

Lehrstuhl für Massivbau  
Institut für Baustoffe und Konstruktion  
Technische Universität München

## Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton

Andreas Jähring

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger  
Prüfer der Dissertation: 1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil., Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch  
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ingbert Mangerig,  
Universität der Bundeswehr München

Die Dissertation wurde am 12.06.2007 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 17.11.2008 angenommen.

**Kontakt:**

Andreas Jähring  
St.-Michael-Str. 36  
82319 Starnberg

E-Mail: [andreas.jaehring@freenet.de](mailto:andreas.jaehring@freenet.de)

## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand im Wesentlichen während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Assistent am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München und während einer anschließenden freiberuflichen Tätigkeit.

Grundlage war das von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderte Forschungsvorhaben „Einsatz von Hochleistungsbeton im Stahl-Beton-Verbundbau: Ermittlung des Tragverhaltens der Verbundmittel“. Innerhalb dieses Forschungsvorhabens konnte ich im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität München zahlreiche Versuche an Abscherkörpern mit Kopfbolzen in hochfestem Beton durchführen. Mein Dank gilt hier dem Laborpersonal und den studentischen Hilfskräften für die tatkräftige Unterstützung bei der Herstellung und Prüfung der Versuchskörper und der Auswertung der umfangreichen Messwerte.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch für die Eröffnung der Möglichkeit am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München zu promovieren, für die inhaltlichen Anregungen zu dieser Arbeit und für das permanente Vertrauen in meine Fähigkeit diese Arbeit abschließen zu können. Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ingbert Mangerig von der Universität der Bundeswehr München gebührt mein Dank für die Auseinandersetzung mit der Dissertation und die freundliche Übernahme des Koreferats. Dem Prüfungsvorsitzenden, Herrn Univ.-Prof. Martin Mensinger, Ordinarius für Metallbau an der Technischen Universität München, möchte ich ebenfalls herzlich danken.

Den ehemaligen Kollegen am Lehrstuhl für Massivbau danke ich für die hilfreiche Unterstützung, die stetige Diskussionsbereitschaft und die wertvollen inhaltlichen Anregungen zu dieser Arbeit.

Mein ganz besonderer Dank gilt meiner Frau Christine für ihre große Geduld, ihre permanente Bereitschaft mir für meine Arbeit den Rücken frei zu halten und für ihren Glauben an einen erfolgreichen Abschluss der Promotion.

München im Dezember 2008

Andreas Jähring

## **Kurzfassung**

In der Arbeit wird das Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton unter ruhender Beanspruchung sowohl experimentell als auch theoretisch untersucht. Aufgrund der höheren Tragfähigkeit und der verbesserten Dauerhaftigkeit erscheint die Anwendung von hochfestem Beton im Stahl-Beton-Verbundbau als sinnvoll. Das Tragverhalten von Verbundträgern wird wesentlich von den Eigenschaften der Verbundfuge beeinflusst. Für eine Anwendung des hochfesten Betons ist deshalb das Tragverhalten der Verbundmittel zu überprüfen. Auf der Grundlage von Versuchsergebnissen mit Abscherkörpern und Variation der Betonfestigkeit sowie des Durchmessers und der Anordnung der Kopfbolzen wird die Traglast der Dübel und die Duktilität der Verbindung untersucht. Darauf aufbauend wird ein mechanisches Modell für das Tragverhalten der Kopfbolzendübel entwickelt und es werden charakteristische Werte für den maximalen Schlupf und die Traglast von Kopfbolzen in hochfestem Beton hergeleitet.

## **Abstract**

This thesis deals with the results of an experimental research program concerning the behaviour of stud shear connectors in high-performance concrete under increasing loads up to failure at the Lehrstuhl für Massivbau at the Technische Universität München. The program involved numerous push-out tests with pairs and groups of studs and variations in concrete grade, shank diameter and spacing between the studs. To determine the effect of the weld and the head on the load-bearing behaviour of the studs tests without weld or head was performed. The distribution of the stresses resultants in the stud was measured with strain gauges. Based on the measurements empirical and theoretical studies have been carried out. A mechanical model has been developed.



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Grundlagen und Stand des Wissens</b>	<b>6</b>
2.1	Hochfester Beton . . . . .	6
2.1.1	Betontechnologische Grundlagen . . . . .	6
2.1.2	Tragverhalten unter einachsialer Druckbeanspruchung . . . . .	10
2.1.3	Tragverhalten unter mehrachsialer Druckbeanspruchung . . . . .	13
2.2	Kopfbolzendübel als Verbundmittel . . . . .	17
2.2.1	Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in normalfestem Beton . . . . .	17
2.2.2	Verformungsverhalten von Kopfbolzendübeln . . . . .	28
2.2.3	Trag- und Verformungsverhalten von Kopfbolzen in hochfestem Beton . . . . .	30
<b>3</b>	<b>Eigene experimentelle Untersuchungen an Abscherkörpern</b>	<b>40</b>
3.1	Übersicht über die Versuchsserien . . . . .	40
3.2	Baustoffe und Verarbeitung . . . . .	42
3.2.1	Beton . . . . .	42
3.2.2	Kopfbolzen . . . . .	45
3.2.3	Stahlgurt und Betonstahl . . . . .	47
3.3	Versuchskörper und Herstellung . . . . .	48
3.3.1	Versuchskörper . . . . .	48
3.3.2	Herstellung . . . . .	50
3.4	Versuchsdurchführung . . . . .	52
3.4.1	Versuchsaufbau . . . . .	52
3.4.2	Messeinrichtung . . . . .	54
3.4.3	Versuchsablauf . . . . .	55
3.5	Versuchsbeobachtungen . . . . .	56
3.5.1	Relativverschiebung nach der zyklischen Vorbelastung . . . . .	56
3.5.2	Relativverschiebung im Traglastversuch . . . . .	58
3.5.3	Fugenöffnung . . . . .	63
3.5.4	Rissbildung und Versagen . . . . .	71
3.5.5	Einfluss der Versuchsanordnung . . . . .	79
3.6	Versuchsergebnisse . . . . .	82
3.6.1	Dübeltraglasten . . . . .	82
3.6.2	Gruppenwirkung . . . . .	86
3.6.3	Duktilität . . . . .	87
3.7	Versuche mit modifizierten Kopfbolzen . . . . .	91
3.8	Versuche mit in Schlitzen eingeklebten Dehnmessstreifen . . . . .	96
3.8.1	Versuchskörper KI2.6 (C35/45, KBD22) . . . . .	97
3.8.2	Versuchskörper KI2.7 (C70/85, KBD22) . . . . .	105

3.8.3	Versuchskörper KI4.2 (C70/85, KBD25) . . . . .	109
<b>4</b>	<b>Mechanische Modellierung des Tragverhaltens von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton</b>	<b>115</b>
4.1	Tragverhalten des Kopfbolzen als in den Beton eingespannter Stab . . . . .	116
4.2	Tragverhalten des Betons im Dübelfußbereich . . . . .	121
4.2.1	Einfluss des Schweißwulstes . . . . .	122
4.2.2	Einfluss der Verformungen des Betonausbruchs vor den Dübelfuß . . . . .	123
4.3	Interaktion der Schub- und Normalkraftbeanspruchung im Dübelschaft . . . . .	125
4.4	Schrägzugwirkung . . . . .	127
4.5	Maximale Dübeltraglast in hochfestem Beton . . . . .	128
4.5.1	Ableitung eines verbesserten Ansatzes für die Dübeltraglast in hochfestem Beton . . . . .	132
4.6	Zusammenfassende Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Kopfbolzen in hochfestem Beton . . . . .	134
<b>5</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>136</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>142</b>
<b>A</b>	<b>Berechnungen</b>	<b>154</b>
A.1	Numerische Modellierung der Versuche . . . . .	154
A.1.1	Beschreibung des Finite Elemente Modells . . . . .	154
A.1.2	Materialmodelle . . . . .	157
A.1.3	Ergebnisse . . . . .	162
A.2	Iterative Berechnung der Dübelschnittgrößen bei den Versuchskörpern mit Dehnmessstreifen . . . . .	167
A.2.1	Ablaufschema . . . . .	167
A.2.2	Formelsatz . . . . .	168
<b>B</b>	<b>Versuchsdaten</b>	<b>169</b>
B.1	Materialeigenschaften . . . . .	169
B.1.1	Betonrezepturen und Sieblinien der Gesteinskörnung . . . . .	169
B.1.2	Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung des Betons . . . . .	171
B.1.3	Umrechnung der Betondruckfestigkeit . . . . .	171
B.1.4	Ergebnisse der Zugfestigkeitsprüfung des Betons . . . . .	173
B.1.5	Ergebnisse der Materialprüfungen an den Stahlbauteilen . . . . .	174
B.2	Tabellarische Zusammenstellung der Einzelversuchsergebnisse . . . . .	176
B.3	Grafische Darstellung der Messwerte . . . . .	178
<b>C</b>	<b>Versuchsdaten anderer Forschungsstellen</b>	<b>249</b>

# 1 Einleitung

Im Stahl-Beton-Verbundbau wird durch die Anordnung im Bauteilquerschnitt eine gezielte Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften der Materialien Baustahl und Beton erreicht. Der Einsatz von höherfestem Beton im Druckgurt eines Verbundträgers erscheint sinnvoll, da bei gleichbleibendem Gurtquerschnitt eine Steigerung des Tragwiderstands des Trägers erreicht werden kann. Alternativ könnten bei gleicher Querschnittstragfähigkeit die Gurtabmessungen verringert und eine Gewichtsreduzierung erreicht werden. Als weitere Vorteile des Hochfesten Betons im Hinblick auf die Anwendung beim Stahl-Beton-Verbundbau erscheinen:

- die höhere Festigkeitszuwachsrate in jungem Alter, die kürzere Ausschulfristen und damit kürzere Bauzeiten ermöglicht,
- die höhere Steifigkeit, die bei gleicher Querschnittstragfähigkeit zu einer Reduzierung der Trägerverformungen führt,
- die deutlich reduzierten Endschwind- und Endkriechmaße, die zu einer geringeren Beanspruchung aus Schwinden und zu einer Reduzierung der unerwünschten Umlagerung aus Kriechen führen, und
- die hohe Dauerhaftigkeit, die reduzierte Porosität und die geringe Permeabilität, die einen hohen Widerstand des Betons gegen chemischen und korrosiven Angriff und eine Verbesserung des Widerstands gegen mechanischen Verschleiß zur Folge haben.

Der nur unterproportionale Anstieg der Zugfestigkeit gegenüber der Druckfestigkeit des hochfesten Betons hat im Verbundbau geringere Auswirkungen als im Betonbau, da bei Verbundträgern die im Allgemeinen durch die Zugfestigkeit kritisch beeinflusste Schubabtragung überwiegend durch den Steg des Stahlträgers erfolgt.

Die hohe Druckfestigkeit und Steifigkeit, die kürzeren Bauzeiten, das deutlich reduzierte Endschwind- und Endkriechmaß sowie die erhöhte Dauerhaftigkeit sprechen für einen Einsatz im Stahl-Beton-Verbundbrückenbau. Im Hochbau lassen die Nachweise der Deckendurchbiegung, zur Schwingungsanfälligkeit und die Nachweise zur Tragrichtung quer zum Verbundträger eine Reduzierung der Deckenstärke gegenüber Konstruktionen mit normalfestem Beton i. A. nicht zu. Daher wird Hochleistungsbeton im Hochbau eher für Verbundstützen angewendet werden. In diesen Bereichen wurde bisher in erster Linie Forschungsarbeit zur Anwendung von Hochleistungsbeton im Stahl-Beton-Verbundbau geleistet.

Zum Hochleistungsbeton wurden in der Vergangenheit umfangreiche Forschungs- und Entwicklungsarbeiten durchgeführt (Zilch u. a. 2002). Im Rahmen von Pilotvorhaben entstanden einige Ingenieurbauwerke in Spannbetonbauweise mit Hochleistungsbeton (Hennecke u. Zilch 2004). Der fortgeschrittene Entwicklungsstand ermöglicht heute eine zielsichere Herstellung von Hochleistungsbetonen bei gleichzeitig guter Verarbeitbarkeit für Festigkeitsklassen bis etwa C90/105 (Zilch u. a. 2006). Eingeführte normative Regeln zur Herstellung und Anwendung von Hochleistungsbeton liegen zwischenzeitlich vor DIN 1045-1 (2001), DIN 1045-2 (2001), i. V. m. DIN EN 206-1 (2001), DIN EN 1992-1-1 (2005).

Während die Grundlagen für die Bemessung von Bauteilen aus Hochleistungsbeton vorhanden sind, fehlen für Stahl-Beton-Verbundträger noch einige grundlegende Erkenntnisse zum Tragverhalten und zu den Tragmechanismen. Dies betrifft in erster Linie das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundmittel in Hochleistungsbeton und das Ermüdungsverhalten der Verbindungen. Erste Versuchsserien umfassten jeweils nur einen kleinen Parameterbereich. Mit den dieser Arbeit zugrunde liegenden Versuchen wird der baupraktisch relevante Bereich - Betone mit Normalzuschlag, statische Belastung - abgedeckt.

Die Analyse des Verhaltens eines eingebetteten Kopfbolzens nahe des Bruchs ist sehr komplex durch die inelastischen Verformungen des Kopfbolzens unter der kombinierten Wirkung von Schub, Biegung und Normalkraft und durch die inelastische Verformung des Betons um den Kopfbolzen. In der Vergangenheit wurden daher auf der Grundlage von Versuchen an Abscherkörpern empirische Ansätze für die Traglast der Dübel und die Relativverschiebung der Verbindung abgeleitet, die das komplexe Tragverhalten der Kopfbolzen und des umgebenden Betons geschlossen wiedergeben. Die vorhandenen Ansätze können die Ergebnisse der eigenen Abscherversuche an einbetonierten Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton nur unbefriedigend abbilden. Insbesondere durch die restriktive Begrenzung der maximalen Schertragfähigkeit der Kopfbolzen werden die in den Versuchen festgestellten Tragreserven in hochfestem Beton nicht genutzt.

In dieser Arbeit wird auf der Grundlage von Versuchsergebnissen an Abscherkörpern mit Kopfbolzen in hochfestem Beton das Tragverhalten mit einfachen Modellen beschrieben und der Einfluss der gegenüber normalfestem Beton veränderten Eigenschaften des hochfesten Betons erfasst. Mit den gewonnenen Erkenntnissen wird ein verbesserter Ansatz zur Berücksichtigung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen in hochfestem Beton vorgeschlagen. Dabei wird das Tragverhalten unter statischer Beanspruchung betrachtet. Das Ermüdungsverhalten ist nicht Gegenstand dieser Arbeit.

Es werden nur Kopfbolzendübel als Verbundmittel betrachtet. Es werden im Text die Bezeichnungen Kopfbolzen und Dübel verwendet, wobei von Kopfbolzen gesprochen wird, wenn sich die Aussagen speziell auf das Tragverhalten der Kopfbolzen bestehend aus Schweißwulst, Schaft und Kopf bezieht. Von Dübeln wird gesprochen, wenn sich die Aussage auf die allgemeine Dübelwirkung des Kopfbolzens bezieht.

Die Arbeit ist wie folgt gegliedert:

- In Kapitel 2 werden zunächst die Grundlagen und der Stand des Wissens dargestellt. Es werden für den hochfesten Beton die betontechnologischen Grundlagen beschrieben. Im Anschluss werden die Auswirkungen der betontechnologischen Maßnahmen auf das Tragverhalten des Betons unter einachsialer und mehrachsialer Beanspruchung beschrieben. Im zweiten Abschnitt des Kapitels werden die Grundlagen des Trag- und Verformungsverhaltens von Kopfbolzen, die als Verbundmittel zwischen Stahlgurten und massiven Platten aus normalfestem Beton wirken, erläutert. Abschließend wird eine Übersicht über die Ergebnisse der in der Literatur veröffentlichten Versuchsserien mit Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton gegeben.
- In Kapitel 3 werden die im Rahmen eines DFG-geförderten Forschungsprogramms durchgeführten Versuche beschrieben und die Ergebnisse dargestellt. Die Versuche gliedern sich in drei Versuchsgruppen. In der ersten Versuchsgruppe wurden zahlreiche Versuche am Standardabscherkörper nach DIN EN 1994-1-1 (2006) durchgeführt, bei denen die Betonfestigkeit, der Kopfbolzendurchmesser und die Anzahl der Kopfbolzen je Gurt variiert wurden. Die zweite Versuchsgruppe umfasst modifizierte Kopfbolzen, mit denen der Einfluss des

---

Schweißwulstes und des Kopfes der Dübel untersucht wurde. Die dritte Versuchsgruppe umfasst Versuche mit Dehnmessstreifen, die in Schlitze im Dübelschaft eingeklebt wurden. Für die Regelversuche werden insbesondere die Versuchsbeobachtungen hinsichtlich Rissbildung, Schlupf, Fugenöffnung und Versagensmodus und der Einfluss des Versuchsaufbaus auf die Ergebnisse beschrieben. Auf der Grundlage der Versuchsergebnisse der Standardversuche werden Aussagen zur Dübeltraglast, zur Gruppenwirkung und zur Duktilität von Kopfbolzen in hochfestem Beton getroffen. Die Ergebnisse der Versuche mit modifizierten Kopfbolzen geben Hinweise zum Einfluss des Schweißwulstes und des Dübelkopfes auf das Tragverhalten der Dübel.

Für die Versuche mit Kopfbolzen, die mit Dehnmessstreifen bestückt waren, werden die mit den Ansätzen des Kapitels 4 berechneten Schnittgrößen in ausgezeichneten Schnitten und der Verlauf über die Dübelhöhe angegeben und die Einflüsse von Kopfbolzendurchmesser und der Betonfestigkeit untersucht.

- In Kapitel 4 wird auf der Grundlage der in Kapitel 2 und 3 gewonnenen Erkenntnisse die Tragwirkung von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton mit mechanischen Modellen anschaulich beschrieben. Der Kopfbolzendübel wird als im Beton gebetteter Stab modelliert. Für den Beton wird ein ideal-elastisch-plastisches Materialverhalten angenommen. Der Einfluss der sich aus der Behinderung der Fugenöffnung durch den Kopfbolzen ergebenden Kräfte auf das Tragverhalten wird berücksichtigt. Anhand der Ergebnisse der Standardversuche wird gezeigt, dass die Modellierung der im Versuch erreichten Traglasten schlüssig wiedergeben kann. Die Einzelanteile der Dübeltraglast werden quantifiziert. Abschließend wird ein Ansatz für die mittlere Traglast von Kopfbolzen in hochfestem Beton angegeben und unter Einbeziehung von Versuchsserien anderer Forschungsstellen mit den im Versuch erzielten Traglasten verglichen.

## 2 Grundlagen und Stand des Wissens

### 2.1 Hochfester Beton

Im Allgemeinen wird ein Beton als ‐hochfest‐ bezeichnet, wenn dessen Druckfestigkeit über dem in der Vergangenheit üblichen maximalen Festigkeitsniveau von etwa  $60 \text{ MN/m}^2$  liegt. Die Festigkeitssteigerung gegenüber einem ‐normalfesten‐ Beton wird im Wesentlichen durch die Ausbildung eines dichteren Gefüges als Folge betontechnologischer Maßnahmen erreicht.

Die Erhöhung der Gefügedichtheit geht im Allgemeinen auch mit einer Verbesserung der Dauerhaftigkeit des Betons hinsichtlich der Undurchlässigkeit, des Widerstandes gegen physikalische und chemikalische Einwirkungen und der Festigkeit einher, so dass auch der Begriff ‐Hochleistungsbeton‐ verwendet wird. Die Gruppe der Hochleistungsbetone umfasst aber darüber hinaus auch hinsichtlich weiterer Eigenschaften optimierte Betone, z. B. selbstverdichtende Betone.

#### 2.1.1 Betontechnologische Grundlagen

Die Druckfestigkeit eines Betons wird bestimmt durch die Festigkeit der Körner der Gesteinskörnung, durch die Festigkeit der Zementsteinmatrix und insbesondere durch die Beschaffenheit des Übergangsbereichs zwischen den Körnern und der Matrix. Bei gegebener Gesteinskörnung und Zementfestigkeit können durch die Ertüchtigung der Zementsteinmatrix und des Übergangsbereiches zu den Körnern der Gesteinskörnung hohe Betondruckfestigkeiten erreicht werden. Die Rezepturen hochfester Betone sind im Allgemeinen durch folgende Faktoren gekennzeichnet:

- niedriger Wasserzementwert ( $\leq 0,4$ )
- optimale Sieblinie der Gesteinskörnung und optimaler Mehlkornanteil
- hoher Bindemittelanteil
- Zusatzstoffe mit puzzolanischer Reaktion und Füllerwirkung (Silikastaub und Flugasche)

Zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit bei niedrigem Wasserzementwert ist im Allgemeinen die Zugabe von betonverflüssigenden Zusatzmitteln (Fließmittel) erforderlich. Betone mit Festigkeiten bis  $f_{cm,cube} = 85 \text{ MN/m}^2$  lassen sich bei hohen Bindemittelgehalten auch ohne die Zugabe von Zusatzstoffen noch zielsicher herstellen (VDZ 2002). Im Folgenden sind die betontechnologischen Grundlagen zur Erzielung hoher Festigkeiten kurz erläutert.

Der Zement und das Anmachwasser bilden nach der Wasserzugabe den sogenannten Zementleim, wobei die einzelnen Zementpartikel durch Wasserhüllen umschlossen sind, und die Zwischenräume zwischen den Zementpartikeln ausfüllen. Unmittelbar nach Wasserzugabe beginnt die Hydrationsreaktion. Dabei wird ein Teil des Anmachwassers durch die Reaktion mit den Klinkermineralien des Zements chemisch gebunden. Es bilden sich mikrokristalline Reaktionsprodukte an den Grenzflächen zwischen Zementkorn und Wasser. Zusammen mit dem chemisch nicht gebundenen Wasser bilden sie das sogenannte Zementgel. Die Hydratationsprodukte wachsen in den

Wasserraum, der die einzelnen Zementpartikel umgibt, hinein. Mit fortschreitender Hydratation verbinden die Hydratationsprodukte die einzelnen Zementpartikel und es bildet sich ein festes Gefüge – der sogenannte Zementstein – aus. Der Zementstein besteht im Wesentlichen aus Calciumsilikathydraten (CSH), Aluminatsulfathydraten und Calciumhydroxid, wobei die Festigkeit des Zementsteins im Wesentlichen auf den CSH beruht (VDZ 2002).

Nach vollständiger Hydratation des Zementes nimmt das Zementgel das zweifache Volumen des ursprünglichen Zementkorns ein. Das Zementgel füllt den Raum zwischen den Zementkörnern nicht vollständig aus. Die verbleibenden Zwischenräume (25 – 30 % des Gelvolumens) werden als Gelporen bezeichnet und sind physikalisch absorptiv mit Wasser gefüllt. Ein Wasserzementwert von etwa 0,40 reicht bei vollständiger Hydratation des Zementes gerade aus, dass das Zementgel den Platz der ursprünglichen Zementkörner sowie den ursprünglich mit Wasser gefüllten Zwischenraum vollständig ausfüllt, wobei 25 Masse-% des Wassers (bezogen auf den Zementgehalt) chemisch im Zementstein und 15 Masse-% in den Gelporen physikalisch gebunden sind (VDZ 2002).

Die Festigkeit des Zementsteins ist von dessen Porosität abhängig, wobei sich der Porenraum des Zementsteins in die Volumenanteile der Gel-, Kapillar-, Verdichtungs- und Luftporen (vgl. Abbildungen 2.1 und 2.2) aufteilt. Die Gelporosität ist während der Hydratationsphase vom erreichten

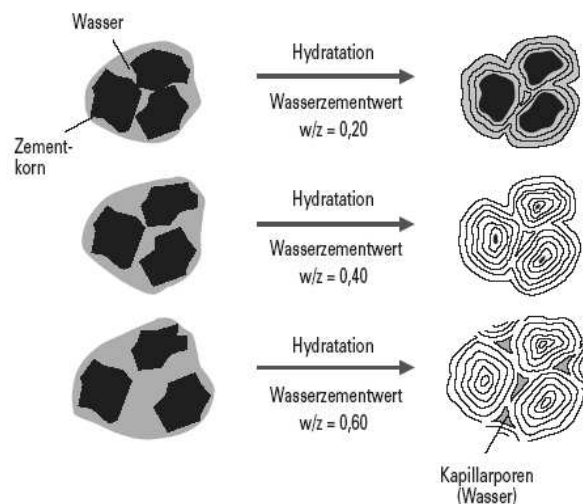


Abbildung 2.1: Schematische Darstellung der Erhärtung von Zement bei unterschiedlichen  $w/z$ -Werten (VDZ 2002)

Hydratationsgrad und allgemein von der Zementart abhängig. Mit zunehmendem Hydratationsgrad nimmt der Anteil der Gelporen zu. Die Hydratationsprodukte der verschiedenen Bestandteile der Klinkerphasen des Zements weisen unterschiedliche spezifische Oberflächen auf. Je nach Zusammensetzung des Zements ergeben sich damit Unterschiede in der Feinheit des Zementgels. Die Gelporosität nach Abschluss der Hydratation ist nahezu unabhängig vom Wasserzementwert (VDZ 2002).

Darüber hinaus verbleiben im Zementstein in Abhängigkeit vom Wasserzementwert unterschiedlich große Porenanteile, die durch das chemisch nicht gebundenen oder nicht in Gelporen enthaltene sogenannte Überschusswasser eingenommen werden. Diese sogenannten Kapillarporen sind oberhalb eines Wasserzementwertes von etwa 0,40 ein unvermeidlicher Bestandteil des Zement-

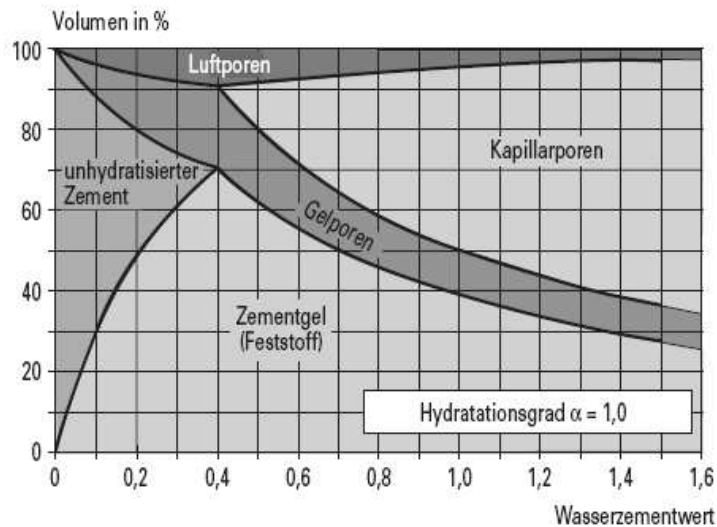


Abbildung 2.2: Zusammensetzung des Zementsteinvolumens in Abhängigkeit vom w/z-Wert (VDZ 2002)

steins. Die Kapillarporosität ist damit vom Wasserzementwert abhängig, wobei mit ansteigendem Wasserzementwert das Porenvolumen und die mittleren Porendurchmesser zunehmen.

Verdichtungsporen entstehen bei der Verdichtung des Betons und sind im Allgemeinen unvermeidbar. Luftporen werden in Abhängigkeit von der Anwendung des Betons gegebenenfalls gezielt eingebracht, um Expansionsräume für gefrierendes Wasser zu schaffen.

Bei normalfestem Beton ist die Festigkeit des Übergangsbereichs zwischen Zementstein und grober Gesteinskörnung im Allgemeinen herabgesetzt, da sich in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung oft Hydratationsprodukte geringer Festigkeit (Calciumhydroxid, Etringit) konzentrieren und sich durch den sogenannten "Wandeffekt" (Anlagerung einer Wasserschicht um die Gesteinskörner) und durch inneres Bluten (Sedimentation der Zementpartikel im Zementleim) Überschusswasser anreichert, das zu einem vermehrten Vorhandensein von Poren mit größerem Durchmesser führt (vgl. Abbildung 2.3).

Die Verwendung von Silikastaub als puzzolanischem Zusatzstoff stellt heute die Grundlage der Betontechnik des hochfesten Betons dar (Jensen u. Hansen 2000). Die Wirkung des Silikas setzt sich zusammen aus der Füllerwirkung und der puzzolanischen Reaktion und beeinflusst sowohl die Zementsteinporosität als auch die Beschaffenheit des Übergangsbereichs zwischen Zementstein und grober Gesteinskörnung.

Die mittlere Korngröße des Silikastaubs ist 100 bis 1000 mal kleiner als die des Zements. Die Silikapartikel füllen die Zwischenräume zwischen den Zementkörnern und der Zuschlagkornoberfläche aus. Darüber hinaus reagiert der Silikastaub mit dem Calciumhydroxid in der porösen Kontaktzone zu den Gesteinskörnern. Die Füllerwirkung und die puzzolanische Reaktion des Silikastaubs führen zu einer Gefügeverdichtung verbunden mit einer Verringerung des Kapillarporenraums zugunsten der wesentlich feineren Gelporen. Gleichzeitig wird eine Verbesserung der Kontaktzone zwischen grober Gesteinskörnung und Zementstein erreicht, indem durch die puzzolanische Reaktion des Silikastaubs ein großer Teil des Calciumhydroxid in feste Calciumsilikathydratphasen gebunden und eine feine Verteilung des restlichen Calciumhydroxids erreicht



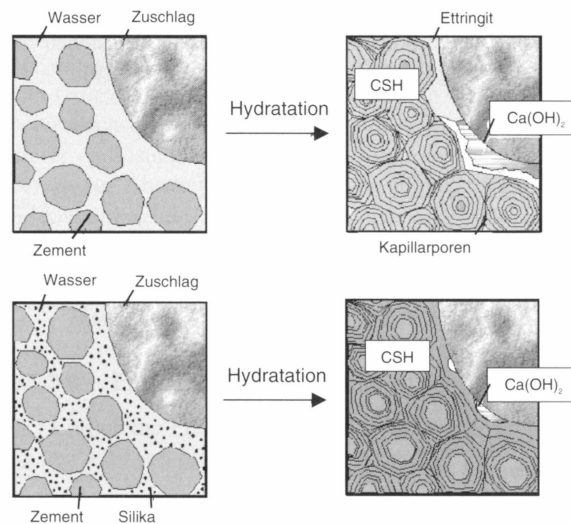


Abbildung 2.3: Schematische Darstellung der Zementhydratation von normalfestem Beton (oben) und hochfestem Beton (unten) (König u. a. 2001)

wird, und durch die Klebrigkeit des Frischbetons die Bildung eines Wasserfilms um die groben Gesteinskörner verhindert wird. Darüber hinaus führt die tensidische Wirkung der Fließmittel zu einer Reduzierung der Dicke des Wasserfilms und damit zu einer Verbesserung der Kontaktzone (Zimbelmann u. Junggunst 1999).

Der Wasseranspruch des Betons wird beeinflusst durch die Partikelgrößenverteilung. Übliche normalfeste Betone weisen keine optimale Partikelgrößenverteilung auf (lokale Partikelverdichtungen oder Hohlräume). Daraus resultiert ein hoher Wasseranspruch für die Verarbeitbarkeit. Um die erforderliche Verarbeitbarkeit zu erreichen, ist mehr Wasser als für die Hydratation eigentlich erforderlich zuzugeben. Bei hochfesten Betonen kann der Wasseranspruch durch die Zugabe von Flugasche reduziert werden. Zement bindet durch seine elektrische Ladung der Teilchen und seine Tendenz zur Flockenbildung mehr Wasser als Flugasche. Die Flugaschepartikel lagern sich an den umgekehrt geladenen Zementpartikeln an. Dadurch wird eine Flockenbildung verhindert und eine effektive Dispersion der Zementpartikel erreicht. Die sphärische Form und die glatte Oberfläche der Flugaschepartikel verringern die innere Reibung der Partikel. Zudem wirkt die Flugasche als guter Füller, da die Partikel bei gleicher Größe wie die Zementpartikel eine geringere Dichte (Metha 2004).

Hochfeste Betone weisen im Allgemeinen hohe Zementgehalte auf. Dies hat eine hohe Wärmeentwicklung und einen großen Temperaturgradienten nach dem Entschalen zur Folge. Durch den Austausch von Zementvolumenanteilen durch Flugasche kann eine Verbesserung der Rezeptur im Hinblick auf geringere Hydratationstemperaturen erfolgen. Die Flugasche hydratisiert langsamer als der Zement. Die Festigkeit des Betons wird später erreicht. Bei den hochfesten Betonen für die eigenen Abscherversuche wurden praxisübliche Rezepturen mit Flugasche verwendet.

Nach (DIN 1045-2 2001) darf bei gleichzeitiger Verwendung von Flugasche und Silikastaub der Gehalt an Silikastaub 11% Masseanteil, bezogen auf den Zementgehalt, nicht überschreiten. Der Gehalt an Flugasche und Silika darf für alle Expositionsklassen außer XF2 (mäßige Wassersättigung, mit Taumittel) und XF4 (hohe Wassersättigung, mit Taumittel) auf die Mindestzement-

menge der Betone angerechnet werden. Zur Berücksichtigung der puzzolanischen Wirkung der Zusatzstoffe wird anstelle des Wasserzementwertes der äquivalente Wasserzementwert  $(w/z)_{eq} = w/(z + 0,4f + 1,0s)$  verwendet. Die Höchstmengen der beiden Zusatzstoffe müssen den Bedingungen  $f/z \leq 0,33$  und  $s/z \leq 0,11$  in Masseanteilen genügen (f = Flugasche, s = Silika).

### 2.1.2 Tragverhalten unter einachsialer Druckbeanspruchung

Zur Veranschaulichung des Tragverhaltens von Beton auf Mesostrukturebene<sup>1</sup> kann dieser vereinfacht als Zweiphasensystem betrachtet werden. Das Tragverhalten wird daher durch die Eigenschaften der Komponenten Zementstein und Gesteinskörnung und wesentlich durch das Zusammenwirken der beiden Phasen und die Eigenschaften der Kontaktzone bestimmt. Für die Berechnung des Tragverhaltens von Bauteilen auf Makrostrukturebene wird der Beton dann als quasi-homogener Werkstoff betrachtet und durch integrale Spannungsdehnungsbeziehungen beschrieben (Zilch u. Zehetmaier 2006).

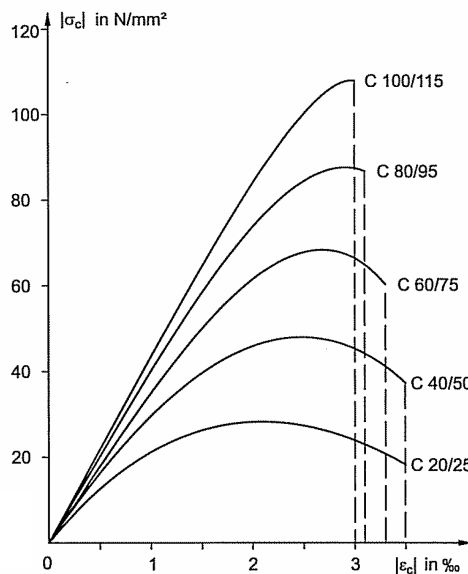


Abbildung 2.4: Ideализierte Spannungsdehnungslinien für verschiedene Betonfestigkeitsklassen (Zilch u. Zehetmaier 2006)

Die Spannungsdehnungslinien in Abbildung 2.4 sind durch eine gebrochen rationale Funktion mit den drei das Tragverhalten bestimmenden Freiwerten  $f_{cm}$ ,  $\varepsilon_{c1}$  und  $E_{c0m}$  beschrieben (Zilch u. Zehetmaier 2006):

$$\sigma_c = -f_{cm} \cdot \frac{\frac{E_{c0m}}{E_{c1}} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_{c0m}}{E_{c1}} - 2\right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \quad \text{für } 0 \geq \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c1u} \quad (2.1)$$

$f_{cm}$  Mittelwert der Druckfestigkeit

<sup>1</sup>Betrachtungsebenen Mikroebene (Zementstein), Mesoebene (Zweiphasenbaustoff aus Zementstein und Gesteinskörnung) und Makroebene (Betonkörper) nach (Wittmann 1983) – vgl. auch (Zilch u. Zehetmaier 2006)

$\varepsilon_{c1}$	Dehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit $f_{cm}$
$\varepsilon_{c1u}$	Bruchdehnung
$E_{c0m}$	Mittelwert des Elastizitätsmoduls als Tangente im Ursprung der $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linie
$E_{c1}$	Sekantenmodul durch den Ursprung und den Scheitelpunkt der $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linie
	$E_{c1} = -f_{cm}/\varepsilon_{c1}$

Bereits im unbelasteten Zustand sind im Zementstein Poren infolge Schwinden und Mikrorisse infolge beim Erhärten entehender Gefügespannungen zwischen Zementstein und Gesteinskörnung vorhanden. Unter ansteigender Druckbeanspruchung bleibt dieser Zustand zunächst nahezu unverändert. Das Verformungsverhalten ist in dieser ersten Belastungsphase nahezu linear-elastisch – vgl. Abbildung 2.4. Mit weiter ansteigender Druckbeanspruchung ist eine zunehmend inelastische Stauchung des Betons zu beobachten, die aus dem Zusammenbruch der in der Übergangzone zwischen Matrix und Gesteinskörnung vorhandenen Mikroporen resultiert. Die Spannungsdehnungslinie macht in dieser Phase deutlich ab (Rogge 2002). Der Übergang zwischen nahezu linear-elastischem Verhalten und der Phase der mit dem Zusammenbruch der Mikroporen verbundenen Gefügerückbildung<sup>2</sup> liegt bei normalfesten Betonen bei etwa 40 % der maximal ertragbaren Spannung  $|\max \sigma_c|$ .

Bei normalfesten Betonen liegen die Festigkeit und der Elastizitätsmodul der Gesteinskörnung im Allgemeinen deutlich über den Werten des Zementsteins. Dies führt zu einer Übertragung der Druckspannungen vorwiegend über die Gesteinskörnung und zu einem ungleichförmigen Verlauf der Betonspannungen über den Betonquerschnitt. Die Abweichungen der Richtungen der Druckspannungen führen zu Querkzugspannungen senkrecht zu den Druckspannungen. Mit weiter steigender Druckbeanspruchung treten daher vermehrt Mikrorisse auf, die begünstigt durch die größere Porosität der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung und deren Vorbelastung durch Gefügespannungen aus dem Erhärtungsprozess zu Makrorissen um die Körner der Gesteinskörnung herum zusammenwachsen. Die fortschreitende Rissbildung führt zu einer Gefügerückbildung und zu einem zunehmenden Steifigkeitsverlust, die gekennzeichnet durch die starke Krümmung der Spannungsdehnungslinie ist. Der Übergang zur Phase der Gefügerückbildung<sup>2</sup> liegt für normalfeste Betone bei etwa 80 % der maximal ertragbaren Spannung  $|\max \sigma_c|$  (Rogge 2002).

Nach Erreichen der maximal ertragbaren Spannung fallen bei verformungskontrollierten Versuchen die Druckspannungen mit zunehmenden Dehnungen kontinuierlich ab, bis das Bruchversagen des Prüfkörpers eintritt. Der Abfall der Spannungen ist verbunden mit einer weiteren, sukzessiven Zerstörung des Betongefüges. Aufgrund der Querkzugspannungen treten immer mehr Risse in Richtung der Betondruckspannungen auf und die Breite der vorhandenen Risse nimmt zu. Je größer die Fähigkeit des Betons ist, über die Risse noch Zugspannungen zu übertragen, und je mehr Risse je Volumeneinheit gebildet werden, desto geringer fällt die Druckspannung je Verformungseinheit ab. Der Verlauf des abfallenden Astes der Spannungsdehnungslinie und die Versagensform sind abhängig von der im Versuch verwendeten Probekörperform und der Belastungsart (Rogge 2002). Für die praktische Anwendung wird das Erreichen der maximal ertragbaren Spannung zur Definition des Brucheintritts verwendet, und die Spannung  $|\max \sigma_c|$  der Betondruckfestigkeit  $f_c$  gleichgesetzt.

Bei höherfesten Betonen weist die Zementsteinmatrix eine geringe Porosität und eine diskonti-

<sup>2</sup>Bezeichnung der Verformungsbereiche Verdichtung, Gefügerückbildung und Gefügerückbildung nach (Schickert 1981)

nuierliche Kapillarporenstruktur auf, die durch die Herabsetzung des Wasserzementwertes und durch die Zugabe von Silikastaub erreicht wird (vgl. 2.1.1). Entsprechend sind die Dichtigkeit und die Festigkeit des Zementsteins gegenüber denjenigen normalfesten Betons erhöht. Die aufgrund des geringen Wasserzementwertes unhydratisiert bleibenden Zementkörner weisen eine hohe Druckfestigkeit auf und haben daher keinen festigkeitsmindernden Einfluss. Darüber hinaus unterscheiden sich durch die Reduktion des Wasserzementwertes und den Einsatz von Silika die Eigenschaften der Kontaktzone bei hochfesten Betonen kaum mehr von denen des Zementsteins im ungestörten Bereich (König u. a. 2001). Durch die Ertüchtigung des Zementsteins und der Kontaktzone zu den Gesteinskörnern kommt der Festigkeit der Gesteinskörnung eine höhere Bedeutung zu, da insbesondere bei Verwendung von Zementen höherer Festigkeitsklassen die Festigkeit und die Steifigkeit des Zementsteins die entsprechenden Werte der Gesteinskörnung erreichen.

Durch die Homogenität des Gefüges sind die plastischen Verformungsanteile in der ersten Belastungsphase wesentlich kleiner als bei normalfesten Betonen; die Spannungsdehnungslinie verläuft am Beginn wesentlich weniger gekrümmt – vgl. Abbildung 2.4. Die Krümmung nimmt mit zunehmender Betonfestigkeit ab und der Übergang zwischen dem annähernd linear-elastischen Verhalten und der Phase der Gefügeauflöckerung nähert sich dem Übergang zur Gefügezerstörung an. Bei Betonen ab einer Festigkeit  $f_c = 100 \text{ MN/m}^2$  geht das annähernd linear-elastische Verhalten direkt in die Gefügezerstörung über (König u. a. 2001) – vgl. Abbildung 2.4.

Die Dehnung  $\varepsilon_{c1}$  bei Erreichen der maximal ertragbaren Druckspannung  $|\max \sigma_c|$  nimmt mit zunehmender Betondruckfestigkeit zu. Diese Zunahme fällt aber wegen des mit der Betonfestigkeit steigenden Elastizitätsmoduls und der geringeren plastischen Verformungsanteile deutlich kleiner aus als die Zunahme der Druckfestigkeit (König u. a. 2001). Das Entfestigungsverhalten nach Überschreiten der maximalen Druckspannung ist durch einen deutlich steileren Abfall der Spannungsdehnungslinie verbunden mit einer Abnahme der Dehnung  $\varepsilon_{cu}$  bei Versagen des Probekörpers gekennzeichnet (Abbildung 2.4). Die sich mit zunehmender Druckbeanspruchung bildenden Makrorisse laufen nicht mehr ausschließlich um die Gesteinskörner herum, sondern durch diese hindurch. Die Rauigkeit der Bruchfläche ist bei hochfesten Betonen dadurch deutlich geringer als bei normalfesten Betonen. Das Vermögen, Zugspannungen über die Makrorisse zu übertragen, nimmt dadurch ab. Höherfeste Betone zeigen deshalb ein wesentlich spröderes Nachbruchverhalten, d. h. die Betonspannungen nehmen je Verformungseinheit stärker ab als bei normalfesten Betonen. Die Verformungskapazität bis zum Versagen des Probekörpers nimmt mit zunehmender Betonfestigkeit ab.

Das Verformungsverhalten des Betons im annähernd linearen Bereich der Spannungsdehnungslinie wird im Allgemeinen durch den Sekantenmodul  $E_{cm}$  zwischen dem Ursprung der Spannungsdehnungslinie und dem Kurvenpunkt bei  $|\sigma_c| = 0,4 f_{cm}$  charakterisiert. Der Sekantenmodul  $E_{cm}$  und der Tangentenmodul  $E_{c0m}$  im Ursprung der Spannungsdehnungslinie steigen mit zunehmender Betonfestigkeit nur unterproportional an (Abbildung 2.5). Der Elastizitätsmodul wird im Wesentlichen durch die Zementsteinqualität und -menge, den Verbund zwischen Zementstein und Gesteinskörnung und die Art der Gesteinskörnung bestimmt. Aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeiten der verwendeten Gesteinskörnungen schwankt der Elastizitätsmodul relativ stark um die in den Normen als Rechenwert angegebenen Mittelwerte, gekennzeichnet durch den Index 'm'. Nach DAfStb Heft 525 (2003) darf vereinfacht

$$E_{c0m,mod} = \alpha_E \cdot E_{c0m} \quad (2.2)$$

angenommen werden, wobei  $\alpha_E$  zwischen  $1,05 \div 1,45$  (Basalt, dichter Kalkstein) bis  $0,55 \div 0,85$  (Sandstein) liegt. Bei Verwendung gebrochener Gesteinskörnung ist der Elastizitätsmodul im

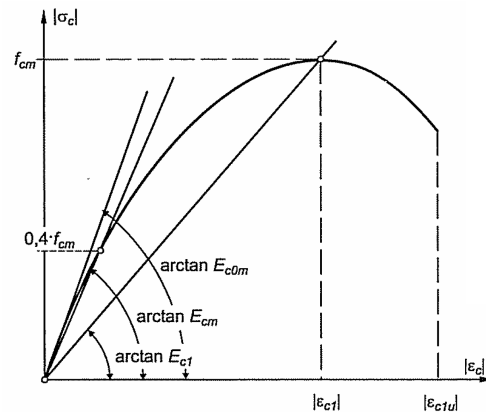


Abbildung 2.5: Definition der Elastizitätsmoduln (Zilch u. Zehetmaier 2006)

Allgemeinen größer als bei runder Kornform. Die Kornform und die Kornzusammensetzung beeinflussen darüber hinaus den Wasseranspruch und damit den für eine bestimmte Druckfestigkeit erforderlichen Zementgehalt oder das Zementsteinvolumen.

Hochfeste Betone weisen aufgrund des dichten Zementsteins und des guten Verbunds zwischen Zementstein und Gesteinskörnung ein sehr steifes Anfangsverhalten auf. Der Sekantenmodul  $E_{cm}$  durch den Ursprung der Spannungsdehnungslinie und den Kurvenpunkt bei  $|\sigma_c| = 0,4 f_{cm}$  nähert sich dem Tangentenmodul  $E_{c0m}$  im Ursprung an. Das Verhältnis zwischen  $E_{cm}$  und  $E_{c0m}$  kann durch folgende Beziehung beschrieben werden (König u. a. 2001):

$$E_{cm} = \alpha_i \cdot E_{c0}$$

mit

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{cm}}{88} \leq 1,0$$

und  $f_{cm}$  in  $\text{MN/m}^2$

### 2.1.3 Tragverhalten unter mehrachsialer Druckbeanspruchung

Bei dreiachsialer Beanspruchung ist das Lastverformungsverhalten des Betons zunächst von denselben Mechanismen auf Mesostrukturebene bestimmt wie bei einachsialer Beanspruchung. Aufgrund der vorhandenen Inhomogenitäten und Gefügespannungen entstehen bei Druckbeanspruchung des Betons quer gerichtete Zugspannungen in der Struktur des Zweiphasenwerkstoffes. Bei überwiegender Längsdruckbeanspruchung und nur geringem Querdruck überwiegt die Querdehnung aus Längsdruckbeanspruchung und das Lastverformungsverhalten ist sehr ähnlich zur einachsialen Druckbeanspruchung. Mit zunehmendem Querdruck oder höherem hydrostatischen Druckanteil der Hauptspannungskombination ( $\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3$ ) wird die Konzentration der Mikrorisse zu Makrorissen verhindert. Bei gedrunghenen Versuchskörpern resultiert daraus ein Rissbild mit zahlreichen über den ganzen Körper verteilten Mikrorissen. Dies ist mit einem sehr duktilen Verformungsverhalten (Rogge 2002) verbunden. Ein dreiachsialer Spannungszustand mit Druckspan-

nungen orthogonal zur betrachteten Hauptspannungsrichtung führt zu einer erheblichen Vergrößerung der ertragbaren Druckspannungen in Hauptspannungsrichtung. Querzugspannungen führen dagegen zu einer Verringerung der ertragbaren Druckspannung in Hauptspannungsrichtung, da die Gefügeauflockerung durch Makrorissbildung beschleunigt wird.

Im Weiteren interessiert hier der Druck-Druck-Bereich. Rogge (2002) führte Versuche mit mehrachsialer Druckbeanspruchung an Zylindern aus normalfesten und hochfesten Betonen in sogenannten Triachsialzellen durch. Durch den Versuchsaufbau konnten definierte Druckspannungszustände mit zwei unabhängigen Hauptspannungen ( $\sigma_1 = \sigma_2; \sigma_3$ ) – mit der Spannung  $\sigma_3$  in Zylinderlängsrichtung – erzeugt werden. Der maximale Proportionalitätsfaktor betrug  $k_{prop} = \sigma_1/\sigma_3 = 0,17^3$  In Abbildung 2.6 sind beispielhaft einige der von Rogge (2002) gemessenen Spannungsdehnungsbeziehungen unter dreichsialer Beanspruchung und proportionalem Lastpfad ( $\sigma_1 = \sigma_2 = k_{prop} \cdot \sigma_3$ ) für einen normalfesten Beton und einen hochfesten Beton dargestellt. Mit

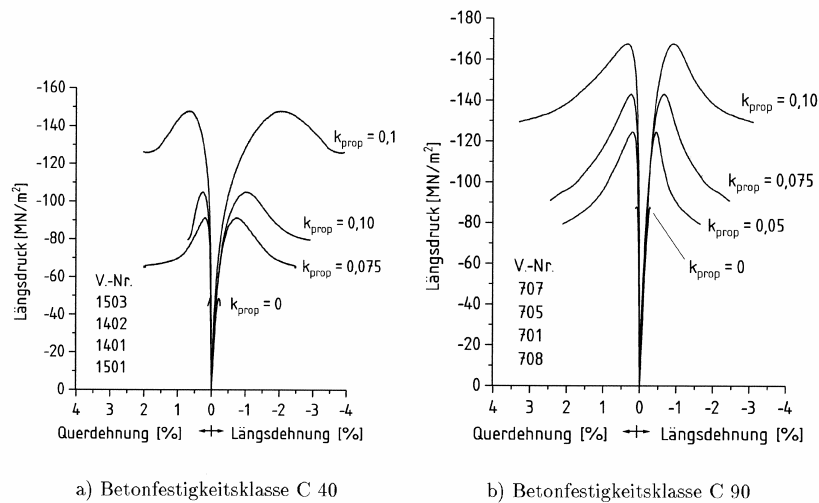


Abbildung 2.6: Spannungsdehnungsbeziehungen für einen normalfesten und einen höherfesten Beton für unterschiedliche, zur Längsdruckspannung  $\sigma_3$  proportionale Querdrücke  $\sigma_1$  (Rogge 2002)

zunehmender Querdruckbeanspruchung stiegen bei beiden Betonen sowohl die erreichten, maximalen Längsdruckspannungen als auch die zugehörigen Dehnungen bei Erreichen der maximalen Längsdruckspannung an. Im ansteigenden Ast zeigen die Kurven des höherfesten Betons deutlich geringere plastische Verformungen. Die Übergänge zwischen den Phasen annähernd elastischen Verhaltens, der Gefügeauflockerung und der Gefügezerstörung lagen nahezu unabhängig vom Proportionalitätsfaktor  $k_{prop}$  in der Nähe der aus Versuchen mit einachsialer Belastung bekannten Verhältniswerte. Für normalfeste Betone begann der inelastische Bereich (Gefügeauflockerung) bei  $30 \div 40\%$  der maximalen Längsspannung; die fortschreitende Rissbildung (Gefügezerstörung) bei einem Spannungsniveau von  $80 \div 90\%$ . Bei den geprüften höherfesten Betonen stiegen die Grenzen auf  $50 \div 60\%$  und  $90 \div 95\%$  (Rogge 2002).

Nach Überschreiten der jeweiligen maximalen Längsdruckspannung zeigen die Spannungsdeh-

<sup>3</sup>Versuche an Betonwürfeln mit dreiachsialer Beanspruchung und voneinander unabhängigen Hauptspannungen  $\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3$  führten Curbach u. a. (2002) durch. Die Versuchsergebnisse für ( $\sigma_1 = \sigma_2; \sigma_3$ ) zeigten eine gute Übereinstimmung mit denen von Rogge (2002).

nungsbeziehungen des höherfesten Betons einen deutlich steiler abfallenden Ast als beim normalfesten Beton. Der Verlauf des abfallenden Astes wurde bei den Versuchen von Rogge durch den Versuchsaufbau beeinflusst, der ein Verkeilen der Zylinder im Nachbruchbereich ermöglichte. Eine zuverlässige Bestimmung der Dehnung z.Z. des Versagens des Versuchskörpers war daher nicht möglich. Als Bruchspannung wurde die maximal erreichte Längsdruckspannung  $\sigma_3$  in Abhängigkeit von der Querdruckspannung  $\sigma_1 = \sigma_2$  definiert.

