruktionsparameter, die experimentellen und rechnerischen Dübeltragfähigkeiten zusammengestellt.

Tabelle 4-11. Konstruktionsparameter und Tragfähigkeiten der einreihigen Dübelanordnungen

Körper	Parameter								Tragfähigkeiten		
	Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_c [N/mm ²]	Durchmesser der Längsbewehrung $d_{s,L}$ [mm]	Bügeldurchmesser $d_{s,Bü}$ [mm]	Bügelanzahl je Dübel a/s [-]	Schaftdurchmesser des Dübels $d_{Dü}$ [mm]	Gesamtlänge des Bolzens $h_{Dü}$ [mm]	Wirksamer oberer Randabstand $a_{r,o}'$ [mm]	Beanspruchungsfaktor B_Q [-]	Experimentelle Dübeltragfähigkeit $P_{t,Q,e}$ [kN]	Rechnerische Dübeltragfähigkeit nach Gl. (4-8) $P_{t,Q}$ [kN]	Streugröße δ [-]
R-B	39,1	12	12	1	22	150	99	1	71,0	74,2	0,9572
R-R1/1	22,2	12	12	1	22	150	99	1	60,3	55,9	1,0785
R-R1/3	50,2	12	12	1	22	150	99	1	90,6	84,0	1,0780
R-R2/2	38,9	12	12	1	22	150	124	1	84,5	86,6	0,9758
R-R2/3	39,2	12	12	1	22	150	149	1	94,1	98,9	0,9520
R-R3/1	38,8	12	12	1	22	150	99	1	79,0	73,9	1,0697
R-R3/3	38,8	12	12	1	22	150	99	1	75,8	73,9	1,0259
R-R4/1	41,4	12	10	1	22	150	100	1	68,8	72,8	0,9448
R-R4/3	41,0	12	10	2	22	150	100	1	99,6	95,6	1,0419
R-R4/4	41,0	12	12	2	22	150	99	1	93,3	100,2	0,9306
R-R5/2	35,6	14	12	1	22	150	99	1	79,6	76,4	1,0406
R-R5/3	35,6	16	12	1	22	150	99	1	78,7	81,7	0,9624
R-R6/1	42,2	12	12	1	22	150	149	1	99,4	102,6	0,9692
R-R6/3	42,1	12	12	1	22	150	49	1	44,8	47,0	0,9529
R-R9/1	38,4	12	12	1	25	150	99	1	80,6	77,4	1,0420
R-R9/2	38,4	12	12	1	25	150	99	1	77,6	77,4	1,0031
R-R9/3	38,9	12	12	1	25	150	99	1	76,0	77,9	0,9764

Der Korrelationskoeffizient zwischen den experimentellen und theoretischen Werten ergibt sich zu 0,962 und zeigt, daß durch die Tragfähigkeitsfunktion nach Gl. (4-8) die wesentlichen Einflußparameter sehr gut erfaßt sind.

In den Tabellen 4-12 und 4-13 werden die Versuchsergebnisse der **zweireihigen Dübelanordnungen** zusammengefaßt und ausgewertet. Dabei werden in Anlehnung an Abschnitt 4.2.3.3 (h) die mittleren rechnerischen Dübeltragfähigkeiten nach zwei unterschiedlichen Verfahren ermittelt:

- Die mittlere Tragfähigkeit $P_{t,Q,m}$ eines Dübelpaares, das symmetrisch zur Plattenmittelebene angeordnet ist, ermittelt sich aus dem Mittelwert $a_{r,o,m}'$ des wirksamen oberen Randabstandes der beiden Bolzenreihen (Verfahren I).

$$P_{t,Q,m} \sim (a_{r,o,m}')^{0,7} \quad \text{mit: } a_{r,o,m}' = (a_{r,o,o}' + a_{r,o,u}') / 2 = (a_{r,o,oben}' + a_{r,o,unten}') / 2 \quad (4-9)$$

- Die mittlere Tragfähigkeit $P_{t,Q,m}$ eines Dübelpaares, das symmetrisch zur Plattenmittelebene angeordnet ist, ergibt sich aus dem Mittelwert der beiden Dübeltragfähigkeiten $P_{t,Q,o}$ und $P_{t,Q,u}$ unter Berücksichtigung vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o,o}'$ und $a_{r,o,u}'$ der oberen und unteren Dübelreihe (Verfahren II, lineare Superposition).

$$P_{t,Q,m} = (P_{t,Q,o} + P_{t,Q,u}) / 2 \quad \text{mit: } P_{t,Q,o} \sim (a_{r,o,o}')^{0,7} \quad \text{und} \quad P_{t,Q,u} \sim (a_{r,o,u}')^{0,7} \quad (4-10)$$

Tabelle 4-12. Parameter und Tragfähigkeiten der zweireihigen Dübelanordnungen (Verfahren I)

Körper	Parameter								Tragfähigkeiten		
	f_c [N/mm ²]	$d_{s,L}$ [mm]	$d_{s,Bü}$ [mm]	a/s [-]	$d_{Dü}$ [mm]	$h_{Dü}$ [mm]	$a_{r,o,m}'$ [mm]	B_Q [-]	$P_{t,Q,e,m}$ [kN]	$P_{t,Q,m}$ [kN]	δ [-]
R-R7/1	44,8	12	12	1	22	150	99	1	90,6	79,4	1,1408
R-R7/2	45,0	12	12	1	22	150	99	1	80,5	79,6	1,0120
R-R7/3	45,0	12	12	1	22	150	99	1	80,1	79,6	1,0063
R-R8/1	35,7	12	12	1	22	150	149	1	91,9	94,4	0,9744
R-R8/2	42,1	12	12	2	22	150	149	1	131,5	135,2	0,9727

- Die Bezeichnungen können der Tabelle 4-11 entnommen werden.

Tabelle 4-13. Parameter und Tragfähigkeiten der zweireihigen Dübelanordnungen (Verfahren II)

Körper	Parameter									Tragfähigkeiten				
	f_c [N/mm ²]	$d_{s,L}$ [mm]	$d_{s,Bü}$ [mm]	a/s [-]	$d_{Dü}$ [mm]	$h_{Dü}$ [mm]	$a_{r,o,o}'$ [mm]	$a_{r,o,u}'$ [mm]	B_Q [-]	$P_{t,Q,e,m}$ [kN]	$P_{t,Q,o}$ [kN]	$P_{t,Q,u}$ [kN]	$P_{t,Q,m}$ [kN]	δ [-]
R-R7/1	44,8	12	12	1	22	150	49	149	1	90,6	48,5	105,7	77,1	1,1746
R-R7/2	45,0	12	12	1	22	150	49	149	1	80,5	48,6	105,9	77,3	1,0419
R-R7/3	45,0	12	12	1	22	150	49	149	1	80,1	48,6	105,9	77,3	1,0361
R-R8/1	35,7	12	12	1	22	150	49	249	1	91,9	43,3	135,2	89,2	1,0303
R-R8/2	42,1	12	12	2	22	150	49	249	1	131,5	62,1	193,7*	127,9	1,0284

- Die Bezeichnungen können der Tabelle 4-11 entnommen werden.
 - *: In diesem Fall wird eigentlich Stahlversagen nach Gl. (2-3) und Tab. 4-2 gegenüber Betonversagen maßgebend.

Die statistische Auswertung der beiden Verfahren I und II zur Bestimmung der mittleren Dübeltragfähigkeit bei zweireihigen Dübelanordnungen ergibt unter Berücksichtigung der Gl. (4-8) einen Korrelationskoeffizient von 0,975 (Verfahren I) bzw. 0,977 (Verfahren II). Dabei ergibt der Anpassungsfaktor α_t , der ursprünglich für einreihige Dübelanordnungen kalibriert wurde, für zweireihige Anordnungen ein Mittel der Streugröße von 1,021 bzw. 1,062. Dies bedeutet, daß im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen beide Verfahren im Mittel Werte für die rechnerische Tragfähigkeit liefern, die geringfügig auf der sicheren Seite liegen. Ein Vergleich beider Verfahren zeigt, daß das Verfahren II mit der linearen Superposition der Einzeltragfähigkeiten zu etwas konservativeren Ergebnissen führt als das Verfahren I. Das Verfahren II läßt die Abschätzung zu, daß sich die obere Dübelreihe in etwa zu 31 % bei Reihe R-R7 bzw. 24 % bei Reihe R-R8 und die untere Dübelreihe ungefähr zu 69 % bzw. 76 % an der Gesamttragfähigkeit beteiligen, vgl. Abschnitt 4.2.3.3 (h). Werden alle 22, d. h. alle ein- und zweireihige, Versuchsergebnisse gemeinsam nach Verfahren I ausgewertet, so ergibt sich der Korrelationskoeffizient zu 0,969 und das Mittel der Streugröße zu 1,005.

Im Rahmen der Versuchsergebnisse konnte gezeigt werden, daß sowohl das Verfahren I als auch II in Hinblick auf die mittlere Dübeltragfähigkeit gute Ergebnisse liefert. Für einen zu entwickelnden

Bemessungsvorschlag werden zweireihige Dübelanordnungen entsprechend den Bildern 2-1 und 4-21 unterschieden und auf folgende Mindestabstände begrenzt:

- Zweireihige und versetzte Dübelanordnungen mit $a_v \geq 100$ mm und $a \geq 110$ mm,
- Zweireihige und nicht versetzte Dübelanordnungen mit $a_v \geq 200$ mm und $a \geq 110$ mm.

Die Bestimmung der rechnerischen Tragfähigkeit von zweireihigen und versetzten Dübelanordnungen nach Gl. (4-8) ist unter Einhaltung der angegebenen Mindestwerte für den vertikalen und horizontalen Bolzenabstand experimentell abgesichert. Darüber hinaus ist für zweireihige und nicht versetzte Dübelanordnungen auf der Grundlage von FE-Rechnungen zu erkennen, daß bei Unterschreiten des geforderten Mindestwertes für den Vertikalabstand sich die mittlere Dübeltragfähigkeit deutlich reduziert, vgl. Abschnitt 4.3.3.3 (h). Für diesen Fall wird für die Bemessung in Abschnitt 4.4.4 auf sicherer Seite vereinfacht ein Reduktionsfaktor entsprechend Bild 4-69 vorgeschlagen.

Unter Berücksichtigung verschiedener Einflüsse aus *Modellunsicherheiten*, *Herstellungstoleranzen* und *Streuungen der Materialkennwerte* wird auf Grundlage von Eurocode 3, Anhang Z [1.7] eine **statistische Analyse** zur Bestimmung von charakteristischen Werten und Bemessungswerten der Tragfähigkeit durchgeführt. Dabei repräsentieren die charakteristischen Tragfähigkeiten die 5 %-Fraktile und die Bemessungstragfähigkeiten die 0,1 %-Fraktile. Nachfolgend sind die Einzelschritte des standardisierten Auswertungsverfahrens dokumentiert.

Der Quotient aus Versuchswert und der theoretischen Tragfähigkeit ergibt für jeden Versuch den Korrekturfaktor b_i . Der Beiwert α_t zur Anpassung der Tragfähigkeitsfunktion an die Versuche ist so gewählt, daß sich der Korrekturfaktor im Mittel, die sog. Mittelwertkorrektur \bar{b} , zu 1,0 wird.

$$b_i = P_{e,Q,i} / P_{t,Q,i} \quad (4-11)$$

$$\bar{b} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n b_i = 1,0 \quad \rightarrow \text{Anpassung von } \alpha_t \text{ gemäß Gl. (4-8) erforderlich!} \quad (4-12)$$

Nach erfolgter Kalibrierung der Tragfähigkeitsfunktion ergibt sich die mittelwertkorrigierte theoretische Tragfähigkeitsbeziehung nach Gl. (4-8). Für diesen Fall heißen die Korrekturfaktoren nun Streugrößen bzw. Fehlerwert δ .

$$\delta_i = P_{e,Q,i} / (P_{t,Q,i} \cdot \bar{b}) \quad (4-13)$$

Zur Bestimmung des Variationskoeffizienten V_δ der Streugröße wird unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung zunächst der Schätzwert s für die Standardabweichung des Logarithmus Δ der Streugröße δ nach folgenden Beziehungen ermittelt:

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad \text{mit: } \Delta_i = \ln(\delta_i) \quad (4-14)$$

$$s_\Delta = \left[\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2 \right]^{1/2} = 0,050 \quad (4-15)$$

$$V_\delta = [\exp(s_\Delta^2) - 1]^{1/2} = 0,050 \quad \rightarrow V_\delta = s_\Delta \text{ wegen } \bar{\Delta} = 1,0 \quad (4-16)$$

Der Tragfähigkeitsnachweis beinhaltet neben den Modellunsicherheiten auch Streuungen der geometrischen Abmessungen und Materialkennwerte. In Anlehnung an bisherige Untersuchungen wie z. B. in Roik et al. [1.5], in Breuninger [3.10] und in Kuhlmann & Kürschner [3.15] werden für die Bauteilunsicherheiten bzw. Konstruktionsparameter folgende Variationskoeffizienten festgelegt:

$$\text{– Wirksamer oberer Randabstand, Dübelabstand: } V_{\text{aro}'} = V_a = 0,02 \quad (4-17)$$

$$\text{– Bewehrungsdurchmesser, Bolzengeometrie: } V_{\text{dsL}} = V_{\text{dsBü}} = V_{\text{dDü}} = V_{\text{hDü}} = 0,03 \quad (4-18)$$

$$- \text{Bügelabstand: } V_s = 0,04 \quad (4-19)$$

$$- \text{Betonfestigkeit: } V_{fc} = V_{fct} = 0,2 \quad (4-20)$$

Die Untersuchungen zeigen, daß das Versagen der Verbundfuge durch eine starke Rißentwicklung ausgelöst wird. Damit ist die Zugfestigkeit des Betons für die Tragfähigkeit von entscheidender Bedeutung. Nach Reinhardt [2.20], Abschnitt 5.3 ist die Betonzugfestigkeit direkt von der Betondruckfestigkeit abhängig. Jedoch streuen die Betonzugfestigkeiten etwas mehr als die Betondruckfestigkeiten, so daß für den Variationskoeffizienten in Übereinstimmung mit Breuninger [3.10], Abschnitt 6.1 ein Wert von 20 % gewählt wird statt 15 % wie in Roik et al. [1.5].

Für die Bestimmung des Variationskoeffizienten V_{π} aller Bauteil- und Materialstreuungen ergibt sich der Einfluß der Streuung einzelner Basisvariablen entsprechend Tabelle 4-14 aus der partiellen Ableitung der Tragfähigkeitsgleichung nach der jeweils betrachteten Basisvariablen.

Tabelle 4-14. Partielle Ableitung der Tragfähigkeitsgleichung nach den Basisvariablen

$\frac{\partial P_{t,Q}}{\partial f_c}$	$\frac{\partial P_{t,Q}}{\partial d_{s,L}}$	$\frac{\partial P_{t,Q}}{\partial d_{Dü}}$	$\frac{\partial P_{t,Q}}{\partial a}$	$\frac{\partial P_{t,Q}}{\partial s}$	$\frac{\partial P_{t,Q}}{\partial d_{s,Bü}}$	$\frac{\partial P_{t,Q}}{\partial h_{Dü}}$	$\frac{\partial P_{t,Q}}{\partial a_{r,o}'}$
$= \frac{0,5}{f_c} \cdot P_{t,Q}$	$= \frac{0,5}{d_{s,L}} \cdot P_{t,Q}$	$= \frac{0,4}{d_{Dü}} \cdot P_{t,Q}$	$= \frac{0,4}{a} \cdot P_{t,Q}$	$= -\frac{0,4}{s} \cdot P_{t,Q}$	$= \frac{0,3}{d_{s,Bü}} \cdot P_{t,Q}$	$= \frac{0,2}{h_{Dü}} \cdot P_{t,Q}$	$= \frac{0,7}{a_{r,o}'} \cdot P_{t,Q}$

Der Variationskoeffizient V_{π} aller Bauteil- und Materialstreuungen berechnet sich wie folgt:

$$V_{\pi} = [(0,5 \cdot V_{fc})^2 + (0,5 \cdot V_{dsL})^2 + (0,4 \cdot V_{dDü})^2 + (0,4 \cdot V_a)^2 + (0,4 \cdot V_s)^2 + (0,3 \cdot V_{dsBü})^2 + (0,2 \cdot V_{hDü})^2 + (0,7 \cdot V_{aro'})^2]^{1/2} = 0,1049 \quad (4-21)$$

Der Variationskoeffizient V_r für den Gesamtfehler ergibt sich folgendermaßen:

$$V_r = [V_{\delta}^2 + V_{\pi}^2]^{1/2} = 0,1163 \quad (4-22)$$

Damit lassen sich die Standardabweichungen Q und Wichtungsfaktoren α wie folgt bestimmen:

$$Q_{\delta} = [\ln(V_{\delta}^2 + 1)]^{1/2} = 0,0501 \quad (4-23)$$

$$Q_{\pi} = [\ln(V_{\pi}^2 + 1)]^{1/2} = 0,1046 \quad (4-24)$$

$$Q = [\ln(V_r^2 + 1)]^{1/2} = 0,1159 \quad (4-25)$$

$$\alpha_{\delta} = Q_{\delta} / Q = 0,4325 \quad (4-26)$$

$$\alpha_{\pi} = Q_{\pi} / Q = 0,9027 \quad (4-27)$$

Unter Ansatz der 5 %-Fraktile ergibt sich die charakteristische Tragfähigkeit wie folgt:

$$P_{Rk,Q} = \exp(-1,64 \cdot \alpha_{\pi} \cdot Q_{\pi} - 1,76 \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2) \cdot P_{t,Q} = 0,8190 \cdot P_{t,Q} \quad (4-28)$$

Die Bemessungstragfähigkeit und der vorhandene Teilsicherheitsbeiwert bestimmen sich zu:

$$P_{Rd,Q} = \exp(-3,04 \cdot \alpha_{\pi} \cdot Q_{\pi} - 3,64 \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2) \cdot P_{t,Q} = 0,6889 \cdot P_{t,Q} \quad (4-29)$$

$$\gamma_R = P_{Rk,Q} / P_{Rd,Q} = 1,1888 \quad (4-30)$$

Im Gegensatz zu den geometrischen Variablen, die in einem Bemessungsansatz als Mittelwerte eingehen, wird für die Betonfestigkeit der charakteristische Wert f_{ck} als Nennwert definiert. Für diesen Fall ist eine Anpassung des γ_R -Faktors erforderlich. Unter Annahme einer logarithmischen Normalverteilung der Betondruckfestigkeit und eines Variationskoeffizienten von in diesem Fall 15 % ergeben sich für das Verhältnis Δk_c von der Nenntragfähigkeit zur theoretischen Tragfähigkeit, für das Verhältnis k_c von der Nenntragfähigkeit zur charakteristischen Tragfähigkeit und für den korrigierten Faktor γ_R^* folgende Werte:

$$\Delta k_c = [\exp(-1,64 \cdot V_{fc} - 0,5 \cdot V_{fc}^2)]^{1/2} = 0,8793 \quad (4-31)$$

$$k_c = \Delta k_c \cdot / (P_{Rk,Q} / P_{t,Q}) = 0,8793 / 0,8190 = 1,0736 \quad (4-32)$$

$$\gamma_R^* = \gamma_R \cdot k_c = 1,1888 \cdot 1,0736 = 1,2764 \quad (4-33)$$

Die Scherversuche sind weggesteuert durchgeführt worden. Die in der Versuchsauswertung berücksichtigten experimentellen Tragfähigkeiten beziehen sich auf den oberen Lashorizont und berücksichtigen keine *Relaxation*. Auf Grundlage von Hanswille [2.11] und Kuhlmann & Kürschner [3.15] wird die sicherheitsrelevante Reduktion auf das quasi-statische Niveau mit einem pauschalen Faktor von 0,9 berücksichtigt. Wird zum Vergleich der im Massivbau übliche Dauerstandsbeiwert α_c von 0,85 entsprechend der Gewichtung der Betonfestigkeit in Gl. (4-8) ermittelt, so liegt der hier berücksichtigte Faktor von 0,9 sogar geringfügig auf der sicheren Seite. Damit ergibt sich der Faktor α_{Rd} für die Bemessungstragfähigkeit nach Gl. (4-34). Zur Erfassung des mit der Betonfestigkeitsklasse veränderlichen Variationskoeffizienten wird der Beiwert α_{Rd} für den Bemessungsvorschlag geringfügig abgerundet.

$$\alpha_{Rd} = \alpha_t \cdot 0,9 \cdot 1,25 / \gamma_R^* = 6,945 \cdot 0,9 \cdot 1,25 / 1,2764 = 6,121 \quad (4-34)$$

Eine Korrelationsbetrachtung zur Beurteilung der Güte des Rechenmodells ist einerseits über die Standardabweichung und andererseits durch ein $P_{t,Q,e}$ - $P_{t,Q}$ - bzw. $P_{T,Q}$ - $P_{t,Q}$ -Diagramm möglich. In den Bildern 4-73 und 4-74 sind die Dübeltragfähigkeiten aus Versuchen und FE-Rechnungen den Tragfähigkeiten entsprechend den Gleichungen (4-8), (4-28) und (4-29) gegenübergestellt. Sowohl die Standardabweichung mit einem Wert von 5,0 % als auch die o. g. Diagramme zeigen eine geringe Streuung und somit eine gute Übereinstimmung der experimentellen und theoretischen Werte.

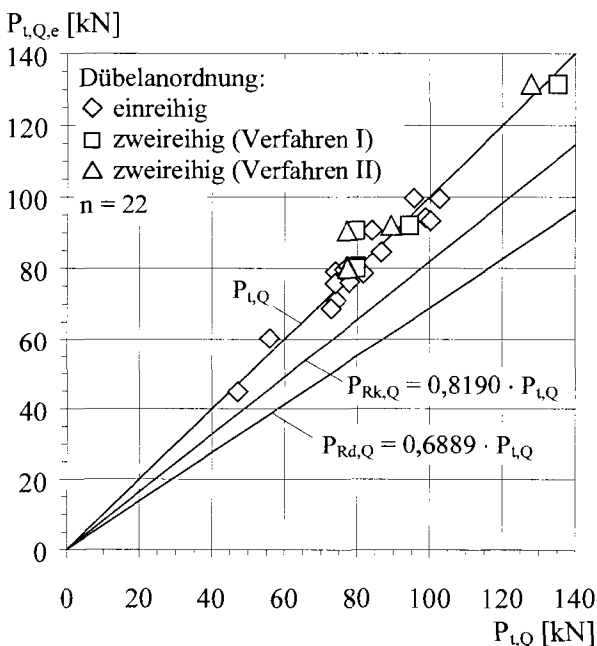


Bild 4-73. Vergleich der experimentellen Dübeltragfähigkeiten $P_{t,Q,e}$ mit den rechnerischen Tragfähigkeiten $P_{t,Q}$ nach Gl. (4-8), den charakteristischen Tragfähigkeiten $P_{Rk,Q}$ nach Gl. (4-28) und den Bemessungstragfähigkeiten $P_{Rd,Q}$ nach Gl. (4-29)

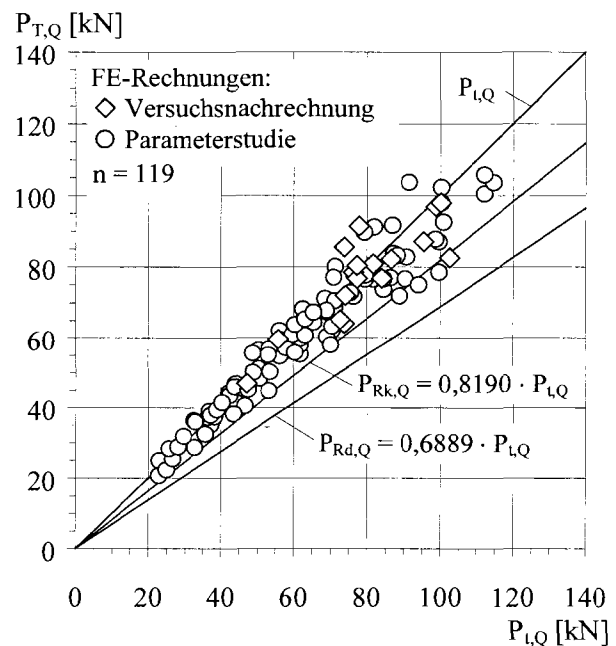
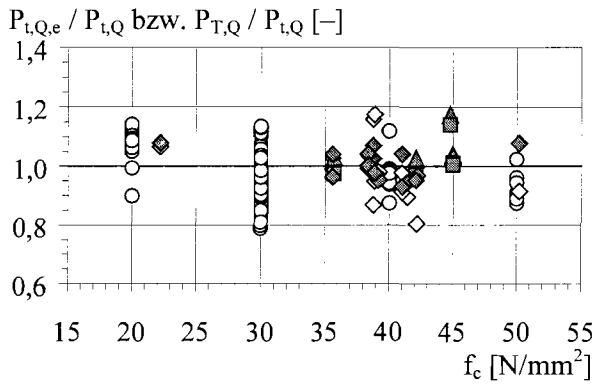
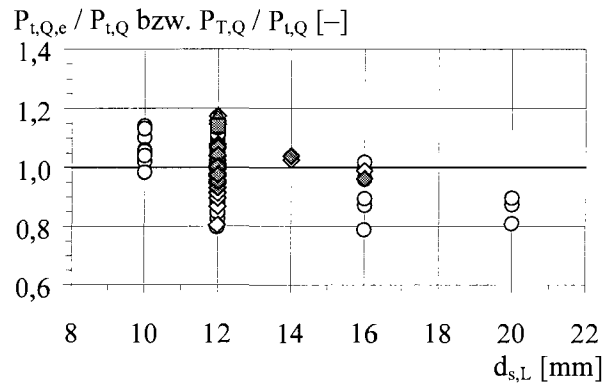


Bild 4-74. Vergleich der Dübeltragfähigkeiten $P_{T,Q}$ der einreihigen Dübelanordnungen nach FE-Berechnungen mit den rechnerischen Tragfähigkeiten $P_{t,Q}$ nach Gl. (4-8), den charakteristischen Tragfähigkeiten $P_{Rk,Q}$ nach Gl. (4-28) und den Bemessungstragfähigkeiten $P_{Rd,Q}$ nach Gl. (4-29)

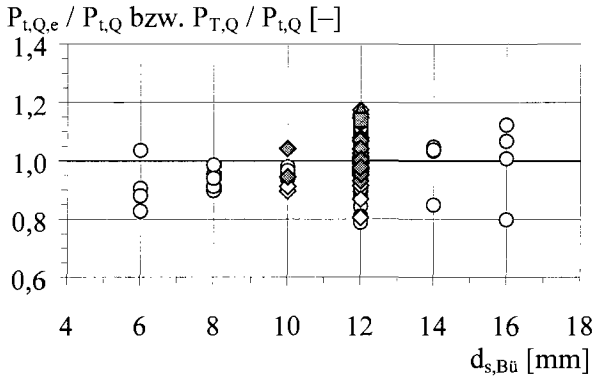
Die Abbildungen in Bild 4-75 zeigen für alle Konstruktionsparameter eine gute Übereinstimmung zwischen den experimentellen bzw. numerischen Ergebnissen und der rechnerischen Tragfähigkeit.



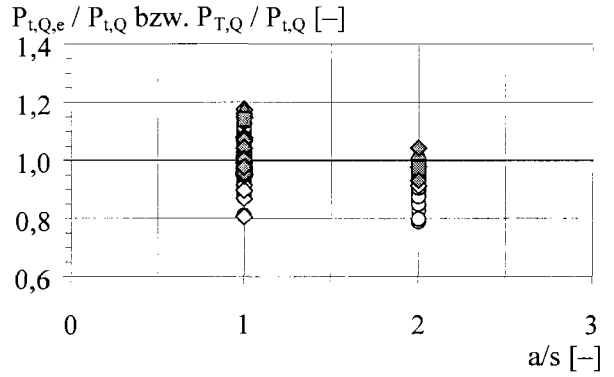
(a) Betonfestigkeit



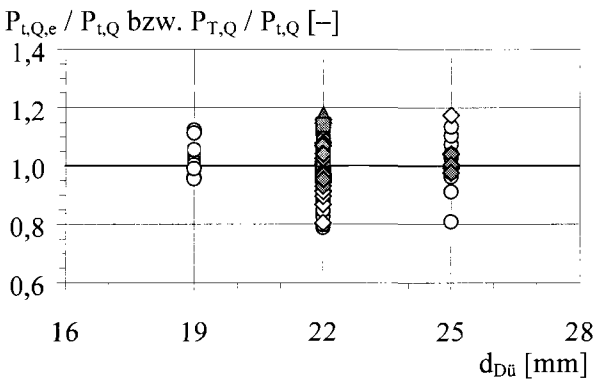
(b) Durchmesser der Längsbewehrung



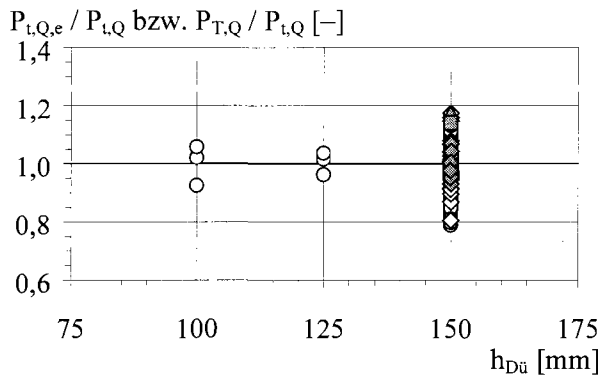
(c) Bügeldurchmesser



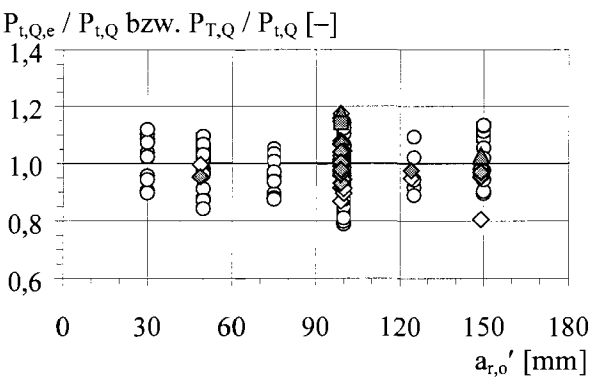
(d) Bügelanzahl je Dübel



(e) Schaftdurchmesser des Dübels



(f) Gesamtlänge des Bolzens



(g) Wirksamer oberer Randabstand

- Hinweis:
- ◆ Versuche (einreihig)
 - Versuche (zweireihig, Verfahren I)
 - ▲ Versuche (zweireihig, Verfahren II)
 - ◇ FE (Versuchsnachrechnung, einreihig)
 - FE (Parameterstudie, einreihig)

Bild 4-75. Quotient aus experimenteller Tragfähigkeit $P_{t,Q,e}$ bzw. Tragfähigkeit $P_{T,Q}$ nach FE-Berechnungen und rechnerischer Tragfähigkeit $P_{t,Q}$ in Abhängigkeit von verschiedenen Konstruktionsparametern

Zur Beurteilung der **Duktilität** der Verbundfuge wird der maßgebende Schlupf beim Versagen der Verbundfuge, d. h. bei Wiedererreichen der charakteristischen Tragfähigkeit entsprechend Eurocode 4, Teil 1-1 [1.1], Abschn. 10.2.5 (4) ermittelt, siehe Tabelle 4-15, und statistisch ausgewertet.

Tabelle 4-15. Maßgebender Schlupf δ_u beim Versagen der Verbundfuge

Einreihig						Zweireihig			
Körper	δ_u [mm]	Körper	δ_u [mm]	Körper	δ_u [mm]	Körper	δ_u [mm]	Körper	δ_u [mm]
R-B	6,9	R-R3/1	30,0	R-R5/2	47,3	R-R9/2	6,8	R-R7/1	14,2
R-R1/1	11,2	R-R3/3	5,9	R-R5/3	12,4	R-R9/3	5,6	R-R7/2	11,5
R-R1/3	33,2	R-R4/1	2,0	R-R6/1	3,4			R-R7/3	10,3
R-R2/2	39,9	R-R4/3	40,5	R-R6/3	5,5			R-R8/1	9,0
R-R2/3	12,4	R-R4/4	9,0	R-R9/1	9,3			R-R8/2	14,2

Auf Grundlage der Versuchsgesamtheit ergibt sich der Mittelwert zu 15,5 mm. Unter Annahme einer logarithmischen Normalverteilung bestimmt sich der charakteristische Wert des Verformungsvermögens δ_{uk} zu 8,4 mm und liegt demnach über den geforderten Mindestwert von 6 mm.

4.4.4 Bemessungsvorschlag

Aufbauend auf die Gleichung (4-8) und unter Berücksichtigung der Geometrieparameter entsprechend Bild 2-1 ergibt sich folgender Bemessungswert für die Tragfähigkeit liegender Kopfbolzen unter reiner Querschubbeanspruchung in Randlage der Verbundfuge:

$$P_{Rd,Q} = 6 \cdot (f_{ck} \cdot d_{s,L})^{0,5} \cdot (d_{Dü} \cdot a/s)^{0,4} \cdot (d_{s,Bü})^{0,3} \cdot (h_{Dü})^{0,2} \cdot (a_{r,o}')^{0,7} \cdot B_Q / \gamma_v \quad (4-35)$$

Dabei sind:

$P_{Rd,Q}$	Bemessungswert der Querschubtragfähigkeit bei Betonkantenbruch [N]
$20 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm ²]
$10 \leq d_{s,L} \leq 16 \text{ mm}$	Durchmesser der Längsbewehrung [mm]
$8 \leq d_{s,Bü} \leq 12 \text{ mm}$	Bügeldurchmesser [mm]
a/s	Anzahl der Bügel je Dübel; = 1 bzw. 2
$110 \leq a \leq 250 \text{ mm}$	horizontaler Dübelabstand [mm]
s	horizontaler Bügelabstand [mm]
$19 \leq d_{Dü} \leq 25 \text{ mm}$	Schaftdurchmesser des Dübels [mm]
$100 \leq h_{Dü} \leq 150 \text{ mm}$	Gesamtlänge des Bolzens nach dem Schweißen [mm]
$30 \leq a_{r,o}' \leq 250 \text{ mm}$	wirksamer oberer Randabstand; = $a_{r,o} - c_v - d_{s,Bü} / 2$ [mm]
$a_{r,o}$	oberer Randabstand [mm]
c_v	vertikale Betondeckung [mm]
a_v	vertikaler Dübelabstand bei zweireihiger Dübelanordnung [mm]
	$\geq 100 \text{ mm}$ zweireihig und versetzt; $\geq 200 \text{ mm}$ zweireihig und nicht versetzt
B_Q	Beanspruchungsfaktor in der Platte; = 1 Längsdruck; = 0,8 Längszug
γ_v	Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite für Verbundmittel; = 1,25

Für einen vereinfachten Bemessungsvorschlag werden die Dübellänge $h_{Dü}$ auf der sicherer Seite zu 100 mm angenommen und der Beanspruchungsfaktor B_Q zu 0,8 gesetzt. Daraus ergibt sich die vereinfachte Bemessungstragfähigkeit wie folgt:

$$P_{Rd,Q} = 12 \cdot (f_{ck} \cdot d_{s,L})^{0,5} \cdot (d_{Dü} \cdot a/s)^{0,4} \cdot (d_{s,Bü})^{0,3} \cdot (a_{r,o}')^{0,7} / \gamma_v \quad (4-36)$$

Werden bei **zweireihigen Dübelanordnungen** die geforderten vertikalen und horizontalen Mindestabstände eingehalten, so ergibt sich der Bemessungswert der Tragfähigkeit je Dübel gemäß Gl. (4-35) durch Superposition der Einzeltragfähigkeiten (entspricht Verfahren II). Wird bei zweireihigen und nicht versetzten Dübelanordnungen der Mindestwert für den vertikalen Dübelabstand von 200 mm unterschritten, so wird auf Grundlage der FE-Untersuchungen in Abschnitt 4.3.3.3 (h) für die Bemessung auf sicherer Seite vereinfacht ein Reduktionsfaktor $\eta_{z,nv}$ entsprechend Bild 4-69 vorgeschlagen.

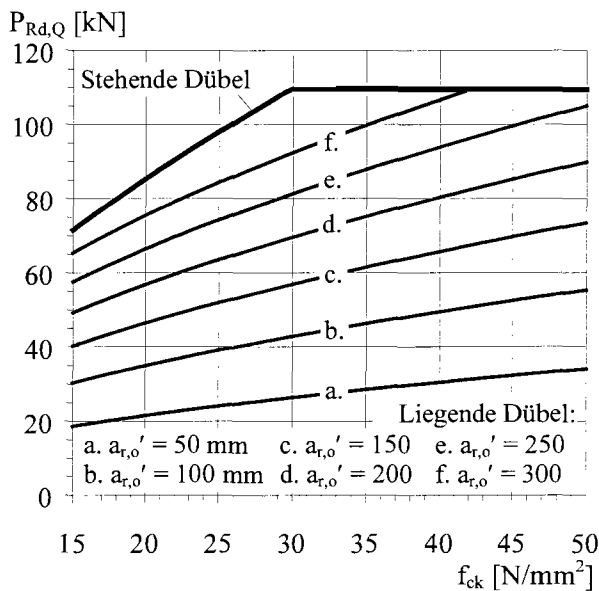
$$\eta_{z,nv} = a_v / (200 \text{ mm}) \geq 0,7 \quad \text{mit: } 100 \leq a_v < 200 \text{ mm} \quad (4-37)$$

Ein Unterschreiten des vertikalen Dübelabstands von 100 mm unter Berücksichtigung des Reduktionsfaktors wird aufgrund möglicher Beeinträchtigung der Längsschubtragfähigkeit nicht empfohlen.

Die *konstruktive Durchbildung* und Bemessung des auflagernahen Bereichs der Stahlbetonplatte kann in Übereinstimmung mit Bild 1-3 und in Anlehnung an Abschnitt 5.5.5 erfolgen.

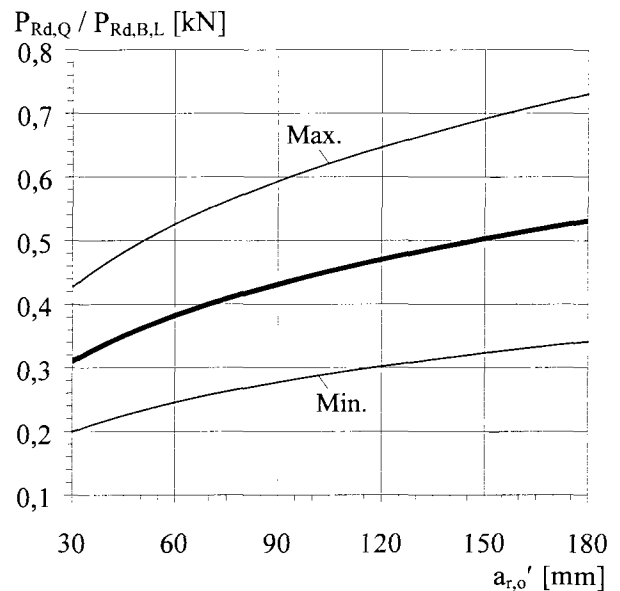
4.4.5 Vergleich

Das Bild 4-76 zeigt die Bemessungstragfähigkeit liegender Kopfbolzen unter Querschub im Vergleich zu stehenden Dübeln. Die Tragfähigkeit stehender Kopfbolzen wird als Obergrenze für die Tragfähigkeit liegender Kopfbolzen betrachtet. Nur in Sonderfällen wird dieser obere Grenzwert maßgebend.



Hinweis:
 – $P_{Rd,Q}$ nach Gl. (4-35), P_{Rd} nach Gl. (2-4) und (2-5)
 – $d_{s,L} = 12 \text{ mm}$, $d_{s,Bü} = 10 \text{ mm}$, $a/s = 1$,
 $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 150 \text{ mm}$, $B = 1$

Bild 4-76. Vergleich der Bemessungstragfähigkeit liegender Kopfbolzen mit der Tragfähigkeit stehender Kopfbolzen in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit



Hinweis:
 – $P_{Rd,Q}$ nach Gl. (4-35), $P_{Rd,B,L}$ nach Gl. (2-9)
 – Standardfall wie in Bild 4-76

Bild 4-77. Quotient aus Quer- und Längsschubtragfähigkeit bei liegenden Kopfbolzen in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand

In Bild 4-77 ist das Verhältnis der Bemessungstragfähigkeiten liegender Kopfbolzen unter Quer- zu Längsschub in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand beschrieben. Neben der Darstellung eines Standardfalls wird eine allgemeingültige Min-Max-Betrachtung durchgeführt. Grundsätzlich steigt der Verhältniswert mit zunehmendem wirksamen oberen Randabstand an. Der Quotient liegt für übliche Plattendicken je nach Parameterwahl zwischen 0,2 und 0,7.

5. Querschub in Mittellage

5.1 Einführung

Für die Untersuchung des Tragverhaltens liegender Kopfbolzen unter Querschub in Mittellage der Verbundfuge wurden im Rahmen dieses Vorhabens eine Vielzahl von Versuchen, FE-Rechnungen und ergänzenden Parameterstudien durchgeführt. Der experimentelle Teil der Untersuchungen in Abschnitt 5.2 deckt schwerpunktmäßig den Parameterbereich von Verbundfugen im Hoch- und Industriebau einschließlich Parkhäuser ab. Darauf aufbauend werden in Abschnitt 5.3 Ergebnisse der FE-Untersuchungen zur reinen Dübeltragwirkung vorgestellt. Darüber hinaus werden in Abschnitt 5.4 die Untersuchungen durch weiterführende Parameterstudien zur Kraftübertragung in Verbundfugen ausschließlich über Reibung ergänzt. Auf Grundlage der Ergebnisse der verschiedenen Teiluntersuchungen werden in Abschnitt 5.5 Bemessungsregeln entwickelt und Empfehlungen für die konstruktive Durchbildung vorgestellt.

5.2 Experimentelle Untersuchungen

5.2.1 Versuchsprogramm

Die Konzeption der Versuche in Mittellage der Verbundfuge baut wie die Untersuchungen in Randlage auf dem gleichen Grundgedanken auf, siehe Abschnitt 4.2.1. Die Versuchsserie in Mittellage der Verbundfuge ist in acht Versuchsreihen M-R1 bis M-R8 gegliedert und umfasst insgesamt 16 Einzelversuche, vgl. Tabelle 5-1.

Tabelle 5-1. Zuordnung der Versuchsreihen in Mittellage zu den Parametern

Reihe	Varierte Parameter	Konstante Parameter	
M-R1	Betongüte C20/25 → C30/37 → C40/50 bzw. M-R1/1 → M-B → M-R1/3	$h_c = 210 \text{ mm}$ $a = 165 \text{ mm}$ $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 10$	$d_{s,L} = 10 \text{ mm}$ zentrisch, 1-reihig $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$
M-R2	Plattendicke 160 mm → 210 mm → 260 mm bzw. M-R2/1 → M-B → M-R2/3	C30/37 $a = 165 \text{ mm}$ $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 10$	$d_{s,L} = 10 \text{ mm}$ zentrisch, 1-reihig $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$
M-R3	Achsabstand der Kopfbolzen 110 mm → 165 mm bzw. M-R3/1 → M-R2/3	C30/37 $h_c = 260 \text{ mm}$ $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 10$	$d_{s,L} = 10 \text{ mm}$ zentrisch, 1-reihig $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$
M-R4	Durchmesser der Bügelbewehrung (Dübeldurchmesser 19 mm) 8 mm → 10 mm bzw. M-R4/1 → M-R4/2	C30/37 $h_c = 210 \text{ mm}$ $a = 165 \text{ mm}$	$d_{s,L} = 10 \text{ mm}$ zentrisch, 1-reihig $d_{Dü} = 19 \text{ mm}$
M-R5	Anzahl der Bügel je Kopfbolzen 0,5 → 1 → 2 bzw. M-R5/1 → M-B → M-R5/3	C30/37 $h_c = 210 \text{ mm}$ $a = 165 \text{ mm}$	$d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10 \text{ mm}$ zentrisch, 1-reihig $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$
M-R6	Konstruktive Durchbildung oberhalb des Stahlsteges mit Weichfaser → ohne Weichfaser bzw. M-B → M-R6/2	C30/37 $h_c = 210 \text{ mm}$ $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 10$	$d_{s,L} = 10 \text{ mm}$ $a = 165 \text{ mm}$ $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$
M-R7	Anzahl der Kopfbolzen je Verbundfuge 3 → 4 bzw. M-R7/1 → M-B	C30/37 $h_c = 210 \text{ mm}$ $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 10$	$d_{s,L} = 10 \text{ mm}$ zentrisch, 1-reihig $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$
M-R8	Dübelabstände a/a_v zweireihiger Dübelanordnungen 110 mm/55 mm → 110/110 → 165/55 → 165/110 bzw. M-R8/1 → M-R8/2 → M-R8/3 → M-R8/4	C30/37 $h_c = 260 \text{ mm}$ $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 10$	$d_{s,L} = 10 \text{ mm}$ nicht vers., 2-reihig $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$
Hinweis: – Bis auf Körper M-R6/2 wurden alle Körper mit einer Weichfasereinlage oberhalb des Stegbleches ausgeführt.			

Eine Versuchsreihe beinhaltet zwei bis vier Versuchskörper. Mit Ausnahme der Reihe M-R4 und M-R8 geht die Variation von einem sog. Basiskörper M-B aus, d. h. innerhalb einer Reihe wird gegenüber diesem Körper nur ein Konstruktionsparameter entsprechend des im Hochbau üblichen Anwendungsbereichs variiert. Der Basiskörper stellt für Anwendungen im Hochbau eine Art Standardfall dar. Dieser Körper besitzt einen Dübeldurchmesser von 22 mm, eine Bolzenlänge von 125 mm, eine Betonplattendicke von 210 mm, einen Achsabstand der Dübel von 165 mm und einen Bügel des Durchmessers 10 mm je Dübel. Abgesehen von den Körpern M-R1/1 und M-R1/3 wurde durchweg eine Betongüte C30/37 angestrebt. Zur besseren Vergleichbarkeit und Erhöhung der Aussagefähigkeit sind die Konstruktionsparameter dieses Basiskörper in Anlehnung an den Standardkörper von Breuninger [3.10], Abschnitt 3.2.2 für Längsschub in Mittellage der Verbundfuge gewählt.

5.2.2 Versuchsbeschreibung

5.2.2.1 Geometrie

Das Bild 5-1 zeigt die prinzipielle Geometrie der Versuchskörper. Die dargestellten Schnitte parallel zur Verbundfuge für ein- und zweireihige Dübelanordnungen zeigen die gewählten Konstruktionsparameter der Körper M-B und M-R8/4. Um in den Versuchen zusätzliche Traganteile der Verbundfuge durch Spitzendruck auszuschließen, sind mit Ausnahme des Körper M-R6/2 in Beanspruchungsrichtung Weichfaserelemente mit einer Mindestkantenlänge von 30 mm angeordnet worden.

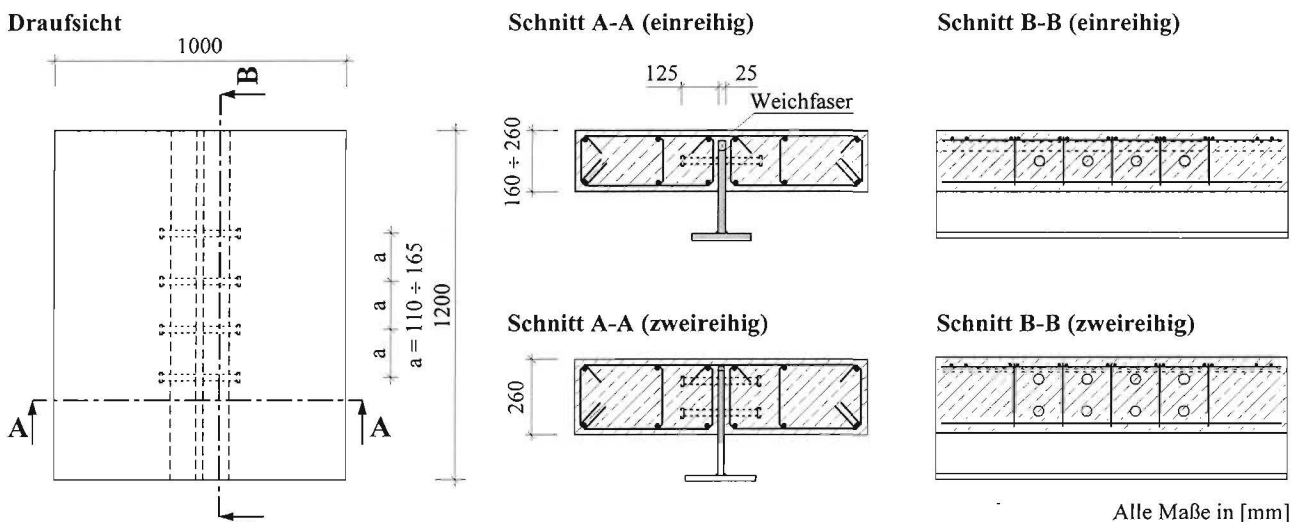


Bild 5-1. Versuchskörper für reinen Querschub in Mittellage

5.2.2.2 Herstellung

Um die günstige Wirkung eventueller Reibeffekte an der Kraftübertragung in der Verbundfuge innerhalb praktischer Anwendungsgrenzen möglichst zu minimieren, wurden die Stahlstege vor dem Betonieren zweimal mit Schalöl behandelt. Die Stahlbetonplatten wurden wie im realen Bauwerk vollflächig liegend hergestellt. Der Transportbeton ist mit einem Betonkübel eingebaut und mit Flaschen- und Tischrüttler verdichtet worden. Nach dem Betonieren wurden die Körper etwa sieben Tage lang feucht gehalten. Die Lagerung der Versuchskörper erfolgte im Fertigteilwerk und in der Versuchshalle.

5.2.2.3 Versuchsaufbau

(a) Versuchsstand

Die Bilder 5-2 und 5-3 zeigen den Aufbau der Versuche. Die Versuchskörper wurden gegenüber der realen Situation im Bauwerk um 180° um die horizontale Achse gedreht, d. h. „kopfüber“, eingebaut. Die Krafteinleitung und Lagerung der Körper bewirken mit der Einleitung des Querschubs gleichzeitig ein Stützmoment. Der Versuchsaufbau ermöglicht in etwa wie im realen Tragwerk eine proportionale Steigerung des Stützmomentes zur Querschubbeanspruchung. Der Abstand x der Elastomerlager senkrecht zum Stahlsteg betrug im Regelfall 700 mm, in einigen wenigen Fällen auch 200 bzw. 900 mm. Die Versuche sind in einem Versuchsrahmen mit einem servohydraulisch gesteuerten Prüfzylinder geprüft worden. Der Prüfzylinder besitzt eine Kapazität von max. 2,5 MN.

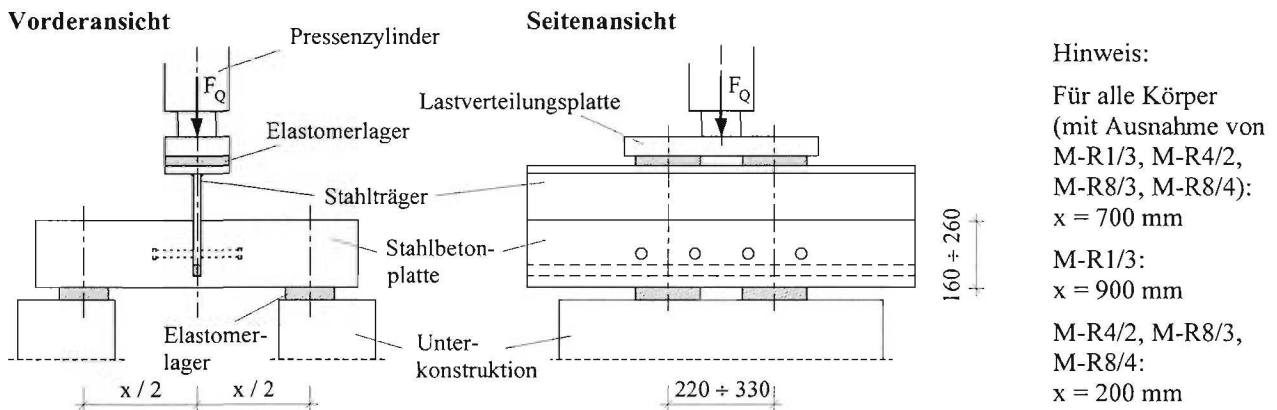


Bild 5-2. Versuchsaufbau

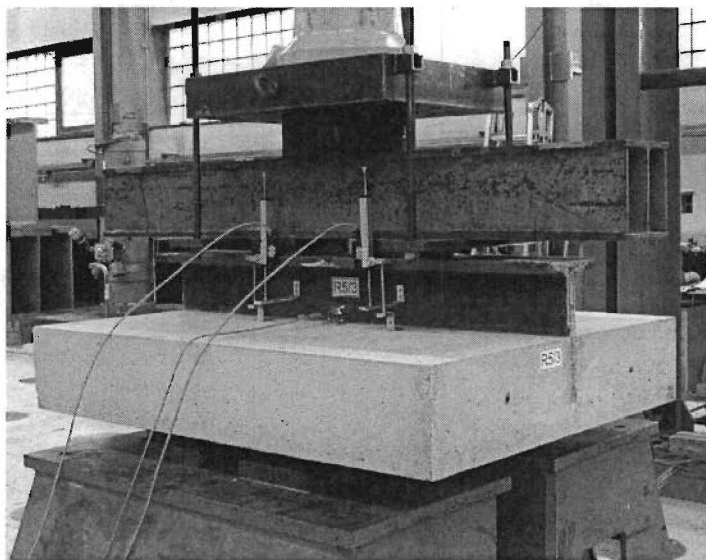
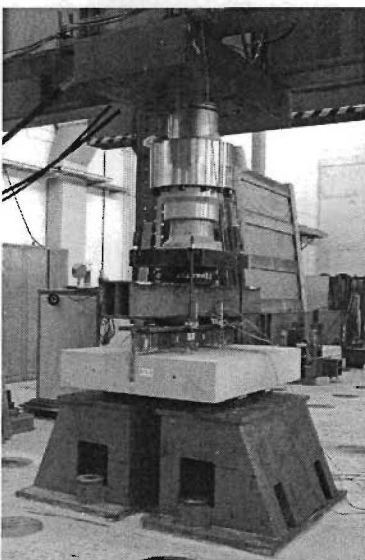
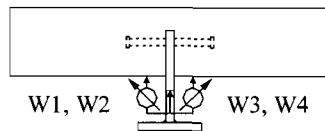
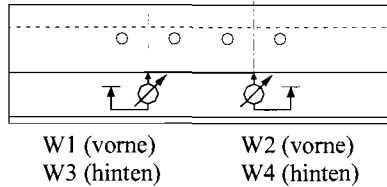


Bild 5-3. Versuchsstand

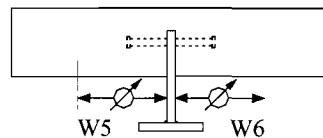
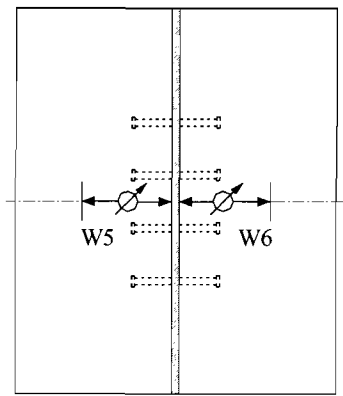
Die Versuche sind durch das *Otto-Graf-Institut Baden-Württemberg der Universität Stuttgart* (ehemals FMPA) geprüft worden.

(b) Messungen

Das Bild 5-4 zeigt die prinzipielle Anordnung der *Wegmessungen* und Bild 5-3 die Realisierung in den Versuchen. An jedem Körper wurden vier Ohm'sche Wegnehmer ($W1 \div W4$) zur Messung der vertikalen Relativverschiebung zwischen dem Betonkörper und dem Stahlsteg und zwei induktive Wegnehmer ($W5, W6$) zur Messung der Andrückung des Betonkörpers in der Biegedruckzone an den Stahlsteg befestigt.

Schnitt quer zur Verbundfuge**Schnitt parallel zur Verbundfuge**

W1 (vorne) W2 (vorne)
W3 (hinten) W4 (hinten)

Schnitt quer zur Verbundfuge**Plattenunterseite**

(a) Vertikale Relativverschiebung

(b) Andrückung

Bild 5-4. Wegmessungen

Bei den Körpern M-R4/1, M-R8/1 und M-R8/4 sind zusätzlich noch *Dehnungsmessungen* durchgeführt worden. Die Dehnmeßstreifen mit 10 mm Meßlänge sind an Bügelbewehrung, Stützbewehrung und Kopfbolzen angebracht worden. Bei der Bügelbewehrung wurde der Dehnmeßstreifen mittig auf der zuvor glattgeschliffenen Innenseite des Bügelschenkels angebracht; bei der Stützbewehrung zentrisch über dem Stahlsteg. An den Kopfbolzen wurden zwei Dehnmeßstreifen in Kopfnähe auf der Ober- und Unterseite des Schaftes angeordnet.

(c) Belastungsgeschichte

Die Belastung während der Versuchsdurchführung erfolgte in Übereinstimmung mit Eurocode 4, Teil 1-1 [1.1], Abschnitt 10.2.4 analog zu den Untersuchungen in Randlage, siehe Abschnitt 4.2.2.3 (c). In Abweichung zu den Versuchen in Randlage wurde nach Beendigung der 25 Lastwechsel und nach Verlassen des elastischen Bereichs bis nach deutlichem Überschreiten des Traglastbereichs eine Verschiebegeschwindigkeit von nur 0,005 mm/s gefahren.

5.2.2.4 Materialkennwerte**(a) Beton**

Die Versuchskörper sind in insgesamt acht Chargen betoniert worden. Zur Ermittlung der Zylinderdruckfestigkeit wurden von jedem der 16 Versuchskörper drei Zylinder 150 x 300 mm gemäß DIN 1048, Teil 1 [1.12] hergestellt. Darüber hinaus ist von den drei unterschiedlich angestrebten Betonfestigkeitsklassen der Körper M-R1/1, M-R1/3 und M-R8/1 an jeweils drei zusätzlichen Zylindern der Sekantenelastizitätsmodul ermittelt worden. Die Prüfkörper wurden entsprechend Abschnitt 5.2.2.2 gelagert. Die Prüfung der Zylinder erfolgte jeweils am Tag der Versuchsdurchführung des jeweiligen Körpers. Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen sind in Tabelle 5-4 dokumentiert. Für den Sekantenelastizitätsmodul sind für die Körper in der o. g. Reihenfolge mittlere Werte von 29.314, 33.018 und 32.483 N/mm² ermittelt worden.

(b) Kopfbolzen

Die aus den Abnahmeprüfzeugnissen der Klasse B gemäß DIN 50049 [1.13], Abschn. 3.1 entnommenen Werkstoffwerte des Bolzenmaterials aus S 235 sind in Tabelle 5-2 dargestellt. Die vom Hersteller [2.33] angegebenen Sollwerte sind eingehalten.

Tabelle 5-2. Materialkennwerte des Kopfbolzens

Kopfbolzen	Streckgrenze $f_{p,0.2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	Bruchdehnung A_5 [%]
$d_{Dü} = 19 \text{ mm}, h_{Dü} = 125 \text{ mm}$	509	533	19
$d_{Dü} = 22 \text{ mm}, h_{Dü} = 125 \text{ mm}$	522	546	18
Soll	≥ 350	$450 \div 600$	≥ 15

Aufgrund der Bedeutung der Schweißwulst auf die Tragfähigkeit von Kopfbolzenverbindungen ist deren Geometrie auf der Basis einer statistischen Auswertung von insgesamt 20 Messungen bestimmt worden. Die in Eurocode 4, Teil 1-1 [1.1], Abschn. 6.3.2.1 (1) im Rahmen einer ENV-Anmerkung gestellten Mindestanforderungen an die Geometrie der Schweißwulst sind eingehalten.

(c) Betonstahl

Die mechanischen Kennwerte der Stabbewehrung in Tabelle 5-3 sind gemäß DIN 50125 [1.14] und DIN EN 10002-1 [1.15] anhand des Durchschnitts von jeweils drei Proben ermittelt worden.

Tabelle 5-3. Materialkennwerte des Betonstahls

Betonstahl	Streckgrenze $f_{p,0.2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	Elastizitätsmodul E [N/mm ²]
$d_{s,Bü} = 8 \text{ mm}$	570	623	200.602
$d_{s,Bü} = 10 \text{ mm}$	585	687	199.693
$d_{s,Bü} = 12 \text{ mm}$	589	670	200.334
$d_{s,Bü} = 16 \text{ mm}$	574	659	202.537

5.2.3 Versuchsergebnisse

5.2.3.1 Allgemeines

Der Versuchskonzeption liegt der Gedanke zugrunde, durch konstruktive Maßnahmen innerhalb praktischer Anwendungsgrenzen möglichst ein Versagen in der Verbundfuge in Abhängigkeit einzelner Konstruktionsparameter analog zu Kapitel 4 zu begünstigen und ein Versagen der Stahlbetonplatte auf Biegung oder Schub auszuschließen, d. h. auch zusätzliche Traganteile aus Reibung o. ä. zu vermeiden bzw. zu minimieren. Dazu wurden folgende Maßnahmen getroffen:

- Anordnung von Weichfaser zur Vermeidung weiterer Traganteile über die Stegblechoberkante,
- relativ kleine Stützweite und zweimaliges Einfetten der Stahlstege zur Minimierung des Traganteils aus Reibung,
- relativ hoher Grad der Stütz- und Querkraftbewehrung zur Vermeidung eines vorzeitigen Versagens der Stahlbetonplatte.

Trotz dieser gezielt ungünstig gewählten Randbedingungen zeigen die Versuche, daß die Verbundfuge unter Querschubbeanspruchung trotz gezielter Minimierung der Haftung infolge Reibung so leistungsfähig war, daß überwiegend die Querkrafttragfähigkeit der Stahlbetonplatte für das Versagen maßgebend wurde.

Abweichend von der ursprünglichen Planung wurde deshalb in den Versuchen M-R4/2, M-R8/3 und M-R8/4 die Stützweite so weit minimiert, d. h. die Last wurde nahezu zentrisch eingeleitet, so daß unter noch höheren Versuchslasten ein lokales Versagen in der Verbundfuge begünstigt werden konnte.

5.2.3.2 Überblick

In Tabelle 5-4 sind die Ergebnisse der Querschubversuche in Mittellage der Verbundfuge zusammengefaßt.

Tabelle 5-4. Betonfestigkeit, Versuchslasten, Verformungen und Versagensart

Körper	Druckfestigkeit des Betons f_c [N/mm ²]	Stützweite der Platte x [mm]	Versuchslast bei Traglast $F_{t,Q,e}$ [kN]	Linienlast bei Traglast $q_{t,Q,e}$ [kN/m]	Querbiegemoment bei Traglast $m_{t,Q,e}$ [kNm/m]	Vertikale Relativver- schiebung bei Traglast $v_{t,Q,e}$ [mm]	Andrückung bei Traglast $a_{t,Q,e}$ [mm]	Versuchslast bei Versuchsabbruch $F_{A,Q,e}$ [kN]	Linienlast bei Versuchsabbruch $q_{A,Q,e}$ [kN/m]	Vertikale Relativver- schiebung bei Abbruch $v_{A,Q,e}$ [mm]	Versagensart
M-B	40,5	700	716,9	597,4	104,5	1,14	0,41	425,8	354,8	23,6	Platte auf Schub
M-R1/1	30,4	700	681,8	568,2	99,4	1,49	0,38	374,7	312,3	19,6	Platte auf Schub
M-R1/3	57,7	900	732,8	610,7	137,4	1,14	0,44	314,0	261,7	20,2	Platte auf Schub
M-R2/1	46,0	700	526,8	439,0	76,8	1,24	0,41	307,6	256,3	28,2	Platte auf Schub
M-R2/3	45,4	700	1.080,3	900,3	157,5	1,13	0,33	645,9	538,3	24,0	Platte auf Schub
M-R3/1	29,0	700	1.078,4	898,7	157,3	1,58	0,50	615,9	513,3	21,3	Platte auf Schub
M-R4/1	39,1	700	727,0	605,8	106,0	1,55	0,34	429,6	358,0	21,3	Platte auf Schub
M-R4/2	39,1	200	1.384,5	1.153,8	57,7	13,23	0,23	416,2	346,8	25,3	Dübelabscheren
M-R5/1	46,8	700	861,6	718,0	125,7	1,12	0,41	370,6	308,8	11,1	Platte auf Schub
M-R5/3	47,5	700	869,0	724,2	126,7	0,98	0,41	486,4	405,3	18,7	Platte auf Schub
M-R6/2	30,0	700	668,9	557,4	97,5	1,18	0,40	401,2	334,3	19,2	Platte auf Schub
M-R7/1	46,3	700	738,4	615,3	107,7	0,99	0,38	409,4	341,2	23,2	Platte auf Schub
M-R8/1	48,7	700	1.233,0	1.027,5	179,8	2,02	0,45	627,7	523,1	27,7	Platte auf Schub
M-R8/2	49,7	700	1.543,5	1.286,3	225,1	2,05	0,64	754,6	628,8	20,6	Platte auf Schub
M-R8/3	46,7	200	2.424,0	2.020,0	101,0	6,62	0,25	1.638,6	1.365,5	36,9	Beton nahe Dübel
M-R8/4	43,6	200	2.481,6	2.068,0	103,4	11,63	0,28	1.503,0	1.252,5	29,6	Beton nahe Dübel

Hinweis: – Betondeckung $c = 20$ mm, Plattenbreite $b = 1.200$ mm

Die Gesamtheit der Versuche zeigen mit Erreichen der Traglast gemessen an den schlanken Platten ein ausgesprochen hohes *Lastniveau*, das oberhalb des in einem realen Bauwerk zu erwartenden Lastspektrums liegt, vgl. Abschnitte 3.4 und 5.4.2.