Unter überwiegend hydrostatischer Beanspruchung wird dagegen kein Versagenszustand erreicht. Nach vollständiger Kompression der Porenstruktur wird statt dessen eine erneute Verfestigung beobachtet. Nach Erreichen des Bruchspannungszustandes ist nur ein gering ausgeprägter oder gar kein abfallender Ast der Spannungsdehnungsbeziehung zu beobachten. Der Bruchspannungszustand wird in diesem Fall durch den Wendepunkt der Spannungsdehnungsbeziehung definiert (Abbildung 2.7). Für geringere Querdruckspannungen kann das Erreichen des Bruchzustands mit

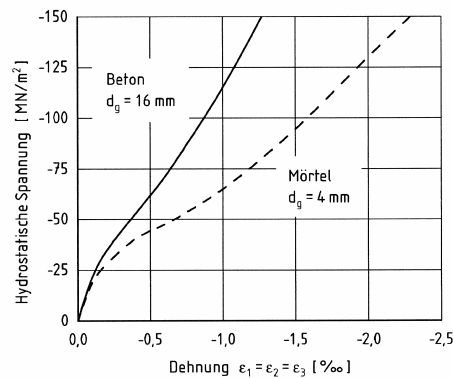


Abbildung 2.7: Spannungsdehnungsbeziehung von Beton unter hoher hydrostatischer Beanspruchung (Rogge 2002) nach (Schickert u. Danssmann 1984)

dem maximal erreichbaren Spannungszustand unter der gegebenen Beanspruchungskombination gleichgesetzt werden (Rogge 2002). Bei einachsiger Beanspruchung entspricht dies dem Scheitelpunkt der Spannungsdehnungslinie oder entsprechend dem Beginn des abfallenden Astes (vgl. Abbildung 2.4). Bei dreiachsiger Beanspruchung können alle zum Versagen führenden Spannungs-kombinationen in einer Bruchhypothese zusammengefasst werden und ergeben im Hauptspannungsraum grafisch dargestellt eine Bruchspannungsfläche (Abbildung 2.8). Alle innerhalb der Bruchspannungsfläche liegenden Hauptspannungskombinationen ( $\sigma_1$ ;  $\sigma_2$ ;  $\sigma_3$ ) werden ertragen. Kombinationen auf der Grenzfläche führen zum Versagen. In der Vergangenheit wurden zahlreiche mathematische Ansätze für Bruchhypothesen bei mehrachsialer Beanspruchung von Beton formuliert. Eine Übersicht gibt Zhou (1994).

Im Rahmen dieser Arbeit ist der Zuwachs der ertragbaren Längsdruckspannung gegenüber der einachsigen Druckfestigkeit infolge eines Querdrucks von Interesse. Die einfachste Formulierung ist eine lineare Beziehung der Form

$$f_{c3} = \max |\sigma_3| = f_c + k_f \cdot |\sigma_1| \quad \text{mit} \quad \sigma_3 < \sigma_1 = \sigma_2 \quad (2.3)$$

Dies entspricht dem Mohr-Coulombschen Bruchkriterium mit geraden Meridianen. Die Regression an Versuchsergebnissen zeigt eine Festigkeitsabhängigkeit des Steigungsparameters  $k_f$ . (Rogge 2002) ermittelte aus seinen Versuchsergebnissen Werte zwischen  $k_f = 4,4$  (C40) und  $k_f = 5,1$  (C90). Die lineare Beziehung nach Gl. 2.3 ist allerdings nur für vergleichsweise kleine Quer-

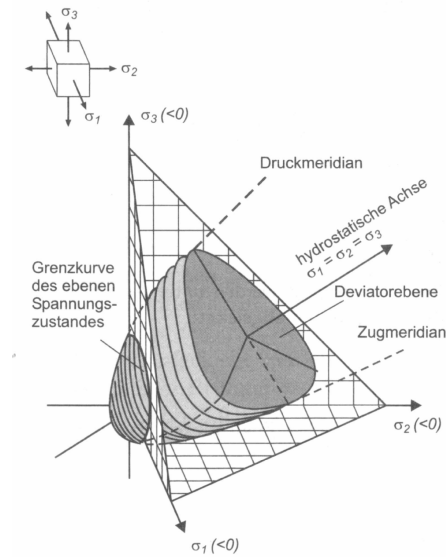


Abbildung 2.8: Schematische Darstellung der Bruchspannungsfläche für Beton unter dreiachsialer Beanspruchung (Zilch u. Zehetmaier 2006)

drücke ausreichend genau; für große Querdrücke ist eine gekrümmte Bruchspannungskurve zutreffender. Die lineare Beziehung findet daher vor allem für die Bestimmung des Festigkeitszuwachses bei durch Bewehrung umschnürten Betonkörpern, z. B. bei umschnürten Druckgliedern, Anwendung, bei denen die durch die Querbewehrung erzeugten Querdrücke klein bleiben. DIN EN 1992-1-1 (2005) gibt für die Bemessung umschnürten Betons folgende Bestimmungsgleichung an:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left( 1,0 + 5,0 \cdot \frac{\sigma_1}{f_{ck}} \right) \quad \text{für } \sigma_1 \leq 0,05 f_{ck}. \quad (2.4)$$

In Abbildung 2.9 ist die zugehörige Spannungsdehnungslinie dargestellt. Die Dehnungen bei Er-

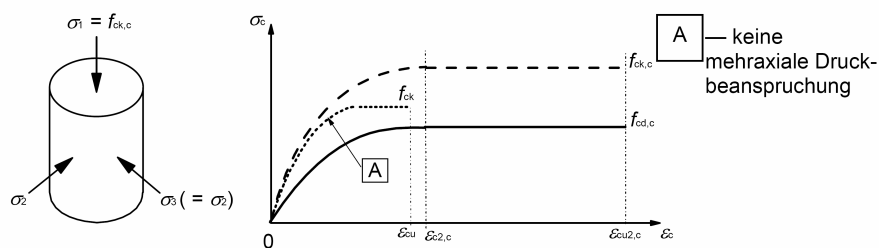


Abbildung 2.9: Spannungsdehnungslinie für Beton unter mehrachsialer Beanspruchung nach DIN EN 1992-1-1 (2005)

reichen der dreiachsialen Druckfestigkeit  $\epsilon_{c2,c}$  und bei Betonversagen  $\epsilon_{cu2,c}$  sind gegeben durch

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} \cdot \frac{f_{ck,c}^2}{f_{ck}^2}$$

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \frac{\sigma_1}{f_{ck}}.$$



Die Voraussetzung eines homogenisierten Baustoffs auf Makrostrukturebene und die Anwendung der angegebenen Beziehungen für das Lastverformungsverhalten des Betons bedingen allerdings, dass die Abmessungen des betrachteten Bauteils oder des Bauteilbereichs wesentlich größer als die Körner der verwendeten Gesteinskörnung sind. Im Allgemeinen werden Mindestabmessungen vom Fünffachen des Größtkorns vorausgesetzt (Zilch u. Zehetmaier 2006).

## 2.2 Kopfbolzendübel als Verbundmittel

Bei Stahl-Beton-Verbundträgern werden die aus der Änderung der Normalkräfte im Stahl- und im Betongurt resultierenden Schubkräfte zwischen Betongurt und Stahlprofil durch Verbundmittel übertragen. Es existiert eine Vielzahl verschiedener Verbundmittel, die sich in Form, Größe und Befestigungsart unterscheiden. Grundsätzlich kann zwischen diskreten Verbundmitteln – z. B. Blockdübel, Winkeldübel, Kopfbolzendübel (V. D. Eisenhüttenleute 1987; Johnson 1975; Oehlers u. Bradford 1995) – und kontinuierlichen Verbundmitteln – z. B. Zahnleiste (Andrä 1985), Lochleiste (Leonhardt u. a. 1987; Wurzer 1997; Zapfe 2001; Mangerig u. a. 2005) – unterschieden werden. Die diskreten Verbundmittel weisen überwiegend folgende Gemeinsamkeiten auf (Oehlers u. Bradford 1995):

- Es sind dübelartige Stahlelemente, die am Stahlquerschnitt befestigt sind und in den Beton einbinden.
- Sie bestehen aus einem Element zur Übertragung der Schubkräfte und
- einem Element zur Aufnahme der senkrecht zum Stahlquerschnitt und zum Betongurt gerichteten Zugkräfte.
- Sie tragen alle hoch konzentrierte Lasten in den Betonquerschnitt ein.

Heute werden als Verbundmittel überwiegend Kopfbolzendübel eingesetzt, die sich durch eine hohe statische Leistungsfähigkeit, ein gutmütiges Last-Verformungs-Verhalten, eine zielsichere und kontrollierbare Herstellbarkeit (V. D. Eisenhüttenleute 1987) und insgesamt durch eine hohe Wirtschaftlichkeit auszeichnen.

Das Tragverhalten eines Verbundträgers wird unter anderem maßgeblich durch die Ausbildung der Verdübelung zwischen Stahlprofil und Betongurt beeinflusst. Im Traglastzustand ergibt sich bei allen Verbundmitteln eine mehr oder weniger große Nachgiebigkeit in der Verbundfuge (Schlupf). Infolge derer eine Umlagerung der Schubkräfte eintritt, die zu einem Verlust der Adhäsion von Querkraft- und Schubkraftverlauf und einem Abbau von Schubkraftspitzen führt. Der Schlupf in der Verbundfuge resultiert überwiegend aus der Nachgiebigkeit des Betons im Bereich der konzentrierten Lasten aus den Verbundmitteln und der Nachgiebigkeit des Verbundmittels selbst. Die Nachgiebigkeit des Stahlquerschnitts, insbesondere die der Flansche, ist dagegen i. A. nur von untergeordneter Größe und kann vernachlässigt werden.

### 2.2.1 Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in normalfestem Beton

Hinsichtlich des Tragverhaltens von Kopfbolzen in massiven Platten wird im Allgemeinen davon ausgegangen, dass die Tragfähigkeit bei niedrigen Betongüten (ausgedrückt durch die Betondruckfestigkeit) von der Festigkeit und der Steifigkeit des Betons bestimmt wird und bei hohen Betongüten nur noch von der Schertragfähigkeit des Dübels abhängt. Dem wird durch entsprechende

Doppelnachweise in den Regelwerken (z. B. DIN EN 1994-1-1 2006) Rechnung getragen.

$$P_d = \min \begin{cases} 0,29 \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \frac{1}{\gamma_m} \\ 0,8 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f_{uk} \frac{1}{\gamma_m} \end{cases} \quad (2.5)$$

Die Gleichungen für die Tragfähigkeit wurden empirisch durch Auswertung von Abscherversuchen ermittelt (Roik u. a. 1989). Im Bereich hoher Betongüten lagen bisher allerdings nur wenige Werte vor. Darüber hinaus wurde schon früh erkannt, dass der erheblichen Traganteil des Schweißwulstes (Johnson u. Oehlers 1981) durch den Ansatz für die maximale Schertragfähigkeit des Dübels nur unzureichend beschrieben wird, und der Ansatz im Allgemeinen eine konservative Abschätzung der Tragfähigkeit liefert (Roik u. Hanswille 1983).

Eine anschauliche Beschreibung des Tragverhaltens von Kopfbolzendübeln in normalfestem Beton geben Roik u. Hanswille (1983) und Lungershausen (1988) (Abbildung 2.10 aus (Roik u. a. 1999)).

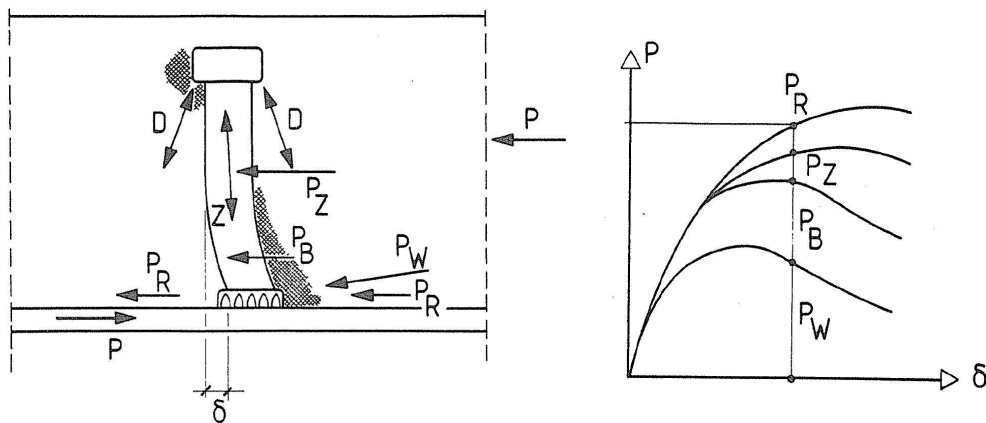


Abbildung 2.10: Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in normalfestem Beton (Roik u. a. 1999)

Die Dübelkraft  $P$  wird zu Beginn der Belastung im Wesentlichen über den Dübelfuß in den Beton eingetragen. Die im großen Winkel verlaufenden Druckstreben stützen sich dabei hauptsächlich auf den Schweißwulst ab (Traganteil  $P_w$ ). Die hohen Pressungen im Schweißwulstbereich führen zu einer Schädigung des Betons vor dem Schweißwulst und zu einer Umlagerung der Pressungen auf den Bolzenschaft. Der Beton vor dem Bolzen plastiziert durch fortlaufende Mikrozerstörung des Gefüges. Der Bolzenschaft wird auf Biegung und Schub beansprucht (Traganteil  $P_B$ ) und erfährt eine Verformung. Infolge der Behinderung der Verschiebung des Bolzens im Beton durch den Kopf werden eine Normalkraft im Dübel und korrespondierende Druckkräfte  $D$  im Beton geweckt. Die Horizontalkomponente der Normalkraft im Dübel stellt einen Traganteil höherer Ordnung  $P_Z$  dar. Die Druckkräfte  $D$  aktivieren einen Reibungsanteil  $P_R$  zwischen Betongurt und Stahlansatz. Das Versagen des Dübels tritt schließlich durch einen Schubzugbruch in einem Schnitt oberhalb des Schweißwulstes ein.

### 2.2.1.1 Einfluss des Betons auf die Dübeltragfähigkeit

Mit der Anwendung von Kopfbolzendübeln im Verbundbau begann auch die Untersuchung des Tragverhaltens der Kopfbolzen an Abscherkörpern. Abbildung 2.11 zeigt exemplarisch den Abscherkörper nach DIN EN 1994-1-1 (2006). Frühe Arbeiten (Viest 1956; Thuerlimann 1959; Slut-

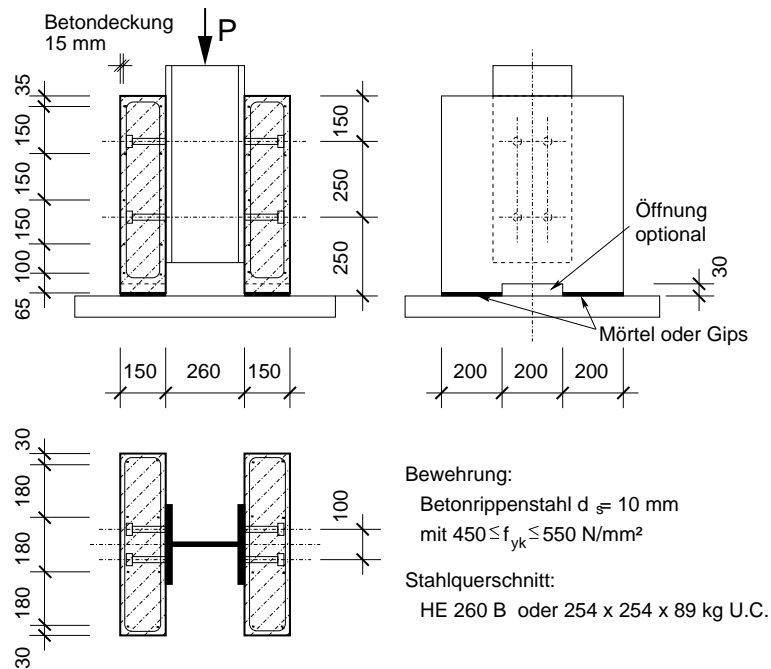


Abbildung 2.11: Standardabscherkörper nach DIN EN 1994-1-1 (2006)

ter u. Driscoll 1962; Davies 1967) wiesen eine große Streuung der Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel auf, da sich die Versuchskörpergeometrie, die Bewehrung der Betongurte und der Versuchsablauf zwischen den einzelnen Serien stark unterschieden. Darüber hinaus waren die Materialeigenschaften der Dübel stark unterschiedlich und in einigen Fällen fehlten wichtige Daten<sup>4</sup>. Ollgaard u. a. (1971) führten daraufhin eine Versuchsserie an Abscherkörpern mit massiven Gurten aus Leichtbeton und Normalbeton und verschiedenen Kopfbolzendurchmessern durch. Es wurden systematisch die Einflüsse der Betoneigenschaften Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul und Dichte untersucht. Für die empirische Auswertung wurden die Ergebnisse weiterer Versuchsserien herangezogen. Die Versuche zeigten, dass im Bereich der getesteten Betonfestigkeiten ( $f'_c = 18,4 \div 35,0$  MN/m<sup>2</sup>) der Beton traglastbestimmend ist. Es zeigte sich ein direkter Zusammenhang zwischen der Traglast und sowohl der Druckfestigkeit als auch dem Elastizitätsmodul des Betons. Die Dichte des Betons und die Zugfestigkeit waren von untergeordnetem Einfluss. Bei vergleichbaren Eigenschaften der Betone war die mittlere Dübeltraglast proportional zur Querschnittsfläche der Kopfbolzen. Die Zugfestigkeit des Kopfbolzenmaterials wurde nicht variiert und ging somit als Konstante in die Auswertung ein. Aus einer empirischen Auswertung der Versuche ergab sich für den Mittelwert der Dübeltraglast (in ISO-Einheiten)

$$P_u = 1,827 \cdot 10^{-3} \cdot A_s \cdot f_c^{0,3} \cdot E_c^{0,44} \quad [\text{kN}] \quad (2.6)$$

<sup>4</sup>Eine chronologische Übersicht über die Arbeiten und die abgeleiteten Rechenansätze gibt Rambo-Roddenberry (2002)

mit

$$\begin{aligned} A_s & \text{ in mm}^2 \\ f_c & \text{ in MN/m}^2 \\ E_c & \text{ in MN/m}^2. \end{aligned}$$

Für Bemessungsfälle geben Ollgaard u. a. eine vereinfachte, dimensionsreine Gleichung an:

$$P_u = 0,5 \cdot A_s \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c}. \quad (2.7)$$

Diese Gleichung fand Eingang in zahlreiche Bemessungsvorschriften so auch in die erste Fassung des Eurocode no. 4 (1985). Versuche von Hawkins (1973) zeigten bereits, dass eine Erhöhung der Zugfestigkeit des Kopfbolzenmaterials die Dübeltraglast erhöht. Umfangreiche experimentelle und theoretische Arbeiten von Johnson und Oehlers (Johnson u. Oehlers 1981, 1982; Oehlers u. Johnson 1987) zeigten, dass sich die Dübeltraglast aus der Interaktion des Kopfbolzens und des umgebenden Betons ergibt, wobei als maßgebende Parameter die Festigkeiten  $f_u$ ,  $f_c$  und die Steifigkeiten  $E_s$ ,  $E_c$  beider Materialien identifiziert wurden. Die statistische Auswertung zahlreicher Bemessungsmodelle führte zu einem gegenüber Gleichung 2.6 um die Parameter  $f_u$  und  $E_c$  erweiterten Ansatz für den Mittelwert der Dübeltraglast (Oehlers u. Johnson 1987)

$$P_u = 5,3 \cdot f_u \cdot A_s \cdot \left(\frac{E_c}{E_s}\right)^{0,40} \cdot \left(\frac{f_c}{f_u}\right)^{0,35}. \quad (2.8)$$

Es wurde weiter festgestellt, dass die Flanschdicke des Stahlträgers, die Höhe und die Anordnung der Kopfbolzen, die Abmessungen des Betongurts und die Auflagerebedingungen des Versuchskörpers sowie die Menge und die Anordnung der Querbewehrung einen Einfluss auf die Ergebnisse der Versuche an Abscherkörpern haben. Die Flanschdicke und die Lage der Kopfbolzen zum Trägersteg bestimmen den Grad der Einspannung der Kopfbolzen in den Flansch und zusammen mit der Steifigkeit des Kopfbolzens auch die Verteilung der Betonpressungen über die Bolzenhöhe (Oehlers u. Bradford 1995). Die volle Traglast der Kopfbolzen kann aktiviert werden, wenn das Verhältnis des Durchmessers zur Flanschdicke  $d_{sh}/t \leq 2,7$  (Goble 1968) ist; DIN EN 1994-1-1 (2006) gibt eine Grenze  $d_{sh}/t \leq 2,5$ . Die Kopfbolzenhöhe bestimmt die Einspannung des Bolzens in den Betongurt. Um ein Ausbrechen des Kopfbolzens aus dem Gurt zu vermeiden, muss das Verhältnis der Höhe zum Durchmesser  $h/d_{sh} \geq 4,0$  betragen (Slutter u. Driscoll 1965). DIN EN 1994-1-1 (2006) gibt einen Abminderungsbeiwert für die Dübeltragfähigkeit für  $3,0 \leq h/d_{sh} \leq 4,0$ ; Kopfbolzen mit  $h/d_{sh} < 3,0$  dürfen nicht verwendet werden. Bei sehr dicht zusammenstehenden Kopfbolzen überschneiden sich deren Einflussbereiche auf den Beton, und die volle Traglast des Einzeldübels kann sich nicht ausbilden (Johnson u. Oehlers 1982). Dem wird durch die Angabe von Mindestabständen in den Bemessungsvorschriften (DIN EN 1994-1-1 2006) Rechnung getragen. In Krafrichtung gilt für den Achsabstand der Dübel  $a_l \geq 5 d_{sh}$  und quer zur Krafrichtung bei Vollplatten  $a_q \geq 2,5 d_{sh}$ .

Die lokal hohe Lasteintragung durch den Kopfbolzen in den Beton und die dadurch geweckten Querspannungen im Beton führen bei direkter Lastabtragung und hintereinanderliegenden Dübeln zum Spalten des Betons; die Resttragfähigkeit nach dem Spalten ist vom Querbewehrungsgrad abhängig (Oehlers u. Johnson 1981; Jayas u. Hosain 1988; Oehlers 1989). Bei üblichen Verbundträgern mit Kopfbolzendübeln auf Stahlanschen, die im Verhältnis zum Betongurt schmal sind, erfolgt eine seitliche Schubeinleitung in den Bereich der Kopfbolzendübel. Zur Berücksichtigung dieses Verhaltens sind bei den Abscherkörpern Aussparungen direkt unterhalb der Dübel vorzusehen (Roik u. Hanswille 1983). Damit wird eine direkte Lastabtragung und ein Ver-

sagen durch Spalten vermieden. Es bilden sich schräge Druckstreben zu den Auflagereichen der Betongurte und ein Zugband zwischen den Auflagern aus, wobei diese Fachwerkkräfte von der Geometrie des Betongurtes abhängen. Parallel zu den Druckdiagonalen bilden sich Risse infolge der auftretenden Querkzugspannungen aus. Durch die Zugbandkraft oberhalb der Betonaussparung kommt es zur Bildung von vertikalen Rissen in Richtung der Kopfbolzen. Die Breite der auftretenden Risse wird durch die Menge und die Anordnung der Querbewehrung gesteuert. Werden die Risse zu breit, kommt es zu einem Schubversagen des Betons unterhalb der Dübel vor Erreichen der maximalen Dübeltraglast.

Die Gleichungen 2.6, 2.7 und 2.8 gelten allgemein für die Tragfähigkeit von Kopfbolzen in Abscherkörpern, bei denen die Betongurte nicht vorzeitig durch Spalten, Schubversagen oder Ausziehen des Kopfbolzens versagten. Aufgrund der großen Unterschiede zwischen den Versuchskörpern der Versuchserien verschiedener Forscher wurde für eine bessere Vergleichbarkeit zukünftiger Ergebnisse in DIN EN 1994-1-1 (2006) ein Standardversuchskörper geregelt (Abbildung 2.11).

### 2.2.1.2 Maximale Dübeltragfähigkeit

Für Betone mit einem Wert  $0,5 \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c}$  größer etwa  $450 \text{ MN/m}^2$  ergab sich bei den Auswertungen von Ollgaard u. a. (1971) eine konstante bezogene Dübeltraglast  $P_u/A_s$ . Die Zugfestigkeit des Kopfbolzenmaterials betrug im Mittel  $f_u = 486 \text{ MPa}$ . Die Autoren gaben die obere Grenze der Dübeltraglast deshalb mit

$$P_{u,max} = A_s \cdot f_u \quad (2.9)$$

an und interpretierten den Wert als maximale Scherfestigkeit des Bolzens. Die Gleichung 2.9 fand Eingang in die AISC Specification (1993). Roik u. a. (1989) führten im Rahmen der Harmonisierung der Europäischen Normen eine Auswertung vorhandener Versuchsdaten durch. Für den Mittelwert der Scherfestigkeit ergab sich

$$P_{u,max} = 0,85 \cdot \frac{\pi \cdot d_{sh}^2}{4} \cdot f_u \quad (2.10)$$

Abscherversuche mit Kopfbolzendübeln mit  $d_{sh} = 25 \text{ mm}$  (Hanswille u. a. 1998) führten zu einem Versagen des Kopfbolzenschaftes beim Beton der Festigkeitsklasse C40/50 ( $f_{cm} = 41,3 \text{ MPa}$ ). Der Mittelwert der Dübeltraglast für diese Versuche betrug

$$P_{u,max} = 1,08 \cdot \frac{\pi \cdot d_{sh}^2}{4} \cdot f_u \quad (2.11)$$

Diese Werte liegen deutlich über der reinen Schertragfähigkeit des Kopfbolzenschaftes. Bereits Chinn (1965) führte dies auf die Reibung zwischen Beton- und Stahlgurt und die am Schweißwulst der Dübel übertragenen Kräfte zurück. Die scheinbare Dübeltragfähigkeit wird dadurch über die reine Schubtragfähigkeit des Kopfbolzenschaftes hinaus erhöht.

### Reibungsanteil

Lyons u. a. versuchten, durch Einlegen von glatten Blechen in die Verbundfuge den Anteil der Reibung zu erfassen. Zusätzlich wurde bei einigen Versuchen noch eine Druckkraft von 10% der Schubkraft senkrecht auf die Fuge wirkend aufgebracht. Es kamen zwei übereinander liegende Kopfbolzendübel  $d_{sh}/h = 19 \text{ mm}/102 \text{ mm}$  je Gurt zur Anwendung. Die Betonfestigkeit betrug  $f_c' = 33,6 \text{ MPa}$  (Rambo-Roddenberry 2002). Die Normalkraft auf die Fuge (Träger walzrau)

erhöhte die Dübeltraglast um 14,3%. Das glatte Stahlblech in der Fuge reduzierte die Traglast dagegen um 15,5%. Wurde es zusätzlich eingefettet ergab sich eine Traglastreduktion um 18,9%. Die Versuche ohne Normalkraft lagen gegenüber der sich aus Gleichung 2.9 ergebenden Scherkraft um 10% niedriger. Die Reduktion ergibt sich wahrscheinlich aus der Geometrie des Versuchskörpers ohne unteres Zugband, die zu einer zusätzlichen Zugbeanspruchung der unteren Dübel führt (vgl. Abschnitt 3.4.1). Lyons u. a. empfahlen aufgrund der Versuchsergebnisse eine maximale Scherkraft

$$P_{u,max} = 0,8 A_s \cdot f_u \quad (2.12)$$

anzusetzen (Rambo-Roddenberry 2002).

### Anteil des Schweißwulstes

Der Schweißwulst wird durch den beim Schweißen nach dem Hubzündungsverfahren<sup>5</sup> verwendeten Keramikring aus dem durch den Lichtbogen aufgeschmolzenen Material geformt. Der Keramikring hat die Aufgabe, die Schweißstelle gegenüber der Luft abzuschirmen, den Lichtbogen auf das Werkstück zu konzentrieren und die Metaldampf-Schutzgasatmosphäre zusammenzuhalten (Lungershausen 1988). Die Größe des Wulstes ist vom Durchmesser des Dübelschaftes, der die Geometrie des Keramikrings bestimmt, und von der Schweißzeit abhängig (Trillmich u. Welz 1997).

Die Ausbildung des Schweißwulstes wird durch die Ablenkung des Lichtbogens infolge Blaswirkung beim Aufschmelzen des Dübelschaftes beeinflusst. Der Lichtbogen kann als "Leiter ohne Festigkeit" durch äußere magnetische Felder (magnetische Blaswirkung) und durch Gasströmungen (thermische Blaswirkung) in seiner Lage verändert werden. Die wichtigsten Einflüsse sind nach Trillmich u. Welz (1997):

- Die Verzerrung des Magnetfeldes beim Übergang des Stromes vom Lichtbogen in das Werkstück.
- Die Masseverteilung ferromagnetischer Stoffe.
- Das Magnetfeld des Schweißkabels an der Pistole.
- Eine exzentrische Position des Bolzens zum Keramikring.

Durch die Blaswirkung wird der Bolzenschaft einseitig stärker angeschmolzen. Der Schweißwulst ist nach dem Eintauchen an der gegenüberliegenden Seite nur klein oder weist Lücken auf. Infolge der ungleichmäßigen Schrumpfung beim Erkalten ergibt sich auch eine Schiefstellung des Bolzens. Mit der Blaswirkung steigt auch die Porenanfälligkeit durch die Einwirbelung von Luft in die Schmelze. Eine Blaswirkung ist während des Schweißprozesses am un stetigen Geräusch und an starken Spritzern zu erkennen.

Neben Abweichungen, die – beispielsweise durch die Führung des Schweißkabels, die Anordnung der Masseklemme(n) oder die Anordnung von Ausgleichsmassen – systematisch ausschaltbar sind, verbleiben nicht vermeidbare, technologisch bedingte Streuungen der Schweißwulstqua-

---

<sup>5</sup>Neben dem Bolzenschweißverfahren mit Hubzündung für Bolzen bis 25 mm Durchmesser existiert noch das Verfahren mit Spitzenzündung für Bolzen bis 8 mm Durchmesser. Bei diesem Verfahren bildet sich nur ein racher Spritzerkranz um den Bolzenschaft aus. Das Verfahren spielt bei den im Stahl-Beton-Verbundbau üblicherweise verwendeten Kopfbolzen mit den Durchmessern 19, 22 und 25 mm keine Rolle. Verfahren mit Ringzündung, die ebenfalls nahezu keinen Schweißwulst ausbilden, haben sich dagegen nicht durchgesetzt (Trillmich u. Welz 1997).

lität (vgl. Abbildung 2.12):

- Der Schweißwulst weist über den Umfang unterschiedliche Höhen auf und
- es können zufällig verteilte Lücken oder Löcher vorhanden sein.



Abbildung 2.12: Zufällig verteilte Fehler im Schweißwulst infolge Blaswirkung

Ein wesentlicher Anteil der Schubkraft des Dübels wird im Bereich des Schweißwulstes übertragen. Vor dem Schweißwulst bildet sich durch die Behinderung der Verformungen des Betons ein mehrachsialer Spannungszustand aus, der hohe Betonpressungen in Dübelbeanspruchungsrichtung erlaubt (Johnson u. Oehlers 1981; Roik u. Hanswille 1983). Die Gleichungen für die maximale Dübeltragfähigkeit berücksichtigen die Schweißwulstgeometrie nicht direkt. Die Traglast wird auf den Querschnitt des "nackten" Dübelschaftes bezogen. Der Traganteil des Schweißwulstes geht damit in den Vorwert

$$n = \frac{P_{u,max}}{A_s \cdot f_u} \quad (2.13)$$

ein. Zur Sicherstellung der empirisch ermittelten maximalen Traglasten sind jedoch Mindestwerte der Schweißwulstgeometrie einzuhalten. DIN EN 1994-1-1 (2006) verweist deshalb auf die Richtwerte der Schweißwulstgeometrie nach DIN EN ISO 13918 (1998).

Grundsätzlich ist beim Vergleich von Angaben aus der Literatur zu unterscheiden, ob der Traglastanteil des Schweißwulstbereichs aus der Differenz der Schubkräfte zwischen zwei Schnitten oberhalb und unterhalb des Schweißwulstes eines Dübels oder aus der Differenz der Traglasten je eines Dübels mit und ohne Schweißwulst ermittelt wird. Eine Aussage nach der ersten Variante ist nur bei numerischen Untersuchungen möglich. Bei üblichen Schweißwulstabmessungen nimmt der Schweißwulstbereich ca. 70% der Dübeltraglast auf (Johnson u. Oehlers (1981) nach Hanswille (1983)).

Eine experimentelle Bestimmung des Traganteils des Schweißwulstes ist nur nach der zweiten Variante möglich. Die Ergebnisse sind nicht direkt mit den nach der ersten Variante ermittelten Traganteilen zu vergleichen, da bei der experimentellen Bestimmung die Versagensschnitte nicht identisch sind, und sich die mechanischen Eigenschaften der Versagensschnitte unterscheiden. Dadurch wird der geometrische Einfluss des Schweißwulstes mit dem Festigkeitseinfluss überlagert.

Durch den Schweißvorgang kommt es zu einer Veränderung der Eigenschaften des Kopfbolzens im Schweißwulstbereich gegenüber denjenigen des Ausgangsmaterials. In der Einflusszone der

Schweißwärme kommt es zu einer Entfestigung des kaltverfestigten Bolzenmaterials durch Erholung und Rekristalisation. Durch die geringe Schweißzeit und die schnelle Abkühlung ist die Wärmeeinflusszone auf die Schweißwulsthöhe begrenzt. Die zugehörige Martensitbildung verursacht starke Aufhärtungen und eine Versprödung im unmittelbaren Schweißnahtbereich, deren Auswirkungen durch die Begrenzung des Kohlenstoffgehalts des Bolzenmaterials eingegrenzt werden (Trillmich u. Welz 1997). Die Querdehnungsbehinderung durch den angrenzenden Stahlansatz führt dagegen wieder zu einer Erhöhung der Scherfestigkeit. Dennoch ist die Scherfestigkeit des Kopfbolzenschaftes im Schweißnahtbereich kleiner als im unbeeinflussten Bolzenschaft. So betrug die Scherfestigkeit von Kopfbolzen mit abgedrehtem Schweißwulst nur ca. 2/3 der Scherfestigkeit des unbeeinflussten Bolzenmaterials (Eichhorn (1979) nach Lungershausen (1988)). Die geringere Scherfestigkeit im Schweißnahtbereich wird durch die größere Scherfläche des Kopfbolzenschaftes zusammen mit dem Schweißwulst ausgeglichen. Zusätzlich schirmt beim einbetonierten Kopfbolzen der steife Schweißwulst den Kopfbolzenschaft gegen den Beton ab (Roik u. Hanswille 1983). So kommt es bei Stahlversagen der Kopfbolzen immer zu einem Abscheren der Kopfbolzen oberhalb des Schweißwulstes. Wird der Schweißwulst abgedreht, kommt es hingegen zu einem Abscheren in der Fuge zwischen Flansch und Kopfbolzen (vgl. Abschnitt 3.7).

Der Verhältnis der Projektionsflächen des Schweißwulstes und des Kopfbolzenschaftes mit derselben Höhe  $h_w$  ist nicht proportional zum Dübeldurchmesser (Tabelle 2.1). Unter der Annahme

Tabelle 2.1: Schweißwulstabmessungen nach DIN EN ISO 13918 (1998) und Verhältnis der Projektionsflächen mit und ohne Wulst

$d_{sh}$ in mm	$d_w$ in mm	$h_w$ in mm	$A_w$ in mm <sup>2</sup>	$A_s$ in mm <sup>2</sup>	$A_s/A_w$ [-]
19	23	6	138	114	0,826
22	29	6	174	132	0,759
25	31	7	217	175	0,806

der gleichen Betonpressung über die Höhe  $h_w$  mit und ohne Wulst ergibt sich rechnerisch ohne Schweißwulst ein Reduktion des Traganteils des Dübelfußes um 17,4% ( $d_{sh} = 19$  mm) bis 24,1% ( $d_{sh} = 22$  mm). Unter der Annahme, dass der Dübelfuß mit Schweißwulst 70% der Dübelkraft aufnimmt (siehe oben) ergibt sich eine Abnahme der Dübeltraglast um 12,2 bzw. 16,7%.

(Lungershausen 1988) vergleicht Versuchsergebnisse von de Vries (Rijs) (in van den Boogaard u. Stark 1974) an Kopfbolzen mit  $d_{sh} = 19$  mm, die mit einem Bolzenschweißverfahren und Ringzündung geschweißt waren und somit keinen nennenswerten Wulst aufwiesen<sup>5</sup> und in der Schweißnaht versagten, mit Versuchsergebnissen mit Kopfbolzen mit üblicher Wulstausführung und vergleichbaren Betonfestigkeiten. Es ergibt sich eine Reduktion der Traglast um 21 ÷ 26%. Die Differenz zu den oben berechneten Werten ergibt sich, wie oben dargelegt, aus den unterschiedlichen Festigkeiten in den maßgebenden Versagensschnitten.

### Abscherkraft des Kopfbolzenschaftes

Im vollplastischen Zustand zäher Werkstoffe kann vereinfachend von einer gleichmäßigen Verteilung der Schubspannungen über den Querschnitt ausgegangen werden. Nach der Hypothese der



maximalen Gestaltänderung nach von Mises tritt ein plastisches Fließen ein, wenn die Schubspannung den Wert

$$\tau_F = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \approx 0,58 \cdot f_y \quad (2.14)$$

erreicht. Es wird ein verformungsreicher Zähbruch eingeleitet. Das Formänderungsvermögen bis zum Bruch beim Erreichen der Schubfestigkeit  $\tau_B$  ist vom Spannungszustand normal zum betrachteten Schnitt abhängig. Ausserhalb der St' Venantschen Störbereiche eines Stabes ergibt sich die Tragfähigkeit bei reiner Schubbeanspruchung zu:

$$V_u = A_s \cdot \tau_B = A_s \cdot \frac{f_u}{\sqrt{3}} \approx 0,58 \cdot f_u \quad (2.15)$$

Innerhalb der St' Venantschen Störbereiche ergibt sich eine Schertragfähigkeit, die oberhalb der Schubtragfähigkeit nach Gleichung 2.15 liegt und am Beispiel von stiftförmigen Verbindungsmitteln zwischen gegeneinander verschieblichen Bauteilen (z. B. Schraubenverbindungen im Stahlbau) veranschaulicht werden kann. Zwischen den Eintragungsstellen der Scherkräfte tritt eine Querkraftbeanspruchung und eine vom Versatz der Kräfte und den Einspannbedingungen in die lasteintragenden Bauteile abhängige Biegebeanspruchung des Verbindungsmittels auf. Bei Presspassungen mit weitgehend behinderter Krümmung des Verbindungsmittels sind die auftretenden Biegemomente im Allgemeinen vernachlässigbar klein, so dass eine nahezu reine Scherbeanspruchung entsteht.

Die Scherfestigkeit kann durch die Analogie zum Scherschneiden von Blechen veranschaulicht werden. Die Scherbeanspruchung resultiert aus zwei gleich großen, wenig zueinander versetzten, quer zum Bauteil wirkenden Kräften, zwischen denen ein schwer zu berechnender, räumlicher Spannungszustand herrscht (Birzer 2004). Die Abscherkraft ist vom Abstand der Scherkräfte und von den Materialeigenschaften des Bauteils abhängig. Beim "scharfen" Scheren (Abstand der Scherkräfte geht gegen Null) von Blechen ergibt sich bei weichem, gut kalt umformbaren Stahlgefüge  $\tau_B/R_m \approx 0,8$  (Spur u. Stöfele 1985).

Die maximale Scherfestigkeit des Schaftes eines Kopfbolzendübels kann aufgrund der durch den Beton gebildeten weichen "Schneide" mit

$$V_u = (0,58 \div 0,8) \cdot A_s \cdot f_u \quad (2.16)$$

angenommen werden. Der untere Grenzwert ergibt sich aus der maximalen Schubspannung nach von Mises, der obere aus der Analogie zum Scherschneiden.

In einigen Untersuchungen wurde versucht, die maximale Scherkraft des Kopfbolzenschaftes im Beton durch Abscherversuche am nackten Dübel zu ermitteln. Rambo-Roddenberry (2002) berichtet über Scher- und Biegeschubversuche an "nackten", d. h. nicht einbetonierten Kopfbolzen. In Abbildung 2.13 sind der Versuchsaufbau der reinen Scherversuche und die erreichten Scherfestigkeiten in Abhängigkeit des Dübeldurchmessers dargestellt. Unter Annahme einer dreiecksförmigen Verteilung der Lochleibungsspannung an den lasteinleitenden Laschen ergibt sich der Abstand der Lasteinleitungspunkte mit ca. 17 mm. Die Verdrehung des Bolzens war durch die Einspannung in den Löchern der lasteinleitenden Laschen weitgehend behindert. Bei den Biegeschubversuchen war ein variabler Abstand zwischen den lasteintragenden Laschen zwischen 8 und 80 mm vorhanden. Da die Verdrehung der Bolzen nicht verhindert war, kam es zu nennenswerten Biegemomenten und zu einem Biegeschubversagen am Bolzenfuß.

Civjan u. Singh (2003) testeten Kopfbolzendübel mit  $d_{sh}$  bei denen die Schubkraft über eine Klemmvorrichtung in einem Abstand zum Flansch des Grundträgers aufgebracht wurde (Abbil-

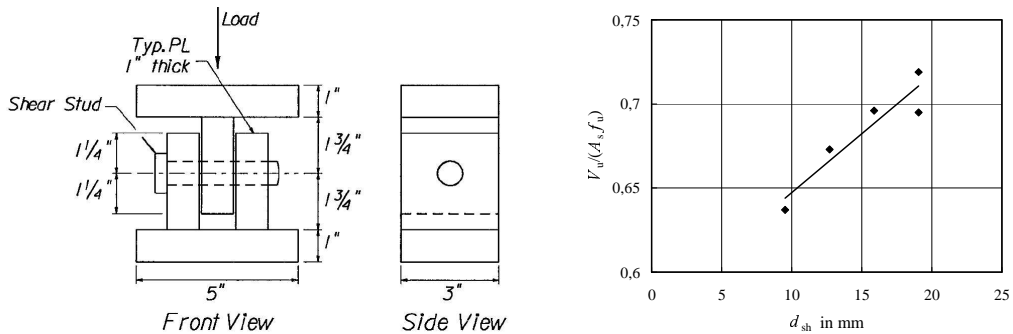


Abbildung 2.13: Scherversuche an nicht einbetonierten Kopfbolzen (Rambo-Roddenberry 2002)

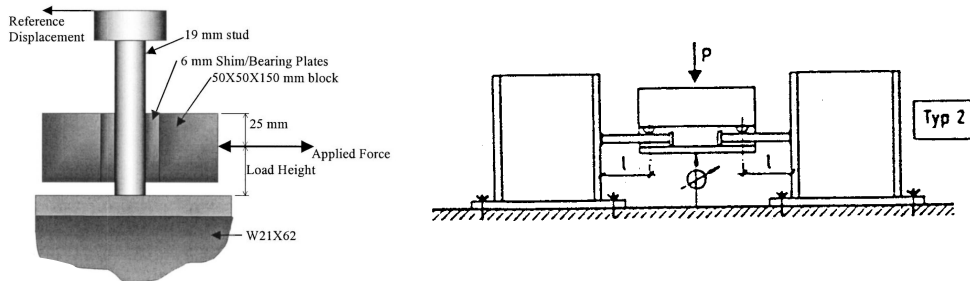


Abbildung 2.14: Scherversuche an nicht einbetonierten Kopfbolzen (Civjan u. Singh 2003; Lungershausen 1988)

Abbildung 2.14 links). Durch die Klemmvorrichtung war eine Verdrehung des Kopfbolzens verhindert, so dass am Kopfbolzenfuß eine nahezu reine Scherbeanspruchung mit einer geringen Biegebeanspruchung herrschte. Es trat ein Scherversagen auf. Mit Erhöhung des Abstandes der Achse der Klemmvorrichtung gegenüber dem Flansch von 47 auf 60 mm ergab sich eine Reduktion der Schertraglast um 25%.

Lungershausen (1988) berichtet über Versuche an “nackten” Kopfbolzen (Abbildung 2.14 rechts). Hier wurde die Scherkraft in einem Abstand  $l = 50$  mm zum Flansch des Grundträgers eingetragen. Die Verdrehung des Bolzens war durch eine Klemmvorrichtung behindert (Abbildung 2.14 rechts). Die Ergebnisse waren  $V_u/(A_s \cdot f_u) = 0,53$  (Bolzen  $d_{sh} = 19$  mm) und  $V_u/(A_s \cdot f_u) = 0,57$  (Bolzen  $d_{sh} = 22$  mm).

Die Schertraglast fällt offensichtlich mit der Zunahme des Abstandes des Lasteinleitungspunktes vom Flansch des Grundträgers ab. Wird der Kopfbolzen am freien Ende nicht eingespannt, führt dies zu einem Biegeschubversagen am Kopfbolzenfuß.

## Einfluss des Dübelkopfes

In (van den Boogaard u. Stark 1974) wird über Untersuchungen (de Vries Rijs) zum Einfluss des Dübelkopfes auf das Tragverhalten der Kopfbolzen berichtet. Die Betonfestigkeiten variierten zwischen  $f_c = 22$  MPa und  $f_c = 51$  MPa, der Kopfbolzendurchmesser betrug  $d_{sh} = 16$  mm und die Höhe  $h = 90$  mm. Es ergab sich eine Reduktion der Traglast durch den abgeschnittenen Kopf um 13% ( $f_c = 51$  MPa) bis 34% ( $f_c = 22$  MPa). Der Einfluss des Kopfes nimmt also mit der Zunahme der Betondruckfestigkeit ab. Zusätzlich änderte sich der Versagensmechanismus. Bei den niedrigen Festigkeiten  $f_c = 22$  MPa und 34 MPa scherten die Kopfbolzen mit Kopf ab, wohingegen die Kopfbolzen ohne Kopf aus dem Beton ausgezogen wurden. Bei der Betonfestigkeit  $f_c = 51$  MPa scherten in beiden Fällen die Kopfbolzen ab. Die Kopfbolzen bei den Betonen mit der geringeren Festigkeit haben mit Kopf aus der Verformung der Kopfbolzen einen wesentlichen Traganteil höherer Ordnung. Dieser Anteil geht ohne Kopf verloren. Bei der hohen Betonfestigkeit ist die Verformung des Kopfbolzens und der Traganteil höherer Ordnung an der Dübelkraft kleiner und der Einfluss des fehlenden Kopfes nimmt ab. Zu beachten ist, dass die Kopfbolzen mit einem Schweißverfahren mit Ringzündung geschweißt waren und damit keinen nennenswerten Schweißwulst aufwiesen. Damit ist der festgestellte Einfluss des Kopfes größer als bei Bolzen mit Schweißwulst, da der Traganteil höherer Ordnung einen größeren Anteil an der gesamten Dübeltraglast hat.

### 2.2.1.3 Einfluss der Lage der Kopfbolzendübel beim Betonieren

Kuhn u. Buckner (1986) berichten über den Einfluss der Betonierrichtung auf das Tragverhalten von Kopfbolzen. Dazu wurden Versuche mit Paaren von Kopfbolzen  $d_s = 12,7$  mm, die über eine Ankerplatte  $15,2 \times 15,2 \times 0,66$  cm miteinander verbunden und in Betonquader  $40,6 \times 40,6 \times 30,5$  cm einbetoniert waren, durchgeführt (Abbildung 2.15). Die Betonage erfolgte mit verschiedenen Betonierrichtungen in Bezug auf die Ankerplatte – von oben auf die Ankerplatte, seitlich gegen die Ankerplatte, und unten aufsteigend gegen die Ankerplatte, wobei im letzten Fall die Ankerplatte mit den Kopfbolzen einmal erst nach dem Betonieren eingearbeitet wurde und einmal vor Betonage in der Schalung fixiert war. Bei den Versuchen mit fixierter Platte und Betonage aufsteigend gegen die Platte wurde der Beton seitlich neben der Platte eingefüllt und durch Rütteln unter die Platte verteilt. Die Randabstände der Bolzen ( $16,5$  cm seitlich und  $15,25$  cm nach oben und unten – bezogen auf Versuchskörperlage im Versuch) und die Betongüte waren so gewählt, dass ein vorzeitiges Betonversagen ausgeschlossen war und es zum Abscheren der Dübel kam. Die Lasteinleitung erfolgte auf die Ankerplatte parallel zur Betonoberfläche (Abbildung 2.15) bis zum Abscheren der Kopfbolzen. Die systembedingte Dübelnormalkraft wird mit 5% der Scherkraft angegeben.

Bei den Versuchskörpern mit Betonage von oben gegen die Ankerplatte und seitlich gegen die Ankerplatte zeigten sich in Lastrichtung vor den Dübeln kleine Ausbrüche an der Betonoberfläche mit etwa  $0,3$  cm Tiefe und  $2,5$  cm Länge. In den Fällen mit aufsteigender Betonage zeigten sich große Luftblasen unterhalb der Ankerplatte, die 50% (Platte fixiert) und 25% (Platte nachträglich eingearbeitet) der Kontaktfläche einnahmen. Die Ausbruchkrater vor den Dübeln waren bei diesen Versuchen tiefer mit  $0,6 \div 1,0$  cm. Die Versuche mit Betonage von oben gegen die Ankerplatte und seitlich gegen die Ankerplatte zeigten eine hohe Steifigkeit und eine Traglast der Dübel im Bereich der aus der Streckgrenze des Bolzenmaterials bestimmten Abscherlast der Kopfbolzen. Es

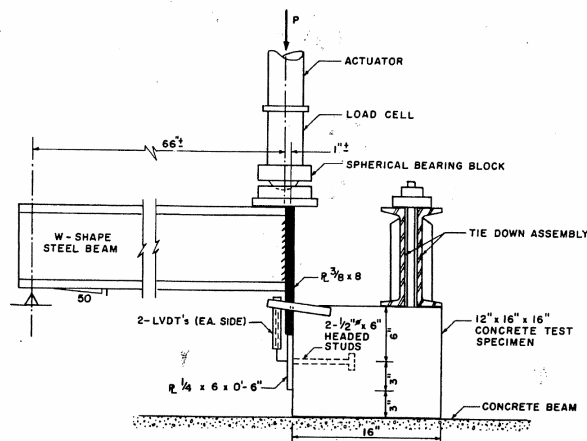


Abbildung 2.15: Versuchskörper und Versuchsaufbau der Versuche zum Einfluss der Betonierichtung auf das Tragverhalten der Kopfbolzendübel (Kuhn u. Buckner 1986)

konnte nahezu kein Unterschied zwischen den beiden Fällen festgestellt werden. Die Versuche mit Betonage aufsteigend gegen die Ankerplatte resultierten in einer wesentlich geringeren Steifigkeit und einer um etwa 30% reduzierten Traglast.

Die Betonierichtung geht in die einschlägigen Bemessungsansätze für die Dübeltraglast nicht ein, so dass die Dübeltraglast für die Fälle mit gegen die Ankerplatte aufsteigende Betonage deutlich überschätzt wird. Die Autoren merkten weiterhin an, dass sich der Effekt bei niedrigeren Betongüten mit Betonversagen noch stärker ausprägen dürfte, und dass Zusatzstoffe im Beton, die zu einem verstärkten Bluten führen, den Effekt ebenfalls beeinflussen dürften.

## 2.2.2 Verformungsverhalten von Kopfbolzendübeln

Abbildung 2.16 zeigt exemplarisch die aus der experimentell am Abscherkörper KI2.6 (C35/45, KBD22) ermittelte Kraft-Relativverschiebungs-Linie berechnete Dübelkraft-Relativverschiebungs-Beziehung. Die wesentlichen, aus der Kraft-Verschiebungs-Linie ablesbaren Eigenschaften sind die Steifigkeit und die Duktilität der Verbindung. Die Steifigkeit der Verbindung, definiert als Sekantensteifigkeit bis zum Erreichen der Gebrauchslast des Verbundmittels, beeinflusst das Verformungsverhalten des Verbundträgers im Gebrauchslastbereich. Kopfbolzendübel in normalfestem Beton weisen bis zu einer Dübelkraft  $P \approx 0,60 P_{max}$  ein nahezu linear-elastisches Last-Verformungs-Verhalten mit einer hohen Steifigkeit auf. Sofern die Dübelkräfte unter Gebrauchslasten diese Grenze nicht überschreiten, kann der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel vernachlässigt werden. Zu beachten ist, dass das Verhältnis Schlupf in der Verbundfuge zu Dübeltragfähigkeit bei Belastung des Trägers in jungem Alter ansteigt, da der Elastizitätsmodul langsamer ansteigt als die Druckfestigkeit (Topkaya u. a. 2004).

Die Duktilität wird als Absolutwert der Relativverschiebung  $\delta_u$  zwischen Betongurt und Stahlansatz bei Versagen des Dübels definiert. Umlagerungen in der Verbundfuge sind nur bei ausreichendem Verformungsvermögen der Verbundmittel möglich. Umlagerungen sind dann erforderlich, wenn der Widerstand der Verbundfuge nicht an allen Stellen des Verbundträgers der einwirkenden Größe der Schubkraft entspricht (Döinghaus 2002). Dies ist der Fall bei Teilverdübelun-

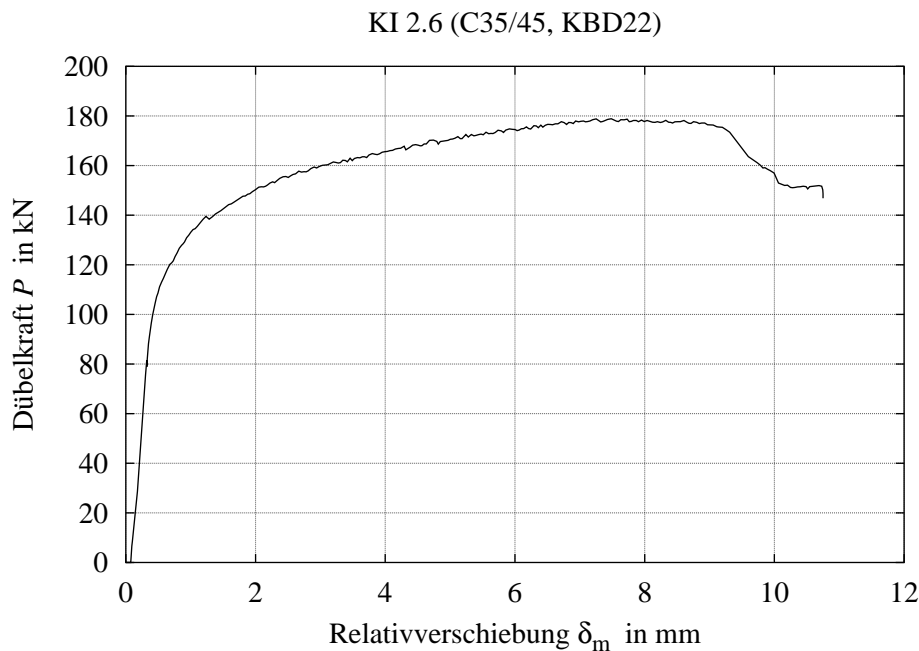


Abbildung 2.16: Dübelkraft-Relativverschiebungs-Linie

gen, bei denen die Summe der Dübeltragfähigkeiten bis zu einer Trägerstelle nicht ausreicht, um die vollplastische Schnittgröße des Verbundquerschnitts aufzubauen, und bei äquidistanter Verdübelung in Bereichen mit veränderlicher Schubbeanspruchung. Die Anwendung der Bemessungsregeln, die ein ausgeprägtes plastisches Verhalten der Dübel im Traglastbereich voraussetzen, erfordern die Erfüllung eines Duktilitätskriteriums durch die Verbundmittel. Nach DIN EN 1994-1-1 (2006) muss der charakteristische Wert des Verformungsvermögens  $\delta_{uk}$  mindestens 6 mm betragen. Dieser Wert wurde aus einer statistischen Auswertung der Ergebnisse von Push-Out-Versuchen mit Kopfbolzen in normalfestem Beton ermittelt. Der Wert gilt als Kriterium für die Unterscheidung zwischen duktilen  $\delta_{uk} \geq 6,0$  mm und nicht duktilen  $\delta_{uk} < 6,0$  mm Verbundmitteln, für die andere Bemessungs- und Anordnungsregeln gelten.

Das Verformungsverhalten der Dübelverbindung ist wie die Tragfähigkeit abhängig von der Interaktion zwischen der Festigkeit und Steifigkeit des Dübels und der Festigkeit und Verformbarkeit des Betons vor dem Dübelschaft. Die mit dem Durchmesser zunehmende Steifigkeit des Dübels beeinflusst die Plastizierung des Betons, so ergeben sich bei gleicher Betonfestigkeit mit zunehmendem Durchmesser größere plastizierte Zonen und damit auch größere Verformungen des Dübels. Umgekehrt sinken die Dübelverformungen bei gleichbleibendem Dübelndurchmesser mit Zunahme der Betonfestigkeit. Die Duktilität ist auch vom Versagensmodus abhängig. Bei Betonversagen treten große Betonerstörungen mit entsprechend großer Relativverschiebung ein. Bei Stahlversagen ist die Relativverschiebung dagegen von der Verformungskapazität des Kopfbolzens abhängig.

Scheele (1991) untersuchte das Trag- und Verformungsverhalten von Kopfbolzen unter form-schlüssiger Belastung. Er stellte fest, dass durch eine Fußpunktverstärkung des Kopfbolzens die Duktilität des Dübels verbessert werden kann. Da damit der Querschnitt im kritischen Scherschnitt erhöht wurde, wirkte der Dübel damit wie ein Kopfbolzen mit dem Querschnitt der Fußpunktver-

stärkung. Die deutliche Zunahme der Duktilität mit Erhöhung des Durchmessers bei gleichbleibender Betonfestigkeit stellten auch Hanswille u. a. (1998) bei Versuchen mit Kopfbolzen mit  $d_{sh} = 25$  mm fest. Bis zur maximalen verwendeten Betonfestigkeit  $f_{cm} = 41,3$  MPa erfüllten die Kopfbolzen das Duktilitätskriterium nach DIN EN 1994-1-1 (2006).

Oehlers u. Sved (1995) und Johnson u. Molenstra (1991) werteten die Verschiebungen früherer Versuche (Oehlers u. Coughlan 1986) aus. Das Versagen des Versuchskörpers definierten sie mit dem Abfallen der Versuchslast um 5% nach Überschreiten der maximalen Versuchslast. Die Durchmesser der Kopfbolzen betragen  $d_{sh} = 13$  mm, 19 mm und 22 mm. Die Betone wiesen Würfeldruckfestigkeiten  $f_c = 20 \div 70$  MPa auf. Es ergab sich die vom Kopfbolzendurchmesser und von der Betonfestigkeit abhängige Beziehung für den maximalen Schlupf

$$\delta_u = (0,45 - 0,0021 f_c) d_{sh}. \quad (2.17)$$

### 2.2.3 Trag- und Verformungsverhalten von Kopfbolzen in hochfestem Beton

Im Folgenden werden veröffentlichte Versuchsserien mit Abscherkörpern und Kopfbolzen in hochfestem Beton kurz zusammengefasst. Die Versuchsdaten sind in Anhang C, Tabelle C.1 zusammengestellt.

#### 2.2.3.1 Versuche von Bullo u. Di Marco

Bullo u. Di Marco (1995) führten 18 Abscherversuche mit Betonfestigkeiten C30, C60 und C80 durch. Je Betonfestigkeitsklasse wurden drei Versuche mit Kopfbolzen mit  $d_{sh} = 19$  mm und drei Versuche mit Kopfbolzen mit  $d_{sh} = 25$  mm durchgeführt. Die Betongurte waren deutlich kleiner als die nach DIN EN 1994-1-1 (2006). Eine Aussparung zur Schubausleitung war nicht vorhanden (Abbildung 2.17).

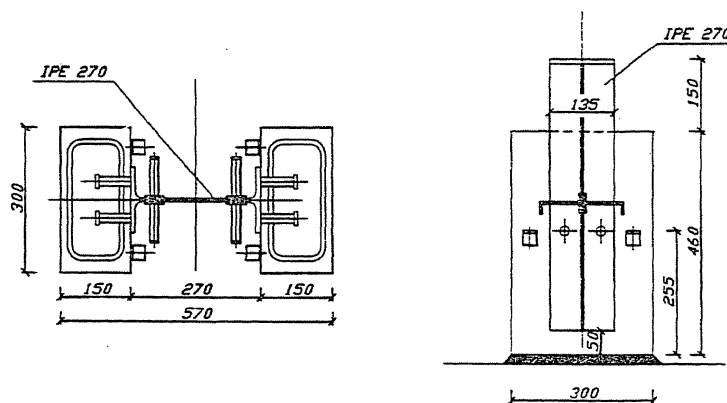


Abbildung 2.17: Versuchskörper der Versuchsserie von Bullo u. Di Marco (1995)

Die Versuchskörper mit C30 versagten durch Betonversagen; die Versuchskörper mit C60 und C80 durch Abscheren der Kopfbolzen. Die erreichten Traglasten der Versuchskörper mit C60 und C80 waren entgegen der Beziehung für die maximale Traglast nach DIN EN 1994-1-1 nicht konstant,

sondern abhängig von der Betondruckfestigkeit. Die Autoren schlossen, dass die Dübeltragfähigkeit von der Scherfestigkeit des Dübelschaftes und von der Resultierenden der Betonspannungen auf den Schweißwulst unterhalb des Abscherschnittes abhängt. Bei den Versuchen mit normalfestem Beton war in diesem Bereich eine großflächige Betonzerstörung zu beobachten. Daraus schlossen die Autoren, dass der Traganteil im Schweißwulstbereich ausfällt und die Tragfähigkeit des Bolzens allein durch die maximale Schertragfähigkeit des Kopfbolzenschaftes bestimmt wird. Das Versagen der Versuchskörper wurde mit Zunahme der Betonfestigkeit spröder. Die Anfangssteifigkeit stieg an und die Relativverschiebung beim Bruch nahm ab.

### 2.2.3.2 Versuche von An u. Cederwall

An u. Cederwall (1996) führten Versuche an 4 Abscherkörpern mit hochfestem Beton mit einer mittleren Druckfestigkeit  $f_c = 85,0$  MPa und 4 Kopfbolzen je Gurt mit  $d_{sh} = 16$  mm und  $h = 75$  mm durch. Als Referenz wurden 4 weitere Körper mit  $f_c = 31,0$  MPa geprüft. Die Versuchskörper entsprachen annähernd denen nach DIN EN 1994-1-1 (2006). Allerdings wurde keine Aussparung zur Schubausleitung angeordnet (Abbildung 2.18). Die Querbewehrung unterhalb der Dübel wurde variiert und die Dehnung der Bewehrung mit aufgeklebten Dehnmessstreifen gemessen. Der Versuchsablauf erfolgte nach DIN EN 1994-1-1.

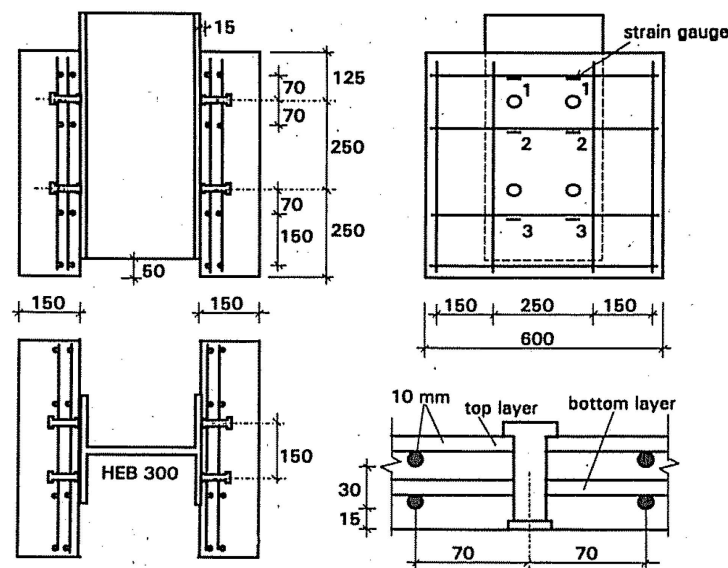


Abbildung 2.18: Versuchskörper der Versuchsserie von An u. Cederwall (1996)

Die Dübel versagten bei beiden Versuchsgruppen durch Abscheren über dem Schweißwulst. Die Autoren stellen fest, dass die Betondruckfestigkeit einen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Dübel hat. Mit dem hochfestem Beton ergab sich im Mittel eine Traglaststeigerung um 30% gegenüber den Versuchen mit normalfestem Beton. Die erreichte Traglast beim hochfesten Beton wird auf der Basis der maximalen Dübeltragfähigkeit nach DIN EN 1994-1-1 deutlich unterschätzt. Die Erhöhung der Querbewehrung (2 anstatt 1  $d_s = 10$  mm an der Gurtinnenseite unter den Dübeln) hatte beim hochfesten Beton keinen Einfluss; beim normalfesten Beton ergab sich





beanspruchung auf Zug beanspruchen. Dies dürfte sich insbesondere bei den diskret angeordneten Kopfbolzendübel in der unteren Dübellage auswirken. Die Herstellung der beiden Betongurte eines Versuchskörpers erfolgte nacheinander in liegender Position.

Das Versagen der Versuchskörper wurde durch den Ausfall einzelner Dübel eingeleitet. Die Dübel versagten nacheinander überwiegend auf Schub. Lediglich die jeweils letzten Dübel eines Gurtes versagten auf Zug. Dies erläuterten die Autoren mit der Wirkung der Ausziehkraft infolge der nach außen gerichteten Bewegung der unteren Ränder der Betongurte gegenüber dem Stahlprofil. Nach dem Ausfall der Dübel und der Trennung eines Betongurtes vom Stahlprofil zeigen sich nur geringe Schädigungen des Betongurtes in Form eines lokalen Betonausbruchs vor dem Dübelfuß. Die Tragfähigkeit der Verbindung stieg mit der Zunahme der Betonfestigkeit an. Dies steht im Gegensatz zum Ansatz für die maximale Dübeltragfähigkeit nach DIN EN 1994-1-1 mit einer von der Betonfestigkeit unabhängigen Traglast ab etwa einer Betonfestigkeit C30/37. Die Autoren erklären die Zunahme der Tragfähigkeit mit der Betonfestigkeit dadurch, dass sich infolge der Erhöhung des Elastizitätsmoduls des Betons mit steigender Betonfestigkeit der Versagensmodus des einzelnen Dübels von einem kombinierten Schub-/Zugversagen hin zu einem reinen Schubversagen ändert. Durch die Verringerung der Zuckkraft im Dübel steht ein höherer Schubtragwiderstand zur Verfügung. Durch die Zugabe von Stahlfasern konnte kein signifikanter Effekt erzielt werden, da eine Erhöhung der Spaltzugfestigkeit des Betons keine wesentliche Traglaststeigerung zur Folge hat. Die maximale plastische Deformation der Verbindung wurde kleiner mit steigender Betonfestigkeit. Das galt für die Verformung während des Versuchs genauso wie für die bleibende Verformung der Betongurte nach dem Versagen der Dübel. Die Verringerung der Duktilität der Verbindung mit steigender Betonfestigkeit erläutern die Autoren ebenfalls mit der Zunahme des Betonelastizitätsmoduls in Verbindung mit einer Veränderung des Versagensmodus von einem Zugversagen (große Duktilität) hin zu einem reinen Schubversagen (geringere Duktilität). Die Größe des Betonausbruchs vor dem Dübelfuß nahm mit Zunahme der Betonfestigkeit ebenfalls ab.

#### 2.2.3.4 Versuche an der RWTH Aachen

Im Rahmen eines AiF-Forschungsvorhabens wurden an den Lehrstühlen für Stahlbau und Massivbau der RWTH Aachen zahlreiche Versuche mit Kopfbolzen und einem Beton C70/85 durch (Sedlacek u. a. 2000; Hegger u. a. 2001; Döinghaus 2002) durchgeführt.

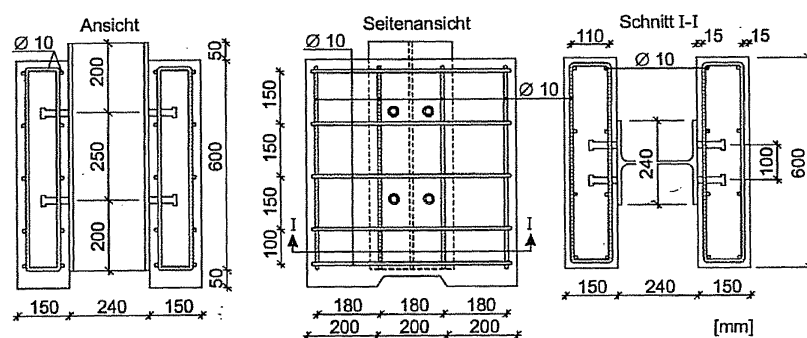


Abbildung 2.20: Standardversuchskörper (POST) der Versuchsserie von Sedlacek u. a. (2000)

Der Kopfbolzendurchmesser wurde variiert mit  $d_{sh} = 19, 22, 25$  mm. Die zugehörige Höhe der Kopfbolzen war gestaffelt zwischen  $h = 80, 100, 120$  mm. Damit wurde immer eine minimale Einbindelänge gewählt. Neben dem Standardversuch nach DIN EN 1994-1-1 (2006) wurde ein eigener Versuchskörper (SPOT) entwickelt, der die Prüfung eines einzelnen Kopfbolzens bei weitgehender Ausschaltung der Einrüsse aus exzentrischer Lasteinleitung ermöglichte. Vorversuche im Rahmen eines EKG-S-Forschungsvorhabens (EGKS RWTH), (Döinghaus 1998) zeigten, dass die Duktilität der Kopfbolzen in hochfestem Beton stark reduziert ist, so dass das Duktilitätskriterium nach DIN EN 1994-1-1 (2006) nicht eingehalten werden kann. Ziel der Untersuchungen war daher unter anderem, die Trag- und Verformungseigenschaften von Kopfbolzen in hochfestem Beton zu bestimmen und die Kopfbolzendübel so zu modifizieren, dass sie unter Beibehaltung ihrer hohen Traglast ein duktileres Verhalten aufweisen. Dazu wurden verschiedene Versuche mit Polstern und Hülsen am Dübelfuß, mit nahe hintereinander stehenden Doppeldübeln und mit extra gefertigten Kopfbolzen mit elliptischem Querschnitt und mit hochfestem Dübelmaterial durchgeführt.

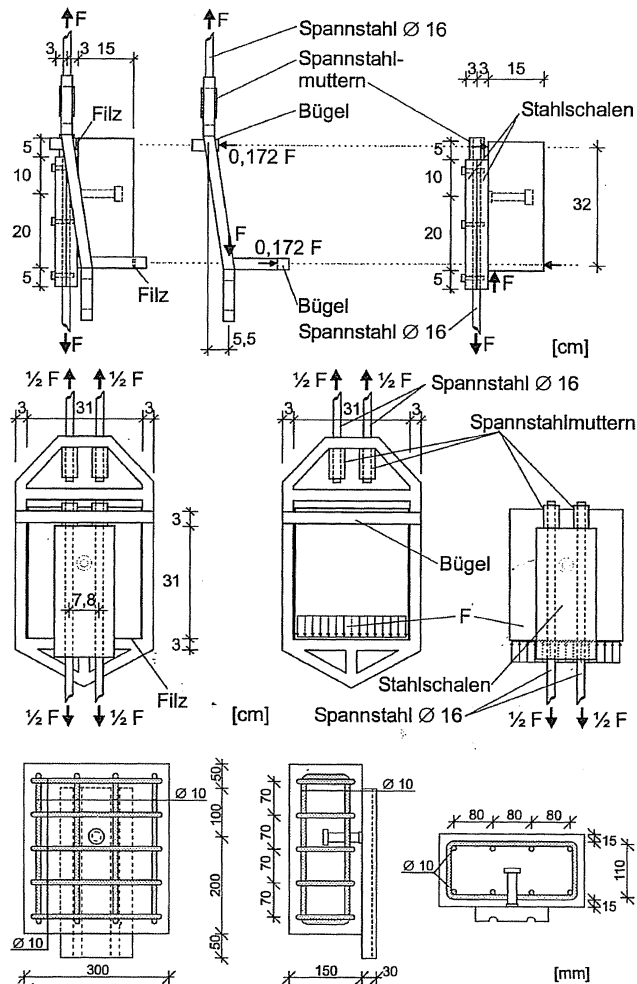


Abbildung 2.21: Versuchskörper mit Einzeldübel (SPOT) der Versuchsserie von Sedlacek u. a. (2000)

Es wurden weitere Versuche an Verbundträgern durchgeführt. Zu den Ergebnissen und zur Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse am Abscherkörper auf den Verbundträger wird hier auf (Döinghaus 2002) verwiesen. Im Folgenden wird nur auf die Ergebnisse der Abscherversuche eingegangen.

Die Versuche mit dem Einzeldübel zeigen zwischen 10% und 25% höhere Traglasten als die Referenzversuche mit dem Standardversuchskörper. Dies führen die Autoren auf die Ausschaltung der aus der Versuchskörpergeometrie beim Standardkörper resultierenden Zugbeanspruchung der unteren Dübelreihe, die zu einem vorzeitigen Versagen dieser Dübel führt, zurück. Die weichere Polsterung des Dübelfußes war nicht zielführend, da sie zu einer Verringerung der Anfangssteifigkeit führte, und die Traglasten erst nach großen Verformungen erreicht wurden. Damit ergeben sich im Gebrauchslastbereich große Verschiebungen in der Verbundfuge. Die Versuche mit nahe hintereinander stehenden Kopfbolzen und mit Hülsen im Fußbereich erbrachten die gewünschten Duktilitätseigenschaften bei gleichzeitig hohen Traglasten. Der Versuch mit dem Kopfbolzen aus hochfestem Stahl erbrachte erwartungsgemäß eine erhöhte Tragfähigkeit bei allerdings deutlich verringertem Verformungsvermögen gegenüber normalfesten Dübeln, was auf eine verringerte Bruchdehnung des hochfesten Materials zurück zu führen ist.

Die Versuche wurden durch eine umfangreiche numerische Simulation der Versuche begleitet (Hegger u. a. 2004). Dabei konnte die unterschiedliche Beanspruchung der Kopfbolzen in den Versuchskörpern SPOT und POST und der Einfluss des Schweißwulstes auf die Dübeltraglast gezeigt werden.

Döinghaus (2002) stellt einen gegenüber normalfestem Beton veränderten Versagensvorgang bei Kopfbolzen in hochfestem Beton fest (Abbildung 2.22).

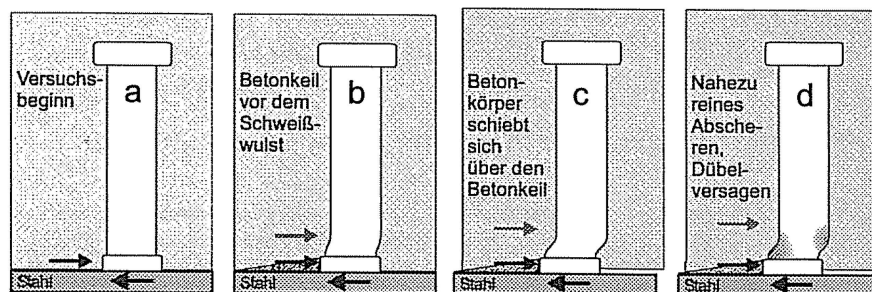


Abbildung 2.22: Versagensvorgang beim Abscheren von Kopfbolzen in hochfestem Beton Döinghaus (2002)

Er geht davon aus, dass sich vor dem Schweißwulst im Bereich des späteren Betonausburchs eine Betonkraft konzentriert (a). Durch die Öffnung der Verbundfuge kann sich nur eine geringe Querverpressung im Bereich vor der Verbundfuge ausbilden. Der Beton plastiziert vor dem Schweißwulst bei etwa der 1,5-fachen einachsialen Druckfestigkeit. Der hochfeste Beton sorgt für eine starre Einspannung des Kopfbolzenschaftes. Der Kopfbolzen kann sich lediglich direkt über dem Schweißwulst (bis ca. 10 mm) verformen. Diese Annahme sieht Döinghaus durch die verformten Dübel in Sägeschnitten durch den Versuchskörper nach dem Versagen bestätigt. Mit fortschreitender Relativverschiebung schiebt der Schweißwulst einen Keil aus zerstörtem und wieder verdichtetem Material zusammen, der die zuvor entstandenen Hohlräume wieder ausfüllt (b). Dadurch entsteht ein Querdruk, der zur Tragkraft des Dübels beiträgt. Der Betongurt schiebt sich über den Be-

tonkeil hinweg (c), so dass der Kopfbolzenschaft oberhalb des Keils Kräfte abträgt. Das Versagen erfolgt durch Abscheren des Schaftes oberhalb des Schweißwulstes (d). Durch die Reibungskräfte am geneigten Betonkeil addieren sich die Kräfte am Schweißwulst zu denen am Kopfbolzenschaft. Döinghaus geht davon aus, dass zur Bestimmung der Traglast des Dübels beide Traganteile additiv superponiert werden dürfen. Als zielführend zur Erhöhung der Duktilität sieht Döinghaus eine Vergrößerung des Schweißwulstes im Rahmen der technologischen Möglichkeiten an. Bei einigen Versuchskörpern insbesondere bei den Dübeln mit  $d_{sh} = 19$  mm scherte der Schweißwulst mit ab. Hier schlägt Döinghaus eine Verstärkung des Schweißwulstes vor.

Döinghaus (2002) leitete aus den Beobachtungen und den Versuchsergebnissen für die Dübeltragfähigkeit in hochfesten Beton einen additiven Ansatz aus den Traganteilen des Kopfbolzenschaftes  $P_{sh}$  und des Schweißwulstbereiches  $P_w$

$$P_u = P_{sh} + P_w \quad (2.18)$$

ab. Für die rechnerische Traglast setzte er

$$P_u = 0,9 \cdot A_s \cdot f_u + h_w \cdot d_w \cdot 1,5 \cdot f_c \quad (2.19)$$

an. Der Traganteil des Kopfbolzenschaftes setzt sich dabei aus der angenommenen Tragkraft bei reiner Scherbeanspruchung  $V_u = A_s \cdot f_u$  und einem Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung einer mit 20% der Dübelkraft angenommenen Normalkraft  $N_D$  im Kopfbolzenschaft zusammen:

$$\begin{aligned} P_{sh} &= V_u - \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot N_D \\ &\approx V_u - \frac{0,2 \cdot P_{sh}}{\sqrt{3}} \\ &= 0,90 \cdot V_u \end{aligned} \quad (2.20)$$

Für die Interaktion der Normalkraft und der Querkraft im Kopfbolzenschaft setzte Döinghaus eine lineare Interaktion an:

$$\frac{V}{V_{pl}} + \frac{N}{N_{pl}} = 1,0 \quad (2.21)$$

mit

$$N_{pl} = A_s \cdot f_u \quad (2.22)$$

$$V_{pl} = A_s \cdot \frac{f_u}{\sqrt{3}} \quad (2.23)$$

$$\rightarrow V = V_{pl} - \frac{N}{\sqrt{3}} \quad (2.24)$$

Diese Interaktion wurde durch die Ergebnisse von Schrägzugversuchen an einbetonierten Ankern, bei denen ein Bolzenversagen eintrat, bestätigt (Johnson u. a. 1969; Scheele 1991).

Mit einer statistischen Auswertung der Versuche aus (Roik u. a. 1989; Bullo u. Di Marco 1995; An u. Cederwall 1996; Hanswille u. a. 1998; Sedlacek u. a. 2000) ermittelte Döinghaus die Bemessungsgleichung

$$P_d = (0,85 \cdot f_{uk} \cdot A_s + 1,5 \cdot h_w \cdot d_w \cdot f_{ck}) \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2.25)$$

Die Untersuchungen wurden im Rahmen eines weiteren AiF-Forschungsvorhabens weiter geführt (Feldmann u. a. 2007; Hechler u. a. 2006; Hegger u. a. 2006). Das Ziel bestand darin, eine dauerhafte und duktile Verbundfuge durch die Optimierung der Geometrie und der Werkstoffparameter der Verbundmittel zu erzielen. Dazu wurden weitere statische und dynamische Versuche an Abscherkörpern mit modifizierten Kopfbolzen und mit einem alternativen, kontinuierlichen Verbundmittel (“Puzzleleiste”) durchgeführt. Als Versuchskörper kam aus Gründen der Reproduzierbarkeit der Standardabscherkörper nach DIN EN 1994-1-1 zur Anwendung. Als mögliche Modifikationen zur Erhöhung der Duktilität der Kopfbolzen wurden Doppeldübel, Dübel mit vergrößertem Schweißwulst und Kopfbolzendübel mit  $d_{sh} = 25$  mm getestet. Die Publikation der Versuchsergebnisse ist in Vorbereitung (Feldmann u. a. 2007).

Die Neuauswertung der Versuche unter Berücksichtigung der Streuungen der Wulstabmessungen mit dem Ansatz führte zu einer veränderten Bemessungsgleichung (Hechler u. a. 2006)

$$P_d = (0,92 \cdot f_{uk} \cdot A_s + 1,84 \cdot h_w \cdot d_w \cdot f_{ck}) \cdot \frac{1}{\gamma_v}. \quad (2.26)$$

### 2.2.3.5 Vergleich und Zusammenfassung

Es liegen einige Versuchsserien mit Abscherversuchen an Kopfbolzen in hochfestem Beton vor. Die Bandbreite der innerhalb der Serien variierten Parameter ist gering. Im Allgemeinen wurde die Betondruckfestigkeit konstant gehalten und der Kopfbolzendurchmesser variiert. Bullo u. Di Marco (1995) führten je drei Versuche mit einem hochfesten Beton ( $f_c = 78,4$  MN/m<sup>2</sup>) und Kopfbolzen mit  $d_{sh} = 19$  und 25 mm durch. An u. Cederwall (1996) führten lediglich vier (Tast)versuche mit einem hochfesten Beton ( $f_{cm} = 80,0$  MN/m<sup>2</sup>) und einem Kopfbolzendurchmesser  $d_{sh} = 19$  mm durch. Galjaard u. Walraven (1999) führten zwei Versuche mit einem hochfesten Beton ( $f_c = 82,5$  MN/m<sup>2</sup>) und einem Kopfbolzendurchmesser  $d_{sh} = 19$  mm als Referenz für weitere Versuche mit alternativen Verbundmitteln und Versuche mit Stahlfaserbeton durch. An der RWTH Aachen wurden eine größere Anzahl Versuche mit einem Beton C70/85 und einem variierten Kopfbolzendurchmesser mit  $d_{sh} = 19, 22, 25$  mm durchgeführt (Sedlacek u. a. 2000; Hegger u. a. 2001; Döinghaus 2002). Die Versuchsdaten sind in Tabelle C.1 im Anhang C zusammen gestellt.

Die Versuchskörpergeometrie variiert zwischen den Serien stark und weicht bei Bullo u. Di Marco deutlich vom Standardversuchskörper nach DIN EN 1994-1-1 (2006) ab. An u. Cederwall und Galjaard u. Walraven verwendeten den Standardversuchskörper, verzichteten aber auf die Aussparungen zur Schubausleitung in den Betongurten (vgl. Abschnitt 3.3) und verwendeten verschiedene Lagerungsbedingungen. Die Aachener Versuche wurden teilweise an einem eigens entwickelten, deutlich vom Standardversuchskörper nach DIN EN 1994-1-1 (2006) abweichenden Versuchskörper durchgeführt. Die Versuchskörpergeometrie und die Versuchsanordnung hat einen wesentlichen Einfluss auf die ermittelten Traglasten (vgl. Abschnitte 3.3 und 3.5.5). Damit ist die Vergleichbarkeit der Ergebnisse der vorliegenden Versuchsserien stark eingeschränkt. Darüber hinaus streuen die Versuchsergebnisse stark (Abbildungen 2.23 und 2.24).

Der Vergleich mit den Ergebnissen von Referenzversuchen mit normalfestem Beton zeigt ein Ansteigen der Dübeltraglast beim hochfesten Beton (Abbildung 2.23). Die Dübeltraglast wird durch das Abscheren der Kopfbolzen bestimmt. In Abbildung 2.23 sind die sich aus (Roik u. a. 1989) und (Döinghaus 2002) ergebenden mittleren rechnerischen Dübeltraglasten eingetragen. Dabei gilt:

$$P_{u,c} = 0,36 \cdot d_{sh}^2 \cdot \sqrt{E_{cm} \cdot f_{cm}} \quad (2.27)$$

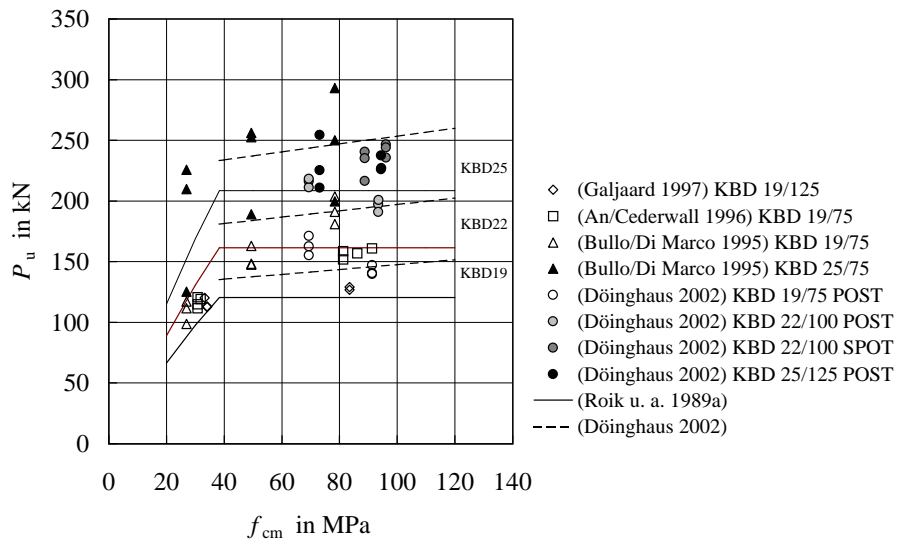


Abbildung 2.23: Dübeltraglasten der vorliegenden Versuchsserien mit Kopfbolzen in hochfestem Beton

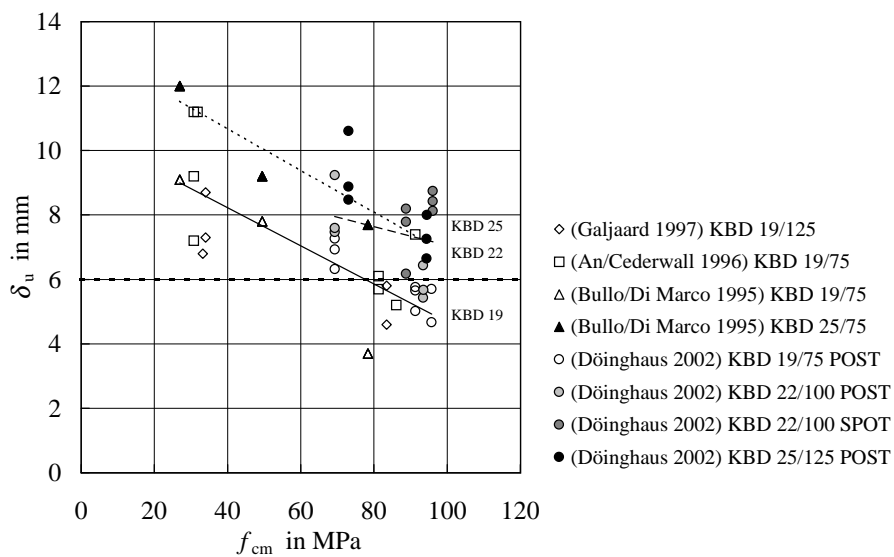


Abbildung 2.24: Relativverschiebung beim Versagen der Versuchskörper der vorliegenden Versuchsserien mit Kopfbolzen in hochfestem Beton

$$P_{u,s} = 0,85 \cdot \frac{\pi \cdot d_{sh}^2}{4} \cdot f_u \quad (2.28)$$

mit

$$E_{cm} = \alpha_i \cdot E_{c0m} = \left( 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{cm}}{88} \right) \cdot 9500 \cdot f_{cm}^{1/3} \quad (2.29)$$

$$f_u = 500 \text{ MN/m}^2$$

bzw.

$$P_u = 0,9 \cdot A_s \cdot f_u + A_w \cdot 1,5 \cdot f_c \quad (2.30)$$

mit

$A_w$  nach Tabelle 2.1

$$f_u = 500 \text{ MN/m}^2$$

Gleichung 2.29 liefert oberhalb einer Betondruckfestigkeit  $f_{cm} \approx 40 \text{ MN/m}^2$  eine nur vom Kopfbolzendurchmesser abhängige Traglast wobei die maximale, durch das Abscheren der Kopfbolzen bestimmte Traglast bei hochfestem Beton unterschätzt wird. Mit Gleichung 2.31 liegt ein verbesserter Ansatz vor. Die maximale Dübeltraglast steigt hier mit der Betonfestigkeit an.

In Abbildung 2.24 ist die Relativverschiebung  $\delta_u$  bei Versagen der Versuchskörper über die Betondruckfestigkeit aufgetragen. Es ist eine deutliche Abnahme der Duktilität mit Zunahme der Betondruckfestigkeit und Abnahme des Kopfbolzendurchmessers erkennbar. Das Kriterium  $\delta_u \geq 6,0 \text{ mm}$  der DIN EN 1994-1-1 (2006) wird insbesondere beim Kopfbolzen mit  $d_{sh} = 19 \text{ mm}$  bei hochfestem Beton nicht eingehalten.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass wenige Versuchsreihen zum Tragverhalten von Kopfbolzen in hochfestem Beton vorliegen. Der Umfang der Serien ist teils gering. Es handelt sich bei diesen Serien um Tastversuche mit einfacher Variation der Betonfestigkeit oder des Kopfbolzendurchmessers (Bullo u. Di Marco 1995; An u. Cederwall 1996) oder um Referenzversuche für Versuchsreihen mit alternativen Verbundmitteln zur Erschließung der Tragreserven des hochfesten Betons (Galjaard u. Walraven 1999; Döinghaus 2002). Zwischen den Versuchsserien der verschiedenen Quellen variieren der Versuchsaufbau und die Versuchskörpergeometrie deutlich. Aufgrund des großen Einflusses des Versuchsaufbaus und der Versuchskörpergeometrie auf das Versuchsergebnis (siehe Roik u. a. (1989) und Abschnitt 3.5) ist die gemeinsame Auswertung der vorliegenden Versuchsserien kritisch zu betrachten. Die Ergebnisse der Versuchsserien eignen sich lediglich um erste Trends hinsichtlich des Einflusses der einzelnen Parameter auf das Tragverhalten festzustellen. Im Rahmen eines DFG-geförderten Forschungsprogramms wurde daher eine große Anzahl von Abscherversuchen mit Variation der wesentlichen Einflussparameter auf der Grundlage einer einheitlichen Versuchskörpergeometrie und eines einheitlichen Versuchsaufbaus realisiert. Damit liegt eine breite Datenbasis vor, um eine geschlossene Auswertung unter Einbeziehung der wesentlichen Einflussparameter durchführen zu können. Im folgenden Kapitel werden das Versuchsprogramm und die Ergebnisse beschrieben.

## 3 Eigene experimentelle Untersuchungen an Abscherkörpern

Experimentelle Untersuchungen an Abscherkörpern bilden die Grundlage für die Beurteilung des Tragverhaltens von Verbundmitteln bei Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen. Der Versuchsaufbau simuliert die Schubkraftübertragung in der Verbundfuge eines Verbundträgers. Dabei wird nur ein Ausschnitt des Trägers mit einer charakteristischen Anzahl von Verbundmitteln mit dem Versuchskörper nachgebildet. Der Aufwand ist gegenüber einem Versuch am gesamten Verbundträger deutlich geringer, so dass im Rahmen einer Parameterstudie eine große Anzahl von Einzelversuchen wirtschaftlich abgewickelt werden kann. Die Verwendung von Standard-Abscherversuchen gewährleistet auch eine Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen von anderen und früheren Versuchsserien anderer Forschungsstellen.

Zur vertieften Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton wurde ein umfangreiches eigenes experimentelles Versuchsprogramm durchgeführt. Dabei wurden der Gesamtumfang und die Einzelversuche so gewählt, dass einerseits eine Auswertung der Versuchsdaten mit statistischen Methoden erfolgen konnte und andererseits umfangreiche Erkenntnisse über das Tragverhalten und den Einfluss einzelner Komponenten des Verbundsystems Kopfbolzen und Beton sowie über den Einfluss einzelner Versuchsparameter gewonnen werden konnten, auf deren Grundlage dann eine mechanische Modellierung des Tragverhaltens erfolgte (vgl. Abschnitt 4).

### 3.1 Übersicht über die Versuchsserien

Im Rahmen des DFG-geförderten Forschungsprojekts wurden Versuche mit Abscherkörpern und höherfesten Betonen durchgeführt. Variiert wurde die Betonfestigkeitsklasse, der Kopfbolzen-durchmesser und die Kopfbolzenanordnung. Es wurden Kopfbolzen mit den Schaftdurchmessern  $d_{sh} = 19$  mm,  $d_{sh} = 22$  mm und  $d_{sh} = 25$  mm und der Nennlänge  $l = 125$  mm und Betone der Zielfestigkeitsklassen C35/45, C70/85 und C90/105 verwendet. Der Schwerpunkt lag bei Kopfbolzen mit dem Durchmesser  $d_{sh} = 22$  mm und Betonen der Zielfestigkeitsklassen C70/85 und C90/105. Die Versuche mit Beton der Zielfestigkeitsklasse C35/45 wurden zum Vergleich mit vorhandenen Versuchsergebnissen durchgeführt.

Die mit den Versuchsserien zu klärenden Sachverhalte sind

- das Kraft-Verformungsverhalten der Kopfbolzendübel,
- die Traglast der Kopfbolzendübel und
- die Kraftverteilung zwischen den Kopfbolzendübeln

in hochfestem Beton sowie die Veränderung des Tragverhaltens gegenüber Kopfbolzen in normalfestem Beton. Zur Klärung des lokalen Tragverhaltens der Kopfbolzendübel wurden weite-



re Versuche mit Kopfbolzen ohne Schweißwulst, mit Schweißwulst aber ohne Kopf sowie ohne Schweißwulst und ohne Kopf durchgeführt. Eine Zusammenstellung der Versuche einschließlich der relevanten Parameter und Bezeichnungen enthält Tabelle 3.1.

Tabelle 3.1: Versuchsübersicht

Serie	Typ Versuchskörper	Verbundmittel	Beton Zielfestigkeitsklasse	Anzahl	Bezeichnung Versuchskörper	Versuchsziel
1	I	2 x 4 KBD 19	C35/45	3	KI5.1, KI5.2, KI5.8	Vergleich mit vorhandenen Versuchsergebnissen
2	I	2 x 4 KBD 22		4	KI3.2, KI3.7, KI1.8, KI1.9	
3	I	2 x 4 KBD 25		2	KI1.5, KI1.7	
4	I	2 x 4 KBD 19	C70/85	6	KI5.3, KI5.4, KI5.5, KI5.6, KI5.7, KI5.9	Kennlinie mit erweiterter statistischer Basis
5	I	2 x 4 KBD 22		8	KI3.1, KI3.3, KI3.8, KI3.9, K5.10, K6.9, KI3.5, KI3.6	
6	I	2 x 4 KBD 25		3	KI1.1, KI1.4, KI6.8	Kennlinie
7	I	2 x 4 KBD 22	C90/105	3	KI3.4, KI6.6, KI6.10	Kennlinie
8	I	2 x 4 KBD 25		3	KI1.2, KI1.3, KI1.6	
9	II	2 x 6 KBD 22	C35/45	2	KII2.9, KII6.4	Einfluss Dübelabstand
10	II	2 x 6 KBD 22	C70/85	2	KII6.1, KII6.3	
11	II	2 x 6 KBD 22	C90/105	2	KII6.2, KII6.5	
12	III	2 x 2 KBD 22	C35/45	3	KIII5.11, KIII7.1, KIII7.5	Einfluss Dübelgruppe
13	III	2 x 2 KBD 22	C70/85	3	KIII7.2, KIII7.6, KIII7.7	
14	III	2 x 2 KBD 22	C90/105	3	KIII6.11, KIII7.3, KIII7.4	
15	IIIa	2 x 2 KBD 22	C35/45	5	KIII2.1	Einfluss Schweißwulst
		2 x 2 KBD 22	C70/85		KIII2.2	
		2 x 2 KBD 25 ohne Wulst			KIII4.9	
		2 x 2 KBD 22	C90/105		KIII2.3	
		2 x 2 KBD 25	KIII2.5			
16	IIIa	2 x 2 KBD 22 ohne Kopf	C35/45	3	KIII2.4	Einfluss Dübelkopf
			C70/85		KIII4.3	
			C90/105		KIII4.4	
17	IIIa	2 x 2 KBD 22 ohne Wulst und ohne Kopf	C35/45	3	KIII4.6	Einfluss Schweißwulst und Dübelkopf
			C70/85		KIII6.7	
			C90/105		KIII4.8	
18	I	2 x 4 KBD 22 (2 mit DMS)	C35/45	4	KI2.6	Dehnungen der Kopfbolzen
		2 x 4 KBD 22 (2 mit DMS)	C70/85		KI2.7	
		2 x 4 KBD 25 (2 mit DMS)			KI2.8	
		2 x 4 KBD 25 (2 mit DMS)	C90/105		KI4.2	

Die Bezeichnung der Versuchskörper setzt sich zusammen aus dem Typ des Versuchskörpers KI - KIII (siehe Bilder 3.3 - 3.6), der Nummer des Stahlprofils und der laufenden Nummer des Abschnittes aus dem Stahlprofil HEB 260 zusammen. Zusätzlich wurden die Hälften eines Abschnittes des HEB 260 nach dem Aufschneiden (siehe Abschnitt 3.3.2) mit den Ziffern 1 und 2 gekennzeichnet. Damit bedeutet z. B. die Bezeichnung KI 2.1.1: Versuchskörper Typ I, Ausgangsstahlprofil 2, Abschnitt 1, Hälfte 1.

## 3.2 Baustoffe und Verarbeitung

### 3.2.1 Beton

Für die Versuche wurden Betone mit den in Tabelle B.1 angegebenen Rezepturen verwendet. Die Sieblinien der Gesteinskörnungen sind im Anhang B.1.1 angegeben. Es wurde Kies aus dem Münchner Raum verwendet.

Tabelle 3.2: Rezepturen der verwendeten Betone

Zielbeton festigkeitsklasse	C35/45	C70/85	C90/105
Ausgangsstoffe			
Zement	CEM I 42,5 R (Märker)	CEM I 42,5 R (Märker)	CEM I 42,5 R (Märker)
Gesteinskörnung	A/B 16 (grob- bis mittelkörnig)	A/B 16 (grob- bis mittelkörnig)	A/B 16 (grob- bis mittelkörnig)
Betonzusatzstoffe	keine	Flugasche (FA) (SAFA)	Flugasche (FA) (SAFA)
		Silicasuspension (SF) EMSAC 500 DOZ (Woermann)	Silicasuspension (SF) EMSAC 500 DOZ (Woermann)
Betonzusatzmittel	keine	Fließmittel (FM) Woerment FM30 (Woermann)	Fließmittel (FM) Woerment FM 794 (Woermann)
Betonzusammensetzung [kg/m³]			
w/z - Wert (w/z) <sub>eq</sub> - Wert	0,50	0,32	0,26
Wasser	180	142	138
Zement	360	390	440
Mikrosilika (trocken)	-	50	84
Flugasche	-	70	100
Gesteinskörnung	1854	1855	1757
Fließmittel	-	12,5	8,8
Korngruppen der Gesteinskörnung [kg/m³]			
0/4a	kalzitisch, rund	840	927
4/8		450	187
8/16		564	741
8/16	Granit, gebrochen	-	-
			726
Frischbetoneigenschaften			
Rohdichte im Mittel [kg/dm³]	2,43	2,47	2,47
Ausbreitmaß im Mittel [cm]	39	53	59
Ausbreitmaßklasse	F2 (plastisch)	F4 (sehr weich)	F5 (fließfähig)

Die Betonmischungen wurden im Labor für den konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität München hergestellt und verarbeitet. Die hergestellten Betonkörper wurden nach der Betonage ca. 5-7 Tage mit PE-Folien abgedeckt und anschließend in der Prüfhalle bei einer Lufttemperatur  $T \approx 20^\circ\text{C}$  und einer relativen Luftfeuchte  $RH \approx 30\%$  gelagert. Aus jeder Betonmischung wurden neben den Versuchskörpern Probekörper in Form von Würfeln der Kantenlänge 150 mm und Zylinder mit dem Durchmesser 150 mm und der Höhe 300 mm hergestellt. Zur Verbesserung der Konformität zwischen den an den Probekörpern ermittelten Kennwerten und den entsprechenden Eigenschaften der Versuchskörper wurden die überwiegende Anzahl der Probekörper wie die Versuchskörper gelagert. Um den Mischungen auch die Betonfestigkeitsklassen der Norm zuzuordnen zu können, wurden zusätzlich einige Würfel entsprechend DIN 1048-5 (1991) gelagert.

## Betondruckfestigkeit

Die Würfel mit Lagerung wie die Versuchskörper wurden möglichst zeitnah zum Versuch am zugehörigen Abscherkörper geprüft. Bei zeitlicher Abweichung des Prüftermins vom Termin des Abscherversuchs erfolgte die Umrechnung der Prüfergebnisse der Würfel auf den Prüfzeitpunkt der zugehörigen Versuchskörper mit einer Funktion für die Festigkeitsentwicklung nach CEB Model Code 90 (1993):

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (3.1)$$

und

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.2)$$

Dabei ist

- $f_{cm}(t)$  der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit der Betons im Alter  $t$ ,
- $f_{cm}$  der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen,
- $t$  das Alter des Betons in Tagen,
- $t_1$  Bezugswert 1 Tag,
- $s$  der Koeffizient, der den Einfluss des Zementtyps auf den Verlauf der Festigkeitszunahme erfasst (= 0,20 für CEM 42,5 R, (vgl. CEB Model Code 90 1993; Grübl u. a. 2001)).

Die von der Normlagerung abweichende Lagerung der Würfel hat Auswirkungen auf die resultierende Festigkeit und den zeitlichen Verlauf der Festigkeitsentwicklung. Der Einfluss auf die Festigkeit kann nach DIN EN 12390-2 (2001) durch Umrechnungsfaktoren berücksichtigt werden (vgl. Anhang B.1.3). Der Einfluss auf den zeitlichen Verlauf der Festigkeitsentwicklung wurde durch eine Anpassung der Werte  $f_{cm,cube,28}'$  und  $s$  durch eine Regressionsrechnung auf der Basis aller Prüfergebnisse der jeweiligen Zielbetonfestigkeitsklasse ermittelt (Tabelle 3.3), wobei gilt:

$$f_{cm,cube}'(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm,cube,28}' \quad (3.3)$$

mit  $\beta_{cc}$  nach Gleichung 3.2.

Tabelle 3.3: Betonfestigkeit bei Bauteillagerung im Alter von 28 Tagen und Beiwert  $s$  in Gleichung 3.2

Zielbetonfestigkeitsklasse der Mischungen	$f_{c,cube,28}'$ in MPa	$s$
C35/45	54,9	0,22
C70/85	94,5	0,20
C90/105	119,0	0,20

Die Ergebnisse der Prüfungen an den Würfeln mit Bauteillagerung  $f_{cm,cube}'$  und Normlagerung  $f_{cm,dry,28}$  sind in Anhang B.1.2 dargestellt. Die aus den Versuchsergebnissen ermittelten Verhältnisswerte der Druckfestigkeit bei Bauteillagerung zur Druckfestigkeit bei Normlagerung stimmen gut mit den nach Anhang B.1.3, Gleichungen B.2 und B.3 berechneten Verhältnisswerten überein.

Der Auswertung der Abscherversuche liegen Zylinderdruckfestigkeiten zum Versuchszeitpunkt bei Bauteillagerung  $f_{cm,cyl}'$  zugrunde. Sie können mit dem Ansatz

$$f_{cm,cyl}' = 0,83 \cdot f_{cm,cube}' \quad (3.4)$$

berechnet werden (vgl. Anhang B.1.3). Der Ansatz gilt nach König u. a. (2001) auch für hochfeste Betone.

### Elastizitätsmodul

An einem Teil der hergestellten Zylinder wurde nach DIN 1048-5 (1991) der Elastizitätsmodul des Betons ermittelt. Die Zylinder wurden dabei wie die Versuchskörper gelagert. Die Umrechnung der Prüfergebnisse der Zylinder auf den Prüfzeitpunkt der zugehörigen Versuchskörper erfolgte ebenfalls mit einem Ansatz nach CEB Model Code 90 (1993):

$$E_{cm}(t) = \beta_E(t) E_{cm,28} \quad (3.5)$$

und

$$\beta_E(t) = (\beta_{cc}(t))^{1/2} \quad (3.6)$$

Dabei ist

- $E_{cm}(t)$  der Mittelwert des Elastizitätsmoduls (Sekantenmodul) des Betons im Alter  $t$ ,
- $E_{cm,28}$  der Mittelwert des Elastizitätsmoduls (Sekantenmodul) des Betons im Alter von 28 Tagen,
- $\beta_{cc}$  der Beiwert zur Berücksichtigung des zeitlichen Verlaufs der Festigkeitsentwicklung nach Gleichung 3.2.

Der Beiwert  $s$  wurde hier aus einer Regressionsrechnung aller verfügbarer Prüfergebnisse des Elastizitätsmoduls der jeweiligen Zielbetonfestigkeitsklasse ermittelt (Tabelle 3.4). Damit ergibt

Tabelle 3.4: Elastizitätsmodul bei Bauteillagerung im Alter von 28 tagen und Beiwert  $s$  in Gleichung 3.7

Zielbetonfestigkeitsklasse	$s$	$E_{cm,28}'$ in MPa
C35/45	0,28	29980
C70/85	0,20	37360
C90/105	0,20	40880

sich der mittlere Elastizitätsmodul zum Zeitpunkt  $t$  bei Lagerung gleich der Versuchskörper mit

$$E_{cm}'(t) = \left( \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \right)^{1/2} \cdot E_{cm,28}' \quad (3.7)$$

Die Werte  $E_{cm,28}'$  liegen etwa 15% niedriger als die Werte  $E_{cm}$  nach DIN 1045-1 (2001) i. V. m. DAfStb Heft 525 (2003):

$$E_{cm} = \alpha_i \cdot E_{cm}' \quad (3.8)$$

mit

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{cm}}{88} \leq 1,0 \quad (3.9)$$

$$E_{c0m} = 9500 \cdot f_{cm}^{1/3} \quad (3.10)$$

und

$$f_{cm} \text{ in } \text{N/mm}^2 .$$

Dies ist auf den Einfluss der abweichenden Lagerungsbedingungen bei Lagerung gleich der Versuchskörper gegenüber Normlagerung zurückzuführen.

### Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit des Betons ist bei den hier durchgeführten Versuchen von untergeordneter Bedeutung. Die bei der Rissbildung des Betons frei werdenden Kräfte werden durch die Bewehrung der Betongurte aufgenommen. Der Bewehrungsgrad ist ausreichend, um auch bei den Versuchen mit hochfestem Beton ein vorzeitiges Versagen der Versuchskörper durch Fließen der Bewehrung zu verhindern. Zur Vervollständigung der Daten über die verwendeten Betone wurde die Zugfestigkeit der Betone nach DIN 1048-5 (1991) mittelbar über die Spaltzugfestigkeit von Zylindern 150 mm x 300 mm ( $D \times h$ ) bestimmt. Die Umrechnung der gemessenen Spaltzugfestigkeit in eine für das Bauteil relevante zentrische Zugfestigkeit darf nach DIN 1045-1 (2001) mit

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp} \quad (3.11)$$

erfolgen. Die aus den gemessenen Spaltzugfestigkeiten ermittelten Mittelwerte der zentrischen Zugfestigkeit liegen deutlich unter den Mittelwerten nach DIN 1045-1 (2001) (Anhang B.1.4). Dies ist im Wesentlichen auf die abweichende Lagerung der Probekörper zurückzuführen. Ein Einfluss der gebrochenen Gesteinskörnungsfraction beim Beton C90/105 auf die Zugfestigkeit des Betons ist nicht festzustellen.

#### 3.2.2 Kopfbolzen

Es wurden Kopfbolzen der Firma Köster & Co. GmbH, Ennepetal mit den Nenndurchmessern 19, 22 und 25 mm der Stahlgüte ST 37-3-K (entspricht S235J2G3+C450 nach DIN EN 10025-2 (2005) kaltgezogen auf  $f_{uk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ ) verwendet. Zur Ermittlung der mechanischen Eigenschaften des Materials wurden runde Proportionalproben nach DIN EN 10002-1 (2001) mit dem Durchmesser  $d = 8 \text{ mm}$  gefertigt. Je Dübeldurchmesser wurden nach dem Zufallsprinzip drei Dübel entnommen und zur Herstellung der Proben verwendet. Dabei wurden jeweils eine Probe aus dem Kern des Materials und eine Probe aus dem Randbereich entnommen um Einflüsse aus dem Ziehen des Grundmaterials zu erfassen. Die Ergebnisse der Zugversuche sind Anhang B.1.5 zu entnehmen.