Die in den Versuchen beobachteten *Versagensarten* wurden vorrangig von der Stützweite der Stahlbetonplatte bestimmt.

- Für den Fall einer *exzentrischen Einleitung der Querschubbeanspruchung* (Stützweite x von mindestens 700 mm) zeigte der Betongurt ein für Stahlbetonbalken typisches Verhalten. Aufgrund relativ hoher Stützbewehrungsgrade und zusätzlicher Tragfähigkeitssteigerungen in der Verbundfuge durch Reibung infolge Biegedruck wurde gegenüber dem Biegeversagen bzw. dem Versagen in der Verbundfuge das *Querkraftversagen der Stahlbetonplatte* maßgebend.
- Im Fall einer *nahezu zentrischen Einleitung des Querschubs* (Stützweite x von 200 mm) wurde das lokale *Dübelversagen* infolge Abscheren des Bolzens bzw. örtlicher Betonschädigungen im Bereich des Bolzenfußes gegenüber dem Betonkantenbruch maßgebend.

Zur weiteren Beurteilung des Tragverhaltens der Stahlbetonplatte in den Abschnitten 5.2.3.3 und 5.2.3.4 sind in Tabelle 5-5 die wichtigsten Daten zur Bewehrungsführung zusammengestellt.

Tabelle 5-5. Zusammenstellung der Daten zur Bewehrungsführung der Versuchskörper

Körper	Plattendicke	Statische Nutzhöhe	Durchmesser der Stützbewehrung	Anzahl der Stäbe über der Stützung	Bewehrungsgrad über der Stützung	Bügeldurchmesser nahe der Verbundfuge	Bügelanzahl je Dübel nahe der Verbundfuge	Bügelanzahl nahe der Verbundfuge	Bügeldurchmesser in Platte	Bügelanzahl in Platte	Grad der Querkraftbewehrung	Durchmesser der Längsbewehrung
	d_c [mm]	d [mm]	$d_{s,S}$ [mm]	n_s [-]	ρ_s [%]	$d_{s,Bü}$ [mm]	a/s [-]	$n_{Bü,Vb}$ [-]	$d_{s,Bü,P}$ [mm]	$n_{Bü,P}$ [-]	ρ_w [%]	$d_{s,L}$ [mm]
M-B	210	182	16	14	1,29	10	1	5	12	10	0,42	10
M-R1/1	210	182	16	14	1,29	10	1	5	12	10	0,42	10
M-R1/3	210	182	16	14	1,29	10	1	5	12	10	0,42	10
M-R2/1	160	132	16	14	1,78	10	1	5	12	10	0,42	10
M-R2/3	260	232	16	14	1,01	10	1	5	12	10	0,42	10
M-R3/1	260	232	16	14	1,01	10	1	5	12	10	0,42	10
M-R4/1	210	182	16	14	1,29	8	1	5	12	10	0,42	10
M-R4/2	210	182	16	14	1,29	10	1	5	12	10	0,42	10
M-R5/1	160	132	16	14	1,78	10	1	2	12	10	0,42	10
M-R5/3	210	182	16	12	1,10	10	2	8	12	8	0,34	10
M-R6/2	210	182	16	14	1,29	10	1	5	12	10	0,42	10
M-R7/1	210	182	16	12	1,10	10	1	4	12	8	0,34	10
M-R8/1	260	232	16	14	1,01	10	1	5	12	10	0,42	10
M-R8/2	260	232	16	14	1,01	10	1	5	12	10	0,42	10
M-R8/3	260	232	16	14	1,01	10	1	5	12	10	0,42	10
M-R8/4	260	232	16	14	1,01	10	1	5	12	10	0,42	10

Hinweis: – Betondeckung $c = 20$ mm, Plattenbreite $b = 1.200$ mm, Stegdicke $t_s = 25$ mm

5.2.3.3 Trag- und Verformungsverhalten

(a) Allgemeines

In den folgenden Abschnitten wird das Trag- und Verformungsverhalten an ausgewählten Beispielen beschrieben. Dabei wird grundsätzlich zwischen Versuche mit *exzentrischer Einleitung der Querschubbeanspruchung* (Stützweite $x = 700$ bzw. 900 mm) und mit *nahezu zentrischer Einleitung des Querschubs* ($x = 200$ mm) unterschieden.

(b) Exzentrische Einleitung des Querschubs

Repräsentativ für die 13 Versuche mit exzentrischer Einleitung des Querschubs wird in den Bildern 5-5 bis 5-7 am Beispiel des Körpers R4/1 das Kraft-Verformungs-Verhalten, die Dehnungsmessungen an der Stütz- und Bügelbewehrung und die Rißentwicklung auf der Stirnseite des Verbundträgers beschrieben. Alle die in diesem Abschnitt zusammengefaßten Versuche zeigen während der Versuchsdurchführung ein für Stahlbetonplatten typisches Verhalten.

Bereits mit den 25 Lastwechseln bildeten sich durch Erreichen der Biegezugfestigkeit des Betons im Bereich des Stegbleches erste Biegerisse. Dementsprechend lag mit Beendigung der Lastwechsel eine Biegeplatte im Zustand II vor. Im Anschluß an die Vorbelastung kündigten sich bei etwa 85 bis 95 % der Traglast erste Schrägrisse auf der Plattenstirnseite an. Mit der Bildung der Schrägrisse vergrößerten sich auch die Bügeldehnungen überproportional. Mit Erreichen und Überschreiten der Traglast nahmen die Schrägrisse besonders auf der „schwächeren“ Seite des eigentlich symmetrischen Betongurtes zu. Das Versagen erfolgte schließlich in der Stahlbetonplatte auf Querkraft.

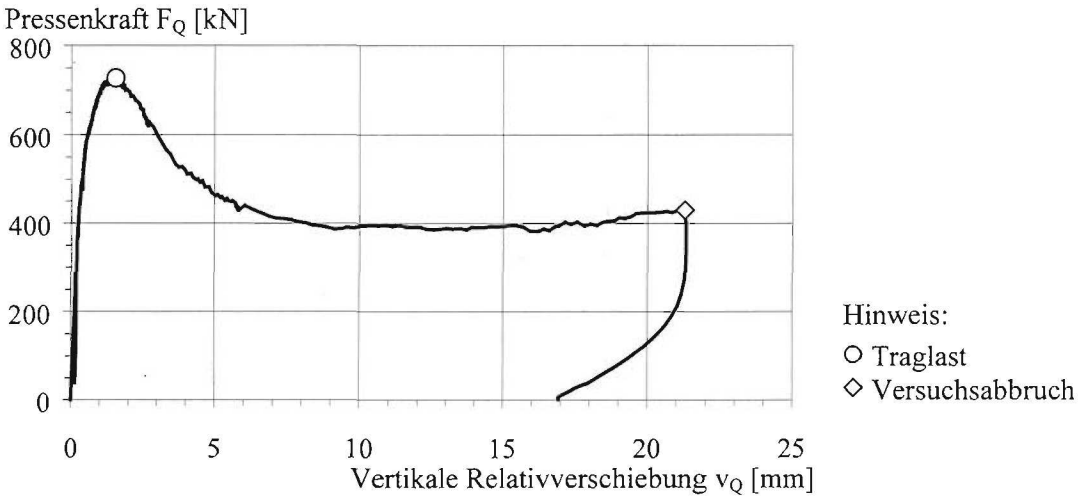


Bild 5-5. Kraft-Verformungs-Verhalten bei Schubversagen der Stahlbetonplatte, M-R4/1

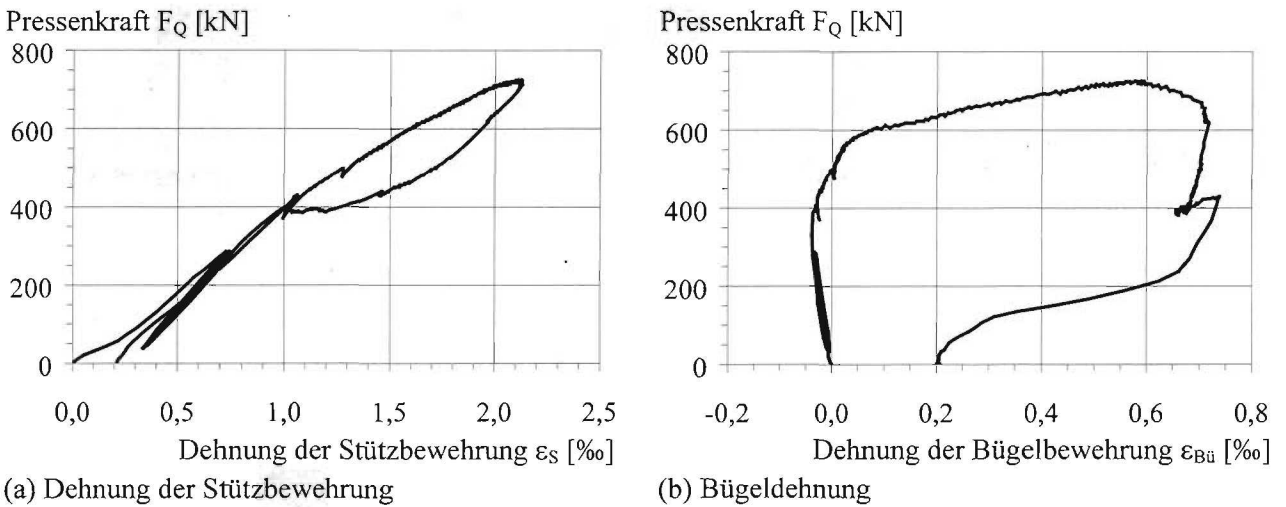
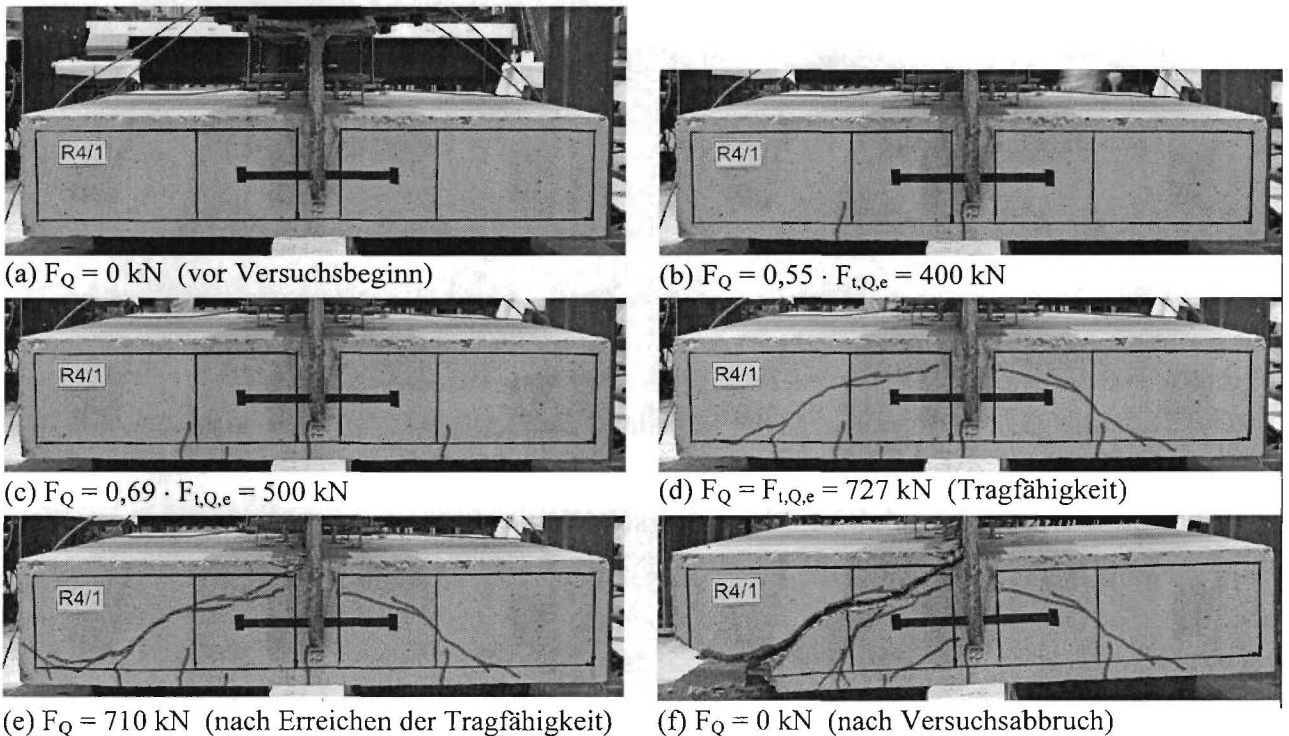


Bild 5-6. Dehnungsmessungen, Körper M-R4/1

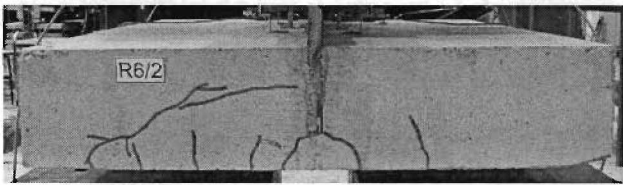


Hinweis: – Mit schwarzer Farbe ist die projizierte Lage der Kopfbolzen und Bewehrung markiert.

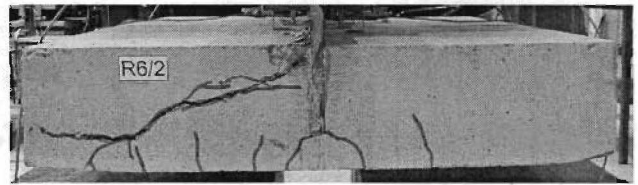
Bild 5-7. Rißentwicklung bei exzentrischer Einleitung des Querschubs, Körper M-R4/1 (einreihig)

Aufgrund der Aktivierung hoher Reibkräfte unterhalb der Gleitgrenze fanden bei allen Versuchen während des gesamten Belastungsverlaufes keine nennenswerten *vertikalen Relativverschiebungen* in der Verbundfuge statt. Die gemessenen Relativverschiebungen lassen sich ausschließlich auf den Rißversatz infolge Schubrißbildung in der Platte zurückführen.

Der Einfluß einer *Weichfasereinlage* oberhalb des Stegbleches auf das Tragverhalten der Verbundfuge kann auf Grundlage der Ergebnisse der Körper M-R1/1 und M-R6/2 beurteilt werden. Bei ansonsten identischen Konstruktionsparametern weist Körper M-R6/2 gegenüber M-R1/1 eine Weichfaser oberhalb des Stegbleches auf. Das in beiden Versuchen beobachtete Rißbild unterscheidet sich qualitativ nicht, vgl. die Bilder 5-7 und 5-8. Infolge Reibung werden Relativverschiebungen in der Verbundfuge und damit die Aktivierung der Teilflächenpressung durch Druckkontakt weitgehend verhindert. Folglich ist bei Körper M-R6/2 gegenüber M-R1/1 weder eine lokale Zerstörung des Betons oberhalb des Steges noch eine Tragfähigkeitssteigerung erkennbar.



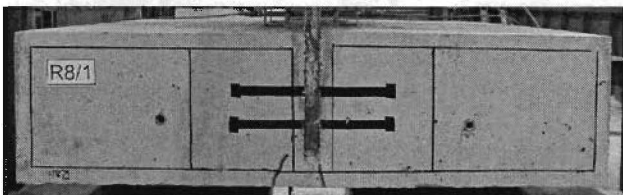
(a) $F_Q = 669 \text{ kN}$ (Tragfähigkeit)



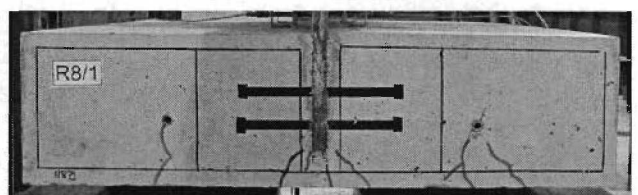
(b) $F_Q = 0 \text{ kN}$ (nach Versuchsabbruch)

Bild 5-8. Rißentwicklung bei Körper M-R6-2 ohne Weichfaser

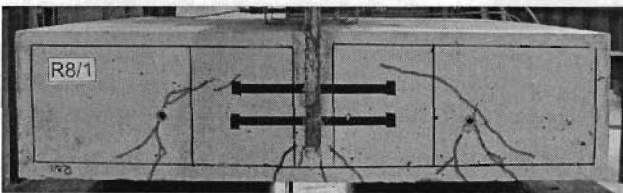
Gegenüber einreihigen Dübelanordnungen ist bei *zweireihigen Dübelanordnungen* weder in der Rißentwicklung, siehe Bild 5-9, noch im Trag- und Verformungsverhalten ein nennenswerter Unterschied erkennbar.



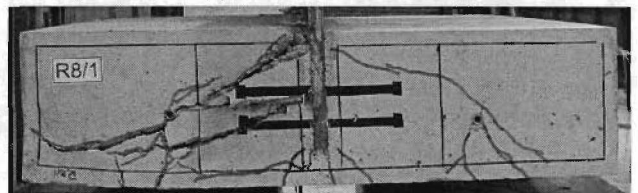
(a) $F_Q = 0,36 \cdot F_{t,Q,e} = 450 \text{ kN}$



(b) $F_Q = 0,65 \cdot F_{t,Q,e} = 800 \text{ kN}$



(c) $F_Q = F_{t,Q,e} = 1.233 \text{ kN}$ (Tragfähigkeit)



(d) $F_Q = 0 \text{ kN}$ (nach Versuchsabbruch)

Hinweis: – Mit schwarzer Farbe ist die projizierte Lage der Kopfbolzen und Bewehrung markiert.

Bild 5-9. Rißentwicklung bei exzentrischer Einleitung des Querschubs, Körper M-R8/1 (zweireihig)

(c) Nahezu zentrische Einleitung des Querschubs

Bei insgesamt drei Versuchen wurde die Stützweite auf 200 mm reduziert und somit eine nahezu zentrische Querschubeinleitung erreicht. Repräsentativ für diese drei Versuche wird anhand des Körpers M-R4/2 in den Bildern 5-10 und 5-11 das Kraft-Verformungs-Verhalten und die Rißentwicklung dargestellt.

Die Kraft-Verformungs-Kurve weist bei einem Lastniveau von etwa 90 % der Tragfähigkeit einen Knick auf, der auf die lokale Betonschädigung und die Entstehung von Fließgelenken im Fußbereich

der Dübel hinweist. Im Anschluß daran nimmt die Relativverschiebung bei nur geringer Kraftzunahme deutlich zu, bis die Dübel schließlich abscheren und die Gesamtkraft abfällt. Nach erfolgter Zusammendrückung der Weichfaser stellt sich schließlich ein konstantes Kraftniveau ein.

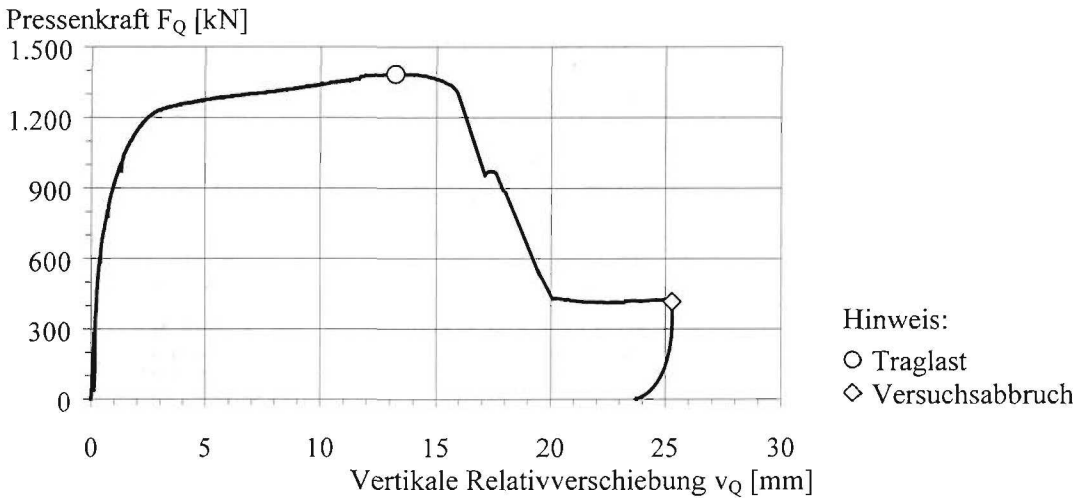
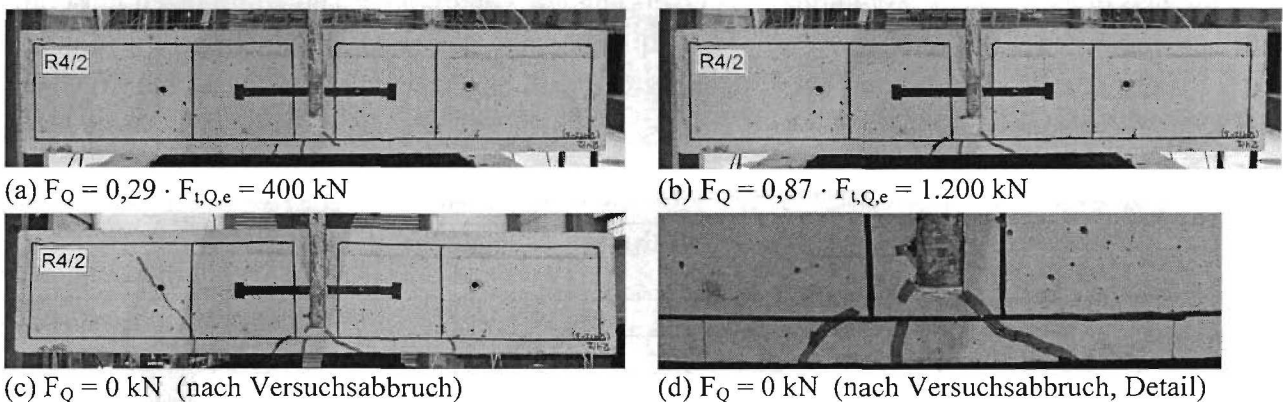


Bild 5-10. Typisches Kraft-Verformungs-Verhalten bei Abscheren der Dübel, Körper M-R4/2

Aufgrund der vergleichsweise geringen Exzentrizität werden entsprechend geringere Reibkräfte in der Verbundfuge aktiviert und somit Relativverschiebungen in der Verbundfuge entsprechend den Bildern 5-10 und 5-11 ermöglicht. Die Dübel und der umgebende Beton werden auf Abscheren und Lochleibung beansprucht. Den größeren Dübelbeanspruchungen steht gegenüber, daß infolge der direkteren Krafteinleitung die Entstehung eines Ausbruchkörpers auf der Unterseite des Versuchskörpers bzw. der Plattenoberseite verhindert wird. Im Endeffekt führt die Verhinderung eines Betonkantenbruchs bei einem deutlich höheren Lastniveau und deutlich sichtbaren Relativverschiebungen zu einem Versagen in der Verbundfuge. Ein direkter Vergleich der Tragfähigkeiten der Körper M-R4/1 und M-R4/2, die bis auf die Lagerung im Versuchsstand nahezu identisch sind, ergibt eine Steigerung der Tragfähigkeit um den Faktor 1,9.



Hinweis: – Mit schwarzer Farbe ist die projizierte Lage der Kopfbolzen und Bewehrung markiert.

Bild 5-11. Typische Rißentwicklung bei nahezu zentrischer Einleitung des Querschubs, M-R4/2

5.2.3.4 Auswertung der Versuche

(a) Allgemeines

Die Versuchsauswertung wird aufgrund des unterschiedlichen Trag- und Verformungsverhaltens in Abhängigkeit von der Ausmitte der Querschubbeanspruchung in zwei Teile unterteilt.

(b) Exzentrische Einleitung des Querschubs

Die Auswertung der 13 Einzelversuche mit exzentrischer Einleitung der Querschubbeanspruchung erfolgt in zwei Schritten. Im ersten Schritt soll gezeigt werden, daß die auftretenden Querschubkräfte in der Verbundfuge allein durch Reibung übertragen werden können. Im zweiten Schritt soll anhand einfacher mechanischer Modelle aus dem Massivbau gezeigt werden, daß das Versagen der Versuchskörper durch die Querkrafttragfähigkeit der Stahlbetonplatte bestimmt wird.

Die Versuchsbeobachtungen entsprechend Abschnitt 5.2.3.3 (b) legen aufgrund der vernachlässigbaren Relativverschiebungen in der Verbundfuge eine Kraftübertragung ausschließlich über Reibung unterhalb der Gleitgrenze ohne nennenswerte Aktivierung der Dübeltragwirkung nahe. Aufbauend auf dem in Bild 5-12 dargestellten Stabwerkmodell soll im folgenden gezeigt werden, daß die in den Versuchen zur Übertragung der Querschubkräfte in der Biegedruckzone der Platte erforderlichen Reibungszahlen μ_{erf} unterhalb der sonst üblichen Mittelwerte entsprechend Tabelle 2-1 liegen.

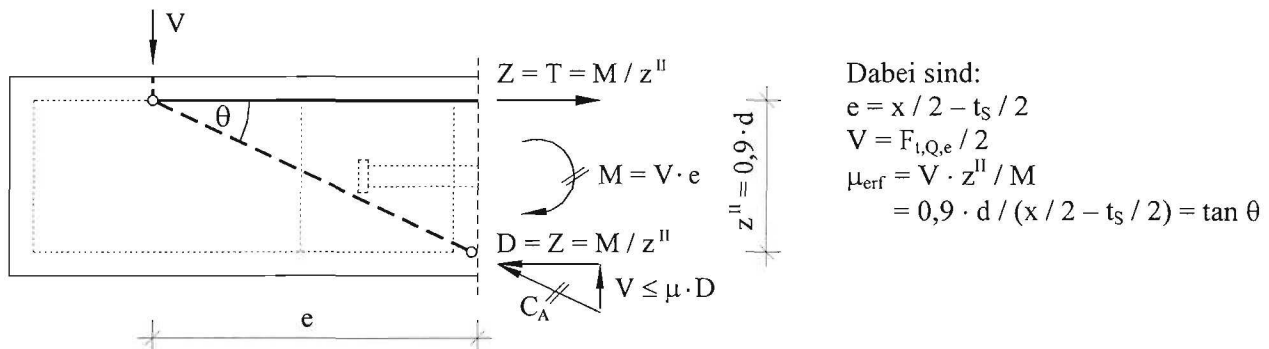


Bild 5-12. Streben-Zugband-Modell zur Ermittlung des erforderlichen Reibbeiwertes

Die hergeleitete Beziehung zur Ermittlung des erforderlichen Reibbeiwertes zeigt, daß für die zugrunde gelegte Versuchskonfiguration allein die Geometrie und nicht das Lastniveau maßgebend ist. Ist der vorhandene Reibbeiwert größer als der erforderliche Wert, so wird der Querschub allein über Haftreibung mit vernachlässigbaren Relativverschiebungen übertragen. Ist der vorhandene Reibbeiwert kleiner, dann liegt eine kombinierte Tragwirkung aus Gleitreibung und Kopfbolzen mit durchaus nennenswerten Verformungswerten vor. Auf Grundlage dieses Modells werden im folgenden die Versuche einzeln ausgewertet. Die Eingangsgrößen sind in Abschnitt 5.2.3.2 und die Ergebnisse in Tabelle 5-6 dokumentiert.

Tabelle 5-6. Rechnerisch für Haftreibung erforderliche Reibbeiwerte

Körper	Erf. Reibbeiwert $\mu_{\text{erf}} [-]$	Körper	Erf. Reibbeiwert $\mu_{\text{erf}} [-]$	Körper	Erf. Reibbeiwert $\mu_{\text{erf}} [-]$	Statistische Auswertung:	
M-B	0,485	M-R3/1	0,619	M-R7/1	0,485		$\mu_{\text{erf,mittel}} = 0,497$
M-R1/1	0,485	M-R4/1	0,485	M-R8/1	0,619		$\mu_{\text{erf,max}} = 0,619$
M-R1/3	0,374	M-R5/1	0,352	M-R8/2	0,619		$\mu_{\text{erf,min}} = 0,352$
M-R2/1	0,352	M-R5/3	0,485				
M-R2/3	0,619	M-R6/2	0,485				

Die statistische Auswertung zeigt, daß selbst der maximal erforderliche Reibbeiwert von 0,619 noch unterhalb des entsprechenden charakteristischen Wertes von 0,63 liegt, siehe Tabelle 2-1. Diese Untersuchung bestätigt, daß die in der Verbundfuge wirkenden Querschubbeanspruchungen trotz nur gering gewählter Ausmitten e infolge Biegedruck ausschließlich durch Haftreibung – ohne zusätzliche Tragwirkung der Kopfbolzen – übertragen werden können. Aufgrund der vernachlässigbaren Relativverschiebungen in der Verbundfuge wird ein Verhalten der Versuchskörper wie bei statisch bestimmt gelagerten Stahlbetonplatten mit mittiger Linienlast ermöglicht.

Zur qualitativen Beurteilung der maßgebenden Versagensmechanismen werden im folgenden die einzelnen Versuche auf Grundlage des vereinfachten Streben-Zugband-Modells in der Ebene entsprechend Bild 5-13 (a) bei Erreichen der Tragfähigkeit nachgerechnet.

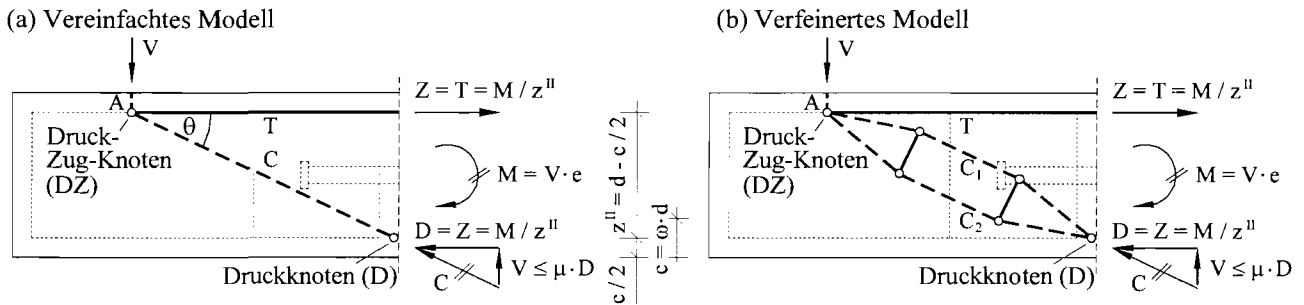


Bild 5-13. Vereinfachtes und verfeinertes Streben-Zugband-Modell zur Versuchsrechnung

Sowohl die Nachweise der Zug- und Druckstäbe als auch der Knoten erfolgen mit nur geringfügigen Modifikationen in Übereinstimmung mit Schlaich & Schäfer [2.25] und Marti et al. [2.16]. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5-7 dokumentiert.

Tabelle 5-7. Ergebnisse aus Versuchsrechnung auf Grundlage des Streben-Zugband-Modells

Körper	Geometrie			Kräfte		Druck-Zug-Knoten			Druckknoten	
	ω [-]	c [mm]	θ [°]	C [kN]	$Z = T = D$ [kN]	$\sigma_{DZ,T} / f_y$ [-]	$\sigma_{DZ,A} / (0,85 \cdot f_c)$ [-]	$\sigma_{DZ,C} / (0,85 \cdot f_c)$ [-]	$\sigma_{D,A} / f_c$ [-]	$\sigma_{D,C} / f_c$ [-]
M-B	0,183	33,2	26,1	814,6	731,5	0,45	0,17	0,23	0,45	0,56
M-R1/1	0,243	44,3	25,3	796,4	719,7	0,45	0,22	0,30	0,45	0,55
M-R1/3	0,128	23,3	21,3	1.009,9	941,1	0,58	0,12	0,21	0,58	0,67
M-R2/1	0,222	29,3	19,2	801,9	757,4	0,47	0,11	0,21	0,47	0,53
M-R2/3	0,128	29,7	32,8	998,2	839,4	0,52	0,23	0,25	0,52	0,73
M-R3/1	0,200	46,4	31,7	1.024,9	871,6	0,54	0,36	0,40	0,54	0,75
M-R4/1	0,189	34,4	26,0	828,5	744,5	0,46	0,18	0,24	0,46	0,57
M-R5/1	0,218	28,8	19,2	1.309,1	1.236,2	0,77	0,18	0,34	0,77	0,86
M-R5/3	0,133	24,3	26,7	966,5	863,4	0,62	0,18	0,23	0,62	0,78
M-R6/2	0,247	44,9	25,3	782,5	707,4	0,44	0,22	0,30	0,44	0,54
M-R7/1	0,137	24,9	26,7	822,5	735,0	0,53	0,16	0,20	0,53	0,66
M-R8/1	0,119	27,6	32,9	1.135,6	953,7	0,59	0,25	0,26	0,59	0,84
M-R8/2	0,117	27,1	32,9	1.420,3	1.192,3	0,74	0,30	0,32	0,74	1,05

Hinweise:
 – Bezeichnungen: D = Druckknoten, DZ = Druck-Zug-Knoten, A = Auflagerpressung, C = Druckkraft im Stab, T = Zugkraft im Stab
 – Beziehungen: $\omega = (A_S \cdot f_y) / (b \cdot d \cdot f_c)$; $c = \omega \cdot d$; $z^{II} = d - c / 2$
 – Die fett gedruckten Werte sind maßgebend.

Unter Berücksichtigung von vergleichbaren Untersuchungen im Stahlbetonbau weisen die bezogenen Spannungen an den Knoten für Versuchsrechnungen übliche Streubreiten auf. Auch das Spektrum der maßgebenden bezogenen Spannungen liegen mit Zahlenwerten zwischen 0,53 und 1,05 im üblichen Erfahrungsbereich, vgl. DASb-Heft 478 [1.11], Teil A, Abschn. 1.4.3. Die Ergebnisse in Tabelle 5-7 zeigen, daß die bezogenen Spannungen der Druckstreben am Druckknoten maximale Werte aufweisen und somit für die Tragfähigkeit entscheidend sind. In Wirklichkeit liegen jedoch keine konzentrierten Druckstreben sondern infolge Kraftausbreitung flaschenförmige Druckspannungsfelder mit Querspannungen vor, siehe verfeinertes Streben-Zugband-Modell in Bild 5-13 (b). In Übereinstimmung mit den beschriebenen Versuchen bestätigen die Untersuchungen

von Baumann [2.1], daß unter Ausbildung von flaschenförmigen Druckspannungsfeldern sich bei einer Ausnutzung der Druckspannungen am Knoten von nur 60 % der Einaxialfestigkeit bereits Spaltrisse bilden können und somit ein Versagen der Druckstrebe einleiten.

Die im Rahmen dieser Untersuchungen durchgeführten Versuchsnachrechnungen entsprechend Tabelle 5-7 auf Grundlage des zweidimensionalen Streben-Zugband-Modells führen in Hinblick auf die Abbildung des maßgebenden Versagensmechanismus und auf das Niveau der experimentellen Tragfähigkeiten zu durchaus guten Ergebnissen. Als Ansatz für weitere Untersuchungen zeigt Bild 5-14 exemplarisch ein weiterentwickeltes, statisch unbestimmtes Stabwerkmodell, siehe DASTb-Heft 430 [1.10], Abschn. 3.2. Dieses Modell stellt eine Kombination aus dem vereinfachten Streben-Zugband-Modell und dem Standard-Stabwerkmodell von B-Bereichen dar.

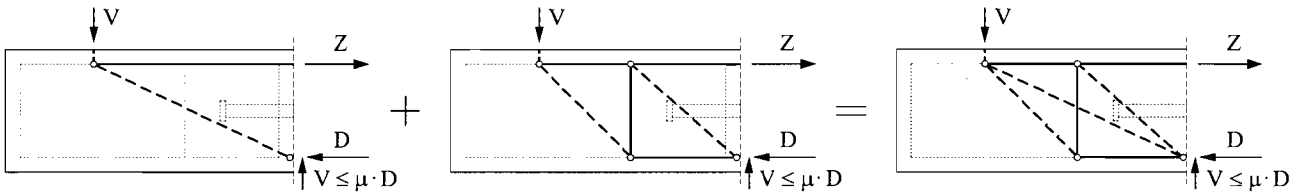


Bild 5-14. Verfeinerte Modellentwicklung zur Beschreibung des Tragverhaltens

Weiterführende Untersuchungen auf der Basis von komplexeren Stabwerkmodellen wie in Bild 5-14 gezeigt oder Spannungsfeldern sind durchaus denkbar, werden im Rahmen dieser Untersuchungen aber nicht weiter durchgeführt.

(c) Nahezu zentrische Einleitung des Querschubs

Insgesamt wurden drei Versuche mit nahezu zentrischer Einleitung der Querschubkräfte durchgeführt. Infolge der relativ direkten Kraftereinleitung wird einerseits die Entstehung eines Ausbruchkörpers auf der Plattenoberseite, d. h. auf der Unterseite des Versuchskörpers, unmittelbar verhindert und andererseits die Tragwirkung infolge Reibung deutlich reduziert. Letztendlich führt die nahezu zentrische Kraftereinleitung sowohl zu einer deutlichen Steigerung der Tragfähigkeit als auch zu einem Versagen unmittelbar in der Verbundfuge statt in der angrenzenden Stahlbetonplatte, vgl. Abschn. 5.2.3.3 (c). Da im Endeffekt die Entstehung eines Betonkantenbruchs verhindert wird und somit kein typisches Querschubversagen liegender Kopfbolzen vorliegt, werden die experimentellen Dübeltragfähigkeiten in Tabelle 5-8 unter Annahme einer alleinigen Kraftübertragung über die Verbundmittel den rechnerischen Dübeltragfähigkeiten stehender Kopfbolzen entsprechend Abschnitt 2.2.2 gegenübergestellt.

Tabelle 5-8. Vergleich der Versuche mit den rechnerischen Tragfähigkeiten stehender Kopfbolzen

Körper	Versuch			Rechnung			Vergleich	
	$F_{t,Q,e}$ [kN]	$n_{Dü}$ [-]	$P_{t,Q,e}$ [kN]	$P_{t,B}$ Gl. (2-2) [kN]	$P_{t,S}$ $\eta_{min} = 0,6$ [kN]	$P_{t,S}$ $\eta_{max} = 0,85$ [kN]	$P_{t,S} / P_{t,Q,e}$ $\eta_{min} = 0,6$ [-]	$P_{t,S} / P_{t,Q,e}$ $\eta_{max} = 0,85$ [-]
M-R4/2	1.384,5	8	173,1	145,9	90,7	128,5	0,524	0,742
M-R8/3	2.424,0	16	151,5	220,2	124,5	176,4	0,822	1,164
M-R8/4	2.481,6	16	155,1	210,4	124,5	176,4	0,803	1,137

Hinweise: – Die Eingangswerte sind in Abschnitt 5.2.1 und 5.2.2.4 dokumentiert.
– Die Bestimmungsgleichung für $P_{t,S}$ einschließlich Vorfaktor η ist in Tabelle 5-9 dargestellt.

Die Ergebnisse zeigen, daß für alle drei Fälle rein rechnerisch Stahl- gegenüber Betonversagen maßgebend wird. Aufgrund des relativ großen Einflusses des Vorfaktors η auf die Tragfähigkeit infolge Dübelabscheren sind die dazu in der Literatur vorhandenen Untersuchungen in Tabelle 5-9 zu-

sammengefaßt. Unter Berücksichtigung der minimalen und maximalen Werte für den Vorfaktor η wird in Tabelle 5-8 eine Grenzwertbetrachtung durchgeführt.

Tabelle 5-9. Vorfaktor für die Tragfähigkeit stehender Kopfbolzen bei Stahlversagen

Bestimmungsgleichung	Vorfaktor η [-]	Literatur
$P_{t,S} = \eta \cdot f_u \cdot \pi \cdot d_{Dü}^2 / 4$	0,6 = η_{\min}	Fuchs [2.3]
	0,675	Klingner & Mendonca [2.14]
Hinweis:	0,7	Roik & Hanswille [2.22]
siehe Gl. (2-3)	0,8	E DIN 18800-5 [1.3], Eurocode 4-1-1 und 4-2 [1.1], [1.2]
	0,81	Hanswille [2.11]
	0,85 = η_{\max}	Roik et al. [1.5], Ollgaard et al. [2.17]

Die Grenzwertbetrachtung zeigt für die Körper M-R8/3 und M-R8/4, daß die experimentell ermittelten Dübeltragfähigkeiten im Erfahrungsbereich bisheriger Untersuchungen liegen. Bei Körper M-R4/2 liegt der experimentell ermittelte Wert sogar noch deutlich darüber. Offensichtlich konnten in diesem Fall noch weitere Tragreserven beispielsweise infolge Reibung aktiviert werden.

Abschließend kann festgestellt werden, daß die Dübeltragfähigkeiten bei nahezu zentrischer Kraft-einleitung trotz Reduzierung der Reibwirkung deutlich zunehmen und die rechnerische Tragfähigkeiten stehender Kopfbolzen in Hinblick auf die Bemessung als Obergrenze angesehen werden können.

5.2.4 Zusammenfassung

Die experimentellen Untersuchungen zeigen, daß bereits bei vergleichsweise *geringen Ausmitten der Querschubkräfte* relativ zum Stahlsteg infolge Biegedruck aus Durchlaufwirkung der Platte die aktivierbaren Reibkräfte so groß werden, daß die Übertragung der vertikalen Kräfte allein über Reibung sichergestellt werden kann. Dementsprechend wird für die Tragfähigkeit im auflagernahen Bereich der Platte nicht ein Versagen der Verbundfuge sondern der Stahlbetonplatte maßgebend. Die Aktivierung der Reibkräfte in der Biegedruckzone bewirkt eine direkte Lagerung der Platte. Durch eine zusätzliche Auflagerung der Platte auf der Stegblechoberkante konnte in den Versuchen weder eine Steigerung der Tragfähigkeit noch ein Einfluß auf die Rißbildung festgestellt werden.

Bei *nahezu zentrischer Einleitung der Querschubkräfte* ist in den Versuchen trotz deutlicher Reduktion der Reibkräfte durch die verhinderte Entwicklung des Ausbruchkörpers eine sprunghafte Steigerung der Tragfähigkeit zu verzeichnen. Für diesen Fall wird in Hinblick auf die Bemessung die Tragfähigkeit je Dübel durch die Tragfähigkeit stehender Kopfbolzen charakterisiert.

5.3 FE-Untersuchungen

5.3.1 Einführung

Auf Grundlage der ausführlichen FE-Untersuchungen für eine Randlage der Verbundfuge in Abschnitt 4.3 werden in Abschnitt 5.3.2 nur die Besonderheiten der *Modellierung* für eine Mittellage beschrieben. Auch dieser Teil der FE-Untersuchungen basiert auf dem in Abschnitt 4.3.1 beschriebenen nichtlinearen FE-Programm MASA [2.31], [2.32]. In der Darstellung der FE-Ergebnisse in Abschnitt 5.3.3 wird zunächst das *Trag- und Verformungsverhalten* näher erläutert und anschließend der Einfluß einzelner Konstruktionsparameter diskutiert. Um das Tragverhalten der reinen Dübelverbindung genauer zu erfassen, werden im ersten Schritt nur *Traganteile über die Kopfbolzen* selbst und im zweiten Schritt *Traganteile über die Kopfbolzen und die Stegblechoberkante* berücksichtigt.

Ein wesentliches Ziel dieser numerischen Untersuchungen ist es, die für eine Randlage der Verbundfuge beobachteten Abhängigkeitsbeziehungen einzelner Konstruktionsparameter auch für eine Mittellage zu untersuchen. Die Übertragbarkeit der Beziehungen kann im wesentlichen bestätigt werden und es gelingt zu zeigen, daß das Tragfähigkeitsniveau in Mittellage im Vergleich zur Randlage insgesamt etwas höher liegt. Der Einfluß zusätzlicher Traganteile über Reibung wird im Rahmen der FE-Untersuchungen bewußt ausgeschlossen und in Abschnitt 5.4 in weiterführenden Parameteruntersuchungen ausführlich diskutiert.

5.3.2 Modellierung

5.3.2.1 Elemente

Die Modellierung der einzelnen Komponenten der Verbundfuge als **Volumen- und Balkenelemente** erfolgt in Anlehnung an Abschnitt 4.3.2.1. In Abweichung zur Randlage der Verbundfuge wird in Mittellage der Stahlsteg nicht mitmodelliert, siehe Bild 5-15, und die Stützbewehrung in Balkenelementen diskretisiert.

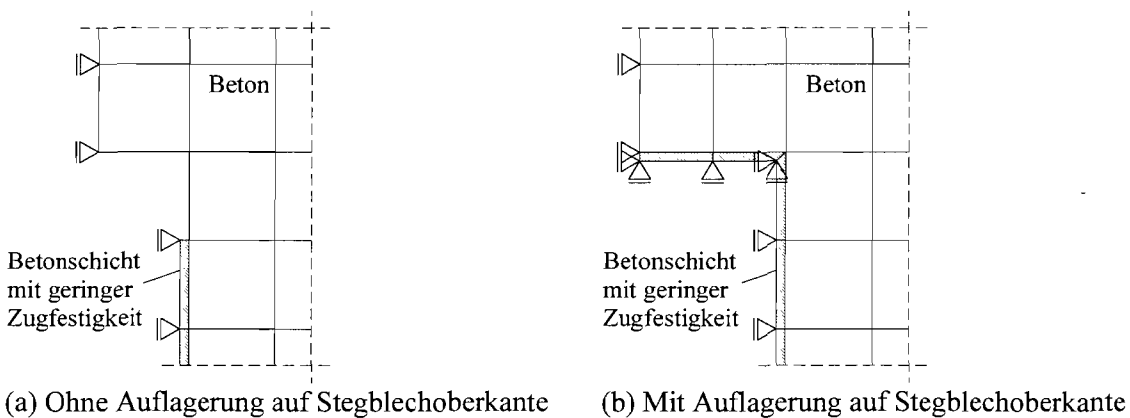


Bild 5-15. Modellierung der Kontaktflächen im Bereich der Stegblechoberkante

Die **Kontaktfläche zwischen Stahlbeton- und Baustahlgurt** wird analog zur **Kontaktfläche zwischen Kopfbolzen und Beton** mit einer ein Millimeter dicken Schicht von Volumenelementen modelliert. Der Schicht wird als Material ein *Beton mit geringer Zugfestigkeit* zugewiesen. Neben einer geringen Zugfestigkeit weist dieses Material sowohl einen kleinen Elastizitätsmodul als auch eine für den Beton übliche Druckfestigkeit auf und ermöglicht so die Übertragung von Druckkräften, aber auch ungehinderte Ablösungs- und Relativverschiebungen. In Bild 5-15 wird die Modellierung der Kontaktfläche einschließlich der statischen Randbedingungen im Bereich der Stegblechober-

kante dargestellt. Dabei wird entsprechend den planmäßigen Traganteilen zwischen den FE-Modellen mit bzw. ohne Lagerung auf der Stegblechoberkante unterschieden.

5.3.2.2 Materialgesetze

Für die Parameterstudie werden für alle verwendeten Materialien die in Abschnitt 4.3.2.2 (b) dokumentierten Kennwerte verwendet.

5.3.2.3 Diskretisierung

Auf Grundlage des in Abschnitt 4.3.2.3 beschriebenen und in Abschnitt 4.3.3.1 verifizierten FE-Modells in Randlage der Verbundfuge wird für eine Mittellage ein räumliches FE-Modell entwickelt, siehe Bild 5-16. Dabei werden für das FE-Modell in Mittellage gegenüber der Randlage im wesentlichen die Lagerungsbedingungen modifiziert, um die Durchlaufwirkung der Platte im Stützbe-
reich abzubilden. Entsprechend den planmäßigen Traganteilen wird dabei grundsätzlich zwischen zwei verschiedenen Lagerungen im Bereich der Stegblechoberkante unterschieden, siehe Bild 5-15.

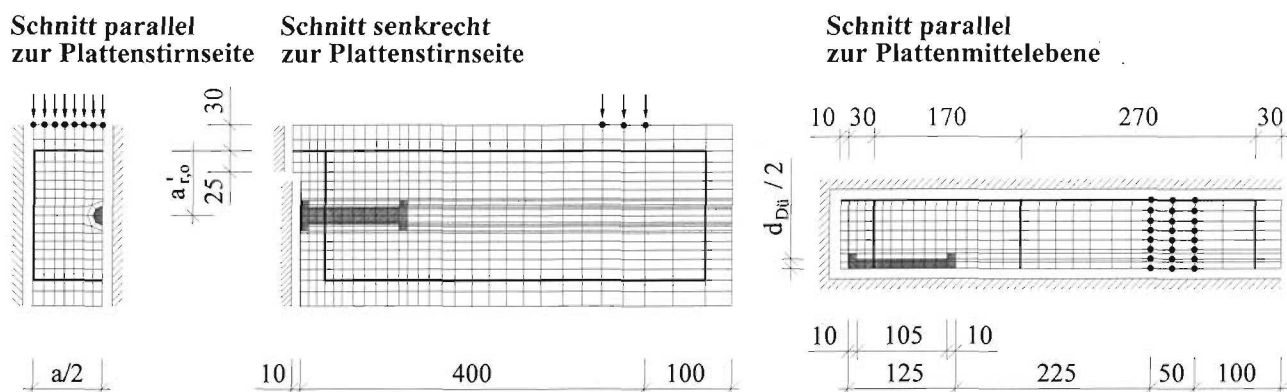


Bild 5-16. FE-Modell für reinen Querschub in Mittellage ohne Lagerung auf Stegblechoberkante

5.3.3 FE-Ergebnisse

5.3.3.1 Trag- und Verformungsverhalten

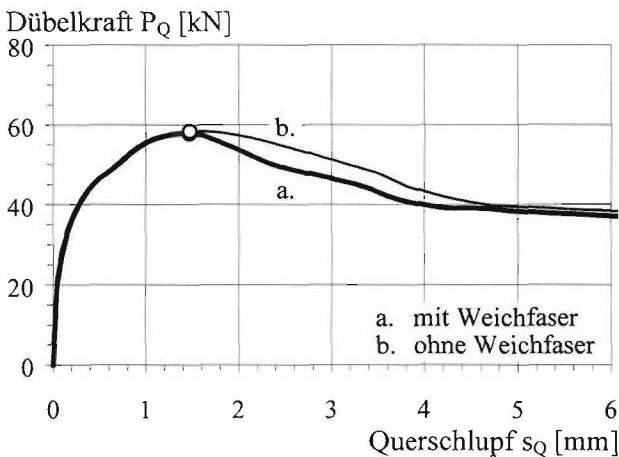
(a) Allgemeines

Das Trag- und Verformungsverhalten liegender Kopfbolzen unter Querschub in Mittellage wird im folgenden anhand der in Abschnitt 5.3.3.2 (a) und 5.3.3.3 (a) beschriebenen Standardkörper der beiden numerischen Untersuchungen exemplarisch beschrieben und im Rahmen der FE-Parameterstudien weiter ergänzt. Neben der Schlupfentwicklung wird im weiteren die Reiß- und Spannungsentwicklung bei verschiedenen Last- und Verformungsstufen in drei unterschiedlichen Schnittebenen entsprechend dem in Bild 4-30 beschriebenen Schema bildhaft dargestellt.

(b) Schlupfentwicklung

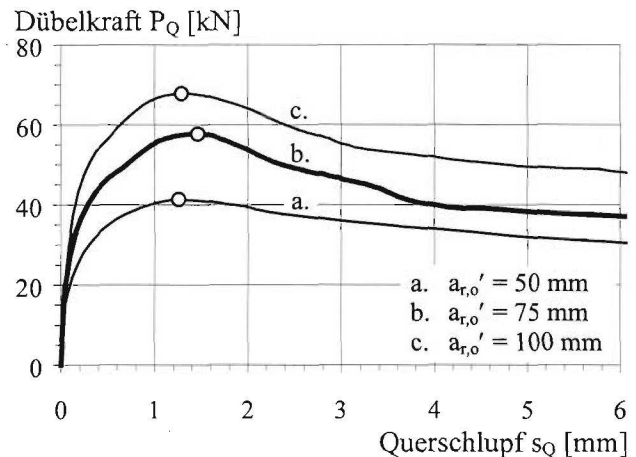
Die in den Bildern 5-17 und 5-18 dargestellten Dübelkennlinien zeigen in Abhängigkeit von den planmäßigen Traganteilen und vom wirksamen oberen Randabstand plausible Ergebnisse. Die zusätzliche Aktivierung der Teilflächenpressung auf der Stegblechoberkante führen wie in den Versuchen auch in den FE-Untersuchungen zu keinen nennenswerten Steigerungen der Tragfähigkeit je Dübel. In Übereinstimmung mit den Untersuchungen in Randlage besitzt dagegen der wirksame obere Randabstand einen bedeutenden Einfluß auf die Dübeltragfähigkeit. Alle FE-Rechnungen zei-

gen, daß eine geeignete Bewehrungsführung nahe der Verbundfuge nicht nur zu einer Steigerung der Tragfähigkeit sondern auch zu einer Verbesserung der Duktilität und der Resttragfähigkeit führt.



Hinweis: Die fett gedruckte Linie entspricht dem Standardkörper der FE-Parameterstudie nach Tabelle 5-10, die andere Linie dem Standardkörper der Tabelle 5-11.

Bild 5-17. Kraft-Schlupf-Verhalten des FE-Modells mit und ohne Traganteil über Stegblechoberkante



Hinweis: Die fett gedruckte Linie entspricht dem Standardkörper (m.WF) der FE-Parameterstudie nach Tabelle 5-10

Bild 5-18. Kraft-Schlupf-Verhalten des FE-Modells in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand

(c) Reiß- und Spannungsentwicklung

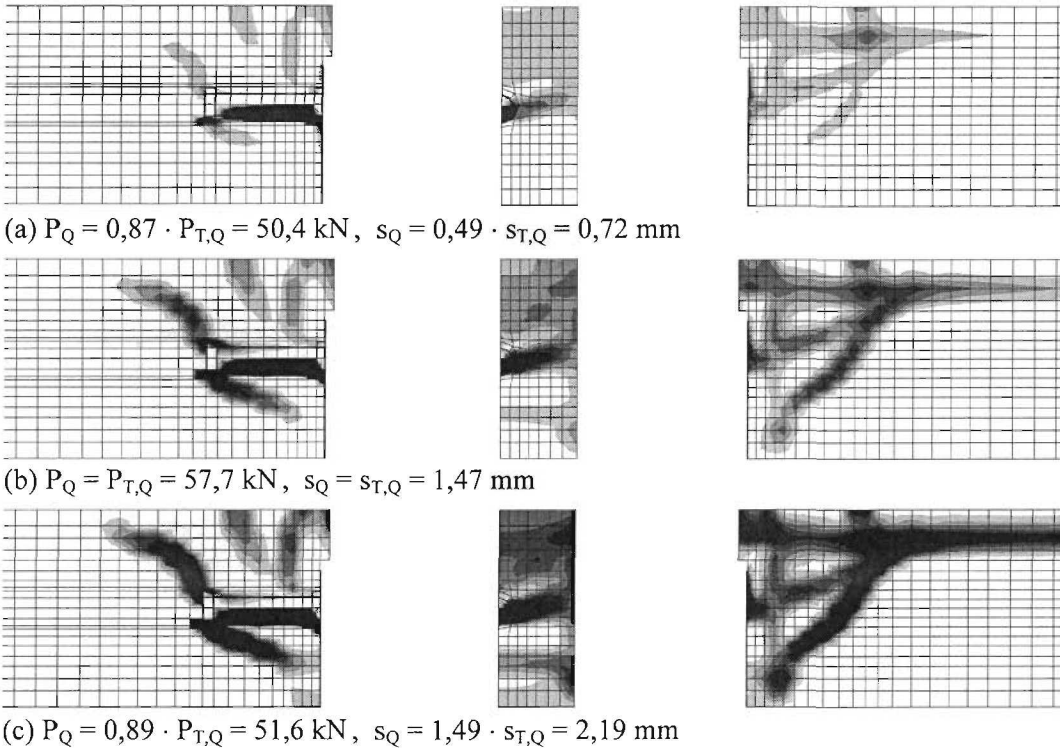
In den Abbildungen der Bilder 5-19 bis 5-22 wird die Reiß- und Spannungsentwicklung von liegenden Kopfbolzen in Mittellage der Verbundfuge in Abhängigkeit von der Lagerungsart im Bereich der Stegblechoberkante dargestellt. Das Trag- und Verformungsverhalten in Mittellage der Verbundfuge stimmt mit den Beobachtungen in Randlage im wesentlichen überein. Wegen der Gemeinsamkeiten wird im weiteren schwerpunktmäßig nur auf die Besonderheiten der Mittellage eingegangen.

Mit ansteigender Querschubbeanspruchung nehmen proportional dazu das Stützmoment und damit der Biegezug oberhalb des Stegbleches zu. Mit Erreichen der Biegezugfestigkeit des Betons entstehen Risse an der Plattenoberseite parallel zum Stahlsteg. Bei Verzicht auf die Weichfasereinlage oberhalb des Stegbleches, d. h. bei der Auflagerung auf der Stegblechoberkante, entwickeln sich ansatzweise schräg verlaufende Risse ähnlich wie bei Durchstanzyersagen von Stahlbetonplatten.

Unabhängig von der Anordnung der Weichfasereinlage zeigen die Spannungsbilder in der Biegedruckzone der Platte einen ausgeprägten Druckspannungsbereich und eine Konzentration der Betondruckspannungen auf der lastzugewandten Seite des Dübels nahe der Schweißwulst. Darüber hinaus zeigen die Spannungsbilder mit Auflagerung der Platte auf der Stegblechoberkante einen ausgeprägten Bereich mit erhöhten Druckspannungen im Beton oberhalb des Steges.

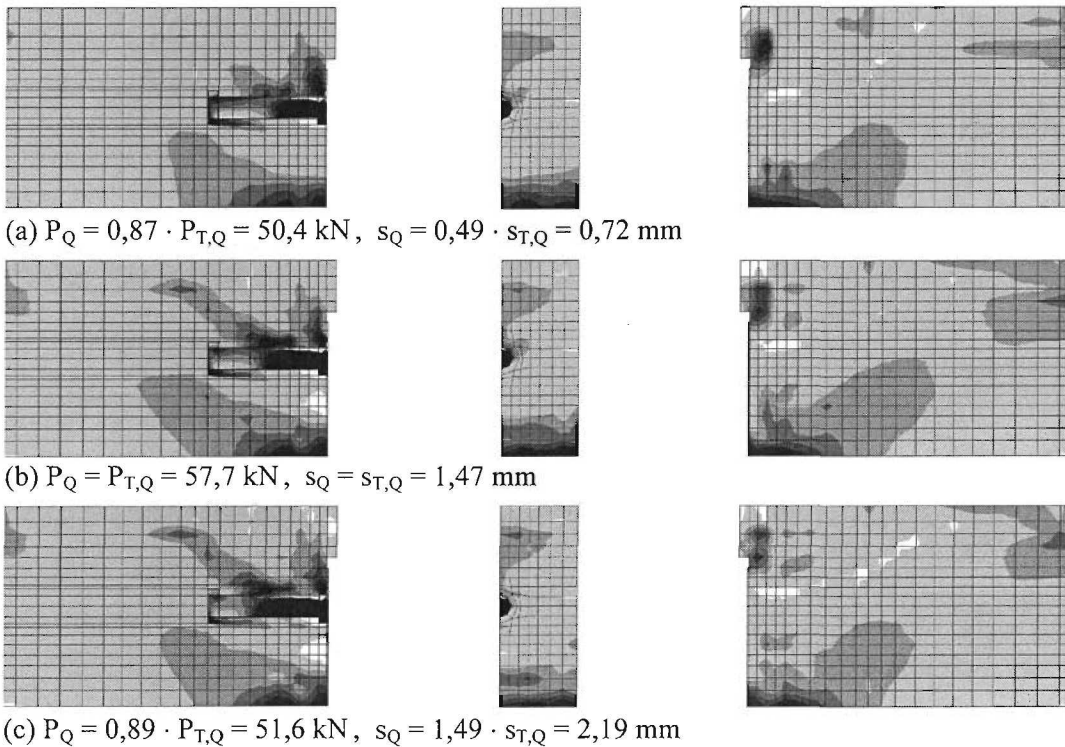
Zur Plausibilitätskontrolle wird in Bild 5-23 das Reiß- und Spannungsbild bei Erreichen der Tragfähigkeit für den Fall dargestellt, bei dem die Querschubkräfte nicht über Kopfbolzen sondern ausschließlich über die Stegblechoberkante übertragen werden können. Das Reißbild zeigt auf niedrigem Tragfähigkeitsniveau ein linienförmiges Durchstanzyersagen oberhalb des Stegbleches. Die Risse beginnen an der Seitenkante des Stegbleches und entwickeln sich geneigt bis zur Plattenoberseite fort. Infolge Dübelwirkung der Stützbewehrung verbleibt eine nennenswerte Resttragfähigkeit. Das Spannungsbild bei Erreichen der Traglast zeigt Spannungskonzentrationen nicht nur im Bereich der Biegedruckzone der durchlaufenden Platte sondern auch im Beton oberhalb des Stegbleches.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die in FE-Rechnungen beobachtete Riß- und Spannungsentwicklung grundsätzlich gut mit den Ergebnissen für die liegenden Dübel in Randlage übereinstimmt und die Unterschiede mit einfachen mechanischen Überlegungen plausibel erklärbar sind.