Die Stahlgurte wurden im Labor des Instituts für Werkstoffe und Konstruktion der TU München für das Bolzenschweißen vorbereitet. An den Schweißstellen der einzelnen Bolzen wurde die Walzhaut entfernt und eine metallisch blanke Oberfläche durch Schleifen erzeugt. Die Lage der Bolzen wurde durch Anreißen mit einer Reißnadel markiert. Die Kopfbolzendübel wurden

durch Hubzündungsschweißen mit Keramikring auf die vorbereiteten Stahlgurte aufgeschweißt. Das Schweißen erfolgte bei einem qualifizierten Stahlbauunternehmen. Die Kopfbolzen mit  $d_{sh} = 25$  mm wurden mit einer modifizierten, ursprünglich für Bolzen mit  $d_{sh} = 22$  mm geeigneten Schweißzange geschweißt. Die Schweißparameter Schweißstrom und Schweißzeit wurden aufgrund von Erfahrungswerten bestimmt. Die erforderliche Qualität der Schweißung wurde mittels Biegeprüfung nach DIN EN ISO 13918 (1989) am jeweils ersten Dübel einer Serie bestätigt.

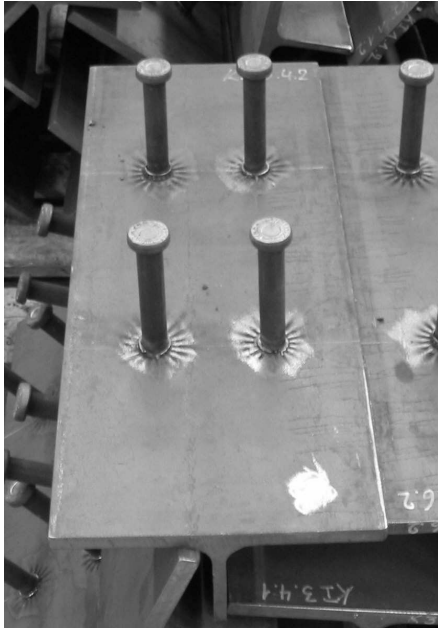


Abbildung 3.1: Stahlgurt nach dem Schweißen der Dübel (links) und Schweißwulst (rechts)

#### Ausbildung des Schweißwulstes

Nach dem Schweißen der Kopfbolzendübel wurde im Labor eine Sichtprüfung des Schweißwulstes durchgeführt. Für den Schweißwulst gelten folgende Kriterien (Trillmich u. Welz 1997):

- Der Bolzen muss vollständig in die Schmelze eingetaucht sein.
- An wulstfreien Stellen (infolge Blaswirkung) sind Unterschneidungen des Bolzenschaftes nicht zulässig.
- Der Wulst soll eine glänzende, blau-graue Oberfläche haben und darf nicht matt oder porös sein.

Ein ungleichmäßig hoher Wulst deutet auf eine Blaswirkung hin, ist aber kein Kriterium für eine geringere Qualität der Schweißung (Trillmich u. Welz 1997). DIN EN 1994-1-1 (2006) stellt jedoch Anforderungen an die Abmessungen des Schweißwulstes aufgrund des für die Bemessung sicherzustellenden Traganteils des Wulstes, wobei auf die in DIN EN ISO 13918 (1989) angegebenen Nennmaße des Wulstes Bezug genommen wird.

Als Grundlage für eine genauere Bestimmung der Traglasten der Kopfbolzendübel und des Einflusses des Schweißwulstes wurden die Höhe  $h_w$  und der Durchmesser  $d_w$  von allen in den Versuchen verwendeten Kopfbolzen aufgemessen und statistisch ausgewertet. Aus den gemessenen

Werten wurde eine mittlere Höhe  $\bar{H}$  der in Krafrichtung projizierten Fläche des Wulstes bestimmt (Abbildung 3.2).

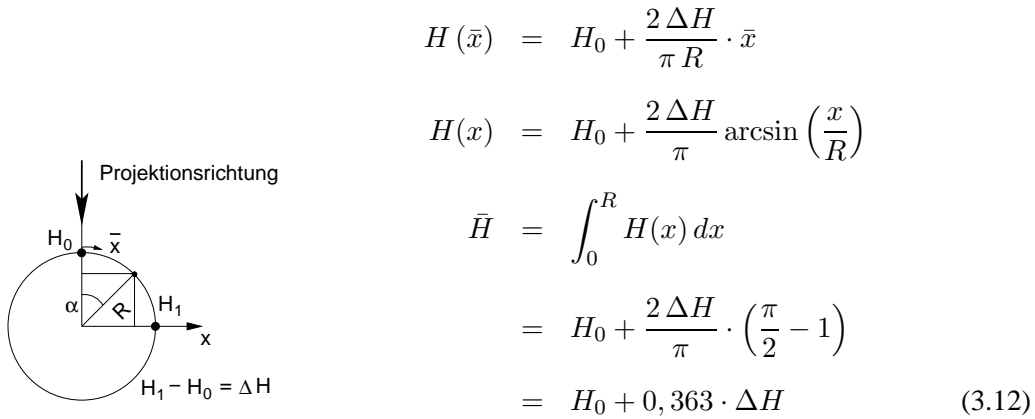


Abbildung 3.2: Bestimmung der mittleren Höhe der Projektionsfläche des Schweißwulstes

In Tabelle 3.5 sind die Ergebnisse der Wulsthöhenmessungen mit Standardabweichung und Variationskoeffizient geordnet nach Schaftdurchmesser des Dübels zusammengestellt. Die Sollwerte der Wulsthöhe nach DIN EN ISO 13918 (1989) sind im Mittel bei allen Dübeldurchmessern knapp unterschritten. Die größte Streuung ergibt sich für die Dübel mit  $d_s = 22$  mm.

Tabelle 3.5: Ergebnisse der Wulsthöhenmessung

mittlere Wulsthöhe (Umfang) $\bar{H} = (H_0 + H_1 + H_2 + H_3)/4$					
Schaftdurchmesser $d_s$ in mm	Dübelanzahl	mittlere Wulsthöhe in mm	Standardabweichung in mm	Variationskoeffizient	Sollhöhe nach DIN ISO 13918 in mm
19	71	5,7	0,84	0,146	6
22	228	5,9	1,60	0,274	6
25	64	6,1	1,53	0,252	7
mittlere Wulsthöhe (Projektion) $\bar{H} = H_0 + 0,363((H_3 + H_1)/2 - H_0)$					
Schaftdurchmesser $d_s$ in mm	Dübelanzahl	mittlere Wulsthöhe in mm	Standardabweichung in mm	Variationskoeffizient	Sollhöhe nach DIN ISO 13918 in mm
19	71	5,8	0,83	0,143	6
22	228	6,0	1,64	0,273	6
25	64	6,5	0,93	0,144	7

### 3.2.3 Stahlgurt und Betonstahl

Die an Zugproben nach DIN EN 10002-1 (2001) bestimmten Materialeigenschaften sind in Anhang B.1.5, Tabellen B.5 und B.6 angegeben.

### 3.3 Versuchskörper und Herstellung

#### 3.3.1 Versuchskörper

Für die Abscherversuche wurde ein Standardabscherkörper nach DIN EN 1994-1-1 (2006, Anhang B) gewählt, wobei drei Versuchskörpertypen mit zwei, drei und sechs Kopfbolzen je Gurt (Abbildungen 3.3-3.6) und einem Stahlprofil HEB 260 zur Ausführung kamen.

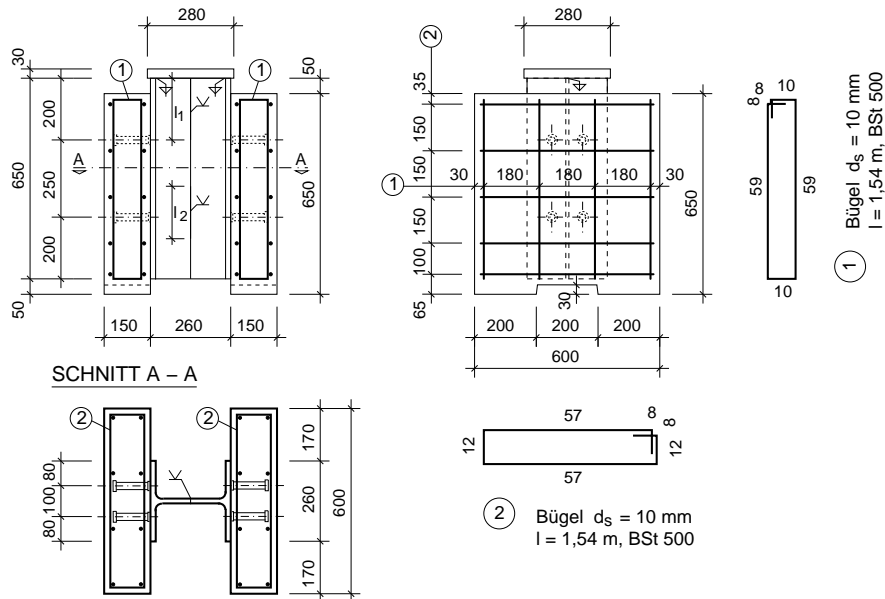


Abbildung 3.3: Versuchskörper Typ I – 2 x 4 KBD

Die Versuchskörper wurden in den nachfolgend aufgeführten Punkten gegenüber dem Standard-Versuchskörper modifiziert.

- Abmessungen des Betongurts: Beim Versuchskörper Typ III mit zwei Kopfbolzen je Gurt wurde die Höhe der Gurte auf 450 mm angepasst. Der oberste Horizontalbügel entfiel jeweils, so dass nur noch vier Bügel vorhanden waren. Die unteren drei Bügel behielten ihre Lage bezüglich der Dübel; die Lage des oberen Bügels wurde entsprechend der Gurtgeometrie angepasst.
- Anordnung der Dübel: Zur Überprüfung des Einflusses des Dübelabstandes und der Gruppenwirkung der Dübel wurde beim Versuchskörper Typ II eine Kopfbolzendübellage zwischengeschaltet, so dass sich ein Abstand von 125 mm zwischen den Lagen ergab. Dies entspricht einem Abstand  $s = 5 d_{sh}$  bei einem maximalen Schaftdurchmesser  $d_{sh} = 25$  mm.
- Anordnung einer Kopfplatte: Zur besseren Lasteinleitung in das Stahlprofil wurde eine Kopfplatte 280 x 280 x 30 mm aufgeschweißt.

Zur Verbesserung der Schubausleitung wurden die in DIN EN 1994-1-1 (2006) optional angegebenen Aussparungen an den Betongurten unten vorgesehen. Berechnungen mit einem Finite-Element-Modell (vgl. Abschnitt A.1) zeigten, dass diese Aussparungen unbedingt notwendig sind. Wird die Aussparung nicht angeordnet, findet eine direkte Lastabtragung auf dem kürzesten Last-



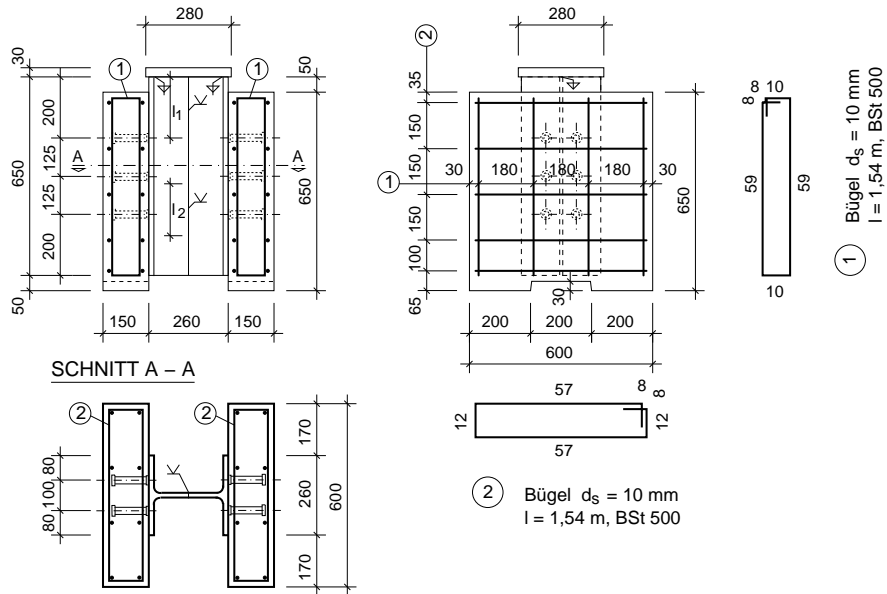


Abbildung 3.4: Versuchskörper Typ II – 2 x 6 KBD

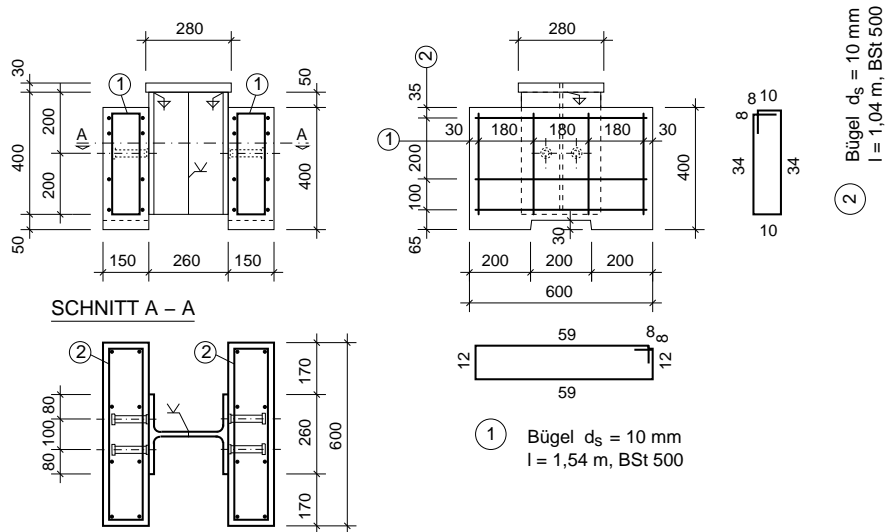


Abbildung 3.5: Versuchskörper Typ III – 2 x 2 KBD, Serien 12, 13, 14

pfad unmittelbar unterhalb der Dübellage, verbunden mit einem steiferen Verformungsverhalten und kleineren Relativverschiebungen und geringfügig höheren Traglasten statt. Das Tragverhalten des Versuchskörpers entspricht dann nicht mehr dem eines Verbundträgers mit seitlicher Schausleitung in den Betongurt (vgl. Roik u. Hanswille 1983).

Die Dimensionen der Betongurte sind auf normalfesten Beton abgestimmt. Hochfester Beton kann je Flächeneinheit eine höhere Betondruckspannung ertragen. Die Gurte könnten daher aus dem Kriterium der Verhinderung eines Betondruckversagens kleiner sein. Zur Vergleichbarkeit der

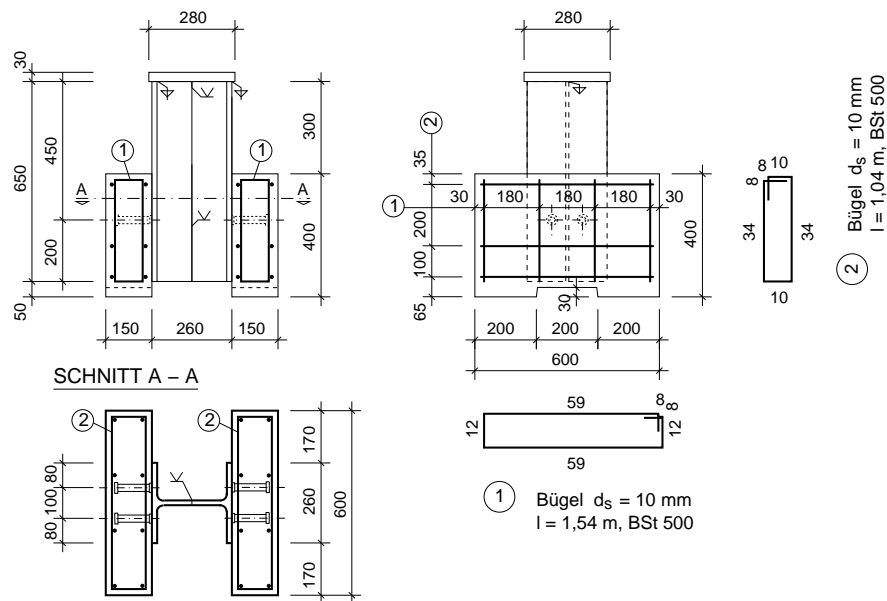


Abbildung 3.6: Versuchskörper Typ IIIa – 2 x 2 KBD, Serien 15, 16, 17

Versuchsergebnisse wurden die Abmessungen der Gurte aber über alle Betonfestigkeiten gleich gehalten. Auch stellt die Gurtdicke für den verwendeten Kopfbolzen mit der Nennhöhe 125 mm einen Mindestwert dar, der bei üblichen Anwendungen in der Praxis deutlich größer sein dürfte.

Die umlaufend geschweißte Kopfplatte 280 x 280 x 30 mm ermöglicht den Ausgleich von geringen Höhenunterschieden zwischen den beiden verschweißten Probekörperhälften und damit eine gleichmäßige Krafteinleitung über den gesamten Querschnitt des Stahlprofils HEB 260.

### 3.3.2 Herstellung

Das Tragverhalten von Kopfbolzendübeln wird wesentlich durch die Betonierlage beeinflusst. Dübel senkrecht zur Betonierrichtung zeigen ein verändertes Verbundverhalten ähnlich dem Verhalten horizontal liegender einbetonierter Betonstahlstäbe. Beim Betonieren setzen sich schwerere Bestandteile ab, überschüssiges Wasser und Luftblasen steigen nach oben und sammeln sich zum Teil unter den Stäben. Nach dem Erhärten weist der die Stäbe unmittelbar umgebende Beton eine höhere Porosität bei gleichzeitiger Anreicherung von Zementmatrix auf. Daraus resultiert eine reduzierte Verbundfestigkeit und -steifigkeit (Zilch u. Zehetmaier 2006).

Versuche mit Kopfbolzendübeln und unterschiedlicher Betonierlage zeigten bei horizontal liegenden Bolzen und vertikaler Betonage eine geringere Verschiebungssteifigkeit und eine reduzierte Traglast gegenüber senkrecht stehenden Dübeln (Kuhn u. Buckner 1986). Mit der hier gewählten Versuchsanordnung soll das Tragverhalten von stehenden Kopfbolzen, die bei der Betonage vom Dübelkopf her parallel zum Schaft eingeschüttet werden, untersucht werden. Diese Anordnung ist repräsentativ für die Kopfbolzen in einer horizontalen Verbundfuge eines Verbundträgers mit Betonage von oben. Zur Eliminierung des Einflusses einer abweichenden Betonierlage auf die am Versuchskörper erzielten Ergebnisse sind daher die Gurte der Versuchskörper ebenfalls horizontal zu betonieren. Um darüber hinaus Einflüsse unterschiedlicher Betoneigenschaften der

beiden Gurte eines Versuchskörpers durch unterschiedliche Mischungen auszuschließen, wurden die Stahlprofile längs des Steges aufgetrennt und die jeweils zusammen gehörenden Betongurte gleichzeitig mit derselben Betonmischung betoniert. Anschließend wurden beide Versuchskörperhälften zu einem Versuchskörper verschweißt.

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte in folgenden Arbeitsschritten:

- Ablängen der Trägerabschnitte des HEB 260 und Markierung der Abschnitte mit eingepprägten Träger- und Abschnittnummern,
- Auftrennen der Trägerabschnitte längs in zwei Hälften durch Brennschneiden und Kennzeichnen der Teile mit eingepprägten Abschnittsteilnummern,
- Entfernen der Walzhaut in den Dübelschweißbereichen durch Schleifen und Markierung der Schweißstellen mit Reißnadel,
- Aufschweißen der Kopfbolzen (Abbildung 3.1),
- Vermessung der Abschnittsteile: Lage der Bolzen zu den Gurtkanten, Neigung der Bolzen längs und quer zum Gurt, Durchmesser und Höhe sowie Beschaffenheit (Blasen, Löcher) der Schweißwulste,
- Einbau der Gurte liegend mit den Kopfbolzen nach oben in die Schalung, Einbau der vorher gefertigten Bewehrungskörbe, Betonieren der Gurte (Abbildung 3.7),
- Ausbau der Versuchskörperhälften aus der Schalung und Beseitigung von Betonrändern am Übergang zum Stahlgurt,
- Verschweißen der beiden Probekörperhälften und Aufschweißen der Kopfplatten (Abbildung 3.8).

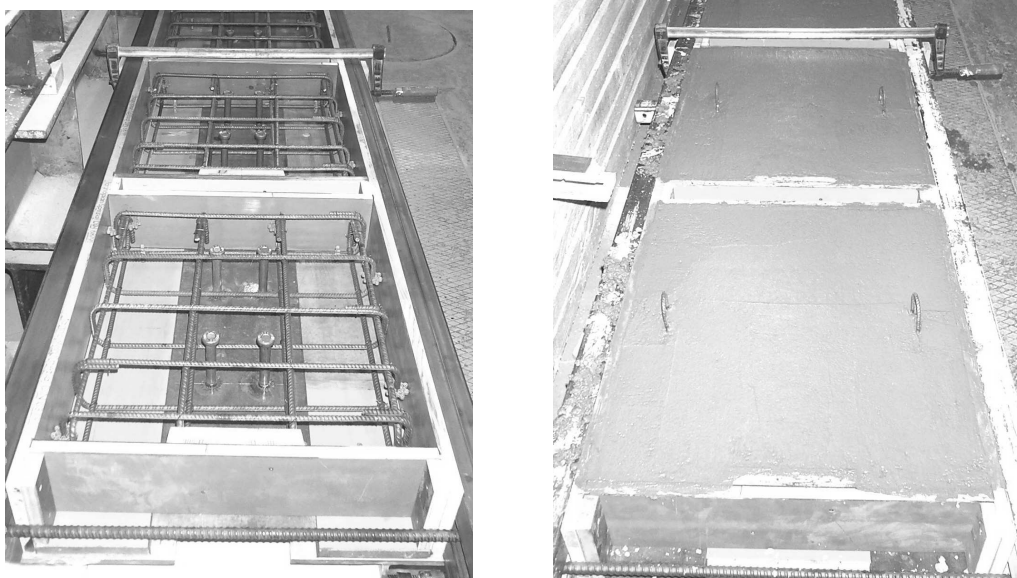


Abbildung 3.7: In die Schalung eingebaute Stahlgurte mit Kopfbolzen und Bewehrung (links) und betonierte Gurte (rechts)

Um ein vorzeitiges Austrocknen der Betongurte der Versuchskörper zu verhindern, wurden die Betongurte 24 Stunden in der Schalung belassen und unmittelbar nach dem Betonieren und Abziehen



Abbildung 3.8: Ausgeschaltete Versuchskörperhälften (links) und Versuchskörper nach dem Zusammenschweißen der beiden Hälften (rechts)

der Oberfläche mittels PE-Folie abgedeckt. Nach Entfernen der Seitenschalung und Herausheben der Versuchskörperhälften aus der Schalung wurden diese auf Europaletten gelagert und weitere 6 Tage in PE-Folien eingeschlagen. Im Anschluss wurden die Versuchskörper an der Luft der Versuchshalle (ca. 30% rel. Feuchte, 20°C) gelagert. Das Verschweißen der Versuchskörperhälften erfolgte in der Regel nach 7 Tagen; die Prüfung der Versuchskörper zwischen dem 28. und dem 56. Tag.

Durch das Zusammenschweißen der Versuchskörperhälften wurden Zwangsspannungen in den Dübeln induziert, die die Zwangsspannungen aus Betonschwinden deutlich übersteigen. Die Zwangsspannungen haben aber keinen erkennbaren Einfluss auf die erreichten Traglasten und Relativverschiebungen, da durch die Verformungen der Dübel nahe der Traglast die Zwangsspannungen abgebaut werden.

## 3.4 Versuchsdurchführung

### 3.4.1 Versuchsaufbau

Die Prüfung der Versuchskörper erfolgte mit einer hydraulischen 10 MN-Prüfmaschine mit einer programmierbaren elektronischen Steuerung. Die Maschine besteht aus einem hydraulisch verstellbaren oberen Haupt mit Kalotte und Kraftmessdose und einem unten liegenden nach oben wirkenden hydraulischen Zylinder und dem horizontal herausfahrbaren Versuchstisch mit der unteren Lastplatte (Abbildung 3.9).

Die Versuchskörper wurden auf Nadelvlzstreifen mit der Dicke  $d = 3,5$  mm aufgelagert. Zwischen der Lasteinleitungsplatte der Versuchskörper und der oberen Lastplatte der Prüfmaschine wurde zum Ausgleich der Unebenheiten der Lasteinleitungsplatte eine Pappelage eingebaut. Zur Aufnahme der aus der Geometrie der Versuchskörper resultierenden, nach aussen gerichteten Ho-

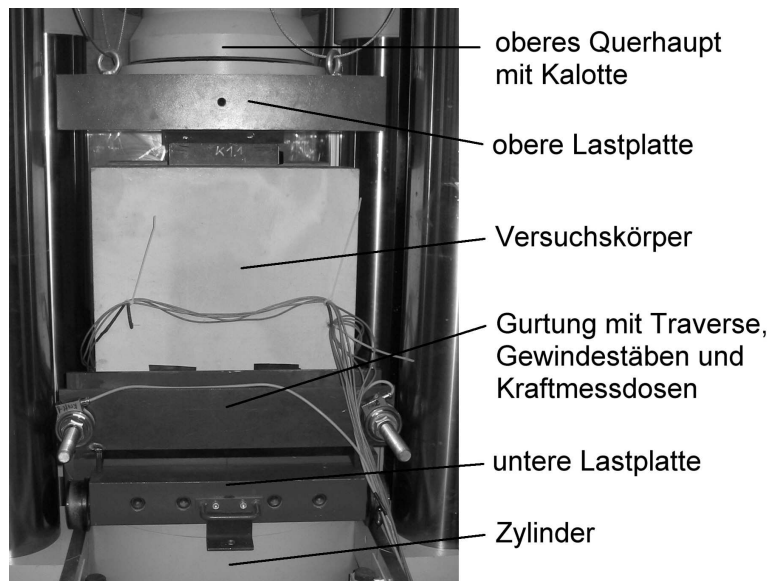


Abbildung 3.9: Versuchsaufbau mit hydraulischer Prüfmaschine und eingebautem Versuchskörper

Horizontalkräfte am unteren Auflager der Versuchskörper wurde eine horizontale Gurtung angeordnet. Die Gurtung besteht aus zwei Traversen HEB 140 mit aufgeschweißten Lastübertragungslatten, die sich über Elastomerlagen auf der Betongurtoberfläche abstützen (Abbildungen 3.9 und 3.10). Die Traversen sind durch zwei Gewindestäben M 30, Festigkeitsklasse 8.8 und Sechskantmuttern zusammengehalten, wobei teilweise eine geringe Vorspannung zur Minimierung des Schlupfes aufgebracht wurde. Zum Einfluss der Vorspannung auf das Versuchsergebnis siehe Abschnitt 3.5.5.1.

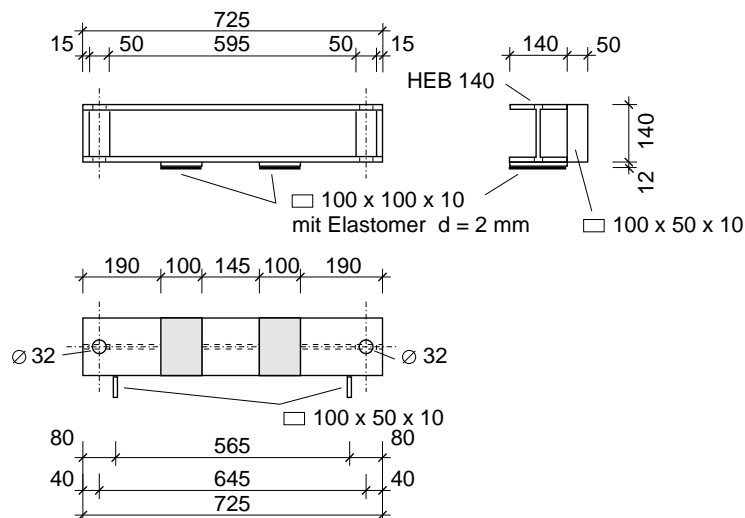


Abbildung 3.10: Traverse zur Abstützung der Betongurte

Die Konstruktion mit seitlichem Umgriff um die Versuchskörper wurde gewählt, um eine Störung des Kraftflusses durch die bei einer Durchführung von Gewindestäben durch die Gurte erforderlichen Löcher zu vermeiden. Die Höhenlage der Gurtung wurde so festgelegt, dass die Gurtung

bei den Versuchskörpern Typ II in Höhe einer gedachten zusätzlichen unteren Dübellage zu liegen kam.

### 3.4.2 Messeinrichtung

Die gegenseitige vertikale Verschiebung zwischen Betongurten und Stahlprofil wurde an 4 Messstellen je Betongurt – je zwei in Höhe der oberen und unteren Dübellage links und rechts – mittels induktiven Wegaufnehmern aufgenommen. Bei den kleineren Versuchskörpern des Typs III mit nur einer Dübellage wurden entsprechend nur zwei Messstellen je Gurt verwendet. Die induktiven Wegaufnehmer wurden mittels angeschweißter Stahlwinkel und verschraubter Aluminiumhalterungen am Stahlprofil HEB 260 befestigt. Die mit Kugeln ausgestatteten Taster der Wegaufnehmer stützten sich gegen auf die Betongurte geklebte Aluminiumwinkel ab. Die Messaufnehmer wurden vorgespannt eingebaut, so dass sie mit zunehmender Verschiebung entlastet wurden.

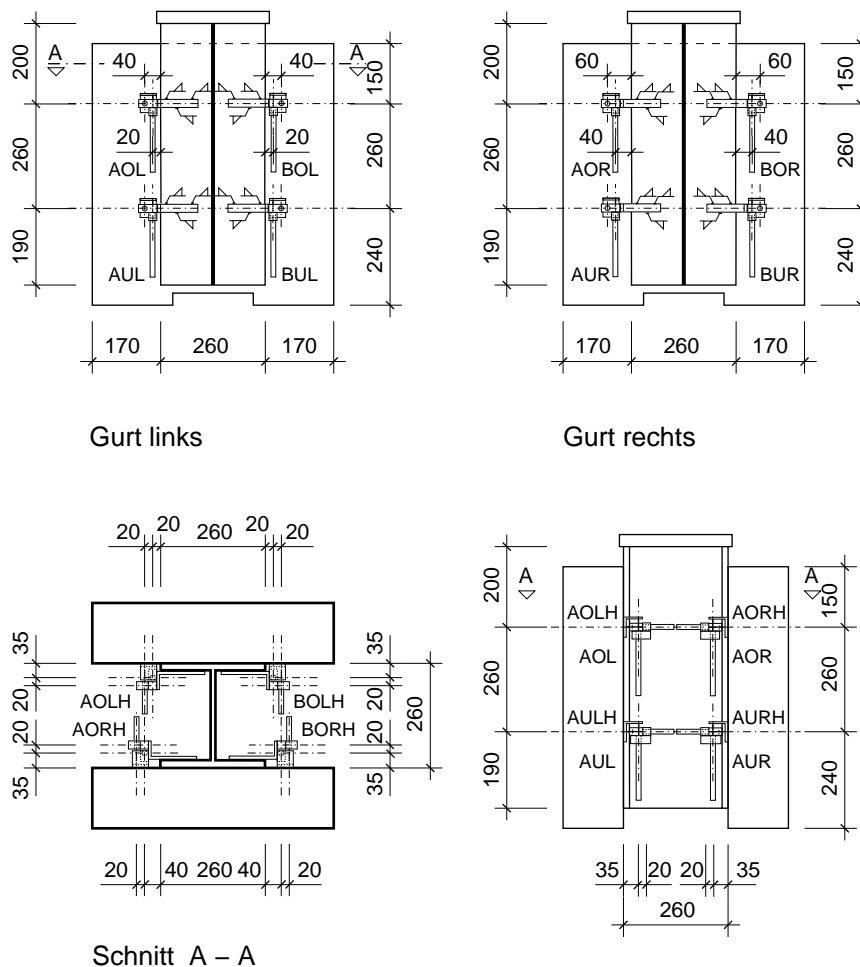


Abbildung 3.11: Anordnung der induktiven Wegaufnehmer und Bezeichnung der Messstellen

Zur Erfassung der Fugenöffnung wurden bei der überwiegenden Anzahl der Versuche zusätzlich vier induktive Wegaufnehmer in horizontaler Richtung eingebaut (Abbildung 3.11). Die Messauf-

nehmer waren an den selben Halterungen am Stahlprofil senkrecht zu den vertikal angeordneten Aufnehmern befestigt und stützten sich auf die vertikale Fläche der mit dem Betongurt verklebten Aluminiumwinkel ab. Die horizontalen Wegaufnehmer wurden ebenfalls vorgespannt eingebaut, so dass sie mit zunehmender Fugenöffnung entlastet wurden. Bei den kleinen Versuchskörpern mit nur einer Dübellage kamen ebenfalls nur zwei Messaufnehmer je Gurt in Höhe der Dübellage zum Einsatz. Die Anordnung der induktiven Wegaufnehmer und die Bezeichnung der Messstellen ist in Abbildung 3.11 dargestellt.

Zur Aufnahme der Gesamtverschiebung wurde der in der Prüfmaschine integrierte Wegaufnehmer verwendet. Zum Vergleich des auf diese Weise aufgezeichneten Kolbenwegs mit dem Gesamtverschiebungsweg des Versuchskörpers wurde ein weiterer induktiver Wegaufnehmer zwischen unterer Grundplatte der Prüfmaschine und Unterkante der oberen Stahlplatte des Versuchskörpers eingebaut. Aus dem Vergleich der beiden Verschiebungswege lassen sich die mittleren Eindrückungen der Filzlage unterhalb der Betongurte und der Pappelage zwischen oberer Stahlplatte des Versuchskörpers und oberer Lastplatte der Prüfmaschine ermitteln.

Die aufgebrachte Kraft wurde über die in die Prüfmaschine integrierte Kraftmessdose aufgezeichnet. Die Kräfte der horizontalen Gurtung wurden mittels Kraftmessdosen zwischen Traverse und Sechskantmuttern der Gewindestäbe gemessen (Abbildung 3.9). Zur Feststellung der Kraftverteilung zwischen den Betongurten wurden bei einigen Versuchen unterhalb der Betongurte je zwei Kraftmessdosen angeordnet. Die Kraftmessdosen wurden zwischen Stahlplatten mit der Dicke  $d = 30$  mm zentriert auf die Lasteinleitungsflächen der Betongurte eingebaut. Versuchsweise waren zunächst Kalotten zwischen den Stahlplatten und den Kraftmessdosen angeordnet, die aber den hohen Lasten nicht Stand hielten und brachen (vgl. Abschnitt 3.5.5.2).

Alle Messwerte wurden über Messverstärker mit angeschlossenem PC mit einer Messrate von 1 Hz permanent über die Versuchsdauer erfasst.

### 3.4.3 Versuchsablauf

Die Belastung der Versuchskörper erfolgte nach den Angaben in DIN EN 1994-1-1 (2006, Anhang B). Dementsprechend wurde die Last kraftgesteuert zunächst bis auf 40% der erwarteten Versuchshöchstlast  $F_{u,erw}$  gesteigert und anschließend 25 Lastwechsel mit Ober- und Unterlasten von 40% und 5% der erwarteten Versuchshöchstlast aufgebracht. Nach Abschluss dieser zyklischen Belastung wurde der Versuchskörper entlastet. Die zyklische Belastung dient der Lösung des Haftverbundes und führt zu einer geringen Setzung der Verbundmittel im umgebenden Beton.

Die anschließende Bruchbelastung erfolgte weggesteuert mit einer konstanten Verschiebungsrate  $\dot{w}$  des unteren Versuchstisches gegen das obere Haupt der Prüfmaschine. Mit zunehmender Verschiebung  $w$ <sup>1</sup> stieg die Versuchslast  $F$  an. Bei Erreichen zuvor relativ zur erwarteten Versuchslast  $F_{u,erw}$  festgelegter Laststufen  $0,50F_{u,erw}$ ,  $0,75F_{u,erw}$  und  $0,90F_{u,erw}$  wurde die Prüfmaschine angehalten und die entstandenen Risse wurden auf den Gurtaussenseiten markiert. Durch das Konstanthalten der Verschiebung fiel die Versuchslast in den Haltezeiten jeweils deutlich ab, stieg nach Wiederaufnahme der weggesteuerten Belastung aber wieder auf den zuvor erreichten Wert an ohne wesentliche Wegzunahme.

<sup>1</sup>Durch die Wegsteuerung des Kolbens des Hydraulikzylinders und die elastische Verformung des Versuchskörpers entspricht der Weg  $w$  nicht genau der Relativverschiebung zwischen Beton- und Stahlgurt. Der Auswertung der Versuche wurde die in der Nähe der Kopfbolzen gemessene und über die Messstellen gemittelte Relativverschiebung  $\delta$  zugrunde gelegt.

Mit zunehmender Relativverschiebung zwischen den Betongurten und dem Stahlprofil kam es zum Ausfall einzelner Dübel, erkennbar durch ein schlagartiges Geräusch und dem plötzlichen Abfall der Versuchslast. Die Dübel versagten im Allgemeinen nicht gleichzeitig sondern nacheinander bei weiter zunehmender Relativverschiebung. Nach Versagen des letzten Dübels eines Gurtes kam es zur Separation des Gurtes. Der jeweilige Versuch wurde dann abgebrochen und die Messung beendet. Um den zweiten Gurt noch zu lösen, wurde dann der Stahlgurt auf der Seite mit separiertem Betongurt mit Stahlplatten unterfüttert und die Last wurde kraftgesteuert bis zum Versagen aller übrigen Dübel gesteigert. Daraufhin konnten beide Kontaktflächen zwischen Betongurten und Stahlprofil in Augenschein genommen werden.

### 3.5 Versuchsbeobachtungen

#### 3.5.1 Relativverschiebung nach der zyklischen Vorbelastung

Ein schlagartiges Lösen des Haftverbundes zwischen Beton und Stahl wurde bei keinem Versuch beobachtet. Mit der ersten Belastungsrampe der zyklischen Belastung trat eine deutliche Relativverschiebung  $\delta$  auf, wobei ein Teil der Relativverschiebung nach der ersten Entlastungsrampe verblieb. Mit jedem weiteren Belastungszyklus nahm die bleibende Relativverschiebung zu, wobei sich die Differenz zum jeweils vorhergehenden Zyklus mit zunehmender Zyklenzahl verringerte.

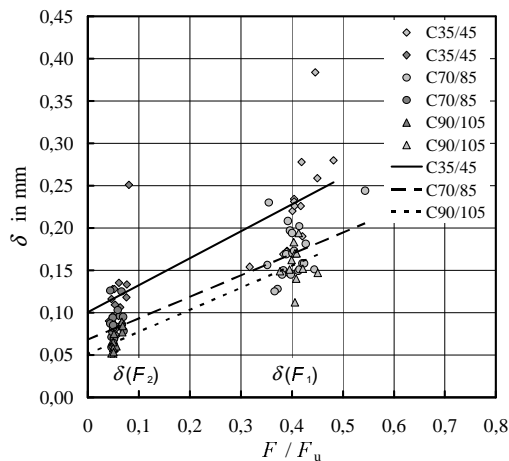


Abbildung 3.12: Relativverschiebung bei erstmaligem Erreichen der Oberlast und der Unterlast der zyklischen Belastung in Abhängigkeit von der zugehörigen bezogenen Versuchslast

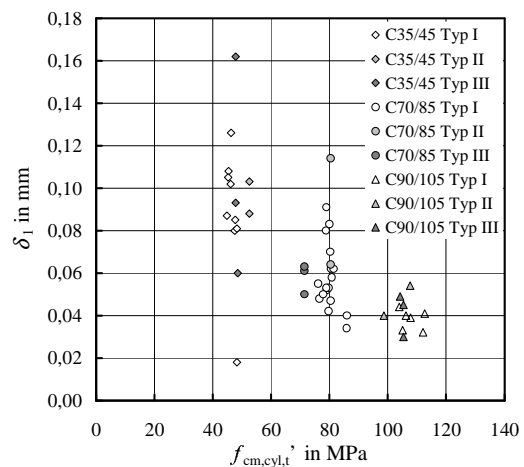


Abbildung 3.13: Bleibende Relativverschiebung nach Abschluss der zyklischen Belastung in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit und vom Versuchskörpertyp

In Abbildung 3.12 sind die mittleren Relativverschiebungen  $\delta$  beim erstmaligen Erreichen der Oberlast  $F_1$  und die verbleibenden Relativverschiebungen beim erstmaligen Erreichen der Unterlast  $F_2$  dargestellt. Beide Relativverschiebungswerte nehmen mit Ansteigen der Betondruckfestigkeit erwartungsgemäß ab. Die in Abbildung 3.12 eingetragenen Trendlinien entsprechen der



mittleren Steifigkeit im Entlastungsast des ersten Lastzyklus. Die Steifigkeiten nehmen erwartungsgemäß mit ansteigender Betondruckfestigkeit zu.

In Abbildung 3.13 ist die bleibende Relativverschiebung nach Abschluss der zyklischen Belastungsphase in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit und vom Versuchskörpertyp dargestellt. Die bleibende Relativverschiebung nimmt mit zunehmender Betonfestigkeit ab. Die Relativverschiebung resultiert im Wesentlichen aus plastischen Verformungen des Betons der Übergangszone zum Kopfbolzenschaft (vgl. Abschnitt 3.5.4). Bei normalfestem Beton weist die Übergangszone eine erhöhte Porosität bei gleichzeitiger Anreicherung von Zementmatrix auf. Bei der Erstbelastung kommt es dann im Bereich des Dübelfußes mit hohen Pressungen zu einer Verdichtung der Übergangszone verbunden mit einer plastischen Verformung. Bei hochfesten Betonen ist die Übergangszone durch die Wirkung des Silikas und des geringen Wasserzementwerts dichter und die plastischen Verformungen sind entsprechend geringer. Der Vergleich der Abbildungen 3.12 und 3.13 zeigt, dass sich bei allen Zielbetonfestigkeitsklassen bereits im ersten Lastzyklus der überwiegende Anteil der bleibenden Relativverschiebung  $\delta_1$  nach Abschluss der zyklischen Belastung einstellt.

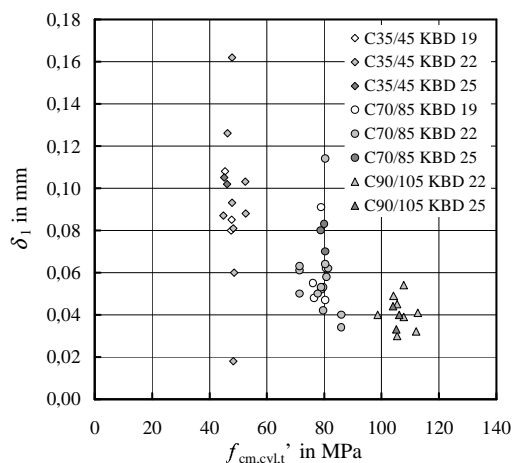


Abbildung 3.14: Bleibende Relativverschiebung nach Abschluss der zyklischen Belastungsphase in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit und vom Bolzendurchmesser

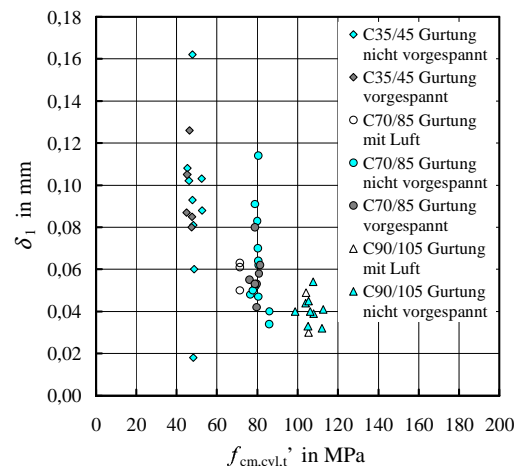


Abbildung 3.15: Bleibende Relativverschiebung nach Abschluss der zyklischen Belastungsphase in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit und von der Vorspannung der horizontalen Gurtung

Bei dem Ausreißer in Abbildung 3.12 handelt es sich um den Versuchskörper KIII7.5, der offensichtlich schief zusammengeschweißt war, so dass sich Luft unter den diagonal gegenüber liegenden Auflagerepunkten AL und BR befand. Die gemessenen Relativverschiebungen zeigen, dass es unter Belastung zu einer starken Rotation der Gurte um eine Achse normal zu den Gurtmittelflächen kam. Diese Beanspruchung führte zu einer Vergrößerung der mittleren Relativverschiebung

beider Gurte <sup>2</sup>.

In den Abbildungen 3.13 bis 3.15 sind die bleibenden Relativverschiebungen nach Abschluss der zyklischen Belastung in Abhängigkeit von den Parametern Versuchskörpertyp, Dübeldurchmesser und Vorspannung der Gurtung dargestellt. Es sind keine Abhängigkeiten zwischen der bleibenden Relativverschiebung und dem Versuchskörpertyp, dem Dübeldurchmesser und der Vorspannung der horizontalen Gurtung zu erkennen.

### 3.5.2 Relativverschiebung im Traglastversuch

Für jeden Versuch wurde aus der gemessenen und zwischen den beiden Gurten gemittelten Relativverschiebung  $\delta_m$  und der gemessenen Versuchslast  $F$  eine Versuchslast-Relativverschiebungslinie ermittelt. Die Linien für die Einzelversuche sind im Anhang B.3 dargestellt. Für die weitere Auswertung wurden je Versuchsserie mittlere Versuchslast-Relativverschiebungslinien ermittelt. Die Linien wurden als arithmetisches Mittel der auf die Versuchshöchstlast  $F_u$  bezogenen Versuchslasten  $F$  der Einzelversuche für vorgegebene Stützstellen der Relativverschiebung  $\delta_m$  bestimmt. Zusätzlich wurden die Linien geglättet indem die Abschnitte mit kurzzeitig abfallender Versuchslast bei Versuchsunterbrechung eliminiert wurden. Hinsichtlich der erreichten Versuchshöchstlasten  $F_u$  siehe Abschnitt 3.6.1.

In den Abbildungen 3.16 – 3.18 sind die mittleren Versuchslast-Relativverschiebungslinien der Versuche am Versuchskörpertyp I jeweils für eine Zielbetonfestigkeitsklasse zusammengestellt.

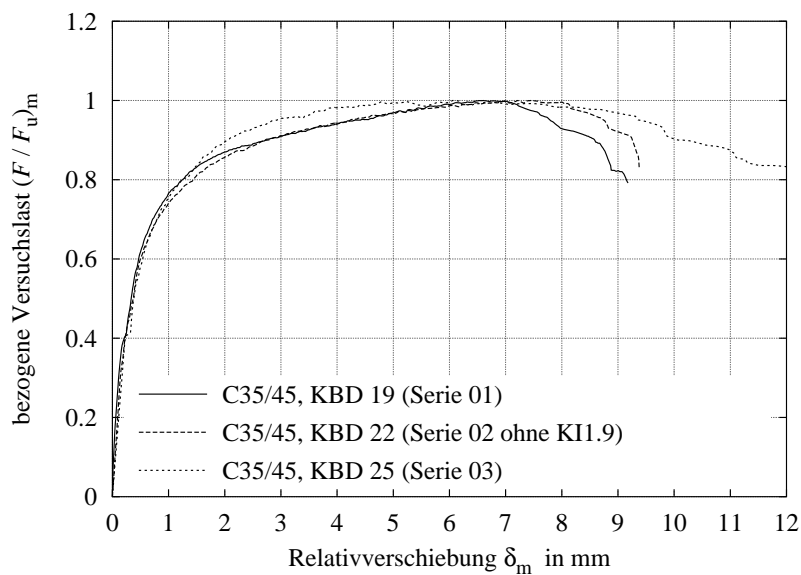


Abbildung 3.16: Mittlere Versuchslast-Relativverschiebungslinien für die Versuchskörper des Typs I mit der Zielbetonfestigkeitsklasse C35/45

Die Versuchslast-Relativverschiebungslinien zeigen innerhalb der Versuchsgruppe mit derselben Zielbetonfestigkeitsklasse nur einen geringen Einfluss des Kopfbolzendurchmessers. Die Linien

<sup>2</sup>Auf das Versuchsergebnis im Traglastversuch hatte das schiefe Zusammenschweißen keinen Einfluss, da durch die plastischen Verformungen der Kopfbolzen nahe der Höchstlast die Betongurte gegeneinander rotieren konnten und sich die ungleiche Beanspruchung der Bolzen dadurch stark verringerte.

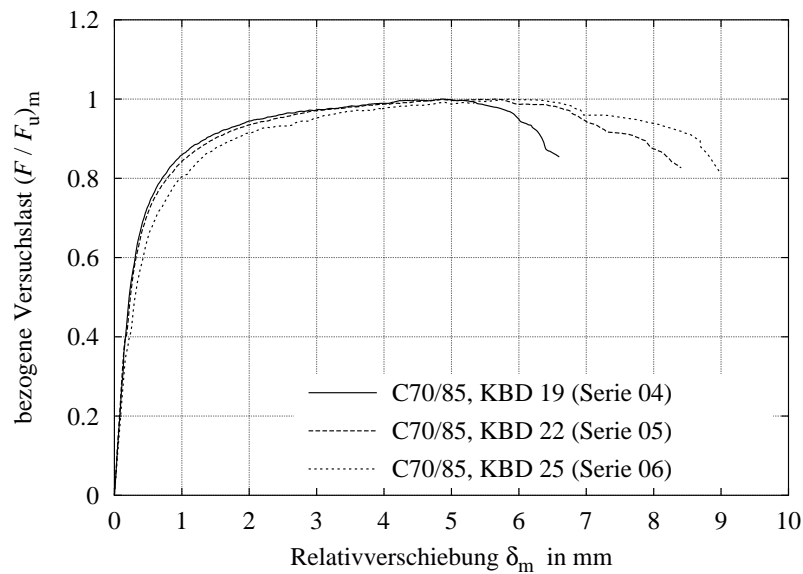


Abbildung 3.17: Mittlere Versuchslast-Relativverschiebungslinien für die Versuchskörper des Typs I mit der Zielbetonfestigkeitsklasse C70/85

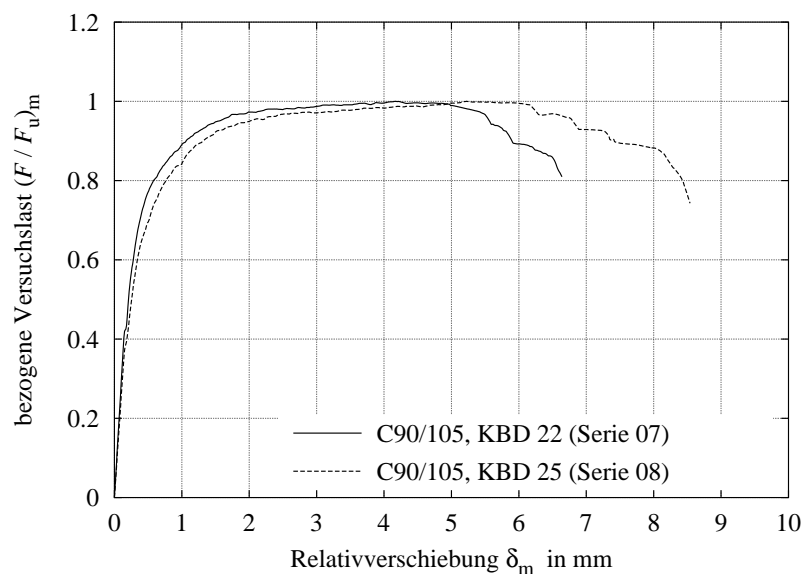


Abbildung 3.18: Mittlere Versuchslast-Relativverschiebungslinien für die Versuchskörper des Typs I mit der Zielbetonfestigkeitsklasse C90/105

weisen bis zu einer Versuchslast  $F/F_u \approx 0,6$  einen nahezu linearen Verlauf mit einer hohen Anfangssteifigkeit auf, wobei die Steifigkeit mit zunehmendem Kopfbolzendurchmesser abnimmt. Eine weitere Erhöhung der Relativverschiebung führt zu einer deutlichen Verringerung der Steifigkeit bis die Linie in einen nach geneigten Ast einmündet. Im Bereich der Versuchshöchstlast  $F/F_u \approx 1,0$  kommt es dann zu einer ausgeprägten plastischen Zunahme der Relativverschiebung  $\delta_m$ . Die Relativverschiebungen bei Erreichen der Versuchshöchstlast ( $F/F_u = 1,0$ ) und die

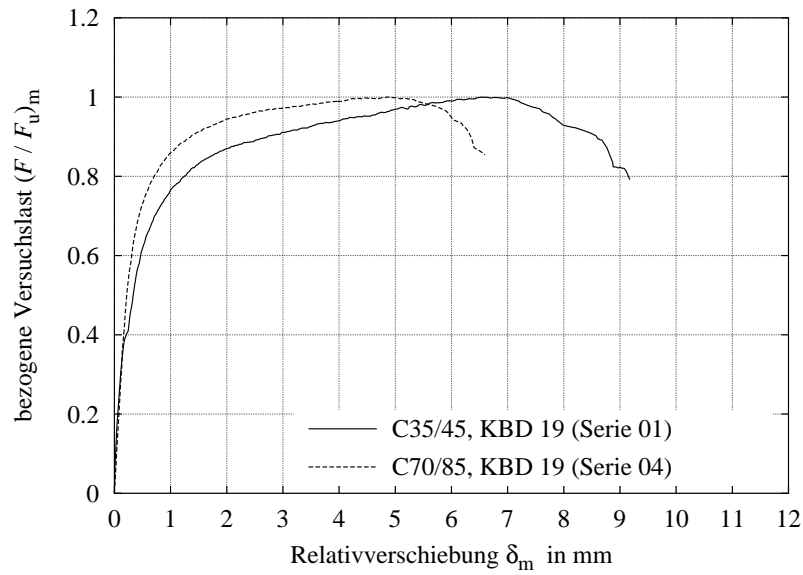


Abbildung 3.19: Mittlere Versuchslast-Relativverschiebungslinien für die Versuchskörper des Typs I mit dem Dübeldurchmesser  $d_s = 19$  mm

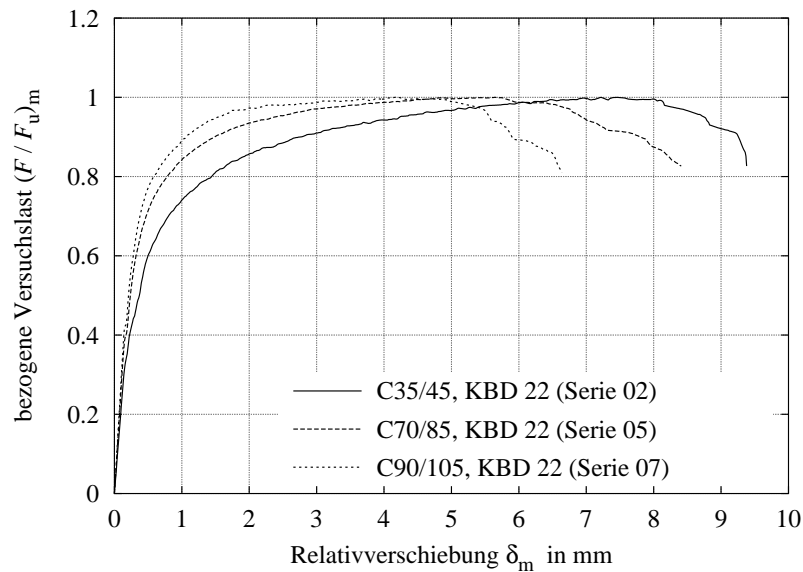


Abbildung 3.20: Mittlere Versuchslast-Relativverschiebungslinien für die Versuchskörper des Typs I mit dem Dübeldurchmesser  $d_s = 22$  mm

maximale Relativverschiebung<sup>3</sup> nehmen mit dem Kopfbolzendurchmesser<sup>3</sup> zu.

In den Abbildungen 3.19 – 3.21 sind die mittleren Versuchslast-Relativverschiebungslinien der Versuche am Versuchskörpertyp I jeweils für einen Dübeldurchmesser zusammengestellt. Die Linien weisen eine deutliche Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit auf, wobei die Anfangsstei-

<sup>3</sup>DIN EN 1994-1-1 (2006) definiert als Relativverschiebung bei Wiedererreichen einer Versuchslast  $F = 0,9 F_u$

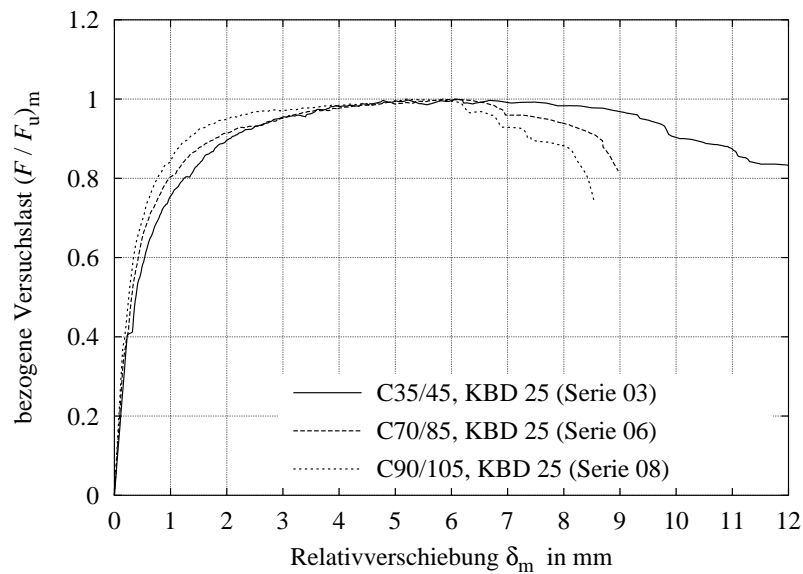


Abbildung 3.21: Mittlere Versuchslast-Relativverschiebungslinien für die Versuchskörper des Typs I mit dem Dübeldurchmesser  $d_s = 25$  mm

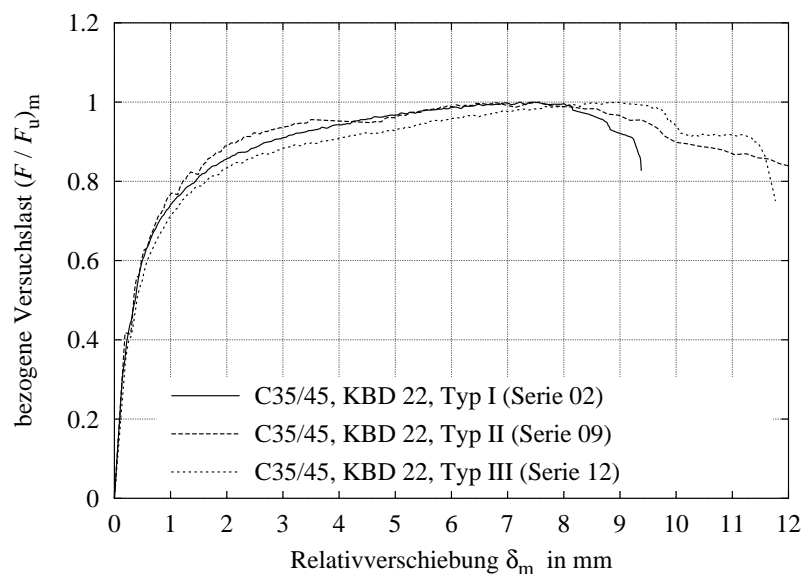


Abbildung 3.22: Mittlere Versuchslast-Relativverschiebungslinien für die Versuchskörper der Zielbetonfestigkeitsklasse C35/45 und dem Dübeldurchmesser  $d_s = 22$  mm

festigkeit und die Versuchslast beim Beginn des Übergangs in den nach geneigten Ast der Versuchslast-Relativverschiebungslinie mit der Betondruckfestigkeit zunimmt. Die Relativverschiebungen bei Erreichen der Versuchshöchstlast ( $F/F_u = 1,0$ ) und die maximale Relativverschiebung bei Wiedererreichen einer Versuchslast  $F = 0,9 F_u$  nimmt hingegen ab.

In den Abbildungen 3.22 – 3.24 sind die mittleren Versuchslast-Relativverschiebungslinien der Versuche an den Versuchskörpertypen I – III jeweils für eine Zielbetonfestigkeitsklasse gegenüber

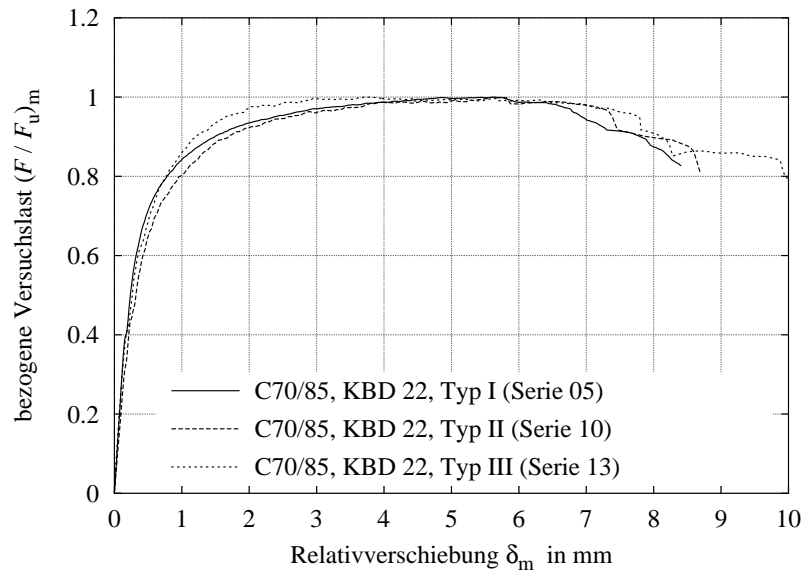


Abbildung 3.23: Mittlere Versuchslast-Relativverschiebungslinien für die Versuchskörper der Zielbetonfestigkeitsklasse C70/85 und dem Dübeldurchmesser  $d_s = 22$  mm

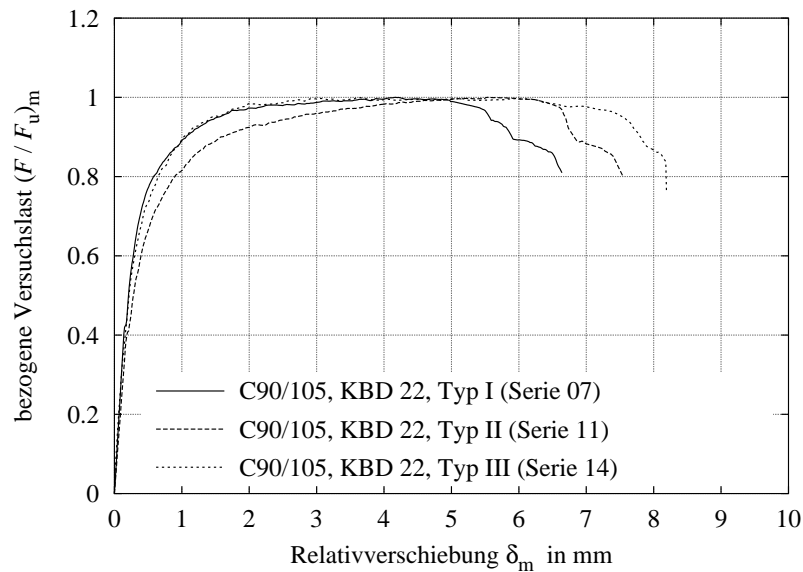


Abbildung 3.24: Mittlere Versuchslast-Relativverschiebungslinien für die Versuchskörper der Zielbetonfestigkeitsklasse C90/105 und dem Dübeldurchmesser  $d_s = 22$  mm

gestellt. Die an den unterschiedlichen Versuchskörpertypen ermittelten mittleren Versuchslast-Relativverschiebungslinien zeigen innerhalb der Versuchsgruppe mit derselben Zielbetonfestigkeitsklasse eine gute Übereinstimmung. Die Relativverschiebungen bei Erreichen der Versuchshöchstlast ( $F/F_u = 1,0$ ) und die maximale Relativverschiebung bei Wiedererreichen einer Versuchslast  $F = 0,9 F_u$  sind beim Versuchskörpertyp I unabhängig von der Zielbetonfestigkeitsklasse am kleinsten und beim Versuchskörpertyp III am größten.

Zusammenfassend kann festgestellt werden:

- Für die hier getesteten Parameterkombinationen ergibt sich im Bereich  $0 \leq F \leq 0,6F_u$  ein annähernd linear elastisches Verhalten der Kopfbolzenverbindung.
- Die auf die Versuchslast bezogene Anfangssteifigkeit der Kopfbolzenverbindung steigt bei gleichbleibendem Kopfbolzendurchmesser mit der Betonfestigkeit an und fällt bei gleichbleibender Betondruckfestigkeit mit zunehmendem Durchmesser ab.
- Die Duktilität der Kopfbolzenverbindung nimmt bei gleichbleibender Betonfestigkeit mit dem Kopfbolzendurchmesser zu und nimmt bei gleichbleibendem Durchmesser mit zunehmender Betondruckfestigkeit ab.
- Die Duktilität der Kopfbolzenverbindung steigt mit der Kopfbolzenanzahl des Versuchskörpers an.

### 3.5.3 Fugenöffnung

Die Fugenöffnung wurde bei den Versuchsserien 02, 05, 07, 08, 11 ÷ 18 (vgl. Tabelle 3.1) gemessen. In Abbildung 3.25 ist exemplarisch für die Serie 02 (Versuchskörper Typ I, C35/45, KBD 22) der Verlauf der Fugenöffnung und die mittlere, auf die Versuchshöchstlast bezogene Versuchslast des Versuchskörpers KI1.8 in Abhängigkeit von der Relativverschiebung dargestellt. In Abbildung 3.26 ist der zugehörige Verlauf der Kraft der horizontalen Gurtung (“Ankerkraft”) dargestellt.

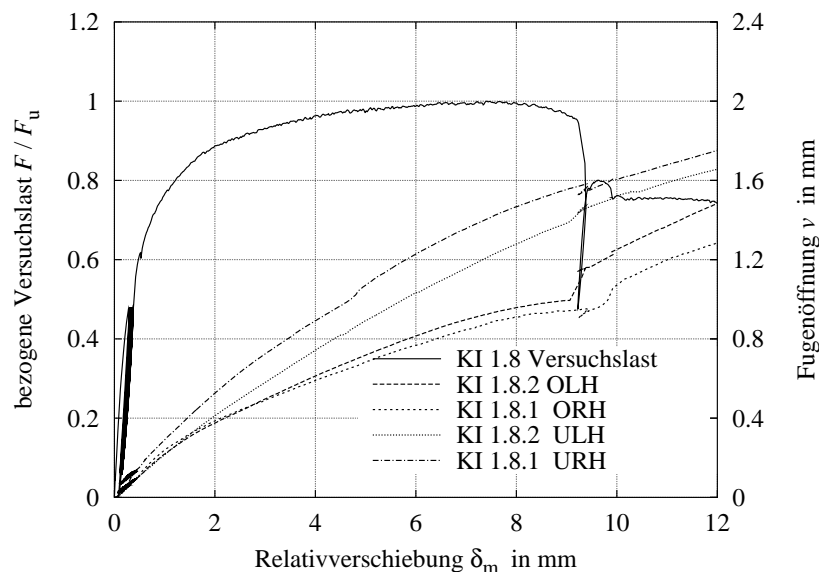


Abbildung 3.25: Versuchskörper KI1.8 – Fugenöffnung und mittlere bezogene Versuchslast in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

Die Fugenöffnungen oben  $v_o$  und unten  $v_u$  nehmen mit zunehmender Relativverschiebung unterproportional zu, wobei die Fugenöffnung oben hinter der Fugenöffnung unten zurück bleibt. Ab einer relativen Versuchslast  $F/F_u \approx 0,90$  nimmt  $v_u$  gegenüber  $v_o$  nur noch gering zu. Das Verhältnis der Fugenöffnung  $v_o$  zur Fugenöffnung  $v_u$  erreicht im Bereich des horizontalen As-

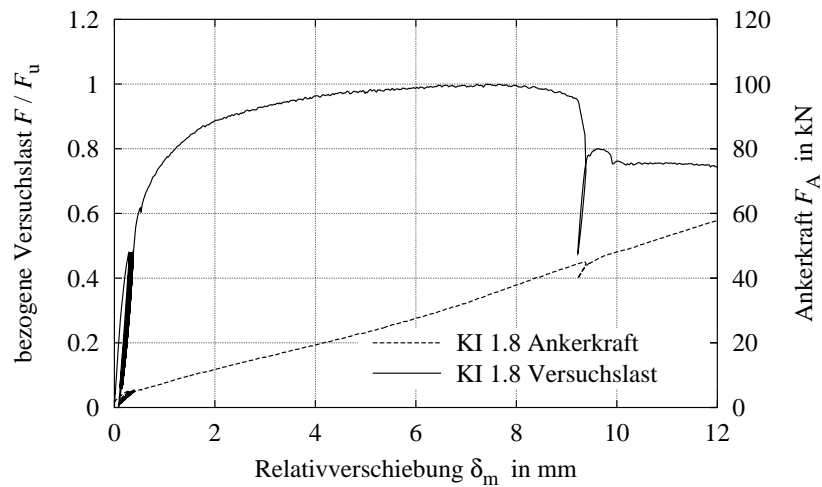


Abbildung 3.26: Versuchskörper KI1.8 – Kraft der horizontalen Gurtung und mittlere bezogene Versuchslast in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

tes der Versuchslast-Relativverschiebungs-Linie schließlich einen annähernd konstanten Wert von  $v_o/v_u \approx 0,65$ . Die Fugenöffnung  $v_o$  unter Versuchshöchstlast betrug im Mittel  $v_o = 0,9$  mm. Die Kraft der horizontalen Gurtung nimmt annähernd linear mit der Relativverschiebung zu und erreichte unter Versuchshöchstlast  $F_A \approx 35$  kN.

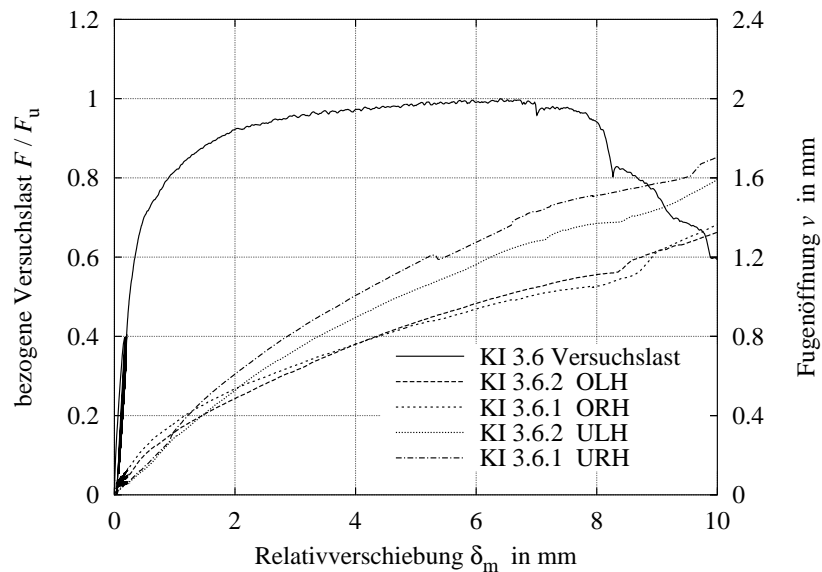


Abbildung 3.27: Versuchskörper KI3.6 – Fugenöffnung und mittlere bezogene Versuchslast in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

Der Versuchskörper KI3.6 (exemplarisch für Serie 05 mit C70/85, KBD 22) zeigt ein sehr ähnliches Verhalten (Abbildung 3.27). Das Verhältnis der Fugenöffnung  $v_o$  zur Fugenöffnung  $v_u$  ist im Bereich des horizontalen Astes der Versuchslast-Relativverschiebungs-Linie ebenfalls annähernd konstant mit  $v_o/v_u \approx 0,8$ . Die Fugenöffnung  $v_o$  unter Versuchshöchstlast betrug im Mittel



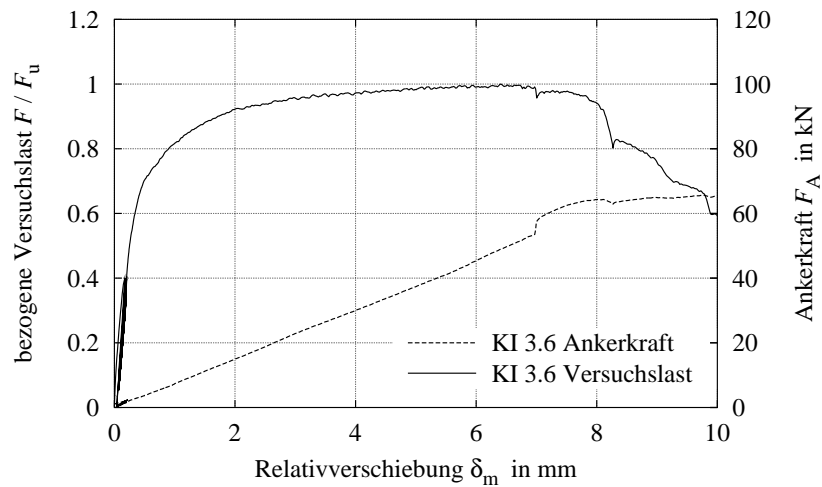


Abbildung 3.28: Versuchskörper KI3.6 – Kraft der horizontalen Gurtung und mittlere bezogene Versuchslast in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

$v_o = 0,9$  mm; die Kraft der horizontalen Gurtung erreichte unter Versuchshöchstlast  $F_A \approx 45$  kN. Für die Versuchsserie 07 (C90/105, KBD22) ist in den Abbildungen 3.29 und 3.30 exemplarisch das Fugenöffnungsverhalten und die Entwicklung der Kraft der horizontalen Gurtung des Versuchskörpers KI6.6 abgebildet.

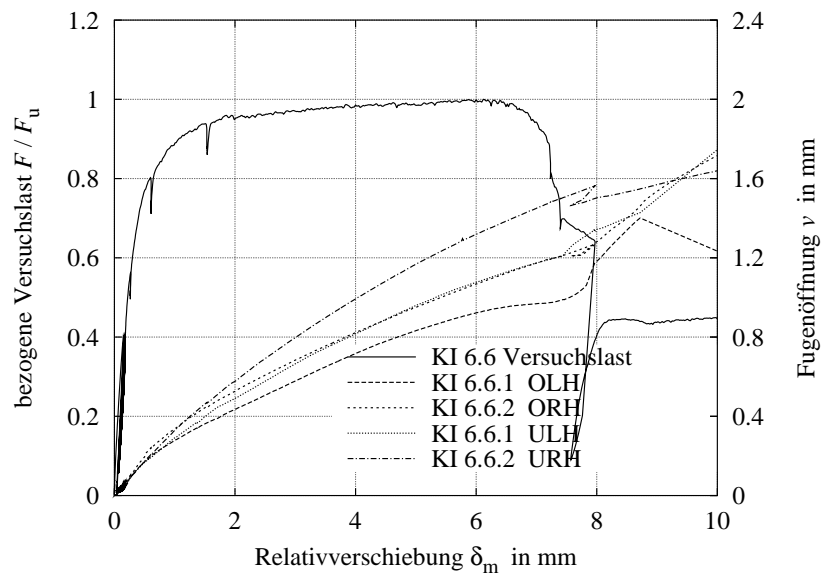


Abbildung 3.29: Versuchskörper KI6.6 – Fugenöffnung und mittlere bezogene Versuchslast in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

Die Fugenöffnungen oben und unten steigen auch hier unterproportional an. Die Abweichung der Fugenöffnung oben und unten ist allerdings geringer als bei den Versuchsserien 02 und 05; das Verhältnis beträgt im Bereich des horizontalen Astes der Versuchslast-Relativverschiebungslinie

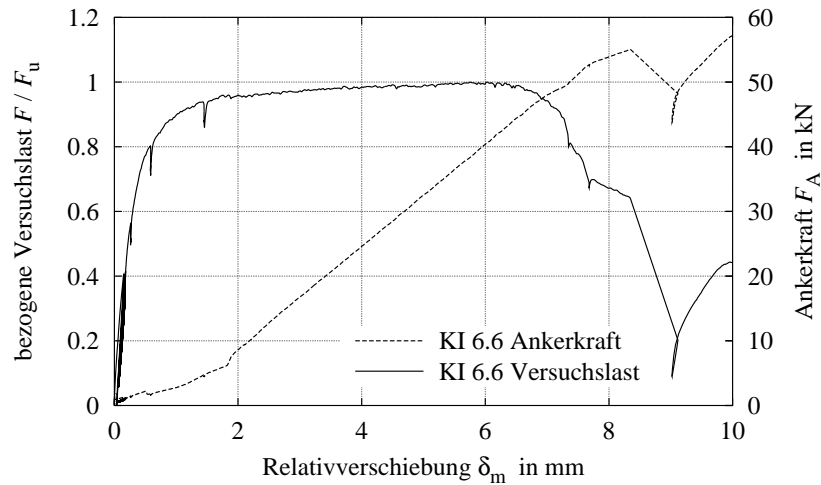


Abbildung 3.30: Versuchskörper KI6.6 – Kraft der horizontalen Gurtung und mittlere bezogene Versuchslast in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

im Serienmittel  $v_o/v_u \approx 0,90$ . Die Fugenöffnung  $v_o$  unter Versuchshöchstlast betrug im Mittel  $v_o = 0,85$  mm und lag damit in etwa im Bereich der mittleren Werte der Serien 02 und 05. Das Verhalten ist auf die unterschiedlichen Lagerungsbedingungen der Versuchskörper zurückzuführen. Die Versuchskörper KI1.8 und KI3.6 waren auf Kraftmessdosen, die zentriert unter den Betongurten eingebaut waren, gelagert. Die Versuchskörper der Serie 07 waren wie auch die übrigen Versuchskörper der Serien 02 und 05 vollständig auf Nadelflz gelagert. Die Betongurte stützten sich dadurch nahe der Innenkanten der Betongurte ab, so dass die Exzentrizität der eingeleiteten Kraft gegenüber den Dübelfüßen kleiner war als bei der Außlagerung auf Kraftmessdosen (vgl. Abschnitt 3.5.5.2). Dies führt zu einem geringeren Einfluß der Horizontalkräfte im Bereich der Dübellagen aus der Versuchskörpergeometrie.

Die Kraft der horizontalen Gurtung nimmt linear mit der Relativverschiebung zu, wobei sich bis zum Erreichen des annähernd horizontalen Astes der Versuchslast-Relativverschiebungs-Linie nur ein geringer Anstieg zeigt (Abbildung 3.30). Dies ist durch die Umlagerung der Horizontalkräfte auf die Gurtung bei Fließen der unteren Kopfbolzen am Dübelfuß zu begründen. Bei Versuchshöchstlast ist die Kraft der horizontalen Gurtung  $F_A \approx 40$  kN ähnlich groß wie bei den Vergleichsserien 02 und 05.

Aus dem Vergleich der Abbildungen 3.25 bis 3.30 ist kein Einfluß der Betongüte auf die Absolutwerte der Fugenöffnung und der Kraft der horizontalen Gurtung erkennbar. Das Verhältnis der Fugenöffnung oben zur Fugenöffnung unten ist von der Exzentrizität der Kräfte im Betongurt zu den Dübelfüßen und damit von den Lagerungsbedingungen der Betongurte abhängig.

Die gemessenen Fugenöffnungen der Serie 08 (C90/105, KBD 25) erlauben durch den Vergleich mit der Serie 07 den Einfluß des Kopfbolzendurchmessers auf die Fugenöffnung und die Kraft der horizontalen Gurtung abzuschätzen (Abbildungen 3.31 und 3.32).

Es ist lediglich ein Einfluß des Kopfbolzendurchmessers auf die Größe der Fugenöffnung erkennbar. Die Fugenöffnung  $v_o$  unter Versuchshöchstlast betrug hier im Mittel  $v_o = 1,2$  mm und ist damit größer als bei der Versuchsserie 07 mit dem geringeren Kopfbolzendurchmesser. Das Verhältnis  $v_o/v_u$  im Bereich des annähernd horizontalen Astes der Versuchslast-Relativverschiebungs-

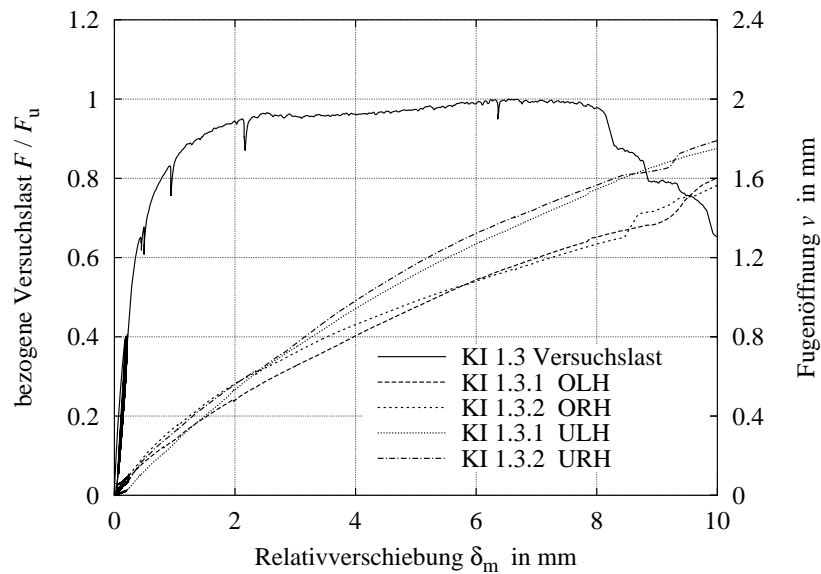


Abbildung 3.31: Versuchskörper KI1.3 – Fugenöffnung und mittlere bezogene Versuchslast in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

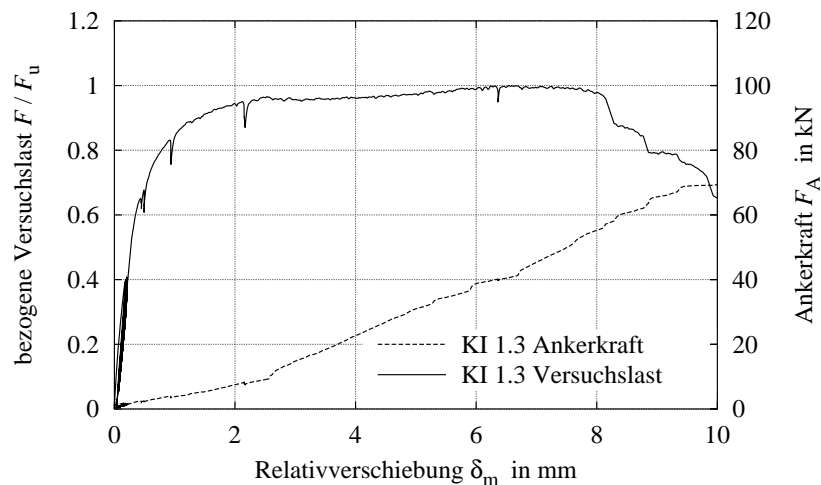


Abbildung 3.32: Versuchskörper KI1.3 – Kraft der horizontalen Gurtung und mittlere bezogene Versuchslast in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

Linie ist mit im Mittel  $v_o/v_u \approx 0,9$  wie bei der Versuchsserie 07. Die Kraft der horizontalen Gurtung verläuft ähnlich wie bei Versuchsserie 07. Die Kraft bei Versuchshöchstlast beträgt im Mittel  $F_A \approx 45$  kN. Ein Einfluss des Dübeldurchmessers ist hier nicht zu erkennen.

In den Abbildungen 3.33 und 3.34 sind exemplarisch für die Serie 11 (Versuchskörper Typ II, C90/105, KBD22) die Fugenöffnung und die Kraft der horizontalen Gurtung des Versuchskörpers KII6.5 in Abhängigkeit von der Relativverschiebung dargestellt.

Bei dieser Serie bleibt das Verhältnis  $v_o/v_u$  über den gesamten Relativverschiebungsbereich größer als 1,0, d. h. die mittlere Fugenöffnung oben ist stets größer als die mittlere Fugenöffnung un-

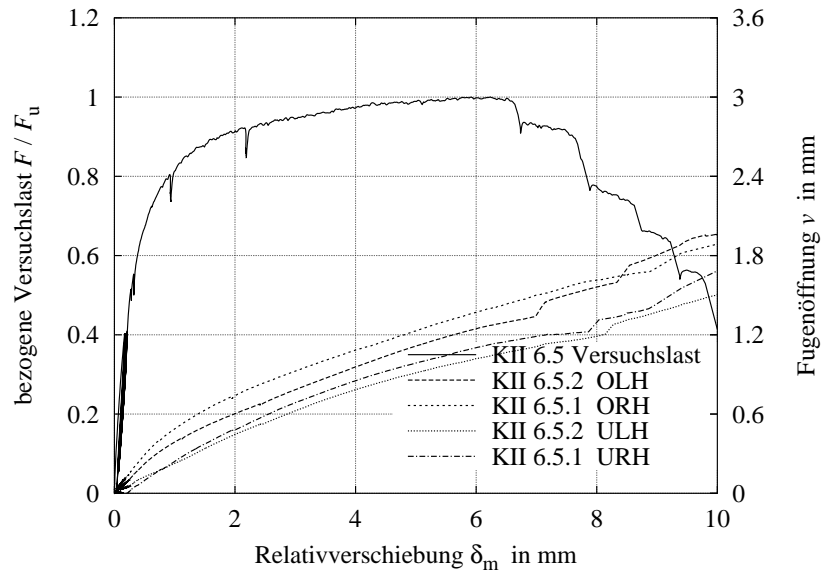


Abbildung 3.33: Versuchskörper KII6.5 – Fugenöffnung und mittlere bezogene Versuchslast in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

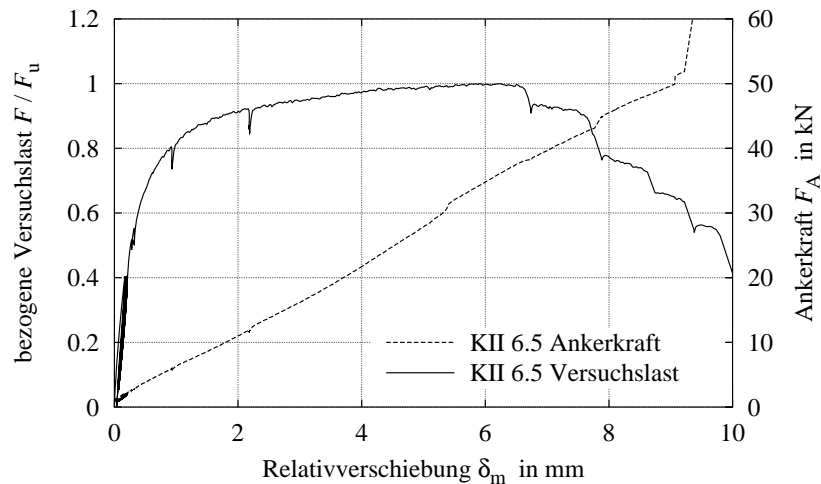


Abbildung 3.34: Versuchskörper KII6.5 – Kraft der horizontalen Gurtung und mittlere bezogene Versuchslast in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

ten. Das Verhältnis  $v_o/v_u$  strebt im Bereich des horizontalen Astes der Versuchslast-Relativverschiebungslinie einem konstanten Wert  $v_o/v_u \approx 1,2$  zu. Die Fugenöffnung  $v_o$  unter Versuchshöchstlast betrug im Mittel  $v_o = 1,3$  mm. Die Kraft der horizontalen Gurtung steigt mit der Relativverschiebung linear an und erreicht bei Versuchshöchstlast im Mittel  $F_A \approx 35$  kN.

Zusammenfassend lassen sich die folgenden Aussagen treffen:

- Beim Versuchskörpertyp I ist zu Belastungsbeginn zunächst die Fugenöffnung  $v_o$  in Höhe der oberen Dübellage größer als die Fugenöffnung  $v_u$  in Höhe der unteren Dübellage.

- Mit Erreichen des annähernd horizontalen Astes der Versuchslast-Relativverschiebungslinie strebt das Verhältnis  $v_o/v_u$  einem konstanten Wert zu; die Fuge öffnet sich oben und unten parallel. Das Verhältnis  $v_o/v_u$  steigt mit zunehmender Betondruckfestigkeit gegen  $v_o/v_u = 1,0$  an.
- Beim Versuchskörpertyp II bleibt für den gesamten Relativverschiebungsbereich  $v_o/v_u > 1,0$ . Das Verhältnis  $v_o/v_u$  strebt auch hier einem konstanten Wert im Bereich des annähernd horizontalen Astes der Versuchslast-Relativverschiebungslinie zu.
- Der Absolutwert der Fugenöffnung  $v_o$  unter Versuchshöchstlast ist bei gleicher Betongüte für beide Versuchskörpertypen I und II in etwa gleich groß.

Aus der Geometrie des Versuchskörpertyps I ergibt sich unter Vernachlässigung der Biegung der Gurte um die Querachse rechnerisch ein Anliegen der Oberkante des Betongurts am Stahlgurt bei einem Verhältnis  $v_o/v_u \leq 0,37$  (Abbildung 3.35).

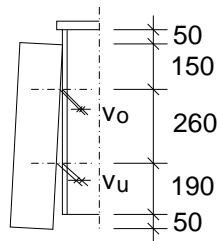
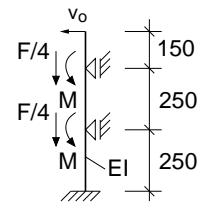


Abbildung 3.35: Ableitung des Verhältnisses  $v_o/v_u$  bei Anliegen der Oberkante des Betongurts am Stahlgurt oben aus der Geometrie des Versuchskörpers Typ I und II



$$M = F/4 (0,075 - a)$$

Abbildung 3.36: Statisches System für die überschlägige Berechnung des Verhältnisses  $v_o/v_u$  bei Anliegen der Betongurte oben unter Berücksichtigung der Gurtbiegung

Da das Verhältnis  $v_o/v_u$  über den gesamten Versuchslastbereich größer als 0,37 ist, würde der Betongurt oben nicht am Stahlgurt anliegen. Dies widerspricht den Versuchsbeobachtungen. Aus der fotografischen Dokumentation der Innenseiten der Betongurte ergaben sich bei den drei Versuchsserien 02, 05 und 07 ein Anliegen der Betongurte am oberen Rand im Anfangsbereich der Bruchbelastung, deutlich sichtbar durch die Schleifspuren am oberen Rand der Gurte mit etwa 2 cm Breite (Abbildung 3.37, Pfeil).

Bei einer überschlägigen Berücksichtigung der Biegung der Betongurte infolge der exzentrischen Einleitung der Dübelkräfte und der Einspannung am Fuß der Betongurte infolge der exzentrischen Lasteinleitung (vgl. Abbildung 3.36) ergibt sich näherungsweise die Bedingung für ein Anliegen der Betongurte:

$$v_o \leq 0,37 \cdot v_u + 0,9 \cdot 10^{-4} \cdot F \quad (3.13)$$

wobei hier sehr ungünstige Annahmen für die Biegesteifigkeit der Betongurte getroffen wurden. Für den Abstand  $a$  der Resultierenden der Dübelkräfte vom Gurtrand wurde nach Oehlers u. Bradford (1995)

$$a = h_W + (1,8 d_{sh}) / 2 \quad (3.14)$$

gesetzt.

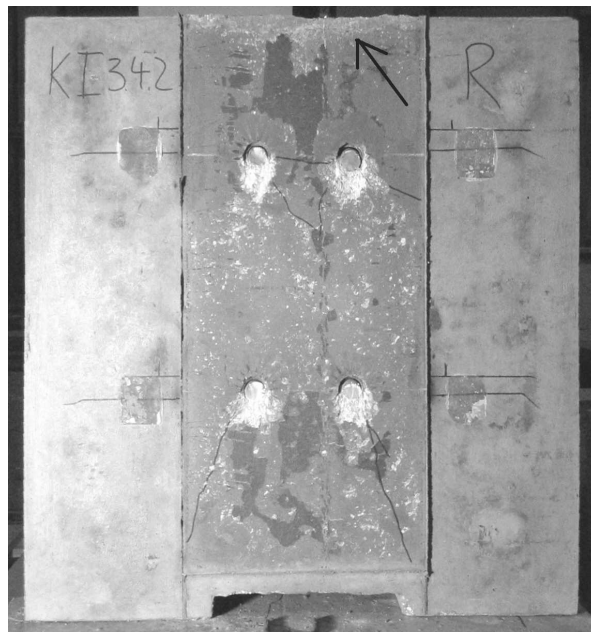


Abbildung 3.37: Gurt KI3.4.2 – Spuren der Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl am oberen Rand des Betongurtes



Abbildung 3.38: Gurt KI5.1.1 – Fugenöffnung über die gesamte Gurthöhe oben im Bereich der Höchstlast

Die Auswertung von Gleichung 3.13 für die Serie 02 ergibt ein rechnerisches Anliegen der Betongurte an der oberen Kante bis zu einer bezogenen Versuchslast  $F/F_u \approx 0,77$ . Für die Serie 02 ergibt sich ein rechnerisches Anliegen bis  $F/F_u \approx 0,62$  und bei der Versuchsserie 07 bis  $F/F_u \approx 0,67$ . Im Bereich der Versuchshöchstlasten war damit rechnerisch bei allen Versu-

chen mit den Versuchskörpern der Typen I und II eine Fugenöffnung über die gesamte Gurthöhe vorhanden. Dies deckt sich auch mit den Versuchsbeobachtungen (Abbildung 3.38).

Aufgrund der parallelen Öffnung der Fuge bei den Versuchskörpertypen I und II kann von einer guten Simulation der Verhältnisse eines Verbundträgers mit oben liegendem Betongurt ausgegangen werden. Die horizontale Gurtung wirkt wie eine weitere Bolzenreihe, so dass eine sehr ähnliche Beanspruchung der Kopfbolzenlagen erzielt wird. Mit der Erhöhung der Anzahl der Dübellagen zwischen Versuchskörpertyp I und II wird dies noch verstärkt.

Beim Versuchskörpertyp III mit nur einer Dübellage kam es hingegen zu einem Anliegen der Oberkanten der Betongurte an den Stahlanschen über den gesamten Beanspruchungsbereich. In Höhe der Dübellage wurde die Fugenöffnung gemessen. Die Fugenöffnung unter Versuchshöchstlast betrug im Mittel für die Versuchsserie 12  $v = 1,06$  mm, für die Versuchsserie 13  $v = 0,77$  mm und für die Versuchsserie 14  $v = 0,95$  mm.

### 3.5.4 Rissbildung und Versagen

#### 3.5.4.1 Rissbildung

Im Folgenden wird zunächst auf die Rissbildung des Versuchskörpertyps I eingegangen, da diese Versuche den Schwerpunkt der Untersuchungen bildeten. Bei den Versuchskörpern mit der Zielbetonfestigkeitsklasse C35/45 waren bereits nach der zyklischen Belastungsphase auf der Außenseite der Betongurte kurze Risse im Bereich der Dübelköpfe sichtbar. Mit zunehmender Versuchslast bildete sich ein typisches Rissbild auf der Aussenseite der Betongurte aus. Der Rissverlauf auf der Gurtinnenseite konnte nach vollständigem Abscheren der Gurte dokumentiert werden. Abbildung 3.39 links zeigt exemplarisch das Rissbild des Gurtes 2 des Versuchskörpers KI1.8 (Serie 02, KBD 22, C35/45) nach dem Bruchversuch. Die Lage der Bewehrung und der Kopfbolzendübel ist mit gestrichelten Linien eingezeichnet. Die Hauptrisse auf der Aussenseite verlaufen diagonal zwischen den Dübelköpfen und den Innenecken der Betonaussparung. Dabei war die Rissbildung unterhalb der unteren Dübellage überwiegend ausgeprägter als unterhalb der oberen Lage. Unterhalb der Dübelköpfe treten horizontale Risse auf, die vermutlich aus der Rotation der Dübel um eine horizontale Achse verbunden mit einer lokalen Biegebeanspruchung der Betongurte mit Zug auf der Aussenseite resultieren. Diese Risse begannen im Dübelbereich und setzten sich mit ansteigender Versuchslast nach aussen fort. Die Risse verlaufen außen im Allgemeinen entlang der horizontalen Bewehrung. Die Risse auf der Gurtaussenseite hatten unter Höchstlast eine Breite von 0,15 mm.

Abbildung 3.39 rechts zeigt das Rissbild auf der Gurtinnenseite nach dem Bruchversuch. Von den Dübeln ausgehend sind schräg nach unten geneigte Risse aufgetreten. Die Rissbildung ist bei den unteren Dübeln wesentlich ausgeprägter als bei den oberen Dübeln. Zwischen den Dübeln einer Lage ist jeweils ein horizontaler Riss mit großer verbleibender Breite vorhanden. Die Diagonalrisse resultieren aus den Querspannungen der lastabtragenden Druckstreben zwischen den Kopfbolzen und der unteren Lasteintragungsbereiche der Gurte. Die Horizontalrisse zwischen den Dübeln resultieren aus den Querspannungen des sich zwischen den Dübeln ausbildenden Druckfeldes und den aus der Differenz der Betonverformungen ober- und unterhalb der Dübel resultierenden Zugspannungen.

Bei den Versuchskörpern der Zielbetonfestigkeitsklasse C70/85 zeigt sich auf der Aussenseite eine geringere Rissbildung als bei den Versuchskörpern der Zielbetonfestigkeitsklasse C35/45.

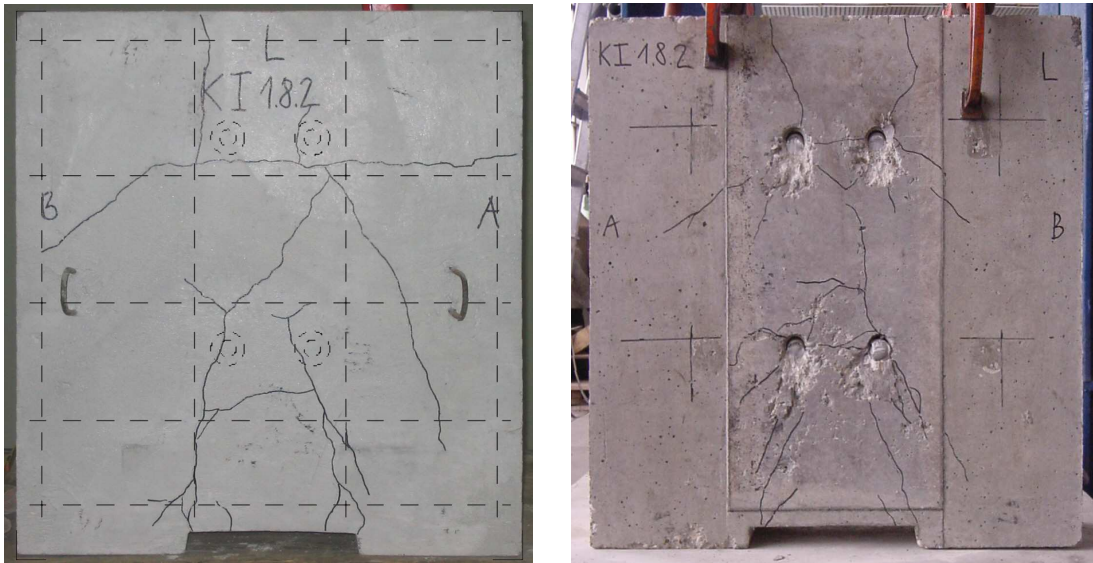


Abbildung 3.39: Gurt KI1.8.2 – Rissbild nach dem Bruchversuch

Abbildung 3.40 zeigt exemplarisch das Rissbild des Gurtes KI3.5.1 (Serie 05, KBD 22, C70/85) nach dem Bruchversuch. Neben den oben beschriebenen Schrägrissen zwischen den Innenecken der Betonaussparung und der unteren Dübellage traten horizontale Risse unterhalb der Dübelköpfe auf (Abbildung 3.40 links). Die Rissbreiten überschritten unter Versuchshöchstlast 0,1 mm nicht.



Abbildung 3.40: Gurt KI3.5.1 – Rissbild nach dem Bruchversuch

Auf der Innenseite sind unterhalb der unteren Dübellage zahlreiche nebeneinander liegende Schrägrisse zum unteren Gurtrand vorhanden. Unterhalb der oberen Dübellage sind demgegenüber nur wenige Schrägrisse sichtbar. Zwischen den Dübeln einer Lage sind horizontale Risse vorhanden, die sich auf der Aussenseite unterhalb der Dübelköpfe zeigen.



Exemplarisch für die Zielbetonfestigkeitsklasse C90/105 ist in Abbildung 3.41 das Rissbild des Gurtes KI3.4.1 (Serie 07, KBD 22, C90/105) dargestellt. Erste Risse auf der Gurtaussenseite zeigten sich bei Erreichen der Laststufe  $0,50F_{u,erw}$ . Es handelte sich dabei um kurze Risse, die sich ausgehend von der Betonaussparung senkrecht nach oben fortsetzten und deren Breite 0,05 mm nicht überschritt. Bei Erreichen der Laststufe  $0,75F_{u,erw}$  zeigte sich ein Schrägriss von einer Innenecke der Betonaussparung bis in die Mitte zwischen beiden Dübellagen mit einer Rissbreite von 0,05 mm. Unterhalb der oberen Dübellage zeigte sich zunächst ein kurzer horizontaler Riss, der sich mit zunehmender Belastung schubrissartig schräg nach unten fortsetzte. Bei Erreichen der Laststufe  $0,90F_{u,erw}$  erreichte die Breite der horizontalen Risse 0,1 mm. Insgesamt zeigte sich eine deutlich geringere Rissbildung als bei den Versuchskörpern geringerer Betonfestigkeit. Es blieb im Wesentlichen bei Einzelrissen. Auf der Gurtinnenseite sind ebenfalls wenige Risse vorhanden, die den typischen, oben bereits beschriebenen Verlauf zeigten (Abbildung 3.41 rechts).

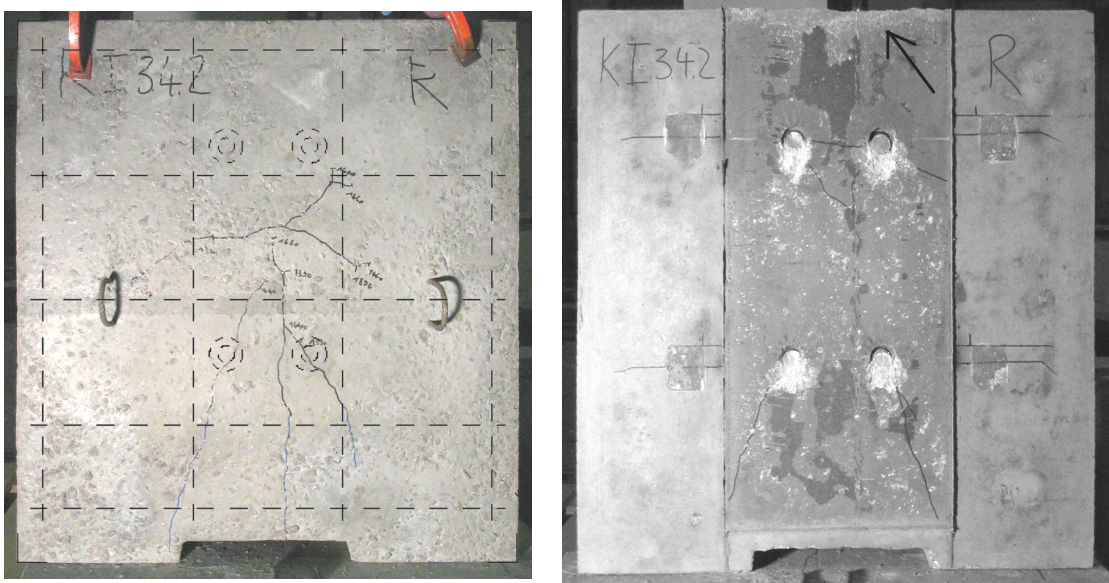


Abbildung 3.41: Gurt KI3.4.2 – Rissbild nach dem Bruchversuch

Die Versuchskörper Typ II mit sechs Kopfbolzen je Gurt und die Versuchskörper Typ III mit zwei Kopfbolzen je Gurt zeigten prinzipiell dieselben charakteristischen Risse wie die Versuchskörper des Typs I. Dies sind Diagonalrisse zwischen der (unteren) Dübellage und den Innenecken der Betonaussparung, resultierend aus den Querspannungen der Druckdiagonalen, und Horizontalrisse zwischen den Dübeln einer Lage, die sich auf der Aussenseite der Gurte unterhalb der Dübelköpfe zeigten, resultierend aus der Verträglichkeitsbedingung der Betonverformungen ober- und unterhalb der Dübel (Innenseite) und der Rotation der Dübel um eine horizontale Achse (Aussenseite). Exemplarisch sind in den Abbildungen 3.42 und 3.43 die Rissbilder der Gurte KII6.5.1 (Serie 11, KBD 22, C90/105) und KIII6.11.2 (Serie 14, KBD 22, C90/105) nach dem Bruchversuch dargestellt.

### 3.5.4.2 Versagen des Versuchskörpers

Der Versagensmodus für die einzelnen Versuche ist im Anhang B.2, Tabellen B.7, B.8 angegeben. Bei der überwiegenden Anzahl der Versuche kam es zu einem Abschersversagen der Kopfbolzen-

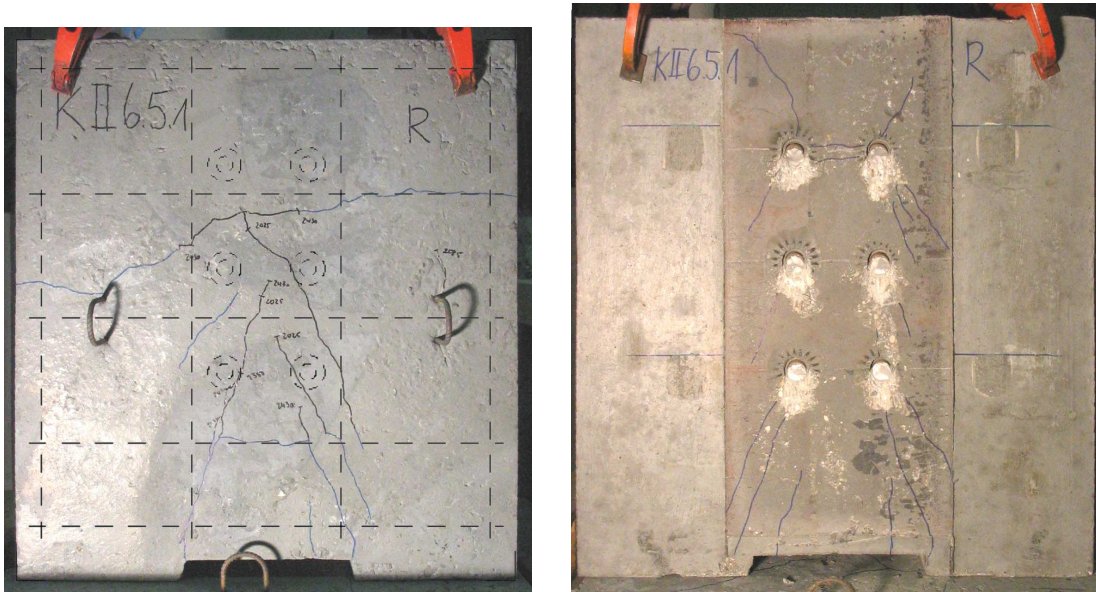


Abbildung 3.42: Gurt KII6.5.1 – Rissbild nach dem Bruchversuch

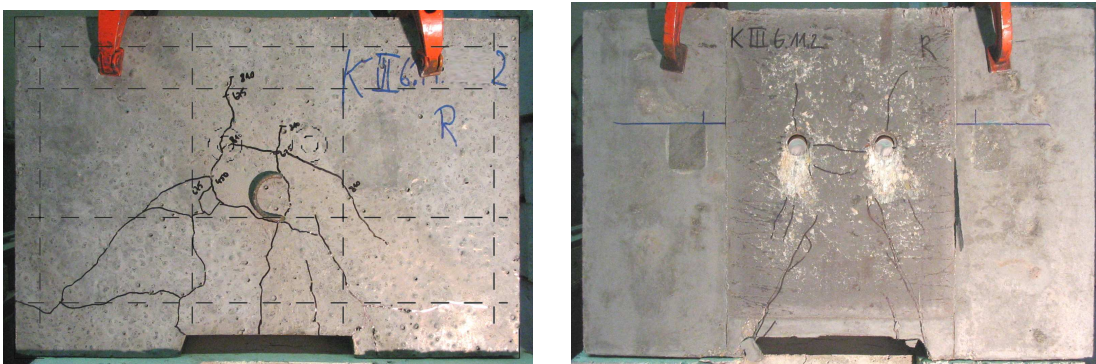


Abbildung 3.43: Gurt KIII6.11.2 – Rissbild nach dem Bruchversuch

dübel. Hier hatte die Rissbildung des Betongurtes keinen erkennbaren Einfluss auf das Tragverhalten der Versuchskörper. Das Versagen der Versuchskörper wurde jeweils durch den Ausfall eines einzelnen Dübels, erkennbar durch ein schlagartiges Geräusch und dem plötzlichen Abfall der Versuchslast, eingeleitet. Es ist keine Systematik in der Reihenfolge des Ausfalls der Dübel zu erkennen. Die horizontale Gurtung war offensichtlich unabhängig von der Vorspannung (vgl. Abschnitt 3.5.5.1) in der Lage, ein vorzeitiges Versagen der unteren Kopfbolzenreihe infolge der zusätzlichen Achsialbeanspruchung aus der Versuchskörpergeometrie zu verhindern.