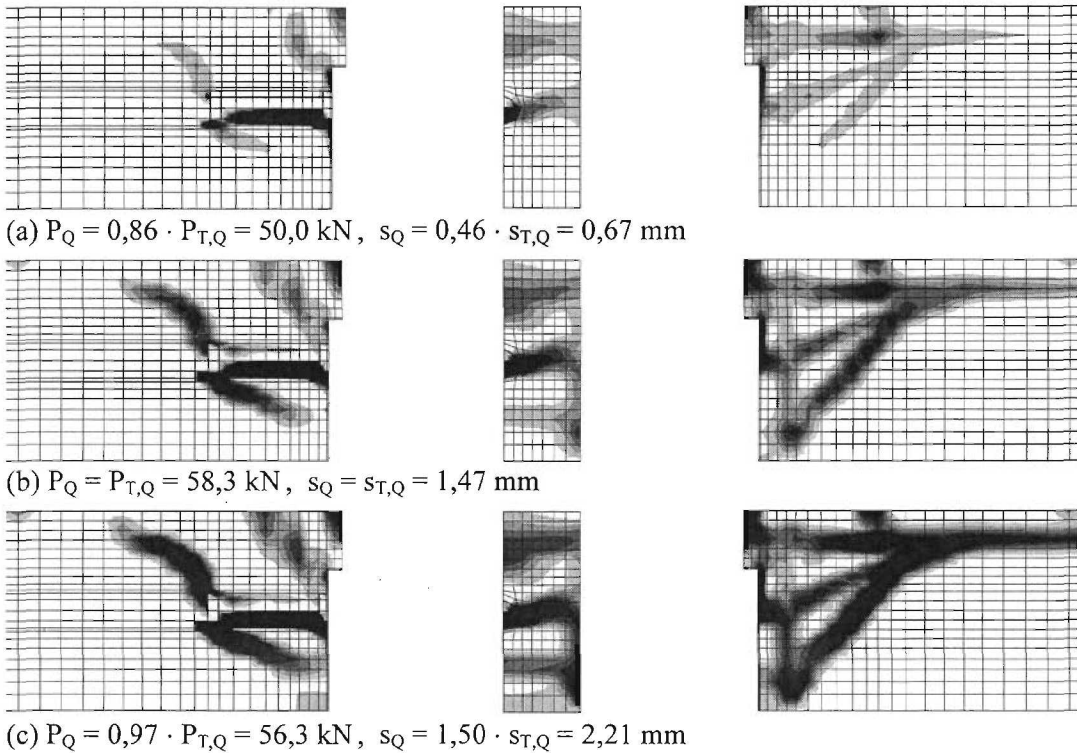
Hinweis: Hauptdehnungen ϵ_{11} mit weißen Flächen für $\epsilon_{11} < 0,6 \%$ und mit schwarzen Flächen für $\epsilon_{11} \geq 3 \%$

Bild 5-19. Rißentwicklung des FE-Modells mit liegenden Kopfbolzen und ohne Auflagerung auf der Stegblechoberkante (m.WF) entsprechend den Hauptdehnungen ϵ_{11}



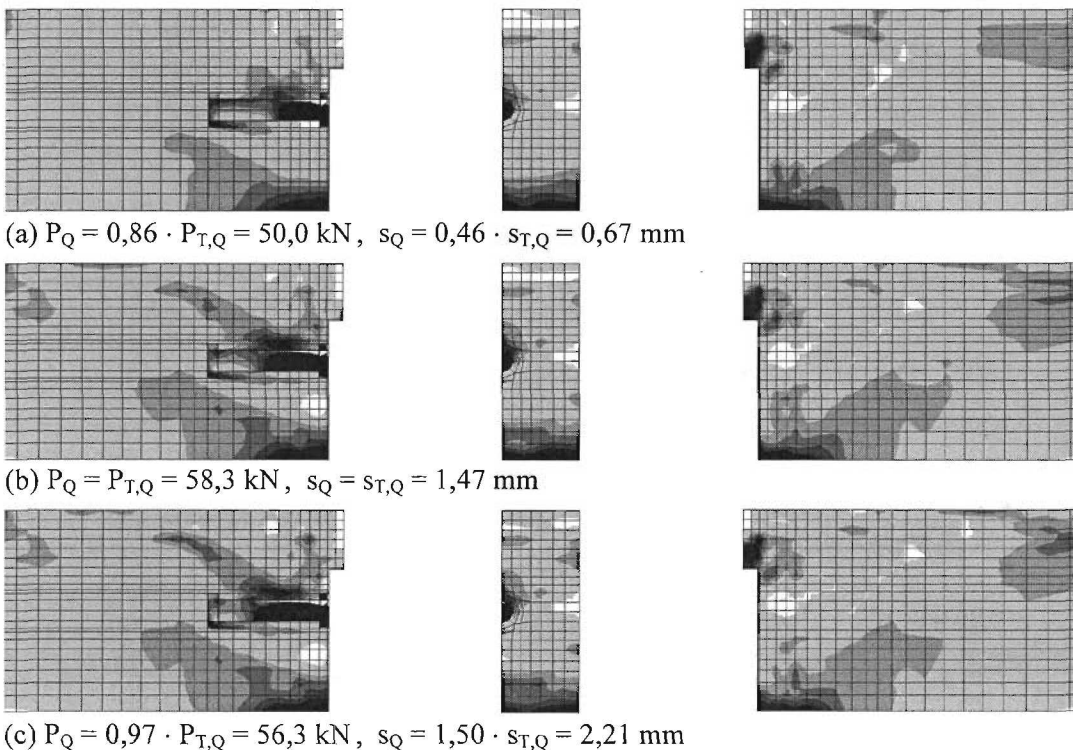
Hinweis: Hauptspannungen σ_{33} mit schwarzen Flächen für $\sigma_{33} < -20 \text{ N/mm}^2$ und mit weiße Flächen für $\sigma_{33} \geq 0 \text{ N/mm}^2$

Bild 5-20. Spannungsentwicklung des FE-Modells mit liegenden Kopfbolzen und ohne Auflagerung auf der Stegblechoberkante (m.WF) entsprechend den Hauptspannungen σ_{33}



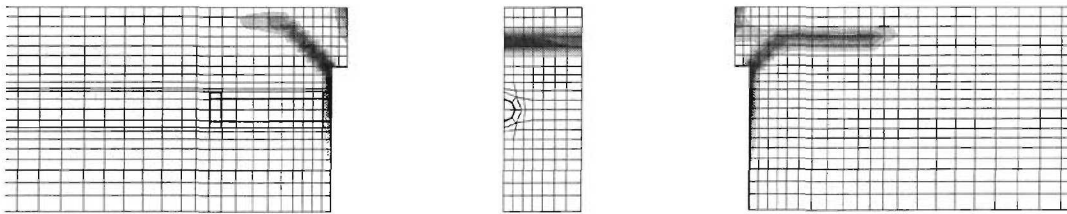
Hinweis: Hauptdehnungen ϵ_{11} mit weißen Flächen für $\epsilon_{11} < 0,6 \%$ und mit schwarzen Flächen für $\epsilon_{11} \geq 3 \%$

Bild 5-21. Rißentwicklung des FE-Modells mit liegenden Kopfbolzen und mit Auflagerung auf der Stegblechoberkante (o.WF) entsprechend den Hauptdehnungen ϵ_{11}



Hinweis: Hauptspannungen σ_{33} mit schwarzen Flächen für $\sigma_{33} < -20 \text{ N/mm}^2$ und mit weiße Flächen für $\sigma_{33} \geq 0 \text{ N/mm}^2$

Bild 5-22. Spannungsentwicklung des FE-Modells mit liegenden Kopfbolzen und mit Auflagerung auf der Stegblechoberkante (o.WF) entsprechend den Hauptspannungen σ_{33}



Hinweis: – $a_{r,o}' = 75 \text{ mm}$, $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 125 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $\rho_s = 1 \%$ (g)
 – Skalierung wie in den Bildern 5-19 und 5-21

Bild 5-23. Rißbild des FE-Modells ohne Kopfbolzen und mit alleiniger Kraftübertragung über die Stegblechoberkante bei Erreichen der Tragfähigkeit

5.3.3.2 Alleinige Tragfähigkeit der Kopfbolzen

(a) Allgemeines

In diesem Abschnitt wird ausführlich der Einfluß einzelner Konstruktionsparameter auf die Tragfähigkeit der reinen Dübelverbindung diskutiert. Aus diesem Grund werden weitere Traganteile über die Stegblechoberkante durch die fiktive Anordnung einer Weichfaser, d. h. *ohne Auflagerung auf der Stegblechoberkante*, entsprechend Bild 5-15 (a) ausgeschlossen. Die statistische Auswertung der FE-Ergebnisse erfolgt dabei für jeden isoliert betrachteten Parameter nach zwei unterschiedlichen Gesichtspunkten. In einem ersten Schritt soll die in den Untersuchungen für eine Randlage der Verbundfuge beobachteten *Abhängigkeitsbeziehungen* einzelner Konstruktionsparameter auch für eine Mittellage geprüft werden. Darüber hinaus soll in einem zweiten Schritt untersucht werden, ob das *Tragfähigkeitsniveau* in Mittellage im Vergleich zur Randlage insgesamt etwas höher liegt.

In Tabelle 5-10 sind die in dieser *Parameterstudie* berücksichtigten Konstruktionsparameter und deren Wertebereich aufgelistet. Der Parameterbereich orientiert sich an den experimentellen Teil der Untersuchungen. Darüber hinaus wird auch noch der Grad und die Steifigkeit der Stützbewehrung variiert. Die unterschiedliche Modellierung der Verbindung der als Balkenelemente diskretisierten Stützbewehrung wirkt sich wesentlich auf die Dübelwirkung der Bewehrung und damit auf die Tragfähigkeit der Verbindung aus. Dabei entspricht eine gelenkige Verbindung der Balkenelemente eher einer sehr dünnen, d. h. im Grenzfall einer biegeschlaffen Mattenbewehrung und führt daher zu einem unteren Grenzwert der Tragfähigkeit. Im Gegensatz dazu führt eine biegesteife Verbindung der Balkenelemente zu einem oberen Grenzwert der Tragfähigkeit.

Tabelle 5-10. Konstruktionsparameter und deren Wertebereich für die FE-Parameterstudie

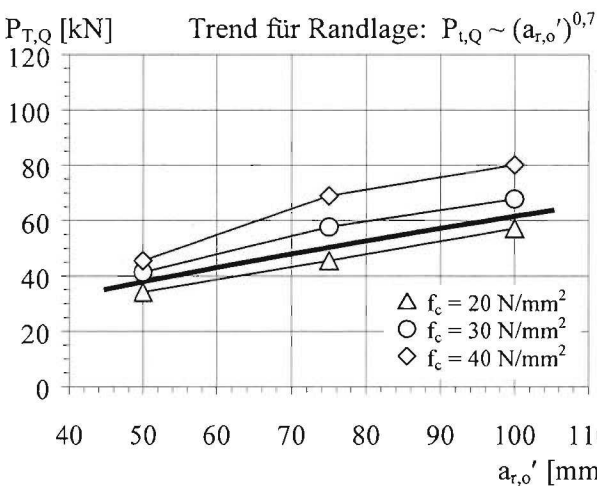
Konstruktionsparameter	Wertebereich
Wirksamer oberer Randabstand	$a_{r,o}' = 50, 75$ und 100 mm
Betonfestigkeit	$f_c = 20, 30$ und 40 N/mm^2
Bügelanzahl je Dübel	$a/s = 0, 1$ und 2
Durchmesser der Längsbewehrung	$d_{s,L} = 10, 12$ und 16 mm
Dübeldurchmesser	$d_{Dü} = 19, 22$ und 25 mm
Stützbewehrung	Grad der Stützbewehrung
	Modellierung
	$\rho_s = 0,25, 0,5, 0,75, 1$ und $1,5 \%$ gelenkig (g) und biegesteif (b)
Hinweis: Die fett dargestellten Parameterwerte entsprechen dem Standardkörper dieser FE-Parameterstudie.	

Zur besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse ist bei allen Berechnungen analog zu den FE-Untersuchungen für die Randlage der Verbundfuge in Abschnitt 4.3.3.3 die *Verformungsschrittweite* je Rechnung so groß gewählt, daß mit 20 ± 1 Verformungsstufen die Traglast erreicht wird. Die Eingangsgrößen und Ergebnisse dieser Parameterstudie sind in Anhang D dokumentiert.

Im folgenden sind in den Bildern zur *Gewichtung des Einflusses einzelner Parameter* den FE-Ergebnissen für die Verbundfuge in der Mittellage die Abhängigkeitsbeziehungen für eine Randlage entsprechend Gl. (4-8) als „Trendlinie für Randlage“ (dicke Kurve) gegenübergestellt. Dabei werden alle FE-Ergebnisse berücksichtigt, auch die, bei denen ein reines Biegeversagen der Platte bzw. ein Übergang vom Versagen der Verbundfuge zum Biegeversagen erkennbar ist. Darüber hinaus werden in den Diagrammen zur Ermittlung des *Tragfähigkeitsniveaus im Vergleich zur Randlage der Verbundfuge* die FE-Ergebnisse auf die Querschubtragfähigkeit in Randlage nach Gl. (4-8) bezogen und in Abhängigkeit des untersuchten Parameters dargestellt. Dabei werden die FE-Ergebnisse bei denen ein eindeutiges Biegeversagen vorliegt nicht weiter berücksichtigt.

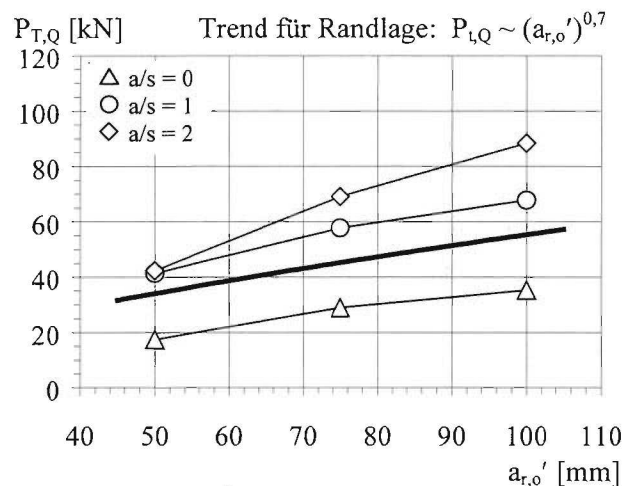
(b) Wirksamer oberer Randabstand

In den Bildern 5-24 bis 5-28 ist die Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand der Dübel dargestellt.



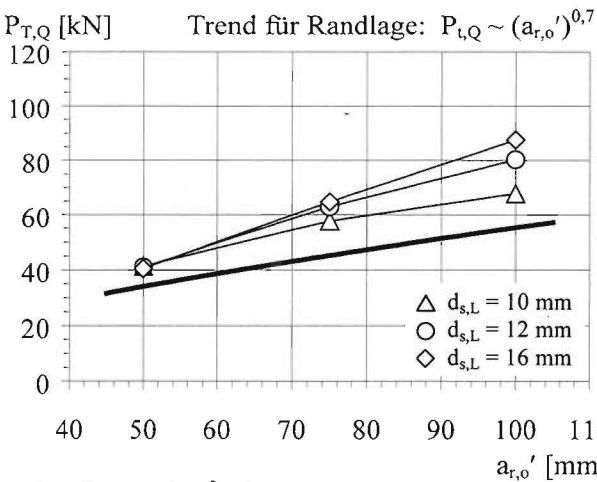
Bed.: $a/s = 1, d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 125$ mm, $a = 160$ mm, $\rho_s = 1\%$ (g), mit WF.

Bild 5-24. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$ und von der Betonfestigkeit f_c



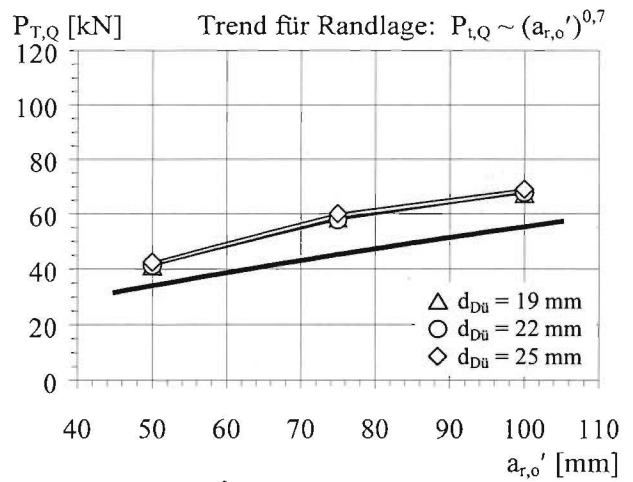
Bed.: $f_c = 30$ N/mm², $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 125$ mm, $a = 160$ mm, $\rho_s = 1\%$ (g), mit WF.

Bild 5-25. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$ und von der Bügelanzahl je Dübel a/s



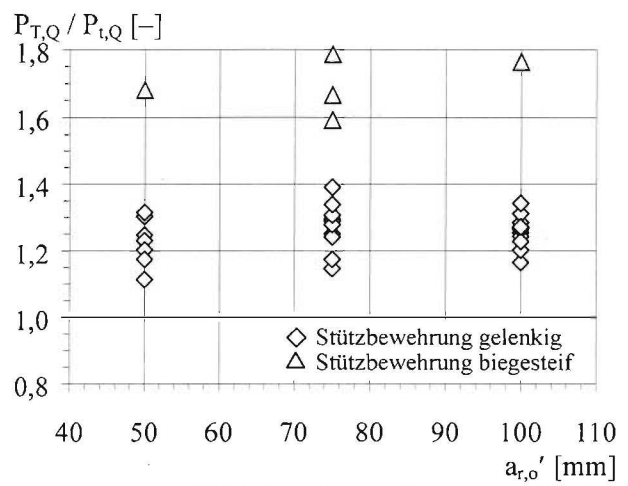
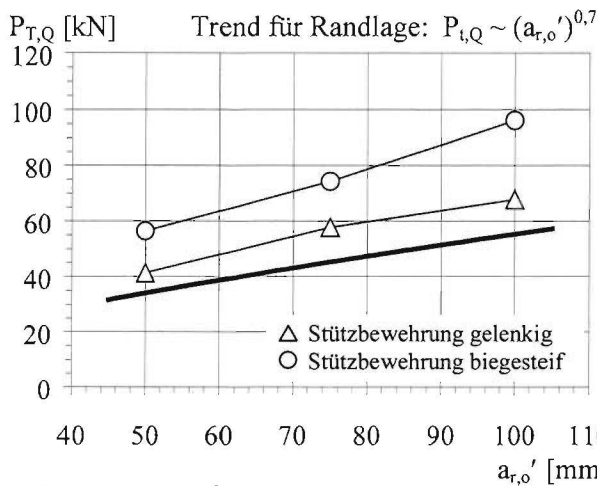
Bed.: $f_c = 30$ N/mm², $a/s = 1, d_{s,Bü} = 10$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 125$ mm, $a = 160$ mm, $\rho_s = 1\%$ (g), mit WF.

Bild 5-26. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$ und vom Durchmesser der Längsbe- wehrung $d_{s,L}$



Bed.: $f_c = 30$ N/mm², $a/s = 1, d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10$ mm, $h_{Dü} = 125$ mm, $a = 160$ mm, $\rho_s = 1\%$ (g), mit WF.

Bild 5-27. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$ und vom Dübel- durchmesser $d_{Dü}$



Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 125 \text{ mm}$, $\rho_s = 1 \%$, mit WF.

Hinweis: FE-Tragfähigkeiten, die aus Biegeversagen der Platte resultieren, sind hier nicht berücksichtigt.

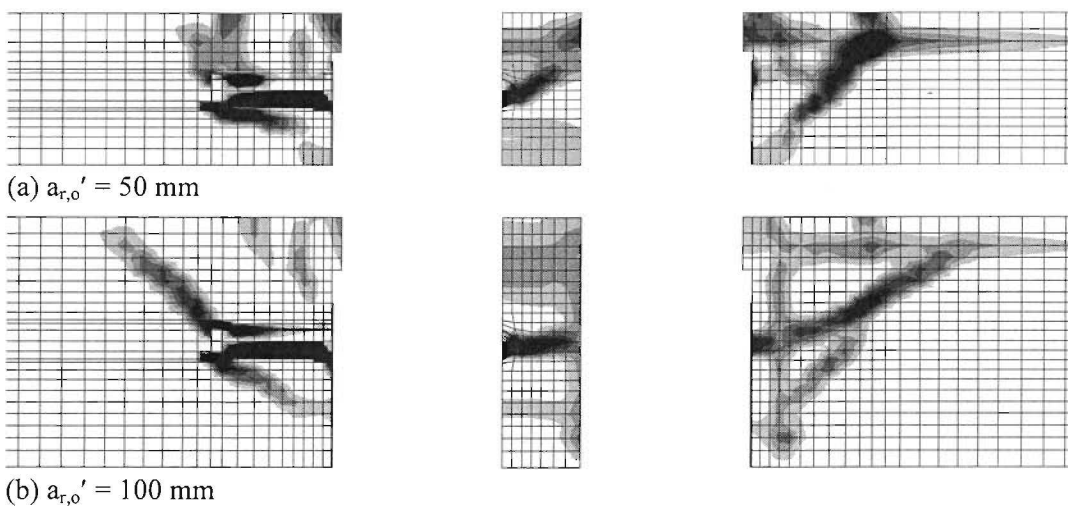
Bild 5-28. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o'}$ und von der Modellierung der Stützbewehrung

Bild 5-29. Quotient aus Tragfähigkeit $P_{T,Q}$ nach FE-Berechnung und rechnerischer Tragfähigkeit $P_{t,Q}$ nach Gl. (4-8) in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o'}$

Die Dübeltragfähigkeit steigt mit zunehmendem wirksamen oberen Randabstand deutlich an. Die FE-Rechnungen für die Mittellage der Verbundfuge zeigen dabei eine gute Übereinstimmung mit den Untersuchungen für die Randlage.

Ein direkter Vergleich der Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung bei Mittellage der Verbundfuge mit den Tragfähigkeiten bei Randlage nach Gl. (4-8) zeigt, daß das Traglastniveau bei einer gelenkigen Verbindung der Balkenelemente im Mittel um 25,6 % bzw. bei einer biegesteifen Verbindung im Mittel um 69,8 % höher liegt. Darüber hinaus bestätigt Bild 5-29, daß das Verhältnis der Tragfähigkeiten von Mittel- zur Randlage für die jeweilige Modellierung der Balkenelemente in etwa konstant ist.

In Bild 5-30 ist in Ergänzung zu Bild 5-19 (b) das Reißbild bei Erreichen der Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand dargestellt. Das Reißbild für einen wirksamen oberen Randabstand von 50 mm deutet auf ein kombiniertes Versagen von Verbundfuge und Platte hin.

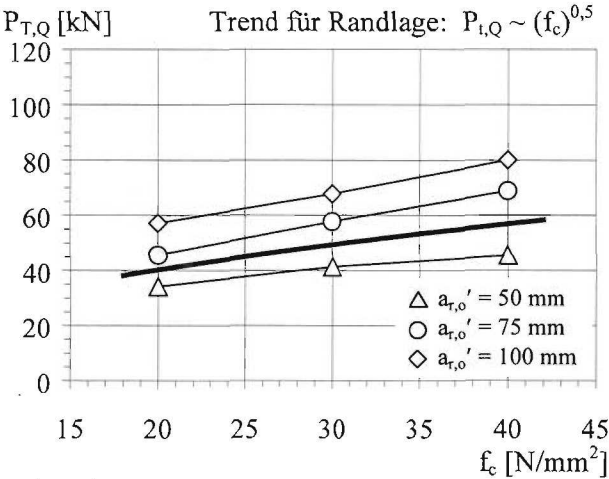


Hinweis: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 125 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $\rho_s = 1 \%$ (g), mit WF.
– Skalierung wie in den Bildern 5-19 und 5-21

Bild 5-30. Reißbild des FE-Modells bei Erreichen der Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand

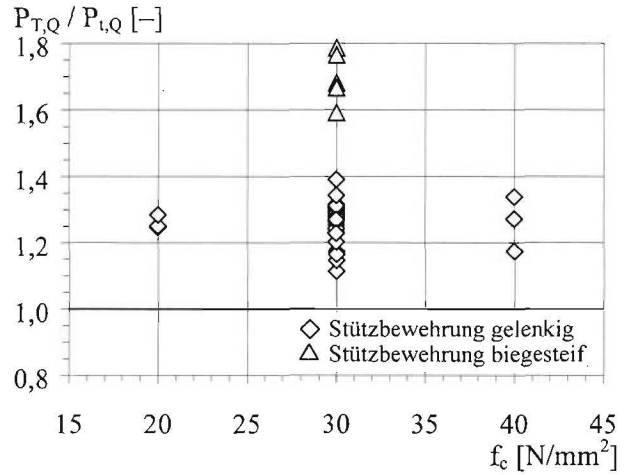
(c) Betonfestigkeit

In Bild 5-31 ist die Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit des Betons für unterschiedliche wirksame obere Randabstände dargestellt. Die Tragfähigkeit der Verbundfuge steigt mit zunehmender Betonfestigkeit deutlich an. Eine statistische Auswertung der gezeigten FE-Ergebnisse ergibt einen Exponenten von im Mittel 0,50. Dementsprechend zeigt auch der Quotient der Tragfähigkeiten in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit entsprechend Bild 5-32 einen in etwa konstanten Verlauf.



Bed.: $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 125$ mm, $a = 160$ mm, $\rho_s = 1\%$ (g), mit WF.

Bild 5-31. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit f_c und vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o'}$

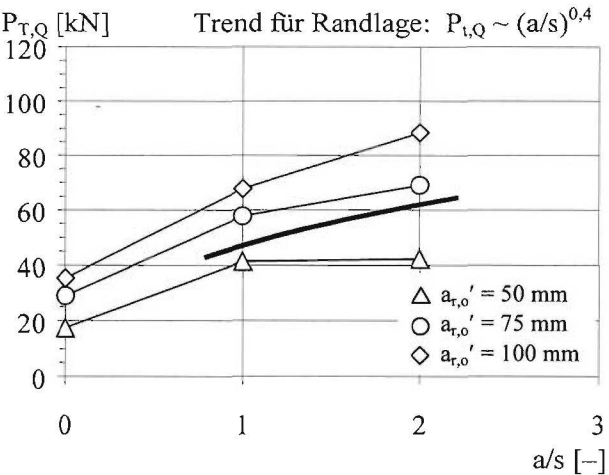


Hinweis: FE-Tragfähigkeiten, die aus Biegeversagen der Platte resultieren, sind hier nicht berücksichtigt.

Bild 5-32. Quotient aus Tragfähigkeit $P_{T,Q}$ nach FE-Berechnung und rechnerischer Tragfähigkeit $P_{i,Q}$ nach Gl. (4-8) in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit f_c

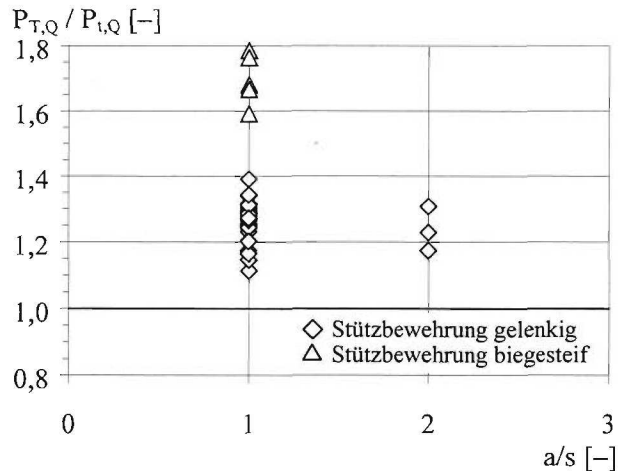
(d) Bügelanzahl je Dübel

In Bild 5-33 ist die absolute Dübeltragfähigkeit und in Bild 5-34 die auf die rechnerische Tragfähigkeit in Randlage der Verbundfuge nach Gl. (4-8) bezogene Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit von der Bügelanzahl je Dübel aufgetragen.



Bed.: $f_c = 30$ N/mm², $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 125$ mm, $a = 160$ mm, $\rho_s = 1\%$ (g), mit WF.

Bild 5-33. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit von der Bügelanzahl je Dübel a/s und vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o'}$

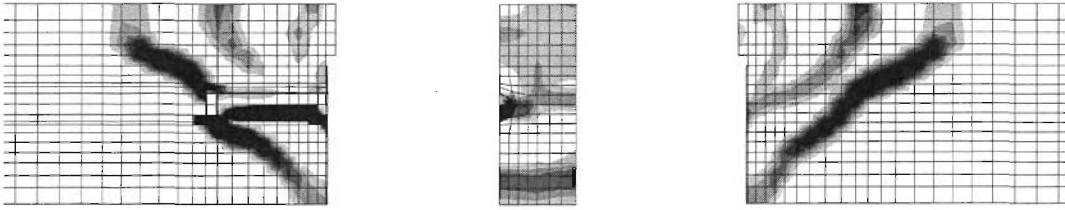


Hinweis: FE-Tragfähigkeiten, die aus Biegeversagen der Platte resultieren, sind hier nicht berücksichtigt.

Bild 5-34. Quotient aus Tragfähigkeit $P_{T,Q}$ nach FE-Berechnung und rechnerischer Tragfähigkeit $P_{i,Q}$ nach Gl. (4-8) in Abhängigkeit von der Bügelanzahl je Dübel a/s

In guter Übereinstimmung mit den Untersuchungen für die Randlage der Verbundfuge führt eine Verdopplung der Bügelanzahl je Dübel von eins auf zwei bei einer Mittellage zu einer mittleren Tragfähigkeitssteigerung von 17,5 %. Dieser Wert entspricht einem Exponentenwert von 0,23.

Das für eine Verbundfuge mit zweifacher Verbügelung in Bild 5-35 dargestellte Rißbild bei Erreichen der Traglast zeigt eine gute Übereinstimmung mit einer einfachen Verbügelung.

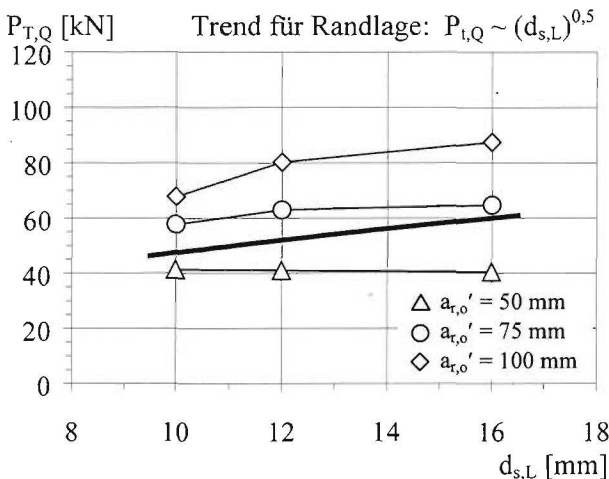


Hinweis: $-a_{r,o}' = 75 \text{ mm}$, $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 2$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_D = 125 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $\rho_s = 1 \%$ (g), m. WF.
 – Skalierung wie in Bilder 5-19 und 5-21

Bild 5-35. Rißbild des FE-Modells mit zwei Bügel je Dübel bei Erreichen der Tragfähigkeit

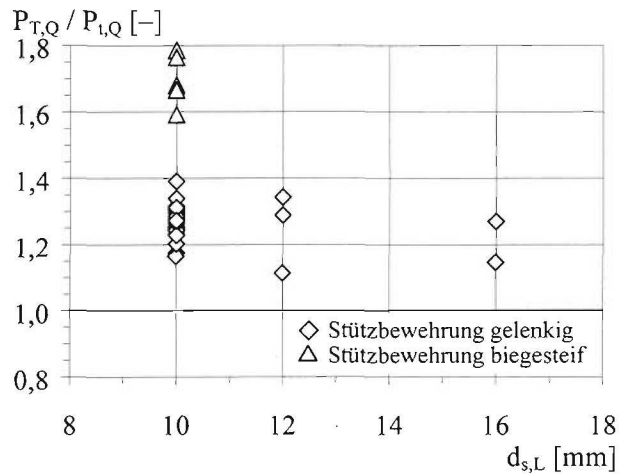
(e) Durchmesser der Längsbewehrung

In Bild 5-36 ist die absolute und in Bild 5-37 die auf die Tragfähigkeit für eine Randlage der Verbundfuge bezogene Dübeltragfähigkeit für eine Mittellage in Abhängigkeit vom Durchmesser der Längsbewehrung dargestellt.



Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = 10 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 125 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $\rho_s = 1 \%$ (g), mit WF.

Bild 5-36. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom Durchmesser der Längsbewehrung $d_{s,L}$ und vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$



Hinweis: FE-Tragfähigkeiten, die aus Biegeversagen der Platte resultieren, sind hier nicht berücksichtigt.

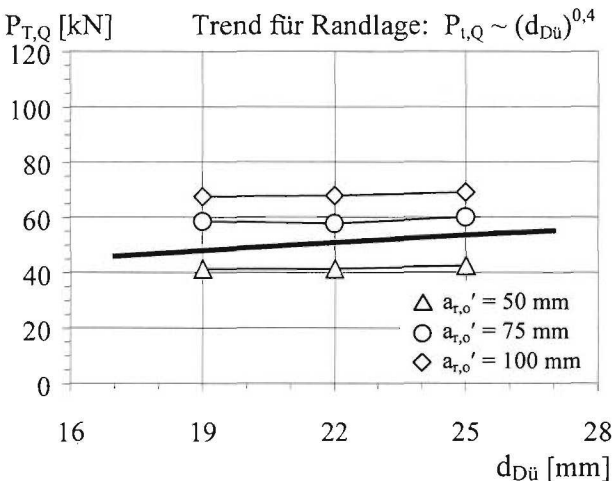
Bild 5-37. Quotient aus Tragfähigkeit $P_{T,Q}$ nach FE-Berechnung und rechnerischer Tragfähigkeit $P_{1,Q}$ nach Gl. (4-8) in Abhängigkeit vom Durchmesser der Längsbewehrung $d_{s,L}$

Grundsätzlich bestätigen die FE-Ergebnisse mit zunehmendem Durchmesser der Längsbewehrung eine Steigerung der Tragfähigkeit. Allerdings tritt mit abnehmendem Randabstand der Dübel und größer werdendem Durchmesser der Längsbewehrung der Einfluß des Bewehrungsdurchmessers zunehmend in den Hintergrund, da parallel dazu zunehmend ein Biegeversagen der Platte gegenüber einem Versagen der Verbundfuge für die Traglast maßgebend wird.

(f) Dübeldurchmesser

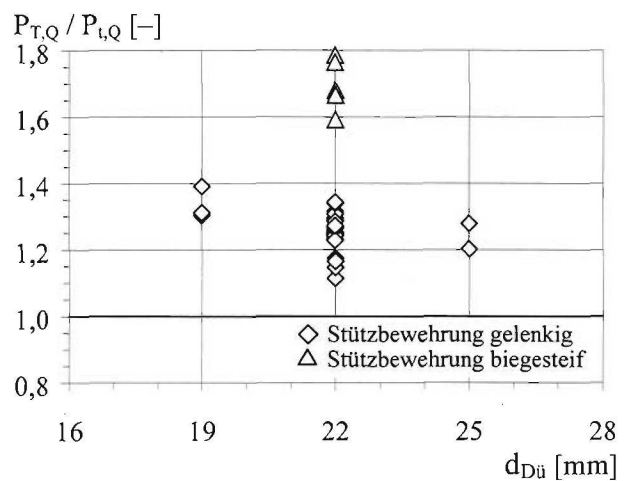
Die in den Bildern 5-38 und 5-39 über dem Dübeldurchmesser aufgetragenen Ergebnisse nach FE-Berechnung weisen darauf hin, daß bei Mittellage der Verbundfuge der Einfluß des Bolzendurch-

messers auf die Tragfähigkeit etwas in den Hintergrund tritt. Auf Grundlage der durchgeführten FE-Rechnungen ist kein wesentlicher Einfluß des Dübeldurchmessers auf die Tragfähigkeit erkennbar.



Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 125 \text{ mm}$, $\rho_s = 1 \%$ (g), mit WF.

Bild 5-38. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom Dübeldurchmesser $d_{Dü}$ und vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$

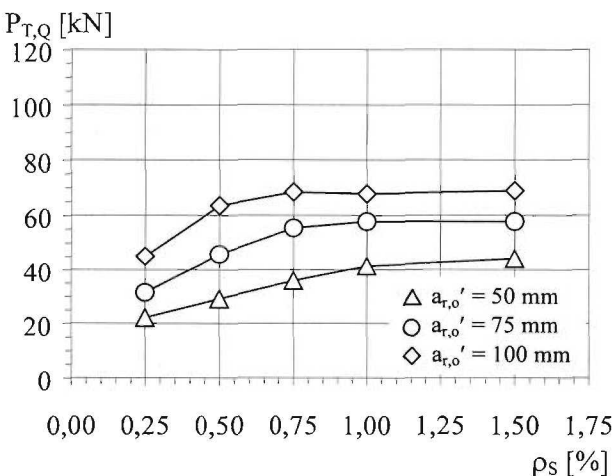


Hinweis: FE-Tragfähigkeiten, die aus Biegeversagen der Platte resultieren, sind hier nicht berücksichtigt.

Bild 5-39. Quotient aus FE-Tragfähigkeit $P_{T,Q}$ und rechnerischer Tragfähigkeit $P_{t,Q}$ nach Gl. (4-8) in Abhängigkeit vom Dübeldurchmesser $d_{Dü}$

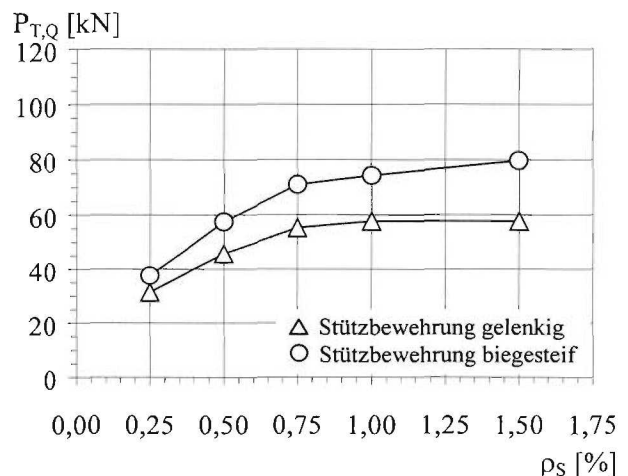
(g) Stützbewehrung

In den Bildern 5-40 und 5-41 sind die Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung für unterschiedliche wirksame obere Randabstände und unterschiedliche Arten der Modellierung der Stützbewehrung über dem Grad der durchlaufenden Stützbewehrung aufgetragen.



Bed.: $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 125 \text{ mm}$, mit WF., Stützbew. gelenkig

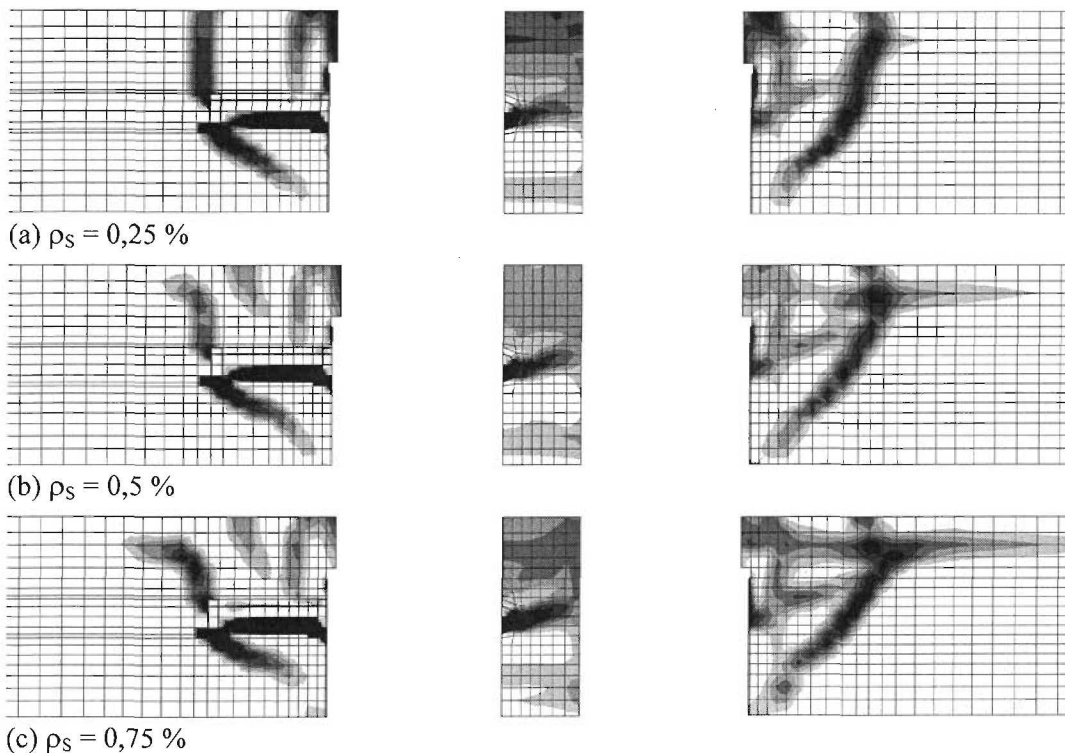
Bild 5-40. Tragfähigkeiten nach FE-Rechnung in Abhängigkeit vom Grad der Stützbewehrung ρ_s und vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$



Bed.: $a_{r,o}' = 75 \text{ mm}$, $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10 \text{ mm}$, $a/s = 1$, $a = 160 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 125 \text{ mm}$, mit WF.

Bild 5-41. Tragfähigkeiten nach FE-Rechnung abhängig vom Grad der Stützbewehrung ρ_s und von der Modellierung der Stützbewehrung

Die Ergebnisse nach FE-Berechnung zeigen einen Einfluß des Bewehrungsgrades der Platte auf die Traglast des modellierten Bauteils. Auf Grundlage der Rißbilder bei Erreichen der Tragfähigkeit entsprechend Bild 5-42 ist deutlich zu erkennen, daß mit abnehmendem Bewehrungsgrad zunehmend ein Biegeversagen der Platte und weniger ein Versagen der Verbundfuge für die Traglast maßgebend wird. Damit ist der Grad der Stützbewehrung kein direkter Einflußparameter für die Tragfähigkeit der Verbundfuge selbst sondern für die Biegetragfähigkeit der Stahlbetonplatte.



Hinweis: – $a_{r,0}' = 75 \text{ mm}$, $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10 \text{ mm}$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $h_{Dü} = 125 \text{ mm}$, $a = 160 \text{ mm}$, m. WF., gelenkig
– Skalierung wie in Bilder 5-19 und 5-21

Bild 5-42. Rißbild des FE-Modells bei Erreichen der Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom Grad der Stützbewehrung

(h) Zusammenfassung

Die numerischen Untersuchungen für die Mittellage der Verbundfuge unter Annahme einer Kraftübertragung ausschließlich über die Kopfbolzendübel bestätigen grundsätzlich die in Kapitel 4 für eine Randlage der Verbundfuge hergeleiteten Abhängigkeitsbeziehungen einzelner Konstruktionsparameter auf die Tragfähigkeit. Dementsprechend ist der Quotient der Dübeltragfähigkeiten in Mittel- zur Randlage weitgehend konstant. Unter Vernachlässigung der FE-Rechnungen bei denen eindeutig Biegeversagen für die Traglast maßgebend wird, ergibt sich dieser Verhältniswert unter Annahme einer gelenkigen Verbindung der Balkenelemente im Mittel zu 1,256 bzw. bei einer biegesteifen Verbindung zu 1,698. Der reale Erhöhungsfaktor für die Dübeltragfähigkeit dürfte zwischen diesen beiden Grenzwerten liegen.

5.3.3.3 Querschubabtragung über Kopfbolzen und Stegblechoberkante

(a) Allgemeines

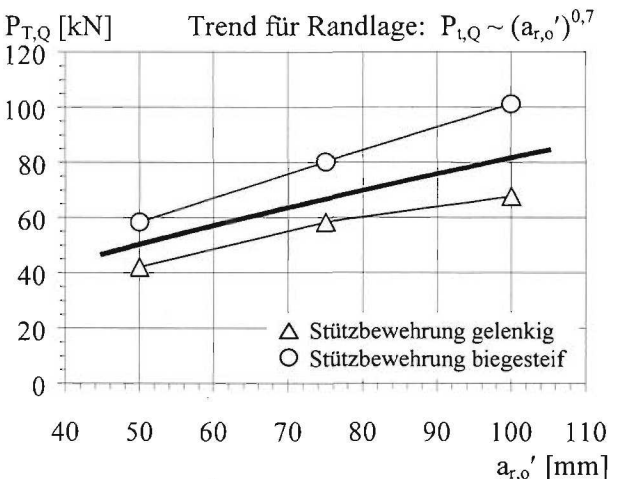
Gegenüber den FE-Untersuchungen in Abschnitt 5.3.3.2 wird in diesem Abschnitt neben den Kopfbolzen zusätzlich die Flächenpressung auf der Stegblechoberkante für die Kraftübertragung aktiviert. Aufgrund des in Abschnitt 5.3.3.1 (b) dargestellten geringen Einflusses der Flächenpressung auf das Tragverhalten der Verbundfuge, wird an dieser Stelle eine gegenüber Abschnitt 5.3.3.2 (a) reduzierte Parameterstudie entsprechend Tabelle 5-11 durchgeführt. Bei ansonsten gleichbleibenden Randbedingungen werden den FE-Rechnungen das räumliche FE-Modell gemäß Bild 5-16 unter Berücksichtigung der in Bild 5-15 (b) dargestellten Modifikationen zugrunde gelegt. Die Eingangsgrößen und Ergebnisse der FE-Rechnungen sind in Anhang D dokumentiert.

Tabelle 5-11. Konstruktionsparameter und deren Wertebereich für die FE-Parameterstudie

Konstruktionsparameter		Wertebereich
Wirksamer oberer Randabstand		$a_{r,o}' = 50, 75$ und 100 mm
Betonfestigkeit		$f_c = 20, 30$ und 40 N/mm ²
Bügelanzahl je Dübel		$a/s = 0, 1$ und 2
Stützbewehrung	Grad der Stützbewehrung	$\rho_s = 0,25, 0,5, 0,75, 1$ und $1,5$ %
	Modellierung	gelenkig und biegesteif
Hinweis: Die fett dargestellten Parameterwerte entsprechen dem Standardkörper dieser FE-Parameterstudie.		

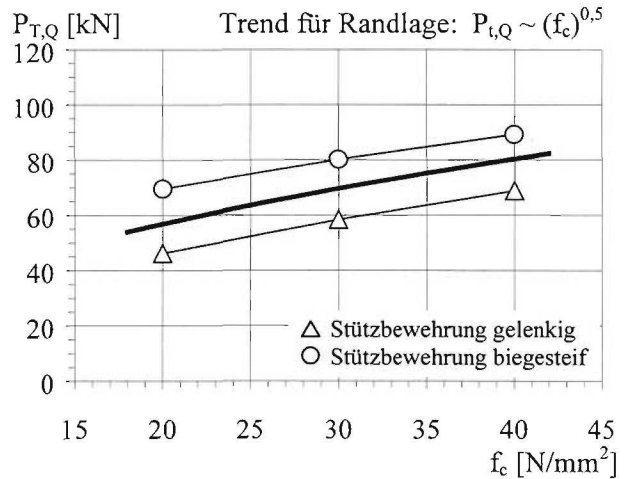
(b) Einfluß einzelner Parameter

Die Bilder 5-43 bis 5-46 zeigen die Tragfähigkeiten je Dübel für eine gelenkige und biegesteife Modellierung der Balkenelemente in Abhängigkeit ausgewählter Konstruktionsparameter.



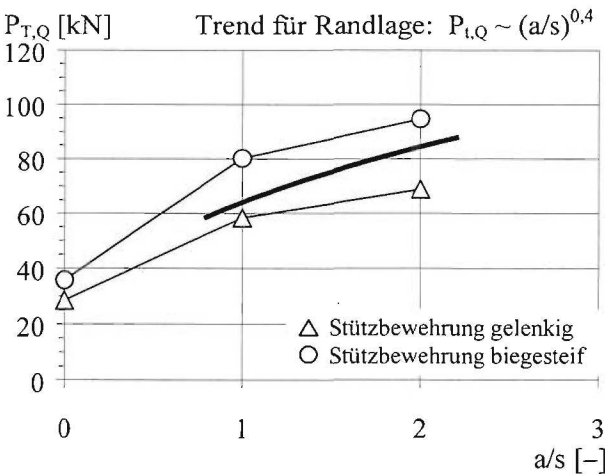
Bed.: $f_c = 30$ N/mm², $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10$ mm, $a = 160$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 125$ mm, $\rho_s = 1$ %, ohne WF.

Bild 5-43. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand $a_{r,o}'$ und von der Modellierung der Stützbewehrung



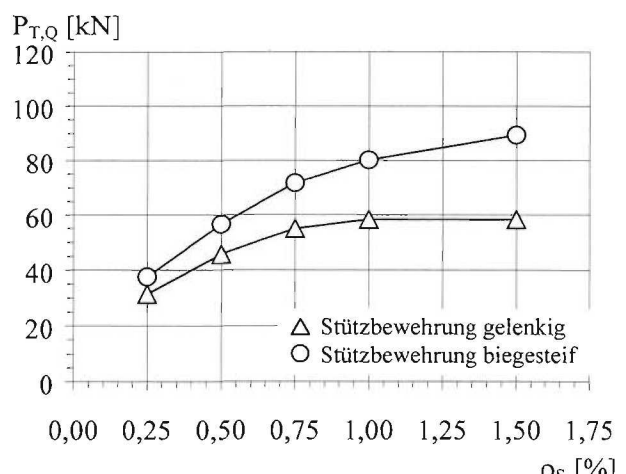
Bed.: $a_{r,o}' = 75$ mm, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10$ mm, $a = 160$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 125$ mm, $\rho_s = 1$ %, ohne WF.

Bild 5-44. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit f_c und von der Modellierung der Stützbewehrung



Bed.: $a_{r,o}' = 75$ mm, $f_c = 30$ N/mm², $a = 160$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 125$ mm, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10$ mm, $\rho_s = 1$ %, ohne WF.

Bild 5-45. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit von der Bügelanzahl je Dübel a/s und von der Modellierung der Stützbewehrung



Bed.: $a_{r,o}' = 75$ mm, $f_c = 30$ N/mm², $a = 160$ mm, $d_{Dü} = 22$ mm, $h_{Dü} = 125$ mm, $a/s = 1$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10$ mm, ohne WF.

Bild 5-46. Tragfähigkeiten nach FE-Berechnung in Abhängigkeit vom Grad der Stützbewehrung ρ_s und von der Modellierung der Stützbewehrung

Die Gewichtung der untersuchten Parameter zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Untersuchungen in Randlage der Verbundfuge. Gegenüber einer gelenkigen Verbindung der Balkenelemente der Stützbewehrung führt eine biegesteife Modellierung zu einer Tragfähigkeitssteigerung von im Mittel 36,0 %, minimal 19,7 % und maximal 53,5 %. Das Tragfähigkeitsniveau in Mittellage der Verbundfuge liegt im Vergleich zur Randlage im Mittel um 26,4 % bei einer gelenkigen Verbindung der Balkenelemente bzw. um 78,2 % bei einer biegesteifen Verbindung höher.

5.3.3.4 Zusammenfassung

Die numerischen Untersuchungen in Mittellage der Verbundfuge bestätigen den in Kapitel 4 für eine Randlage der Verbundfuge beobachteten Einfluß einzelner Konstruktionsparameter auf die Tragfähigkeit. Das Tragfähigkeitsniveau liegt unter Berücksichtigung der Traganteile der Dübel und der Stegblechoberkante bei einer gelenkigen Modellierung der Stützbewehrung im Mittel 26,4 % bzw. bei einer biegesteifen Modellierung 78,2 % über der Tragfähigkeit in Randlage. Im Rahmen der durchgeführten numerischen Untersuchungen besitzt eine zusätzliche Berücksichtigung der Flächenpressung auf der Stegblechoberkante einen vernachlässigbaren Einfluß auf die Tragfähigkeit und das Tragverhalten der Verbundfuge. Auf Grundlage dieser Untersuchungen erscheint eine rechnerische Superposition der Traganteile der Kopfbolzen und der Pressung an der Stegblechoberkante aufgrund der Überlagerung der beiden Betonausbruchkörper nicht sinnvoll.

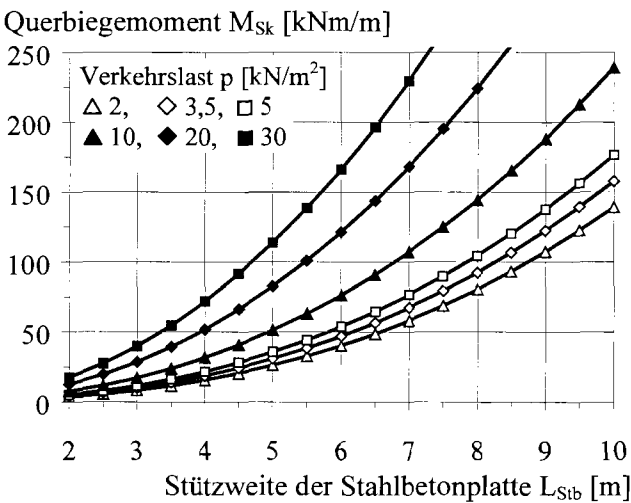
5.4 Weiterführende Parameteruntersuchungen

5.4.1 Einführung

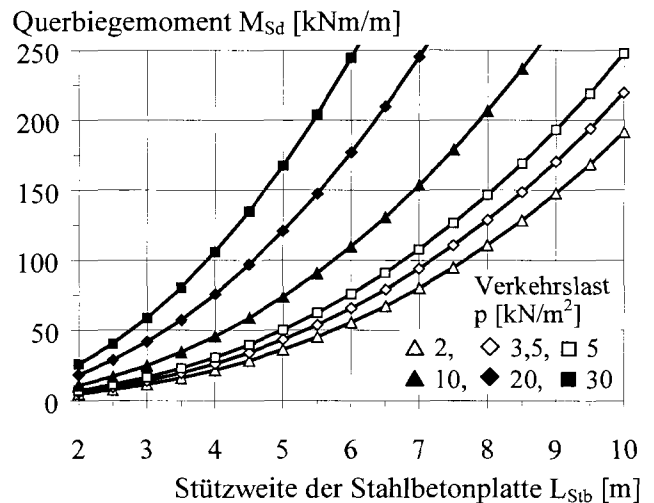
Auf Grundlage der in Abschnitt 3.4 durchgeführten Parameterstudie zur Ermittlung der Querschubbeanspruchungen für eine Mittellage der Verbundfuge werden zunächst in Abschnitt 5.4.2 für Durchlaufplatten die zugehörigen elastischen *Querbiegemomente* und anschließend in Abschnitt 5.4.3 die in der Verbundfuge infolge Biegedruck *aktivierten Reibkräfte* ermittelt und mit den einwirkenden Querschubbeanspruchungen verglichen. Die Ergebnisse sollen illustrieren, daß innerhalb des untersuchten Parameterbereichs im Regelfall die in der Verbundfuge vorhandene Querschubbeanspruchung allein durch Reibung zwischen den Verbundpartnern übertragen werden kann.

5.4.2 Stützmomente

In Fortsetzung der Parameterstudie nach Abschnitt 3.4 lassen sich die linear-elastischen Querbiegemomente M_S nach einfachen baustatischen Regeln ermitteln. Die Ergebnisse sind in den Bildern 5-47 und 5-48 getrennt nach *Zweifeld- und Mehrfeldplatten* sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) als auch Tragsicherheit (GZT) dargestellt.

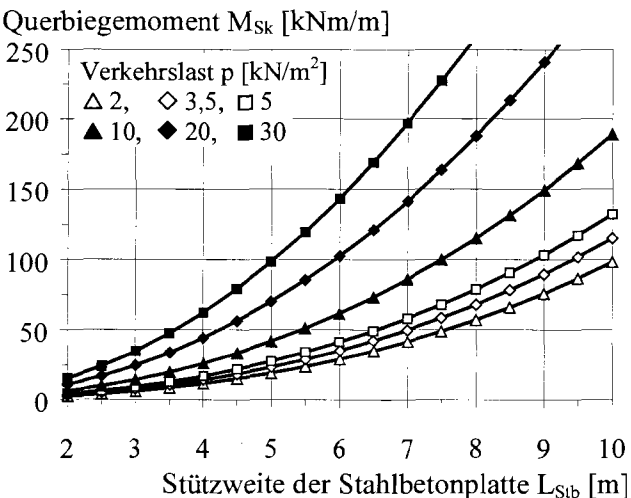


(a) GZG

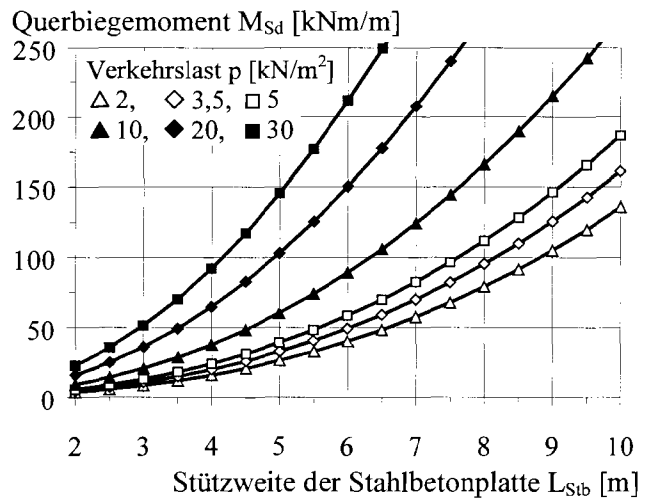


(b) GZT

Bild 5-47. Elastische Querbiegemomente einer Stahlbeton-Zweifeldplatte im GZG und GZT



(a) GZG



(b) GZT

Bild 5-48. Elastische Querbiegemomente einer Stahlbeton-Mehrfeldplatte im GZG und GZT

Für die Ermittlung der Stützmomente von Mehrfeldplatten in Bild 5-48 wurden unendlich viele Felder und eine schachbrettartige Anordnung der Verkehrslast angenommen. Die Schaubilder zeigen mit zunehmender Stützweite der Platte einen überproportionalen Anstieg der Biegemomente über der linienförmigen Stützung. Im Vergleich dazu nehmen entsprechend Abschnitt 3.4.1 die Querschubbeanspruchungen mit der Plattenstützweite in etwa linear zu.

5.4.3 Reibkräfte

5.4.3.1 Allgemeines

Die *aktivierte Reibkraft* R_S je laufenden Meter Trägerlänge wird unter Annahme einer Betondeckung c von 20 mm und einem Bewehrungsdurchmesser $d_{s,S}$ von 10 mm wie folgt ermittelt:

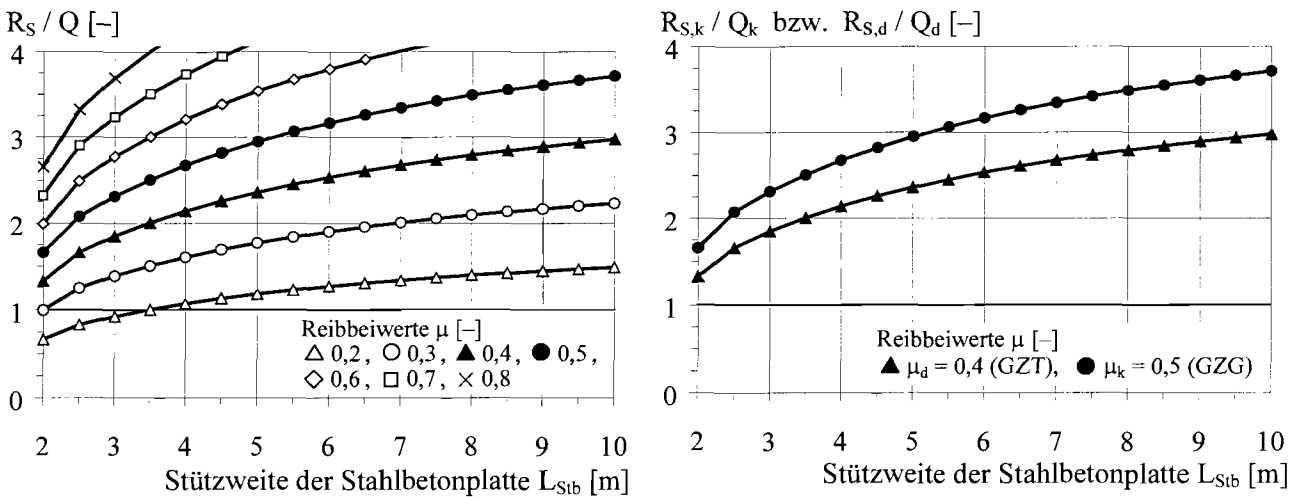
$$R_S = 2 \cdot \mu \cdot M_S / z^{II} \quad \text{mit: } z^{II} \approx 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot (h_c - c - d_{s,S} / 2) \quad (5-1)$$

Auf Grundlage vorhandener Untersuchungen in Abschnitt 2.3.3 wird i. a. für die Bemessung ein charakteristischer Reibbeiwert μ_k von 0,5 empfohlen. Unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_v für Verbundmittel von 1,25 ergibt sich der Bemessungswert μ_d zu 0,4. Der mittlere Reibbeiwert liegt i. a. in einem Bereich von 0,6 bis 0,8.

In den folgenden Abschnitten ist der *Quotient aus aktivierten Reibkräften R_S und einwirkenden Querschubkräften Q* entsprechend Abschnitt 3.4.1 in Abhängigkeit von der Plattenstützweite L_{Stb} dargestellt. Ein Verhältniswert über eins bedeutet, daß die vorhandenen Querschubbeanspruchungen allein über Reibung unterhalb der Gleitgrenze abgetragen werden. Bei Werten unter eins wird ein Teil der Querschubbeanspruchung entsprechend dem Quotientenwert über Gleitreibung abgetragen. Der verbleibende Kraftanteil muß über andere Kraftübertragungsmechanismen abgetragen werden.

5.4.3.2 Zweifeldplatten

Das Bild 5-49 zeigt für Zweifeldplatten den Quotienten aus den Reibungskräften und den einwirkenden Querschubbeanspruchungen in Abhängigkeit von der Plattenstützweite. Während Bild 5-49 (a) das gesamte Spektrum möglicher Reibbeiwerte zwischen Stahl und Beton von 0,2 bis 0,8 abdeckt, werden in Bild 5-49 (b) ausschließlich Ergebnisse für Reibbeiwerte von 0,4 bzw. 0,5 entsprechend den Werten für den Grenzzustand der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit aufgezeigt.



(a) Reibbeiwerte von 0,2 bis 0,8

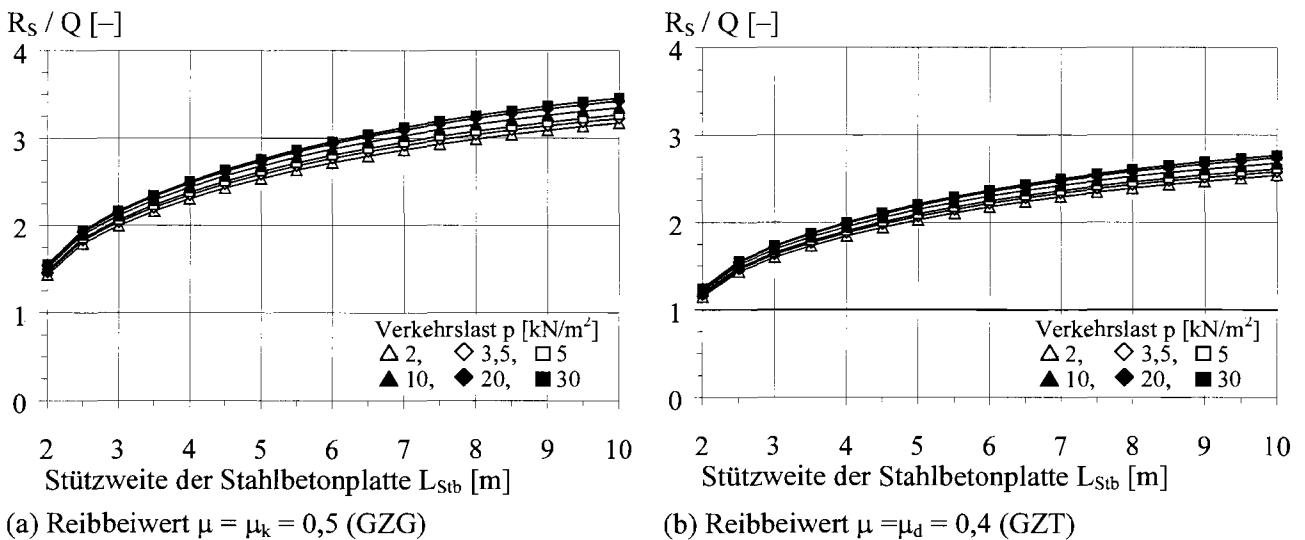
(b) Reibbeiwerte $\mu_k = 0,5$ (GZG) bzw. $\mu_d = 0,4$ (GZT)

Bild 5-49. Verhältnis der aktivierbaren Reibkraft zur Querschubbeanspruchung in Abhängigkeit von der Stützweite der Zweifeldplatte und dem Reibbeiwert

Die Abbildungen in Bild 5-49 zeigen, daß mit zunehmender Plattenstützweite und ansteigendem Reibbeiwert der Quotient R_S / Q anwächst. Der Quotient ist letztlich unabhängig von der angesetzten Flächenlast p , da Zähler und Nenner jeweils linear abhängig von der Flächenlast sind und sich diese bei der Quotientenbildung herauskürzt. Aufgrund des geringeren ansetzbaren Reibbeiwertes liefert der Quotient für den Grenzzustand der Tragsicherheit gegenüber der Gebrauchstauglichkeit etwas reduzierte Werte. Die Ergebnisse belegen, daß innerhalb der getroffenen Annahmen bei Zweifeldplatten die Querschubbeanspruchungen der Verbundfuge fast ausschließlich über Reibung abgetragen werden.

5.4.3.3 Mehrfeldplatten

Im Gegensatz zu Zweifeldplatten wird bei unendlichen Durchlaufplatten zur Ermittlung der maximalen Querschubbeanspruchungen und der maximalen Stützmomente die Verkehrslast feldweise schachbrettartig angeordnet. Dementsprechend ist der Quotient R_S / Q nicht mehr völlig unabhängig von der einwirkenden Verkehrslast. In Bild 5-50 ist die Entwicklung des Quotientenwertes für ausgewählte Reibbeiwerte von 0,4 und 0,5 in Abhängigkeit von der Plattenstützweite und der Höhe der Verkehrslast dargestellt.