Die Dübel versagten im Allgemeinen nicht gleichzeitig sondern nacheinander bei weiter zunehmender Relativverschiebung. Nach Versagen des letzten Dübels eines Gurtes kam es zur Separation des Gurtes. Mit ansteigender Betonfestigkeit war das Versagen weniger duktil; die Relativverschiebungsdifferenz zwischen dem Ausfall der einzelnen Dübel nahm ab. Die Gesamtrelativverschiebung bei Ausfall des letzten Dübels eines Gurtes nahm ebenfalls ab.





Abbildung 3.44: Gurt KI5.8.2 – Betonausbruch vor dem Dübel 3  
links: Ansicht Betongurt  
rechts: Ansicht Stahlgurt



Abbildung 3.45: Gurt KI5.8.2 – Kontaktfläche Stahl/Beton nach dem Bruchversuch  
links: Stahlgurt mit anhaftendem Material  
rechts: Betongurt

Die Dübel scherten oberhalb des Schweißwulstes ab<sup>4</sup>. Die im Betongurt verbleibenden Dübel zeigten eine bleibende Verformung oberhalb des Abscherquerschnittes verbunden mit muschel-

<sup>4</sup>In einigen wenigen Fällen kam es auch zum vorzeitigen Abscheren eines einzelnen Dübels mit dem Schweißwulst in der Grenzfläche zwischen Stahlgurt und Kopfbolzen. Der Schweißwulst wies in diesen Fällen Blasen auf.

förmigen Betonausbrüchen in Krafrichtung vor den Dübeln (Abbildung 3.44 links). Das ausgebrochene Material haftete unterhalb des Schweißwulstes am Stahlträger an (Abbildung 3.44 rechts). Bei den Versuchskörpern der Zielbetonfestigkeitsklasse C35/45 sah das Material augenscheinlich kompakt aus, fiel bei Berührung allerdings mehlartig zusammen. Im Bereich der Kontaktfläche zwischen Stahl- und Betongurt außerhalb der unmittelbaren Kopfbolzenumgebung haftete weiteres Betonmaterial auf der unbehandelten Stahloberfläche an (Abbildung 3.45).



Abbildung 3.46: Gurt KI3.3.2 – Betonausbruch vor dem Fuß Dübel 1

links: Betongurt

rechts: Stahlgurt



Abbildung 3.47: Gurt KI3.3.2 – Betonausbruch vor dem Fuß Dübel 1

links: Ausbruchkörper Ansicht Bruchfläche Beton-Beton

rechts: Ausbruchkörper Ansicht Grenzfläche Beton-Stahl

Bei den Versuchskörpern mit den Zielbetonfestigkeitsklassen C70/85 und C90/105 waren die Betonausbrüche in Lastrichtung vor den Dübeln deutlich kleiner als bei den Versuchskörpern der Zielbetonfestigkeitsklasse C35/45. In Abbildung 3.46 ist exemplarisch der Ausbruch beim Dübel 1 des Gurtes KI3.3.2 (C70/85, KBD22) gezeigt. In Abbildung rechts haftet das Ausbruchmaterial unterhalb des Schweißwulstes am Stahlgurt an. In Abbildung 3.47 ist der Ausbruch vergrößert dargestellt. Der Ausbruch stellt sich als kompakter keilförmiger Körper dar. Das Betongefüge ist stark verdichtet aber noch nicht vollständig zerstört. Die am Stahlgurt angelegene Oberfläche ist

noch intakt. In der Scherfläche zwischen Ausbruch und Betongurt ist fein zermalenes Material infolge der Relativverschiebung sichtbar. Bei den Versuchskörpern des Typs III kam es nach Ausfall von entweder beider Dübel eines Gurtes oder eines Dübels je Gurt zu einer Exzentrizität des Versuchskörpers in der Prüfmaschine. Eine weitere Belastung bis zum endgültigen Versagen war nicht mehr möglich. Der Versuch wurde daraufhin beendet. Die noch nicht abgesicherten Kopfbolzendübel, die sich aber nahe der Traglast befanden, wurden aus dem Betongurt herausgebrochen und erlaubten eine Inaugenscheinnahme der Biegelinie der Kopfbolzen (Abbildung 3.48). Die Dübel-

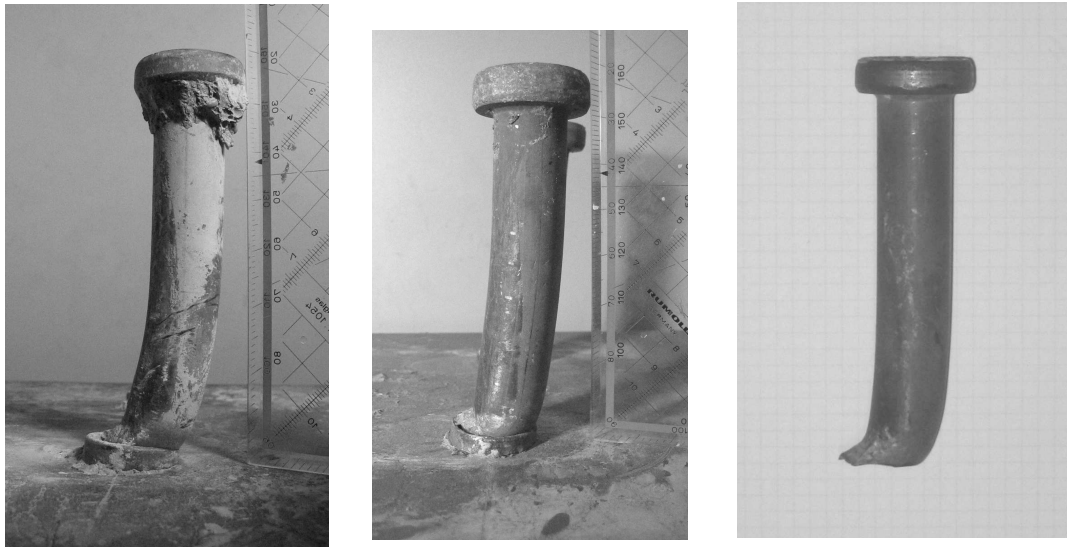


Abbildung 3.48: Verformung der Kopfbolzen nach Erreichen der Traglast bei den Versuchskörpern Typ III der Zielbetonfestigkeitsklassen C35/45, C70/85, C90/105 (von links nach rechts)

verformungen sind gekennzeichnet durch eine ausgeprägte Schubverformungszone oberhalb des Schweißwulstes und einen mehr oder weniger ausgeprägten Knick in der Biegelinie im mittleren Dübelschaftbereich. Die Verformungen nehmen mit der Zunahme der Betonfestigkeit ab und nehmen bei gleicher Betonfestigkeit mit Zunahme des Dübelschaftdurchmessers zu.

Bei den Versuchskörpern der Serien 03 (C35/45, 2x4 KBD 25), 09 (C35/45, 2x6 KBD 22) und 12 (C35/45, 2x2 KBD 22) kam es zu einem Schubversagen des Betons unterhalb der unteren Dübellage kombiniert mit dem Versagen einzelner Dübel (mit Ausnahme des Versuchskörper KI1.5). In Abbildung 3.49 ist exemplarisch der Gurt KI1.7.2 nach dem Bruchversuch abgebildet. Mit ansteigender Versuchslast bildeten sich zunächst die im Abschnitt 3.5.4.1 beschriebenen Diagonalrisse zwischen Kopfbolzen und Innenecken der Betonaussparung aus. Mit zunehmender Versuchslast erreichten die Breiten der Diagonalrisse auf der Gurtaussenseite Breiten von 0,3 mm und es kam im weiteren Versuchsverlauf zu einem Schubversagen entlang dieser Risse. Nach Abnehmen der horizontalen Gurtung zeigten sich starke Betonzerstörungen und ein Aufspalten des Betons unterhalb der unteren Dübellage parallel zur Gurtebene (in Abbildung 3.49 schwach erkennbar als Linie parallel zur unteren Ausbaugefläche). Das Aufspalten des Betongurtes resultierte aus dem durch die Kopfbolzendübel der unteren Lage in den Betongurt eingeleiteten Biegemoment. Das Aufspalten des Gurtes war verbunden mit einer Reduktion der Einspannung der Kopfbolzen; deutlich sichtbar durch die unterschiedlichen Biegelinien der nach Versuchsende freigelegten Kopfbolzen oben und unten (Abbildung 3.50).





Abbildung 3.49: Ansicht Gurt KI1.7.2 nach dem Bruchversuch (links) und Detail linke untere Ecke der Betonaussparung (rechts)

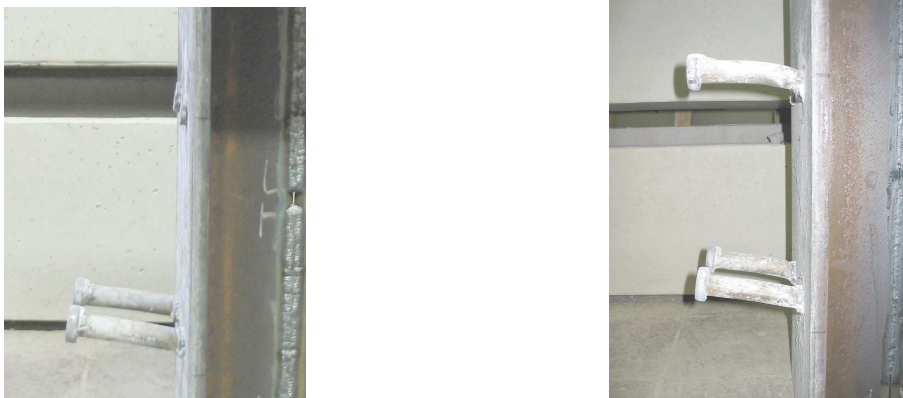


Abbildung 3.50: Versuchskörper KI1.7 – freigelegte Dübel nach dem Bruchversuch

Aus Abbildung 3.50 ist ersichtlich, dass sich hier bei den oberen Dübeln eine volle Einspannung in den Beton ausbilden konnte und es bei einigen Dübel zu einem Abscheren kam. Die Kopfbolzen der unteren Lage sind infolge der mit dem Betonversagen ausfallenden Einspannung deutlich weniger gekrümmt und scherten nicht ab.

Der Vergleich der mittleren rechnerischen Bruchlasten der einzelnen Versuchsserien in Abschnitt 3.6.1 zeigt, dass in allen Fällen mit kombiniertem Betonschub-/Dübelversagen die Traglast der Dübel erreicht wurde. Das Betonschubversagen trat mit Erreichen der Fließlast der Dübel ein und führte zu einer wesentlichen Vergrößerung der Relativverschiebung beim Abscheren der ersten Dübel (vgl. Versuchslast-Relativverschiebungs-Linien im Anhang B.3).

Ein Versagen der Versuchskörper durch lokales Betonversagen vor den Kopfbolzendübeln wurde bei den hier geprüften Betondruckfestigkeiten nicht erzielt.

### 3.5.5 Einfluss der Versuchsanordnung

#### 3.5.5.1 Horizontale Gurtung

Bei der überwiegenden Zahl der Versuchskörper Typ I und II wurde die horizontale Gurtung lediglich auf Kontakt mit dem Versuchskörper eingebaut. Die Muttern der Gewindestäbe wurden in diesen Fällen handfest angezogen. Bei einigen Versuchskörpern des Typs I wurden die Gewindestäbe durch weiteres Anziehen der Muttern vorgespannt. Bei allen Versuchen wurde die Gesamtkraft der Gewindestäbe aus Vorspannung und aus Kraftzuwachs während des Versuchs mittels Kraftmessdosen gemessen. Die im Folgenden angegebenen Kräfte der horizontalen Gurtung  $F_A$  sind jeweils die Summe der Kräfte beider Gewindestäbe.

In Abbildung 3.51 sind die Kräfte der horizontalen Gurtung unter Versuchshöchstlast  $F_{A,u} = F_A (F = F_u)$  bezogen auf die Versuchshöchstlast  $F_u$  in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung dargestellt (dabei bedeutet: "o. V." = horizontale Gurtung nicht vorgespannt, "m. V." = horizontale Gurtung vorgespannt).

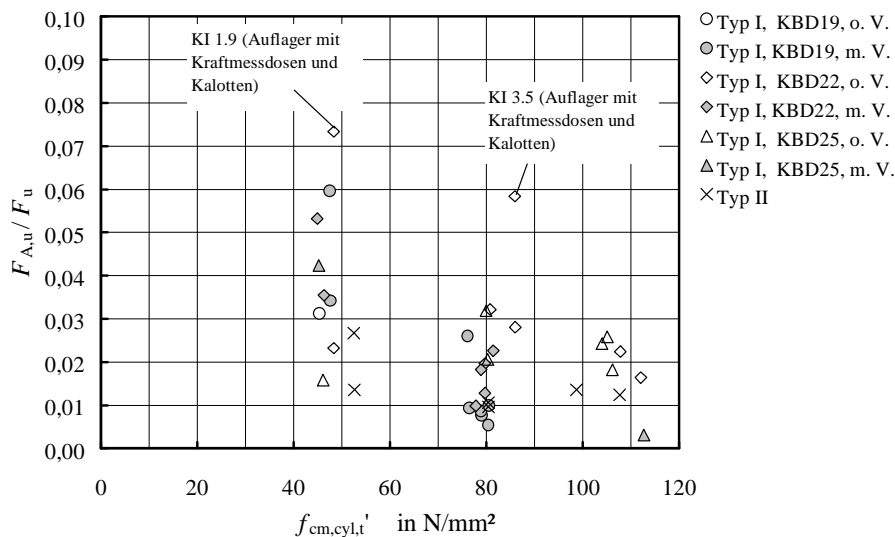


Abbildung 3.51: Bezogene Kräfte der horizontalen Gurtung bei Versuchshöchstlast in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit des Betons zum Prüfzeitpunkt  $t$

Beim Versuchskörpertyp I (und Normallagerung auf Filz) ist bei nicht vorgespannter Gurtung das Verhältnis der Gurtungskraft bei Versuchshöchstlast  $F_{A,u}$  zur Versuchshöchstlast  $F_u$  nahezu unabhängig von der Betongüte und liegt im Mittel bei  $F_{A,u}/F_u \approx 0,025$ . Die Vorspannung der Gurtung führte bei der Versuchsgruppe mit der Zielbetonfestigkeitsklasse C35/C45 zu einer Erhöhung der Kraft der Gurtung, bei den Versuchsgruppen mit den Zielbetonfestigkeitsklassen C70/85 und C90/105 allerdings eher zu einer Verringerung der Gurtungskraft bei Versuchshöchstlast. Bei der Auflagerung auf Kraftmessdosen und Kalotten (Versuche KI1.9 und KI3.5 in Abbildung 3.51) ergaben sich deutlich höhere Kräfte der horizontalen Gurtung. Dies ist auf die punktuelle Lagerung zurückzuführen, die im Gegensatz zu der Abstützung am inneren Rand der Betongurte bei den auf Filz gelagerten Versuchen zu einer größeren Spreizung der Auflagerkräfte und damit zu einer größeren Horizontalkraft in Höhe der Auflager führt (vgl. Abschnitt 3.5.5.2). Bei den Versu-

chen KI1.8 und KI3.6, die ebenfalls mit einer Auflagung auf Kraftmessdosen aber ohne Kalotten durchgeführt wurden, konnte sich offensichtlich eine günstigere Abstützung ausbilden.

Beim Versuchskörpertyp II ergaben sich für alle Versuchsserien kleinere bezogene Kräfte der horizontalen Gurtung als beim Versuchskörpertyp I. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die aus der Versuchskörpergeometrie resultierenden, nach aussen gerichteten Zugkräfte beim Versuchskörpertyp II auf vier Dübel je Gurt verteilt werden, so dass die Normalkräfte und die Dehnung der Dübel der unteren Lage gegenüber dem Versuchskörpertyp I kleiner sind. Damit wird eine geringere Kraft in der horizontalen Gurtung aktiviert.

Für die weiteren Auswertungen ist festzustellen, inwiefern die mittleren Dübeltraglasten durch die Vorspannung der horizontalen Gurtung beeinflusst werden. Da unterschiedlich große Vorspannkraften aufgebracht wurden und die Kräfte der horizontalen Gurtung unter Versuchshöchstlast zwischen den Versuchen differieren, wird als Bezugsgröße für die Abschätzung des Einflusses der Vorspannung der Vorspanngrad als Verhältnis der Vorspannkraft  $F_{A0}$  zur Kraft der Gurtung unter Versuchshöchstlast  $F_{A,u}$  definiert. In Abbildung 3.52 ist für den Versuchskörper Typ I das Verhältnis der Versuchshöchstlast mit Vorspannung zur Versuchshöchstlast ohne Vorspannung bei jeweils derselben Parameterkombination in Abhängigkeit vom Vorspanngrad  $F_{A0}/F_A(F_u)$  dargestellt. Zusätzlich ist eine lineare Trendlinie aller Werte eingetragen.

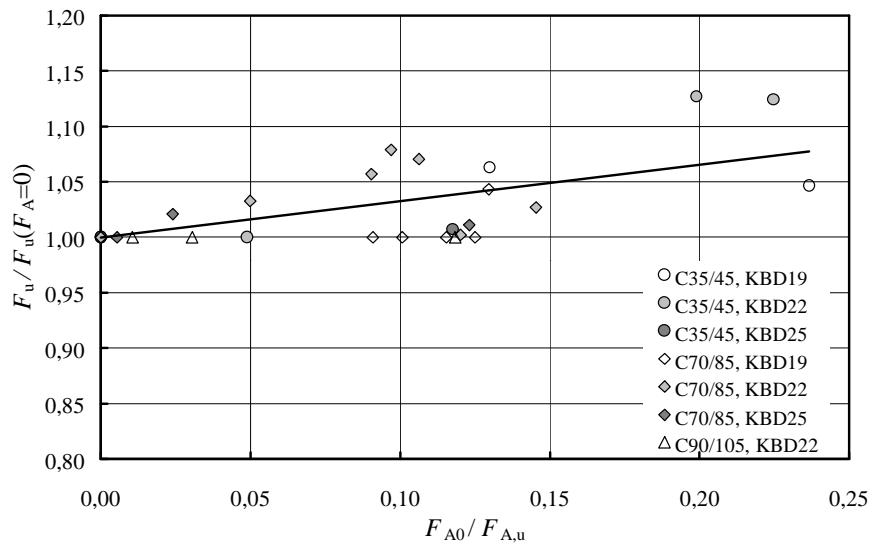


Abbildung 3.52: Verhältnis der erreichten Versuchshöchstlasten mit und ohne Vorspannung der Gurtung in Abhängigkeit vom Vorspanngrad

Für alle Dübeldurchmesser ergibt sich eine Erhöhung der im Versuch erreichten Höchstlast infolge der Vorspannung der Gurtung. Eine Abhängigkeit von der Betonfestigkeit  $f_c$  oder vom Dübeldurchmesser  $d_{sh}$  ist nicht zu erkennen. Die maximale Erhöhung beträgt etwa 13% bei einem Vorspanngrad  $F_{A0}/F_A(F_u) \approx 0,20$ . Aus der Trendlinie ergibt sich im Mittel eine Erhöhung um 8% bei  $F_{A0}/F_A(F_u) = 0,25$ .

Die Gurtung entspricht in Ihrer Wirkung einer zusätzlichen Dübellage. Der Schlupf dieser gedanklichen Dübellage wird durch die Vorspannung der Gurtung beeinflusst. Mit zunehmendem Vorspanngrad wird eine gleichmäßige Fugenöffnung oben und unten erzwungen, so dass sich



die Verhältnisse am Versuchskörper denen im Innenbereich eines Durchlaufträgers bei kontanter Schubkrafteinleitung annähern. Die am Versuchskörper ermittelten Traglasten nähern sich mit zunehmendem Vorspanngrad der Gurtung der mittleren Traglast einer großen Anzahl zusammenwirkender Kopfbolzen an.

### 3.5.5.2 Auflagerebedingungen

Die Betongurte wurden regulär mit Nadelvlz auf die untere Lastplatte der Prüfmaschine gelagert. Einige Versuchskörper der Serien 02 und 05 sowie die Versuche mit modifizierten Kopfbolzen und die Versuche mit Dehnmessstreifen wurden auf Kraftmessdosen zwischen Stahlplatten gelagert (Abbildung 3.53)<sup>5</sup>.

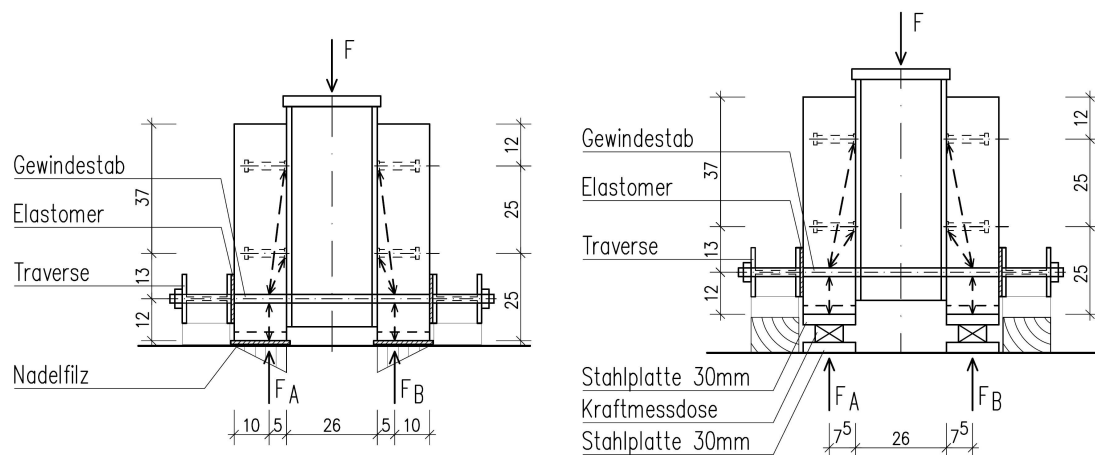


Abbildung 3.53: Versuchskörper Typ I – Auflagere auf Nadelvlz (links) und Auflagere auf Kraftmessdosen (rechts)

Während bei den Versuchskörpern auf Kraftmessdosen eine definierte Lasteinleitung näherungsweise in einer Achse im Abstand der halben Betongurtdicke zum Stahlgurt erfolgte<sup>5</sup>, setzten sich die Versuchskörper auf Nadelvlz näher an der Innenkante der Betongurte ab, so dass es teilweise zu Betonabplatzungen an der Innenkante der Gurte kam (Abbildung 3.54). In Abbildung 3.53 links ist näherungsweise eine dreiecksförmige Verteilung der Auflagerepressungen unter den Betongurten angenommen. Daraus ergibt sich eine kleinere Exzentrizität der Lasteinleitung am Betongurt bezogen auf den Stahlgurt im Vergleich zur Lagerung auf den Kraftmessdosen.

Der Vergleich der Ergebnisse der Einzelversuche der Serien 02 (C35/45, KBD22) und 05 (C70/85, KBD 22) zeigt keinen signifikanten Einfluss der abweichende Lagerungsbedingungen auf das Versuchsergebnis. Die vermeintlich geringeren Traglasten der Versuche KI1.8 und KI1.9 (Tabelle 3.6) sind auf eine ungenügende Ausbildung der Schweißwulste<sup>6</sup> und den Einfluss der Vorspannung der

<sup>5</sup> Bei den Versuchskörpern KI1.9 und KI3.5 waren zusätzlich Kalotten oberhalb der Kraftmessdosen eingebaut, die jedoch der Belastung nicht Stand hielten und bei den weiteren Versuchen nicht weiter verwendet wurden. Aus dem Fortlassen der Kalotten resultiert eine nicht eindeutig definierte Lasteinleitung im Bereich der Kraftmessdosen. Die Annahme eines Einleitungspunkts zentriert auf die Kraftmessdose wurde in der Darstellung zur Veranschaulichung des Einflusses der Lagerungsbedingung vereinfacht getroffen. Tatsächlich wird sich die Last weiter innen absetzen.

<sup>6</sup> Die Schweißwulste wiesen Lücken auf und waren teilweise per Hand nachgeschweißt, so dass kein ausgeprägter Schweißwulst vorhanden war.

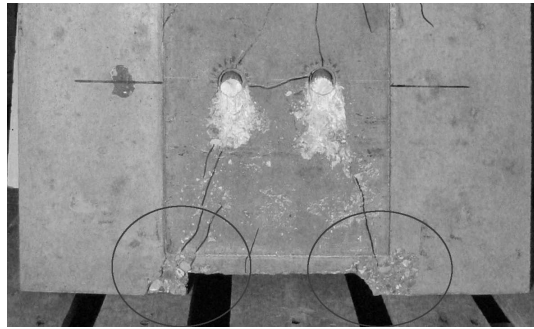


Abbildung 3.54: Betonabplatzungen an der Betongurtinnenseite im Lasteinleitungsbereich unten

horizontalen Gurtung bei den übrigen Versuchskörpern der Serie 02 zurückzuführen.

Die größere Exzentrizität der Lasteinleitung bei der Auflagung auf Kraftmessdosen führte generell zu größeren Kräften der horizontalen Gurtung (vgl. Abbildung 3.51). Es ist keine systematische Veränderung der Reihenfolge des Ausfalls der Dübel hin zu vorzeitigem Versagen eines unteren Dübels bei den auf Kraftmessdosen gelagerten Versuchskörpern erkennbar, so dass eine ungünstige Beeinflussung der Normalkräfte der unteren Dübellage ausgeschlossen werden kann.

## 3.6 Versuchsergebnisse

### 3.6.1 Dübeltraglasten

Zum Vergleich der Traglasten der einzelnen Versuchsserien wurde zunächst aus der Versuchshöchstlast eine mittlere Dübeltraglast je Versuchskörper ermittelt:

$$P_{m,i} = \frac{F_{u,i}}{n} \quad (3.15)$$

mit

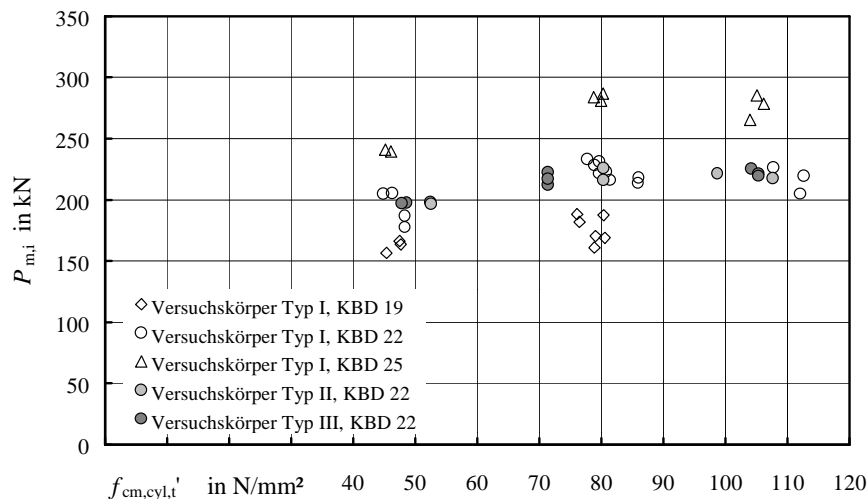
$n$  Anzahl der Dübel des Versuchskörpers  $i$ .

In Tabelle 3.6 sind die in den einzelnen Serien erreichten mittleren Versuchshöchstlasten und die berechneten mittleren Dübeltraglasten zusammengestellt. In Abbildung 3.55 sind die mittleren Dübeltraglasten  $P_{m,i}$  in Abhängigkeit von der mittleren Zylinderdruckfestigkeit des Betons zum Prüfzeitpunkt  $f_{cm,cyl,t'}$  dargestellt.

Aus Tabelle 3.6 und Abbildung 3.55 ergeben sich die folgenden Aussagen. Die mittlere Dübeltraglast  $P_{m,i}$  steigt mit dem Dübeldurchmesser  $d_{sh}$  an. Über den gesamten Betonfestigkeitsbereich liefert der Kopfbolzendübel mit  $d_{sh} = 19$  mm die kleinste Dübeltraglast und der Kopfbolzendübel mit  $d_{sh} = 25$  mm die größten Dübeltraglast. Zwischen der Versuchsgruppe mit der Zielbetonfestigkeitsklasse C35/45 und der Versuchsgruppe mit der Zielbetonfestigkeitsklasse C70/85 steigt die mittlere Dübeltraglast mit der Betonfestigkeit an. Bei den Kopfbolzen mit  $d_{sh} = 25$  mm ändert sich der Versagensmodus von Betonversagen (C35/45) zu Stahlversagen (C70/85). Zwischen der Versuchsgruppe mit der Zielbetonfestigkeitsklasse C70/85 und der Versuchsgruppe mit der Zielbetonfestigkeitsklasse C90/105 bleibt hingegen die mittlere Dübeltraglast auf etwa gleichem Niveau bei gleichem Versagensmodus.. Die an den Versuchskörpern der Typen II und III ermittelten mitt-

Tabelle 3.6: Erreichte mittlere Versuchshöchstlasten und berechnete mittlere Dübeltraglasten

Serie	Verbund-mittel	Zielbeton-festigkeits-klasse	Anzahl Versuche	mittlere Zylinder-druck-festigkeit $f_{cm,cyl,t}$ in Mpa	mittlere Versuchs-höchstlast $F_{u,m}$ in kN	mittlere Dübel-traglast $P_m$ in kN
01	2 x 4 KBD 19	C35/45	3	46,9	1298	162,2
02	2 x 4 KBD 22		4	47,0	1551	193,9
03	2 x 4 KBD 25		2	45,6	1922	240,3
04	2 x 4 KBD 19	C70/85	6	78,6	1410	176,3
05	2 x 4 KBD 22		8	81,3	1783	222,9
06	2 x 4 KBD 25		3	79,7	2271	283,9
07	2 x 4 KBD 22	C90/105	3	110,9	1736	217,0
08	2 x 4 KBD 25		3	105,1	2212	276,4
09	2 x 6 KBD 22		2	52,5	2368	197,3
10	2 x 6 KBD 22	C70/85	2	80,4	2652	221,0
11	2 x 6 KBD 22	C90/105	2	103,2	2635	219,6
12	2 x 2 KBD 22	C35/45	3	48,1	773	193,2
13	2 x 2 KBD 22	C70/85	3	71,4	869	217,3
14	2 x 2 KBD 22	C90/105	3	105,0	889	222,3

Abbildung 3.55: Mittlere Dübeltraglast der Einzelversuche in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit des Betons zum Prüfzeitpunkt  $t$ 

leren Dübeltraglasten liegen in etwa in derselben Größenordnung wie die am Versuchskörpertyp I ermittelten Traglasten.

Die Tragfähigkeit eines Kopfbolzendübels wird nach DIN EN 1994-1-1 (2006) durch zwei Bedingungen eingegrenzt, die sich vereinfacht ausgedrückt zum einen aus der Tragfähigkeit des Betons und zum anderen aus der Tragfähigkeit des Dübels ergeben:

$$P_{Rk} = 0,29 \cdot d_{sh}^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \quad (3.16)$$

$$P_{Rk} = 0,8 \cdot f_u \cdot A_s \quad (3.17)$$

mit

$$A_s = \frac{\pi \cdot d_{sh}^2}{4}$$

Der Vergleich der mittleren rechnerischen Dübeltraglasten der Versuchsserien mit gleichem Kopfbolzendurchmesser und gleicher Zielbetonfestigkeitsklasse und unterschiedlicher Kopfbolzenanzahl zeigt, dass auch bei den Versuchen mit kombiniertem Betonschub-/Dübelversagen (vgl. Anhang B.2, Tabellen B.7, B.8) die mittlere Traglast der Dübel erreicht wurde. Zudem kam es bei allen Versuchskörpern mit Ausnahme des Versuchskörpers KI1.5 zum Abscheren mindestens eines Kopfbolzens. Damit erfolgt die weitere Auswertung auf der Grundlage der Gleichung 3.17.

Auf der Grundlage der Gleichung 3.17 kann die mittlere Dübeltragfähigkeit als Produkt der Querschnittsfläche des Kopfbolzenschafts und der Zugfestigkeit des Kopfbolzenmaterials und einem Vorwert  $k$  bestimmt werden:

$$P_m = k \cdot f_u \cdot A_s \quad (3.18)$$

In Abbildung 3.56 sind die im Versuch ermittelten mittleren Dübeltraglasten bezogen auf das Produkt aus Kopfbolzenquerschnitt und Zugfestigkeit des Kopfbolzenmaterials dargestellt. Für die Zugfestigkeit des Dübelmaterials  $f_u$  sind die für den Kernquerschnitt ermittelten mittleren Werte eingesetzt (Anhang B.1.5). Abbildung 3.56 zeigt, dass die Gleichung 3.18 die im Versuch

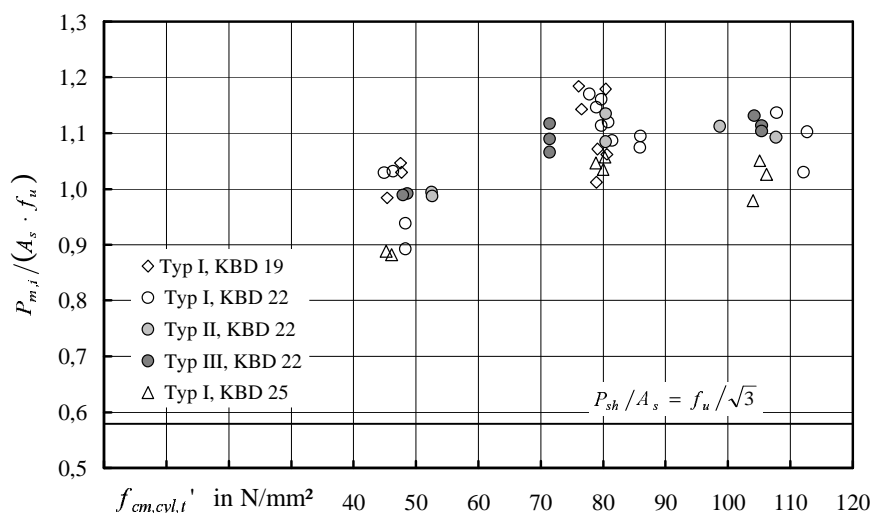


Abbildung 3.56: Bezogene mittlere Dübeltraglast der Einzelversuche in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit des Betons zum Prüfzeitpunkt  $t$

ermittelten mittleren Dübeltraglasten über den gesamten Betondruckfestigkeitsbereich nicht gleichermaßen gut wieder gibt. Zwischen den Versuchsgruppen mit den Zielbetonfestigkeitsklassen C35/45 und C70/85 steigt die bezogene Dübeltraglast mit der Betonfestigkeit an; zwischen den Versuchsgruppen mit den Zielbetonfestigkeitsklassen C70/85 und C90/105 bleibt die bezogene Dübeltraglast hingegen in etwa auf demselben Niveau. Es ist weiterhin über alle Versuchsgruppen hinweg eine nicht ausreichend erfasste Abhängigkeit der bezogenen Dübeltraglast vom Kopfbolzendurchmesser erkennbar. Unter Einbeziehung aller Versuchsgruppen ergibt sich die mittlere Dübeltraglast nach Gleichung 3.18 mit  $k = 1,06$ , ohne die Versuchsgruppe mit der Zielbetonfestigkeitsklasse C35/45 mit  $k = 1,09$ . Aus einer statistischen Auswertung auf der Grundlage des in Abschnitt 3.6.3 dargestellten Verfahrens nach DIBt (1986) in Übereinstimmung mit DIN EN 1990

(2002) Anhang D.7 ergibt sich die charakteristische Dübeltraglast

$$P_k = 0,92 \cdot f_u \cdot A_s \quad (\text{alle Versuchsgruppen}) \quad (3.19)$$

bzw.

$$P_k = 1,01 \cdot f_u \cdot A_s \quad (\text{ohne Versuchsgruppe C35/45}) \quad (3.20)$$

Die nach Gleichung 3.17 ermittelte charakteristische Dübeltraglast unterschätzt damit die Traglast bei hochfesten Betonen deutlich.

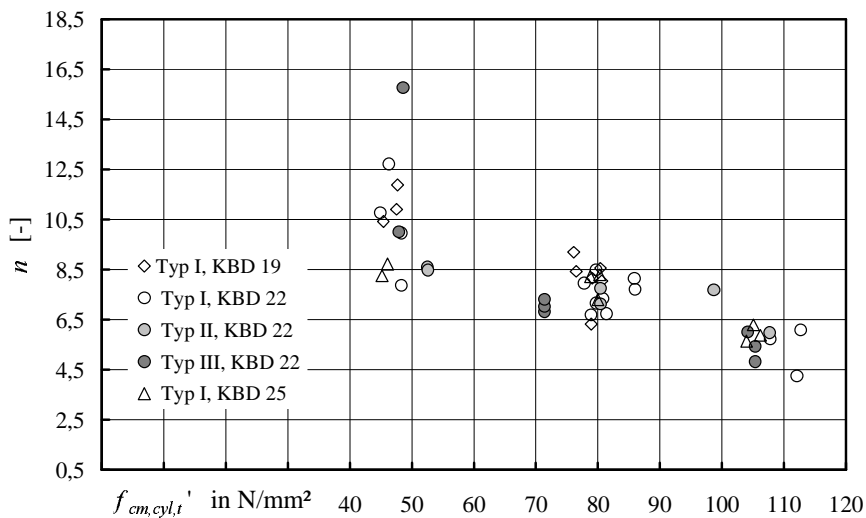


Abbildung 3.57: Verhältnis der rechnerischen Betondruckspannungen im Bereich des Schweißwulstes zur einachsialen Betondruckfestigkeit nach Gleichung 3.21

Die theoretische Abscherfestigkeit des Kopfbolzenschaftes unter Berücksichtigung der Verfestigung des Materials bis zum Bruch beträgt  $\tau_m = f_u/\sqrt{3} = 0,58 f_u$ . Der zugehörige auf die Querschnittsfläche bezogene Traglastanteil des Schaftes  $P_{sh}$  ist in Abbildung 3.56 eingetragen. Der sich aus der Differenz der bezogenen Dübeltraglast und dem bezogenen Traglastanteil des Dübelschaftes ergebene weitere Traglastanteil ist damit von der Betonfestigkeit und vom Dübel-durchmesser abhängig. Unter der Annahme, dass dieser Traganteil allein im Schweißwulstbereich unterhalb des Abscherquerschnitts des Kopfbolzens in den Beton abgetragen wird, ergibt sich für das Verhältnis der Betondruckspannungen im Wulstbereich zur einachsigen Betondruckfestigkeit:

$$n = \frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{P_m - \frac{A_s \cdot f_u}{\sqrt{3}}}{d_w \cdot h_w \cdot f_c} \quad (3.21)$$

In Abbildung 3.57 sind die sich mit Gleichung 3.21 ergebenden Werte  $n$  in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit angegeben. Es zeigt sich eine nahezu lineare Abhängigkeit des Wertes  $n$  von der Betondruckfestigkeit. Insbesondere für die Versuchsgruppe mit der Zielbetonfestigkeitsklasse C35/45 liegt der Wert  $n$  deutlich über den bei dreiachsialer Beanspruchung des Betons zu erwartenden Wert  $n \approx 3 \div 5$ . Hier ist damit noch ein weiterer Traganteil enthalten, der in Abschnitt 4.13 erläutert wird. In Abschnitt 4.5.1 wird auf der Grundlage der eigenen Versuche ein

verbesserter Ansatz für die Tragfähigkeit der Kopfbolzen in hochfestem Beton abgeleitet.

### 3.6.2 Gruppenwirkung

Der Vergleich der mittleren Dübeltraglasten zwischen den Serien mit Kopfbolzendübeln  $d_{sh} = 22$  mm und den Versuchskörpertypen I und II (Abbildung 3.58) zeigt, dass die Versuchskörper mit sechs Dübeln je Gurt in etwa die selben Traglasten erbringen wie die Versuchskörper mit vier Dübeln je Gurt. Nach DIN EN 1994-1-1 (2006) darf der Achsabstand der Dübel in Krafrich-

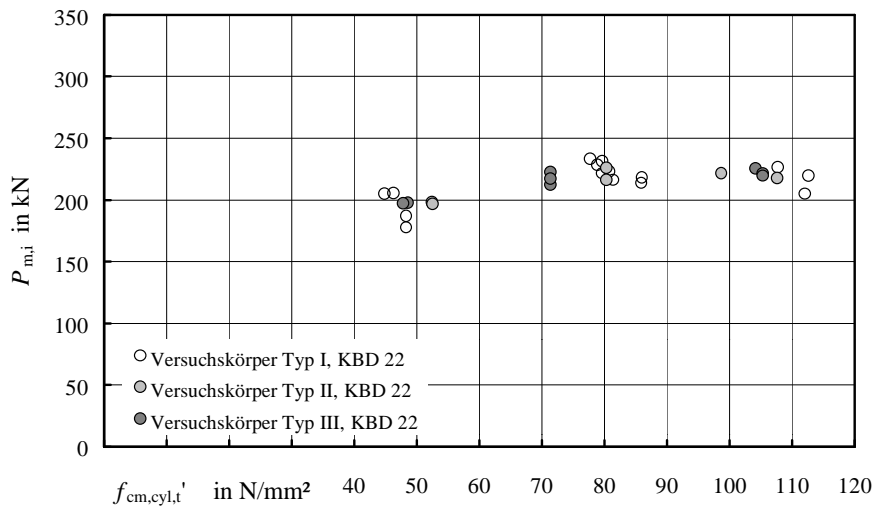


Abbildung 3.58: Mittlere Dübeltraglast der Einzelversuche in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit des Betons zum Prüfzeitpunkt  $t$

tung bei Vollbetonplatten nicht kleiner als  $5d_{sh}$  und in Querrichtung nicht kleiner als  $2,5d_{sh}$  sein. Bei den hier geprüften Körpern betrug der kleinste Abstand in vertikaler Richtung  $5,68d_{sh}$  (Serien 09 – 11) und in Querrichtung  $4d_{sh}$  ( $d_{sh} = 25$  mm). Aus den Versuchsergebnissen ergibt sich damit im zulässigen Bereich kein betonfestigkeitsabhängiger Einfluss des Dübelabstands auf die Dübeltraglast.

Der Vergleich der mittleren Dübeltraglasten zwischen den Serien mit Kopfbolzendübeln  $d_{sh} = 22$  mm und den Versuchskörpertypen I und III (Abbildung 3.58) zeigt, dass die Versuchskörper mit zwei Dübeln je Gurt in etwa die selben Traglasten erbringen wie die Versuchskörper mit vier Dübeln je Gurt, obwohl der Betongurt bei den Versuchen mit zwei Dübeln je Gurt nur noch eine Höhe von 40 cm (gegenüber 65 cm bei den Versuchen mit vier oder sechs Dübeln je Gurt) hatte. Da bei den Versuchen der Reihen 12 – 14 mit 2 Dübeln je Gurt das Stahlprofil HEB 260 in der Höhe ebenfalls entsprechend verkürzt war, ergibt sich hier eigentlich eine veränderte Geometrie des Versuchskörpers mit bezogen auf die Betongurte deutlich stärker geneigten Wirkungsachsen der Kräfte. Die Versuchsergebnisse zeigen damit die Wirksamkeit des verwendeten horizontalen Gurtes zwischen den Betongurten unterhalb der (unteren) Dübellage, der für alle verwendeten Versuchskörper eine gleichmäßige Schubbeanspruchung in der Verbundfuge gewährleistet.

Wie in den Abschnitten 3.5.2 und 3.5.5.1 gezeigt, hat die Gruppierung der Dübel einen Einfluss auf die Relativverschiebungen bei Versuchshöchstlast und bei Versagen des Versuchskörpers und

auf die Kraft der horizontalen Gurtung. Die Verschiebungen steigen mit der getesteten Dübelanzahl je Gurt an. Dies ist durch die Umlagerungsmöglichkeiten bei größerer Dübelanzahl und die Minimierung des Einflusses der Horizontalkräfte aus der Versuchskörpergeometrie auf den einzelnen Dübel zu erklären. Aus diesem Grunde sind die Kräfte der horizontalen Gurtung beim Versuchstyp II auch kleiner als beim Versuchstyp I mit abgesehen von der Dübelanzahl identischer Geometrie.

### 3.6.3 Duktilität

In Abbildung 3.59 sind die im Versuch bestimmten maximalen Relativverschiebungen  $\delta_u$  in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung  $f_{c,cyl,t}$  dargestellt.

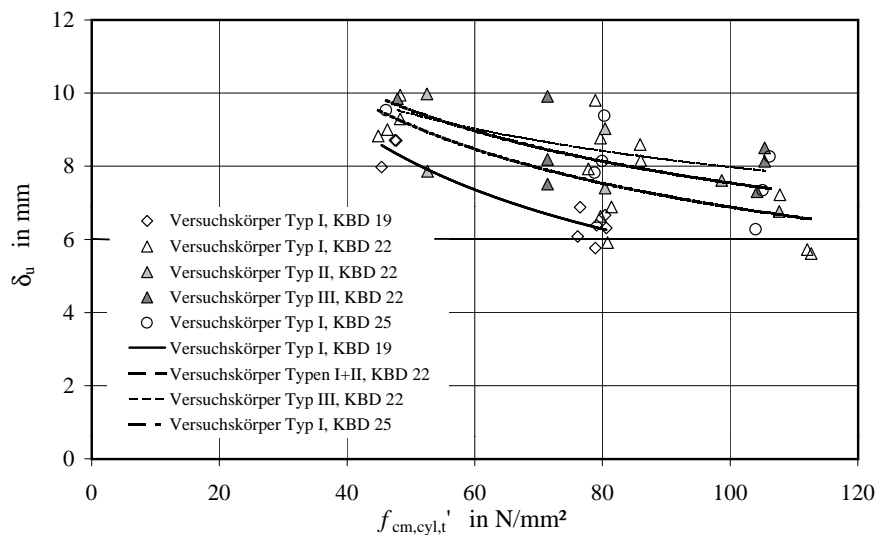


Abbildung 3.59: Maximale Relativverschiebung (Schlupf) in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit

Die maximale Relativverschiebung ist hier definiert als die Relativverschiebung des Einzelversuchs nach Überschreiten der maximalen Versuchslast  $F_u$  und Erreichen von  $0,9 F_u$ . Die Relativverschiebung des Einzelversuchs ist dabei zwischen den beiden Betonurten eines Versuchskörpers gemittelt. Versuche mit Betonversagen sind nicht dargestellt. Die in Abbildung 3.59 eingezeichneten Trendlinien zeigen, dass die maximale Relativverschiebung (Schlupf) mit zunehmender Betonfestigkeit unterproportional abnimmt. Mit zunehmendem Dübelschaftdurchmesser nimmt die maximale Relativverschiebung dagegen zu (vgl. auch Abschnitt 3.5.2).

Die maximalen Relativverschiebungen zeigen eine größere Streuung als die Traglasten (vgl. Abbildung 3.55). Dies ist darauf zurück zu führen, dass das Verformungsverhalten von der lokalen Steifigkeit und Festigkeit des Betons maßgeblich beeinflusst wird, die einer größeren Streuung unterworfen sind als die die Dübeltraglast bestimmende Stahlfestigkeit (Jähning 2005a). Darüber hinaus ist die maximale Relativverschiebung vom Trag- und Verformungsverhalten des schwächsten Einzeldübels des Versuchskörpers abhängig; die Dübeltraglast ergibt sich hingegen als Mittelwert aus den Traglasten der einzelnen Dübel des Versuchskörpers. Damit wird die Streuung des Trag-

verhaltens der Einzeldübel bei der Ermittlung der Dübeltraglast nach Gleichung 3.16 gedämpft.

In Abbildung 3.59 ist auch ein Einfluss des Versuchskörpertyps zu erkennen. Beim Versuchskörpertyp III ist die Abnahme der maximalen Relativverschiebungen mit zunehmender Betondruckfestigkeit geringer als bei den Versuchskörpertypen I und II bei gleichem Dübelndurchmesser. Dies ist vermutlich auf die unterschiedliche Beanspruchung der einzelnen Dübellagen bei den Versuchskörpertypen I und II zurück zu führen (vgl. auch unterschiedliche Biegeform der Dübel Abbildung 3.50), die bei der überwiegenden Anzahl der Versuche zum Versagen der unteren Dübel bei geringerer Relativverschiebung führen als beim Versuchskörpertyp III mit nur einer Dübellage.

Für die weitere Auswertung werden nur die Ergebnisse der Versuchskörpertypen I und II herangezogen. Damit ergibt sich eine vorsichtige Abschätzung der maximalen Relativverschiebung  $\delta_u$ .

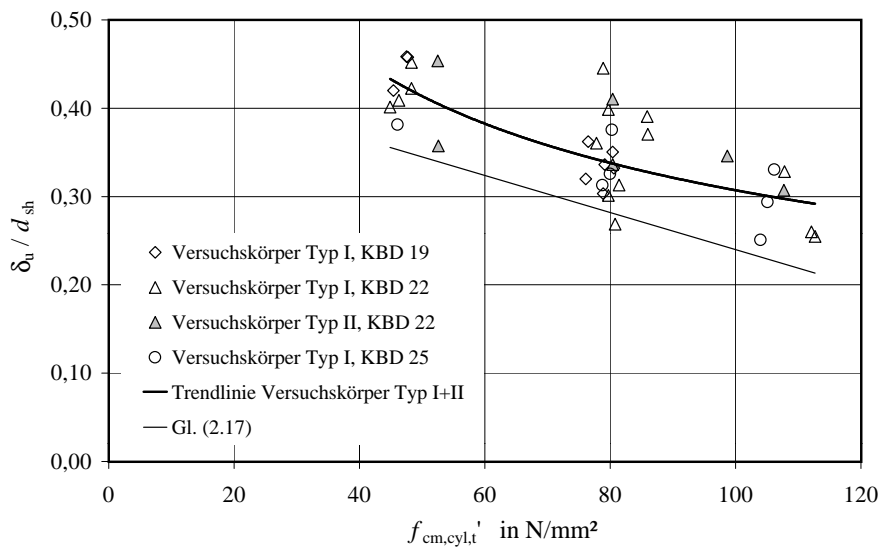


Abbildung 3.60: Maximale Relativverschiebung (Schlupf) bezogen auf den Schaftdurchmesser der Kopfbolzen in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit

In Abbildung 3.60 sind die im Versuch bestimmten maximalen Relativverschiebungen der Versuchskörpertypen I und II bezogen auf den Schaftdurchmesser der Kopfbolzen in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung dargestellt. Zusätzlich eingetragen sind eine Trendlinie für die Versuchswerte und die sich aus Gleichung 2.17 ergebene Linie. Es zeigt sich, dass die Gleichung 2.17 einen unteren Grenzwert für die maximale Relativverschiebung ergibt, die nur unterproportionale Abnahme der Relativverschiebung bei hohen Betonfestigkeiten aber nicht erfasst.

Im Folgenden wird daher ein verbesserter Ansatz für die maximale Relativverschiebung abgeleitet. Aus Abbildung 3.60 ergibt sich ein rechnerischer Mittelwert für die maximalen Relativverschiebung

$$\delta_u = \frac{3,0}{\sqrt{f_c}} \cdot d_{sh} \tag{3.22}$$

wobei  $f_c$  in  $\text{N/mm}^2$  einzusetzen ist. In Abbildung 3.61 ist das Verhältnis der experimentell ermittelten maximalen Relativverschiebungen zu den nach Gleichung 3.22 berechneten Werten in



Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit dargestellt. Es zeigt sich eine gute Abbildung der ex-

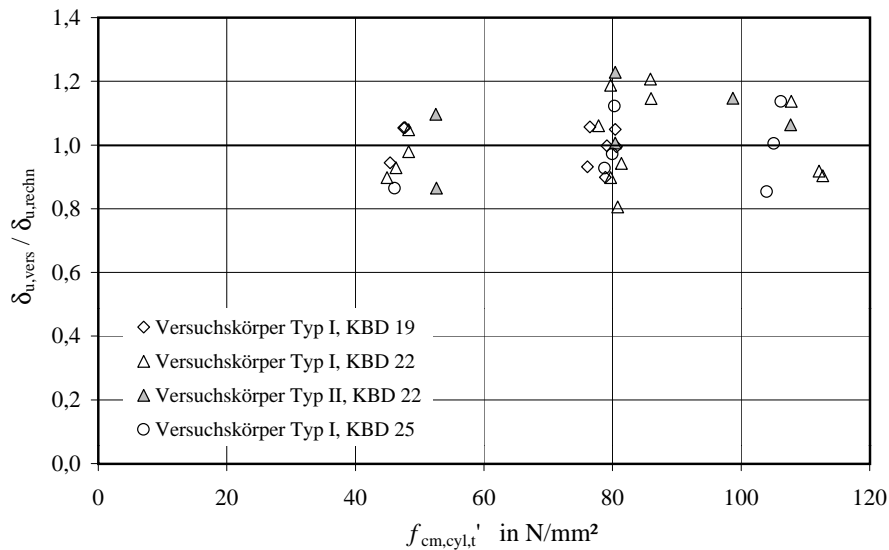


Abbildung 3.61: Verhältnis der rechnerischen maximale Relativverschiebung zum experimentell ermittelten Wert in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit

perimentell ermittelten Werte durch den Rechenwert nach Gleichung 3.22 insbesondere im oberen Bereich der getesteten Betonfestigkeiten. Im unteren Bereich der Betondruckfestigkeiten wird die maximale Relativverschiebung durch den Ansatz etwas überschätzt.

Die Ermittlung des charakteristischen Wertes der maximalen Relativverschiebung erfolgt in Übereinstimmung mit DIN EN 1990 (2002) Anhang D.7 nach DIBt (1986). Durch den Vergleich der Rechenwerte  $\delta_{u,rechn}$  nach Gleichung 3.22 mit den jeweils zugehörigen Versuchswerten  $\delta_{u,vers}$  erhält man eine Korrekturgröße  $\Delta$ , mit der die Formel für den Rechenwert Gleichung 3.22 dann zu multiplizieren ist.

Die maximale Relativverschiebung stellt einen Wert für die Beanspruchbarkeit des Kopfbolzens dar. Die Beanspruchbarkeit wird allgemein mit  $R$  bezeichnet. Es wird angenommen, dass die Beanspruchbarkeit  $R$  und die Korrekturgröße  $\Delta$  logarithmisch normalverteilt sind. Der charakteristische Wert der Beanspruchbarkeit ist aus

$$r_k = r_{k,rechn} \cdot \bar{b} \cdot \hat{\delta}_k \quad (3.23)$$

zu ermitteln. Die Mittelwertkorrekturgröße  $\bar{b}$  ist der Parameter einer Regressionsgeraden  $R_{vers} = \bar{b} \cdot R_{rechn}$  durch den Ursprung, die den Zusammenhang von der experimentell ermittelten Beanspruchbarkeit  $R_{vers}$  und der rechnerisch bestimmten Beanspruchbarkeit  $R_{rechn}$  beschreibt. Die Größe  $\hat{\delta}_k$  ist der Schätzwert für den charakteristischen Wert der Korrekturgröße. Es gilt

$$\bar{b} = \frac{1}{n} \sum b_i \quad (3.24)$$

$$b_i = \frac{r_{vers,i}}{r_{rechn,i}} \quad (3.25)$$

Dabei ist

$r_{vers,i}$  die experimentell ermittelte Beanspruchbarkeit im Versuch  $i$

$r_{rech,n,i}$  die rechnerisch ermittelte Beanspruchbarkeit im Versuch  $i$

Die Abweichung  $\delta_i$  von der Mittelwertkorrektur berechnet sich für jede Probe zu

$$\delta_i = \frac{b_i}{\bar{b}} . \quad (3.26)$$

Bei Annahme einer logarithmischen Normalverteilung gilt

$$\delta_i' = \ln \delta_i \quad (3.27)$$

und für den Mittelwert  $\bar{\delta}'$  und die Standardabweichung  $s_{\Delta}'$  von  $\delta'$

$$\bar{\delta}' = \frac{1}{n} \sum \delta_i' \quad (3.28)$$

$$s_{\Delta}' = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum (\delta_i' - \bar{\delta}')^2} . \quad (3.29)$$

Der charakteristische Wert der Streukorrekturgröße  $\Delta$  wird mit folgender Gleichung statistisch geschätzt:

$$\hat{\delta}_k = \exp(\bar{\delta}' - K_s \cdot s_{\Delta}') \quad (3.30)$$

Der Fraktilbeiwert  $K_s$  kann Tabelle 3.7 (DIN EN 1990 (2002) Anhang D.7) entnommen werden. Es wird davon ausgegangen, dass es keine Vorinformationen über den Mittelwert gibt.

Tabelle 3.7: Fraktilbeiwerte  $K_s$  nach DIN EN 1990 (2002)

$n$	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	$\infty$
$V_x$ bekannt	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
$V_x$ unbekannt	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Für die zur Auswertung herangezogenen 36 Versuche der Versuchskörpertypen I und II mit Abscherversagen der Kopfbolzen ergibt sich

$$\bar{b} = 1,009$$

$$K_s = 1,73$$

$$\hat{\delta}_k = 0,824 .$$

Damit ergibt sich der charakteristische Wert der maximalen Relativverschiebung

$$\delta_{uk} = 0,824 \cdot \frac{3,0}{\sqrt{f_c}} \cdot d_{sh} = \frac{2,47}{\sqrt{f_c}} \cdot d_{sh} \quad (3.31)$$

wobei  $f_c$  in  $\text{N/mm}^2$  einzusetzen ist.

### 3.7 Versuche mit modifizierten Kopfbolzen

Zur Überprüfung des Traganteils des Schweißwulstes und des Einflusses des Dübelkopfes wurden einige Versuche ohne Schweißwulst, ohne Dübelkopf und ohne Schweißwulst sowie Dübelkopf durchgeführt. Dazu wurden nach dem Verschweißen der unbearbeiteten Kopfbolzen der Schweißwulst abgedreht oder/und der Kopf abgeschnitten (Abbildung 3.62).

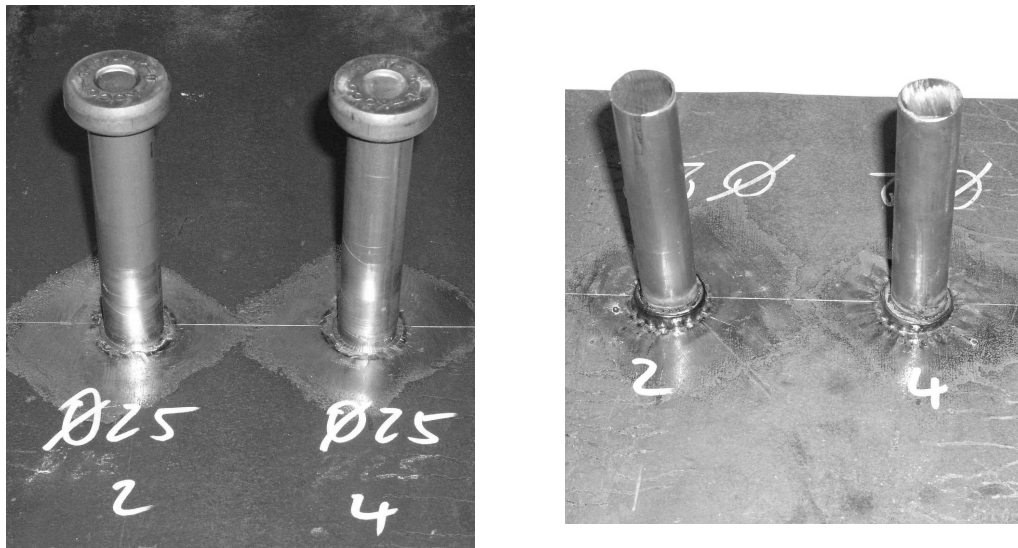


Abbildung 3.62: Kopfbolzen mit abgedrehtem Wulst (links) und mit abgeschnittenem Kopf (rechts)

Alle Versuchskörper dieser Serie versagten durch Abscheren der Kopfbolzen. Die Kopfbolzen mit abgedrehtem Wulst scherten ohne den schützenden Wulst jetzt in der Grenzfläche zwischen Stahlgurt und Bolzenschaft ab (Abbildung 3.63).

Auch ohne Schweißwulst kommt es zu einem Betonausbruch unterhalb des Dübelschaftes (Abbildungen 3.64 und 3.65), allerdings fällt dieser wesentlich kleiner aus als bei Vorhandensein eines Schweißwulstes.

In Abbildung 3.66 sind die erreichten Dübeltraglasten der Versuche mit Kopfbolzen ohne Schweißwulst, ohne Dübelkopf und ohne Wulst und Kopf denen der nicht modifizierten Kopfbolzen gegenübergestellt. Für die Bolzen ohne Schweißwulst ergibt sich eine im Mittel um 20% kleinere Traglast. Lungershausen (1988) gibt auf der Grundlage von eigenen und Versuchsergebnissen in (van den Boogaard u. Stark 1974) für Kopfbolzen mit dem Durchmesser 19 mm und Normalbeton eine Traglastverminderung in ähnlicher Größenordnung an. Diese Größenordnung ist aus der Verkleinerung der lastabtragenden Fläche am Dübelfuß durch den Schweißwulst allein nicht zu erklären. Vielmehr resultieren die geringeren Traglasten aus der Verlagerung des Versagenschnitts in die Grenzfläche zwischen Stahlgurt und Kopfbolzen. In dieser Fläche fällt die größte Schubbeanspruchung des Bolzenschaftes mit der Festigkeitsreduktion in der Wärmeeinflusszone der Schweißung zusammen (vgl. Abschnitt 2.2.1).

Ohne Bolzenkopf ergibt sich gegenüber den Bolzen mit Schweißwulst eine im Mittel um 5% geringere Traglast, gegenüber den Bolzen ohne Schweißwulst im Mittel eine um 7% geringere Traglast. Aus (Lungershausen 1988) ergibt sich auf der Grundlage von Versuchsergebnissen in (van den



Abbildung 3.63: Abscheren der Kopfbolzen mit abgedrehtem Wulst in der Grenzfläche zwischen Stahlgurt und Bolzenschaft



Abbildung 3.64: Betonausbruch unterhalb der Kopfbolzen mit abgedrehtem Schweißwulst , Zielbetonfestigkeitsklasse C35/45

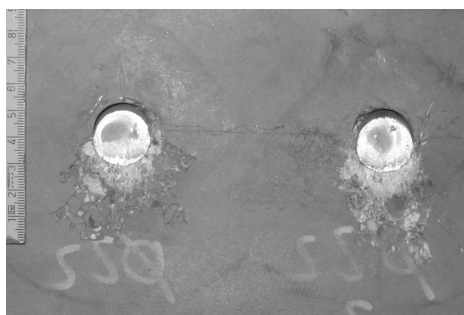


Abbildung 3.65: Betonausbruch unterhalb der Kopfbolzen mit abgedrehtem Schweißwulst , Zielbetonfestigkeitsklasse C90/105

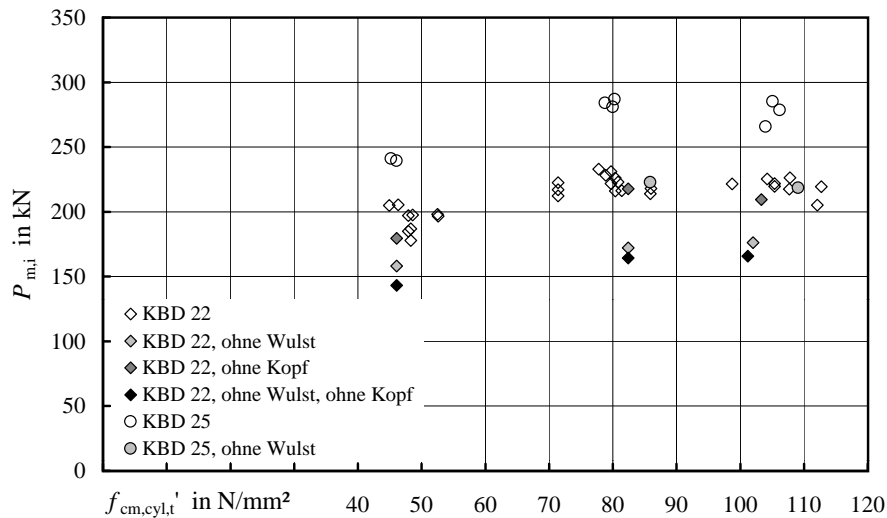


Abbildung 3.66: Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit Kopfbolzen ohne Schweißwulst, ohne Dübelkopf und ohne Wulst und Kopf mit denen der nicht modifizierten Kopfbolzen

Boogaard u. Stark 1974) für Kopfbolzen mit  $d = 16$  mm ohne Kopf und ohne nennenswerten Wulst eine betonfestigkeitsabhängige Traglastverminderung gegenüber Bolzen mit Kopf zwischen 30% ( $f_c = 22$  MPa) und 10% ( $f_c = 51$  MPa). Der bei den eigenen Versuchen festgestellte geringere Einfluss des fehlenden Bolzenkopfes ist vermutlich auf die Wirksamkeit der horizontalen Gurtung zurück zu führen, die ein Ausziehen der Bolzen verhindert und den fehlenden Bolzenkopf damit teilweise ersetzt.

In den Abbildungen 3.67 bis 3.71 sind die auf die Versuchshöchstlast bezogenen Versuchslast-Relativverschiebungslinien der Versuche ohne Wulst, ohne Kopf oder ohne Wulst und Kopf den mittleren Linien der Serien mit jeweils derselben Parameterkombination und nicht modifizierten Kopfbolzen gegenübergestellt.

Ohne Schweißwulst ergibt sich für alle untersuchten Parameterkombinationen eine geringere Duktilität der Verbindung. Die Relativverschiebung bei Erreichen der Versuchshöchstlast und die Relativverschiebung bei Versagen des Versuchskörpers nehmen jeweils ab, wobei das Maß der Abnahme mit der Betonfestigkeit ansteigt.

Die Versuche ohne Dübelkopf ergeben bei den Zielbetonfestigkeitsklassen C35/45 und C70/85 eine deutliche Vergrößerung der Duktilität. Bei der Zielbetonfestigkeitsklasse C90/105 ergibt sich dagegen kein Einfluss auf die Duktilität. Die zunehmende Duktilität ist durch die fehlende Behinderung des Ausziehens der Bolzen aus dem Betongurt und der damit verringerten Normalkraftbeanspruchung der Kopfbolzen zu erklären. Bei der Zielbetonfestigkeitsklasse C90/105 haben die Normalkräfte dagegen einen geringeren Einfluss auf das Verhalten der Kopfbolzen, und damit wirkt sich das Fehlen des Kopfes weniger aus. Die im Anhang B.3 dargestellten Verläufe der Fugenöffnung und der Kraft der horizontalen Gurtung zeigen aufgrund der fehlenden Behinderung des Ausziehens durch den Bolzenkopf folgerichtig auch eine Zunahme der Fugenöffnung und der Gurtungskraft gegenüber den Vergleichsversuchen mit Kopf.

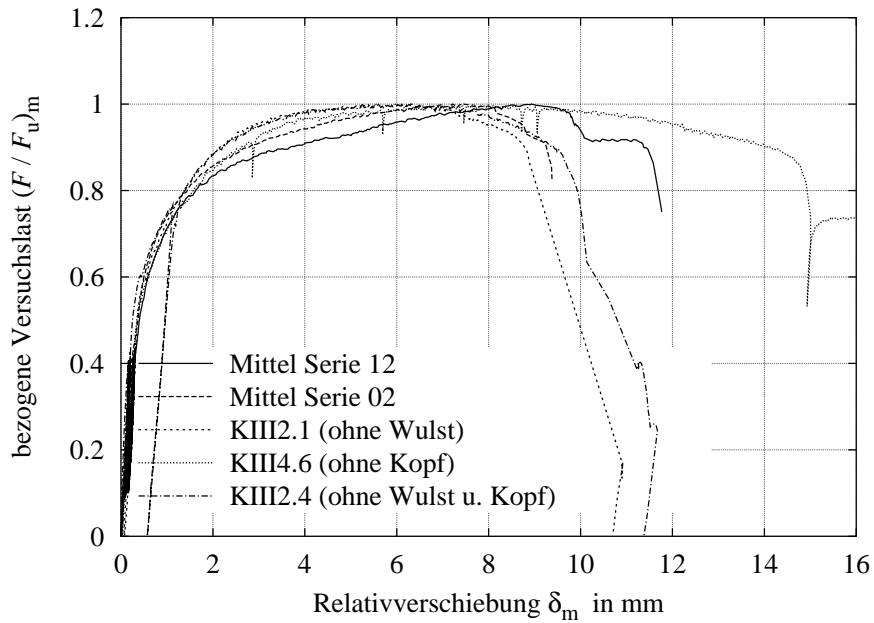


Abbildung 3.67: Versuchslast-Relativverschiebungs-Linien der Versuche mit modifizierten Kopfbolzen  $d_{sh} = 22$  mm und der Zielbetonfestigkeitsklasse C35/45 und der zugehörigen Serien mit nicht modifizierten Kopfbolzen

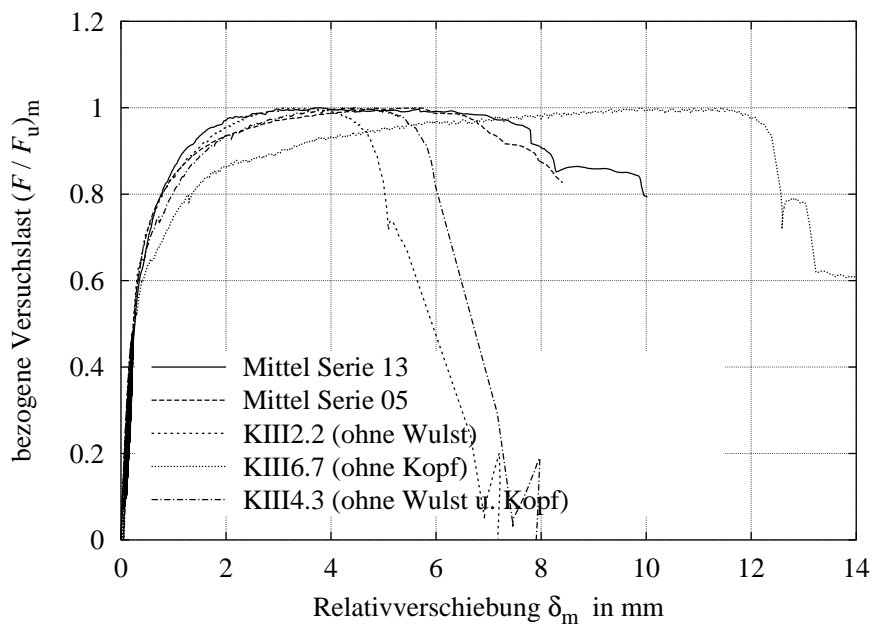


Abbildung 3.68: Versuchslast-Relativverschiebungs-Linien der Versuche mit modifizierten Kopfbolzen  $d_{sh} = 22$  mm und der Zielbetonfestigkeitsklasse C70/85 und der zugehörigen Serien mit nicht modifizierten Kopfbolzen

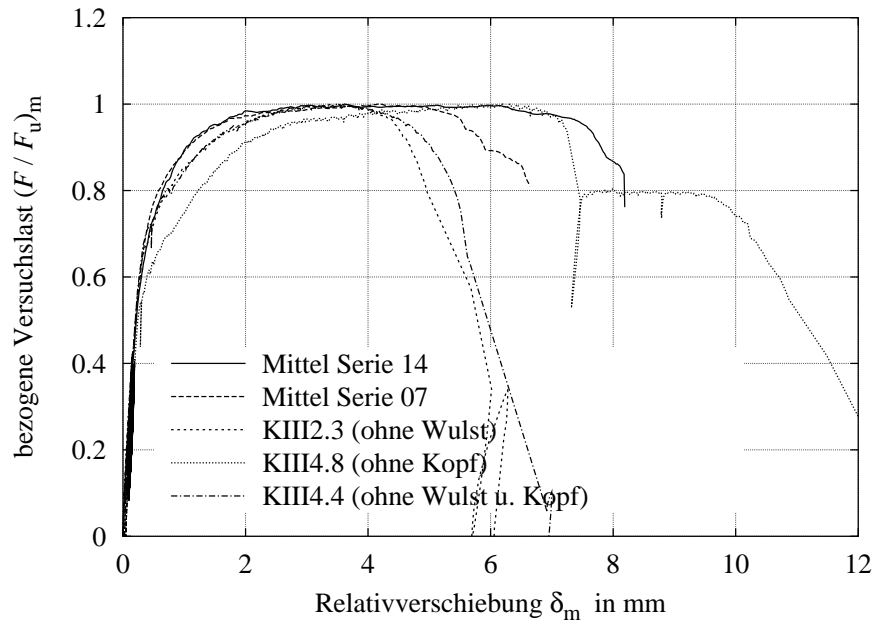


Abbildung 3.69: Versuchslast-Relativverschiebungs-Linien der Versuche mit modifizierten Kopfbolzen  $d_{sh} = 22$  mm und der Zielbetonfestigkeitsklasse C90/105 und der zugehörigen Serien mit nicht modifizierten Kopfbolzen

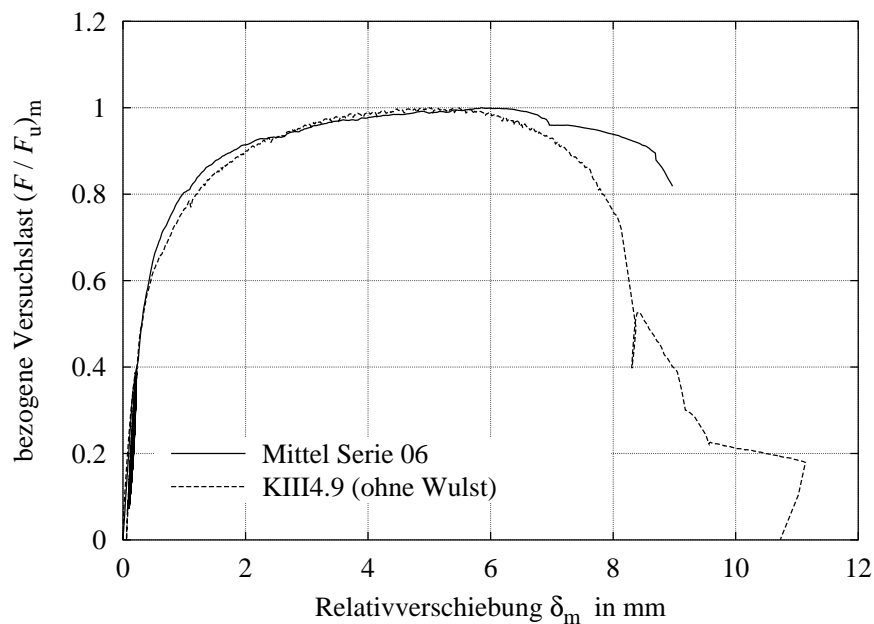


Abbildung 3.70: Versuchslast-Relativverschiebungs-Linien der Versuche mit modifizierten Kopfbolzen  $d_{sh} = 25$  mm und der Zielbetonfestigkeitsklasse C70/85 und der zugehörigen Serie mit nicht modifizierten Kopfbolzen

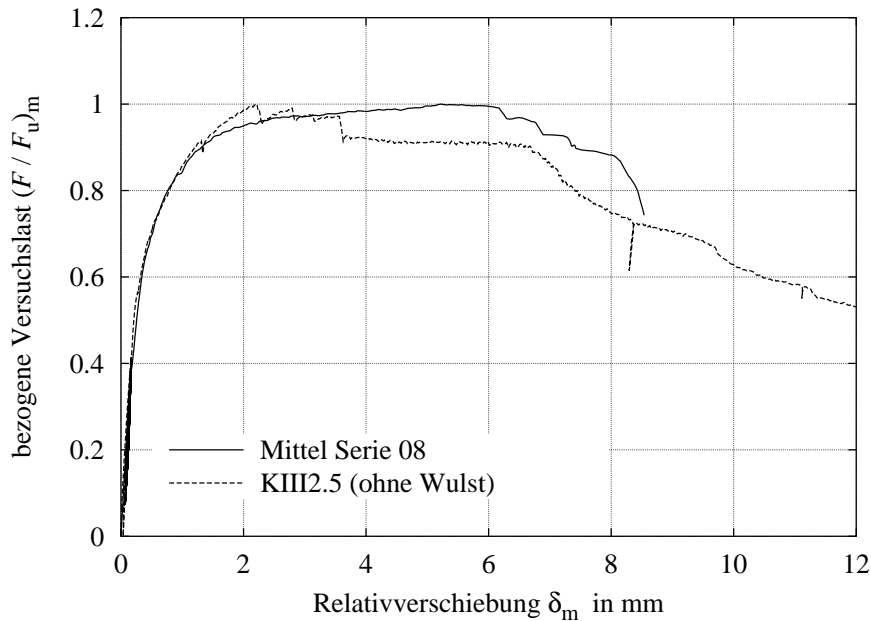


Abbildung 3.71: Versuchslast-Relativverschiebungs-Linien der Versuche mit modifizierten Kopfbolzen  $d_{sh} = 25$  mm und der Zielbetonfestigkeitsklasse C90/105 und der zugehörigen Serie mit nicht modifizierten Kopfbolzen

### 3.8 Versuche mit in Schlitzten eingeklebten Dehnmessstreifen

Zur Erfassung der Dübelbeanspruchungen wurden bei insgesamt 4 Versuchskörpern des Typs I je zwei Kopfbolzen – je ein Kopfbolzen oben und unten eines Gurtes – mit Dehnmessstreifen ausgerüstet. Es wurden die Kombinationen C34/45, KBD 22 (Versuchskörper KI2.6), C70/85, KBD 22 (KI2.7), C70/85, KBD 25 (KI2.8) und C90/105, KBD 25 (KI4.2) untersucht. Die Dehnmessstreifen (DMS) wurden in Schlitzte geklebt, die vor dem Aufschweißen der Kopfbolzen in diese gefräst wurden. Die DMS wurden so angeordnet, dass die Dehnungen in drei verschiedenen Schnitten – am Bolzenfuß, in halber Bolzenhöhe und unter dem Bolzenkopf – erfasst werden konnten (Abbildung 3.72). Es kamen Linear-DMS, bestehend aus einem Epoxy-Träger mit den Abmessungen  $12,5 \times 4,3$  mm und einem CU-Ni-Gitter mit den Abmessungen  $6 \times 2,2$  mm zum Einsatz. Die Kabel der DMS wurden in den Schlitzten zum Bolzenkopf geführt und dort auf dem kürzesten Weg aus dem Betonkörper herausgeführt (Abbildung 3.73). Im Beton wurden die Kabel in Kabelschläuchen, die mit Silikon verfüllt wurden, geschützt. Die Schlitzte im Dübel wurden nach dem Kleben der DMS ebenfalls mit Silikon verfüllt, so dass die DMS vor Feuchtigkeit und mechanischen Beanspruchungen während des Betonierens geschützt waren.

Im Folgenden werden die an den Versuchskörpern KI2.6 (C35/45, KBD22), KI2.7 (C70/85, KBD 22) und KI4.2 (C70/85, KBD 22) erzielten Versuchsergebnisse näher erläutert. Die Druckfestigkeit des Versuchskörpers KI2.8 (Zielbetonfestigkeitsklasse C90/105, KBD25) lag aufgrund einer fehlerhaften Betonrezeptur nur im Bereich der Festigkeit des Versuchskörpers KI4.2. Die Versuchsergebnisse sind damit sehr ähnlich denen des Versuchskörpers KI4.2 und werden hier nicht weiter erläutert.



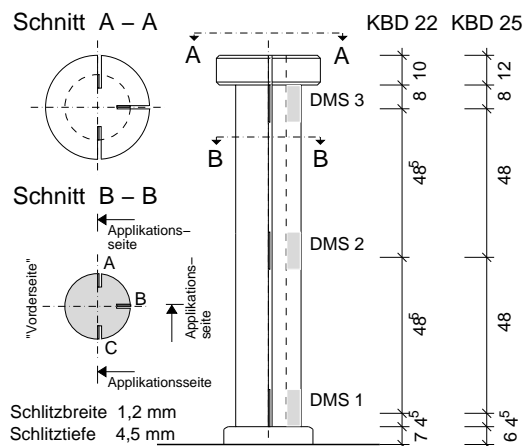


Abbildung 3.72: Anordnung der Dehnmessstreifen bei den Versuchskörpern KI2.6, KI2.7, KI2.8 und KI4.2 (“Vorderseite” bezeichnet die der Dübelbeanspruchung zugewandte Seite)

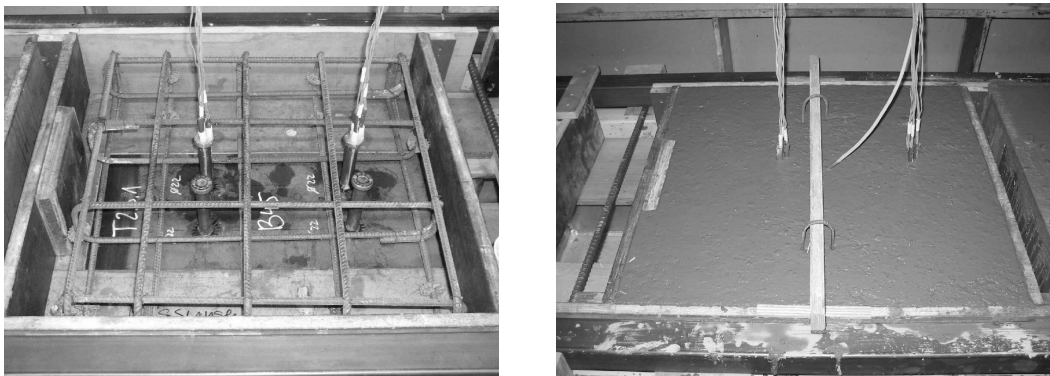


Abbildung 3.73: Herstellung des mit Dehnmessstreifen bestückten Versuchskörpers KI2.6

### 3.8.1 Versuchskörper KI2.6 (C35/45, KBD22)

Abbildung 3.74 zeigt die Versuchslast-Relativverschiebungs-Linien für den Versuchskörper KI2.6 im Vergleich zur mittleren Versuchslast-Relativverschiebungs-Linie der Serie 02 mit derselben Betonfestigkeits-Kopfbolzendurchmesser-Kombination. Die Linien zeigen einen affnen Verlauf. Die Versuchshöchstlast des Versuchskörpers KI2.6 liegt 4 % unterhalb der mittleren Versuchshöchstlast der Serie 02. Dies ist mit der Schwächung der mit den Dehnmessstreifen bestückten Dübel durch die eingefrästen Schlitze zu begründen. Für die weitere Auswertung der Messergebnisse wurden deshalb die Dübelkräfte der geschlitzten Dübel näherungsweise aus der Außeragerkraft des Gurtes ( $R$ ) und dem Verhältnis der durch die Schlitze verringerten wirksamen Scherfläche des Einzeldübel zur gesamten Scherfläche aller Dübel des Gurtes ermittelt (Abbildung 3.75). Das Versagen des Versuchskörpers wurde durch das Abscheren der geschlitzten Dübel oberhalb des Schweißwulstes und unterhalb des mit den Dehnmessstreifen versehenen Schnittes 1 eingeleitet. Eine Beeinträchtigung der Duktilität des Gurtanschlusses ( $R$ ) durch die geschlitzten Dübel ist nicht feststellbar. Die erreichte Relativverschiebung bei Versagen des Versuchskörpers liegt im Bereich der Streuungen der Serie 02.

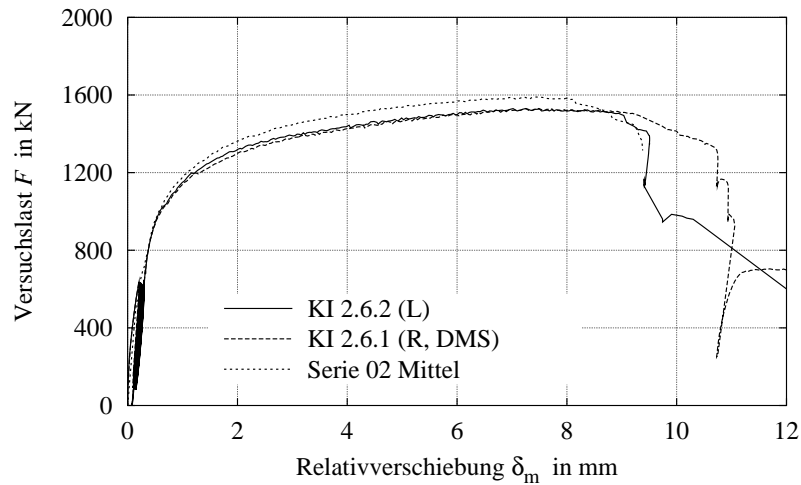


Abbildung 3.74: Versuchslast-Relativverschiebungslinien des Versuchskörpers KI2.6 im Vergleich zur mittleren Linie der Serie 02

In den Abbildungen 3.76 und 3.77 sind die aus den Messwerten der Dehnmessstreifen in den Schnitten 1–3 und den Querschnittspunkten A–C ermittelten Stahldehnungen aufgetragen. Die Dehnmessstreifen des sich im Fließbereich am Dübelfuß befindenden Schnittes 1 versagten bei etwa 87 % (Dübel oben) und 95 % (Dübel unten) der maximalen Versuchslast. Zuerst versagte immer der Dehnmessstreifen an der Messstelle B1. Die Dehnmessstreifen der Schnitte 2 und 3 lieferten dagegen über das Erreichen der Versuchshöchstlast hinweg bis zum Abscheren der geschlitzten Dübel Messwerte.

Der Vergleich der Abbildungen 3.76 und 3.77 zeigt eine ähnliche Entwicklung der Dehnungen der oben und unten angeordneten geschlitzten Dübel. Im Schnitt 1 im Bereich des Dübelfußes zeigt sich auf der von der Belastung abgewandten Seite (Querschnittspunkt B) zunächst eine Druckstauchung, die mit zunehmender Relativverschiebung und ansteigender Versuchslast zurück geht. Die Dehnungen an der Dübelseite (Messstellen A und C) steigen schnell über die Zugzießdehnung  $\varepsilon_{sy}$  an. Der Verlauf lässt auf eine Momentenbeanspruchung des Bolzenschaftes am Dübelfuß mit Druckspannungen an der lastabgewandten Seite und eine mit der Zunahme der Relativverschiebung ansteigende Normalkraft schließen. Die Momentenbeanspruchung ist aufgrund des biegesteifen Anschlusses des Kopfbolzens an den Stahlgurt zu erwarten. Die Normalkraftbeanspruchung resultiert offenbar aus der Fugenöffnung infolge des sich vor den Dübelfüßen bildenden Betonausbruchs (vgl. Abschnitt 4.2.2).

Im Schnitt 2 in halber Höhe des Kopfbolzens zeigt sich zunächst eine ansteigende Zugdehnung auf der lastabgewandten Seite der Dübel (Messstelle B). Nahe des Erreichens der Versuchshöchstlast fällt die Zugdehnung dann schnell auf einen Wert in der Größe der an den seitlichen Messstellen A und C ermittelten Zugdehnungen ab. Die Zugdehnungen an den seitlichen Messstellen steigen bis zum Erreichen der Versuchshöchstlast nahezu linear an. Dies lässt auf eine Biegebeanspruchung mit Zugspannungen an der lastabgewandten Seite des Dübels und eine mit zunehmender Relativverschiebung ansteigende Normalkraftbeanspruchung schließen.

Im Schnitt 3 unterhalb des Dübelkopfes zeigen sich an allen drei Messstellen Zugdehnungen in etwa derselben Größenordnung, die nach einem anfänglichen Anstieg bis zum Versagen der Dü-

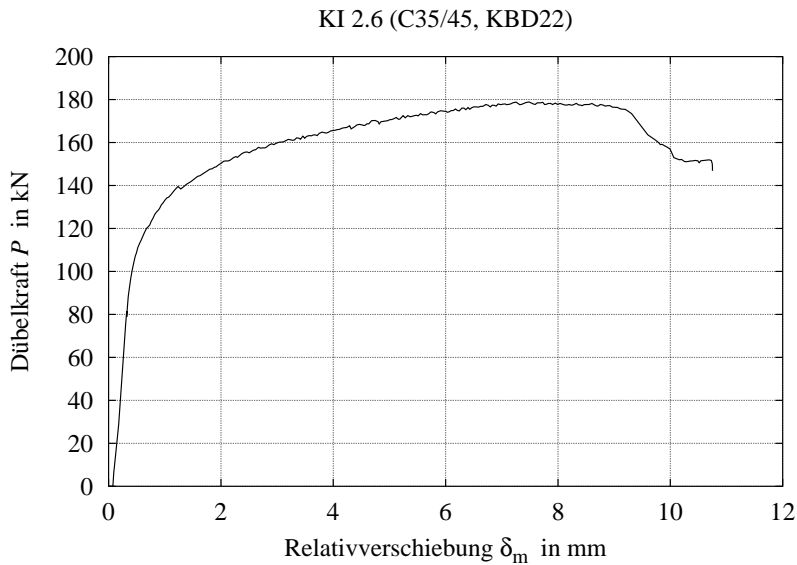


Abbildung 3.75: Berechnete Dübelkraft der geschlitzten Dübel des Versuchskörpers KI2.6 in Abhängigkeit von der Relativverschiebung des Gurtes (R)

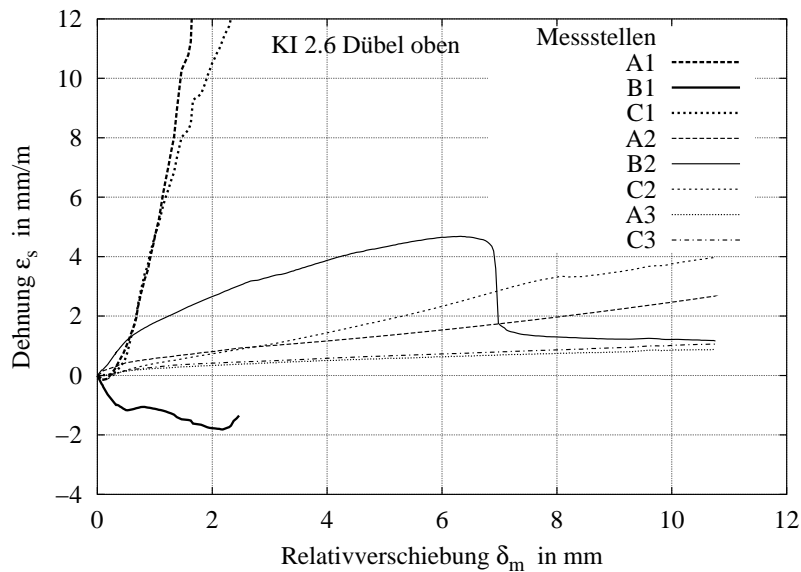


Abbildung 3.76: Stahldehnungen in den Messpunkten des oberen geschlitzten Dübels des Versuchskörpers KI2.6

bel nahezu konstant bleiben. Dies lässt auf eine Normkraftbeanspruchung am Dübelkopf ohne wesentliche Biegebeanspruchung schließen.

Die Schlussfolgerungen zur Biegebeanspruchung in den Schnitten 1–3 führen zu einem Biegemomentenverlauf, der affn zum Biegemomentenverlauf eines in den Beton eingespannten Stabes ist. Auf der Grundlage der in Abschnitt 4 dargestellten Ansätze wurden aus den Dehnungen in den Schnitten 1–3 die Normkräfte und die Biegemomente unter Berücksichtigung des Einusses der

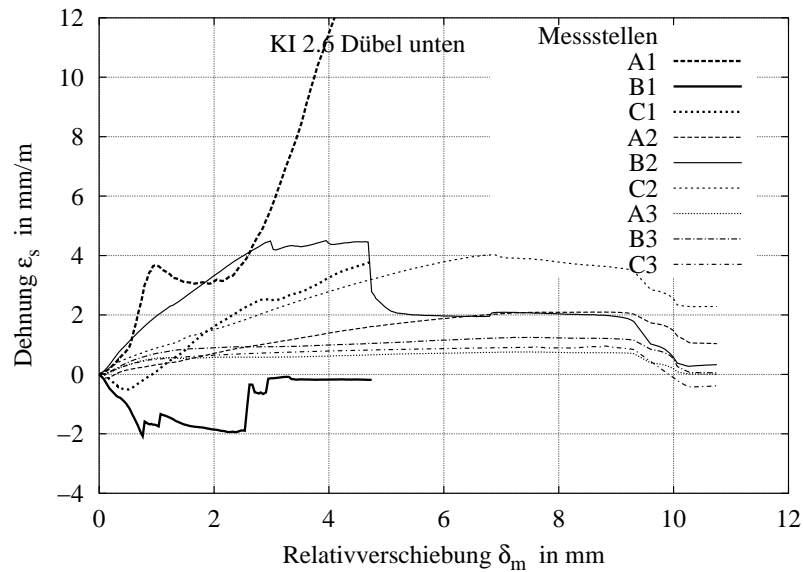


Abbildung 3.77: Stahldehnungen in den Messpunkten des unteren geschlitzten Dübels des Versuchskörpers KI2.6

Querkraftbeanspruchung ermittelt und in den Abbildungen 3.78 und 3.79 dargestellt. Bei der Berechnung der Schnittgrößen wurde von einer ebenen Dehnungsverteilung über den Querschnitt des Kopfbolzens ausgegangen, da Finite-Element-Berechnungen an einem Modell des eingespannten geschlitzten Kopfbolzen unter Biegebeanspruchung keinen wesentlichen Einfluss der Schlitzes auf die Dehnungsverteilung über den Querschnitt zeigten. In den Abbildungen 3.80 und 3.81 sind die berechneten Verläufe der Biegemomente und Querkräfte über die Kopfbolzenhöhe angegeben.

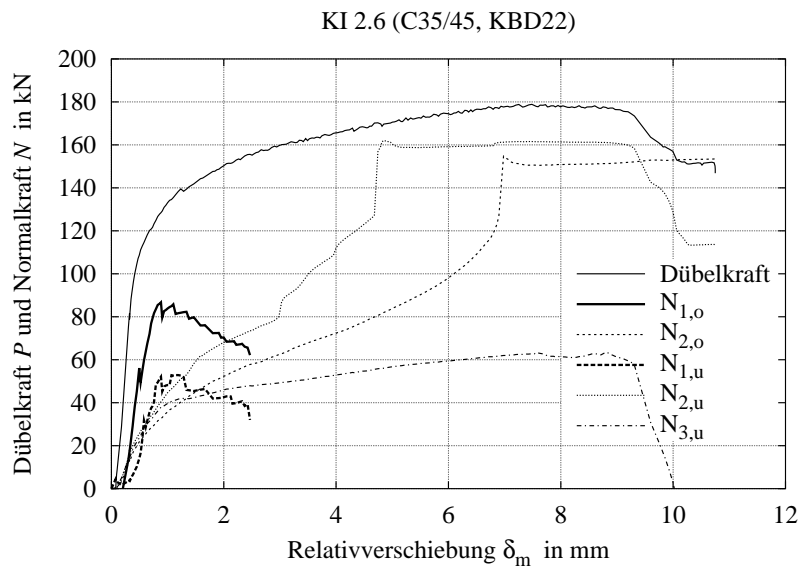


Abbildung 3.78: Berechnete Normalkräfte in den Schnitten 1–3 und Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

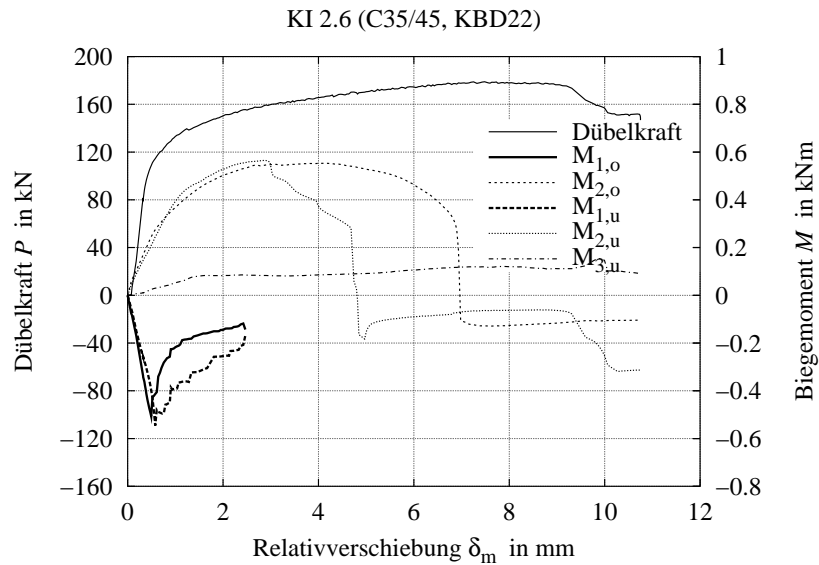


Abbildung 3.79: Berechnete Biegemomente in den Schnitten 1–3 und Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

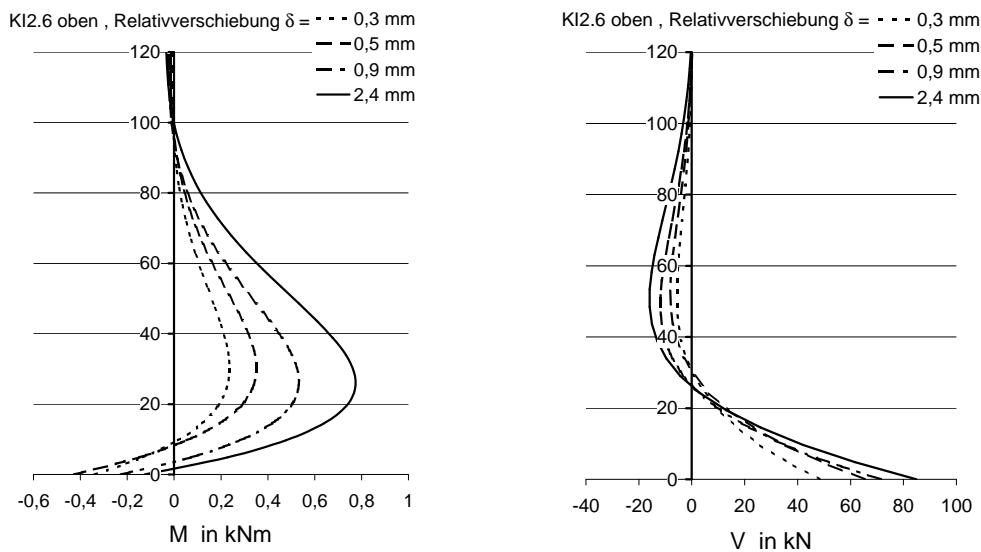


Abbildung 3.80: Berechneter Verlauf der Schnittgrößen über die Kopfbolzenhöhe in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

Die Normalkraft und das Biegemoment im Schnitt 1 nahe des Dübelfußes steigt zunächst proportional zur Dübelkraft und zur Querkraft an. Bei Erreichen der maximalen Vergleichsspannung in den Fasern des Schnittes 1 plastizieren diese und die Normalkraft und das Biegemoment können nicht weiter ansteigen. Mit zunehmender Plastizierung des Dübelquerschnittes fallen Normalkraft und Biegemoment ab, wo hingegen die Querkraft am Dübelfuß weiter zu nimmt. Die Steifigkeit der Einspannung des Dübels am Fuß nimmt damit ab und es findet eine Umlagerung der Biegebeanspruchung im Bolzenschaft in Richtung des Kopfes statt (Abbildungen 3.80 und 3.81).

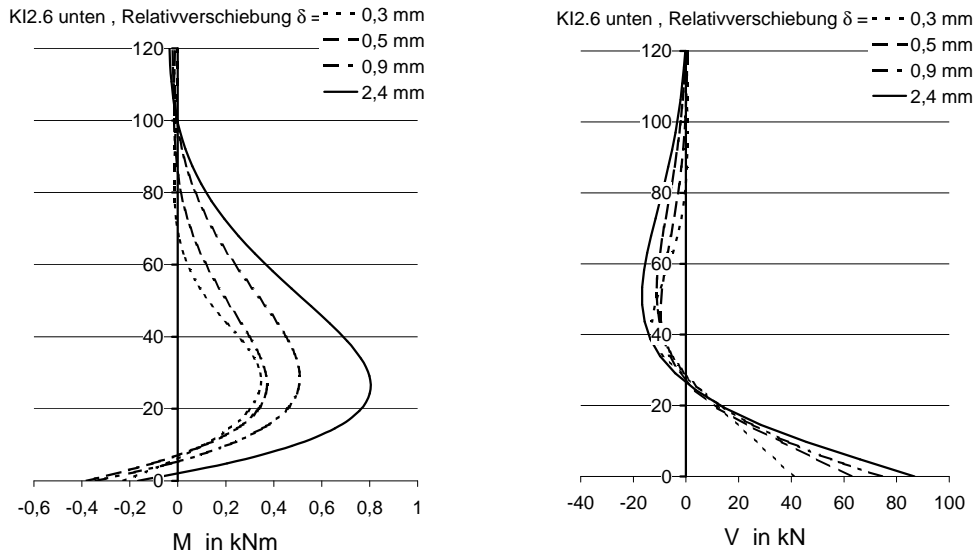


Abbildung 3.81: Berechneter Verlauf der Schnittgrößen über die Kopfbolzenhöhe in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

Nahe der Versuchshöchstlast erreicht das Biegemoment im Schnitt 2 im Bolzenschaft ein Maximum und fällt danach schnell ab, die Zugnormalkraft nimmt gleichzeitig überproportional zu (Abbildungen 3.79 und 3.78). Es bildet sich hier offensichtlich eine zweite Fließzone aus, die bis in den Bereich des Schnittes 2 reicht. Durch die Rotation des Dübelschaftes im Bereich der Fließzone kommt es zu einer Umlagerung der Betonpressungen in den Bereich der Fließzone und damit zu einer Verschiebung der Tragwirkung des elastisch gebetteten Stabes zugunsten der Tragwirkung eines verformten Zugstabes zwischen dem Stahlgurt und dem Betongurt der die Dübelkraft über Umlenkkräfte an den zwei Fließgelenken abträgt (vgl. Abschnitt 4.13).

Durch die Rotation im Fließgelenk am Dübelfuß und die vorhandene Normalkraft wird ein Schrägzuganteil der Dübelkraft am Dübelfuß aktiviert. Vereinfacht wird der Schrägzuganteil aus der Schrägstellung des Kopfbolzenschaftes zwischen dem Fließgelenk am Fuß und der Stelle des maximalen Moments im Dübelschaft berechnet (vgl. Abschnitt 4.13). Die Dübelkraft steigt durch den mit zunehmender Relativverschiebung größer werdenden Schrägzuganteil und durch die Verfestigung des Stahls bis zum Bruch weiter an. In Abbildung 3.82 sind die Verläufe der berechneten Querkraft  $V_1$  im Schnitt 1, des sich daraus ergebenden Traganteils des Schweißwulstes  $P_w$  und der um den Schrägzuganteil reduzierten Dübelkraft  $P'$  bis zur Ausbildung der Fließzone im Dübelschaft dargestellt. Darüber hinaus gilt das Modell des elastisch gebetteten Stabes mit konstanter Steifigkeit  $EI_s$  nicht mehr.

Das Trag-Verformungs-Verhalten der oberen und der unteren Dübellage ist unterschiedlich. In den Abbildungen 3.83 und 3.84 ist die Fugenöffnung und die Kraft der horizontalen Gurtung in Abhängigkeit von der Relativverschiebung dargestellt. Bis zu einer Relativverschiebung  $\delta \approx 1,0$  mm öffnet sich die Fuge oben und unten gleich (zugehörige Fugenöffnung  $v_o \approx v_u \approx 0,3$  mm) Danach bleibt die Fugenöffnung oben hinter der Fugenöffnung unten zurück und die Kraft der horizontalen Gurtung steigt stärker an.