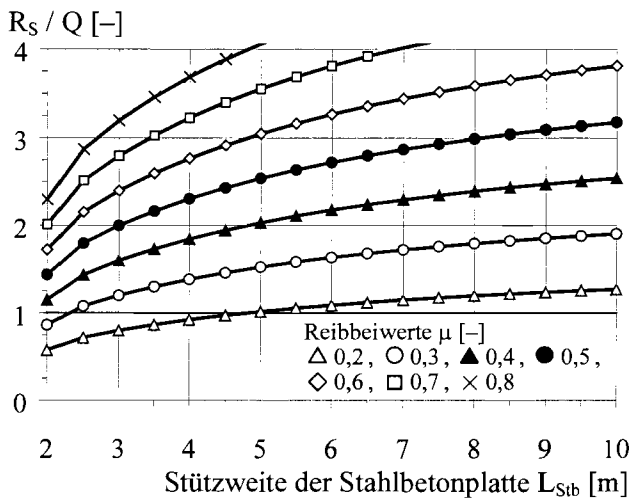
(a) Reibbeiwert $\mu = \mu_k = 0,5$ (GZG)

(b) Reibbeiwert $\mu = \mu_d = 0,4$ (GZT)

Bild 5-50. Verhältnis der aktivierbaren Reibkraft zur Querschubbeanspruchung in Abhängigkeit von dem Reibbeiwert, der Stützweite der Mehrfeldplatte und der Verkehrslast

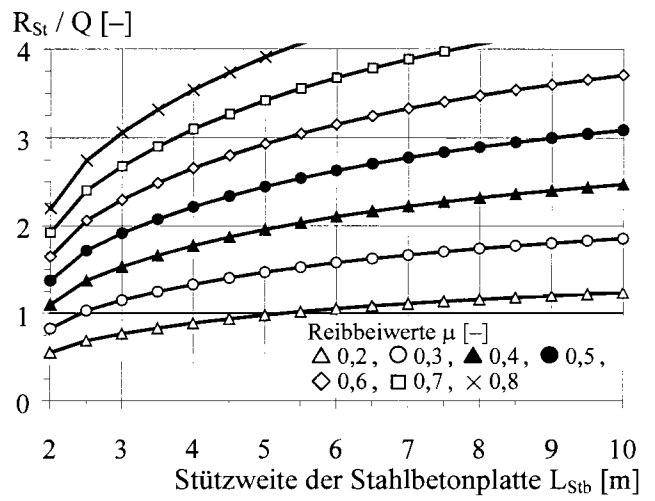
Der Verlauf des Verhältniswertes ist für konstante Verkehrslasten in etwa affin zu den Beobachtungen für Zweifeldplatten. Die Kurven zeigen für eine Verkehrsbelastung von 2 kN/m² die jeweils kleinsten Quotientenwerte. Dabei liegen auch hier alle Verhältniswerte über 1,0.

Zur Beurteilung des Einflusses des Reibbeiwertes auf den Quotientenwert R_S / Q wird die Verkehrslast ungünstig zu 2 kN/m² angenommen und in Bild 5-51 (a) in Abhängigkeit von der Plattenstützweite und des Reibbeiwertes dargestellt. Darüber hinaus wird in Bild 5-51 (b) die Verkehrslast nicht mehr wie in den Bildern 5-50 und 5-51 (a) angenommen schachbrettartig sondern vollflächig verteilt gewählt. Für den Fall einer vollflächigen Verteilung der Verkehrslast kürzt sich der Einfluß des Verkehrslastniveaus – wie auch für Zweifeldträger – heraus und führt gegenüber einer schachbrettartig verteilten Verkehrslast zu geringfügig ungünstigeren Verhältniswerten. Der qualitative Kurvenverlauf bleibt identisch und auch hier liegen die Werte für übliche Reibzahlen im GZG und GZT deutlich über eins.



Hinweis:
Das Bild zeigt mit $p = 2 \text{ kN/m}^2$ den ungünstigsten Fall.

(a) Verkehrslast schachbrettartig verteilt



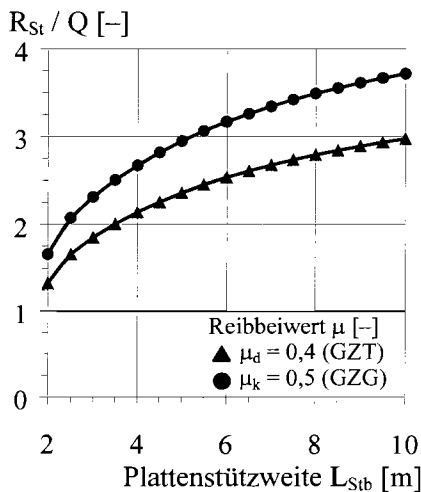
Hinweis:
Das Bild ist für alle Verkehrsflächenlasten konstant.

(b) Verkehrslast vollflächig verteilt

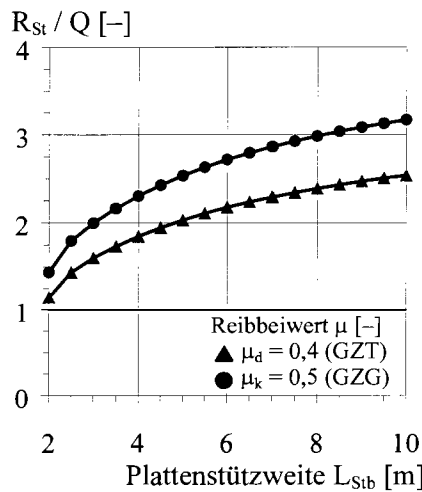
Bild 5-51. Verhältnis der aktivierbaren Reibkraft zu Querschubbeanspruchung in Abhängigkeit von der Verteilung der Verkehrslast, der Stützweite der Mehrfeldplatte und dem Reibbeiwert

5.4.3.4 Diskussion

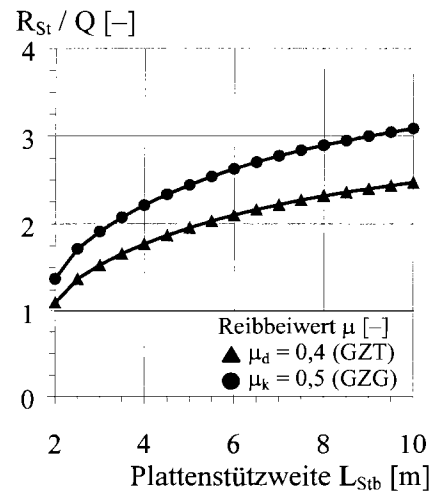
In Bild 5-52 sind die Ergebnisse dieser weiterführenden Parameterstudie in Abhängigkeit vom statischen System der Platte für im GZG und GZT übliche Reibbeiwerte zusammengefasst. Für die Bemessung ist der Grenzzustand der Tragsicherheit maßgebend. Für den untersuchten Parameterbereich liegen alle Quotientenwerte deutlich über eins, d. h. die einwirkende Querschubbeanspruchung kann vollständig über Reibung unterhalb der Gleitgrenze abgetragen werden.



(a) Zweifeldplatte



(b) Mehrfeldplatte,
Verkehrslast schachbrettartig



(c) Mehrfeldplatte,
Verkehrslast vollflächig

Bild 5-52. Verhältnis der aktivierbaren Reibkraft zu Querschubbeanspruchung in Abhängigkeit vom statischen System der Platte, von der Plattenstützweite und vom Reibbeiwert

Den gezeigten Untersuchungen liegen linear-elastisch ermittelte Querbiegemomente zugrunde. Werden entsprechend DIN 1045-1 [1.9], Abschn. 8.3 unter Anwendung von normal- bzw. hochduktilen Betonstahl bis zu 15 bzw. 30 % der linear-elastisch ermittelten Stützmomente ins Feld umgelagert, so verringert sich der Quotientenwert entsprechend um bis zu ungefähr 0,15 bzw. 0,3. Einer-

seits reduzieren sich proportional zum Querbiegemoment die aktivierten Reibkräfte und andererseits können die Querschubbeanspruchungen u. U. etwas zunehmen. Für diesen Fall sollten die Auswirkungen auf die Beanspruchungen in der Verbundfuge berücksichtigt werden. In der Bemessungspraxis dürften im Regelfall besonders bei kleinen Plattenstützweiten keine nennenswerten Momentenumlagerungen zu erwarten sein. Dagegen dürfen zeitabhängige Momentenumlagerungen aus Kriechen und Schwinden des Betons nicht vernachlässigt werden.

5.4.4 Zusammenfassung

Diese Parameteruntersuchung bestätigt, daß innerhalb der getroffenen Annahmen die einwirkenden Querschubbeanspruchungen im Regelfall über Reibung in der Verbundfuge übertragen werden können. Nur in Sonderfällen bei sehr geringen Plattenstützweiten und Momentenumlagerungen ins Feld sind Fälle denkbar bei denen ein Anteil der sowieso geringen Querschubbeanspruchung über andere Tragmechanismen in der Verbundfuge übertragen werden müssen.

5.5 Ergebnisse

5.5.1 Allgemeines

Dieser Abschnitt faßt die wichtigen Ergebnisse der theoretischen Untersuchungen zusammen. Neben der Beschreibung des allgemeinen *Tragverhaltens* werden sowohl Gleichungen zur Bestimmung der rechnerischen *Tragfähigkeit* und *Bemessungstragfähigkeit* von Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzen unter Querschub in Mittellage als auch eine Vielzahl von *konstruktiven Hinweisen* zur Detailausbildung der Stahlbetonplatten im auflagenahen Bereich aufgeführt.

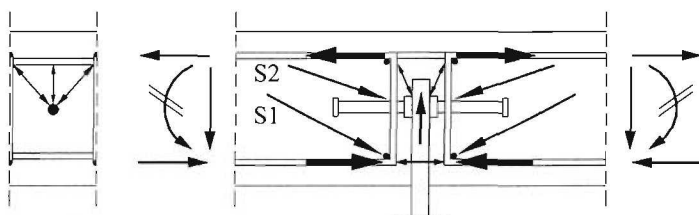
5.5.2 Tragverhalten

Unter praxisüblichen Randbedingungen ergeben sich für die Kraftübertragung entsprechend Bild 1-4 insgesamt drei mögliche Mechanismen: über die *Kopfbolzen* selbst, über *Reibung* infolge Biegedruck und über *Kontaktpressung* infolge Plattenlagerung auf der Stegoberkante. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen zeigen, daß eine zusätzliche Plattenlagerung auf der Stegoberkante weder zu einer wesentlichen Tragfähigkeitsteigerung der Verbundfuge noch zu einer nennenswerten Beeinflussung des Rißbildes führt. Wegen der Überlagerung der beiden Betonausbruchkörper infolge **Kontaktpressung** und Dübeltragwirkung kann der Einfluß des Spitzendrucks auf die Gesamttragfähigkeit vernachlässigt werden und wird im Rahmen des Bemessungsvorschlags nicht weiter berücksichtigt.

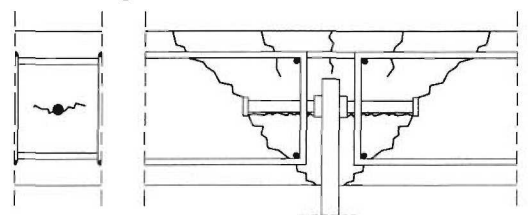
Demgegenüber konnte gezeigt werden, daß das Trag- und Verformungsverhalten vorrangig durch die Dübel selbst, aber besonders durch die Aktivierung von Reibung beeinflusst wird. Im folgenden wird das Tragverhalten zunächst getrennt für beide Tragwirkungen beschrieben, siehe Bilder 5-53 und 5-54. In Wirklichkeit liegt besonders mit zunehmenden Relativverschiebungen in der Verbundfuge eine Überlagerung beider Tragwirkungen vor. Das Bild 5-53 zeigt zunächst unter Annahme einer reinen **Dübeltragwirkung** den Kraftfluß und die Rißbildung nahe der Verbundfuge anhand eines einfachen Modells und die Verifikation durch die FE-Untersuchungen.

(a) Modell

Kraftfluß

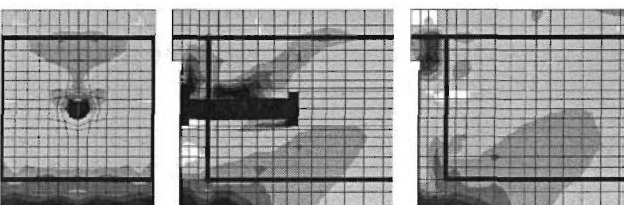


Rißbildung

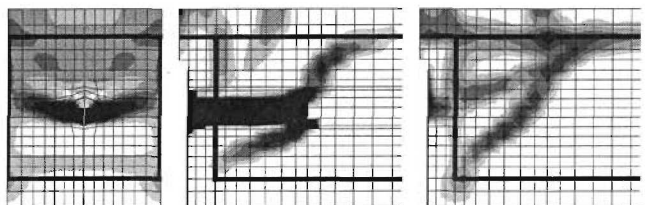


(b) Verifikation durch FE-Rechnungen

Hauptspannungen σ_{33}



Rißbildung entsprechend Hauptdehnungen ϵ_{11}



Hinweis: Bildfolge der FE-Ergebnisse von links nach rechts: Schnitt parallel zur Plattenstirnseite durch Bewehrung, Schnitt senkrecht zur Plattenstirnseite durch Kopfbolzen und Schnitt senkrecht zur Plattenstirnseite durch Bügelbewehrung.

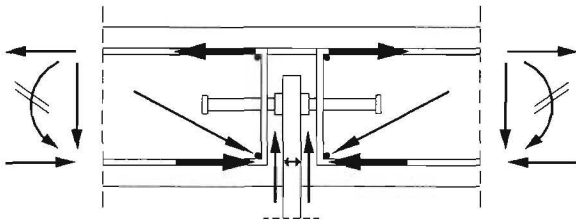
Bild 5-53. Tragverhalten von liegenden Kopfbolzen in Mittellage unter Querschub unter alleiniger Berücksichtigung der Dübeltragwirkung

Wird eine Kraftübertragung zwischen den Verbundpartnern ausschließlich über die Kopfbolzen zugrunde gelegt, so weist das in Mittellage der Verbundfuge beobachtete Tragverhalten eine starke Analogie zur Lage am Plattenrand auf, vgl. Bilder 4-72 und 5-53. Das Tragverhalten der reinen Dübelverbindung ist bereits ausführlich in Abschnitt 4.4.2 beschrieben und wird hier nicht weiter erläutert. Darüber hinaus beeinflusst die Durchlaufwirkung vorrangig den Beanspruchungszustand der Platte quer zum Stahlträger und führt trotz Ausschaltung von Reibeffekten im Vergleich zur Randlage der Verbundfuge zu durchaus nennenswerten Steigerungen der Dübeltragfähigkeiten, vgl. Abschnitt 5.3.3.2 (h). Die gedankliche Zerlegung des Querbiegemomentes in ein horizontales Kräftepaar erklärt die Entstehung von Biegezugrissen auf der Plattenoberseite parallel zum Stahlträger. Der Biegedruck schließt sich über Druckkontakt durch das Stegblech kurz.

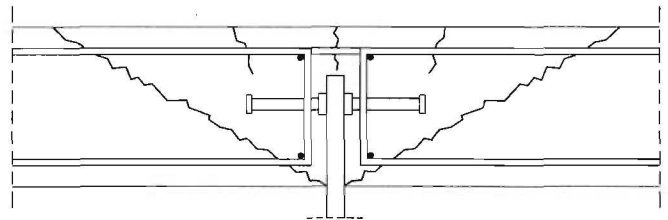
Im weiteren wird das Tragverhalten der Verbundfuge unter Berücksichtigung der **Tragwirkung infolge Reibung** beschrieben. Analog zur Beschreibung der reinen Dübeltragwirkung wird in Bild 5-54 zunächst ein einfaches Modell zur Beschreibung des Kraftflusses und der Ribbildung bis vor Erreichen der Gleitgrenze vorgestellt und anschließend durch die Versuche verifiziert.

(a) Modell

Kraftfluß



Rißbildung



b) Verifikation durch Versuche

Rißbildung bei Tragfähigkeit

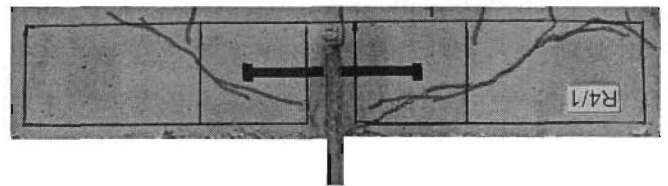


Bild 5-54. Tragverhalten von liegenden Kopfbolzen in Mittellage unter Querschub unter Berücksichtigung der Tragwirkung durch Reibung infolge Biegedruck

Falls der Verbundquerschnitt wie in Bild 1-4 infolge Durchlaufwirkung der Platte mehrere Möglichkeiten zur Kraftübertragung bietet, so folgt der Kraftfluß bevorzugt immer den steiferen Lastpfaden. Ein direkter Vergleich des Trag- und Verformungsverhaltens von Reib- und Bolzenverbindungen legt den Schluß nahe, daß eine Reibverbindung entsprechend Bild 2-6 sich bis zum Erreichen der Gleitgrenze eindeutig steifer verhält als eine Dübelverbindung. Demzufolge wird *bis zum Erreichen der Gleitgrenze* der größte Teil der Querschubbeanspruchung über Reibung und nicht über die Dübel zwischen den Verbundpartnern übertragen. Ist die infolge Biegedruck aktivierbare Reibkraft größer als die einwirkende Querschubkraft, so erfolgt die Kraftübertragung wie in Bild 5-54 gezeigt im Bereich der Biegedruckzone der Platte. Die Dübel entziehen sich zunächst ihrer Mitwirkung und werden theoretisch erst nach Erreichen der Gleitgrenze entsprechend Bild 2-11 (b) zusätzlich aktiviert.

In Hinblick auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung *nach Erreichen der Gleitgrenze* liegen noch keine experimentell oder numerisch abgesicherten Ergebnisse vor. Auf Grundlage der in der Literatur vorhandenen Untersuchungen zu Reibungsverbund und Kopfbolzen in Verbundstützen mit kammerbetonierten Walzprofilen kann entsprechend den Bildern 2-10 (b) und 2-11 (b) eine gewisse Überlagerung der beiden Tragkomponenten in Verbindung mit weiteren Steigerungen der Tragfähigkeit erwartet werden.

Im Gegensatz zu den Konstruktionsbeispielen mit Reibungsverbund und Kopfbolzen in Verbundstützen aus kammerbetonierten Walzprofilen, siehe Abschnitte 2.5.2 und 2.5.3, ist in Verbundquerschnitten mit liegenden Kopfbolzendübeln die maximal *aktivierbare Reibkraft*, die sog. Reiblast, nicht ein von vornherein konstanter Kraftwert. Vielmehr hängt in realen Bauteilen – ähnlich wie in den Versuchen – das auftretende Stützmoment und damit die aktivierbare Reibkraft direkt von der Höhe der einwirkenden Querschubbeanspruchung ab. Unter Berücksichtigung einiger Vereinfachungen besteht in realen Bauteilen eine in etwa lineare Proportionalitätsbeziehung zwischen der Höhe des Stützmoments und dem Wert der Querschubbeanspruchung.

Wie die weiterführenden Parameterstudien in Abschnitt 5.4.3 gezeigt haben, liegen die Randbedingungen und *Beanspruchungsverhältnisse in realen Bauteilen* so vor, daß in fast allen denkbaren Fällen die Querschubbeanspruchungen auch unter Berücksichtigung des Sicherheitskonzeptes kleiner sind als die infolge Biegedruck aktivierten Reibkräfte. Dementsprechend können die vertikalen Auflagerkräfte der Platte in der Praxis fast ausschließlich über Reibung unterhalb der Gleitgrenze in die Stahlträger übertragen werden. Eine rechnerische Berücksichtigung der Dübeltragfähigkeiten wird demnach erst gar nicht erforderlich.

Treten im Gegensatz zu den Annahmen der weiterführenden Parameterstudien gemäß Abschnitt 5.4 *große Einzellasten* auf, so werden die daraus resultierenden Querschubbeanspruchungen wie in den Versuchen i. a. über Reibung übertragen. Mit abnehmendem Abstand der Einzellast zum Stahlträger nimmt die Reibtragfähigkeit jedoch zusehends ab. Im Grenzfall nahezu zentrischer Krafteinleitung entsprechend Abschnitt 5.2.3.3 (c) und 5.2.3.4 (c) erreichen die Tragfähigkeiten der liegenden Kopfbolzen die Werte stehender Dübel. In solchen Fällen sind sogar noch weitere Reserven infolge Reibung aus verteilt ständigen Lasten und Kontaktpressung auf der Stegoberkante zu erwarten.

Darüber hinaus bestätigen auch die experimentellen Untersuchungen, die das Spektrum von möglichen Bauteilgeometrien im Hoch- und Industriebau nahezu vollständig abdecken, daß selbst bei ungünstig gewählten Einwirkungsverhältnissen M/V von Stützmoment zu Querkraft die Reibverbindung bereits so leistungsfähig ist, daß ein *Versagen der Stahlbetonplatte* und nicht der Verbundfuge maßgebend wird.

5.5.3 Tragfähigkeit

Die Gesamttragfähigkeit von liegenden Kopfbolzen unter Querschub in Mittellage der Verbundfuge resultiert im wesentlichen aus zwei Traganteilen. Für beide Traganteile werden im folgenden zur Ermittlung der rechnerischen Tragfähigkeit jeweils eine Bestimmungsgleichung angegeben.

Aufbauend auf die Tragfähigkeitsbeziehung in Randlage der Verbundfuge entsprechend Gl. (4-8) und unter Einbeziehung der FE-Untersuchungen entsprechend Abschnitt 5.3 ergibt sich für die **rechnerische Dübeltragfähigkeit** in Mittellage folgende Bestimmungsgleichung:

$$P_{t,Q} = 6,945 \cdot (f_c \cdot d_{s,L})^{0,5} \cdot (d_{Dü} \cdot a/s)^{0,4} \cdot (d_{s,Bü})^{0,3} \cdot (h_{Dü})^{0,2} \cdot (a_{r,o}')^{0,7} \cdot A_{t,Q} \cdot B_Q \quad (5-2)$$

Dabei sind:

- $P_{t,Q}$ Querschubtragfähigkeit bei Betonkantenbruch [N]
- $A_{t,Q}$ Lagefaktor; = 1 bei Randlage; = 1,25 bei Mittellage
- B_Q Beanspruchungsfaktor in der Platte; = 1 Längsdruck; = 0,8 Längszug

Die Bezeichnungen werden im einzelnen in Abschnitt 4.4.3 und in Bild 2-1 näher definiert. Die Erhöhung der Dübeltragfähigkeit von 25 % bei Anordnung der Bolzen in Mittel- statt in Randlage ergibt sich aus umfangreichen FE-Untersuchungen und stellt eine konservative Abschätzung dar, siehe

Abschnitt 5.3.3.2 (h). Je nachdem ob bei der Modellierung der Stützbewehrung eine gelenkige oder biegesteife Verbindung der Balkenelemente angenommen wird, ergibt sich als mittlerer Erhöhungsfaktor 1,256 bzw. 1,698. Der reale Erhöhungsfaktor dürfte zwischen diesen beiden Werten liegen.

Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen und weiterführenden Parameteruntersuchungen entsprechend den Abschnitten 5.2 und 5.4 wird für die **rechnerische Reibtragfähigkeit** aus Klemmwirkung infolge Querbiegung je Bemessungsschnitt und laufenden Meter Trägerlänge in Übereinstimmung mit den Bildern 5-55 und 5-56 folgende Beziehung angegeben:

$$R_{t,Q} = \mu \cdot M_S / z^{II} \quad (5-3)$$

Dabei sind:

$R_{t,Q}$	Reibtragfähigkeit aus Klemmwirkung infolge Querbiegung je Bemessungsschnitt [kN/m]
μ	mittlerer Reibbeiwert entsprechend Tabelle 2-1 [-]
M_S	Querbiegemoment [kNm/m]
z^{II}	innerer Hebelarm im Zustand II [m]; aus Biegebemessung oder vereinfacht: $z^{II} \approx 0,9 \cdot d$

Auf Grundlage der beiden angegebenen Gleichungen zur Bestimmung der rechnerischen Tragfähigkeiten der einzelnen Tragkomponenten werden in Abschnitt 5.5.4 für die Bemessung ebenfalls zwei Bemessungsregeln vorgestellt.

Obwohl bei vergleichbaren Verbindungen entsprechend Abschnitt 2.5.2 und 2.5.3 eine *lineare Superposition der beiden Traganteile* aus Dübel- und Reibtragwirkung grundsätzlich in Rechnung gestellt werden kann, so wird in diesem Fall aufgrund des hohen Tragfähigkeitsvermögens der beiden Einzelkomponenten auf eine Addition der beiden Tragfähigkeiten zunächst verzichtet. Nach Meinung der Verfasser ist eine lineare Superposition der beiden Tragfähigkeiten aber grundsätzlich möglich und realistisch, da der zur Aktivierung der Reibkräfte in der Kontaktfläche erforderliche Biegedruck durch Tragmechanismen wie Kornverzahnung, Rißreibung und Dübelwirkung der Bewehrung auch über die überdrückte Rißfläche des Ausbruchkörpers aus Dübeltragwirkung hinweg transportiert werden kann, siehe Bilder 5-53 und 5-54.

5.5.4 Bemessungsvorschlag

In Übereinstimmung mit dem Bemessungswert der Querschubtragfähigkeit in Randlage der Verbundfuge entsprechend Gl. (4-35) und der rechnerischen Dübeltragfähigkeit in Mittellage entsprechend Gl. (5-2) wird für die **Bemessungstragfähigkeit je Dübel** folgende Gleichung vorgeschlagen:

$$P_{Rd,Q} = 6 \cdot (f_{ck} \cdot d_{s,L})^{0,5} \cdot (d_{Dü} \cdot a/s)^{0,4} \cdot (d_{s,Bü})^{0,3} \cdot (h_{Dü})^{0,2} \cdot (a_{r,o'})^{0,7} \cdot A_Q \cdot B_Q / \gamma_v \quad (5-4)$$

Dabei sind:

$P_{Rd,Q}$	Bemessungswert der Querschubtragfähigkeit bei Betonkantenbruch [N]
A_Q	Lagefaktor; = 1 bei Randlage; = 1,14 bei Mittellage
B_Q	Beanspruchungsfaktor in der Platte; = 1 Längsdruck; = 0,8 Längszug
γ_v	Teilsicherheitsfaktor auf der Widerstandsseite für Verbundmittel; = 1,25

Analog zu Abschnitt 4.4.4 ergibt sich ein vereinfachter Bemessungsvorschlag wie folgt:

$$P_{Rd,Q} = 12 \cdot (f_{ck} \cdot d_{s,L})^{0,5} \cdot (d_{Dü} \cdot a/s)^{0,4} \cdot (d_{s,Bü})^{0,3} \cdot (a_{r,o'})^{0,7} \cdot A_Q / \gamma_v \quad (5-5)$$

Die Bezeichnungen werden im einzelnen in Abschnitt 4.4.4 näher definiert. Für die Gültigkeit dieser Bestimmungsgleichung sind die dort angegebenen Randbedingungen einzuhalten.

Der vorgeschlagene Lagefaktor von 1,14 bei Mittellage der Verbundfuge ist von der Bestimmungsgleichung für die Spalttragfähigkeit entsprechend Gl. (2-9) abgeleitet und liegt gegenüber dem o. g. Faktor von 1,25 um weitere 10 % auf der sicheren Seite.

Aufbauend auf Gleichung (5-3) wird für den **Bemessungswert der Reibtragfähigkeit** aus Klemmwirkung infolge Querbiegung je Bemessungsschnitt und laufenden Meter Trägerlänge in Übereinstimmung mit den Bildern 5-55 und 5-56 folgende Beziehung angegeben:

$$R_{Rd,Q} = (\mu_k \cdot M_{Sd}) / (z^{II} \cdot \gamma_v) \tag{5-6}$$

Dabei sind:

- $R_{Rd,Q}$ Bemessungswert der Reibtragfähigkeit infolge Querbiegung je Bemessungsschnitt [kN/m]
- μ_k charakteristischer Reibbeiwert entsprechend Tabelle 2-1 [-]
- M_{Sd} Bemessungswert des Querbiegemoments [kNm/m]
- z^{II} innerer Hebelarm im Zustand II [m]; aus Biegebemessung oder vereinfacht: $z^{II} \approx 0,9 \cdot d$
- γ_v Teilsicherheitsfaktor auf der Widerstandsseite für Verbundmittel; = 1,25

Planmäßige Momentenumlagerungen sind zu berücksichtigen. Abschließend bleibt festzuhalten, daß die für die Reibtragfähigkeit angegebenen Beziehungen entsprechend den Gleichungen (5-3) und (5-6) sich auf einen Bemessungsschnitt je laufenden Meter Trägerlänge beziehen, siehe Bilder 5-55 und 5-56. Demzufolge ist dieser Wert bei der *Nachweisführung* direkt mit dem maximalen Wert der Querkraft neben dem Auflager zu vergleichen. Vereinfacht kann auch überschlägig der doppelte Wert der Reibtragfähigkeit mit der Plattenauflegerkraft verglichen werden.

5.5.5 Hinweise zur konstruktiven Durchbildung

In Ergänzung zu den Bemessungsregeln in Abschnitt 5.5.4 sind im folgenden Hinweise zur konstruktiven Durchbildung der Stahlbetonplatte im auflagnahen Bereich zusammengefaßt. Die Empfehlungen gelten sinngemäß auch für eine Randlage der Verbundfuge.

Das Bild 5-55 zeigt einen typischen Verbundquerschnitt mit liegenden Kopfbolzen in Mittellage der Verbundfuge einschließlich der Bemessungsschnitte zum Nachweis der Verbundsicherung, der Unterteilung des auflagnahen Bereichs in B- und D-Bereiche und Hinweise zur Bewehrungsführung.

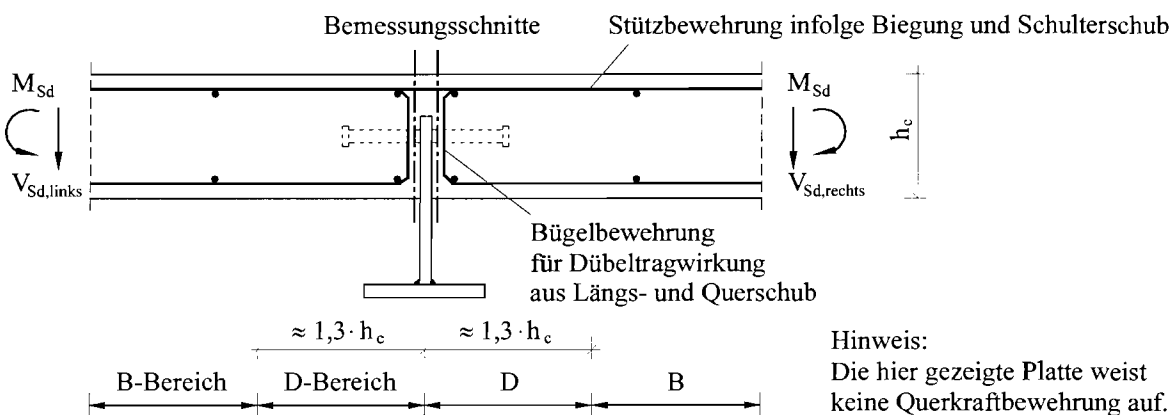


Bild 5-55. Hinweise zur Bemessung von typischen Verbundquerschnitten mit liegenden Kopfbolzen

Im Auflagerbereich ergibt sich die *obere Lage der Querbewehrung* aus der Biegebemessung und dem Nachweis des Schulterschubs. Die eingezeichnete *Bügelbewehrung* nahe der Verbundfuge stellt die Dübeltragwirkung sicher, ist dementsprechend auch ausreichend zu verankern und darf für die Querkraftbemessung der Platte nicht weiter angerechnet werden. Für die Querkraftbemessung der

Platte ist der auflagernahe Bereich in Anlehnung an Schlaich & Schäfer [2.25] in *B- und D-Bereiche* unterteilt. Aufgrund der Einbettung des Dübels in die Betonumgebung verlagern sich die nichtlinearen Spannungen und damit auch die Grenzlinien zwischen den B- und D-Bereichen um ungefähr 30 % weiter ins Feld. Dieser Zahlenwert ergibt sich aus ingenieurmäßigen Überlegungen.

Wird beim Querkraftnachweis der Stahlbetonplatte eine Querkraftbewehrung rechnerisch erforderlich, so kann die Bemessung in Anlehnung an Schlaich & Schäfer [2.25] nach dem in Bild 5-56 angegebenen *Stabwerkmodell* erfolgen. Das vereinfachte Stabwerkmodell beinhaltet bereits den Übergang von D- zu B-Bereich. Darüber hinaus sind noch ergänzende Angaben zur Biegebemessung und zum Nachweis der Querschubtragfähigkeit der Verbundfuge durch Reibung gemacht.

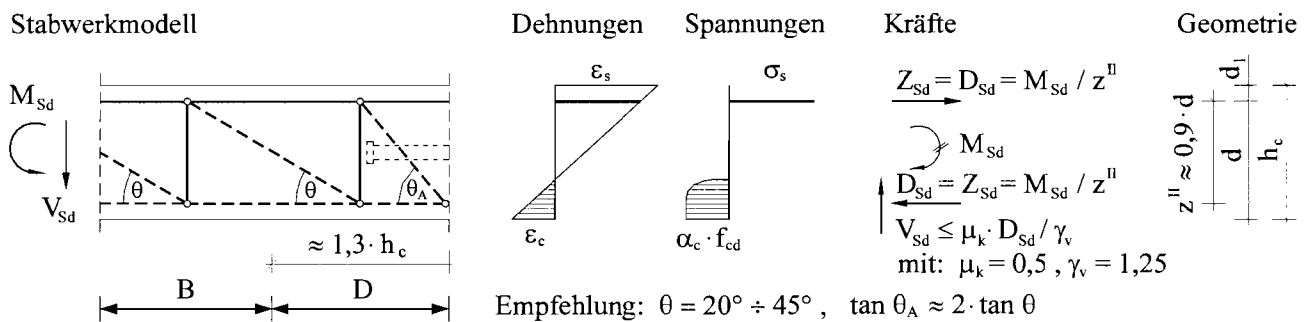


Bild 5-56. Stabwerkmodell im auflagernahen Bereich der Platte

In Anlehnung an Schlaich & Schäfer [2.25], Abschn. 4.2.1 ist die *Druckstrebenneigung* θ_A am Auflager entsprechend der angegebenen Beziehung in Bild 5-56 größer als die Neigung θ von 20 bis 45° in den B-Bereichen. Dies führt für den Fall von konstanten Querkräften zu einer konstanten Verteilung der Bügelzugkräfte und somit zu einem konstanten Bügelabstand in den D- und B-Bereichen.

Treten in Auflagernähe neben den verteilten Lasten zusätzlich *hohe Einzellasten* auf, so kann ein statisch unbestimmtes Stabwerkmodell in Anlehnung an Bild 5-14 entwickelt werden. Für die Bemessungspraxis sind für dieses Stabwerkmodell im DASTb-Heft 430 [1.10], Abschn. 3.2 standardisierte Nachweisgleichungen angegeben.

5.6 Zusammenfassung

Auf der Grundlage von umfangreichen theoretischen Untersuchungen ist das Tragverhalten liegender Kopfbolzen unter Querschub in einer Mittellage der Verbundfuge grundsätzlich komplexer als in einer Randlage. Neben der reinen *Dübeltragwirkung* spielt besonders bei praktischen Anwendungen die *Reibtragwirkung* eine bedeutende Rolle. Der Einfluß der *Kontaktpressung* aus Plattenlagerung auf der Stegoberkante ist für die Gesamttragfähigkeit der Verbindung wegen der Überlagerung des beiden Betonausbruchkörper infolge Dübeltragwirkung und Kontaktpressung von untergeordneter Bedeutung. Für praktische Anwendungen ist daher ein additiver Ansatz der Kontaktpressung mit den anderen Tragkomponenten grundsätzlich auszuschließen.

Die experimentellen Untersuchungen und weiterführenden Parameterstudien belegen, daß die *Verbundcharakteristik* maßgeblich durch die Reibung bestimmt wird. Bei praxisüblichen Anwendungen im Hoch- und Industriebau einschließlich Parkhäusern wird die Gleitgrenze i. a. nicht erreicht, so daß nur in Sonderfällen die Dübeltragwirkung auch rechnerisch zum Tragen kommt. Für die Bemessungspraxis wurden auf Grundlage theoretischer Untersuchungen *Bemessungsgleichungen für die Dübel- und Reibtragwirkung* entwickelt. Weiterführende *Hinweise zur konstruktiven Durchbildung* der Stahlbetonplatte im auflagernahen Bereich ergänzen die Untersuchungen und runden den Bemessungsvorschlag ab.

6. Kombinerter Quer- und Längsschub

6.1 Allgemeines

In baupraktischen Anwendungen werden liegende Kopfbolzen häufig durch kombinierten Quer- und Längsschub beansprucht. Für solche Beanspruchungssituationen sind zusätzlich zu den experimentelle Untersuchungen der *Bundesanstalt für Straßenwesen* in Randlage der Verbundfuge in Rahmen dieses Vorhabens Versuche in Mittellage durchgeführt worden. Die Untersuchungen unter kombinierter Schubbeanspruchung knüpfen an die Untersuchungen unter reinem Querschub und reinem Längsschub an und berücksichtigen die jeweiligen Basiskörper der einzelnen Versuchsreihen. In den Abschnitten 6.2 und 6.3 werden die Untersuchungen getrennt nach Lage der Verbundfuge zusammengefaßt und jeweils ein Bemessungsvorschlag entwickelt.

6.2 Randlage der Verbundfuge

6.2.1 Versuchskonzept

Die Versuchsreihe in Randlage der Verbundfuge umfaßt entsprechend Tabelle 6-1 insgesamt sechs Einzelversuche mit jeweils identischen Konstruktionsparametern aber unterschiedlichen Verhältnissen der Schubkräfte. Dabei werden die Versuchsergebnisse der Basiskörper II-B und R-B aus den Untersuchungen unter reinem Längsschub gemäß Breuninger [3.10], Kapitel 3 und unter reinem Querschub entsprechend Abschnitt 4.2 mit einbezogen.

Tabelle 6-1. Zuordnung der Versuchsreihen in Randlage zu den Parametern

Reihe	Varierte Parameter	Konstante Parameter
R-R10	Kombinierter Quer- und Längsschub 0 → 0,2 → 0,4 → 0,55 → 0,75 → 1 bzw. II-B → R-R10/1 → R-R10/2 → R-R10/3 → R-R10/4 → R-B	C30/37 $d_{s,L} = 12 \text{ mm}$ $h_c = 300 \text{ mm}$ $a = 165 \text{ mm}$ $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 12$ $d_{Di} = 22 \text{ mm}$ $h_{Di} = 150 \text{ mm}$
Hinweis: – Der angegebene Zahlenwert entspricht dem konst. Ausnutzungsgrad $P_Q / P_{t,Q}$ der Querschubbeanspruchbarkeit.		

In Bild 6-1 ist die Geometrie der vier identisch gefertigten Körper der Reihe R-R10 abgebildet. Die Herstellung der Stahlbetonplatten ist analog zu Abschnitt 4.2.2.2 durchgeführt worden.

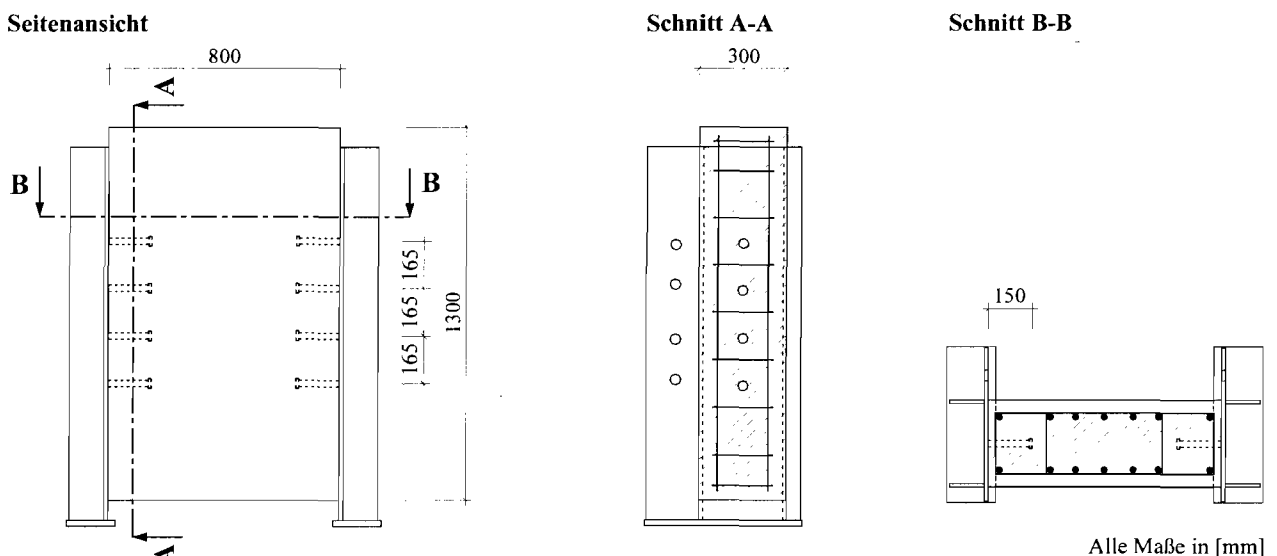


Bild 6-1. Versuchskörper der Reihe R-R10 für kombinierten Quer- und Längsschub in Randlage

6.2.2 Versuchsbeschreibung

6.2.2.1 Versuchsaufbau

(a) Versuchsstand

Die Bilder 6-2 und 6-3 zeigen den prinzipiellen Aufbau der Versuche und die Realisierung im Versuchsstand. Während die Einleitung der Längsschubkräfte über den Prüfzylinder des Versuchsstandes gemäß Abschnitt 4.2.2.3 (a) erfolgte, wurden die Querschubkräfte konstant über eine Spannkonstruktion mittels zweier Baupressen mit einer Kapazität von jeweils 1 MN eingeleitet. An den Stellen der Einleitung der Längsschubkräfte wurden Elastomer- und Weichfaserplatten angeordnet. Für die Einleitung der Querschubkräfte wurden zwischen den Zylinderköpfen der Baupressen und der Betonoberfläche jeweils zwei Stahlplatten mit zwischenliegender Teflonschicht angeordnet.

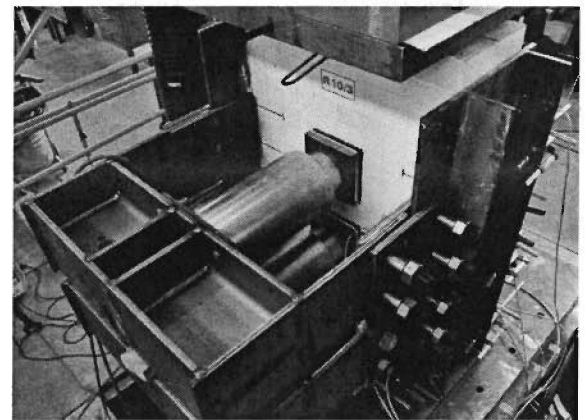
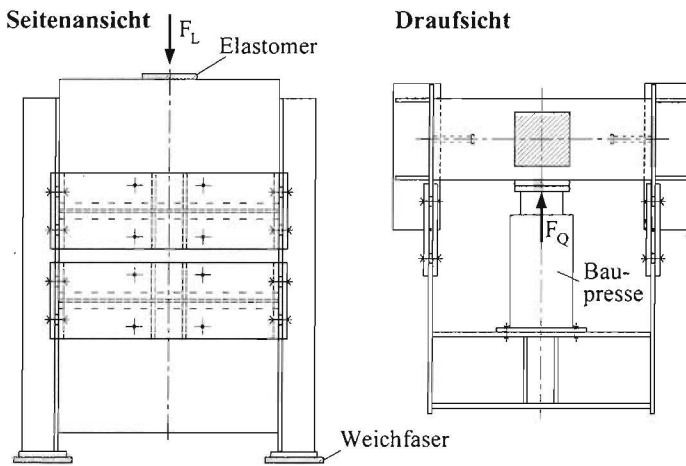


Bild 6-2. Versuchsaufbau

Bild 6-3. Versuchsstand

Die Versuche sind durch das *Otto-Graf-Institut Baden-Württemberg der Universität Stuttgart* (ehemals FMPA) durchgeführt worden.

(b) Messungen

Die prinzipielle Anordnung der *Wegmessungen* ist in Bild 6-4 dargestellt. Zur Messung des Längsschlupfes ($W1 \div W4$), des Querschlupfes ($W5 \div W8$) und der Abhebung der Plattenstirnseite vom Stahlsteg ($W9, W10$) waren an jedem Körper insgesamt zehn Ohm'sche Wegnehmer befestigt.

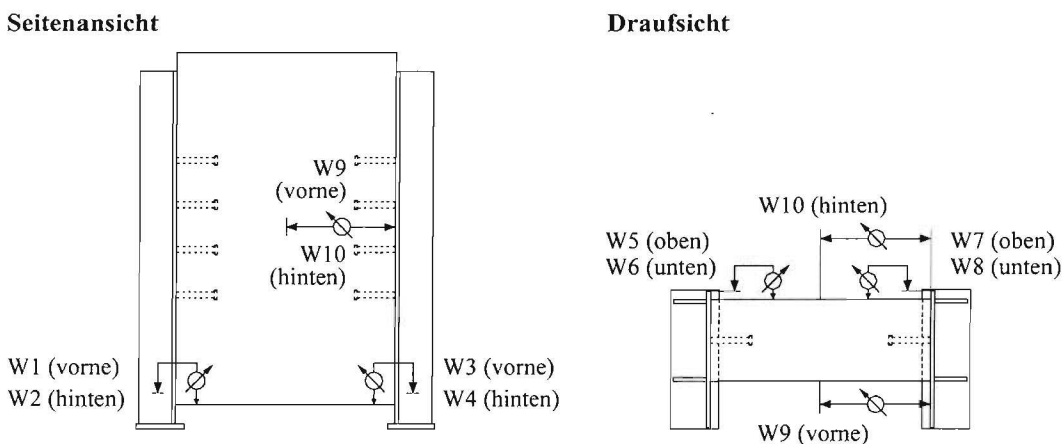


Bild 6-4. Wegmessungen

(c) Belastungsgeschichte

Zu Versuchsbeginn wurden die Körper der Reihe R-R10 in Richtung der Längsschubbeanspruchung auf 40 % der zu erwarteten Traglast belastet und insgesamt 25 Lastwechsel in Übereinstimmung mit Eurocode 4, Teil 1-1 [1.1], Abschnitt 10.2.4 kraftgesteuert durchgeführt. Nach Beendigung der Lastwechsel wurden die Körper wieder entlastet. Im Anschluß daran wurden über die beiden Baupressen die Querschubbeanspruchung kraftkontrolliert bis zu einem vorgegebenen Kraftwert aufgebracht und über die restliche Versuchsdauer konstant gehalten. Unter konstanter Querschubbelastung wurde die Längsschubbeanspruchung allmählich – analog zu den Versuchsreihen R-R1 bis R-R9 – weggesteuert über den Traglastbereich hinaus bis zum Abbruch des Versuchs gesteuert. Die Verschiebegeschwindigkeit entspricht den in Abschnitt 4.2.2.3 (c) angegebenen Werten.

6.2.2.2 Materialkennwerte

Die Vorgehensweise in der Materialprüfung und die Kennwerte der metallischen Materialien sind in Abschnitt 4.2.2.4 dokumentiert. Die Werte der Betonprüfung sind in Tabelle 6-2 aufgelistet.

6.2.3 Versuchsergebnisse

6.2.3.1 Trag- und Verformungsverhalten

Am Beispiel des Körpers R-R10/2 wird in Bild 6-5 das *Kraft-Schlupf-Verhalten* liegender Kopfbolzen unter kombinierter Quer- und Längsschubbeanspruchung in Randlage dargestellt.

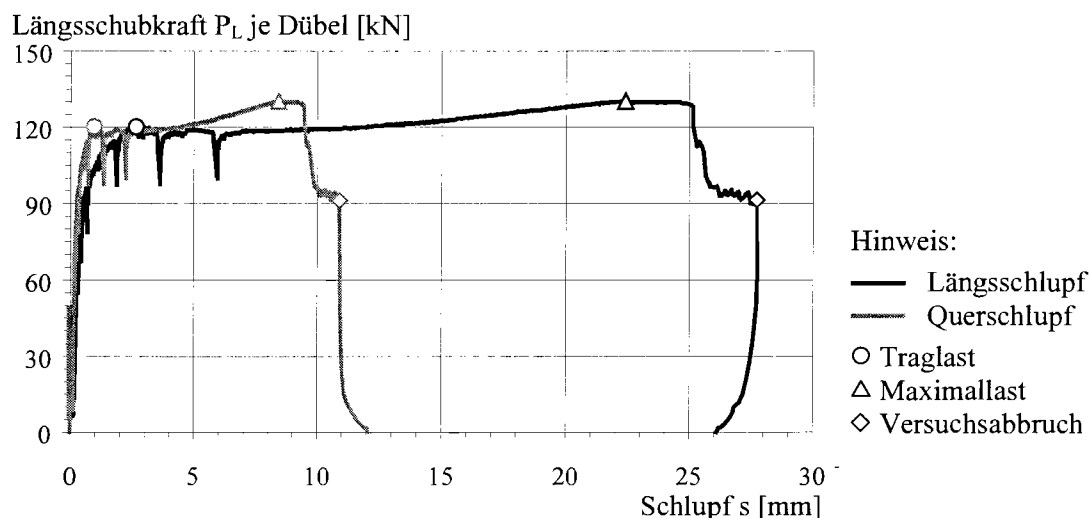


Bild 6-5. Typisches Kraft-Verformungs-Verhalten für kombinierten Schub in Randlage, R-R10/2

Das Trag- und Verformungsverhalten stimmt qualitativ gut mit dem unter reinem Längs- und reinem Querschub überein. Nach Erreichen der Tragfähigkeit wurde bei allen vier Versuchskörpern ein ausgeprägt duktiler Verhalten verbunden mit einer hohen Resttragfähigkeit beobachtet.

Folgende *Versagensart* wurde bei den Versuchen unter kombinierter Schubbeanspruchung festgestellt:

Beton/Dübel Für die Tragfähigkeit wurde Betonversagen maßgebend. In Abhängigkeit vom Verhältnis des Quer- und Längsschubs wurde entsprechend Bild 6-6 eine Kombination aus Betonspalten und Ausbrechen der Betonkante beobachtet. Die darauf folgenden Dübelverformungen führten zum Abscheren der Kopfbolzen.

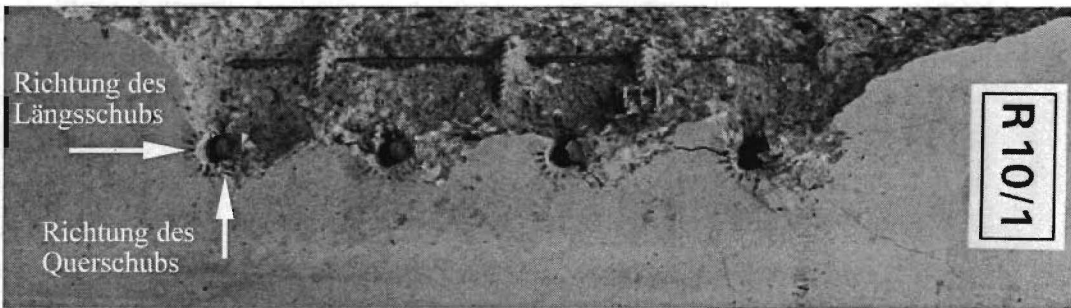


Bild 6-6. Versagen der Verbundfuge unter kombinierter Schubbeanspruchung

6.2.3.2 Überblick

Die wesentlichen Ergebnisse der Versuchsreihe R-R10 einschließlich der Referenzkörper sind in den Tabellen 6-2 und 6-3 zusammengestellt. Die Werte für die Referenzkörper II-B sind Breuninger [3.10], Tabelle 3.3 und R-B der Tabelle 4-4 dieses Berichts entnommen. Weitere Ergebnisse sind in Kuhlmann & Kürschner [3.15] dokumentiert.

Tabelle 6-2. Betonkennwerte, Versuchslasten und Schlupfwerte bei Erreichen der Traglast

Körper	Druckfestigkeit des Betons f_c [N/mm ²]	Sekantenelastizitätsmodul des Betons E_c [N/mm ²]	Traglast					
			Querschub			Längsschub		
			Versuchstraglast $F_{t,Q,e}$ [kN]	Dübeltraglast $P_{t,Q,e}$ [kN]	Querschlupf bei Traglast $s_{t,Q,e}$ [mm]	Versuchstraglast $F_{t,L,e}$ [kN]	Dübeltraglast $P_{t,L,e}$ [kN]	Längsschlupf bei Traglast $s_{t,L,e}$ [mm]
II-B	29,6	28.710	—	—	—	1.097	137,1	4,5
R-R10/1	38,0	28.159	112,4	14,1	0,58	990,7	123,8	4,06
R-R10/2	38,8	28.460	224,0	28,0	0,94	960,7	120,1	2,65
R-R10/3	43,9	31.606	338,0	42,3	1,10	1.025,5	128,2	2,56
R-R10/4	44,1	31.683	449,8	56,2	2,86	624,1	78,0	1,91
R-B	39,1	28.021	568,0	71,0	2,90	—	—	—

Tabelle 6-3. Versuchslasten und Schlupfwerte bei Maximallast und Versuchsabbruch

Körper	Maximallast						Versuchsabbruch						Versagensart
	Querschub			Längsschub			Querschub			Längsschub			
	Maximale Versuchslast $F_{max,Q,e}$ [kN]	Maximale Dübellast $P_{max,Q,e}$ [kN]	Querschlupf bei Maximallast $s_{max,Q,e}$ [mm]	Maximale Versuchslast $F_{max,L,e}$ [kN]	Maximale Dübellast $P_{max,L,e}$ [kN]	Längsschlupf bei Maximallast $s_{max,L,e}$ [mm]	Versuchslast bei Abbruch $F_{A,Q,e}$ [kN]	Dübellast bei Abbruch $P_{A,Q,e}$ [kN]	Querschlupf bei Abbruch $s_{A,Q,e}$ [mm]	Versuchslast bei Abbruch $F_{A,L,e}$ [kN]	Dübellast bei Abbruch $P_{A,L,e}$ [kN]	Längsschlupf bei Abbruch $s_{A,L,e}$ [mm]	
II-B	—	—	—	1.124	141	16,7	—	—	—	1.022	128	26,2	B/D
R-R10/1	111,5	13,9	4,19	1.003,9	125,5	15,90	111,5	13,9	6,64	380,8	47,6	33,47	B/D
R-R10/2	220,8	27,6	8,42	1.041,7	130,2	22,41	220,8	27,6	10,90	730,3	91,3	27,73	B/D
R-R10/3	337,3	42,2	12,16	1.123,9	140,5	23,06	337,3	42,2	13,46	940,3	117,5	25,63	B/D
R-R10/4	—	—	—	—	—	—	446,7	55,8	16,83	570,7	71,3	15,22	B/D
R-B	—	—	—	—	—	—	256,0	32,0	36,56	—	—	—	B

Versagensarten: B = Beton, B/D = Beton/Dübel

6.2.3.3 Statistische Auswertung

Für die Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse werden die Dübelkräfte bei Erreichen der Tragfähigkeit gemäß Tabelle 6-2 auf eine Zylinderdruckfestigkeit des Betons von 30 N/mm^2 entsprechend den Gleichungen (4-1) und (6-1) transformiert.

$$P_{t,L,e}' = P_{t,L,e} \cdot (30 \text{ N/mm}^2 / f_c)^{0,4} \tag{6-1}$$

Für die Entwicklung einer Interaktionsbeziehung werden die Ausnutzungsgrade in Abhängigkeit von der Beanspruchungsrichtung wie folgt berechnet:

$$\eta_{t,Q} = P_{t,Q,e}' / P_{t,Q}' \quad \text{und} \quad \eta_{t,L} = P_{t,L,e}' / P_{t,L}' \tag{6-2}$$

Dabei sind: $P_{t,Q}' = 64,5 \text{ kN}$ Querschubtragfähigkeit nach Gl. (4-8)
 $P_{t,L}' = 149,3 \text{ kN}$ Längsschubtragfähigkeit nach Gl. (2-8)

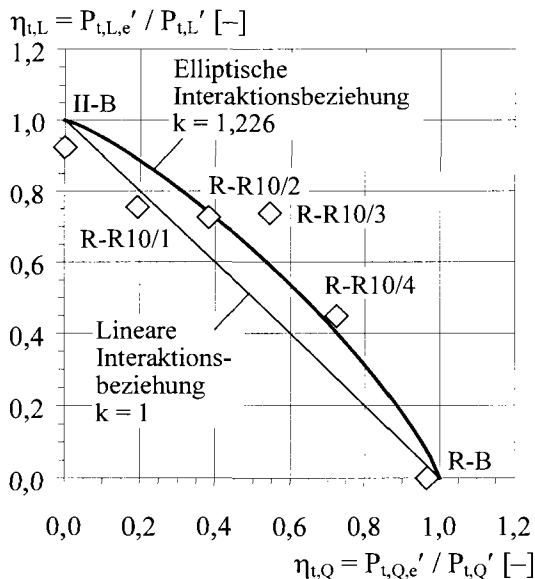
$$\eta_t = \eta_{t,Q} + \eta_{t,L} \tag{6-3}$$

Die Einzelwerte der Versuchsauswertung sind in Tabelle 6-4 dokumentiert.

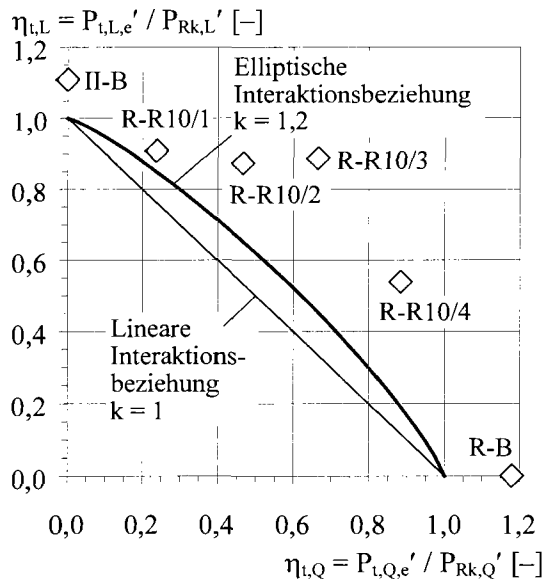
Tabelle 6-4. Betonfestigkeit, Dübeltragfähigkeiten und Ausnutzungsgrade der Schubkräfte

Körper	Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_c [N/mm ²]	Querschub			Längsschub			Summe der Ausnutzungsgrade Gl. (6-3) η_t [-]
		Dübeltraglast $P_{t,Q,e}$ [kN]	Trans. Dübeltraglast Gl. (4-1) $P_{t,Q,e}'$ [kN]	Ausnutzungsgrad Gl. (6-2) $\eta_{t,Q}$ [-]	Dübeltraglast $P_{t,L,e}$ [kN]	Trans. Dübeltraglast Gl. (6-1) $P_{t,L,e}'$ [kN]	Ausnutzungsgrad Gl. (6-2) $\eta_{t,L}$ [-]	
II-B	29,6	0	0	0	137,1	137,9	0,923	0,923
R-R10/1	38,0	14,1	12,6	0,194	123,8	112,7	0,755	0,948
R-R10/2	38,8	28,0	24,9	0,383	120,1	108,3	0,726	1,108
R-R10/3	43,9	42,3	35,4	0,545	128,2	110,1	0,737	1,282
R-R10/4	44,1	56,2	47,0	0,724	78,0	66,9	0,448	1,172
R-B	39,1	71,0	62,8	0,967	0	0	0	0,967

In Bild 6-7 sind die transformierten Dübeltragfähigkeiten in Form von Interaktionsdiagrammen bezogen auf die rechnerischen Mittelwerte und charakteristischen Werte dargestellt.



(a) Bezug auf rechnerische Mittelwerte



(b) Bezug auf charakteristische Werte

Bild 6-7. Interaktionsdiagramm für kombinierten Quer- und Längsschub

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß infolge einer kombinierten Beanspruchung aus Quer- und Längsschub eine gegenseitige Beeinflussung der Beanspruchungen und damit eine Reduzierung der Einzelbeanspruchbarkeiten vorliegt.

Für die Beschreibung einer mittleren Interaktionsbeziehung wird eine elliptische Beziehung gemäß Gl. (6-4) zugrunde gelegt.

$$(\eta_{t,Q})^k + (\eta_{t,Q})^k = 1 \quad (6-4)$$

Dabei sind: $\eta_{t,Q}$, $\eta_{t,Q}$ entsprechend Gl. (6-2)

Eine Regressionsanalyse führt unter Berücksichtigung des *Prinzips der Minimierung der Summe der vertikalen und horizontalen Abweichungsquadrate* zu einem k-Wert von 1,226. Wird der k-Wert wiederum zu 1,231 gewählt, so ergibt sich das Mittel des Korrekturfaktors zu 1,0, vgl. Herleitung der Gleichung (4-8).

6.2.3.4 Bemessungsvorschlag

Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen sollte für die Bemessung von liegenden Kopfbolzen unter kombiniertem Quer- und Längsschub in Randlage der Verbundfuge folgende Interaktionsbedingung entsprechend Bild 6-7 (b) eingehalten werden:

$$(F_{d,Q} / P_{Rd,Q})^{1,2} + (F_{d,L} / P_{Rd,L})^{1,2} \leq 1 \quad (6-5)$$

Dabei sind:

$F_{d,Q}$, $F_{d,L}$ = Bemessungswert der Quer- bzw. Längsschubkraft

$P_{Rd,Q}$, $P_{Rd,L}$ = Bemessungswert der Quer- bzw. Längsschubtragfähigkeit gemäß Gl. (4-25) und (4-26)

Im Vergleich zur vorgeschlagenen elliptischen Interaktionsbedingung liegt eine lineare Beziehung mit einem k-Wert von 1,0 auf der sicheren Seite, vgl. Bild 6-7 (b).

6.2.3.5 Vergleich

In der Befestigungstechnik werden für Dübelverbindungen unter kombinierter Quer- und Zugbeanspruchung ebenfalls elliptische Interaktionsbeziehungen gemäß Gl. (6-4) beschrieben. Der dort angegebene Exponent für Betonbruch variiert zwischen 1,2 und 1,5, vgl. Eligehausen et al. [2.10], Abschn. 3.1.3. Die hier dargestellte Interaktionsbedingung entsprechend Gl. (6-5) liegt mit einem Exponenten von 1,2 im Erfahrungsbereich der Befestigungstechnik.

6.2.4 Zusammenfassung

Die experimentellen Untersuchungen zeigen, daß in Abhängigkeit vom Verhältnis der einwirkenden Quer- und Längsschubkräfte Betonversagen durch eine Kombination aus Betonspalten und Ausbrechen der Betonkante für die Tragfähigkeit maßgebend wird. Die kombinierte Schubbeanspruchung führt zu einer gegenseitigen Beeinflussung der Beanspruchungen und damit zu einer Reduktion der Einzelbeanspruchbarkeiten. Für die Bemessung wird eine elliptische Interaktionsbedingung vorgestellt.

6.3 Mittellage der Verbundfuge

6.3.1 Versuchsprogramm

Die Versuchsreihe mit kombinierter Schubbeanspruchung in Mittellage der Verbundfuge umfaßt entsprechend Tabelle 6-5 insgesamt fünf Einzelversuche mit jeweils identischen Konstruktionsparametern aber unterschiedlichen Beanspruchungsverhältnissen. Aufbauend auf den Versuchsergebnissen der Untersuchungen mit reiner Querschubbeanspruchung ist bei den Versuchen unter kombinierter Schubbeanspruchung die während der Versuchsdauer konstant gehaltene Querschubbelastung nicht auf den Einzeldübel sondern auf den laufenden Meter Trägerlänge bezogen. Die für die Querschubbeanspruchung angestrebten Werte bilden auf Grundlage von Abschnitt 3.4.1 den im Hoch- und Industriebau vorkommenden Wertebereich gut ab.

Tabelle 6-5. Zuordnung der Versuchsreihen in Mittellage zu den Parametern

Reihe	Varierte Parameter	Konstante Parameter
M-R9	Kombinierter Quer- und Längsschub 0 kN/m → 50 kN/m → 125 kN/m → 250 kN/m → 375 kN/m bzw. M-R9/0 → M-R9/1 → M-R9/2 → M-R9/3 → M-R9/4 (→ M-R7/1)	C30/37 $d_{s,L} = 10 \text{ mm}$ $h_c = 210 \text{ mm}$ zentrisch, 1-reihig $a = 165 \text{ mm}$ $d_{Du} = 22 \text{ mm}$ $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 10$ $h_{Du} = 125 \text{ mm}$
Hinweise: – Der angegebene Zahlenwert entspricht der konst. Querschubbeanspruchung als Linienlast pro lfm Trägerlänge.		

Als Referenzkörper mit reiner Längsschubbeanspruchung wird ein fiktiver Basiskörper M-R9/0 aus den Untersuchungen von Breuninger [3.10], Kapitel 3 mit herangezogen. Fiktiv deshalb, weil dieser Referenzkörper ein Mittelwert von insgesamt zehn Einzelversuchen darstellt, die mit Ausnahme der Betonfestigkeit ansonsten konstante Konstruktionsparameter aufweisen, siehe Abschn. 0.5.5.2.

6.3.2 Versuchsbeschreibung

6.3.2.1 Geometrie

In Bild 6-8 ist die Geometrie der vier identisch gefertigten Versuchskörper der Reihe M-R9 dargestellt. Um in den Versuchen zusätzliche Traganteile der Verbundfuge durch Spitzendruck auszuschließen, wurden in jeder Beanspruchungsrichtung ausreichend *Weichfaserelemente* angeordnet. Die *Hüllrohre* wurden für die Anschlußkonstruktion entsprechend Abschnitt 6.3.2.3 erforderlich.

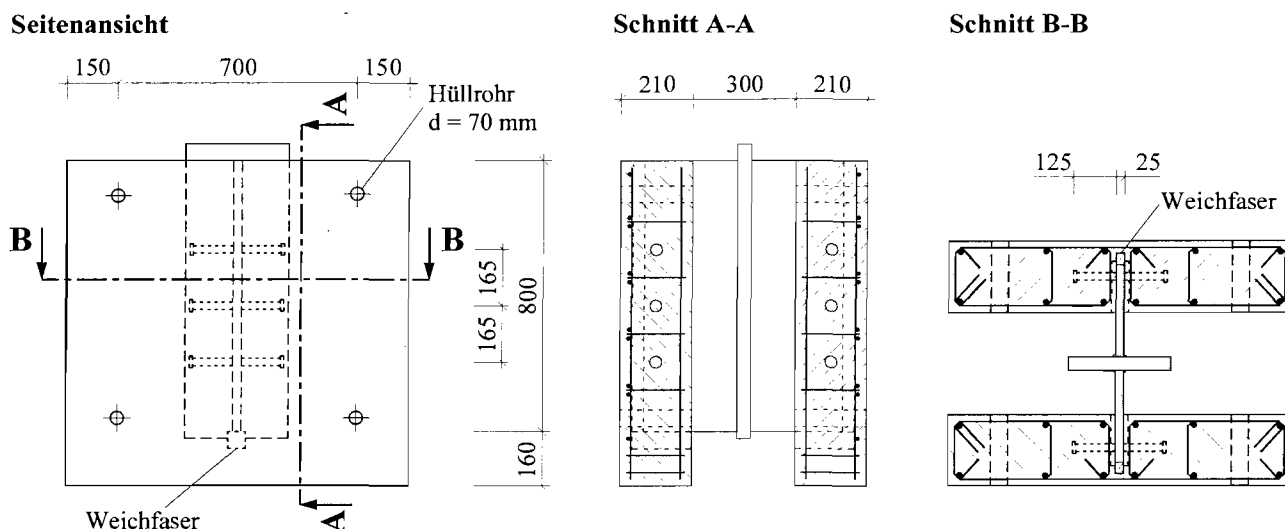


Bild 6-8. Versuchskörper der Reihe M-R9 für kombinierten Quer- und Längsschub in Mittellage

6.3.2.2 Herstellung

Die Versuchskörper wurden weitestgehend in Übereinstimmung mit Abschnitt 5.2.2.2 hergestellt. Auch in diesem Fall wurden die Stahlbetonplatten wie im realen Tragwerk liegend hergestellt und erst nach dem Betoniervorgang an den in der Symmetrieachse liegenden Stahlflansch zu einem Gesamtkörper zusammengeschweißt.

6.3.2.3 Versuchsaufbau

(a) Versuchsstand

Die Bilder 6-9 und 6-10 zeigen den prinzipiellen Versuchsaufbau und die Umsetzung im Versuchsrahmen entsprechend Abschnitt 4.2.2.3 (a). Die Einleitung der Längsschubkraft erfolgte über einen servohydraulisch gesteuerten Prüfzylinder mit einer Kapazität von 15 MN. Die Querschubbeanspruchung erfolgte über eine Anschlußkonstruktion mittels vier Baupressen mit einer Kapazität von jeweils 200 kN. Die Summe dieser vier Pressenkräfte wird als Gesamtpressenkraft F_Q bezeichnet.

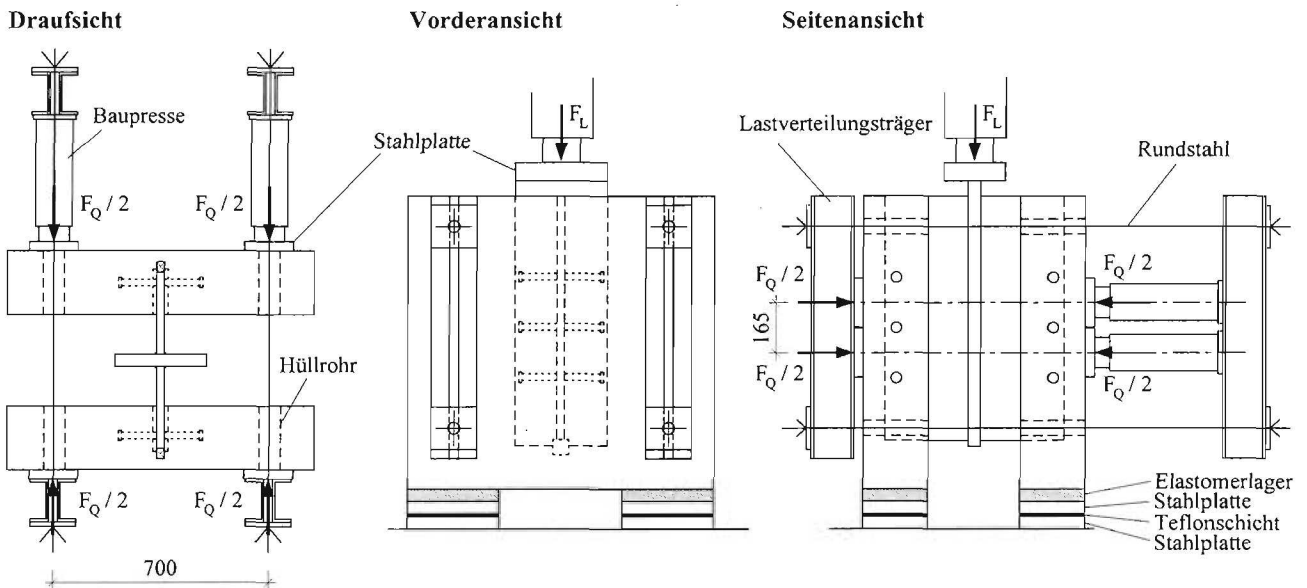


Bild 6-9. Versuchsaufbau

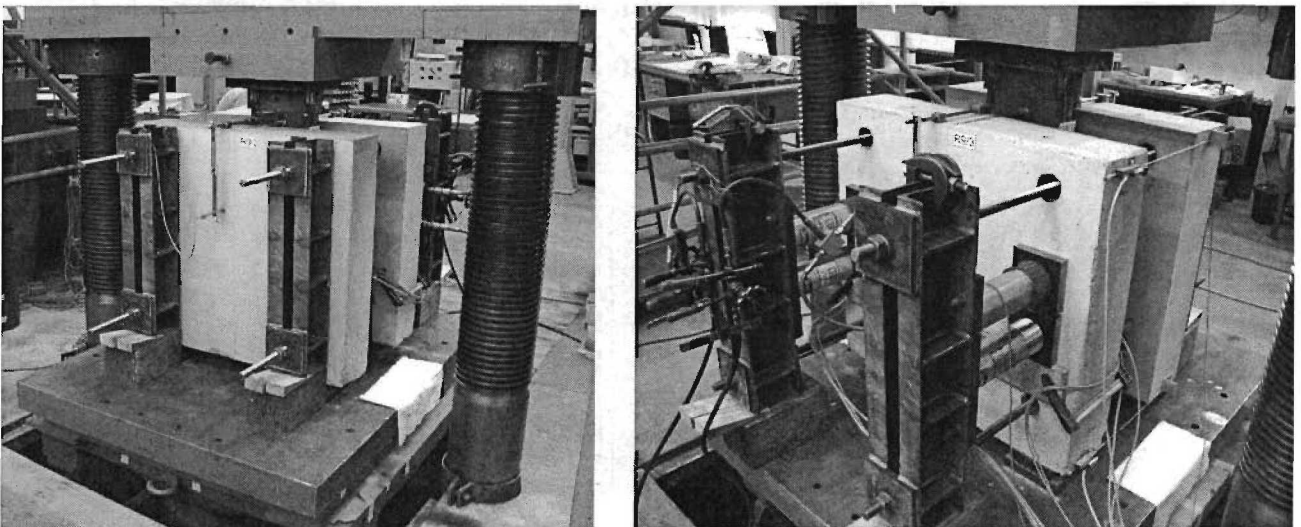


Bild 6-10. Versuchsstand

Die Versuche sind durch das *Otto-Graf-Institut Baden-Württemberg der Universität Stuttgart* (ehemals FMPA) durchgeführt worden.

(b) Messungen

Die prinzipielle Anordnung der Wegmessungen ist in Bild 6-11 dargestellt. Zur Messung des Längsschlupfes ($W1 \div W4$), des Querschlupfes ($W5 \div W8$) und der Distanzänderung zwischen den beiden Stahlbetonplatten ($W9, W10$) waren an jedem Körper insgesamt zehn Ohm'sche Wegnehmer und zur Messung der Änderung der Plattendicke ($W11, W12$) zwei induktive Wegnehmer befestigt.

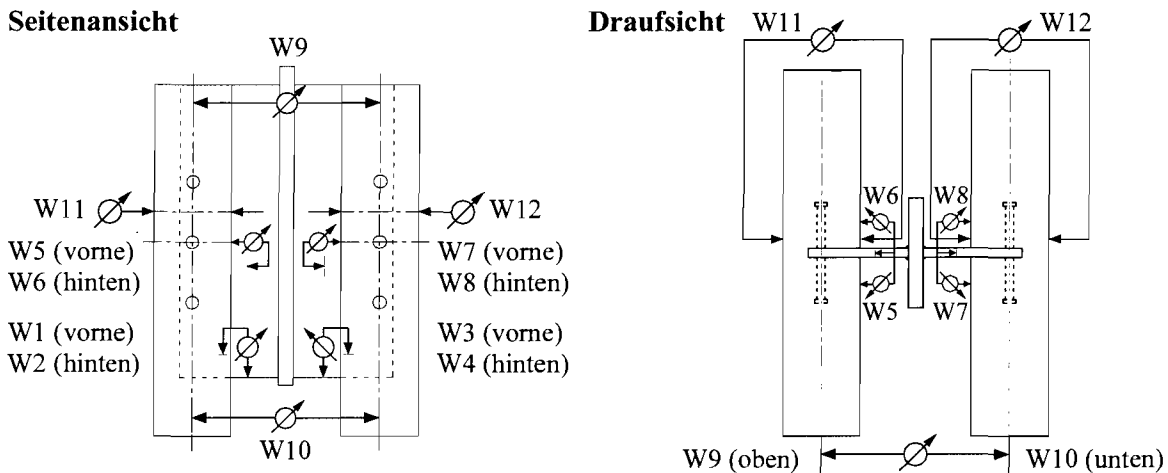


Bild 6-11. Wegmessungen

(c) Belastungsgeschichte

Die einzelnen Schritte der Belastungsgeschichte erfolgten analog zu den Untersuchungen in Randlage der Verbundfuge entsprechend Abschnitt 6.2.2.1 (c).

6.3.2.4 Materialkennwerte

Die Vorgehensweise in der Materialprüfung und die Kennwerte der metallischen Materialien sind in Abschnitt 5.2.2.4 dokumentiert. Die Werte der Betonprüfung sind in Tabelle 6-7 aufgelistet.

6.3.3 Versuchsergebnisse

6.3.3.1 Trag- und Verformungsverhalten

Das Bild 6-12 zeigt am Beispiel des Körpers M-R9/1 das *Kraft-Verformungs-Verhalten* liegender Kopfbolzen unter kombinierter Schubbeanspruchung in Mittellage der Verbundfuge. Alle Versuche unter kombinierter Schubbeanspruchung zeigten ein ausgeprägt duktilen Verhalten in Verbindung mit einer hohen Resttragfähigkeit. Die für die Querschubbeanspruchung festgelegten Werte bilden – wie bereits erwähnt – den in der Hoch- und Industriebaupraxis zu erwartenden Einwirkungsbereich ab und liegen somit deutlich unter den unter reiner Querschubbeanspruchung beobachteten Tragfähigkeiten entsprechend Abschnitt 5.2.

Die Untersuchungen mit reiner Querschubbeanspruchung in Kapitel 5 haben gezeigt, daß bis Erreichen der Gleitgrenze die einwirkenden Querschubkräfte fast ausschließlich über Reibung übertragen werden. Demzufolge werden die Dübel durch Querschub nicht nennenswert beansprucht und können dadurch den vollen Wert der Längsschubtragfähigkeit entwickeln. Im weiteren können infolge Querschub nicht ausgeschöpfte Reserven der Reibtragfähigkeit u. U. sogar eher zu Steigerungen der

Längsschubtragfähigkeit führen, siehe Abschnitte 6.3.3.2 und 6.3.3.3. Bei allen vier durchgeführten Versuchen wurde folgende Versagensart festgestellt:

Betonspalten Der Querschub wird über Reibung übertragen. Mit zunehmender Längsschubkraft wird der Beton in Achse der Bolzenreihe gespalten.

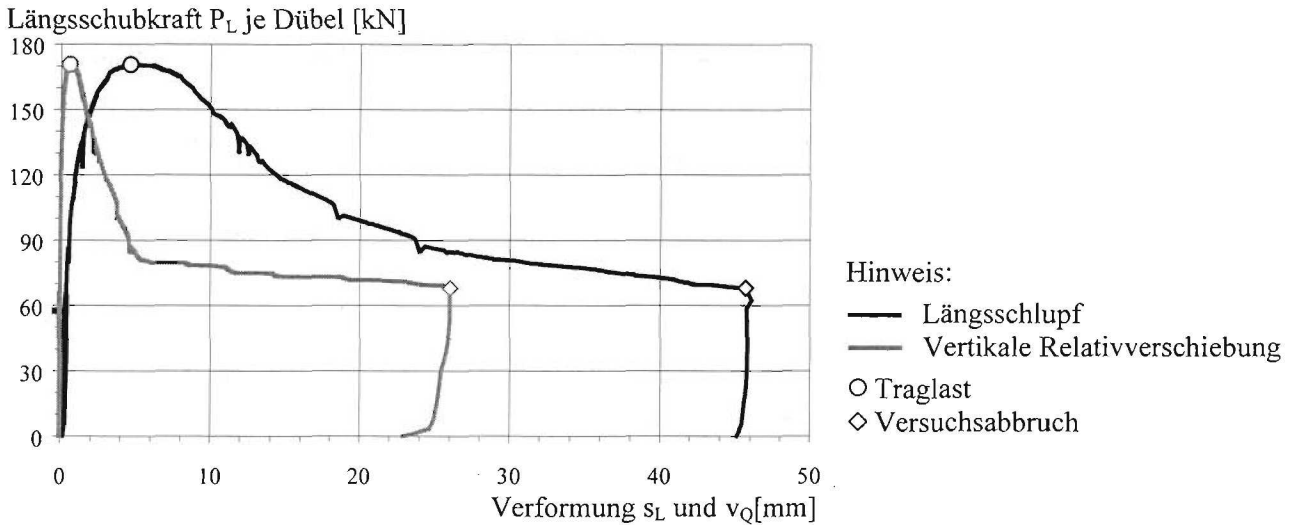


Bild 6-12. Typisches Kraft-Verformungs-Verhalten für kombinierten Schub in Mittellage, M-R9/1

Die Bildfolge in Bild 6-13 zeigt die Rißentwicklung auf der Plattenoberseite. Nach Beendigung der Lastwechsel in Trägerlängsrichtung und Aufbringung der Querschubbeanspruchung entstehen erste Biegezugrisse nahe der Oberkante des Stahlstegs. Mit zunehmender Längsschubbeanspruchung entstehen analog zu den Untersuchungen von Breuninger [3.10] zu den Auflagern geneigte Risse. Die Verbundfuge versagt infolge Aufspalten der Stahlbetonplatte.

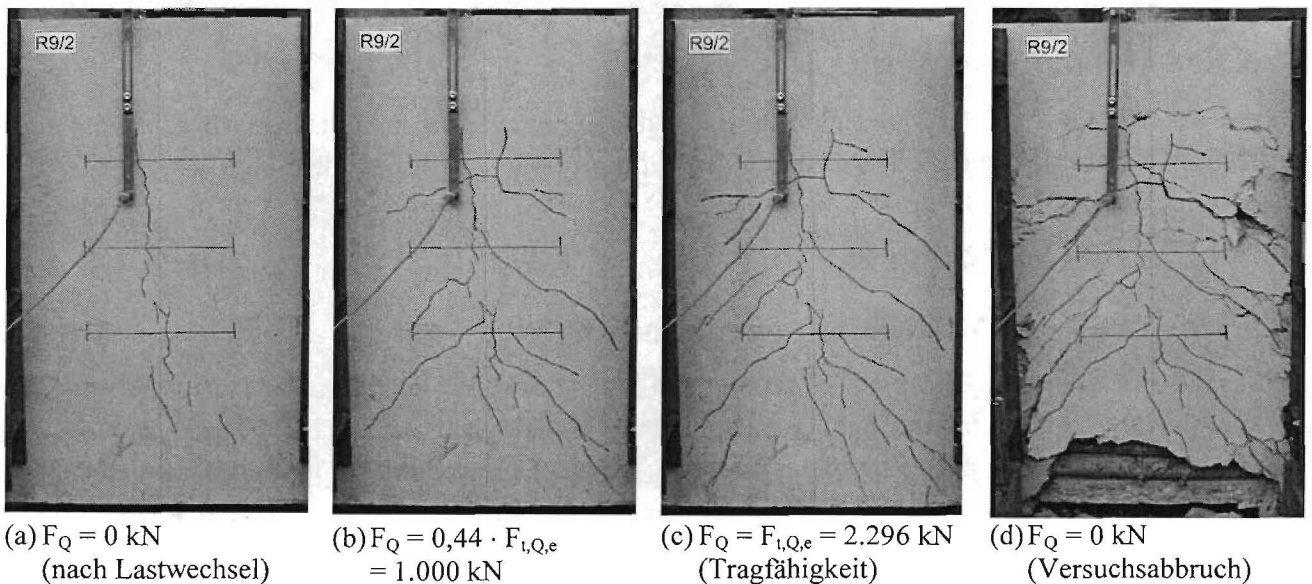


Bild 6-13. Typische Rißentwicklung auf der Plattenoberseite, M-R9/2

6.3.3.2 Überblick

Der für diese Versuchsreihe vorgesehene Referenzkörper M-R9/0 stellt ein Mittelwert von insgesamt zehn Einzelversuchen mit identischer Geometrie aber unterschiedlicher Betonfestigkeit dar. Die wichtigsten Daten bei Erreichen der Traglast dieser zehn Versuche sind in Tabelle 6-6 zusammen-

mengestellt. Eine ausführliche Dokumentation kann in Breuninger [3.10], Kapitel 3 nachgelesen werden. Eine statistische Auswertung der zehn Einzelversuche ergibt einen Mittelwert für die auf eine Betonfestigkeit von 30 N/mm² transformierte Dübeltragfähigkeit von 161,2 kN, siehe Tabelle 6-7. Die maximale Abweichung beträgt 4,5 %.

Tabelle 6-6. Daten des Referenzkörpers aus zehn Einzelversuchen nach Breuninger [3.10]

Körper	Zylinderdruckfestigkeit f_c [N/mm ²]	Dübeltraglast $P_{t,L,e}$ [kN]	Trans. Dübeltraglast Gl. (6-1) $P_{t,L,e}'$ [kN]	Schlupf bei Traglast $s_{t,L,e}$ [mm]	Körper	Zylinderdruckfestigkeit f_c [N/mm ²]	Dübeltraglast $P_{t,L,e}$ [kN]	Trans. Dübeltraglast Gl. (6-1) $P_{t,L,e}'$ [kN]	Schlupf bei Traglast $s_{t,L,e}$ [mm]
I-1/2	29,4	160,3	161,6	5,4	I-6/1c	22,2	149,3	168,4	6,1
I-3/2	23,4	149,1	164,7	6,1	I-6/2a	24,2	142,8	155,6	8,5
I-4/2	30,6	164,4	163,1	6,0	I-6/2b	24,2	142,9	155,7	7,7
I-6/1a	22,2	146,1	164,8	7,1	I-6/2c	24,2	143,0	155,8	10,2
I-6/1b	22,2	142,5	160,7	6,5	I-6/3	34,4	171,1	162,0	7,4

In den Tabellen 6-7 und 6-8 sind die wichtigsten Versuchsdaten der Reihe M-R9 bei Erreichen der Tragfähigkeit und bei Versuchsabbruch zusammengefasst.

Tabelle 6-7. Betonfestigkeiten, Versuchslasten und Verformungswerte bei Erreichen der Traglast

Körper	Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_c [N/mm ²]	Traglast								
		Querschub				Längsschub				
		Versuchstraglast $F_{t,Q,e}$ [kN]	Linienlast bei Traglast $q_{t,Q,e}$ [kN/m]	Querbiegemoment bei Traglast $m_{t,Q,e}$ [kNm/m]	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast $v_{t,Q,e}$ [mm]	Versuchstraglast $F_{t,L,e}$ [kN]	Dübeltraglast $P_{t,L,e}$ [kN]	Transformierte Dübeltraglast $P_{t,L,e}'$ [kN]	Längsschlupf bei Traglast $s_{t,L,e}$ [mm]	Dickenänderung bei Traglast $\Delta d_{t,c,e}$ [mm]
M-R9/0	30	—	—	—	—	—	161,2	—	—	
M-R9/1	33,8	39,9	49,9	7,27	0,56	2.047,8	170,7	162,6	4,61	0,96
M-R9/2	41,3	100,0	125,0	18,23	1,21	2.295,6	191,3	168,3	5,40	1,36
M-R9/3	42,7	200,6	250,8	36,57	2,23	2.185,8	182,2	158,1	6,25	2,35
M-R9/4	32,0	301,3	376,6	54,92	2,22	2.230,8	185,9	181,1	4,08	1,69

Hinweis: – Die Linienlast ist auf eine Trägerlänge von 80 cm und das Stützmoment von 96 cm bezogen.

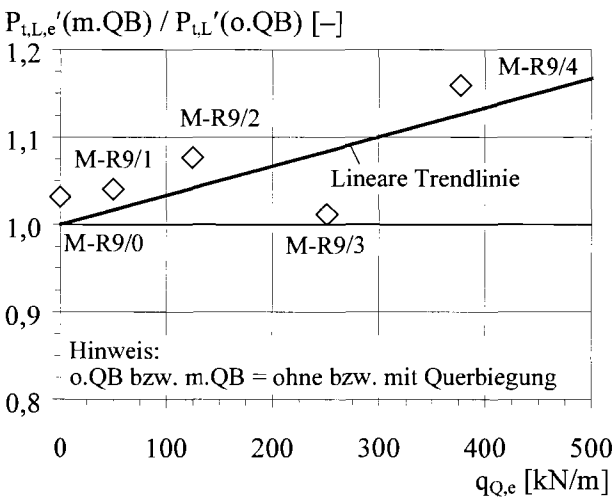
Tabelle 6-8. Versuchslasten und Verformungswerte bei Versuchsabbruch

Körper	Versuchsabbruch								Versagensart
	Querschub				Längsschub				
	Versuchslast bei Abbruch $F_{A,Q,e}$ [kN]	Linienlast bei Abbruch $q_{A,Q,e}$ [kN/m]	Querbiegemoment bei Abbruch $m_{A,Q,e}$ [kNm/m]	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch $v_{A,Q,e}$ [mm]	Versuchslast bei Abbruch $F_{A,L,e}$ [kN]	Dübellast bei Abbruch $P_{A,L,e}$ [kN]	Längsschlupf bei Abbruch $s_{A,L,e}$ [mm]	Dickenänderung bei Abbruch $\Delta d_{A,c,e}$ [mm]	
M-R9/0	—	—	—	—	—	—	—	—	Betonspalten
M-R9/1	39,8	49,8	7,26	26,02	816	68,0	45,68	10,09	Betonspalten
M-R9/2	99,8	124,8	18,19	9,57	957	79,8	44,41	10,01	Betonspalten
M-R9/3	200,6	250,8	36,57	15,41	1173	97,8	32,78	12,03	Betonspalten
M-R9/4	301,1	376,4	54,89	11,31	1407	117,3	25,30	12,78	Betonspalten

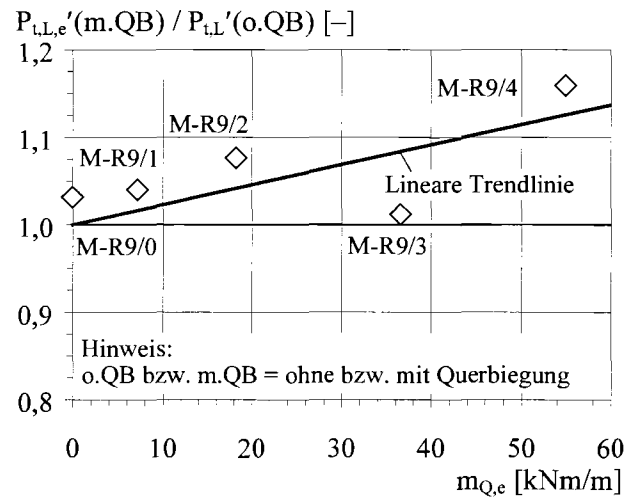
Hinweis: – Die Linienlast ist auf eine Trägerlänge von 80 cm und das Stützmoment auf eine Länge von 96 cm bezogen.

6.3.3.3 Statistische Auswertung

Zur Beurteilung des Einflusses zunehmender Querschub- und Querbiegebeanspruchung auf die Längsschubtragfähigkeit liegender Kopfbolzen werden die experimentell ermittelten Dübeltragfähigkeiten entsprechend Gl. (6-1) auf eine Betonfestigkeit von 30 N/mm^2 normiert, siehe Tabelle 6-7. In Bild 6-14 sind die Verhältniswerte aus normierter Dübeltragfähigkeit $P_{t,L,e}'$ und rechnerischer Tragfähigkeit $P_{t,L}'$ von $156,3 \text{ kN}$ entsprechend Gl. (2-8) über der Querschub- und Querbiegebeanspruchung pro laufenden Meter Trägerlänge aufgetragen. Darüber hinaus sind lineare Regressionsgeraden nach dem *Prinzip der Minimierung der Summe der Abweichungsquadrate* eingetragen.



(a) Querschubbeanspruchung



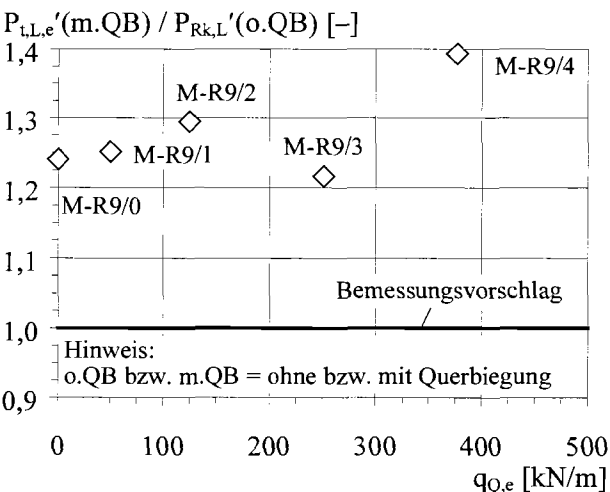
(a) Querbiegebeanspruchung

Bild 6-14. Einfluß der Querschub- und Querbiegebeanspruchung auf die Längsschubtragfähigkeit

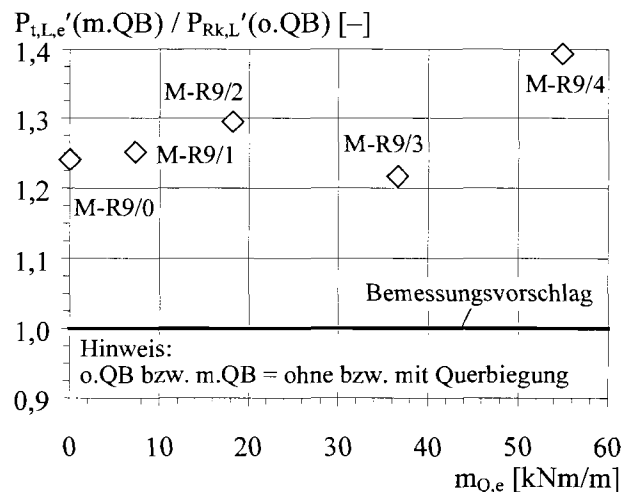
Die statistische Auswertung der Versuchsergebnisse zeigt, daß infolge *Reibung* nicht nur die Querschubbeanspruchung in der Verbundfuge übertragen wird, sondern zusätzlich mit zunehmender Querbiegebeanspruchung sogar ein Anstieg der Längsschubtragfähigkeit zu verzeichnen ist.

6.3.3.4 Bemessungsvorschlag

Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen darf für die Bemessung von liegenden Kopfbolzen in Mittellage der Verbundfuge der Einfluß einer Querschub- und Querbiegebeanspruchung auf die Längsschubtragfähigkeit auf sicherer Seite vernachlässigt werden, siehe Bild 6-15.



(a) Querschubbeanspruchung



(a) Querbiegebeanspruchung

Bild 6-15. Bemessungsvorschlag für kombinierten Quer- und Längsschub

Für die Bemessung der Verbundfuge liefert eine Superposition der Bolzenanzahl aus Querschub entsprechend Abschnitt 5.5.4 und Längsschub entsprechend Abschnitt 2.2.3 Ergebnisse auf sicherer Seite.

6.3.3.5 Vergleich

Das mit zunehmender Querschubbeanspruchung einhergehende Ansteigen der Querbiegebeanspruchung wirkt sich i. a. günstig auf das Trag- und Verformungsverhalten von *stehenden Kopfbolzen* und *Betondübeln* in Richtung der Längsschubkräfte aus. Infolge Querbiegedruck ist im Regelfall eine Zunahme der Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge und ein Steifigkeitszuwachs im Gebrauchslastbereich zu verzeichnen. Die Untersuchungen von Becker [2.2] und Jenisch [2.4] zeigen für stehende Kopfbolzen aufgrund eines günstigeren Spannungszustands vor dem Dübelfuß eine Zunahme der Längsschubtragfähigkeit je Dübel von bis zu 33 %. Aufgrund weiterer Traganteile infolge Reibung erhöht sich die Längsschubtragfähigkeit von Betondübeln nach Wurzer [2.6] sogar im Mittel zu ungefähr 30 %.

6.3.4 Zusammenfassung

Die Untersuchungen in Mittellage der Verbundfuge zeigen, daß für realitätsnahe Querschub- und Querbiegebeanspruchungen ein Versagen infolge Betonspalten maßgebend wird und in Längsschubrichtung keine Reduktion der Beanspruchbarkeit je Dübel zu erwarten ist. Demzufolge ist in der Bemessungspraxis kein Interaktionsnachweis zu führen.

Die im Rahmen dieses Kapitels vorgestellten Untersuchungen mit kombinierter Schubbeanspruchung liegender Kopfbolzen bestätigen einen grundlegenden Einfluß einer konstant gewählten Querschubbeanspruchung auf das Niveau der Längsschubtragfähigkeit. In *Mittellage* der Verbundfuge nehmen in etwa proportional zur Querschubbeanspruchung auch das einwirkende Querbiegemoment und damit auch die aktivierten Reibkräfte in der Verbundfuge zu und führen letztendlich sogar zu einer Steigerung der Längsschubtragfähigkeit je Dübel. Im Gegensatz dazu führt eine Querschubbeanspruchung in *Randlage* ohne die Aktivierung nennenswerter Reibkräfte zu einer nicht zu vernachlässigenden Reduktion der Längsschubtragfähigkeit. Für beide Lagen der Verbundfugen sind Bemessungsregeln entwickelt worden.

7. Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens ist das statische Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel sowohl unter reinem Querschub als auch unter kombiniertem Quer- und Längsschub für Anwendungen im Hoch- und Industriebau untersucht worden. Sowohl das Tragverhalten als auch die Tragfähigkeit der liegenden Dübel unterscheiden sich signifikant von stehenden Kopfbolzen.

Die Untersuchungen zum Tragverhalten liegender Kopfbolzen unter **Querschub in Randlage** stützen sich auf eine Vielzahl von Versuchen und FE-Rechnungen. Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen, die im Vorhaben für die *Bundesanstalt für Straßenwesen* beinhaltet waren und schwerpunktmäßig den Parameterbereich von im Brückenbau üblichen Querschnitten berücksichtigten, ist ein durch Nachrechnung von insgesamt 19 Versuchen verifiziertes räumliches FE-Modell entwickelt worden, das im weiteren zum besseren Verständnis des Tragverhaltens und für umfangreiche Parameterstudien herangezogen wurde. Die FE-Parameterstudien ergänzen den experimentellen Teil der Untersuchungen und zielen besonders auf eine Verallgemeinerung der in den Versuchen beobachteten Abhängigkeitsbeziehungen für Anwendungen im Hoch- und Industriebau. Darauf aufbauend ist unter Berücksichtigung eines standardisierten statistischen Auswertungsverfahrens eine Gleichung zur Bestimmung der Bemessungstragfähigkeit je Dübel entwickelt worden. Die Untersuchungen zeigen, daß die Tragfähigkeit im wesentlichen durch den wirksamen oberen Randabstand der Dübel, von der Betonfestigkeit und besonders von der Bewehrungsführung nahe der Verbundfuge beeinflusst wird.

Bereits erste Voruntersuchungen bestätigen, daß das Tragverhalten liegender Kopfbolzen unter **Querschub bei Mittellage** der Verbundfuge gegenüber der Randlage grundsätzlich komplexer ist. Neben der reinen *Dübeltragwirkung* spielt besonders die *Reibtragwirkung* eine bedeutende Rolle. Der Einfluß der *Kontaktpressung* aus Plattenlagerung auf der Stegoberkante ist für die Gesamttragfähigkeit der Verbindung von untergeordneter Bedeutung. Die experimentellen Untersuchungen mit insgesamt 16 Versuchen und weiterführende Parameterstudien belegen, daß die Verbundcharakteristik maßgeblich durch die Reibung bestimmt wird. Bei praxisüblichen Anwendungen im Hoch- und Industriebau einschließlich von Parkhäusern wird die Gleitgrenze durch die aus dem Querbiegemoment hervorgerufenen Reibkräften i. a. nicht erreicht, so daß nur in Sonderfällen die Dübeltragwirkung zusätzlich aktiviert werden muß. Für die Bemessungspraxis sind auf Grundlage ausführlicher Untersuchungen *Bemessungsgleichungen für die Dübel- und für die Reibtragwirkung* entwickelt worden. Weiterführende *Hinweise zur konstruktiven Durchbildung* der Stahlbetonplatte im auflager-nahen Bereich ergänzen die Gleichungen und runden den Bemessungsvorschlag ab.

Das Tragverhalten unter **kombiniertem Quer- und Längsschub** ist ebenfalls entsprechend den beiden möglichen Lagen der Verbundfuge zu differenzieren. Für eine *Randlage der Verbundfuge* zeigen die im Rahmen des Forschungsvorhabens bei der Bundesanstalt für Straßenwesen durchgeführten Versuche, daß in Abhängigkeit vom Verhältnis der einwirkenden Quer- und Längsschubkräfte Betonversagen durch eine Kombination aus Betonspalten und Ausbrechen der Betonkante für die Tragfähigkeit maßgebend wird. Für die Bemessung wurde eine elliptische Interaktionsbedingung auf der Basis von Ausnutzungsgraden der Einzeleinwirkungen entwickelt. In *Mittellage der Verbundfuge* nimmt – wie auch die im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführten Versuche zeigen – das einwirkende Querbiegemoment in etwa proportional zur Querschubbeanspruchung und damit auch die aktivierte Reibung in der Verbundfuge zu. Sie führt letztendlich sogar zu einer Steigerung der

Längsschubtragfähigkeit je Dübel. Das Versagen der Verbundfuge wird durch ein Aufspalten der Betonplatte eingeleitet. Für die Bemessungspraxis ist daher für eine Mittellage kein Interaktionsnachweis zwischen Querschub- und Längsschubbeanspruchung je Dübel erforderlich.

7.2 Ausblick

Die Untersuchungen zum statischen **Tragverhalten** liegender Kopfbolzendübel sind mit dem vorliegenden Forschungsbericht nahezu abgeschlossen. Für eine reine Längsschubbeanspruchung liegt für beide Lagen der Verbundfuge bereits ein einheitlicher Bemessungsvorschlag vor, siehe Breuninger [3.10]. Unter Einbeziehung der Untersuchungen von Kuhlmann & Kürschner [3.15] wird mit der vorliegenden Untersuchung, die das Tragverhalten von liegenden Kopfbolzen unter reinem Querschub und unter kombiniertem Quer- und Längsschub in beiden Lagen der Verbundfuge umfaßt, ein bedeutender Schritt zur Klärung des Modells der Kraftübertragung in Verbundkonstruktionen mit liegenden Kopfbolzen vollzogen. Für praktische Anwendungen liegen somit alle erforderlichen Bemessungsregeln vor.

Die bisherigen Untersuchungen zum Tragverhalten liegender Kopfbolzen erfolgten schrittweise in systematisch konzipierten Serien mit den für Kopfbolzendübeln typischen Scherversuchen. Die Vielzahl von Scherversuchen erlaubten die Isolierung der einzelnen Einflußparameter und führten so zu klaren Aussagen. Für praktische Anwendungen ist dennoch die Durchführung von einigen **Trägerversuchen** wünschenswert, da das realistische Zusammenspiel verschiedener Parameter in alleinigen Scherversuchen nicht vollständig erfaßbar ist. Außerdem wurde für die Längsschubbeanspruchung eine Untersuchung zum **Ermüdungsverhalten** der Dübel unter häufig wechselnder Belastung vorgelegt [3.16], die für den Bereich der sich gegenseitig abmindernden Trageinflüsse von Quer- und Längsschub in Randlage zu ergänzen wäre.

8. Bezeichnungen

Im Regelfall geht die Bedeutung der Bezeichnungen aus dem Kontext hervor. Im folgenden werden die wichtigsten Formelzeichen nochmals zusammengefaßt.

a, a_v	horizontaler bzw. vertikaler Dübelabstand
$a_r, a_{r,o}$	(oberer) Randabstand
$a'_r, a'_{r,o}$	wirksamer (oberer) Randabstand
a/s	Anzahl der Bügel je Dübel
A	Lagefaktor, Versuchsabbruch
B	„Betonversagen“, Beanspruchungsfaktor
c_v, c_h	vertikale bzw. horizontale Betondeckung
c_s	Betondeckung oberhalb des Stegbleches
d	statische Nutzhöhe des Stahlbetonquerschnitts
$d_{Dü}$	Schaftdurchmesser des Kopfbolzens
$d_{s,Bü}$	Bügeldurchmesser
$d_{s,L}$	Durchmesser der Längsbewehrung
$d_{s,S}$	Durchmesser der Stützbewehrung
$DüK$	Dübelkopf
e	experimenteller Wert, Exzentrizität
E_c, E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
f_c, f_{ck}	mittlerer bzw. charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_u, f_y	Zugfestigkeit bzw. Fließgrenze von Stahl
F	Gesamtpressenkraft
$F_{d,Q}, F_{d,L}$	Bemessungswert der Quer- und Längsschubbeanspruchung je Dübel
GZG, GZT	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bzw. Tragsicherheit
$h_{Dü}$	Gesamtlänge des Kopfbolzens
L	Längsschub, Längsschubbeanspruchung
L_{Stb}, L_{Vb}	Stützweite der Stahlbetonplatte bzw. des Verbundträgers
m	Querbiegemoment
M	Mittellage der Verbundfuge
$n_{Dü}$	Dübelanzahl
n_R	Anzahl der Dübelreihen
P	Dübelkraft, Dübeltragfähigkeit
P'	transformierter Wert der Dübeltragfähigkeit
P_{Rd}, P_{Rk}	Bemessungswert bzw. charakteristischer Wert der Dübeltragfähigkeit
P_t, P_T	rechnerische Dübeltragfähigkeit bzw. theoretische Dübeltragfähigkeit der FE-Rechnung
q	Linienlast bezogen auf den laufenden Meter Trägerlänge
Q	Querschub, Querschubbeanspruchung bezogen auf den laufenden Meter Trägerlänge
QB	Querbiegung infolge Durchlaufwirkung der Stahlbetonplatte
R	Randlage der Verbundfuge, Reibung, Versuchsreihe
R_S	aktivierte Reibkraft infolge Biegedruck aus Durchlaufwirkung der Platte
s	horizontaler Bügelabstand
s_t, s_T	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit im Versuch bzw. in der FE-Rechnung
S	„Stahlversagen“, Stegblech, Stütz- bzw. Querbiegemoment
SW	Schweißwulst des Kopfbolzens
T	Spaltzugkraft je Dübel infolge Einleitung des Längsschubs
v	Verankerungslänge des Kopfbolzens im Bewehrungskorb
VS	Anzahl der Verschiebungsschritte bis zum Erreichen der Tragfähigkeit (FE-Rechnung)
WF	Weichfaser
α	Dauerstandfaktor von Beton
γ_c, γ_v	Teilsicherheitsbeiwert für Beton bzw. Verbundmittel
μ, μ_k	(charakteristischer) Reibbeiwert zwischen Stahl und Beton
ρ_s, ρ_w	Bewehrungsgrad über der Stützung bzw. Grad der Querkraftbewehrung

9. Literatur

9.1 Normen, Regelwerke und Richtlinien

(a) Verbundbau

- [1.1] DIN V ENV 1994-1-1: Eurocode 4, Teil 1-1: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau; Februar 1994.
- [1.2] DIN V ENV 1994-2: Eurocode 4, Teil 2: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Verbundbrücken; Juni 2000.
- [1.3] E DIN 18800, Teil 5: Stahlbauten; Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion; Entwurf Januar 1999.
- [1.4] DIN-Fachbericht 104: Verbundbrücken; Entwurf Juni 2001.
- [1.5] Hintergrundbericht zu Eurocode 4, Teil 1-1, Abschnitt 6.3.2: Bolzendübel, Harmonisierung der europäischen Baubestimmungen; Minister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Nr. RS II 1-674102-8630, Bericht EC 4/8/88, Bearbeitung Roik et al., Dezember 1988.

(b) Stahlbau

- [1.6] DIN V ENV 1993-1-1: Eurocode 3, Teil 1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau; April 1993.
- [1.7] DIN V ENV 1993-1-1/A2:1998: Eurocode 3, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Anhang Z: Bestimmung der Bemessungswerte der Tragfähigkeit durch Versuchsauswertung; 1998.

(c) Stahlbetonbau

- [1.8] DIN V ENV 1992-1-1: Eurocode 2, Teil 1-1: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau; Juni 1992.
- [1.9] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Juli 2001.
- [1.10] DASb-Heft 430: Standardisierte Nachweise von häufigen D-Bereichen, Bearbeitung Jennewein & Schäfer, Universität Stuttgart, Beuth Verlag, Berlin, 1992.
- [1.11] DASb-Heft 478: Tragfähigkeit von Druckstreben und Knoten in D-Bereichen, Bearbeitung Sundermann & Schäfer, Universität Stuttgart, Beuth Verlag, Berlin, 1997.

(d) Sonstiges

- [1.12] DIN 1048, Teil 1: Prüfverfahren für Beton, Frischbeton, Festbeton gesondert hergestellter Probekörper; Dezember 1978.
- [1.13] DIN 50049: Bescheinigungen über Materialprüfungen, August 1986.
- [1.14] DIN 50125: Prüfung metallischer Werkstoffe, Zugproben; März 1986.
- [1.15] DIN EN 10002-1: Prüfung metallischer Werkstoffe, Zugversuch, Teil 1: Prüfverfahren (bei Raumtemperatur); Juli 1998.
- [1.16] ACI Standard 348-85: Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures, Appendix B: Steel Embedments, 1985.

9.2 Publikationen

(a) Dissertationen

- [2.1] Baumann, P.: Die Druckfelder bei der Stahlbetonbemessung mit Stabwerkmodellen, Dissertation, Institut für Tragwerksentwurf und -konstruktion, jetzt Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart, 1988.
- [2.2] Becker, J.: Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nicht ruhender Belastung, Dissertation, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, August 1995.
- [2.3] Fuchs, W.: Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast im ungerissenen Beton, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Februar 1999.
- [2.4] Jenisch, F.-M.: Einflüsse des profilierten Betongurtes und der Querbiegung auf das Tragverhalten von Verbundträgern, Dissertation, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, Februar 2000.
- [2.5] Scheele, J.: Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln unter formschlüssiger Belastung, Dissertation, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, 1991.
- [2.6] Wurzer, O.: Zur Tragfähigkeit von Betondübeln, Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, März 1998.
- [2.7] Zapfe, C.: Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte, Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, Juni 2001.

(b) Berichte und Beiträge in Büchern, Zeitschriften oder auf Kongressen

- [2.8] Canciani, A., Puhali, R.: Investigation on Composite Beams of a Tee Hybrid Steel Section and a Concrete Slab, *Costruzioni Metalliche 1* (1984), Consedit Sas, Milano, p. 3-10.
- [2.9] Eligehausen, R., Mallee, R.: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2000.
- [2.10] Eligehausen, R., Mallee, R., Rehm, G.: Befestigungstechnik, *Beton-Kalender 1997*, Teil II, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 609-754, 1997.
- [2.11] Hanswille, G.: Composite Bridge Design for Small and Medium Spans, Working Item: New Types of Shear Connection, Final Report (Draft), ECSC No. 7210-PR/113, Bergische Universität Wuppertal, Januar 2002
- [2.12] Johnson, R. P., Oehlers, D. J.: Design for Longitudinal Shear in Composite L-Beams, *Proc. Instn Civ. Engrs*, Part 2, 1982, 73, March, p. 147-170.
- [2.13] Johnson, R. P., Oehlers, D. J.: The Strength of Stud Shear Connectors in Composite Beams, *The Structural Engineer*, Volume 65B12, June 1987.
- [2.14] Klingner, R. E., Mendonca, J. A.: Shear Capacity of Short Anchor Bolts and Welded Studs: Literature Review, *ACI Journal*, Title No. 79-34, September/October 1982, page 339-349.
- [2.15] Mangerig, I., Zapfe, C.: Experimentelle Untersuchungen zum Verbund zwischen Stahl- und Betonkomponenten, infolge Reibung als Grundlage zur Ermittlung eines Rechenwertes für den Reibbeiwert μ , Versuchsbericht, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, Januar 2000.

- [2.16] Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W., Sigrist, V.: Tragverhalten von Stahlbeton, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK Publikation SP-008, September 1999.
- [2.17] Ollgaard, J. G., Slutter, R. G., Fisher, J. W.: Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normalweight Concrete, AISC Engineering Journal, April 1971, p. 55-64.
- [2.18] Ozbolt, J.: Smearred Fracture Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures – Theory and Examples, Symposium on Connections Between Steel and Concrete, 55th Rilem Annual Week, Stuttgart, 9.-12. September 2001, page 609-624.
- [2.19] Paschen, H., Schönhoff, T.: Untersuchungen über in Beton eingelassene Scherbolzen aus Betonstahl, DAStb-Heft 346, Beuth Verlag, Berlin, 1983.
- [2.20] Reinhardt, H.-W.: Beton, Beton-Kalender 2002, Teil I, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 1-152, 2002.
- [2.21] Roik, K., Bürkner, K.-E.: Reibwert zwischen Stahlgurten und aufgespannten Betonfertigteilen, Bauingenieur 53 (1978), Heft 1, Springer Verlag, Seite 37-41.
- [2.22] Roik, K., Hanswille, G.: Beitrag zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln, Stahlbau 52 (1983), Heft 10, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 301-308.
- [2.23] Roik, K., Hanswille, G.: Beitrag zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Reib-Abscher-Verdübelungen bei Stahlverbundträgerkonstruktionen, Stahlbau 53 (1984), Heft 2, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 41-46.
- [2.24] Roik, K., Bergmann, R., Haensel, J., Hanswille, G.: Verbundkonstruktionen, Beton-Kalender 1999, Teil II, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 373-510, 1999.
- [2.25] Schlaich, J., Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau, Beton-Kalender 2001, Teil II, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 311-492, 2001.
- [2.26] Skaikh, A. F., Whayong, Y.: In-Place Strength of Welded Headed Studs, Journal of the Prestressed Concrete Institute, März/April 1985, page 56-81.
- [2.27] Stichting Bouwresearch: Uit beton stekende ankers, Bericht der Studienkommission B7, Heft 29, TNO Bouw, Delft, 1971.
- [2.28] Toprac, A., Eyre, D. G.: Composite Beams with a Hybrid Tee Steel Section, Journal of the Structural Division 93/ST5 (1967), American Society of Civil Engineering, page 309-316.
- [2.29] Zilch, K., Rogge, A.: Bemessung der Stahlbeton- und Spannbetonbauteile nach DIN 1045-1 – Teil 1, Beton-Kalender 2001, Teil I, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 205-348, 2001.

(c) Sonstiges

- [2.30] FEMAP: Finite Element Modelling and Postprocessing, Version 7.01, Structural Dynamics Research Group, P. O. Box 1172, Exton, PA 19341, USA, 1999.
- [2.31] Ozbolt, J.: MASA3 – Microplane Analysis Program, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Version 9/2000.
- [2.32] Ozbolt, J.: MASA3 – Microplane Analysis Program, Programmbeschreibung, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Version 9/2000.
- [2.33] Köster & Co.: Bolzenschweißen – Verbundbau, 58256 Ennepetal, Deutschland, Firmenschrift, April 2000.

9.3 Publikationen des Instituts zu dieser Thematik

(a) Veröffentlichungen

- [3.1] Kuhlmann, U., Breuninger, U.: Verbundträger mit liegenden Kopfbolzendübeln; Fachtagung Verbundkonstruktionen, Neues aus Forschung, Entwicklung und Normung; Universität Kaiserslautern, 24.-25. Juli 1997, Seite III-39 bis III-44.
- [3.2] Kuhlmann, U., Breuninger, U.: Zur Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel, Stahlbau 67 (1998), Heft 7, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 547-554.
- [3.3] Kuhlmann, U., Breuninger, U.: Behaviour of Lying Studs with Longitudinal Shear Force, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2001-13X – Engineering Foundation Conference, Composite Construction, Banff, 28. Mai - 2. Juni 2000.
- [3.4] Kuhlmann, U., Kürschner, K., Breuninger, U.: Zum Tragverhalten von liegenden Kopfbolzendübeln, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2000-14X – Beitrag zur Festschrift zu Ehren von Prof. Dr.-Ing. H. Bode, Ibidem-Verlag, Stuttgart, September 2000.
- [3.5] Breuninger, U.: Design of Lying Studs with Longitudinal Shear Force, Symposium on Connections Between Steel and Concrete, 55th Rilem Annual Week, Stuttgart, 9.-12. September 2001.
- [3.6] Kuhlmann, U., Kürschner, K.: Behavior of Lying Shear Studs in Reinforced Concrete Slabs, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2001-12X – Symposium on Connections Between Steel and Concrete, 55th Rilem Annual Week, Stuttgart, 9.-12. September 2001.
- [3.7] Breuninger, U., Kuhlmann, U.: Tragverhalten und Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung, Stahlbau 70 (2001), Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 835-845.
- [3.8] Kuhlmann, U., Kürschner, K., Breuninger, U.: Tragverhalten von liegenden Kopfbolzendübeln in Stahlbetonplatten, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart – Beitrag zur Festschrift zu Ehren von Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen, September 2002.
- [3.9] Kürschner, K.: Structural Behaviour of Lying Shear Studs, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart – 4th International Ph.D. Symposium in Civil Engineering, München, 19.-21. September 2002.

(b) Dissertationen

- [3.10] Breuninger, U.: Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2000-1, Januar 2000.
- [3.11] Kürschner, K.: Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel im Verbundbau, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, in Arbeit.

(c) Forschungs- und Versuchsberichte

- [3.12] Kuhlmann, U., Breuninger, U.: Scherversuche liegender Kopfbolzendübel, Vorversuche; Versuchsbericht, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mai 1997.

- [3.13] Kuhlmann, U., Breuninger, U.: Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Brückenbau, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 1999-2 – Forschungsbericht für das Bundesministerium für Verkehr, Bonn, Januar 1999.
- [3.14] Kuhlmann, U., Breuninger, U.: Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 1999-3 – Forschungsbericht für das Deutsche Institut für Bautechnik, Bonn, November 1999.
- [3.15] Kuhlmann, U., Kürschner, K.: Liegende Kopfbolzendübel unter Quer- und Längsschub im Brückenbau, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2001-1 – Forschungsbericht für die Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Februar 2001; Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“, Heft 834, Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn, April 2002.
- [3.16] Kuhlmann, U., Kürschner, K.: Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschub, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2002-4X – Forschungsbericht für die Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, April 2002; Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“, Heft 857, Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn, Oktober 2002.
- [3.17] Kuhlmann, U., Kürschner, K.: Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschub, Versuchsbericht zum BAST-Forschungsprogramm, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, in Arbeit.

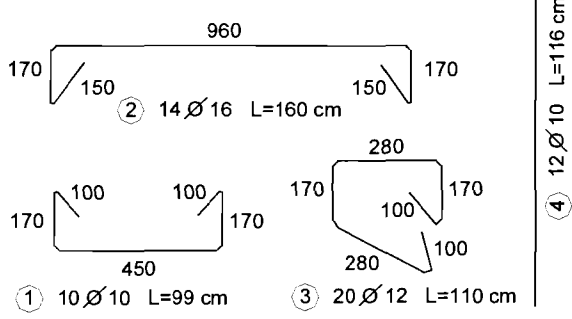
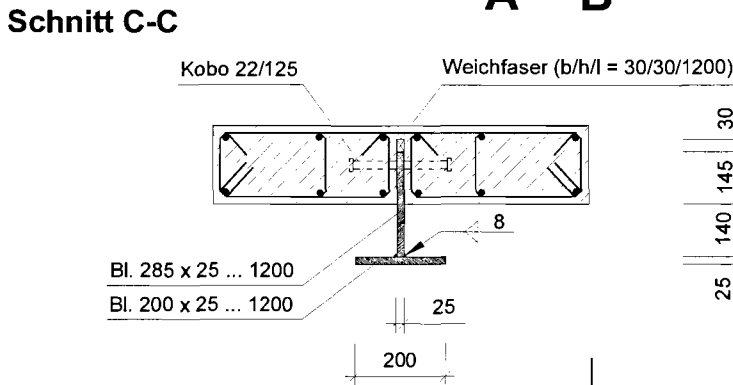
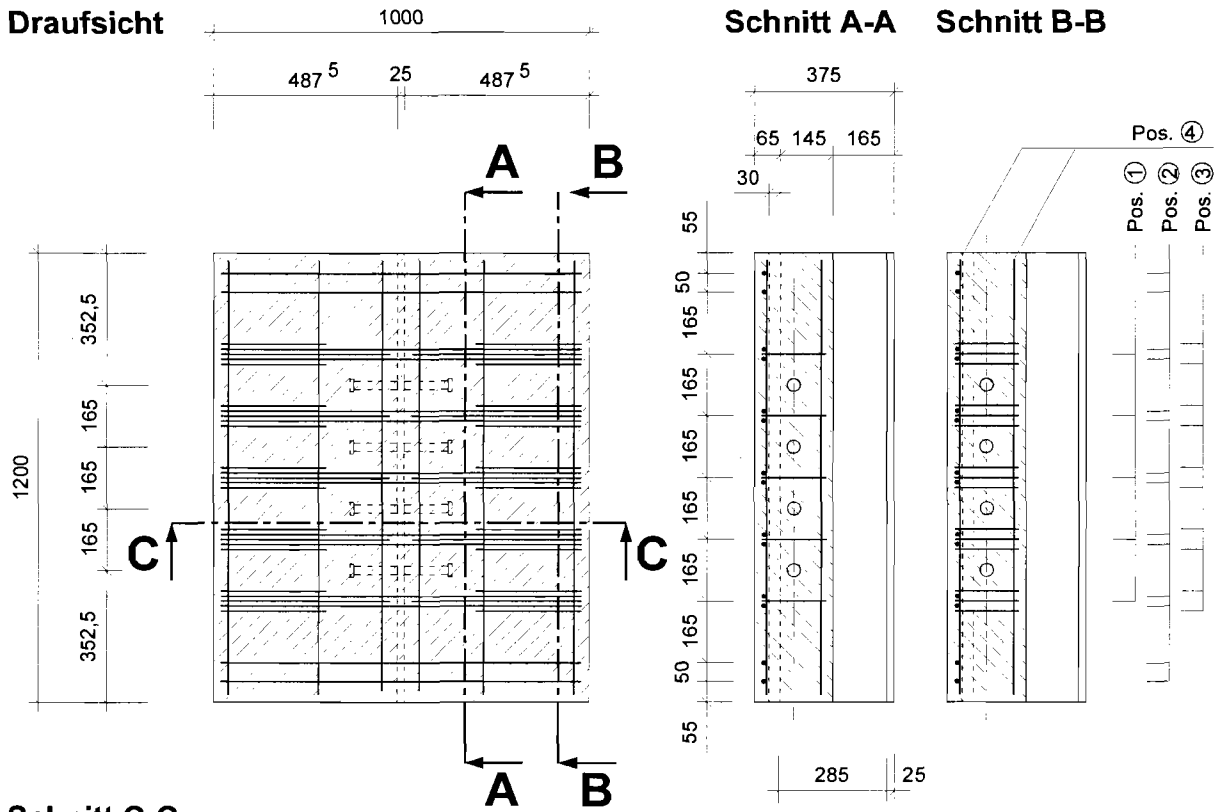
(d) Diplom- und Seminararbeiten

- [3.18] Lipp, D.: Untersuchung von liegenden Kopfbolzendübeln in unbewehrten Betonplatten, Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Oktober 1998.
- [3.19] Zimmerer, C.: Zum Ermüdungsverhalten von Verbundträgern, Seminararbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 1999-26X, Dezember 1999.
- [3.20] Meyer, C.: Zum Ermüdungsverhalten von Beton, Seminararbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2000-5X, Mai 2000.
- [3.21] Strüwing, D.: Untersuchungen zum Tragverhalten von liegenden Kopfbolzendübeln unter Quer- und Längsschub, Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2000-18X, August 2000.
- [3.22] Meyer, C.: Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Querschubbeanspruchung, Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2000-21X, Oktober 2000.
- [3.23] Hauf, J.: Numerische Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschub, Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2001-30X, September 2001.
- [3.24] Zweigart, K.: Verformungsverhalten von Verbundträgern mit stehenden und liegenden Kopfbolzendübeln, Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2002-2X, Februar 2002.

(e) Vorträge

- [3.25] Kuhlmann, U.: Verbundträger mit liegenden Kopfbolzendübeln; Fachtagung Verbundkonstruktionen, Neues aus Forschung, Entwicklung und Normung; Universität Kaiserslautern, 24.-25. Juli 1997.
- [3.26] Breuninger, U.: Behaviour of Lying Studs with Longitudinal Shear Force, Engineering Foundation Conference, Composite Construction, Banff, 28. May - 2. June 2000.
- [3.27] Breuninger, U.: Design of Lying Studs with Longitudinal Shear Force, Symposium on Connections Between Steel and Concrete, 55th Rilem Annual Week; Stuttgart, 9.-12. September 2001.
- [3.28] Kürschner, K.: Behavior of Lying Shear Studs in Reinforced Concrete Slabs; Symposium on Connections Between Steel and Concrete, 55th Rilem Annual Week; University of Stuttgart, 9.-12. September 2001.
- [3.29] Kürschner, K.: Structural Behaviour of Lying Shear Studs, 4th International Ph.D. Symposium in Civil Engineering, München, 19.-21. September 2002.

Anhang A
Konstruktionszeichnungen der Versuchskörper
in Mittellage der Verbundfuge



Betondeckung: c = 2 cm
 Biegerollendurchmesser: $d_b = 4 d_s$

Stahlstege mit Schalöl einsprühen.

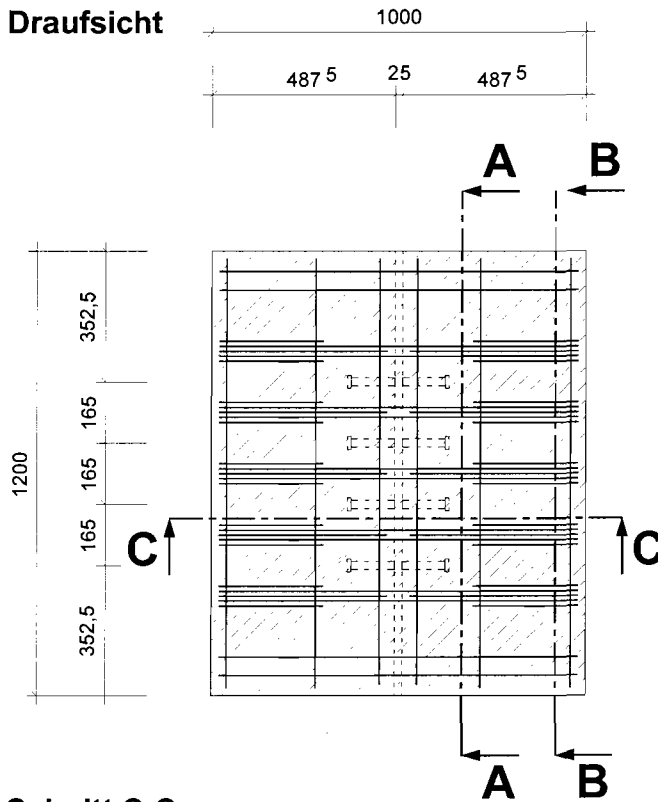
Alle Maße in mm

Baustahl	S 235 JR	G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2	G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37	
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)	
B	Basiskörper	

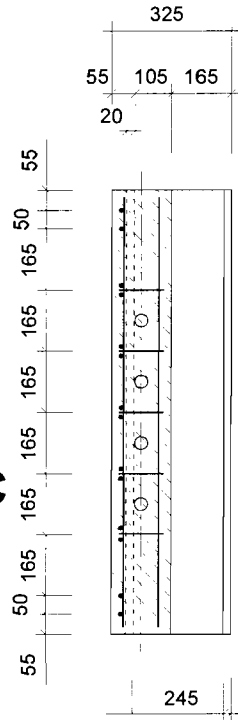
Hinweis:

Die Körper M-R1/1 und M-R1/3 unterscheiden sich gegenüber M-B ausschließlich in der Betongüte und werden aus diesem Grund hier nicht weiter abgebildet.

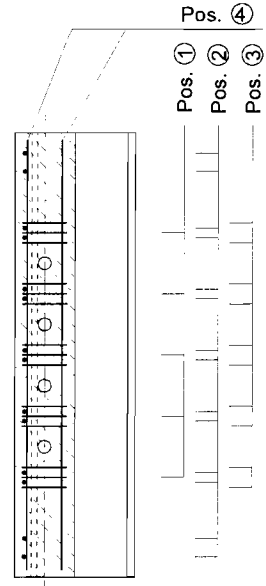
Draufsicht



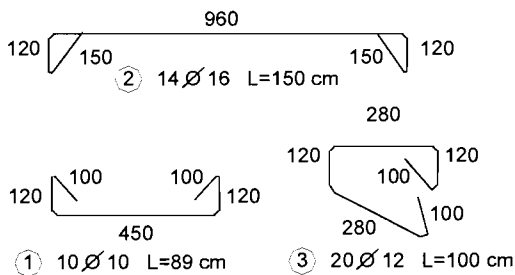
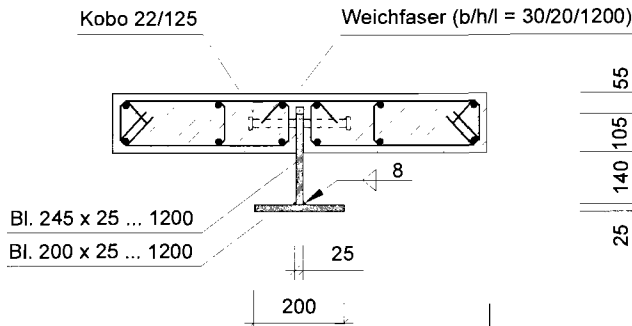
Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C



④ 12Ø10 L=116 cm

Betondeckung: c = 2 cm

Biegerollendurchmesser: $d_{br} = 4 d_s$

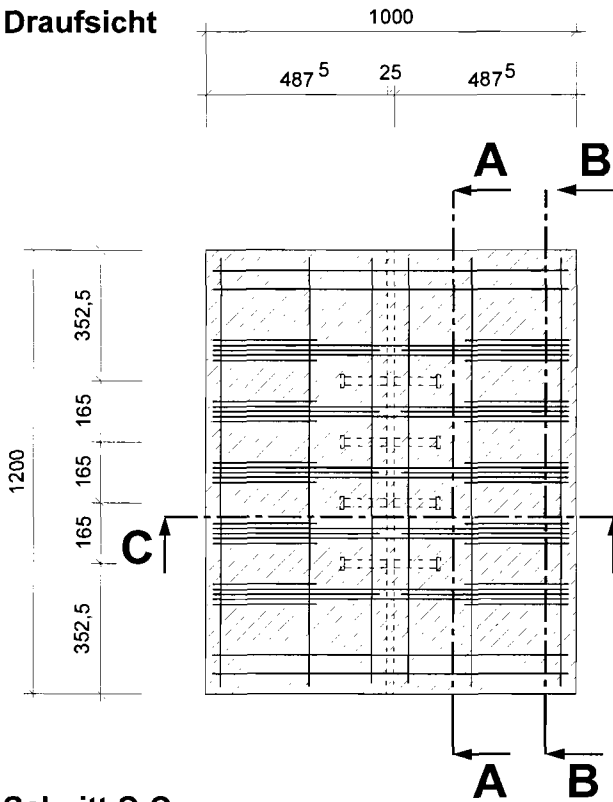
Stahlstege mit Schalöl einsprühen.

Alle Maße in mm

Baustahl	S 235 JR	G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2	G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37	
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)	

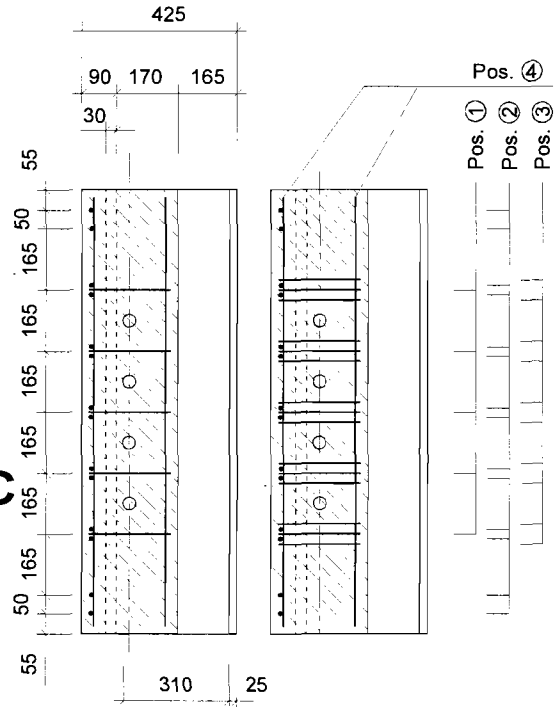
R2/1 Plattendicke 160

Draufsicht

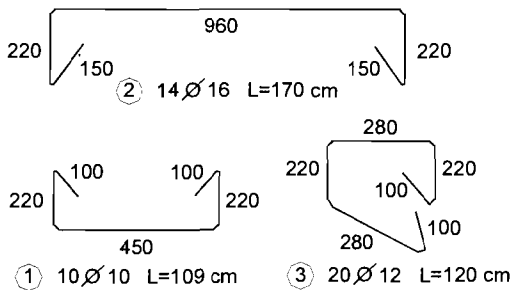
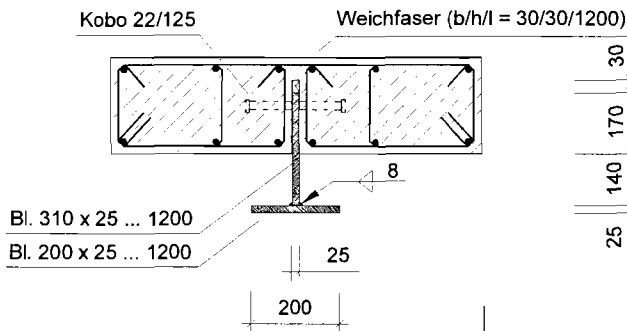


Schnitt A-A

Schnitt B-B



Schnitt C-C



④ 12 Ø 10 L=116 cm

Betondeckung: $c = 2 \text{ cm}$
 Biegerollendurchmesser: $d_{br} = 4 d_s$

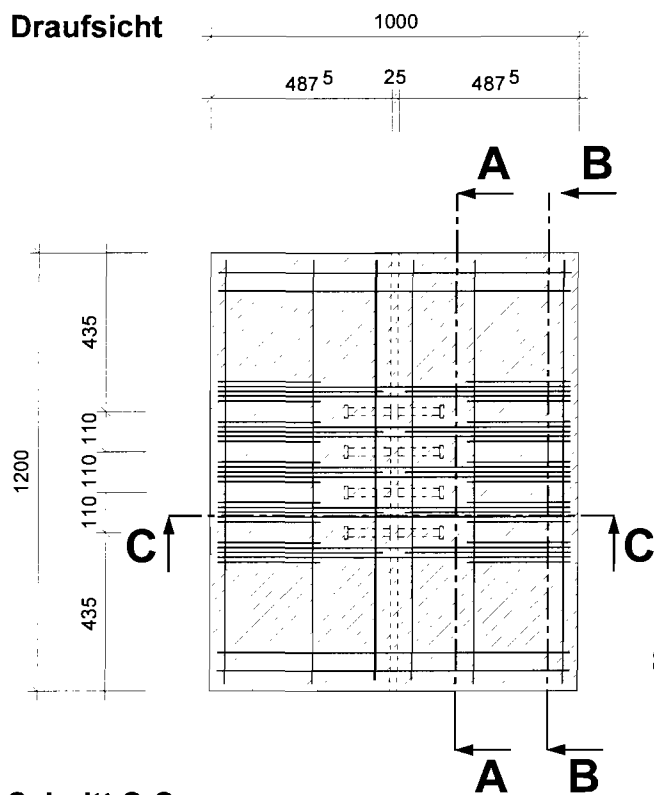
Stahlstege mit Schalöl einsprühen.

Alle Maße in mm

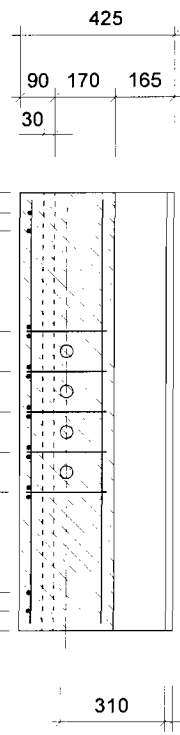
Baustahl	S 235 JR	G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2	G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37	
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)	

R2/3 **Plattendicke 260**

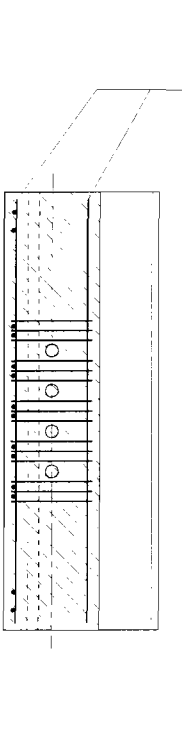
Draufsicht



Schnitt A-A

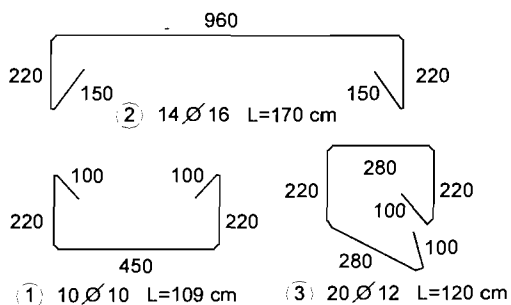
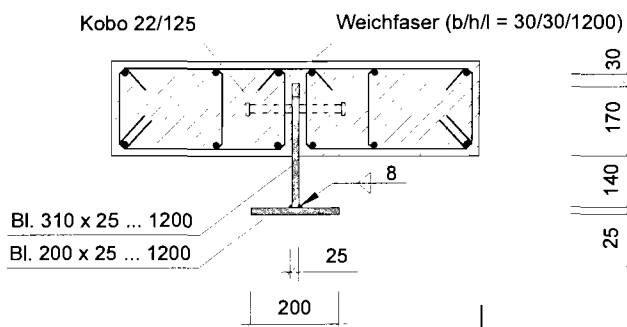


Schnitt B-B



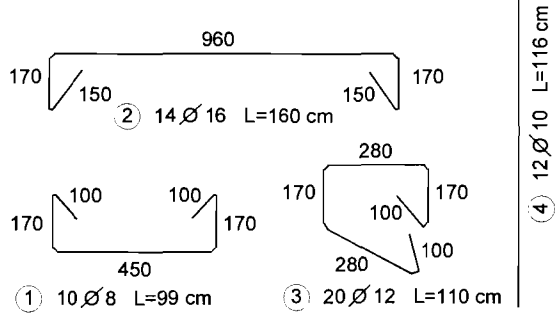
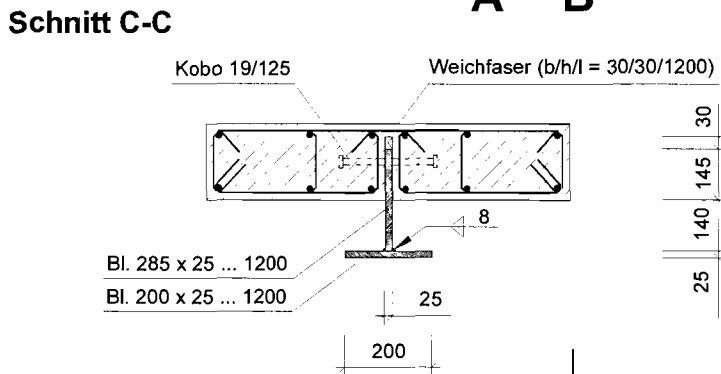
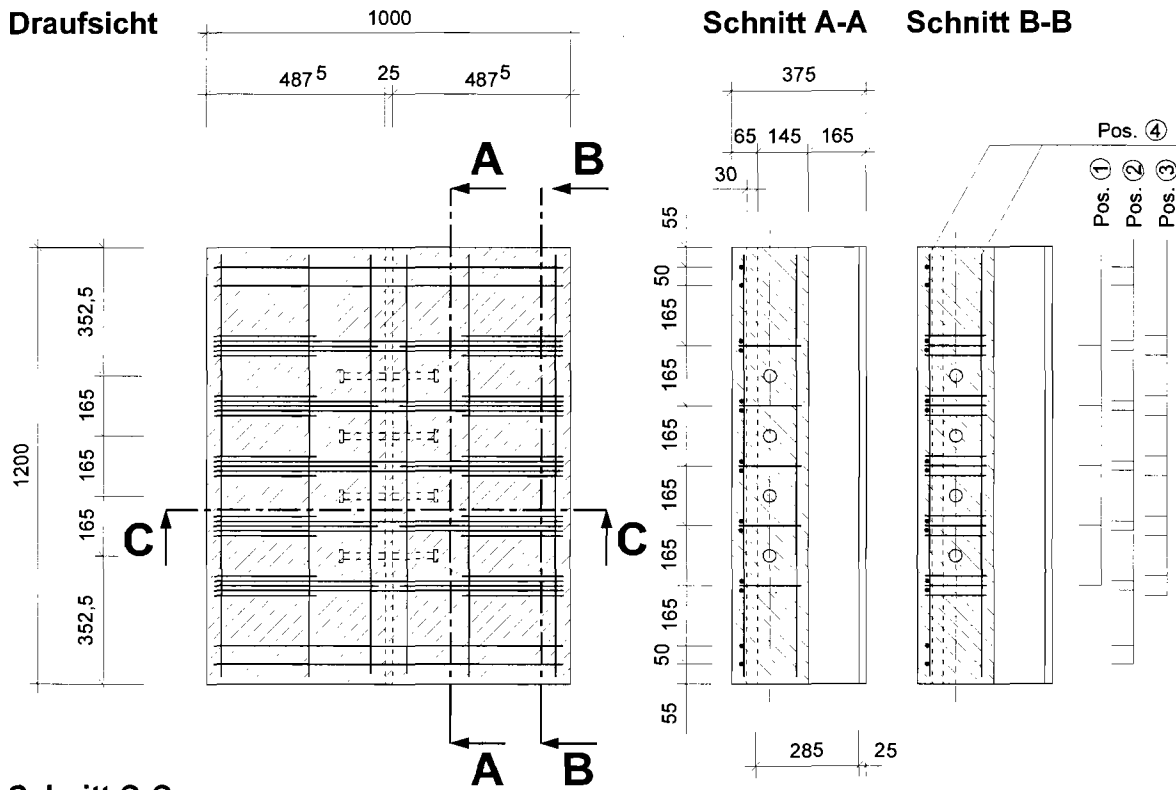
- Pos. ④
- Pos. ①
- Pos. ②
- Pos. ③

Schnitt C-C



Betondeckung: $c = 2 \text{ cm}$
 Biegerollendurchmesser: $d_{br} = 4 d_s$
 Stahlstege mit Schalöl einsprühen.
 Alle Maße in mm

Baustahl	S 235 JR	G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2	G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37	
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)	
R3/1	Achsabstand 110	



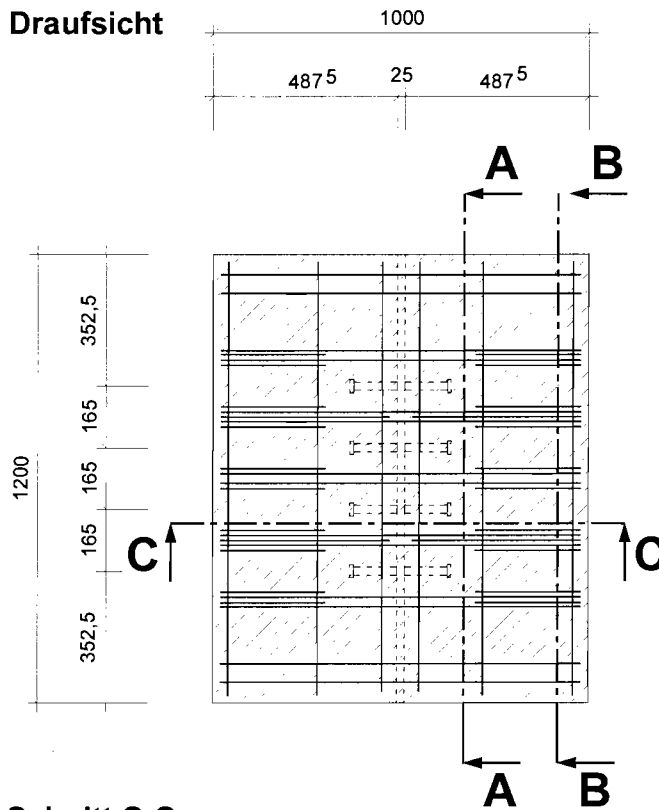
Betondeckung: $c = 2 \text{ cm}$
 Biegerollendurchmesser: $d_{br} = 4 d_s$
 Stahlstege mit Schalöl einsprühen.
 Alle Maße in mm

Baustahl	S 235 JR	G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2	G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37	
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)	
R4/1	Kobo 19/125	

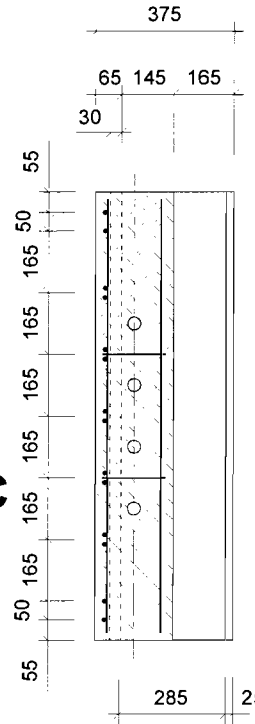
Hinweis:

Der Körper M-R4/2 unterscheidet sich gegenüber M-R4/1 ausschließlich im Bügeldurchmesser und wird aus diesem Grund hier nicht weiter abgebildet.

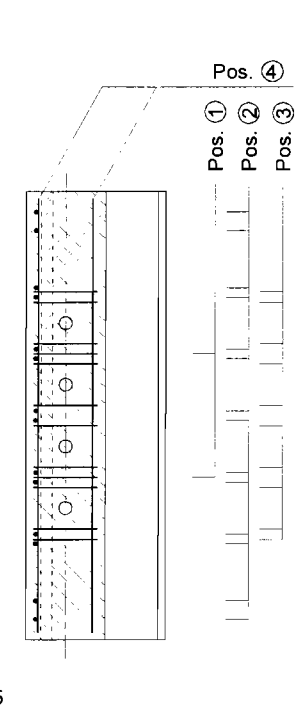
Draufsicht



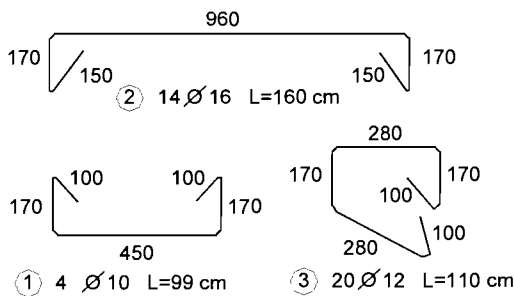
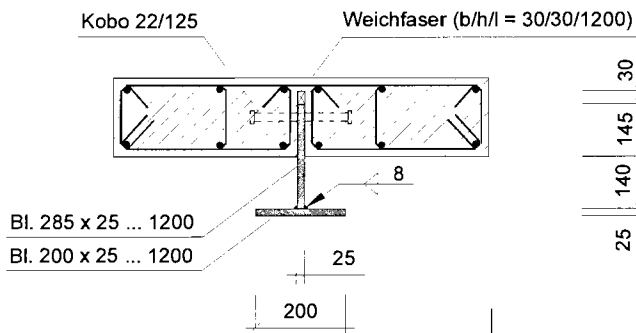
Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C



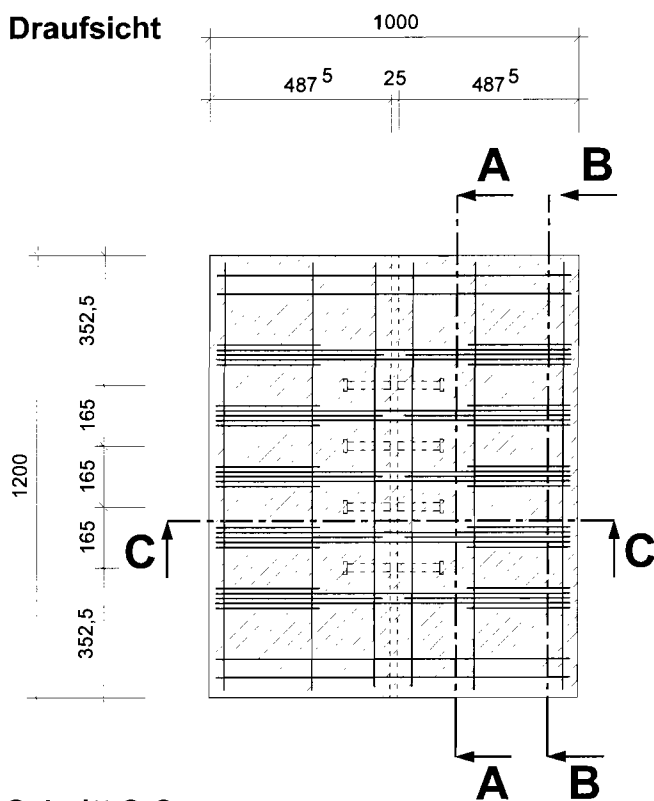
Betondeckung: $c = 2 \text{ cm}$
Biegerollendurchmesser: $d_{vr} = 4 d_s$

Stahlstege mit Schalöl einsprühen.

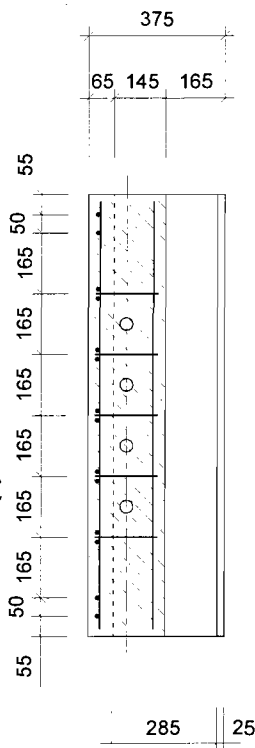
Alle Maße in mm

Baustahl	S 235 JR	G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2	G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37	
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)	
R5/1	1/2 Bügel je Kobo	

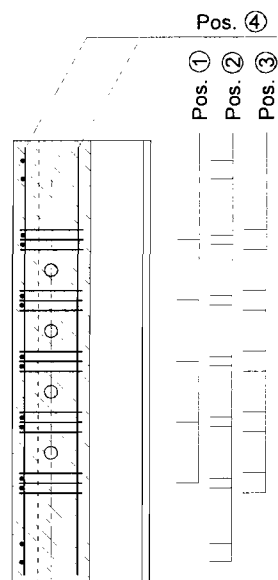
Draufsicht



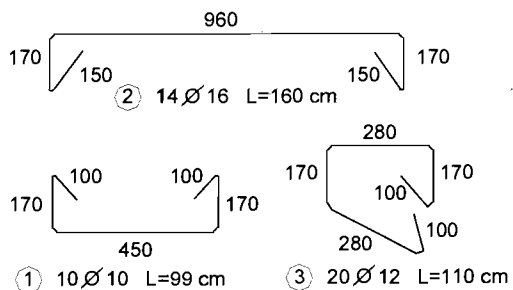
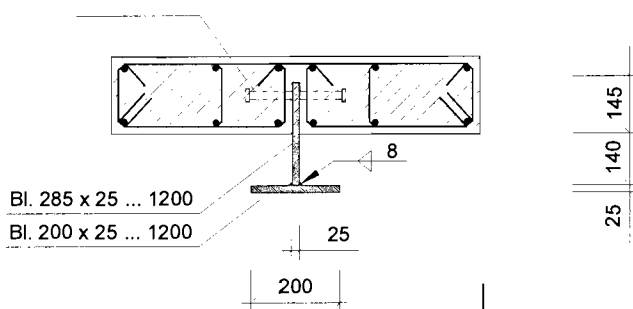
Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C

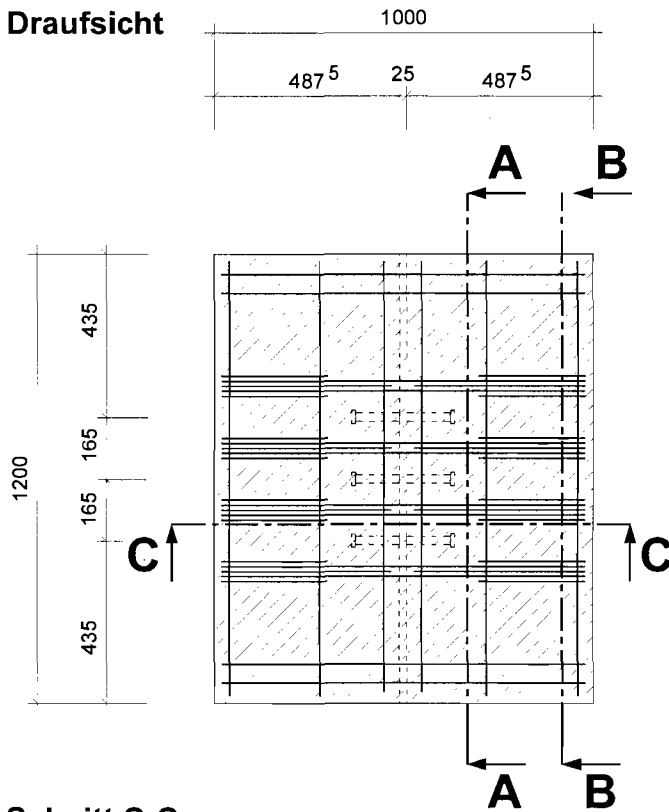


Betondeckung: $c = 2 \text{ cm}$
 Biegerollendurchmesser: $d_{br} = 4 d_s$
 Stahlstege mit Schalöl einsprühen.

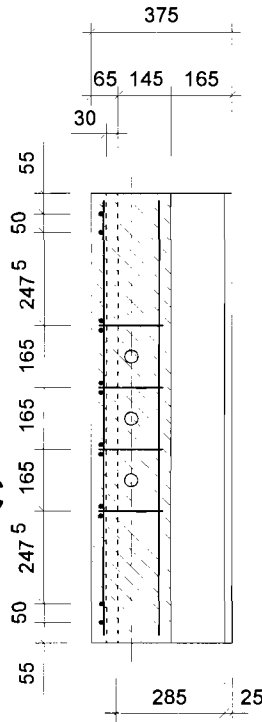
Alle Maße in mm

Baustahl	S 235 JR	G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2	G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37	
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)	
R6/2	ohne Weichfaser	

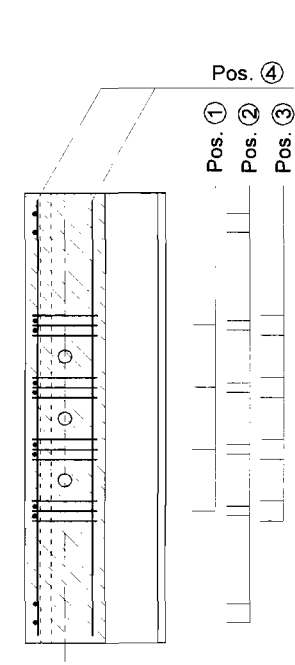
Draufsicht



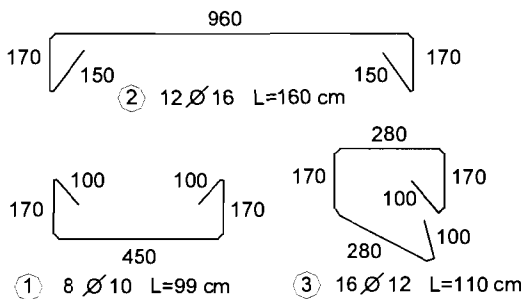
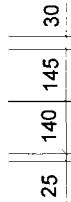
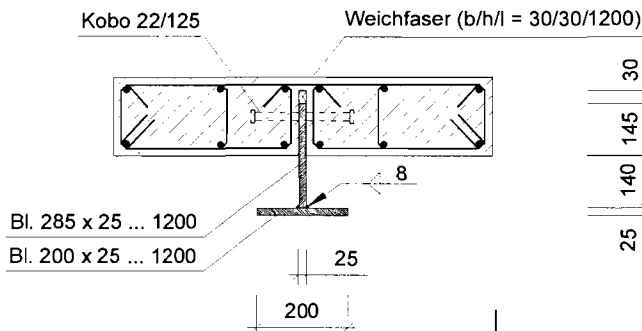
Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C



④ 12 Ø 10 L=116 cm

Befondeckung: $c = 2 \text{ cm}$
 Biegerollendurchmesser: $d_{br} = 4 d_s$

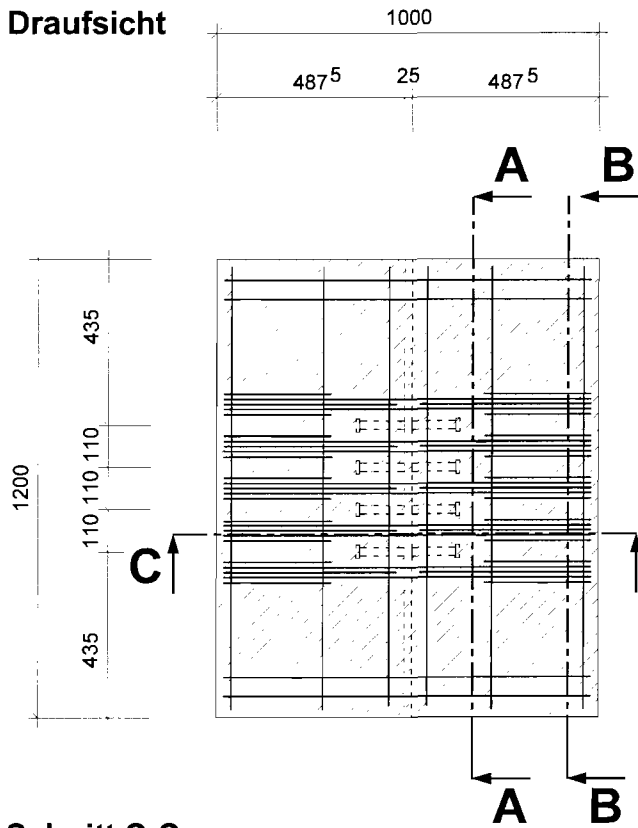
Stahlstege mit Schalöl einsprühen.

Alle Maße in mm

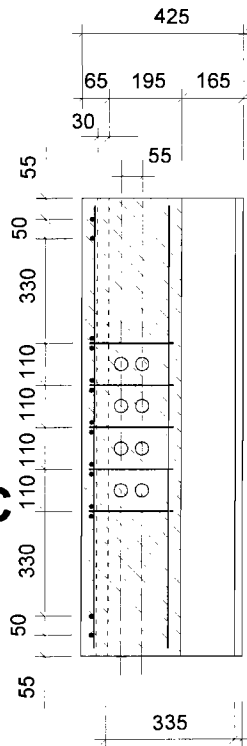
Baustahl	S 235 JR	G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2	G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37	
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)	

R7/1 3 Dübel/Verbundfuge

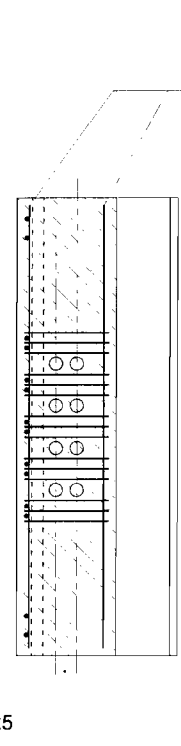
Draufsicht



Schnitt A-A

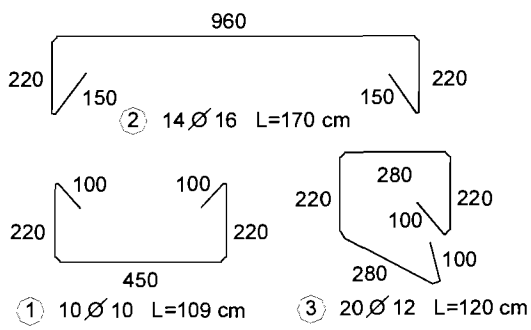
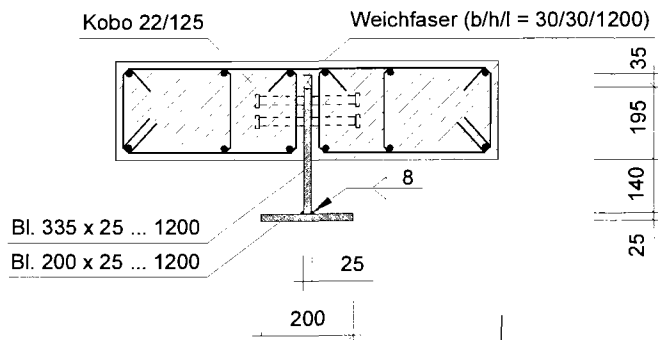


Schnitt B-B



- Pos. ④
- Pos. ①
- Pos. ②
- Pos. ③

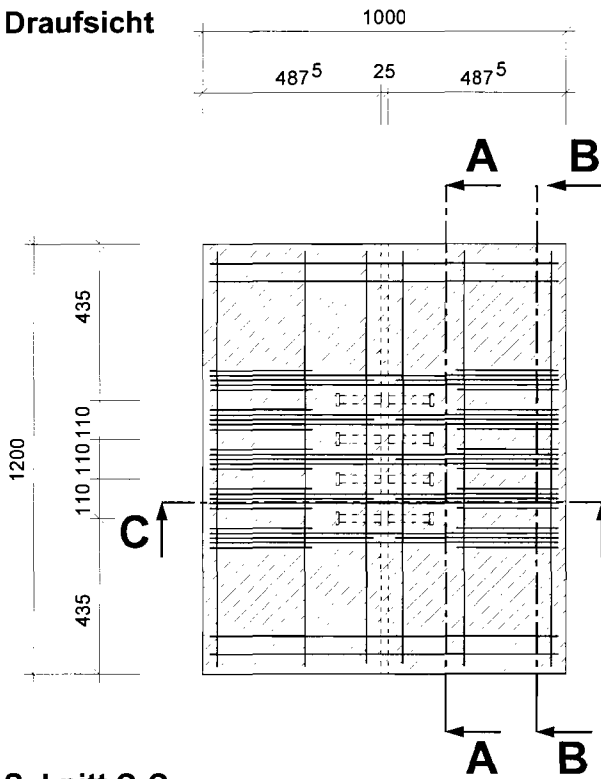
Schnitt C-C



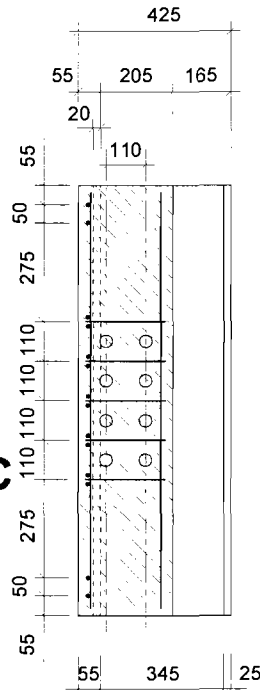
Betondeckung: $c = 2 \text{ cm}$
 Biegerollendurchmesser: $d_{br} = 4 d_s$
 Stahlstege mit Schalöl einsprühen.
 Alle Maße in mm

Baustahl	S 355 JR	G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2	G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37	
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)	
R8/1 Achsabstand 110/55		

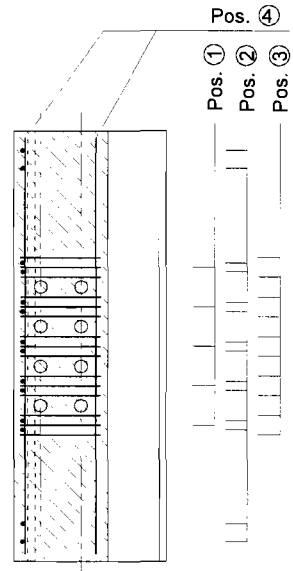
Draufsicht



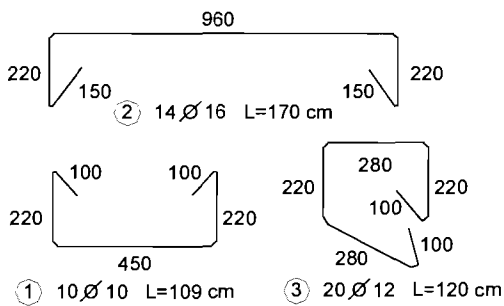
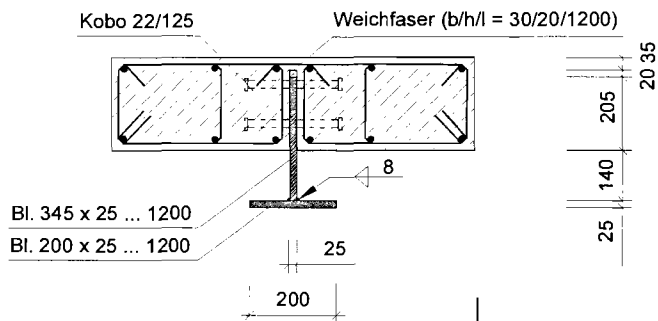
Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C

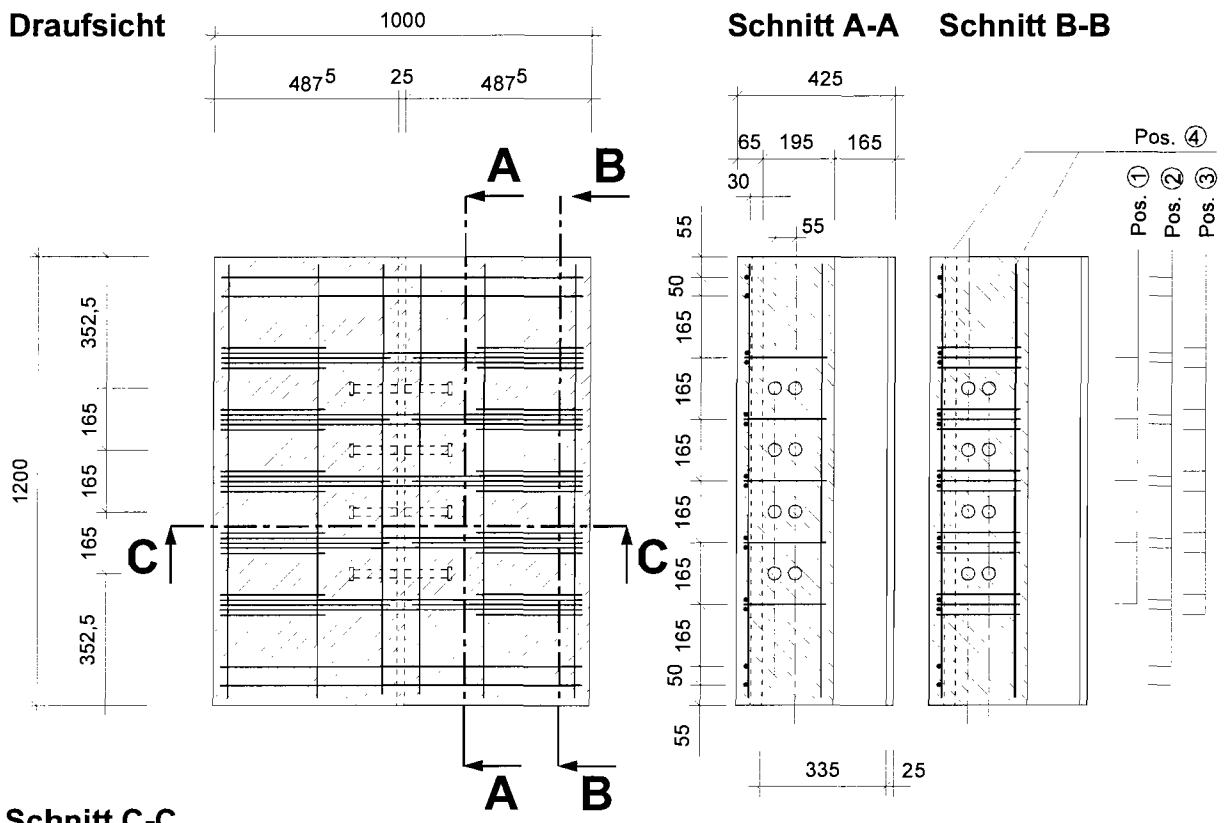


Betondeckung: $c = 2 \text{ cm}$
 Biegerollendurchmesser: $d_{br} = 4 d_s$
 Stahlstege mit Schalöl einsprühen.

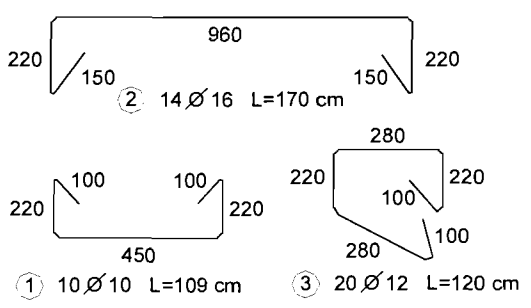
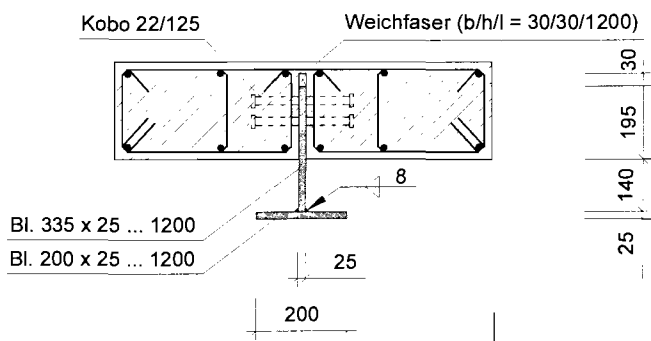
Alle Maße in mm

Baustahl	S 355 JR	G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2	G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37	
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)	

R8/2 Achsabstand 110/110



Schnitt C-C

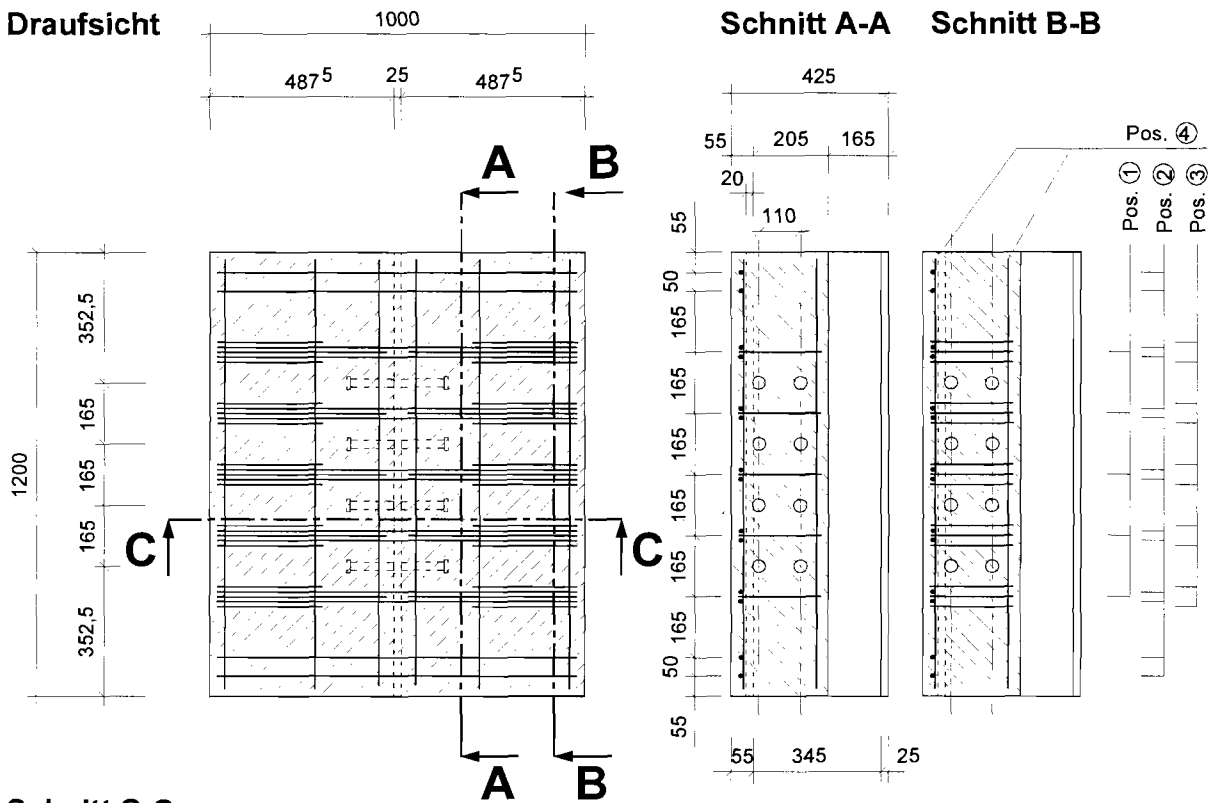


④ 12 Ø 10 L=116 cm

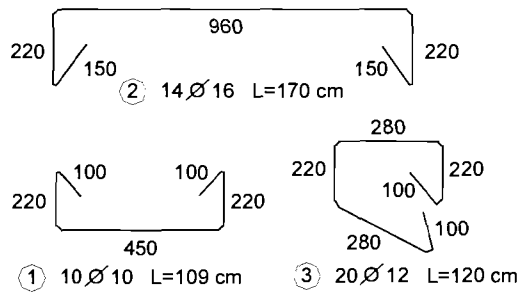
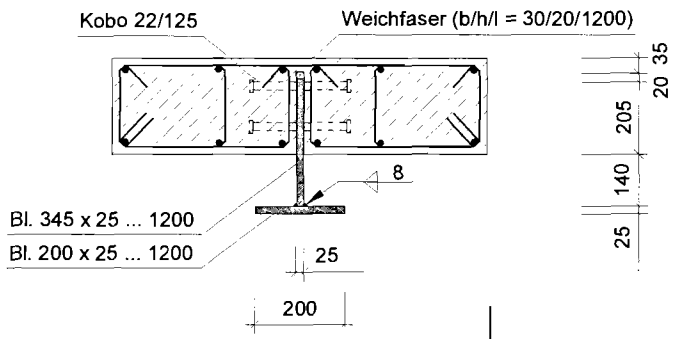
Betondeckung: $c = 2 \text{ cm}$
 Biegerollendurchmesser: $d_{br} = 4 d_s$
 Stahlstege mit Schalöl einsprühen.
 Alle Maße in mm

Baustahl	S 355 JR	G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2	G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37	
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)	

R8/3 Achsabstand 165/55



Schnitt C-C



④ 12Ø10 L=116 cm

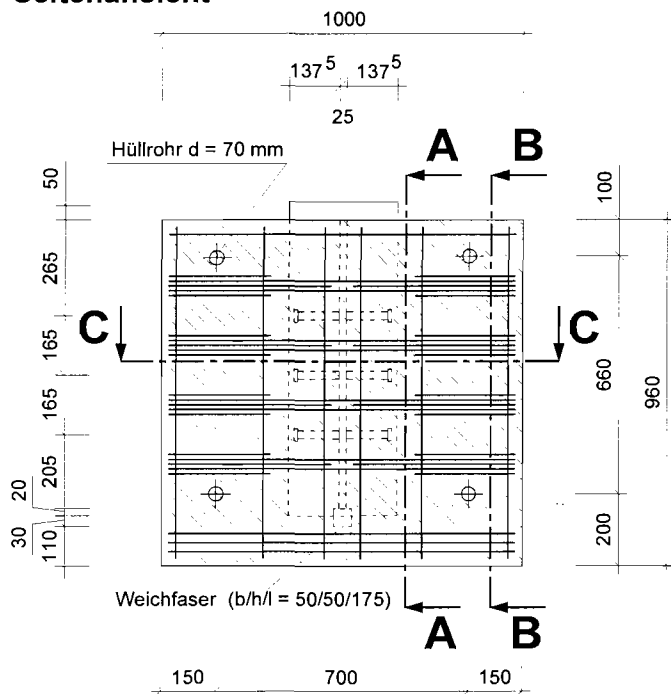
Betondeckung: $c = 2 \text{ cm}$
 Biegerollendurchmesser: $d_{br} = 4 d_s$
 Stahlstege mit Schalöl einsprühen.

Alle Maße in mm

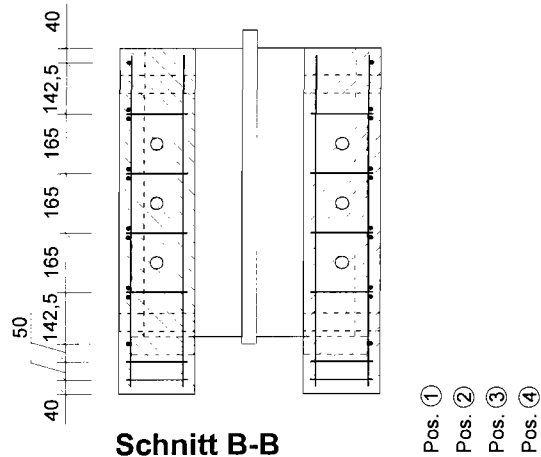
Baustahl	S 355 JR	G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2	G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37	
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)	

R8/4 Achsabstand 165/110

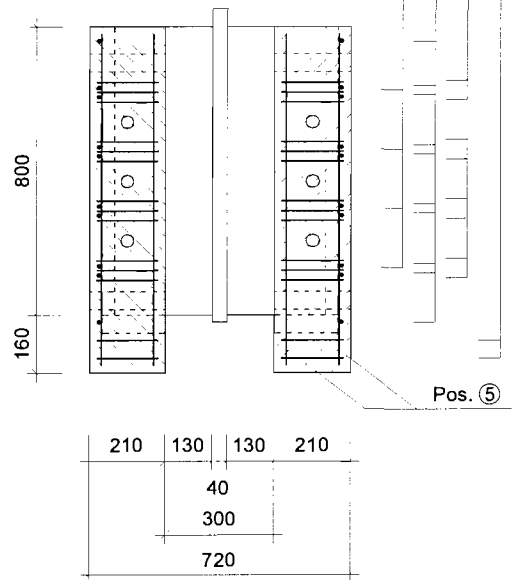
Seitenansicht



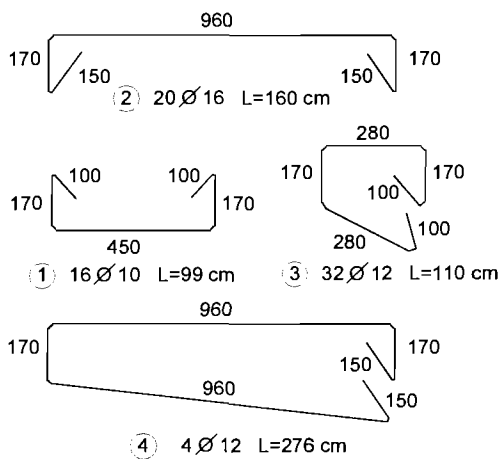
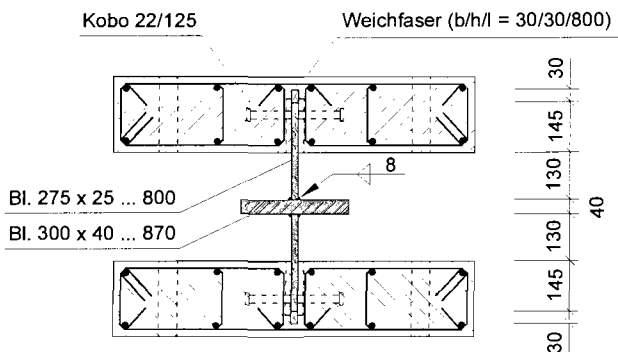
Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C



Betondeckung: $c = 2 \text{ cm}$
 Biegerollendurchmesser: $d_{gr} = 4 d_s$
 Stahlstege mit Schalöl einsprühen.

Alle Maße in mm

Baustahl	S 235 JR	G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2	G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37	
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)	

R9 Interaktionsversuche

Hinweis:

Dieser Körper wurde vierfach gefertigt: M-R9/1, M-R9/2, M-R9/3, M-R9/4.

Anhang B
Ergebnisse der Weg- und Dehnungsmessungen

Körper M-B					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
716,9 kN	597,4 kN/m	104,5 kNm/m	1,14 mm	425,8 kN	23,6 mm

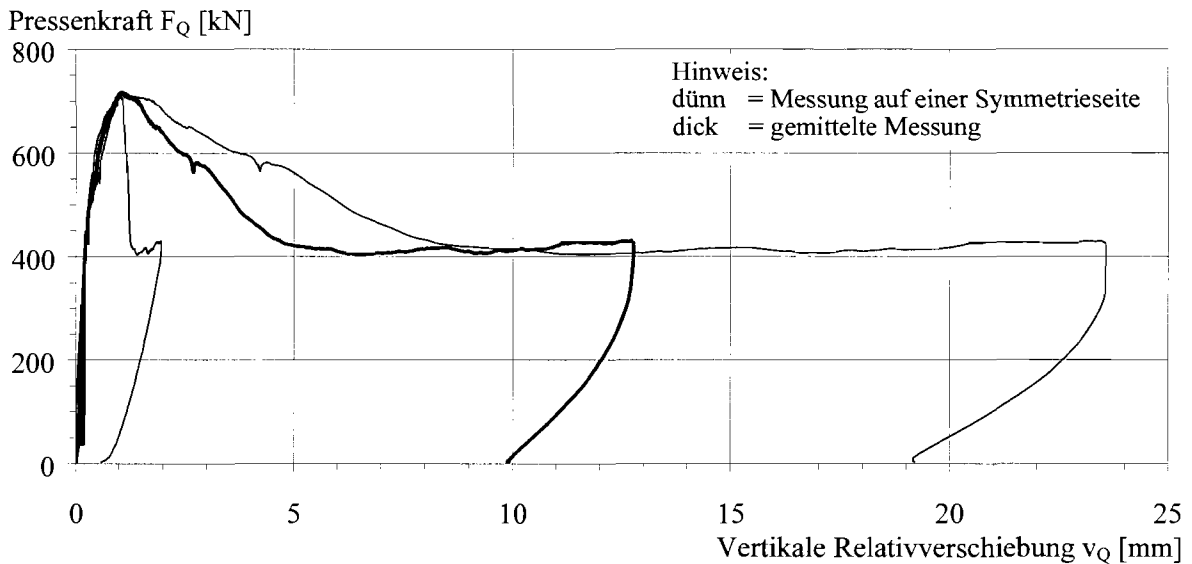


Bild B-1. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Basiskörpers M-B

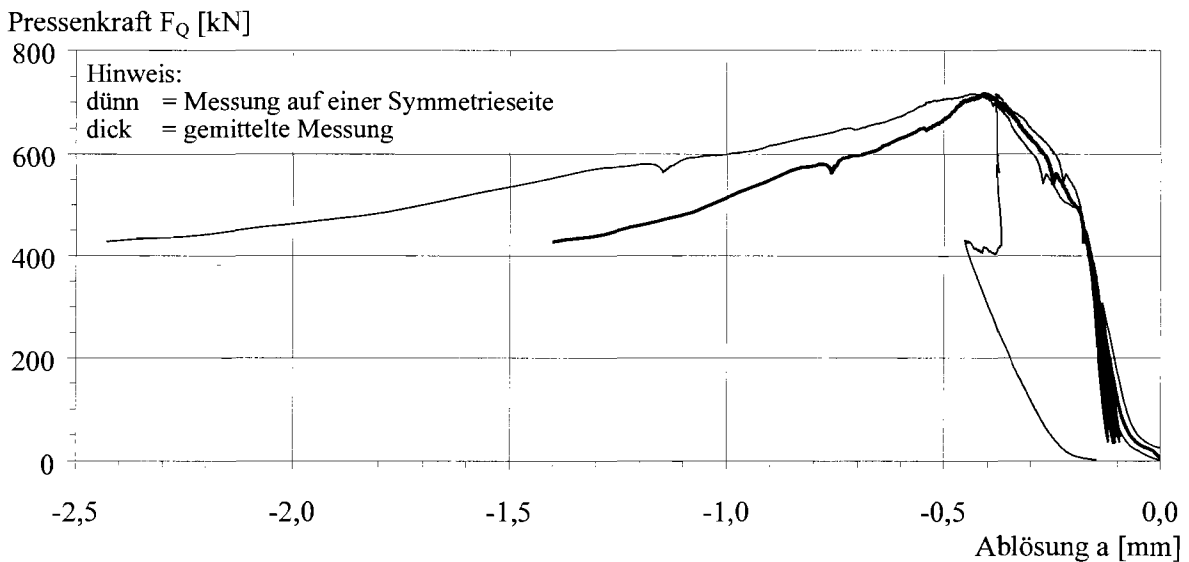


Bild B-2. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Basiskörpers M-B

Körper M-R1/1					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
681,8 kN	568,2 kN/m	99,4 kNm/m	1,49 mm	374,7 kN	19,6 mm

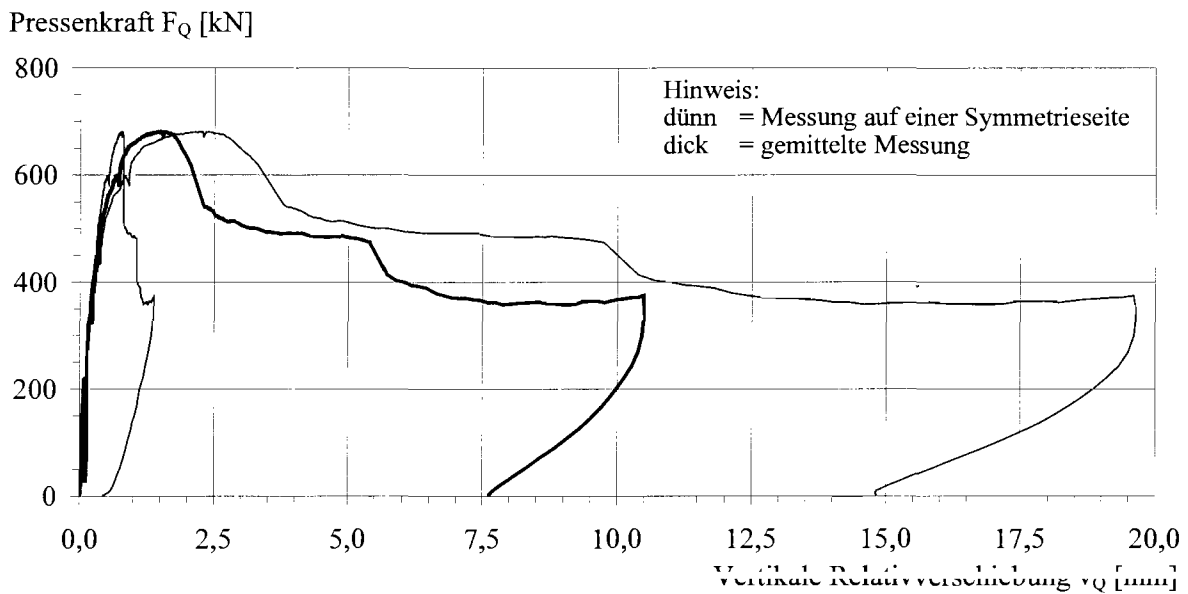


Bild B-3. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R1/1

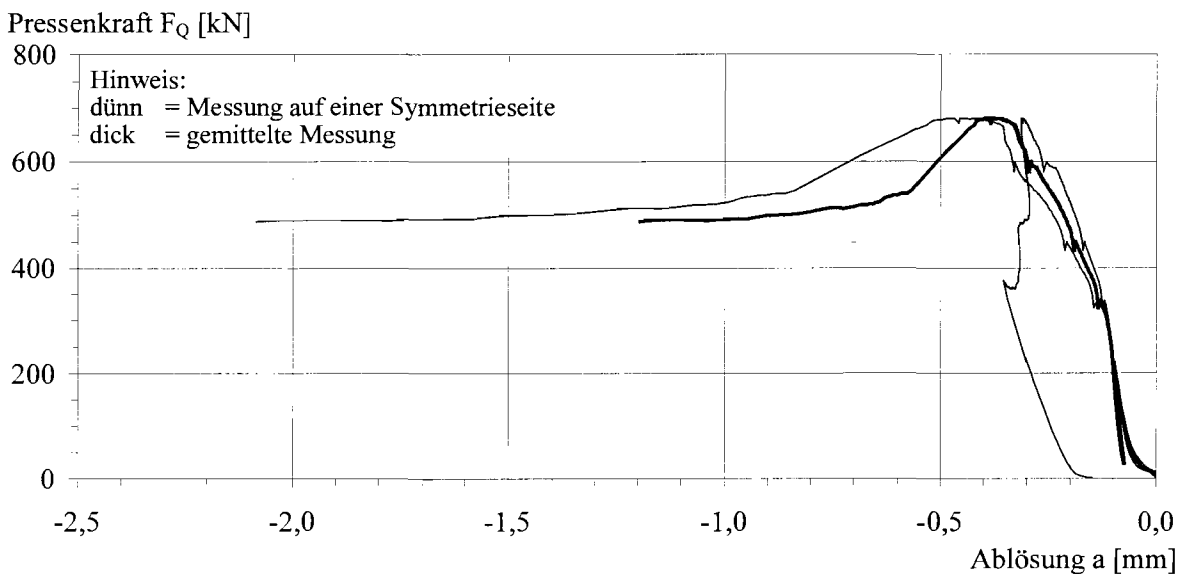


Bild B-4. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R1/1

Körper M-R1/3					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
732,8 kN	610,7 kN/m	137,4 kNm/m	1,14 mm	314,0 kN	20,2 mm

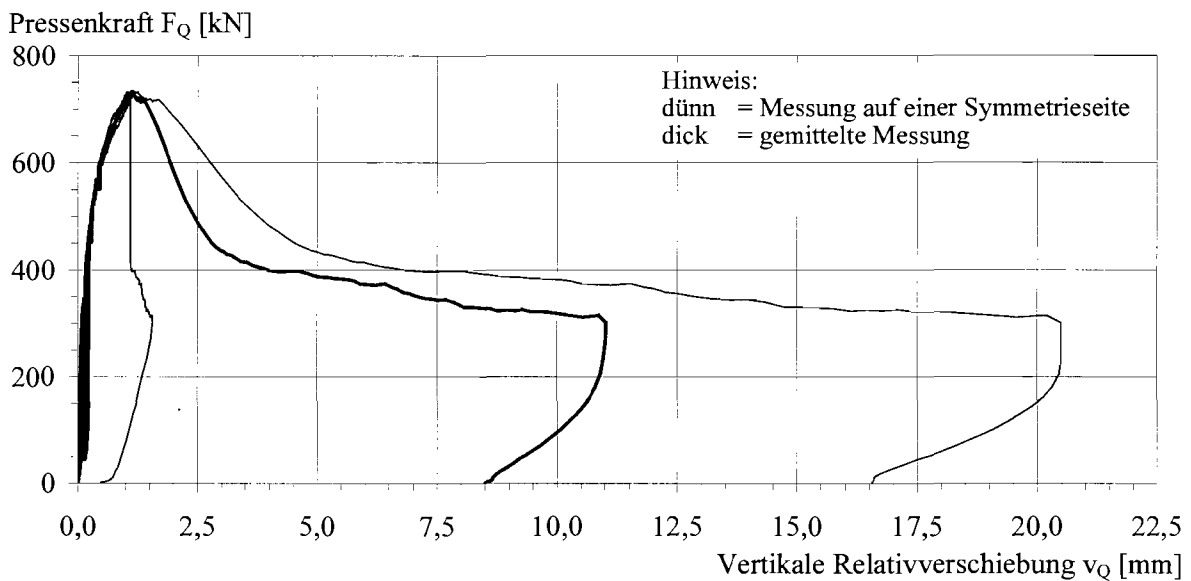


Bild B-5. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R1/3

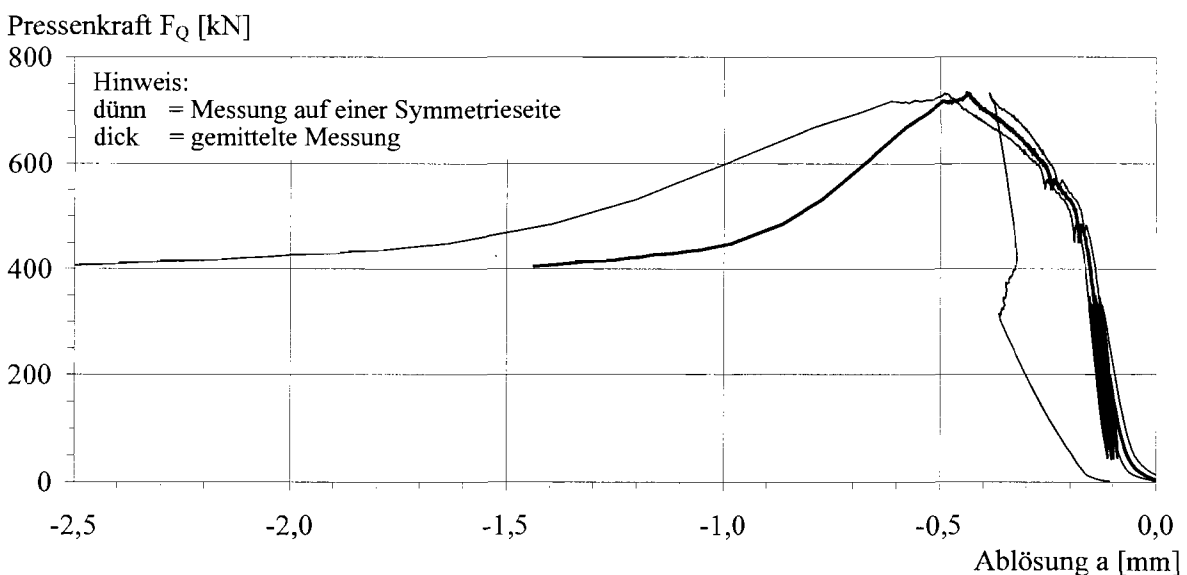


Bild B-6. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R1/3

Körper M-R2/1					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
526,8 kN	439,0 kN/m	76,8 kNm/m	1,24 mm	307,6 kN	28,2 mm

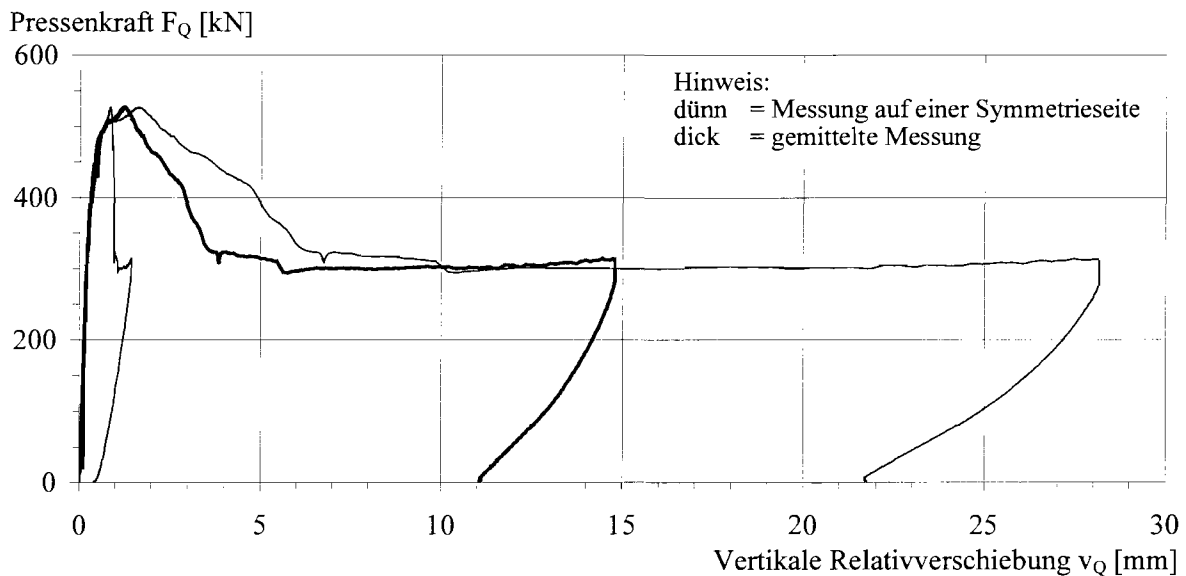


Bild B-7. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R2/1

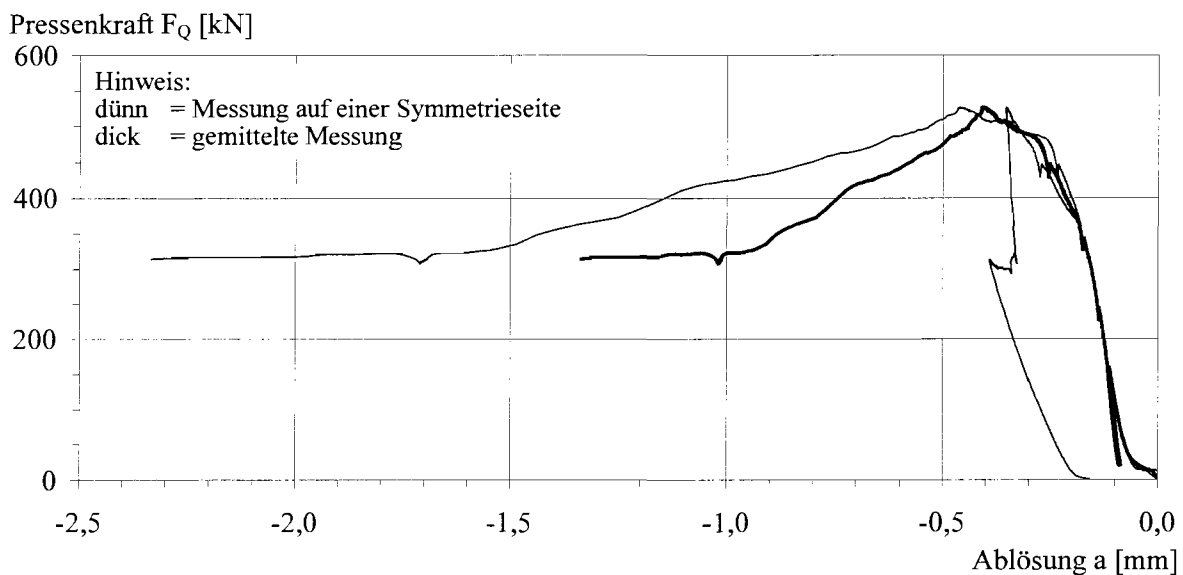


Bild B-8. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R2/1

Körper M-R2/3					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
1.080,3 kN	900,3 kN/m	157,5 kNm/m	1,13 mm	645,9 kN	24,0 mm

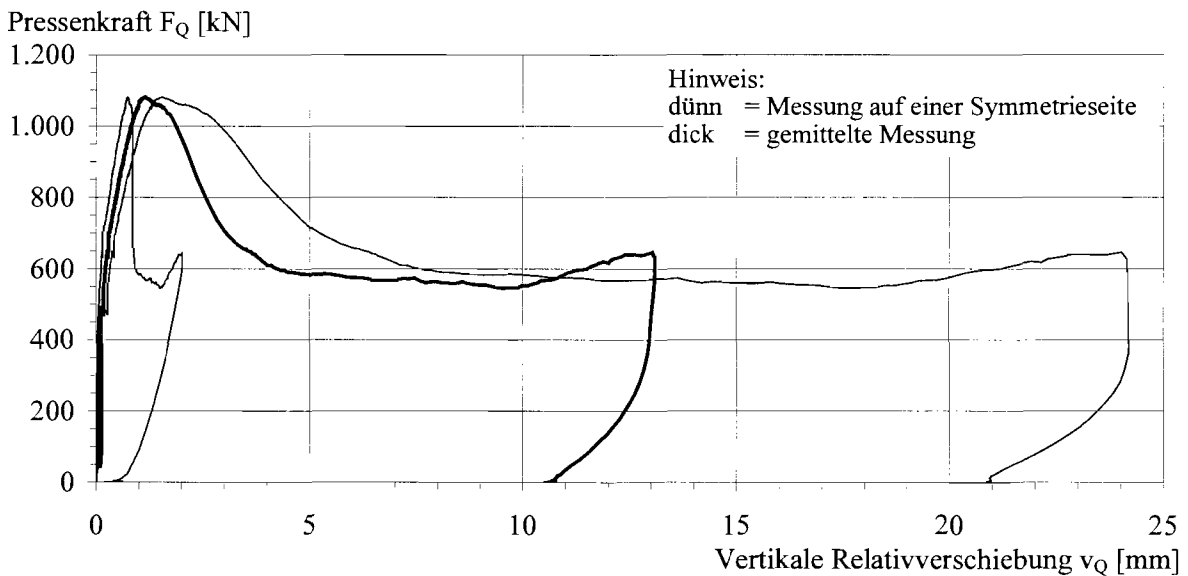


Bild B-9. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R2/3

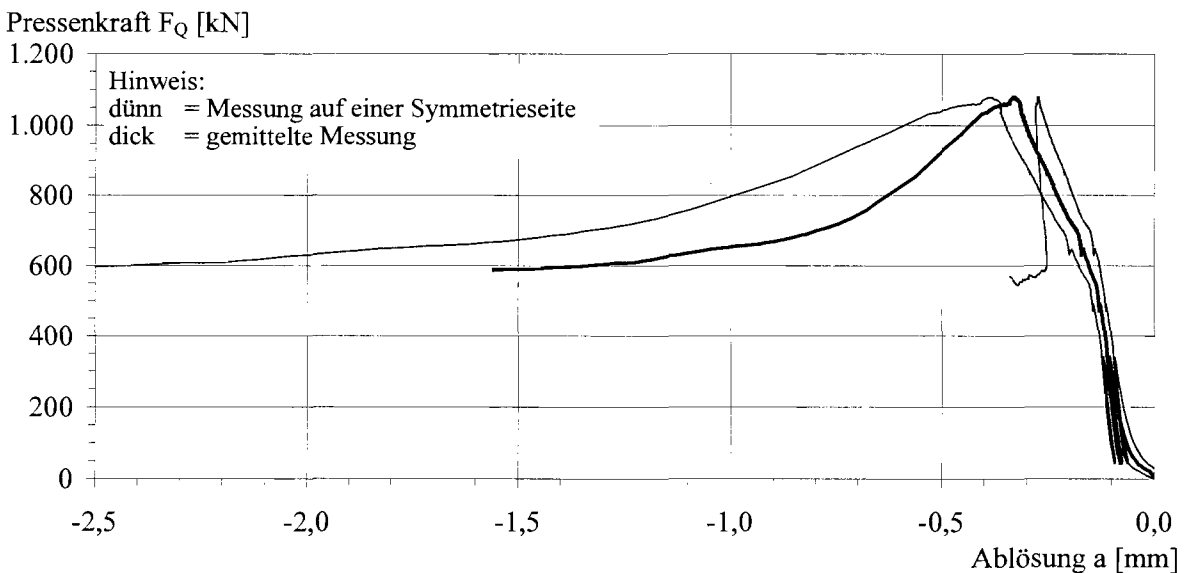
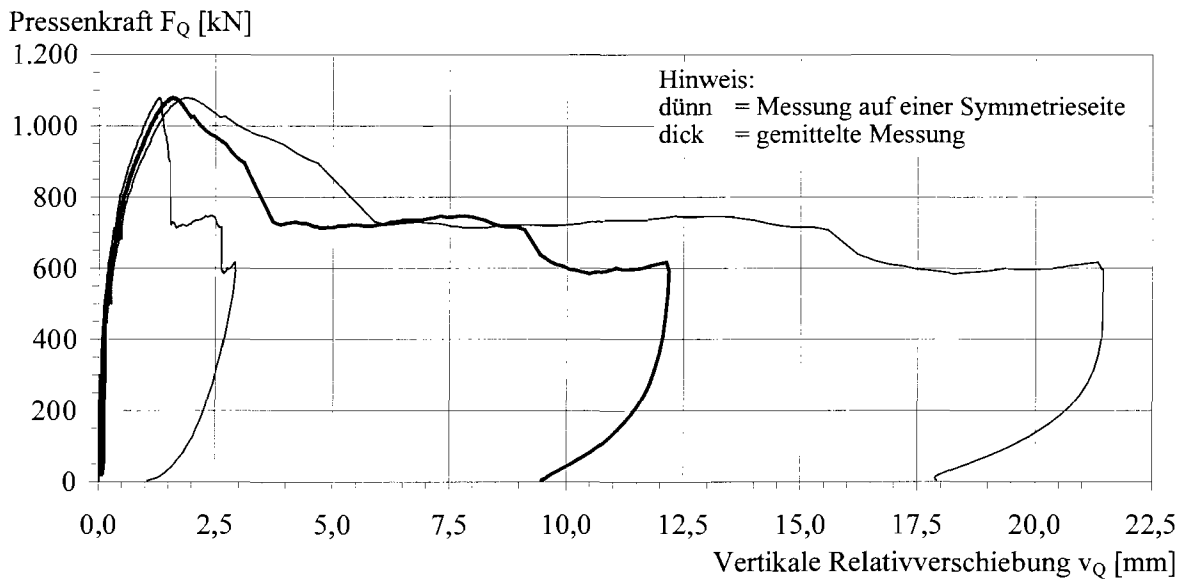
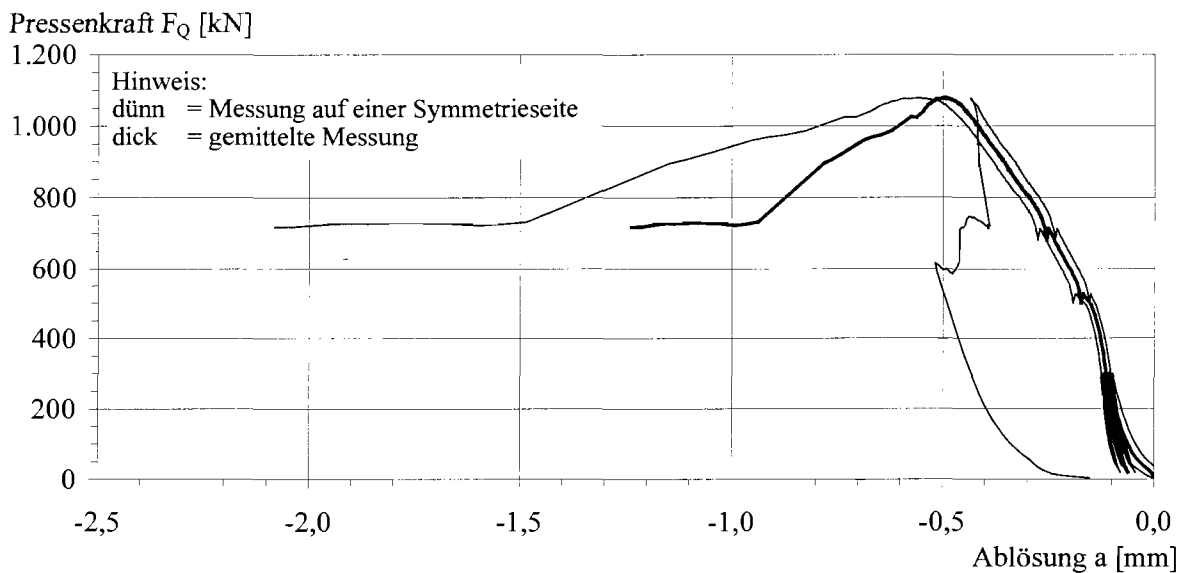


Bild B-10. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R2/3

Körper M-R3/1

Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
1.078,4 kN	898,7 kN/m	157,3 kNm/m	1,58 mm	615,9 kN	21,3 mm

**Bild B-11.** Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R3/1**Bild B-12.** Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R3/1

Körper M-R4/1					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
727,0 kN	605,8 kN/m	106,0 kNm/m	1,55 mm	429,6 kN	21,3 mm

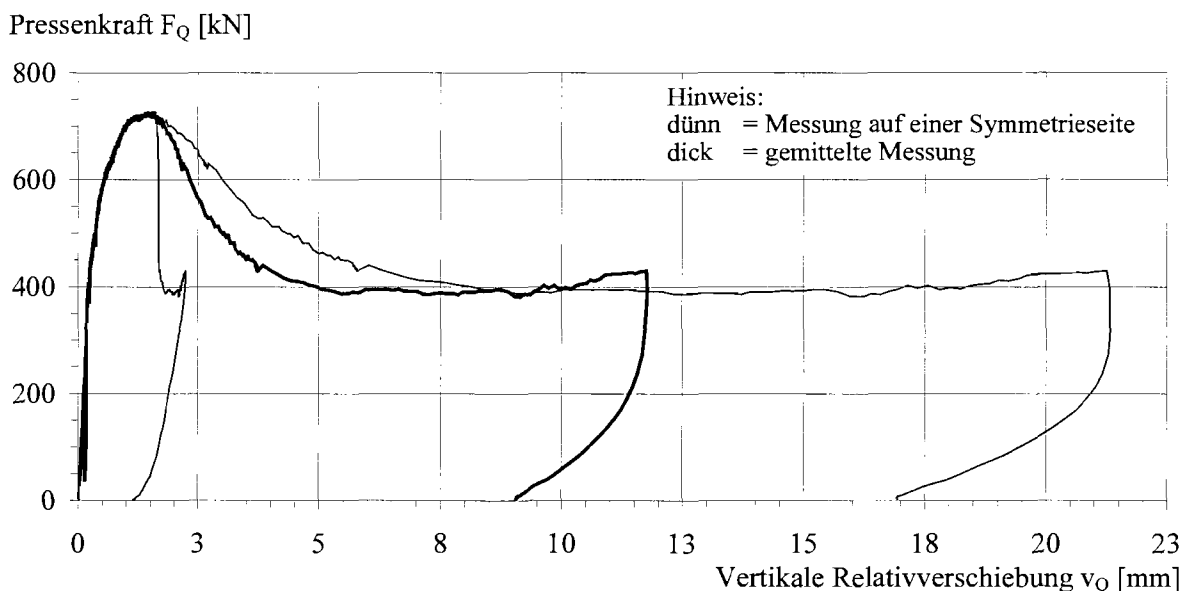


Bild B-13. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R4/1

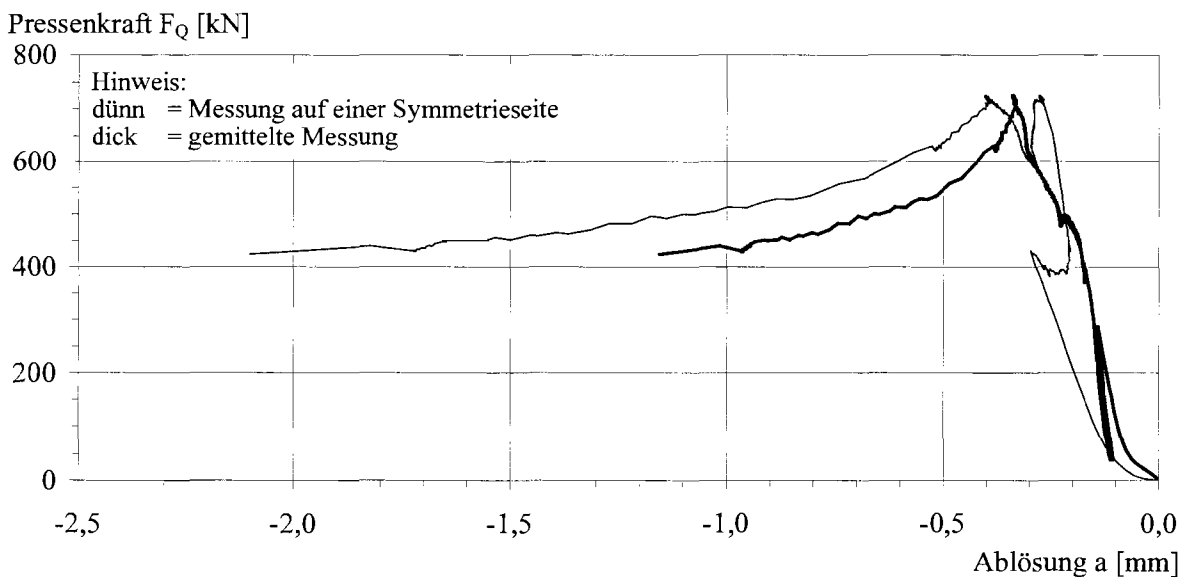


Bild B-14. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R4/1

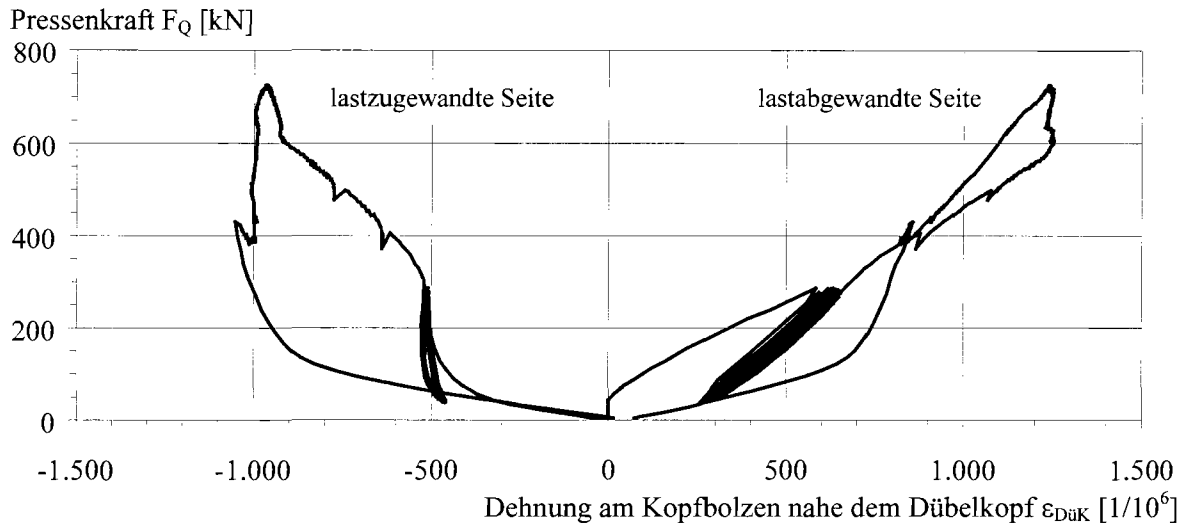


Bild B-15. Entwicklung der Dehnung am Kopfbolzen nahe dem Dübelkopf des Körpers R4/1

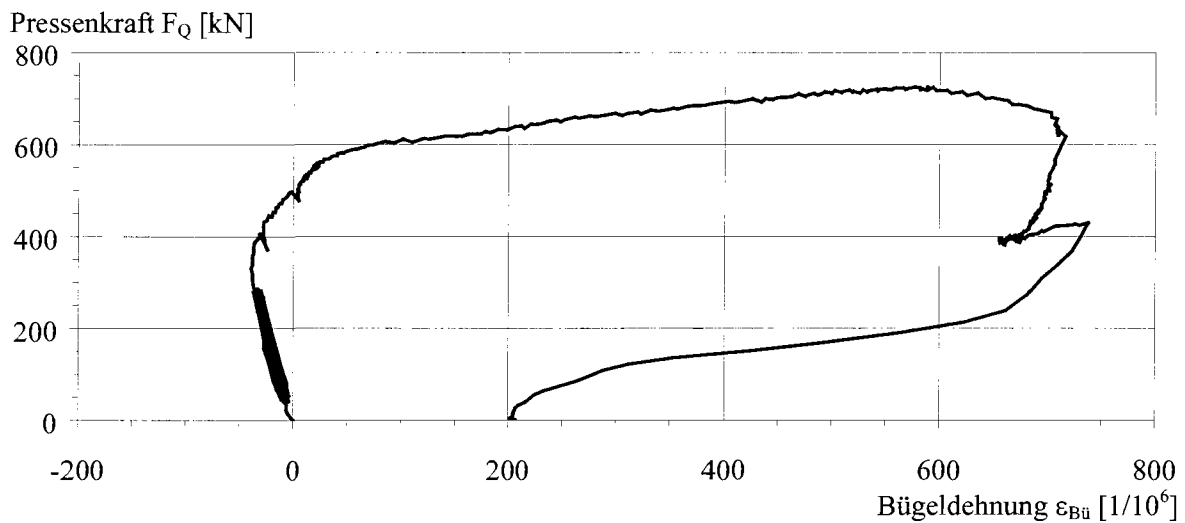


Bild B-16. Entwicklung der Bügeldehnung des Körpers R4/1

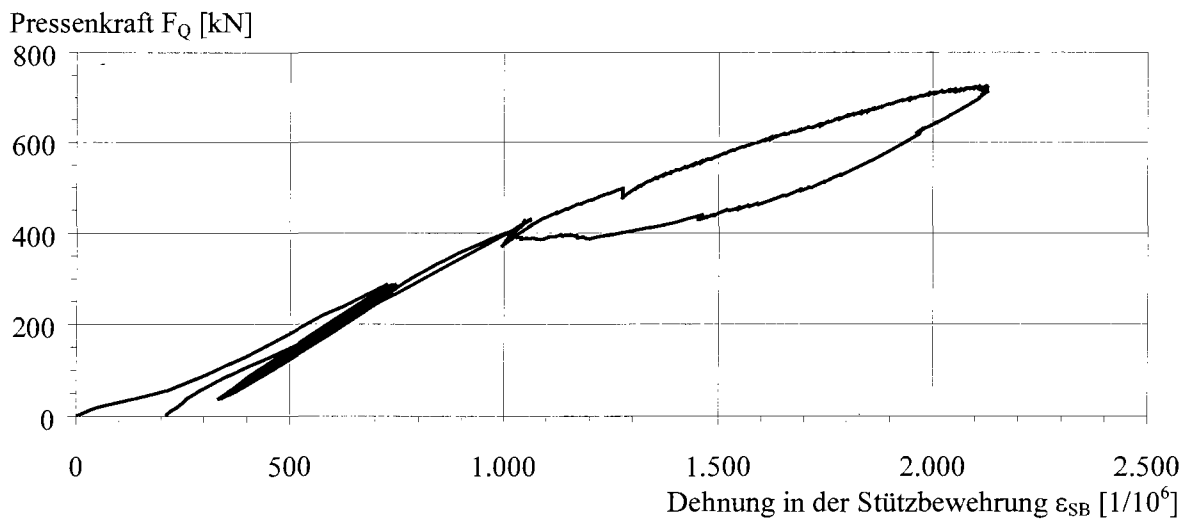


Bild B-17. Entwicklung der Dehnung in der Stützbewehrung des Körpers R4/1

Körper M-R4/2					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
1.384,5 kN	1.153,8 kN/m	57,7 kNm/m	13,23 mm	416,2 kN	25,3 mm

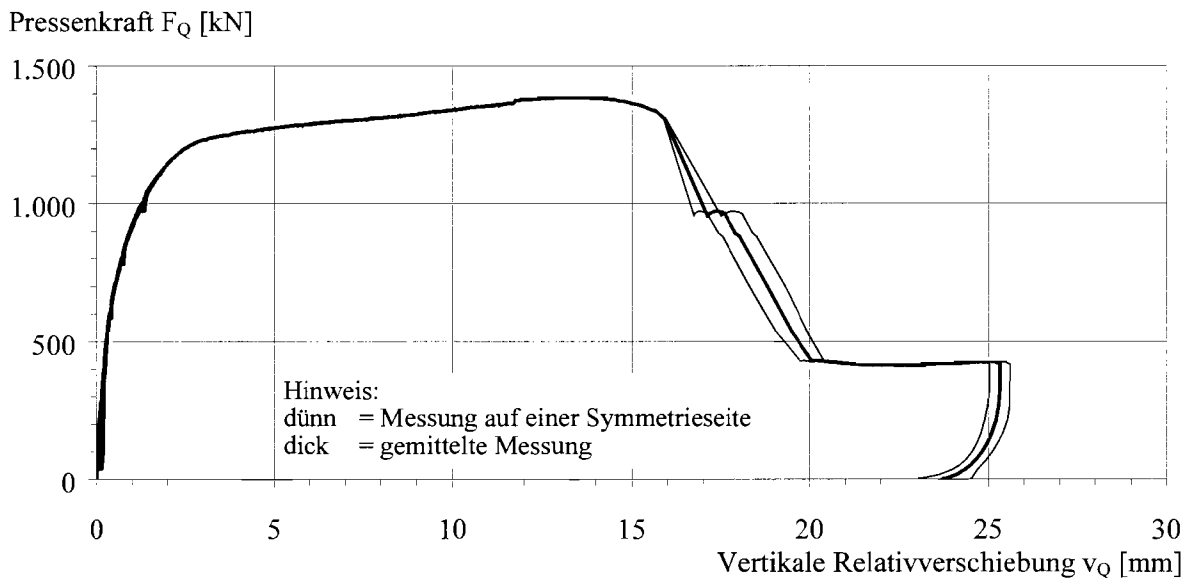


Bild B-18. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R4/2

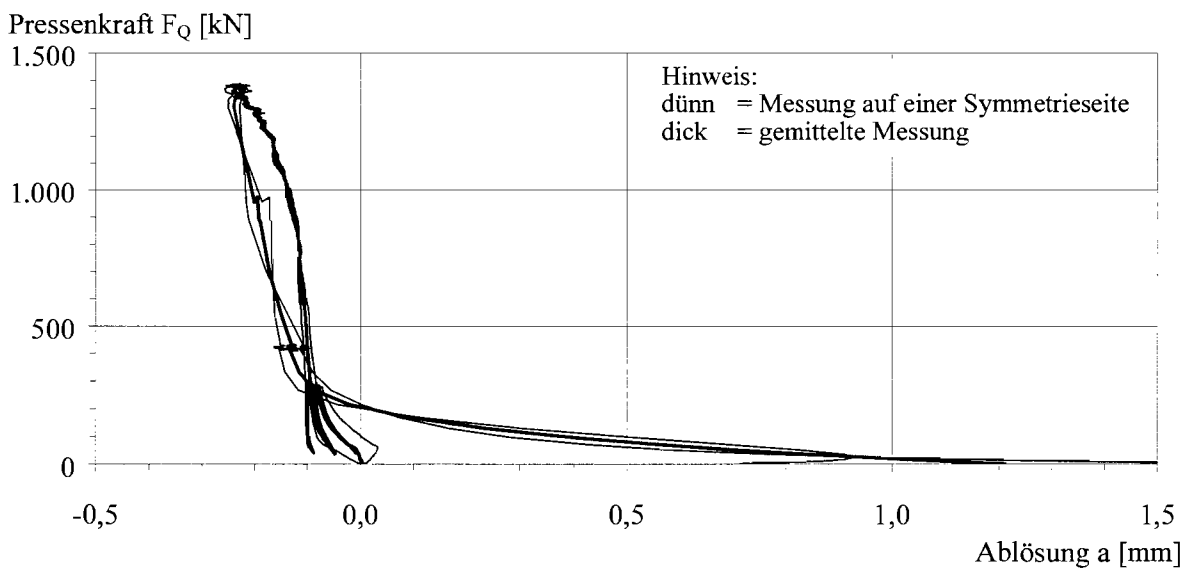


Bild B-19. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R4/2

Körper M-R5/1					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
861,6 kN	718,0 kN/m	125,7 kNm/m	1,12 mm	370,6 kN	11,1 mm

Pressenkraft F_Q [kN]

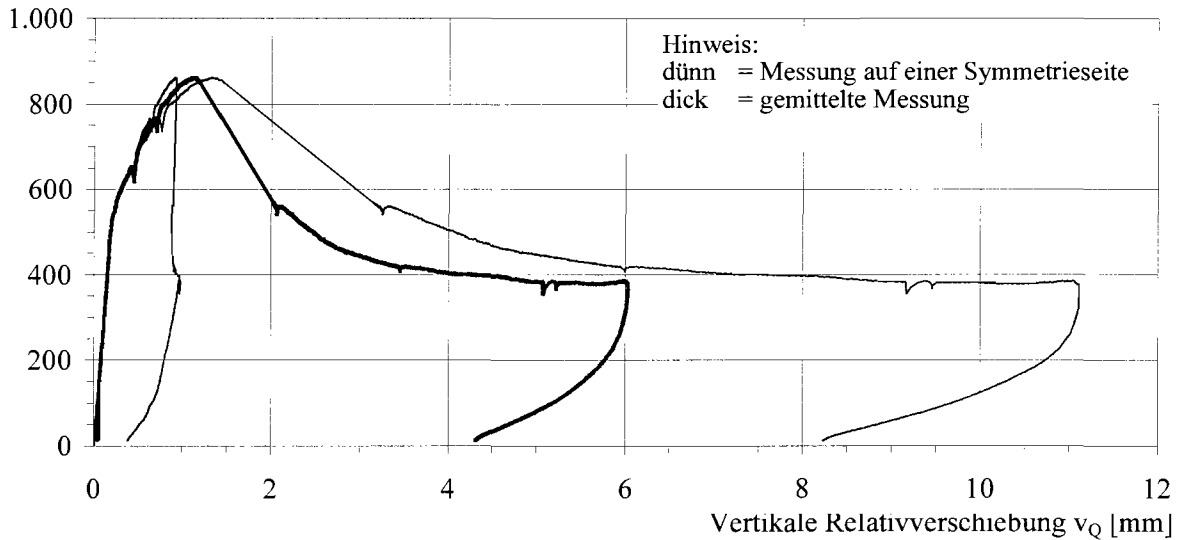


Bild B-20. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R5/1

Pressenkraft F_Q [kN]

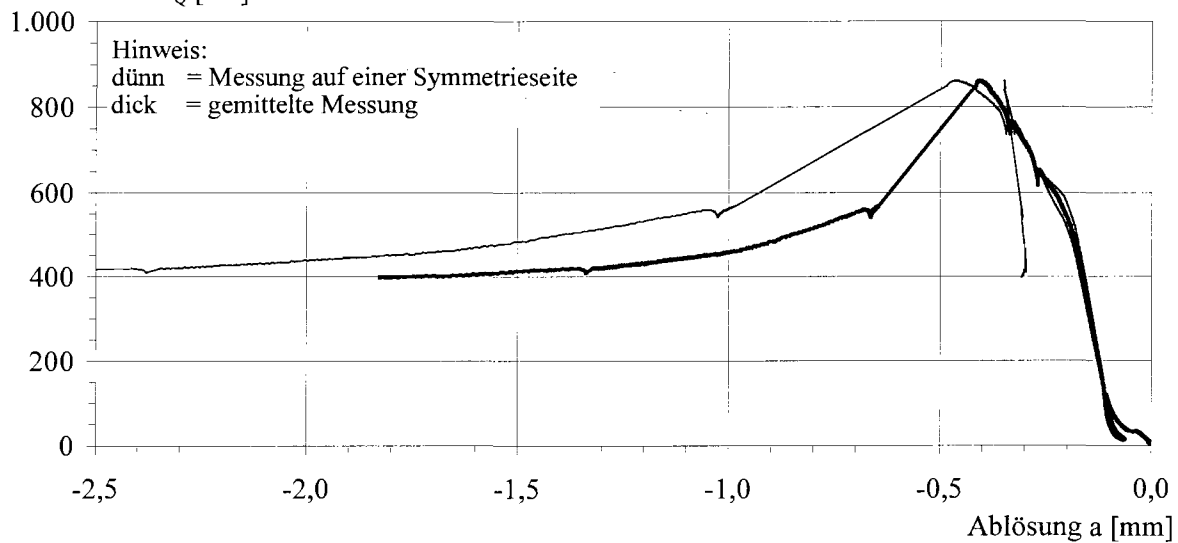


Bild B-21. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R5/1

Körper M-R5/3					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
869,0 kN	724,2 kN/m	126,7 kNm/m	0,98 mm	486,4 kN	18,7 mm

Pressenkraft F_Q [kN]

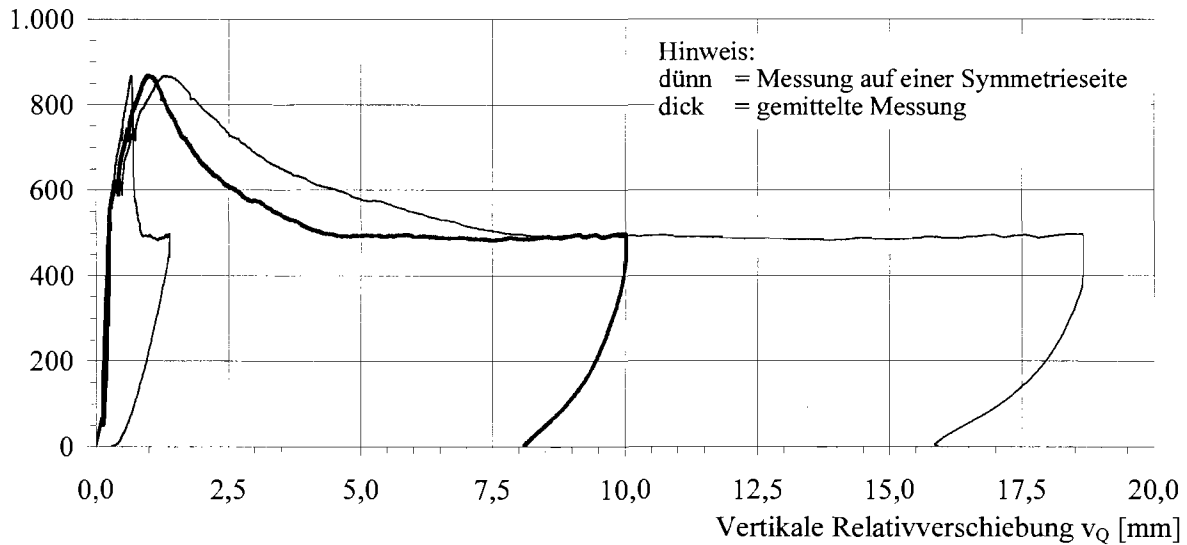


Bild B-22. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R5/3

Pressenkraft F_Q [kN]

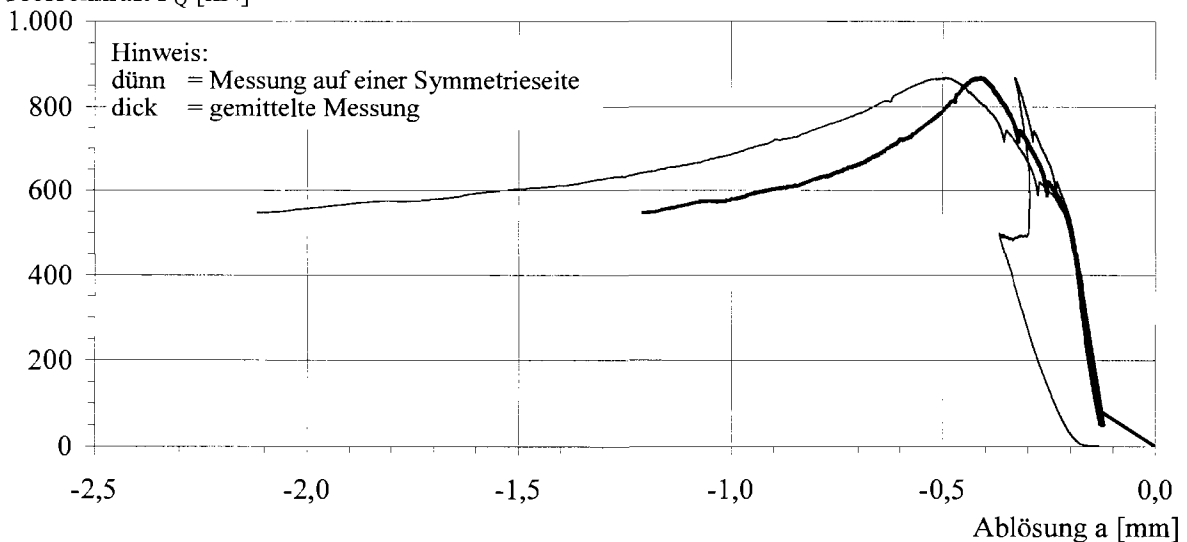


Bild B-23. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R5/3

Körper M-R6/2					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
668,9 kN	557,4 kN/m	97,5 kNm/m	1,18 mm	401,2 kN	19,2 mm

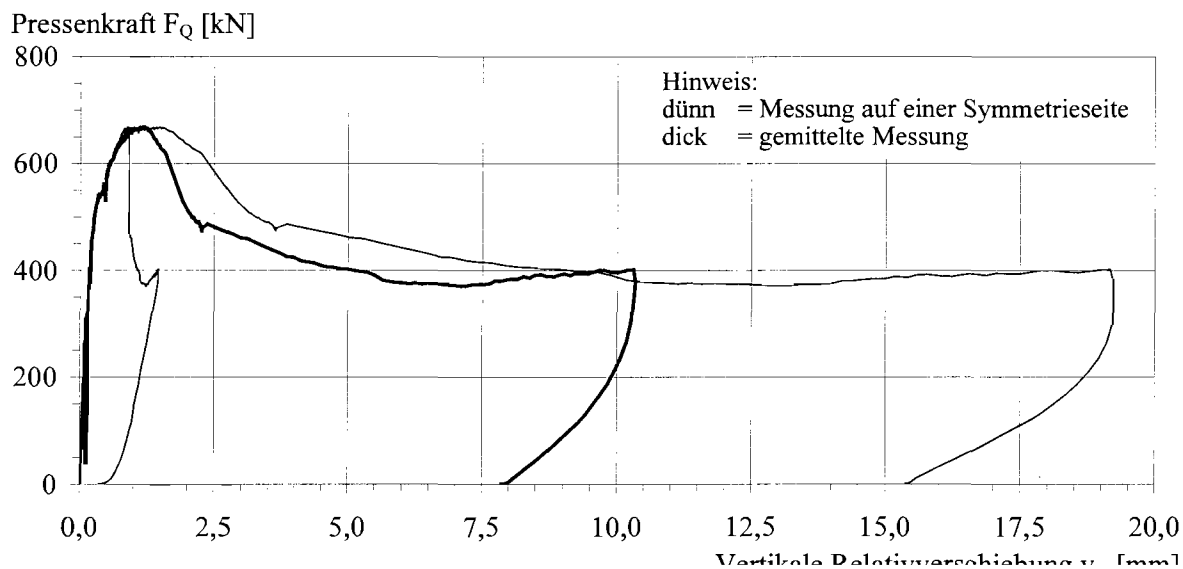


Bild B-24. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R6/2

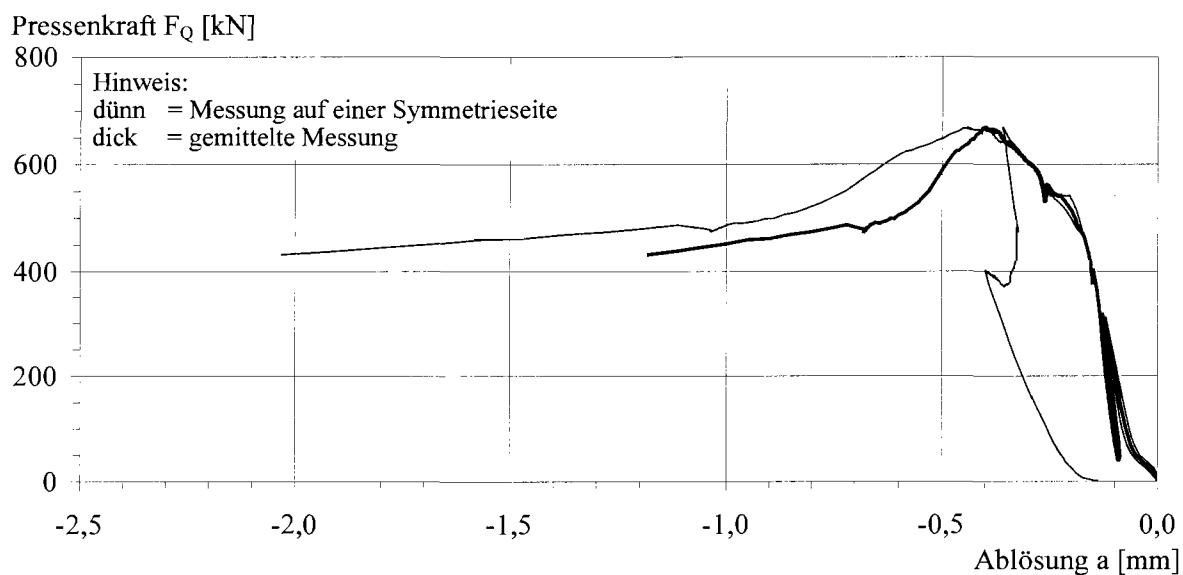


Bild B-25. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R6/2

Körper M-R7/1					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
738,4 kN	615,3 kN/m	107,7 kNm/m	0,99 mm	409,4 kN	23,2 mm

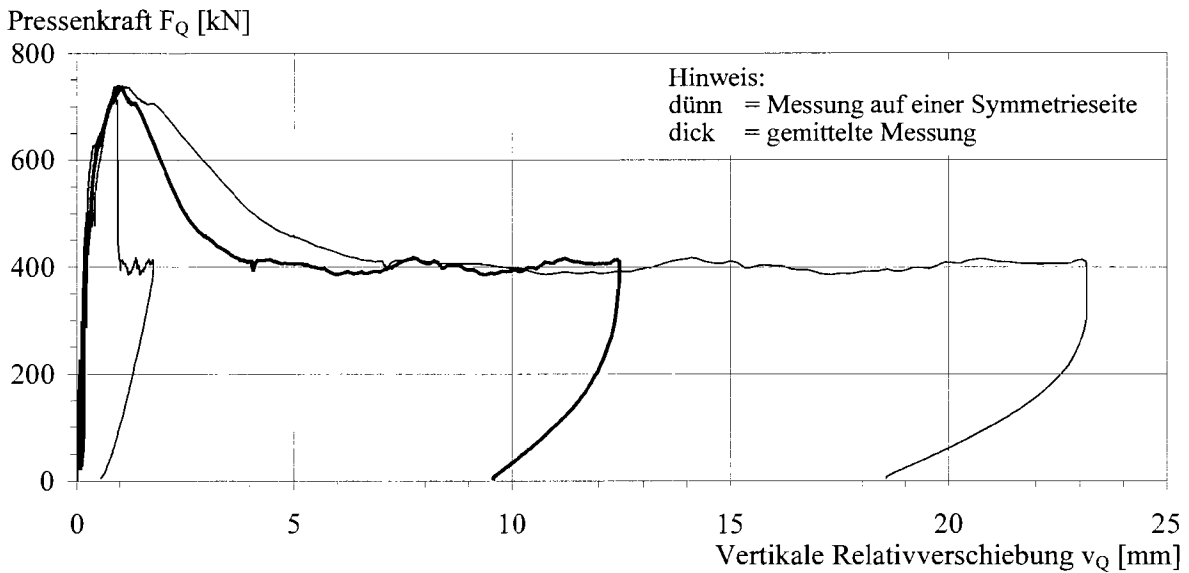


Bild B-26. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R7/1

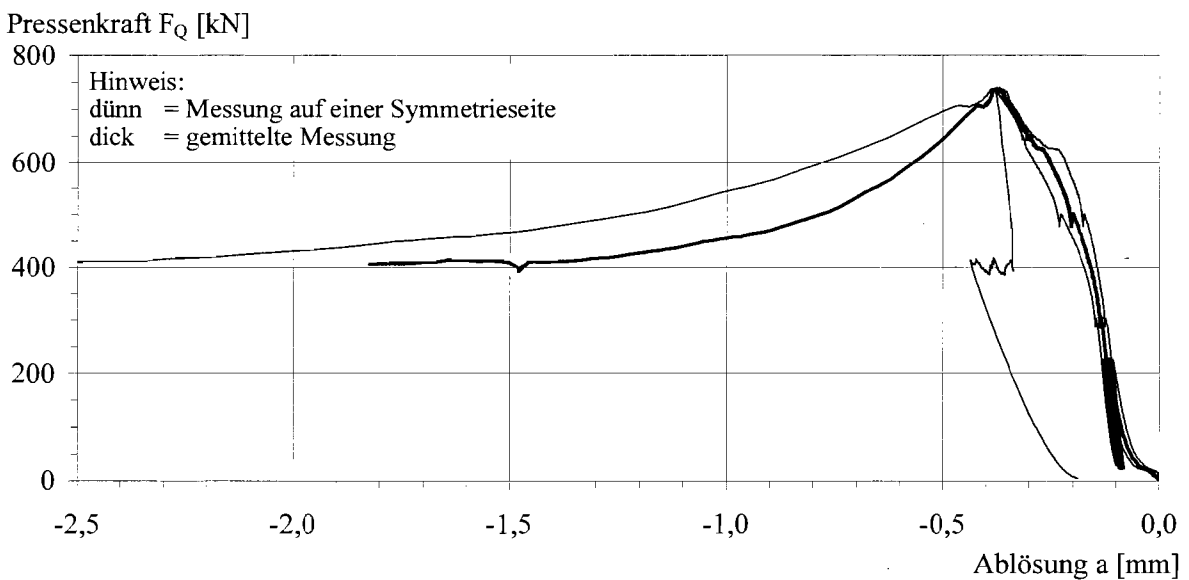


Bild B-27. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R7/1

Körper M-R8/1					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
1.233,0 kN	1.027,5 kN/m	179,8 kNm/m	2,02 mm	627,7 kN	27,7 mm

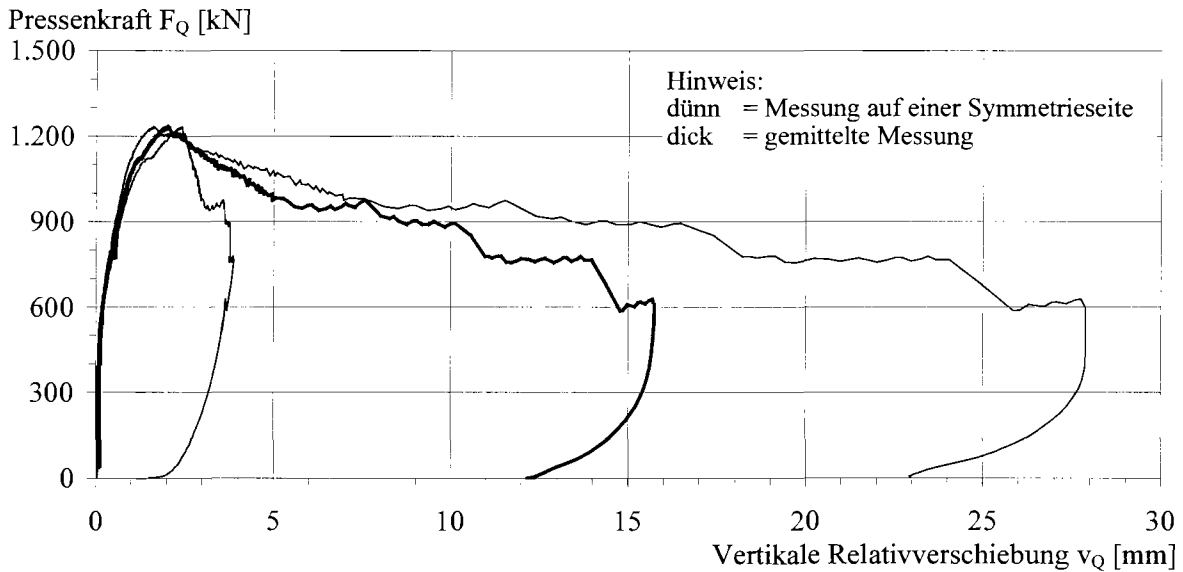


Bild B-28. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R8/1

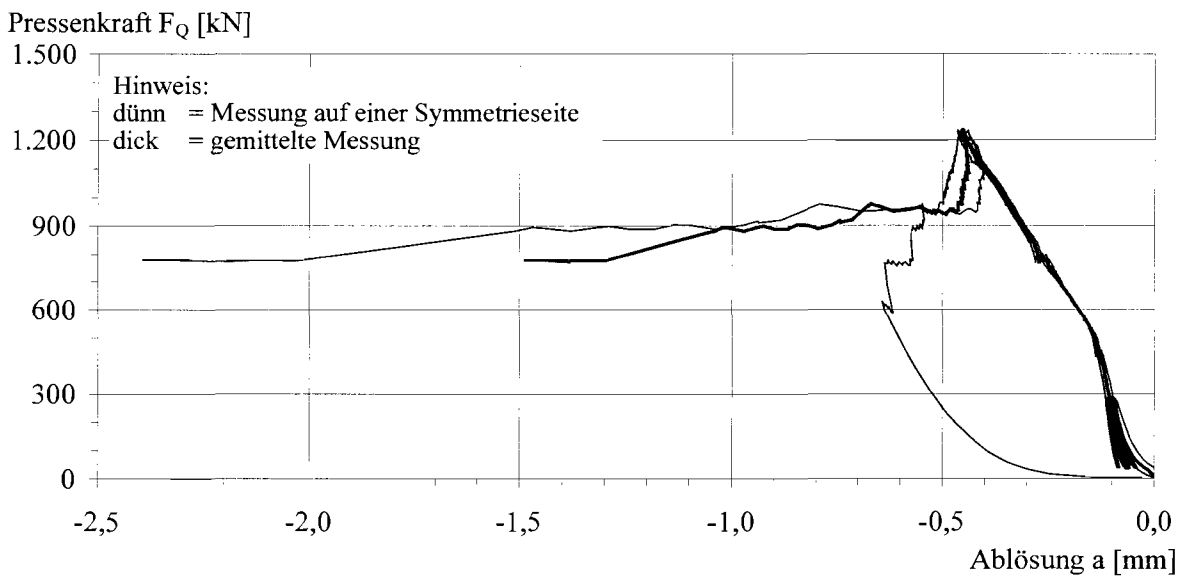


Bild B-29. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R8/1

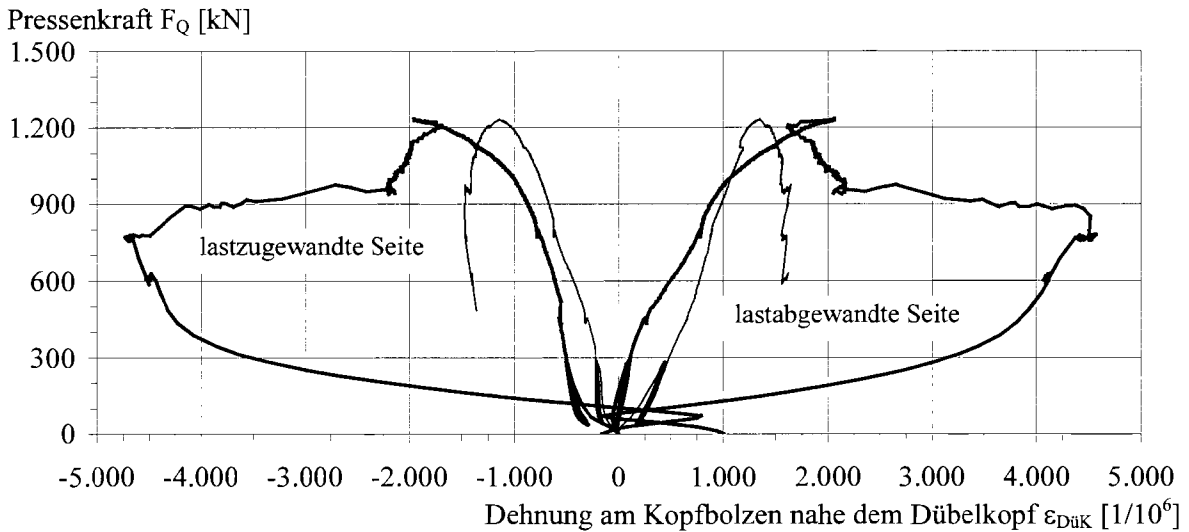


Bild B-30. Entwicklung der Dehnung am Kopfbolzen nahe dem Dübelkopf des Körpers R8/1

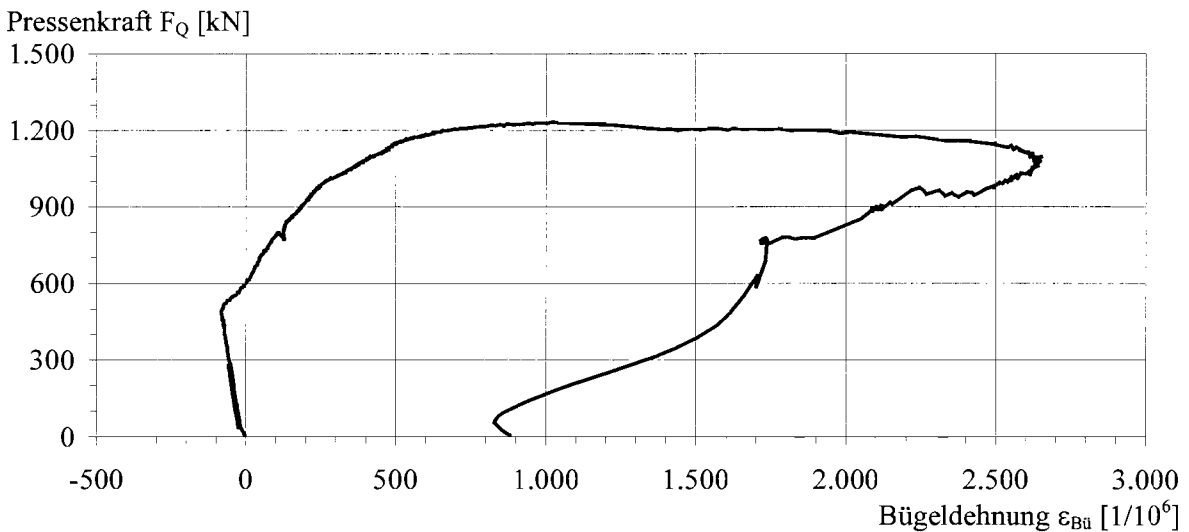


Bild B-31. Entwicklung der Bügeldehnung des Körpers R8/1

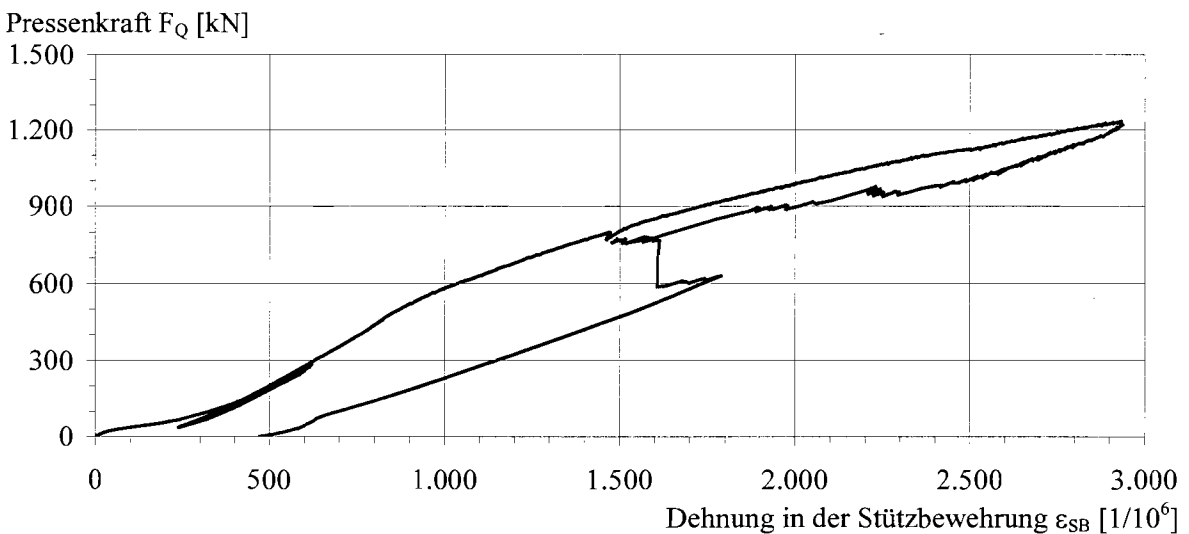


Bild B-32. Entwicklung der Dehnung in der Stützbewehrung des Körpers R8/1

Körper M-R8/2					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
1.543,5 kN	1.286,3 kN/m	225,1 kNm/m	2,05 mm	754,6 kN	20,6 mm

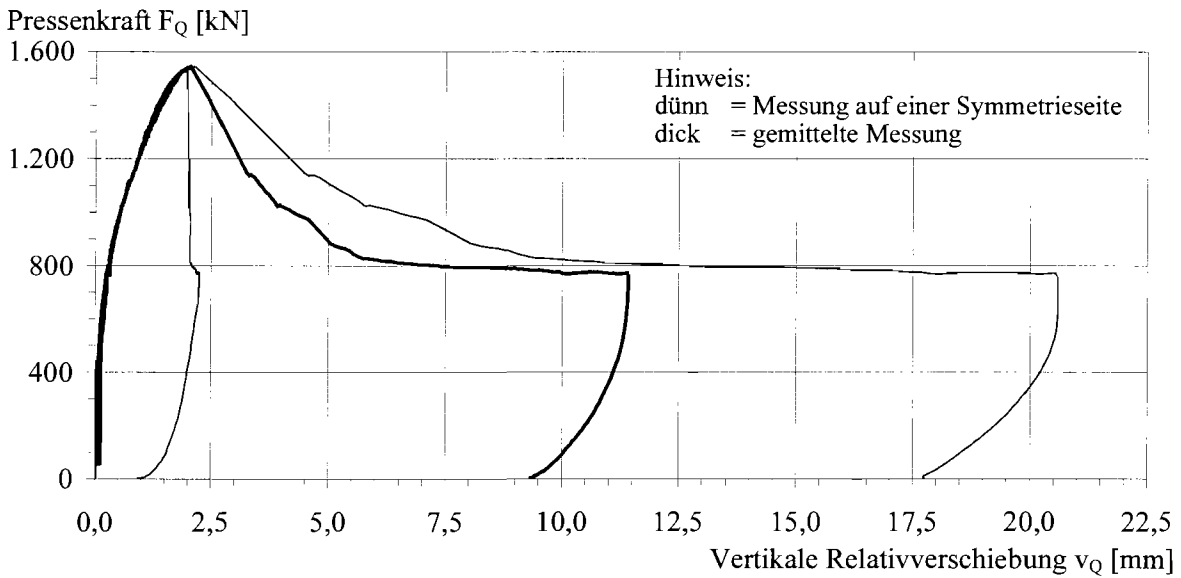


Bild B-33. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R8/2

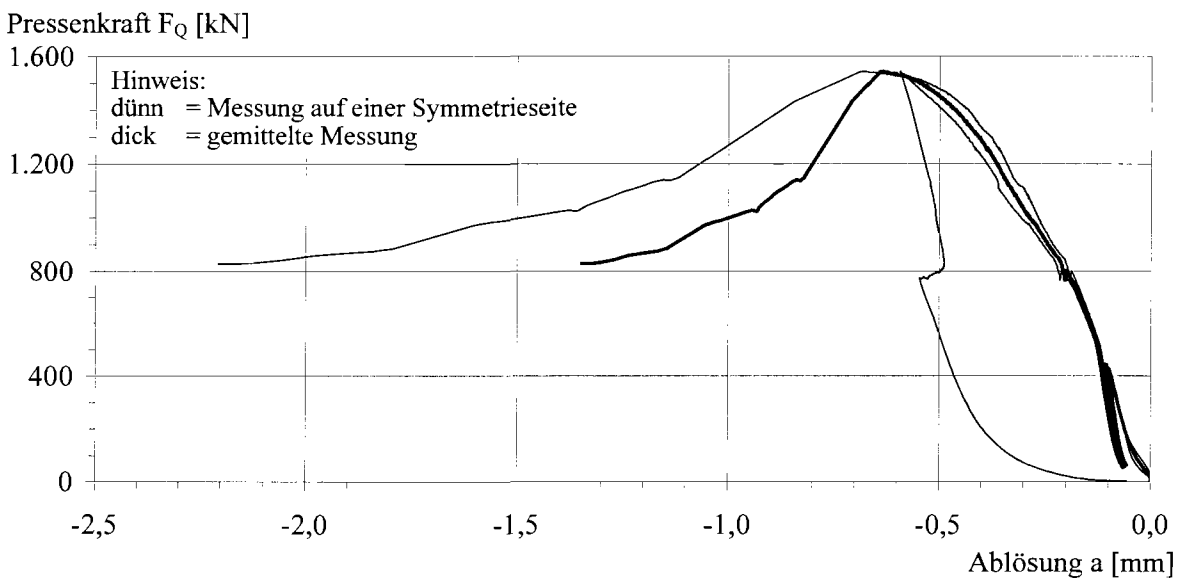


Bild B-34. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R8/2

Körper M-R8/3					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
2.424,0 kN	2.020,0 kN/m	101,0 kNm/m	6,62 mm	1.638,6 kN	36,9 mm

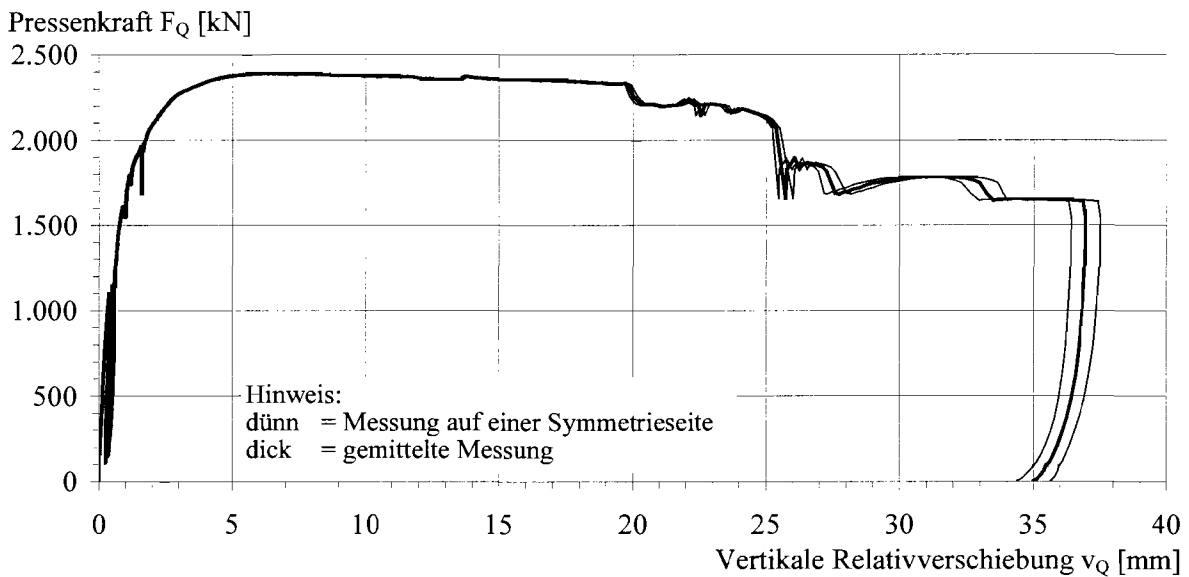


Bild B-35. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R8/3

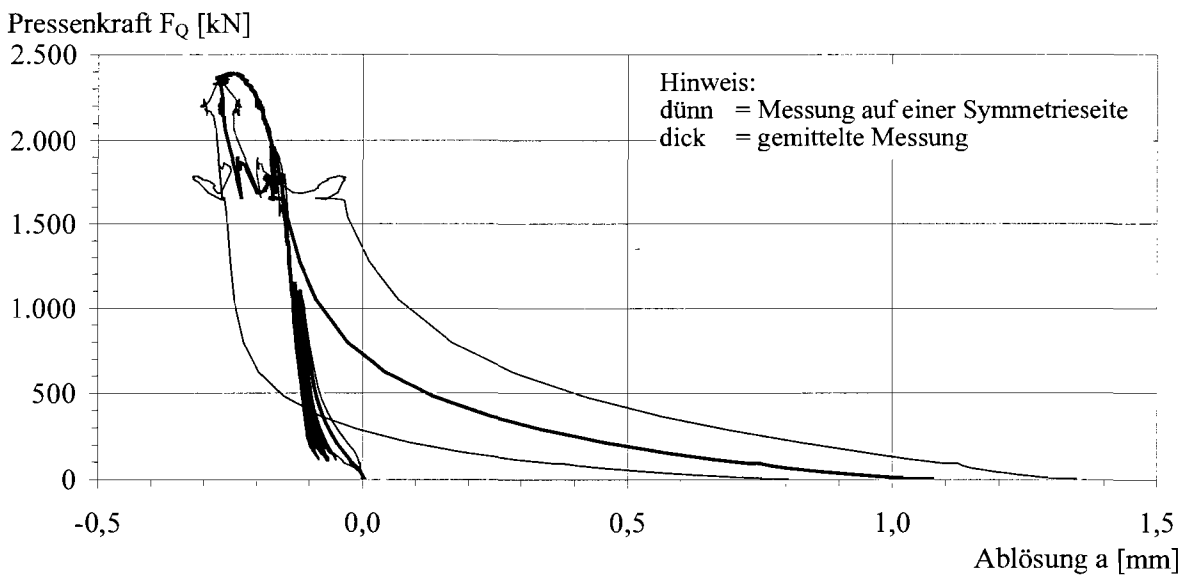


Bild B-36. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R8/3

Körper M-R8/4					
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchslast bei Versuchsabbruch	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{A,Q,e}$	$v_{A,Q,e}$
2.481,6 kN	2.068,0 kN/m	103,4 kNm/m	11,63 mm	1.503,0 kN	29,6 mm

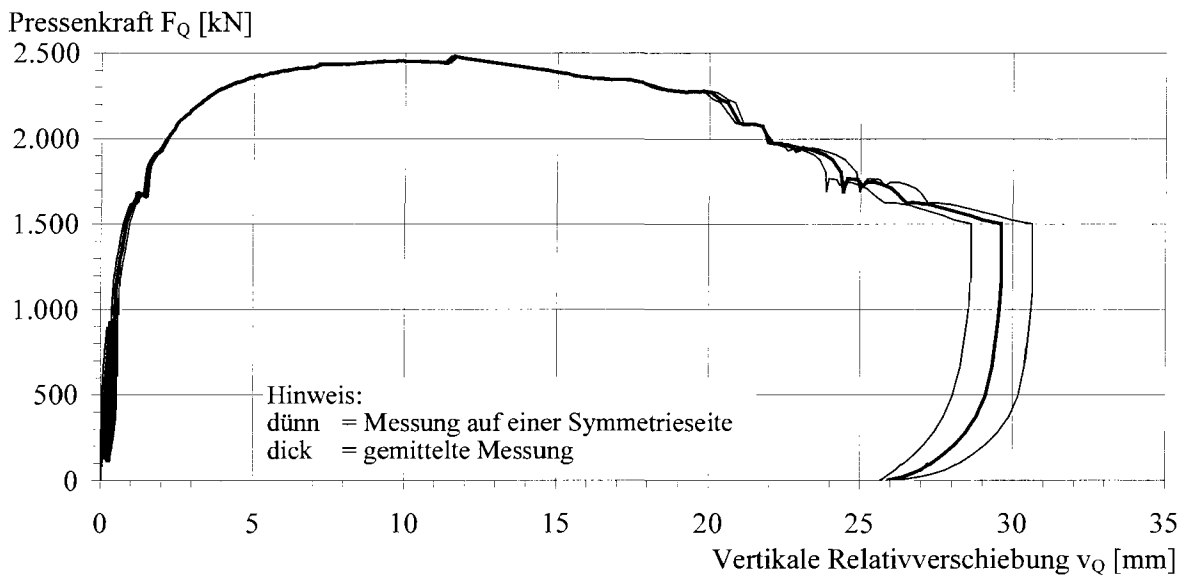


Bild B-37. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R8/4

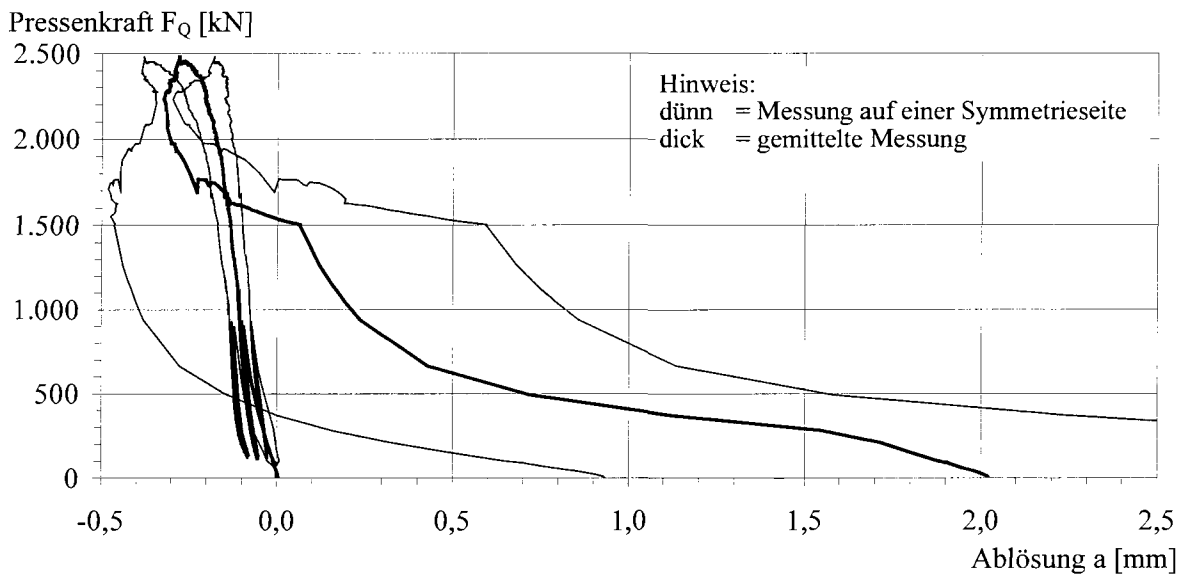


Bild B-38. Pressenkraft-Ablösungs-Beziehung des Körpers R8/4

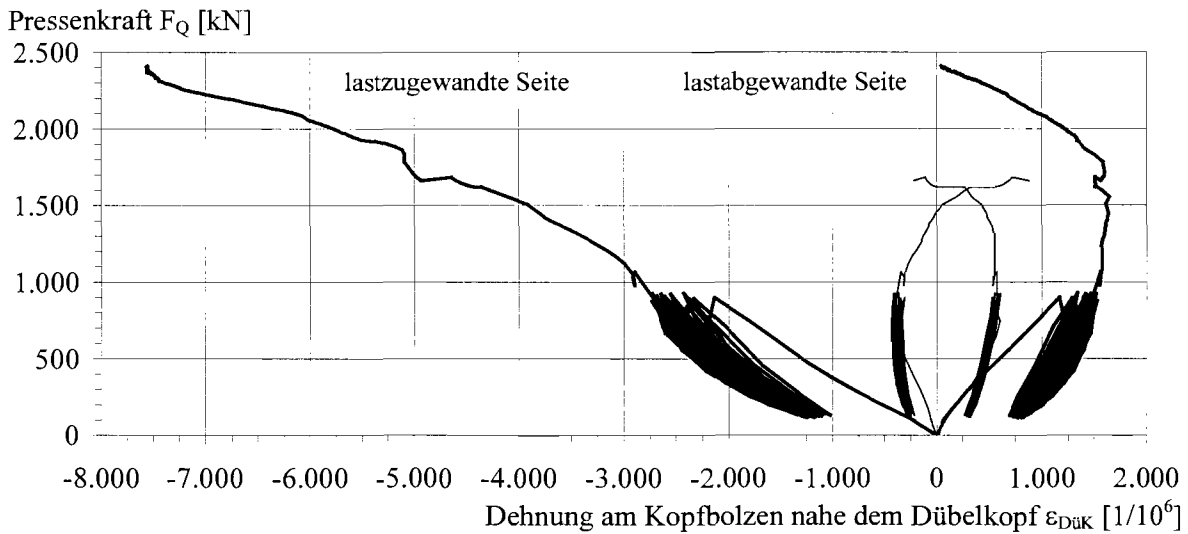


Bild B-39. Entwicklung der Dehnung am Kopfbolzen nahe dem Dübelkopf des Körpers R8/4

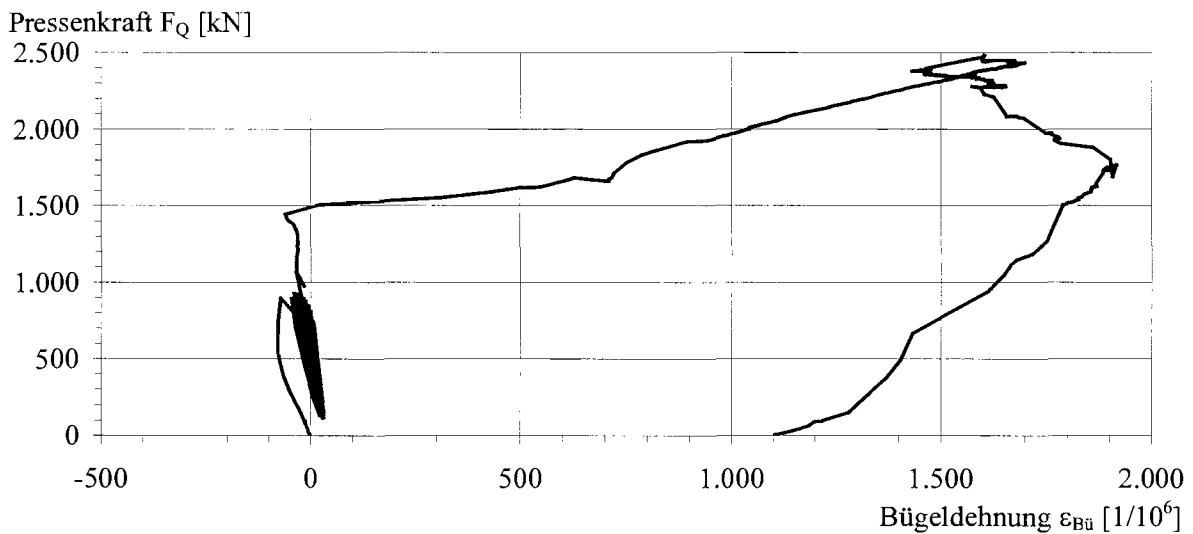


Bild B-40. Entwicklung der Bügeldehnung des Körpers R8/4

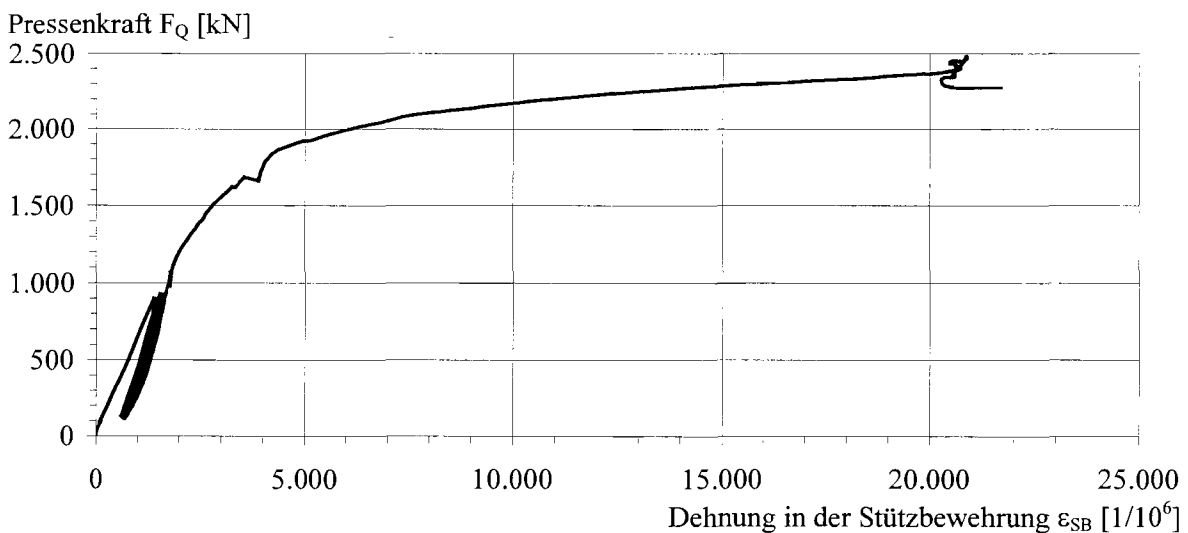


Bild B-41. Entwicklung der Dehnung in der Stützbewehrung des Körpers R8/4

Körper M-R9/1					
Querschub			Längsschub		
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchstraglast	Längsschlupf bei Traglast
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{t,L,e}$	$s_{t,L,e}$
39,9 kN	49,9 kN/m	7,27 kNm/m	0,56 mm	2.047,8 kN	4,61 mm

Die Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung ist in Bild 6-10 dargestellt.

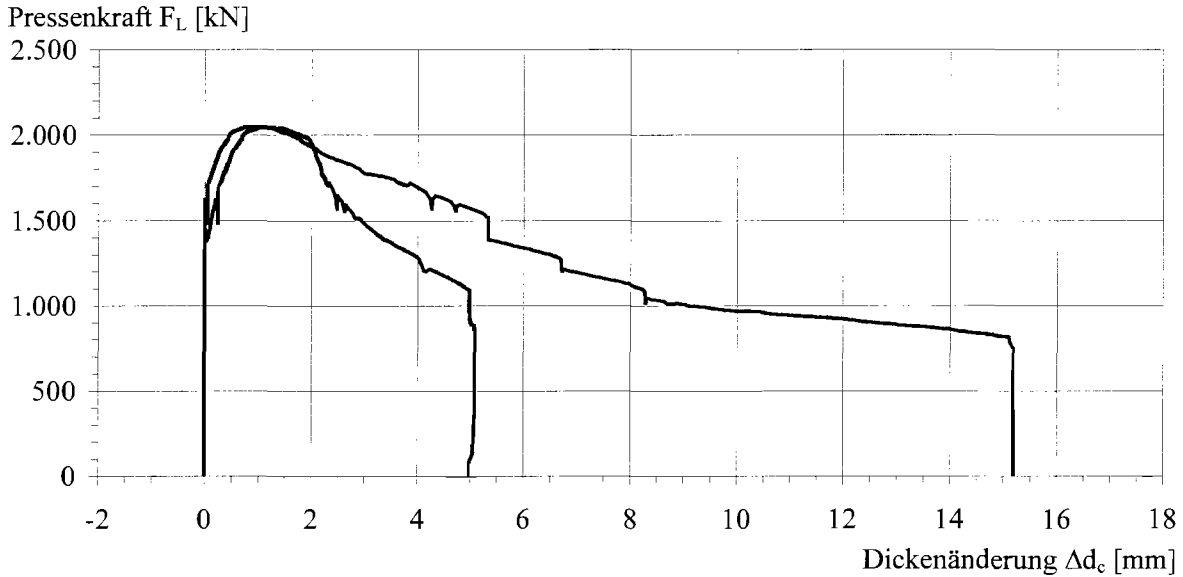


Bild B-42. Pressenkraft-Dickenänderungs-Beziehung des Körpers R9/1

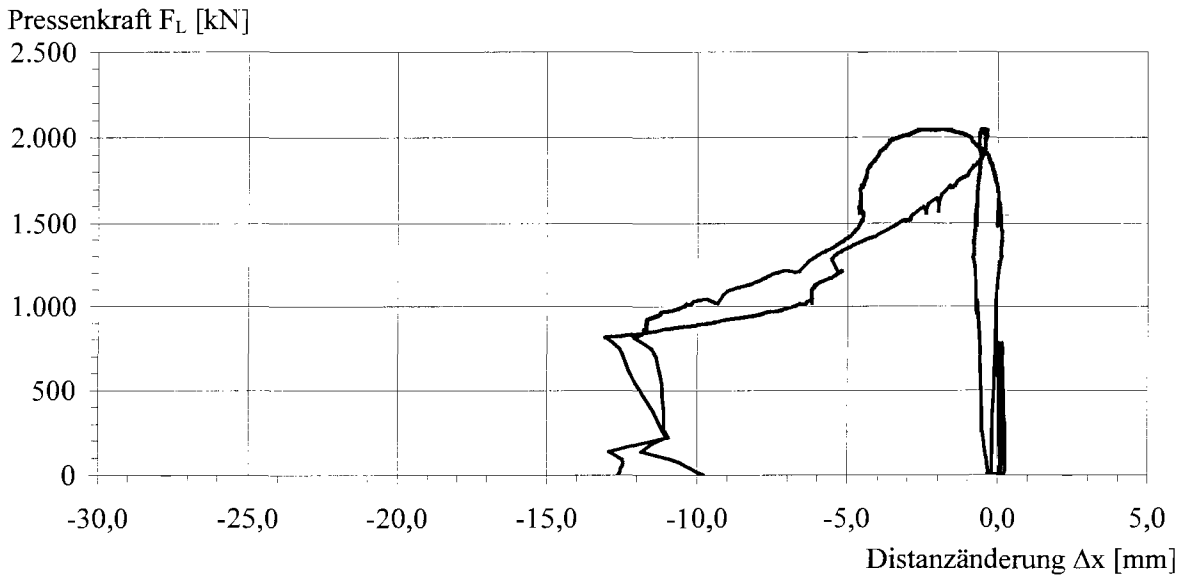


Bild B-43. Pressenkraft-Distanzänderungs-Beziehung des Körpers R9/1

Körper M-R9/2				Längsschub	
Querschub				Längsschub	
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchstraglast	Längsschlupf bei Traglast
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{t,L,e}$	$s_{t,L,e}$
100,0 kN	125,0 kN/m	18,23 kNm/m	1,21 mm	2.295,6 kN	5,4 mm

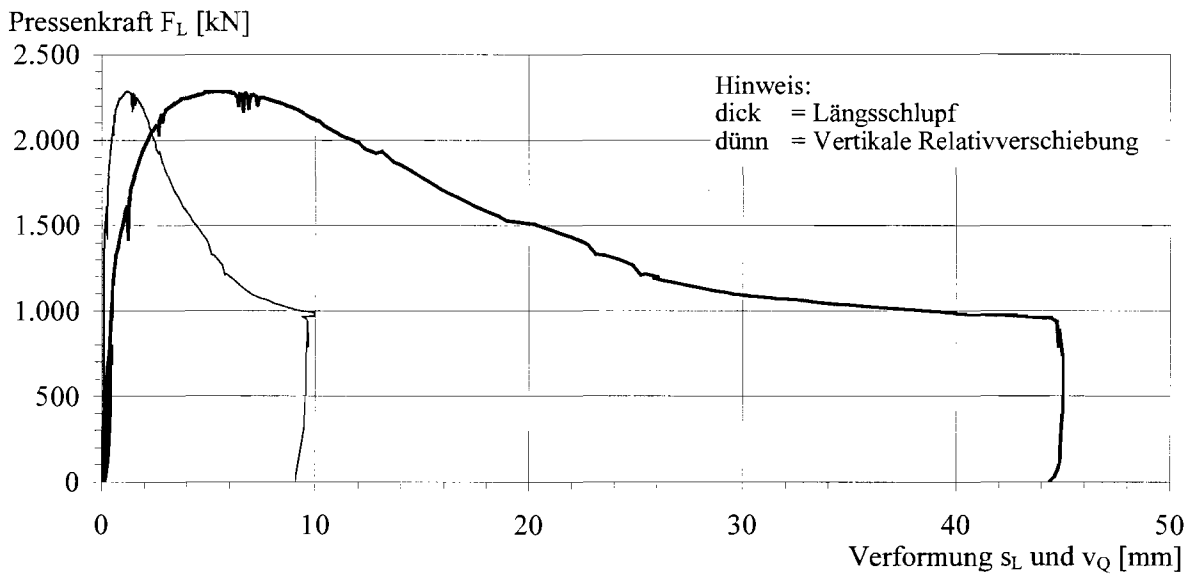


Bild B-44. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R9/2

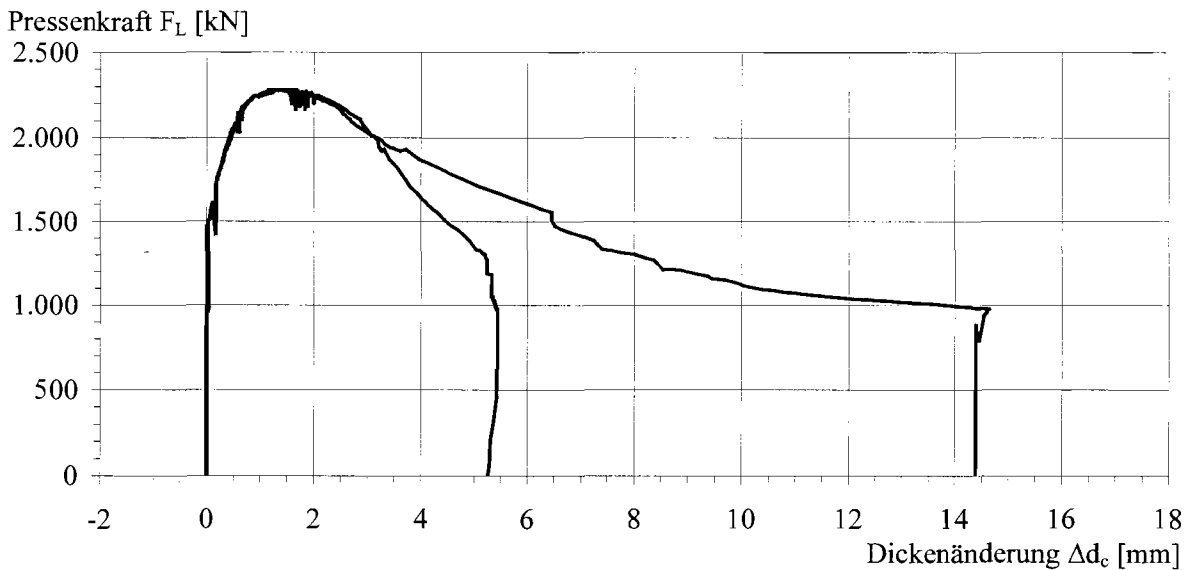


Bild B-45. Pressenkraft-Dickenänderungs-Beziehung des Körpers R9/2

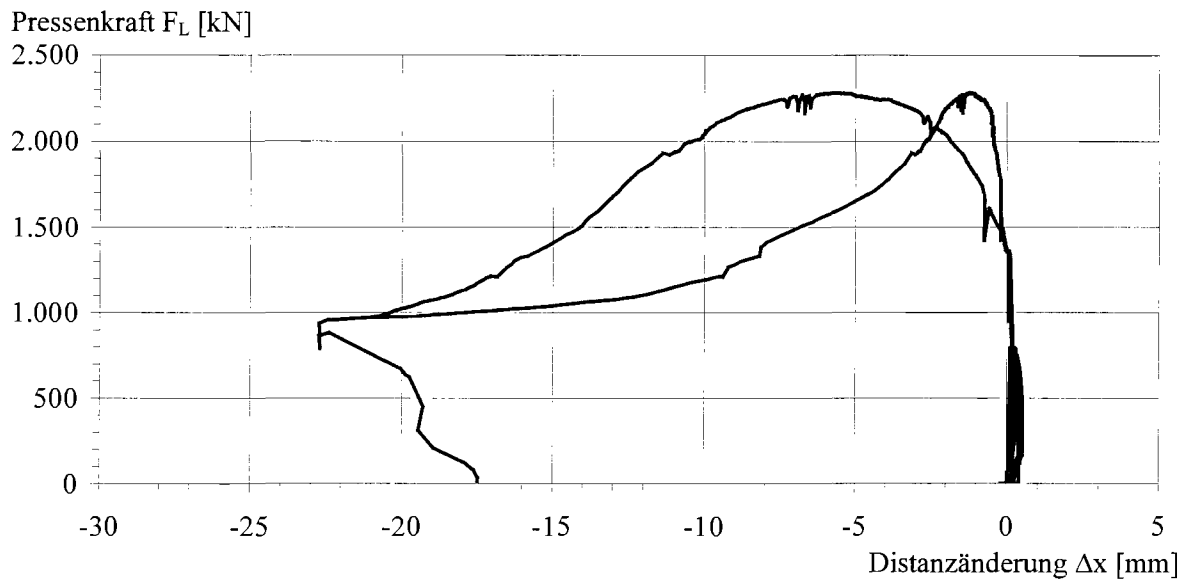


Bild B-46. Pressenkraft-Distanzänderungs-Beziehung des Körpers R9/2

Körper M-R9/3				Längsschub	
Querschub				Längsschub	
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchstraglast	Längsschlupf bei Traglast
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{t,L,e}$	$s_{t,L,e}$
200,6 kN	250,8 kN/m	36,57 kNm/m	2,23 mm	2.185,8 kN	6,25 mm

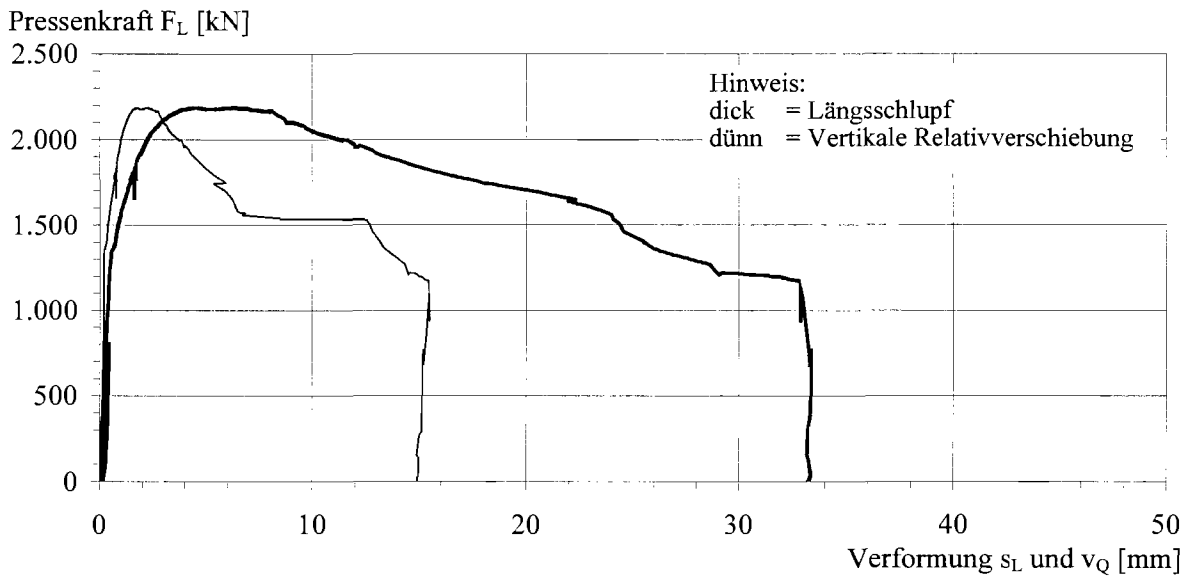


Bild B-47. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R9/3

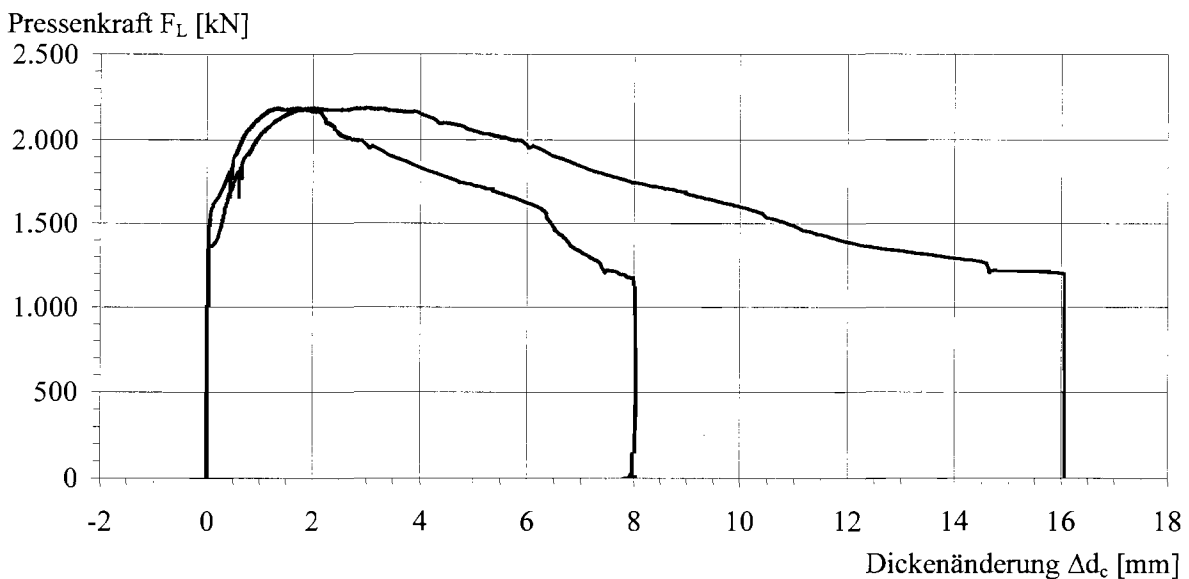


Bild B-48. Pressenkraft-Dickenänderungs-Beziehung des Körpers R9/3

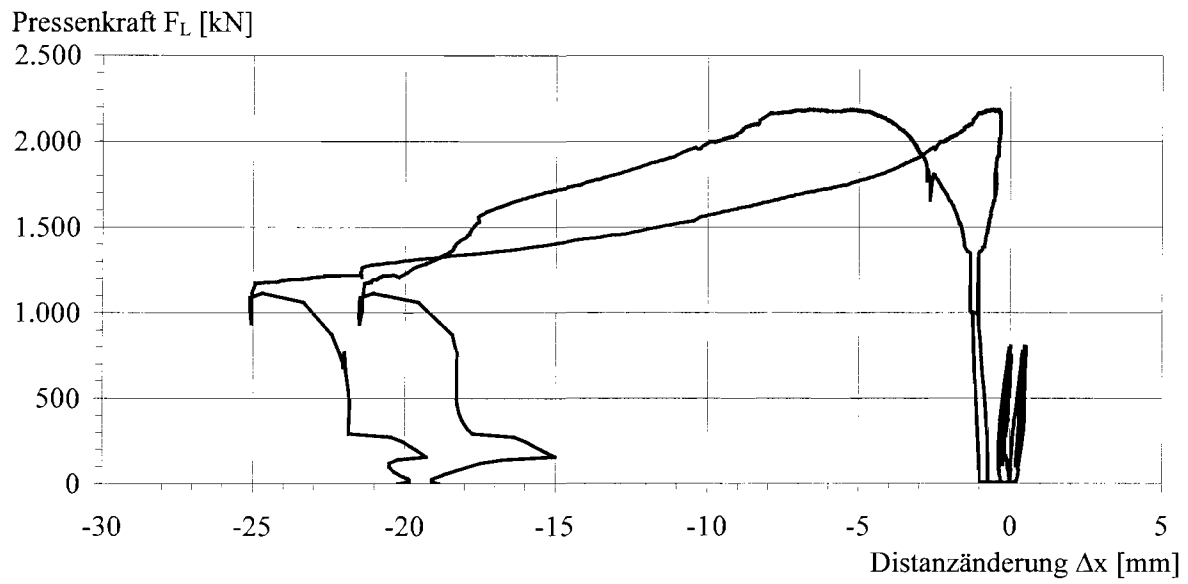


Bild B-49. Pressenkraft-Distanzänderungs-Beziehung des Körpers R9/3

Körper M-R9/4					
Querschub				Längsschub	
Versuchslast bei Traglast	Linienlast bei Traglast	Querbiegemoment bei Traglast	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast	Versuchs-traglast	Längsschlupf bei Traglast
$F_{t,Q,e}$	$q_{t,Q,e}$	$m_{t,Q,e}$	$v_{t,Q,e}$	$F_{t,L,e}$	$s_{t,L,e}$
301,3 kN	376,6 kN/m	54,92 kNm/m	2,22 mm	2.230,8 kN	4,08 mm

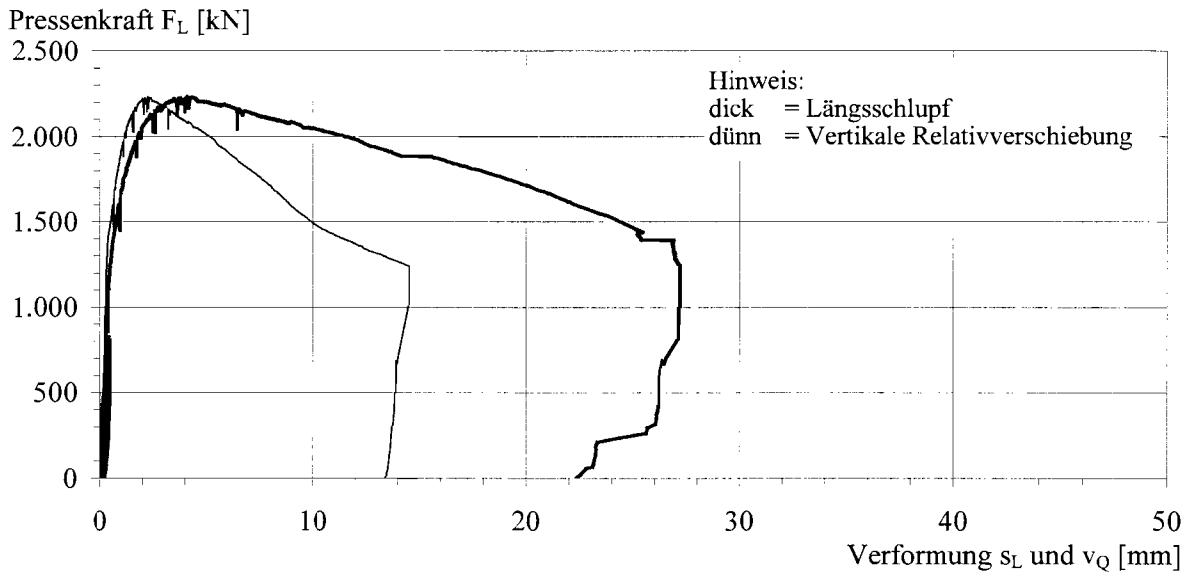


Bild B-50. Pressenkraft-Relativverschiebungs-Beziehung des Körpers R9/4

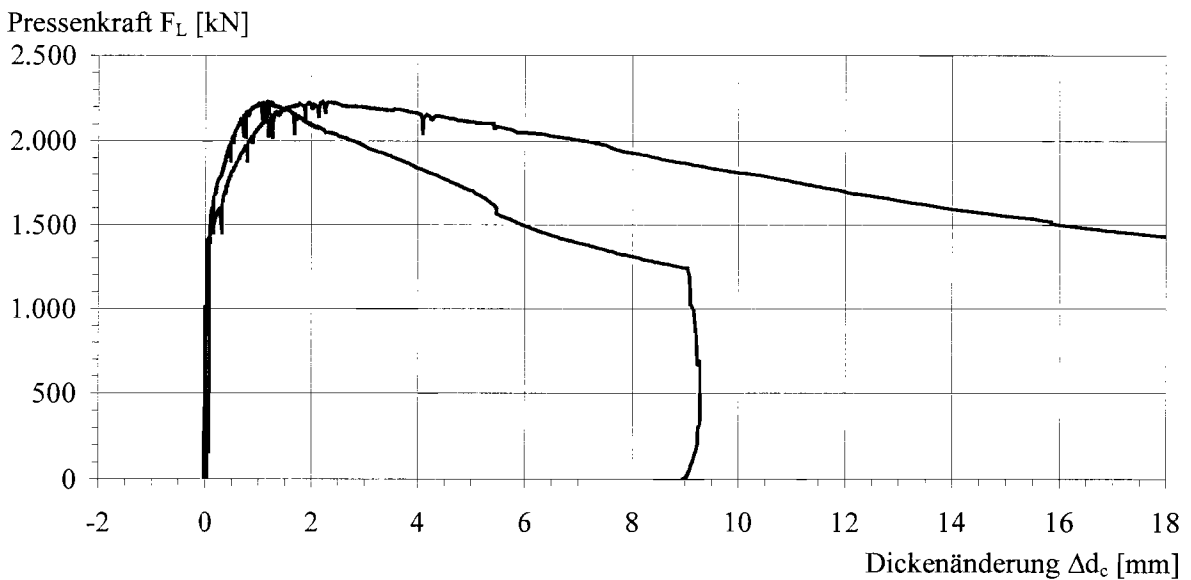


Bild B-51. Pressenkraft-Dickenänderungs-Beziehung des Körpers R9/4

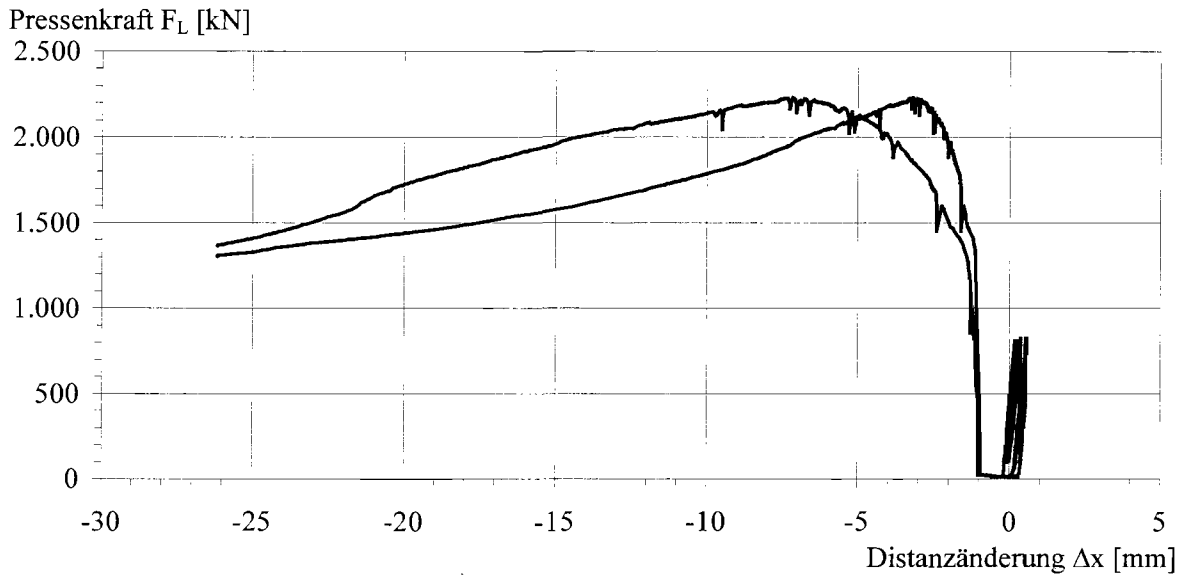


Bild B-52. Pressenkraft-Distanzänderungs-Beziehung des Körpers R9/4

Anhang C
Ergebnisse der FE-Rechnungen
zur Querschubbeanspruchung
in Randlage der Verbundfuge

Tabelle C-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum Querschub in Randlage

Nr.	Eingangsgrößen													FE-Ergebnisse			Vergleich mit Gl. (4-8)	
	Lage	Abstände		Beton	Bewehrung			Dübel				Reihen		P _{T,Q} [kN]	s _{T,Q} [mm]	VS [-]	P _{T,Q} [kN]	P _{T,Q} / P _{T,Q} [-]
		a _{r,o'} [mm]	a [mm]		a/s	d _{s,Bü} [mm]	d _{s,L} [mm]	d _{Dü} [mm]	h _{Dü} [mm]	DüK [-]	SW [-]	n _R [-]	a _v [mm]					
1	R	30	100	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	23,3	0,98	21	28,2	0,828
2	R	30	160	20	1	12	12	22	150	m	m	1	-	25,0	0,87	22	23,0	1,085
3	R	30	160	30	0	12	12	22	150	m	m	1	-	9,7	0,05	19	-	-
4	R	30	160	30	1	6	12	22	150	m	m	1	-	20,7	0,55	18	22,9	0,905
5	R	30	160	30	1	8	12	22	150	m	m	1	-	22,4	0,60	21	24,9	0,897
6	R	30	160	30	1	10	12	22	150	m	m	1	-	25,5	0,64	18	26,7	0,957
7	R	30	160	30	1	12	10	22	150	m	m	1	-	28,3	0,92	20	25,7	1,102
8	R	30	160	30	1	12	12	19	150	m	m	1	-	27,6	0,62	20	26,6	1,038
9	R	30	160	30	1	12	12	25	150	m	m	1	-	31,8	1,04	22	29,6	1,074
10	R	30	160	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	28,8	0,86	21	28,2	1,022
11	R	30	160	30	1	12	12	22	150	m	o	1	-	26,3	0,65	19	28,2	0,932
12	R	30	160	30	1	12	12	22	150	o	m	1	-	21,4	0,39	19	28,2	0,759
13	R	30	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	-	35,1	1,14	20	37,2	0,944
14	R	30	160	30	3	12	12	22	150	m	m	1	-	32,4	0,80	18	-	-
15	R	30	160	40	1	12	12	22	150	m	m	1	-	36,4	0,63	20	32,5	1,119
16	R	30	160	50	1	12	12	22	150	m	m	1	-	37,2	0,70	21	36,4	1,023
17	R	30	220	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	32,5	0,60	20	28,2	1,154
18	R	50	100	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	31,1	0,97	19	40,3	0,772
19	R	50	160	20	1	12	12	22	150	m	m	1	-	36,0	1,13	22	32,9	1,095
20	R	50	160	30	0	12	12	22	150	m	m	1	-	15,2	0,07	18	-	-
21	R	50	160	30	1	6	12	22	150	m	m	1	-	28,7	1,26	19	32,7	0,878
22	R	50	160	30	1	8	12	22	150	m	m	1	-	32,5	1,17	21	35,7	0,912
23	R	50	160	30	1	10	12	22	150	m	m	1	-	37,4	1,15	18	38,1	0,980
24	R	50	160	30	1	12	10	22	150	m	m	1	-	39,0	1,50	22	36,8	1,061
25	R	50	160	30	1	12	12	19	150	m	m	1	-	38,2	1,16	19	38,0	1,006
26	R	50	160	30	1	12	12	22	100	m	m	1	-	37,9	1,69	22	37,1	1,020
27	R	50	160	30	1	12	12	22	125	m	m	1	-	39,4	1,54	22	38,8	1,016
28	R	50	160	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	41,5	1,21	21	40,3	1,031
29	R	50	160	30	1	12	12	22	150	m	o	1	-	39,3	1,17	19	40,3	0,977
30	R	50	160	30	1	12	12	22	150	o	m	1	-	35,5	0,57	19	40,3	0,880
31	R	50	160	30	1	12	12	25	150	m	m	1	-	43,5	1,63	22	42,4	1,027
32	R	50	160	30	1	12	16	22	150	m	m	1	-	40,5	1,06	20	46,5	0,871
33	R	50	160	30	1	14	12	22	150	m	m	1	-	44,2	1,49	22	42,2	1,048
34	R	50	160	30	1	16	12	22	150	m	m	1	-	46,9	1,08	18	43,9	1,067
35	R	50	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	-	44,0 ¹	0,89	20	53,1	0,827
36	R	50	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	-	44,8	0,88	20	53,1	0,842
37	R	50	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	-	41,8 ²	0,74	19	53,1	0,787
38	R	50	160	30	3	12	12	22	150	m	m	1	-	45,1	0,63	18	-	-
39	R	50	160	40	1	12	12	22	150	m	m	1	-	45,1	1,16	19	46,5	0,969
40	R	50	160	50	1	12	12	22	150	m	m	1	-	50,0	0,55	10	52,0	0,961
41	R	50	220	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	44,2	0,67	19	40,3	1,097
42	R	75	100	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	38,1	0,81	18	53,5	0,713
43	R	75	160	20	1	12	12	22	150	m	m	1	-	45,9	1,43	19	43,7	1,051
44	R	75	160	30	0	12	12	22	150	m	m	1	-	21,6	0,84	21	-	-
45	R	75	160	30	1	6	12	22	150	m	m	1	-	38,2	2,57	21	43,5	0,880
46	R	75	160	30	1	8	12	22	150	m	m	1	-	45,1	3,19	22	47,4	0,953
47	R	75	160	30	1	10	12	22	150	m	m	1	-	48,2	2,03	21	50,6	0,953
48	R	75	160	30	1	12	10	22	150	m	m	1	-	50,1	2,30	22	48,8	1,025
49	R	75	160	30	1	12	12	19	150	m	m	1	-	51,1	1,67	19	50,4	1,014
50	R	75	160	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	50,1	1,42	19	53,5	0,937

Tabelle C-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum Querschub in Randlage (Fortsetzung)

Nr.	Eingangsgrößen												FE-Ergebnisse			Vergleich mit Gl. (4-8)		
	Lage	Abstände		Beton	Bewehrung			Dübel				Reihen		P _{T,Q} [kN]	s _{T,Q} [mm]	VS [-]	P _{T,Q} [kN]	P _{T,Q} / P _{L,Q} [-]
		a _{r,o'} [mm]	a [mm]		a/s	d _{s,Bü} [mm]	d _{s,L} [mm]	d _{Dü} [mm]	h _{Dü} [mm]	DüK [-]	SW [-]	n _R [-]	a _v [mm]					
51	R	75	160	30	1	12	12	22	150	m	o	1	–	48,0	1,33	19	53,5	0,897
52	R	75	160	30	1	12	12	22	150	o	m	1	–	45,3	0,68	19	53,5	0,846
53	R	75	160	30	1	12	12	25	150	m	m	1	–	54,6	1,84	22	56,3	0,971
54	R	75	160	30	1	12	16	22	150	m	m	1	–	55,2	1,41	18	61,8	0,894
55	R	75	160	30	1	14	12	22	150	m	m	1	–	57,9	1,45	19	56,0	1,034
56	R	75	160	30	1	16	12	22	150	m	m	1	–	58,8	1,60	20	58,3	1,008
57	R	75	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	–	62,2	0,96	18	70,6	0,881
58	R	75	160	30	3	12	12	22	150	m	m	1	–	60,9	0,82	19	–	–
59	R	75	160	40	1	12	12	22	150	m	m	1	–	57,9	1,90	20	61,8	0,938
60	R	75	160	50	1	12	12	22	150	m	m	1	–	60,4	1,95	21	69,1	0,874
61	R	75	220	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	56,6	1,61	22	53,5	1,059
62	R	100	100	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	50,4	1,45	18	65,4	0,771
63	R	100	100	30	2	12	12	22	150	m	m	1	–	55,3	1,74	21	86,3	0,640
64	R	100	160	20	1	12	10	22	150	m	m	1	–	55,6	2,03	22	48,8	1,141
65	R	100	160	20	1	12	12	19	150	m	m	1	–	56,6	2,03	22	50,4	1,123
66	R	100	160	20	1	12	12	22	150	m	m	1	–	56,8	1,82	20	53,4	1,063
67	R	100	160	20	1	12	12	25	150	m	m	1	–	62,1	1,85	19	56,2	1,104
68	R	100	160	20	1	12	16	22	150	m	m	1	–	61,3	1,95	18	61,7	0,994
69	R	100	160	20	2	12	12	22	150	m	m	1	–	63,4	1,42	19	70,5	0,899
70	R	100	160	30	0	12	12	22	150	m	m	1	–	32,7	0,11	20	–	–
71	R	100	160	30	1	6	12	22	150	m	m	1	–	55,1	3,74	20	53,1	1,036
72	R	100	160	30	1	8	12	22	150	m	m	1	–	57,1	1,57	18	57,9	0,986
73	R	100	160	30	1	10	12	22	150	m	m	1	–	59,9	1,95	18	61,9	0,967
74	R	100	160	30	1	12	10	19	150	m	m	1	–	59,5	1,99	21	56,3	1,056
75	R	100	160	30	1	12	10	22	150	m	m	1	–	61,0	1,87	20	59,7	1,021
76	R	100	160	30	1	12	10	25	150	m	m	1	–	65,5	2,01	19	62,9	1,041
77	R	100	160	30	1	12	12	19	150	m	m	1	–	61,9	1,79	20	61,7	1,003
78	R	100	160	30	1	12	12	22	100	m	m	1	–	55,8	0,99	19	60,3	0,925
79	R	100	160	30	1	12	12	22	125	m	m	1	–	60,7	1,78	21	63,1	0,963
80	R	100	160	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	64,4	1,87	20	65,4	0,985
81	R	100	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	55	33,8	1,01	22	65,4	0,517
82	R	100	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	110	38,8	1,18	22	65,4	0,593
83	R	100	160	30	1	12	12	22	150	m	o	1	–	63,9	1,93	20	65,4	0,977
84	R	100	160	30	1	12	12	22	150	o	m	1	–	62,5	0,92	22	65,4	0,955
85	R	100	160	30	1	12	12	25	150	m	m	1	–	67,5	2,16	22	68,9	0,980
86	R	100	160	30	1	12	16	19	150	m	m	1	–	68,5	2,39	22	71,2	0,961
87	R	100	160	30	1	12	16	22	150	m	m	1	–	72,8	2,31	18	75,6	0,963
88	R	100	160	30	1	12	16	25	150	m	m	1	–	76,6	1,85	18	79,5	0,964
89	R	100	160	30	1	12	20	22	150	m	m	1	–	73,8	2,11	18	84,5	0,873
90	R	100	160	30	1	12	20	25	150	m	m	1	–	71,9	2,00	20	88,9	0,809
91	R	100	160	30	1	14	12	22	150	m	m	1	–	71,2	2,33	22	68,5	1,038
92	R	100	160	30	1	16	12	22	150	m	m	1	–	80,1	2,46	18	71,3	1,123
93	R	100	160	30	2	6	12	22	150	m	m	1	–	58,0	2,09	18	70,1	0,827
94	R	100	160	30	2	8	12	22	150	m	m	1	–	71,8	2,42	20	76,4	0,939
95	R	100	160	30	2	10	12	22	150	m	m	1	–	76,6	1,74	19	81,7	0,937
96	R	100	160	30	2	12	10	22	150	m	m	1	–	77,5	1,45	19	78,8	0,983
97	R	100	160	30	2	12	12	19	150	m	m	1	–	77,9	1,65	19	81,4	0,956
98	R	100	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	–	78,5 ¹	1,43	18	86,3	0,909
99	R	100	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	–	77,0	1,51	20	86,3	0,892
100	R	100	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	–	76,0 ²	1,42	20	86,3	0,881

Tabelle C-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum Querschub in Randlage (Fortsetzung)

Nr.	Lage	Eingangsgrößen												FE-Ergebnisse			Vergleich mit Gl. (4-8)	
		Abstände	Beton	Bewehrung			Dübel			Reihen		$P_{T,Q}$	$s_{T,Q}$	VS	$P_{t,Q}$	$P_{T,Q} / P_{t,Q}$		
		$a_{r,o}$ [mm]	a [mm]	f_c [N/mm ²]	a/s	$d_{s,Bü}$ [mm]	$d_{s,L}$ [mm]	$d_{Dü}$ [mm]	$h_{Dü}$ [mm]	DüK	SW	n_R	a_v [mm]	[kN]	[mm]	[-]	[kN]	[-]
101	R	100	160	30	2	12	12	25	150	m	m	1	-	82,8	1,73	20	90,9	0,912
102	R	100	160	30	2	12	16	22	150	m	m	1	-	78,6	1,53	20	99,7	0,788
103	R	100	160	30	2	14	12	22	150	m	m	1	-	76,7	1,35	19	90,4	0,848
104	R	100	160	30	2	16	12	22	150	m	m	1	-	75,1	1,08	18	94,1	0,798
105	R	100	160	30	3	12	12	22	150	m	m	1	-	78,7	1,39	21	-	-
106	R	100	160	40	1	12	10	22	150	m	m	1	-	67,9	1,69	21	69,0	0,985
107	R	100	160	40	1	12	12	19	150	m	m	1	-	70,6	1,74	20	71,2	0,991
108	R	100	160	40	1	12	12	22	150	m	m	1	-	72,8	1,83	20	75,6	0,964
109	R	100	160	40	1	12	12	25	150	m	m	1	-	77,7	1,98	19	79,5	0,978
110	R	100	160	40	1	12	16	22	150	m	m	1	-	83,8	2,50	22	87,2	0,960
111	R	100	160	40	2	12	12	22	150	m	m	1	-	87,1	2,57	20	99,7	0,874
112	R	100	160	50	1	12	12	22	150	m	m	1	-	76,7	1,68	20	84,5	0,908
113	R	100	220	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	67,3	1,71	21	65,4	1,028
114	R	100	220	30	1	12	12	22	125	m	m	1	-	65,4	1,62	20	63,1	1,036
115	R	100	220	30	1	12	12	22	100	m	m	1	-	63,8	0,80	19	60,3	1,058
116	R	100	220	30	2	12	12	22	150	m	m	1	-	100,5	1,82	22	86,3	1,164
117	R	125	160	20	1	12	12	22	150	m	m	1	-	68,3	2,58	22	62,5	1,093
118	R	125	160	30	0	12	12	22	150	m	m	1	-	41,3	0,14	20	-	-
119	R	125	160	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	78,1	2,24	19	76,5	1,021
120	R	125	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	-	92,5	2,01	21	100,9	0,917
121	R	125	160	30	3	12	12	22	150	m	m	1	-	93,6	1,72	22	-	-
122	R	125	160	40	1	12	12	22	150	m	m	1	-	83,3	1,99	21	88,3	0,943
123	R	125	160	50	1	12	12	22	150	m	m	1	-	87,8	1,96	21	98,7	0,889
124	R	150	160	20	1	12	12	22	150	m	m	1	-	77,1	2,01	19	71,0	1,087
125	R	150	160	30	0	12	12	22	150	m	m	1	-	48,3	0,19	19	-	-
126	R	150	160	30	1	12	10	22	150	m	m	1	-	89,7	3,19	22	79,3	1,131
127	R	150	160	30	1	12	12	19	150	m	m	1	-	91,2	2,70	18	82,0	1,113
128	R	150	160	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	91,7	3,07	22	86,9	1,055
129	R	150	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	55	48,6	1,80	21	86,9	0,559
130	R	150	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	110	49,6	1,37	21	86,9	0,571
131	R	150	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	150	52,9	1,13	20	86,9	0,608
132	R	150	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	175	57,9	1,34	20	86,9	0,666
133	R	150	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	200	62,0	1,66	19	86,9	0,714
134	R	150	160	30	1	12	12	25	150	m	m	1	-	103,7	4,91	22	91,5	1,134
135	R	150	160	30	1	12	16	22	150	m	m	1	-	102,3	3,54	20	100,3	1,019
136	R	150	160	30	1	12	20	22	150	m	m	1	-	100,5	2,44	18	112,2	0,896
137	R	150	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	-	103,6	1,82	18	114,7	0,904
138	R	150	160	30	3	12	12	22	150	m	m	1	-	104,4	0,71	18	-	-
139	R	150	160	40	1	12	12	22	150	m	m	1	-	97,9	2,07	22	100,3	0,976
140	R	150	160	50	1	12	12	22	150	m	m	1	-	105,9	1,58	17	112,2	0,944

Hinweise:

- Die Bezeichnungen sind bis auf folgende Ausnahmen in Kapitel 8 definiert:
m = mit, o = ohne
- ¹ bzw. ² = Exzentrizität der Bügel von + 20 mm bzw. – 20 mm, siehe Abschnitt 4.3.3.3 (e).
- Die FE-Ergebnisse aus der Nachrechnung insgesamt 19 Versuchen sind in Tabelle 4-9 dokumentiert. Die Eingangsgrößen gehen aus Abschnitt 4.2 hervor.

Anhang D
Ergebnisse der FE-Rechnungen
zur Querschubbeanspruchung
in Mittellage der Verbundfuge

Tabelle D-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum Querschub in Mittellage

Nr.	Eingangsgrößen												FE-Ergebnisse			Vergleich mit Gl. (4-8)	
	Lage	WF	MS	Abstände		Beton	Bewehrung				Dübel		P _{T,Q}	s _{T,Q}	VS	P _{t,Q}	P _{T,Q} / P _{t,Q}
				a _{r,o'}	a	f _c	a/s	d _{s,Bü}	d _{s,L}	ρ _s	d _{Dü}	h _{Dü}					
[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[mm]	[%]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]	[-]	[kN]	[-]	
1	M	m	g	50	160	20	1	10	10	1	22	125	34,2	1,17	21	27,4	1,247
2	M	m	g	50	160	30	0	10	10	1	22	125	17,4	0,11	21	–	–
3	M	m	g	50	160	30	1	10	10	0,25	22	125	22,1	0,67	21	33,6	*
4	M	m	g	50	160	30	1	10	10	0,5	22	125	29,1	0,75	19	33,6	*
5	M	m	g	50	160	30	1	10	10	0,75	22	125	35,8	1,03	20	33,6	*
6	M	m	g	50	160	30	1	10	10	1	19	125	41,3	1,56	19	31,7	1,303
7	M	m	g	50	160	30	1	10	10	1	22	125	41,3	1,26	20	33,6	1,230
8	M	m	g	50	160	30	1	10	10	1	25	125	42,5	1,07	20	35,3	1,202
9	M	m	g	50	160	30	1	10	10	1,5	22	125	44,1	1,50	21	33,6	1,315
10	M	m	g	50	160	30	1	10	12	1	22	125	41,0	1,15	21	36,8	1,114
11	M	m	g	50	160	30	1	10	16	1	22	125	40,4	0,98	19	42,5	*
12	M	m	g	50	160	30	2	10	10	1	22	125	40,7	0,89	20	44,3	*
13	M	m	g	50	160	40	1	10	10	1	22	125	45,5	1,17	19	38,8	1,174
14	M	m	g	75	160	20	1	10	10	1	22	125	45,5	1,06	20	36,4	1,251
15	M	m	g	75	160	30	0	10	10	1	22	125	29,0	0,17	21	–	–
16	M	m	g	75	160	30	1	10	10	0,25	22	125	31,4	0,97	20	44,6	*
17	M	m	g	75	160	30	1	10	10	0,5	22	125	45,8	1,17	19	44,6	*
18	M	m	g	75	160	30	1	10	10	0,75	22	125	55,3	1,49	21	44,6	1,241
19	M	m	g	75	160	30	1	10	10	1	19	125	58,5	1,49	20	42,0	1,391
20	M	m	g	75	160	30	1	10	10	1	22	125	57,7	1,47	20	44,6	1,294
21	M	m	g	75	160	30	1	10	10	1	25	125	60,0	1,26	19	46,9	1,278
22	M	m	g	75	160	30	1	10	10	1,5	22	125	57,7	1,11	20	44,6	1,295
23	M	m	g	75	160	30	1	10	12	1	22	125	62,9	1,42	20	48,8	1,288
24	M	m	g	75	160	30	1	10	16	1	22	125	64,6	1,54	21	56,4	1,146
25	M	m	g	75	160	30	2	10	10	0,25	22	125	30,8	0,70	21	58,8	*
26	M	m	g	75	160	30	2	10	10	0,5	22	125	46,1	0,97	20	58,8	*
27	M	m	g	75	160	30	2	10	10	0,75	22	125	57,2	1,12	19	58,8	*
28	M	m	g	75	160	30	2	10	10	1	22	125	69,0	1,47	21	58,8	1,173
29	M	m	g	75	160	30	2	10	10	1,5	22	125	76,9	1,55	21	58,8	1,307
30	M	m	g	75	160	40	1	10	10	1	22	125	68,9	1,75	20	51,5	1,339
31	M	m	g	100	160	20	1	10	10	1	22	125	57,2	1,16	21	44,5	1,285
32	M	m	g	100	160	30	0	10	10	1	22	125	35,2	0,13	21	–	–
33	M	m	g	100	160	30	1	10	10	0,25	22	125	45,0	1,61	19	54,5	*
34	M	m	g	100	160	30	1	10	10	0,5	22	125	63,5	2,05	21	54,5	1,165
35	M	m	g	100	160	30	1	10	10	0,75	22	125	68,4	1,56	20	54,5	1,254
36	M	m	g	100	160	30	1	10	10	1	19	125	67,4	1,33	20	51,4	1,312
37	M	m	g	100	160	30	1	10	10	1	22	125	67,7	1,29	20	54,5	1,242
38	M	m	g	100	160	30	1	10	10	1	25	125	68,9	1,33	21	57,4	1,202
39	M	m	g	100	160	30	1	10	10	1,5	22	125	68,9	0,96	20	54,5	1,264
40	M	m	g	100	160	30	1	10	12	1	22	125	80,2	1,61	20	59,7	1,343
41	M	m	g	100	160	30	1	10	16	1	22	125	87,5	2,04	21	69,0	1,269
42	M	m	g	100	160	30	2	10	10	1	22	125	88,3	1,81	21	71,9	1,228
43	M	m	g	100	160	40	1	10	10	1	22	125	80,1	1,45	20	63,0	1,272
44	M	m	b	50	160	30	1	10	10	1	22	125	56,4	2,58	21	33,6	1,681
45	M	m	b	75	160	30	1	10	10	0,25	22	125	37,5	1,19	20	44,6	*
46	M	m	b	75	160	30	1	10	10	0,5	22	125	57,4	1,40	19	44,6	*
47	M	m	b	75	160	30	1	10	10	0,75	22	125	71,0	2,12	21	44,6	1,592
48	M	m	b	75	160	30	1	10	10	1	22	125	74,3	1,71	19	44,6	1,666
49	M	m	b	75	160	30	1	10	10	1,5	22	125	79,6	0,76	20	44,6	1,786
50	M	m	b	100	160	30	1	10	10	1	22	125	96,2	1,19	19	54,5	1,764

Tabelle D-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum Querschub in Mittellage (Fortsetzung)

Nr.	Eingangsgrößen												FE-Ergebnisse			Vergleich mit Gl. (4-8)	
	Lage	WF	MS	Abstände		Beton	Bewehrung				Dübel		$P_{T,Q}$	$s_{T,Q}$	VS	$P_{t,Q}$	$P_{T,Q} / P_{t,Q}$
				$a_{r,o'}$	a		f_c	a/s	$d_{s,Bü}$	$d_{s,L}$	ρ_s	$d_{Dü}$					
[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[mm]	[%]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]	[-]	[kN]	[-]	
51	M	o	g	50	160	30	1	10	10	1	22	125	42,0	1,07	19	33,6	1,252
52	M	o	g	75	160	20	1	10	10	1	22	125	46,1	1,10	20	36,4	1,267
53	M	o	g	75	160	30	0	10	10	1	22	125	28,5	0,15	19	–	–
54	M	o	g	75	160	30	1	10	10	0,25	22	125	31,4	1,06	21	44,6	*
55	M	o	g	75	160	30	1	10	10	0,5	22	125	45,7	1,30	20	44,6	*
56	M	o	g	75	160	30	1	10	10	0,75	22	125	54,9	1,59	21	44,6	1,232
57	M	o	g	75	160	30	1	10	10	1	22	125	58,3	1,47	19	44,6	1,308
58	M	o	g	75	160	30	1	10	10	1,5	22	125	58,2	1,10	19	44,6	1,307
59	M	o	g	75	160	30	2	10	10	1	22	125	68,8	1,16	19	58,8	1,170
60	M	o	g	75	160	40	1	10	10	1	22	125	68,8	1,69	19	51,5	1,337
61	M	o	g	100	160	30	1	10	10	1	22	125	67,6	1,14	19	54,5	1,240
62	M	o	b	50	160	30	1	10	10	1	22	125	58,3	1,82	19	33,6	1,738
63	M	o	b	75	160	20	1	10	10	1	22	125	69,5	2,46	19	36,4	1,910
64	M	o	b	75	160	30	0	10	10	1	22	125	35,7	1,07	20	–	–
65	M	o	b	75	160	30	1	10	10	0,25	22	125	37,5	1,20	19	44,6	*
66	M	o	b	75	160	30	1	10	10	0,5	22	125	56,6	1,59	21	44,6	1,269
67	M	o	b	75	160	30	1	10	10	0,75	22	125	71,7	1,94	20	44,6	1,609
68	M	o	b	75	160	30	1	10	10	1	22	125	80,2	2,41	21	44,6	1,798
69	M	o	b	75	160	30	1	10	10	1,5	22	125	89,3	1,64	20	44,6	2,003
70	M	o	b	75	160	30	2	10	10	1	22	125	94,6	1,84	20	58,8	1,609
71	M	o	b	75	160	40	1	10	10	1	22	125	89,2	1,91	19	51,5	1,732
72	M	o	b	100	160	30	1	10	10	1	22	125	101,2	2,27	21	54,5	1,855

Hinweise:

- Die Bezeichnungen sind bis auf folgende Ausnahmen in Kapitel 8 definiert:
WF = Weichfaser; m = mit, o = ohne,
MS = Modellierung der Stützbewehrung; g = gelenkig, b = biegesteif.
- * = Biegeversagen der Platte gegenüber Betonversagen in der Verbundfuge maßgebend