In Abbildung 3.85 ist die unter Ansatz einer ebenen Dehnungsverteilung für den Schwerpunkt des geschlitzten Dübels im Schnitt 1 berechnete Stahldehnung in Abhängigkeit von der Fugenöff-

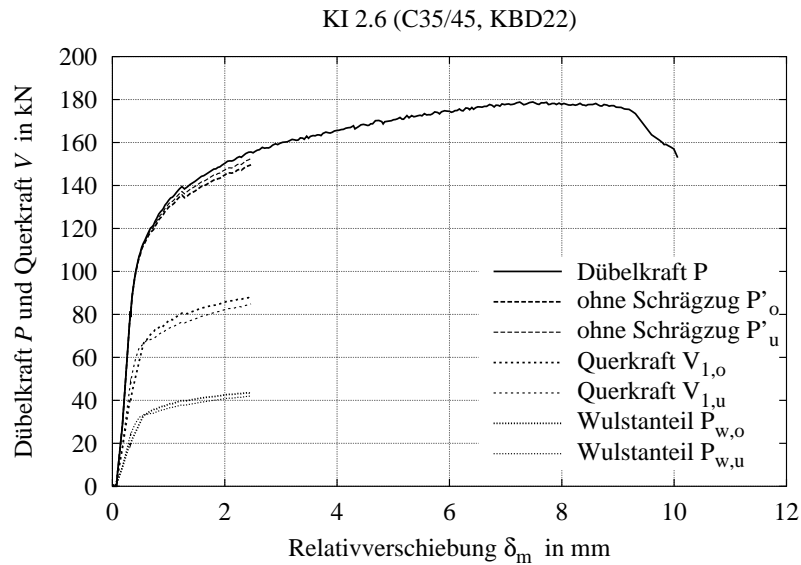


Abbildung 3.82: Berechnete Querkraft im Schnitt 1, Dübelkraftanteil des Schweißwulstes und um den Schrägzuganteil reduzierte Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

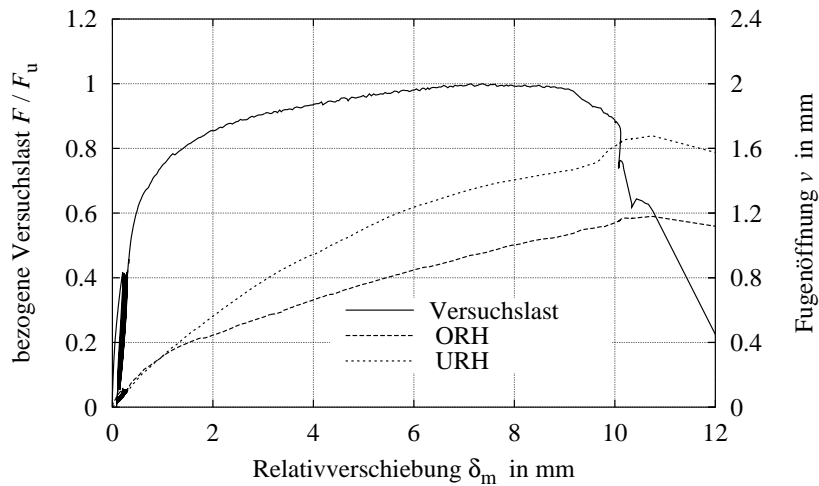


Abbildung 3.83: Fugenöffnung und rechnerische Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

nung für die Dübellagen oben und unten dargestellt. Die Linien zeigen zunächst einen ähnlichen Verlauf. Die die Zugdehnung der Dübel verursachende Normalkraft wird durch Verschiebung des Betongurts in Richtung Dübelkopf über den im Beton gebetteten Dübelkopf und über Reibung an der Dübelvorderseite in den Kopfbolzen eingetragen. Die Versuchskurve lässt sich in diesem Bereich mit einem Ansatz der Form

$$\varepsilon_s = k \cdot v^n$$

gut annähern. Der Ansatz entspricht in der Form einer Verbundspannungs-Fugenöffnungs-Beziehung

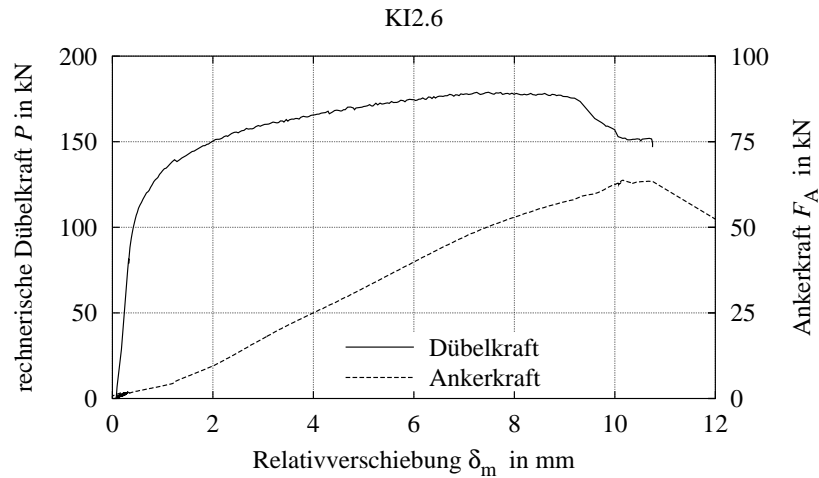


Abbildung 3.84: Ankerkraft und rechnerische Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

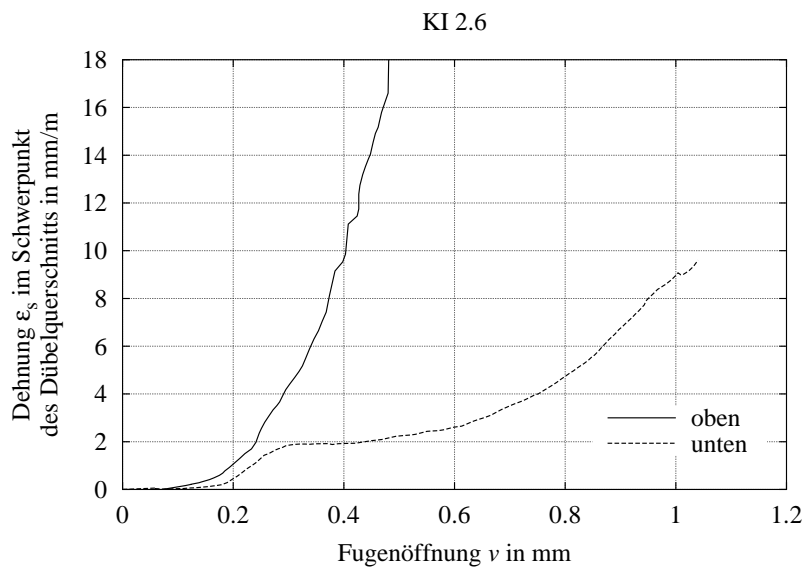


Abbildung 3.85: Rechnerische Dehnung der Kopfbolzen im Schwerpunkt des Querschnittes 1 in Abhängigkeit von der Fugenöffnung

wie sie auch zur Berechnung der Rissbreite bei Stahlbetonbauteilen verwendet wird. Das Fugenöffnungsverhalten wird im Wesentlichen durch die in den Kopfbolzen induzierten Normalkräfte gesteuert. Mit Beginn des Fließens am Dübelfuß weichen die Dehnungs-Rissöffnungs-Linien der Dübellagen deutlich voneinander ab. Der Beginn des Fließens der unteren Dübel ( $\epsilon_s \approx 2\text{‰}$ ,  $v_u \approx 0,3$  mm) stimmt mit dem Beginn der unterschiedlichen Fugenöffnung oben und unten (Abbildung 3.83) und der Änderung im Anstieg des Verlaufs der Gurtungskraft (Abbildung 3.84) überein. Die Dehnung  $\epsilon_s$  der unteren Dübellage nimmt zunächst nur unterproportional zur Fugenöffnung zu. Mit weiterer Fugenöffnung steigt die Dehnung wieder überproportional an. Dies ist vermutlich auf einen Schlupf der unteren Kopfbolzen infolge Verlust der Reibung zwischen



Beton und Bolzenschaft bei Biegebießen der Kopfbolzen zurück zu führen. Die Schubspannungen im Bolzenschaftbereich nahe des Stahlgurtes nehmen ab und die Einleitung der Normalkraft im Bolzenschaft wandert zum Bolzenkopf. Mit zunehmender Relativverschiebung führt der anwachsende Schrägzuganteil im Bolzenschaft wieder zu einem überproportionalen Anwachsen der Dehnungen.

### 3.8.2 Versuchskörper KI2.7 (C70/85, KBD22)

Abbildung 3.86 zeigt die Versuchslast-Relativverschiebungs-Linien für den Versuchskörper KI2.7 im Vergleich zur mittleren Versuchslast-Relativverschiebungslinie der Serie 05. Die Linien zeigen einen affnen Verlauf. Die Versuchshöchstlast des Versuchskörpers KI2.7 liegt 9,8% unterhalb der mittleren Versuchshöchstlast der Serie 05. Eine Beeinträchtigung der Duktilität des Gurtanschlusses (R) durch die geschlitzten Dübel ist nicht feststellbar. Die erreichte Relativverschiebung bei Versagen des Versuchskörpers liegt im Bereich der Streuungen der Serie 05.

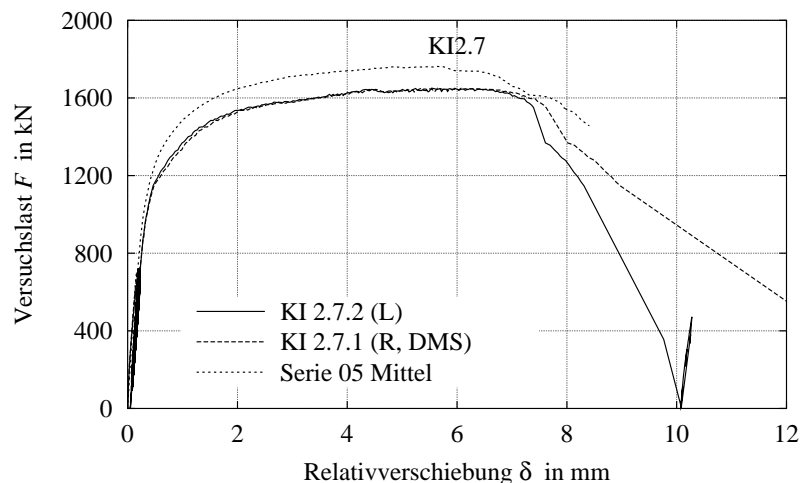


Abbildung 3.86: Versuchslast-Relativverschiebungslinien des Versuchskörpers KI2.7 im Vergleich zur mittleren Linie der Serie 05

In den Abbildungen 3.88 und 3.89 sind die aus den Messwerten der Dehnmessstreifen ermittelten Stahldehnungen aufgetragen. Der Dehnmessstreifen an der Messstelle B1 des oberen Dübel versagte nahe der Versuchshöchstlast. Beim unteren Dübel versagte der Dehnmessstreifen an der Messstelle C1 bereits bei  $F/F_u \approx 0,90$ . Die übrigen Dehnmessstreifen lieferten Messwerte über das Erreichen der Versuchshöchstlast hinweg bis zum Abscheren der geschlitzten Dübel. Die Dehnungen zeigen eine ähnliche Systematik wie die Dehnungen beim Versuchskörper KI2.6. Die auf der Grundlage der in Abschnitt 4 dargestellten Ansätze aus den Dehnungen berechneten Schnittgrößen in den Schnitten 1 – 3 sind in den Abbildungen 3.90 und 3.91 dargestellt.

Der Vergleich der berechneten Schnittgrößen der Versuchskörper KI2.6 und KI2.7 zeigt, dass die zum Fließen am Dübelfuß führenden Normalkräfte und Biegemomente annähernd die gleiche Größe erreichen. Danach fallen die Normalkräfte beim Versuchskörper KI2.7 mit dem Beton höherer Festigkeit stärker ab als beim Versuchskörper KI2.6, die verbleibenden Biegemomente sind hingegen bei beiden Versuchskörpern annähernd gleich groß.

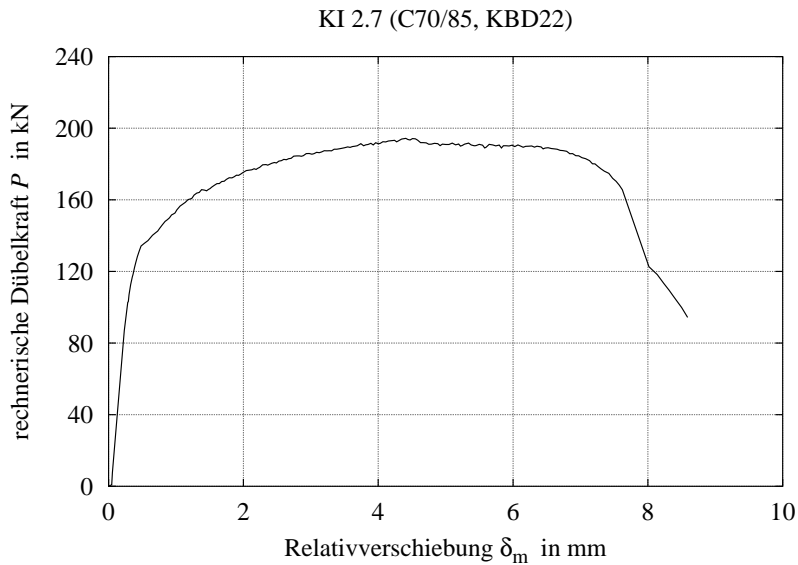


Abbildung 3.87: Berechnete Dübelkraft der geschlitzten Dübel des Versuchskörpers KI2.7 in Abhängigkeit von der Relativverschiebung des Gurtes (R)

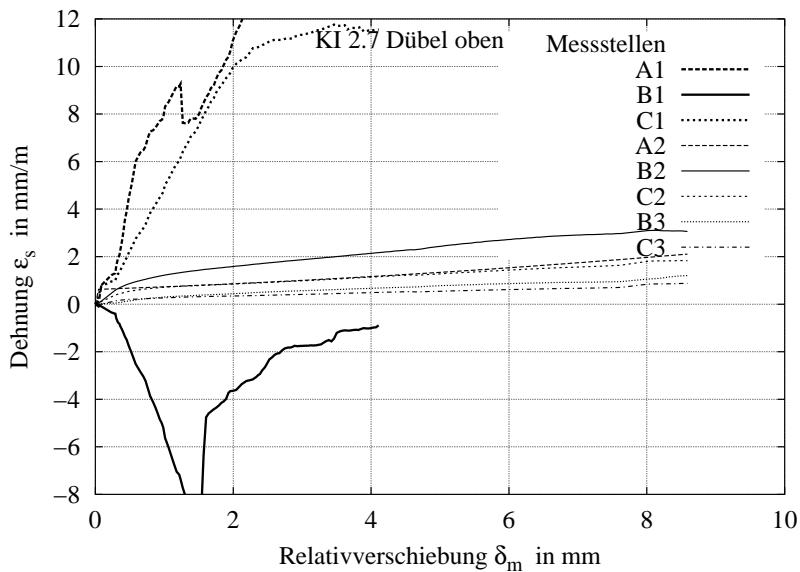


Abbildung 3.88: Stahldehnungen in den Messpunkten des oberen geschlitzten Dübels des Versuchskörpers KI2.7

Im Schnitt 2 steigen die Normalkräfte beim Versuchskörper KI2.7 unterproportional zur Relativverschiebung an und Erreichen ihr Maximum bei Ausfall des ersten Dübels. Die zugehörigen Biegemomente steigen ebenfalls unterproportional mit der Relativverschiebung an und Erreichen ihr Maximum mit Erreichen der Versuchshöchstlast. Es wird davon ausgegangen, dass die Dübeltraglast auch beim Versuchskörper KI2.7 durch Ausbildung einer zweiten Fließzone im Kopfbolzenschaft erreicht wird, wobei die Fließzone aufgrund der steiferen Bettung durch den festeren

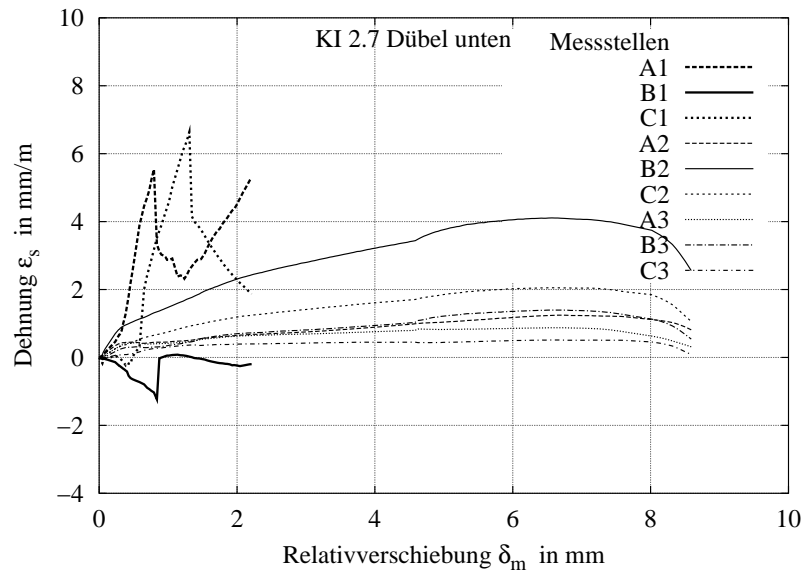


Abbildung 3.89: Stahldehnungen in den Messpunkten des unteren geschlitzten Dübels des Versuchskörpers KI2.6

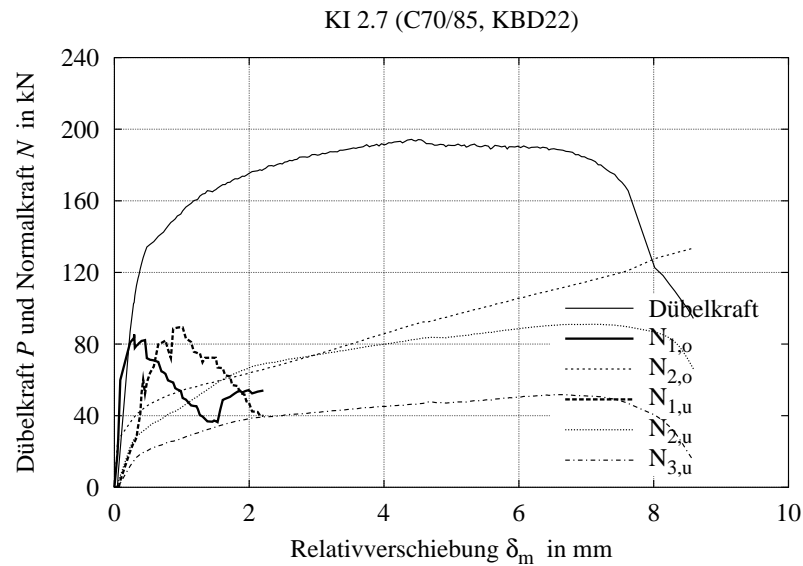


Abbildung 3.90: Berechnete Normalkräfte in den Schnitten 1–3 und Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

Beton tiefer liegt als beim Versuchskörper KI2.6 und nicht in den Bereich des Schnittes 2 reicht. Die berechnete Querkraft  $V_1$  im Schnitt 1, der sich ergebende Traganteil des Schweißwulstes  $P_w$  und die um den Schrägzuganteil reduzierte Dübelkraft  $P'$  sind in Abbildung 3.92 dargestellt. Der Vergleich zwischen den Versuchskörpern KI2.6 und KI2.7 mit demselben Kopfbolzenschaftdurchmesser aber unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten zeigt, dass der im Bereich des Schweißwulstes abgetragene Dübelkraftanteil  $P_w$  in etwa gleich groß ist, der über den Dübelschaft ab-

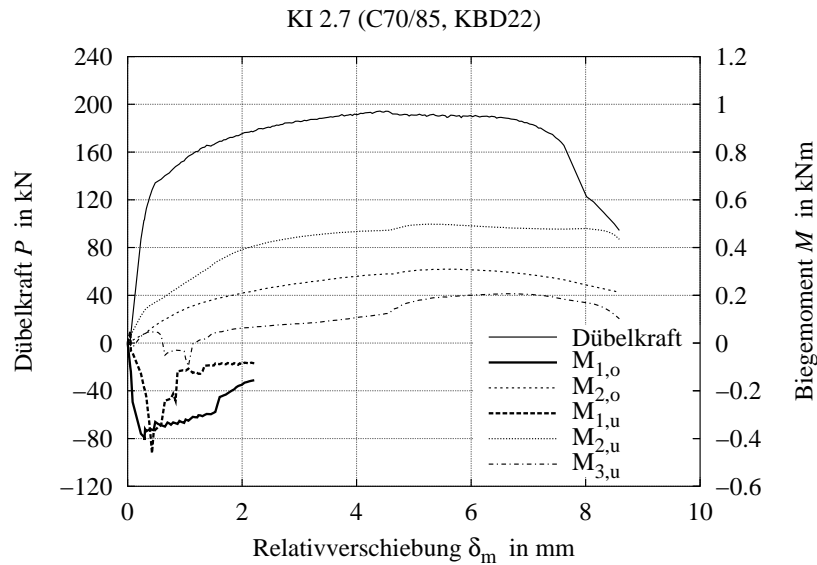


Abbildung 3.91: Berechnete Biegemomente in den Schnitten 1–3 und Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

getragene Anteil  $P_{sh} = P' - P_w$  mit der Betondruckfestigkeit ansteigt und der Schrägzuganteil  $dP = P - P'$  mit der Betondruckfestigkeit abnimmt. Dies ist auf die kleinere Normalkraft im Kopfbolzenschaft infolge der geringeren Relativverschiebung bei Erreichen der Versuchshöchstlast zurück zu führen.

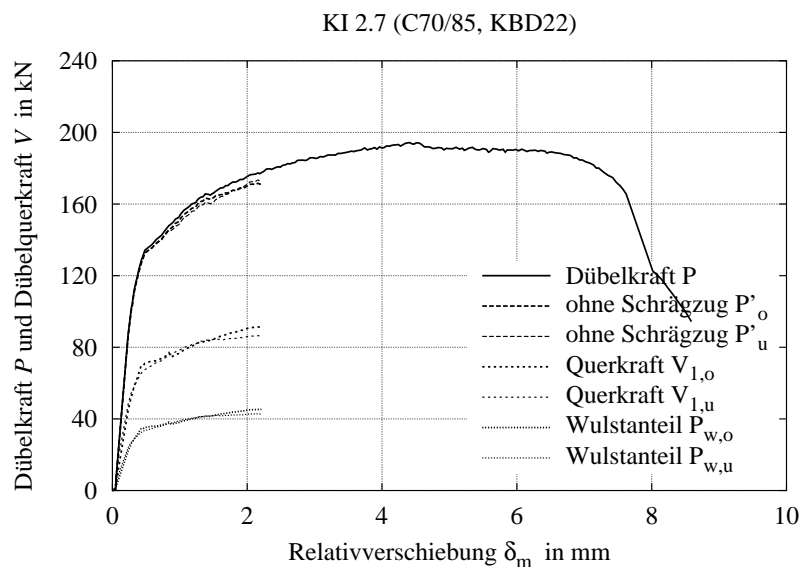


Abbildung 3.92: Berechnete Querkraft im Schnitt 1, Dübelkraftanteil des Schweißwulstes und um den Schrägzuganteil reduzierte Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

In Abbildung 3.93 ist die für den Schwerpunkt des geschlitzten Dübels im Schnitt 1 berechnete Stahldehnung in Abhängigkeit von der Fugenöffnung für die Dübellagen oben und unten dargestellt. Es zeigt sich ein systematisch ähnlicher Verlauf wie beim Versuchskörper KI2.6.

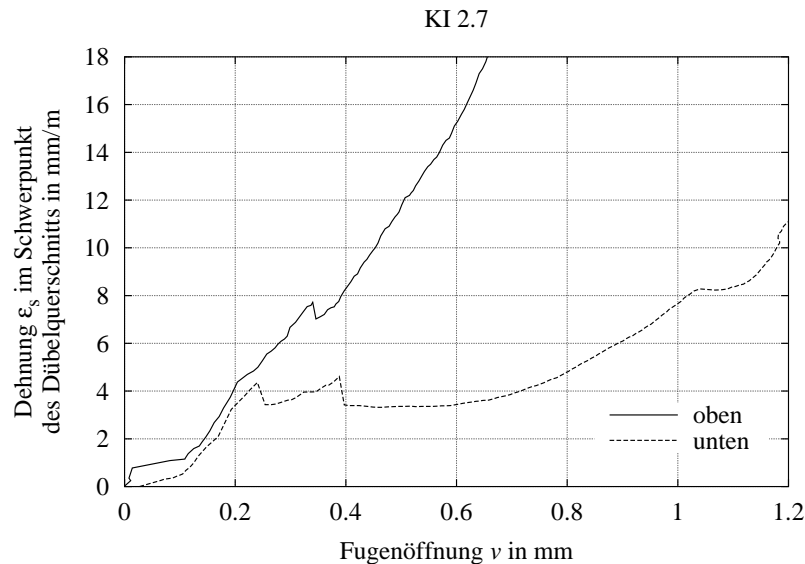


Abbildung 3.93: Rechnerische Dehnung der Kopfbolzen im Schwerpunkt des Querschnittes 1 in Abhängigkeit von der Fugenöffnung

### 3.8.3 Versuchskörper KI4.2 (C70/85, KBD25)

Abbildung 3.94 zeigt die Versuchslast-Relativverschiebungs-Linien für den Versuchskörper KI4.2 im Vergleich zur mittleren Versuchslast-Relativverschiebungs-Linie der Serie 06. Die Linien zeigen einen affinen Verlauf. Die Versuchshöchstlast des Versuchskörpers KI2.7 liegt 15,6 % unterhalb der mittleren Versuchshöchstlast der Serie 06. Eine Beeinträchtigung der Duktilität des Gurtanschlusses (R) durch die geschlitzten Dübel ist nicht feststellbar. Die erreichte Relativverschiebung bei Versagen des Versuchskörpers liegt im Bereich der Streuungen der Serie 06.

In den Abbildungen 3.96 und 3.97 sind die aus den Messwerten der Dehnmessstreifen ermittelten Stahldehnungen aufgetragen. Alle Dehnmessstreifen lieferten Messwerte über das Erreichen der Versuchshöchstlast hinweg bis zum Abscheren der geschlitzten Dübel. Die Dehnungen zeigen eine ähnliche Systematik wie die Dehnungen beim Versuchskörper KI2.6 und KI2.7. Die auf der Grundlage der in Abschnitt 4 dargestellten Ansätze aus den Dehnungen berechneten Schnittgrößen in den Schnitten 1 – 3 sind in den Abbildungen 3.98 und 3.99 dargestellt.

Die berechneten Schnittgrößen im Schnitt 1 zeigen eine ähnliche Systematik wie bei den Versuchskörpern KI2.6 und KI2.7. Die Zugnormalkraft und das Einspannmoment am Dübelfuß steigen mit Zunahme der Relativverschiebung an bis aus der Interaktion der Schnittgrößen ein Fließen im Schnitt 1 eintritt. Die Normalkraft fällt mit weiter ansteigender Querkraft ab und die Biegemomente werden in den Kopfbolzenschaft nach oben umgelagert. Die Maximalwerte der Normalkraft und des Biegemoments in Schnitt 1 sind aufgrund des größeren Kopfbolzendurchmessers höher als bei den Versuchskörpern KI2.6 und KI2.7 und werden erst bei einer größeren Relativverschiebung

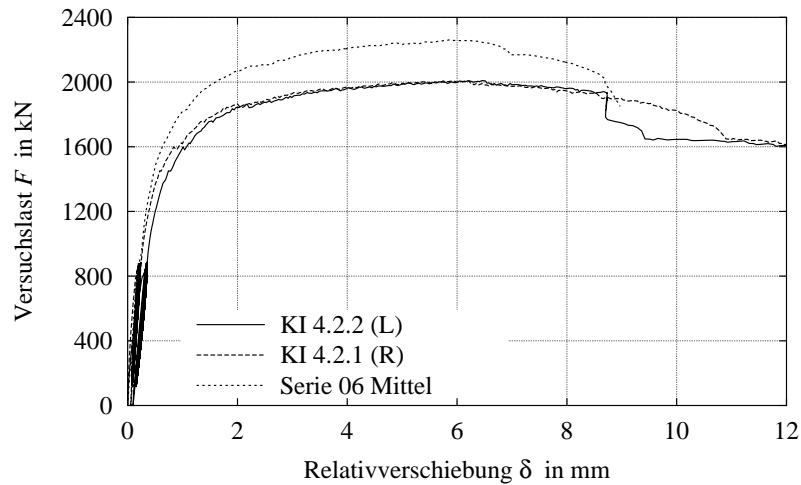


Abbildung 3.94: Versuchslast-Relativverschiebungslinien des Versuchskörpers KI4.2 im Vergleich zur mittleren Linie der Serie 06

erreicht.

Im Schnitt 2 steigen die Normalkräfte und Biegemomente beim Versuchskörper KI4.2 unterproportional zur Relativverschiebung an. Mit Erreichen der Versuchshöchstlast erreichen die Biegemomente ihr Maximum. Beim unteren geschlitzten Dübel reicht die Fließzone bis in den Bereich des Schnittes 2, das Biegemoment fällt ab und die Normalkraft steigt an. Die berechnete Querkraft  $V_1$  im Schnitt 1, der sich ergebenen Traganteil des Schweißwulstes  $P_w$  und die um den Schrägzuganteil reduzierte Dübelkraft  $P'$  sind in Abbildung 3.100 dargestellt. Der Traganteil des Schweißwulstes steigt gegenüber dem Versuchskörper KI2.7 mit der Projektionsfläche des Schweißwulstes an.

In Abbildung 3.101 ist die für den Schwerpunkt des geschlitzten Dübels im Schnitt 1 berechnete Stahldehnung in Abhängigkeit von der Fugenöffnung für die Dübellagen oben und unten dargestellt. Es zeigt sich ein systematisch ähnlicher Verlauf wie bei den Versuchskörpern KI2.6 und KI2.7 wobei die größere Steifigkeit der dickeren Kopfbolzen einem geringeren Schlupf der unteren Kopfbolzen führt.

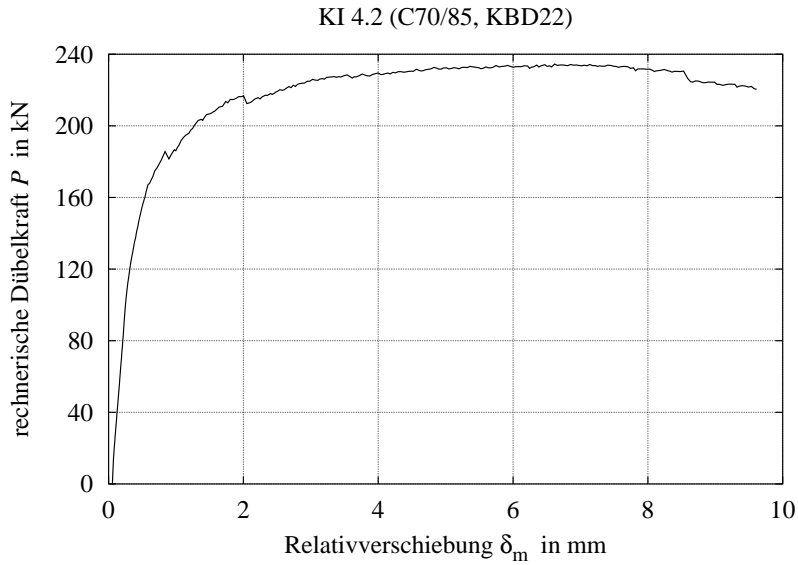


Abbildung 3.95: Berechnete Dübelkraft der geschlitzten Dübel des Versuchskörpers KI4.2 in Abhängigkeit von der Relativverschiebung des Gurtes (R)

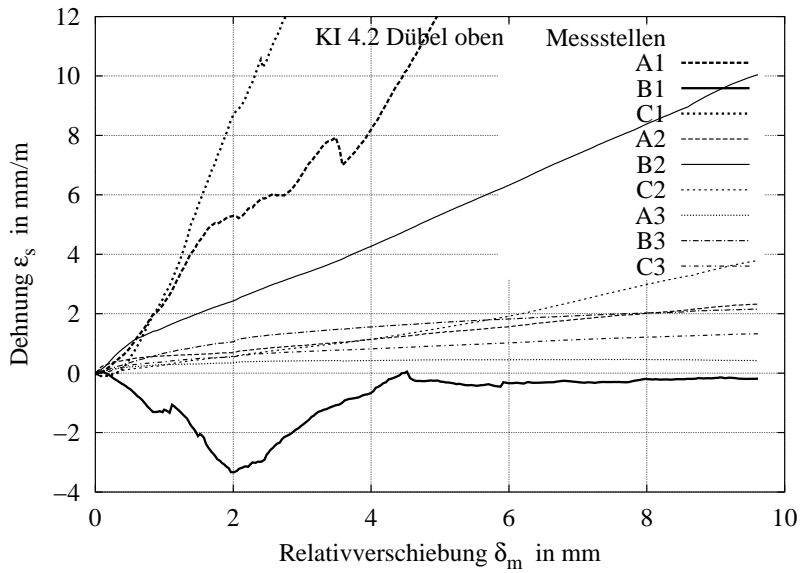


Abbildung 3.96: Stahldehnungen in den Messpunkten des oberen geschlitzten Dübels des Versuchskörpers KI4.2

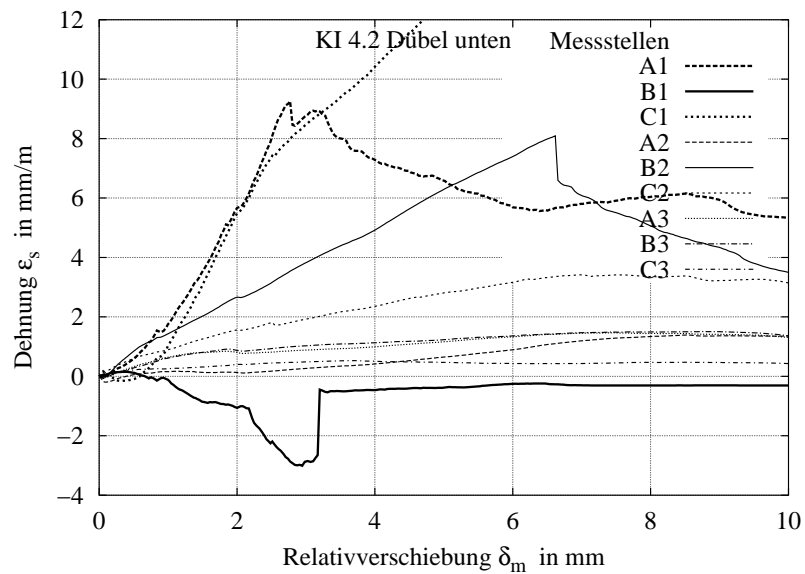


Abbildung 3.97: Stahldehnungen in den Messpunkten des unteren geschlitzten Dübels des Versuchskörpers KI4.2

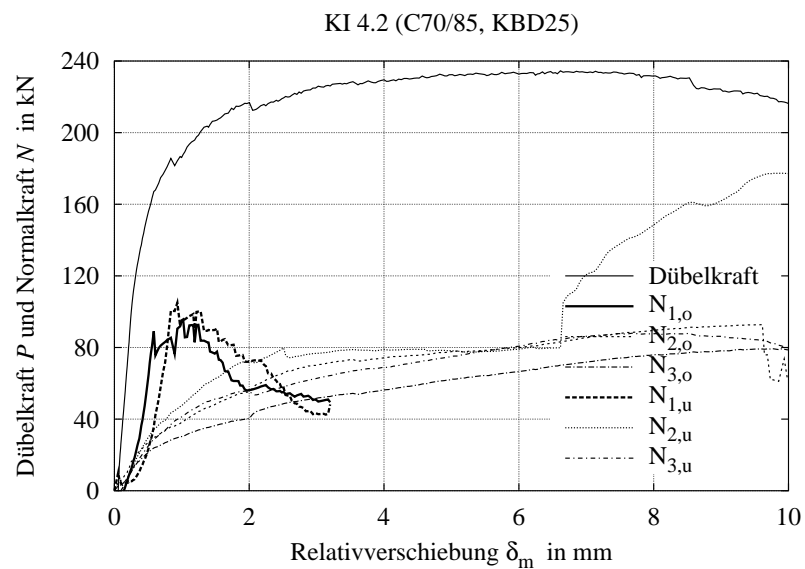


Abbildung 3.98: Berechnete Normalkräfte in den Schnitten 1–3 und Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung



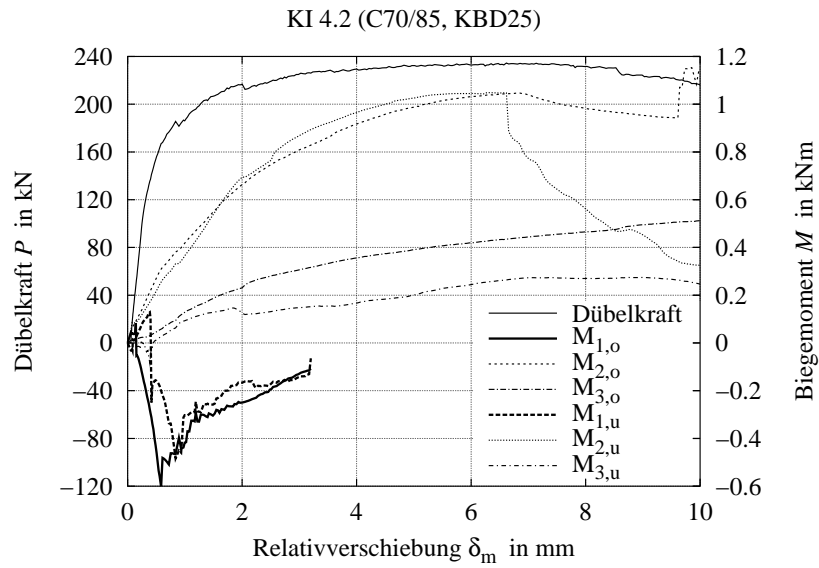


Abbildung 3.99: Berechnete Biegemomente in den Schnitten 1–3 und Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

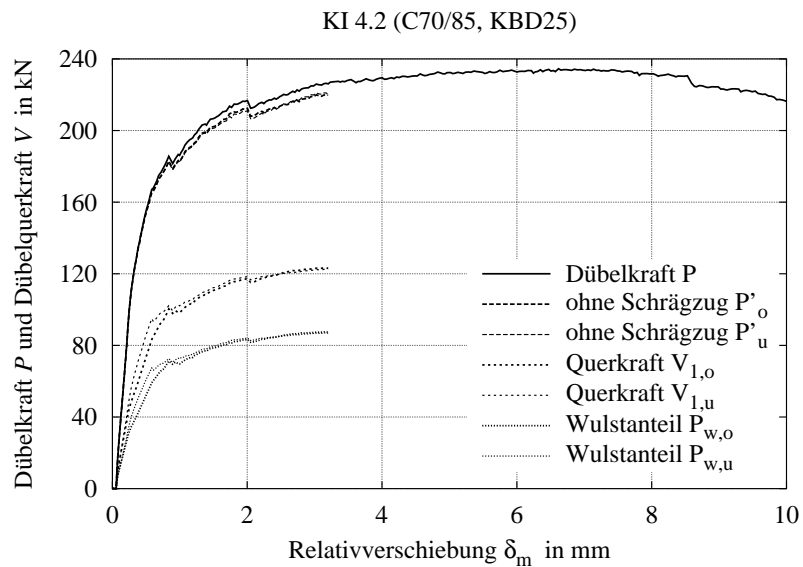


Abbildung 3.100: Berechnete Querkraft im Schnitt 1, Dübelkraftanteil des Schweißwulstes und um den Schrägzuganteil reduzierte Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

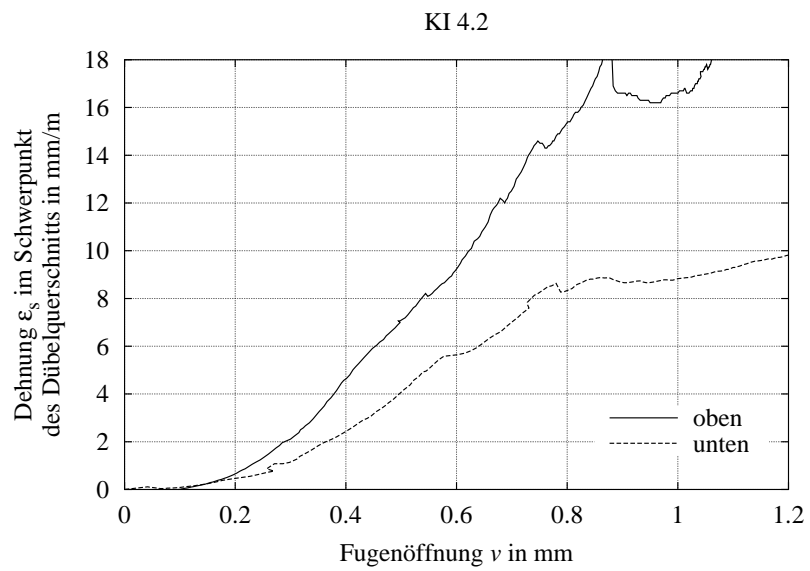


Abbildung 3.101: Rechnerische Dehnung der Kopfbolzen im Schwerpunkt des Querschnittes 1 in Abhängigkeit von der Fugenöffnung

## 4 Mechanische Modellierung des Tragverhaltens von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton

Im Folgenden wird ein mechanisches Modell entwickelt, bei dem die Kopfbolzen als in den Beton eingespannte Stäbe modelliert werden. Die plastischen Verformungen des Betons im Bereich der hohen Pressungen nahe des Kopfbolzenfußes werden durch einen modifizierten Ansatz der Bettung der Kopfbolzen gegenüber dem Bereich mit elastischen Betonverformungen berücksichtigt. Eine ähnliche Modellierung wurde bereits von Ackermann u. Burkhardt (1990, 1992) und Randl (1997) zur Modellierung des Verhaltens von beidseitig in den Beton eingebetteten Schubdübeln von Beton-Beton-Verbundkonstruktionen verwendet. Da im Unterschied zu diesen Schubdübeln bei den hier betrachteten, auf Stahlgurte mit großer Biegesteifigkeit aufgeschweißten Kopfbolzendübeln keine freie Verdrehbarkeit des Dübels in der Verbundfuge vorliegt, war das eigene Modell um den Anteil der Einspannung am Dübelfuß zu erweitern. Weiterhin war das eigene Modell um den wesentliche Lastabtrag im Bereich des verfahrenstypischen Schweißwulstes am Kopfbolzenfuß zu erweitern. Die Berechnung der Schnittgrößen aus den gemessenen Dehnungen der Versuche mit den in Schlitzte eingeklebten Dehnmessstreifen erfolgte mit dem im Folgenden dargestellten eigenen Modell. Die Berechnung zeigte, dass das Tragverhalten von Kopfbolzen durch die Modellierung als in den Beton eingespannte Stäbe zutreffend erfasst werden kann (vgl. Abschnitt 3.8).

Es wird davon ausgegangen, dass sich der Dübelwiderstand  $P$  aus den Traganteilen  $P_w$  und  $P_{sh}$  der im Bereich des Schweißwulstes und im Schaftbereich in den Beton eingetragenen Pressungen und einer aus der Verformung und der Normalkraft der Dübel resultierenden Schrägzugkomponente  $P_{sz}$  zusammen setzt:

$$P = P_w + P_{sh} + P_{sz} .$$

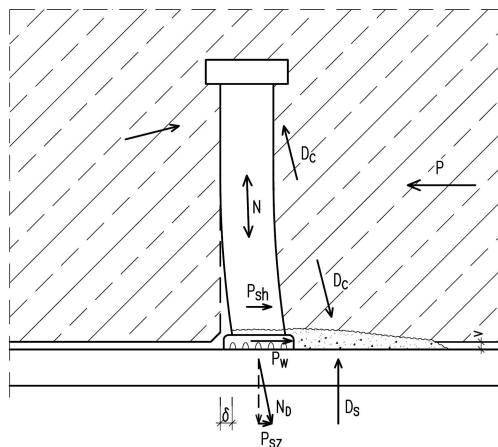


Abbildung 4.1: Anteile der Dübeltraglast

Im Unterschied zur Modellvorstellung bei normalfestem Beton (vgl. Abschnitt 2.2.1) wird von einer Fugenöffnung  $v$  zwischen Betongurt und Stahlansatz ausgegangen, die aus der Formänderung des aus zerschertem Beton vor dem Schweißwulst gebildeten Keils resultiert (“Aufkeilen” der Fuge). Durch das Abheben des Betongurts vom Stahlansatz wird eine Zugkraft  $N_D$  im Kopfbolzen geweckt, die mit einer entsprechenden Druckkraft  $D_c$  im Beton korrespondiert. Die Betondruckkraft wirkt auf den Keil aus abgeschertem Material vor dem Dübelfuß und erzeugt eine Querpressung  $D_s$  auf den Stahlansatz. Zwischen dem intakten Beton und dem abgescherten Keil wirken Schubspannungen, deren Größe von der geweckten Betondruckkraft  $D_c$  und den Betoneigenschaften abhängig ist. Der Traganteil  $P_w$  des Dübels im Schweißwulstbereich (im Weiteren vereinfacht Dübeltraganteil genannt) ergibt sich aus einer Gleichgewichtsbedingung am Betonkeil. Im oberen Bereich ist der Kopfbolzen in den Beton eingespannt. Dadurch entstehen im Betongurt Kräfte in Richtung der Dübelbeanspruchung (in Abbildung 4.1 durch den unbenannten Kraftpfeil angedeutet), die zu einer Biegebeanspruchung des Betongurts um die Querachse führen. Die Kräfte werden durch Betonzug- und druckspannungen und die Gurtbewehrung ins Gleichgewicht gebracht. Eine Reibungskraft zwischen Betongurt und Stahlansatz kann nur im Bereich des Betonausbruchs übertragen werden. Ausserhalb dieses Bereiches tritt im Bereich der Traglast des Dübels aufgrund der Fugenöffnung keine Reibungskraft auf.

## 4.1 Tragverhalten des Kopfbolzen als in den Beton eingespannter Stab

Im Folgenden wird der Kopfbolzen als ein im Beton elastisch gebetteter Stab mit der Breite  $d_{sh}$  betrachtet. Eine ähnliche Modellierung wurde bereits von Ackermann u. Burkhardt (1990, 1992) und Randl (1997) zur Modellierung des Verhaltens von beidseitig in den Beton eingebetteten Schubdübeln von Beton-Beton-Verbundkonstruktionen verwendet. Im Unterschied zur hier betrachteten Situation des voll in den Stahlgurt eingespannten Kopfbolzens war dort aber eine freie Verdrehbarkeit des Dübels in der Verbundfuge vorhanden.

Der Beton wird vereinfacht als homogenes, ideal elastisch–plastisches Material angenommen, so dass nach Überschreiten einer Grenzspannung ein Fließen des Betons ohne Spannungszuwachs eintritt. Tatsächlich haben Festigkeitsunterschiede zwischen Zementstein und Gesteinskorn einen grundsätzlichen Einfluss auf das Tragverhalten der Kopfbolzen und die zufällige Konzentration steifer Gesteinskörner vor dem Dübel führt zu einer wesentlichen Streuung der Tragkraft eines Einzeldübels Johnson u. Oehlers (1981); Oehlers u. Bradford (1995). In der Praxis ist stets von einer gruppenweisen Anordnung der Kopfbolzen auszugehen. Damit wirkt sich eine ungünstige Lage von steifen Gesteinskörnern vor einem einzelnen Dübel nur abgeschwächt auf das mittlere Trag- und Verformungsverhalten der Gruppe aus. Zudem sind bei hochfestem Beton die Steifigkeitsunterschiede zwischen Matrix und Gesteinskörnung minimiert. Mit ansteigender Betonfestigkeit und bei mehrachsialer Beanspruchung wird die Krümmung der Spannungsdehnungslinien im ansteigenden Ast immer geringer (vgl. Abbildung 2.4). Damit erscheint die Annahme eines homogenen Materials mit ideal elastischem Verhalten bis zum Erreichen der Druckfestigkeit durchaus als gerechtfertigt.

In Abbildung 4.2 ist das Modell für den im Beton eingespannten Stab mit verschieblicher Einspannung am Fuß dargestellt. Abgebildet wird der Schaft des Kopfbolzens oberhalb des Schweißwulstes mit einer am Fuß angreifende Kraft  $F$ , die dem Schaftanteil  $P_{sh}$  der Dübelkraft entspricht. Der

mit der Verformung des Dübels und der Normalkraft im Dübel auftretende Schrägzuganteil  $P_{sz}$  (vgl. Abschnitt 4.13) und der Traganteil des Schweißwulstes  $P_w$  werden zunächst vernachlässigt.

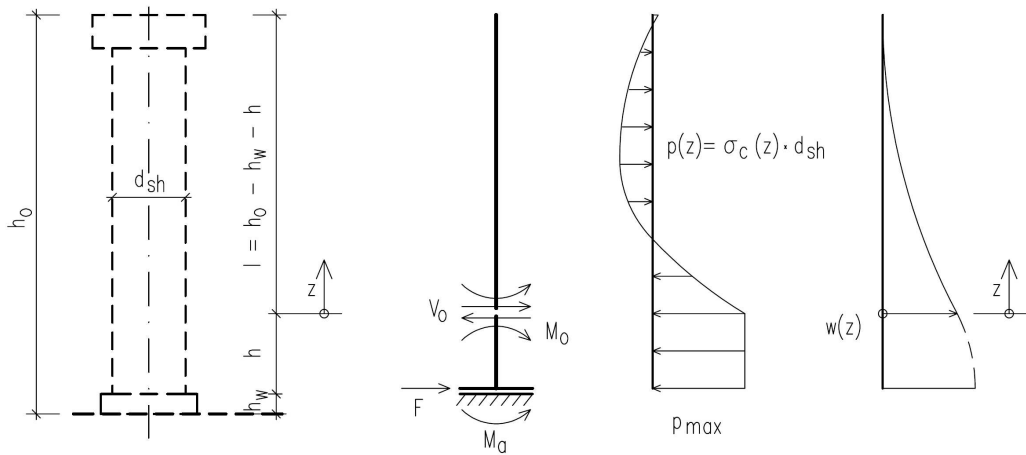


Abbildung 4.2: Modell für den im Beton eingespannten Stab mit verschieblicher Einspannung am Fuß

Innerhalb der Plastizierungstiefe  $h$  wirkt die Betonpressung  $P_{max}$ . Oberhalb von  $h$  ist der Stab elastisch gebettet. In diesem Bereich besteht zwischen der Betonspannung  $\sigma_c$  und der Verformung des Dübels  $w(z)$  ein linearer Zusammenhang

$$\sigma_c = C \cdot w(z) \quad (4.1)$$

mit der Bettungsziffer  $C$ . Die Differentialgleichung des elastisch gebetteten Stabes lautet

$$EI \cdot \frac{d^4 w}{dz^4} = -C \cdot w \quad (4.2)$$

Unter der Voraussetzung einer ausreichenden Länge des Stabes  $l \geq 3L$  kann näherungsweise die Lösung des unendlich langen gebetteten Stabes für den endlichen Stab herangezogen werden. Die bekannte Lösung der Differentialgleichung 4.2 für die Randbedingungen  $V(z=0) = V_0$  und  $M(z=0) = M_0$  lautet dann

$$w(z) = \frac{2V_0}{L d_{sh} C} \cdot \exp^{-\zeta} \cdot \cos \zeta + \frac{2M_0}{L^2 d_{sh} C} \cdot \exp^{-\zeta} \cdot (\cos \zeta - \sin \zeta) \quad (4.3)$$

mit

$$\zeta = \frac{z}{L}$$

und

$$L = \left( \frac{4EI}{d_{sh} \cdot C} \right)^{1/4} \quad (4.4)$$

Die Schnittgrößen im Bereich  $z \geq 0$  ergeben sich aus

$$M(z) = V_0 \cdot L \cdot \exp^{-\zeta} \cdot \sin \zeta + M_0 \cdot \exp^{-\zeta} \cdot (\cos \zeta + \sin \zeta) \quad (4.5)$$

$$V(z) = V_0 \cdot \exp^{-\zeta} \cdot (\cos \zeta - \sin \zeta) - \frac{2 M_0}{L} \cdot \exp^{-\zeta} \cdot \sin \zeta . \quad (4.6)$$

Im Bereich  $h$  erreicht der Beton seine ideale Fließlast und die Pressung beträgt  $p_{max}$ . Der Beton in diesem Bereich ist dreiaxial beansprucht, wobei die Beanspruchung parallel zum Kopfbolzen durch die Verschiebung des Betongurts senkrecht zum Stahlgurt gesteuert wird (vgl. Abschnitt 4.2). Die maximale Pressung beträgt

$$\frac{p_{max}}{d_{sh}} = -\sigma_{c,3} = k \cdot f_c \quad (4.7)$$

mit

$$k = 1 + k_f \cdot (-\sigma_{c,1}) = 1 + k_f \cdot \frac{N_D}{2 d_{sh}^2 \cdot f_c} . \quad (4.8)$$

Der Wert  $k_f$  ergibt sich aus der Mohr-Coulombschen Fließbedingung und kann nach (Rogge 2002) mit  $k_f = 4,4 \div 5,2$  (für C35 bzw. C90 vgl. Abschnitt 2.1.3) angenommen werden. Für die Nachrechnung der Versuche mit Dehnmessstreifen wurde  $k_f = 4,4$  (Beton C35/45) und  $k_f = 5,0$  (Beton C70/85) eingesetzt (lineare Interpolation zwischen den Grenzwerten in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse).

Zwischen den Schnittgrößen  $V_1 = F$  und  $M_1 = M_a$  an der Einspannstelle des Stabes und den Schnittgrößen  $V_0$  und  $M_0$  am Beginn des elastisch gebetteten Bereichs ergibt sich aus den Gleichgewichtsbedingungen am Stababschnitt der Länge  $h$

$$V_0 = V_1 - p_{max} \cdot h \quad (4.9)$$

$$M_0 = M_1 + V_1 \cdot h - \frac{p_{max} \cdot h^2}{2} . \quad (4.10)$$

An der Stelle  $z = 0$  muss die Bedingung gelten

$$w(z = 0) \cdot C = \frac{2 V_0}{d_{sh} \cdot L} + \frac{2 M_0}{L^2 \cdot d_{sh}} = \frac{p_{max}}{d_{sh}} \quad (4.11)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen 4.9 und 4.10 in die Bedingung 4.11 ergibt sich die Plastizierungstiefe

$$h = \frac{V_1}{p_{max}} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{2 M_1 \cdot p_{max}}{V_1^2}} \right) - L . \quad (4.12)$$

Für die Versuche mit Dehnmessstreifen wurde das Modell an die aus den Dehnungen in den Schnitten 1 und 2 (vgl. Abbildung 3.72) ermittelten Schnittgrößen angepasst. Der Schnitt 1 liegt 11 mm über der Stahlgurtoberfläche. Für den Bereich des Dübelfußes unterhalb des Schnittes 1 mit der Projektionsfläche

$$A_w' = h_w \cdot d_w + (11 \text{ mm} - h_w) \cdot d_{sh}$$

wurde eine konstante Pressung  $p \leq p_{max}$  angenommen.

Für  $p < p_{max}$  (Plastizierungstiefe  $h = 0$ ) fallen die Schnitte 1 und 0 zusammen und es gilt:

$$V_0 = V_1 = \frac{p - \frac{2 A_w' \cdot M_1}{L^2}}{1 + \frac{2 A_w'}{L}} . \quad (4.13)$$

Für  $p = p_{max}$  (Plastizierungstiefe  $h \neq 0$ ) gilt:

$$V_1 = \frac{p_{max} - \frac{2 A_w' \cdot M_1}{L^2}}{1 + \frac{2 A_w'}{L}} \quad (4.14)$$

Die Anpassung an die aus den Dehnungen berechneten Schnittgrößen  $M_1$  und  $M_2$  wurde iterativ mit einem geschätzten Anfangswert für die elastische Länge  $L$  gelöst (vgl. Ablaufschema und Formelsatz Anhang A.2).

### Elastische Bettung

Die elastische Bettung des Kopfbolzens ist proportional zum Verhältnis der Steifigkeiten des Dübelschaftes und des umgebenden Betons und kann mit dem Ansatz

$$C = \frac{E_c}{m \cdot d_{sh}} \quad (4.15)$$

erfasst werden<sup>1</sup>.

In den Abbildungen 4.3 bis 4.5 sind die sich aus der Anpassung des Rechenmodells an die in den Schnitten 1 - 3 aus den gemessenen Dehnungen berechneten Schnittgrößen ergebenden Verläufe der Beiwerte  $m$  in Gleichung 4.15 und  $k$  in Gleichung 4.8 dargestellt.

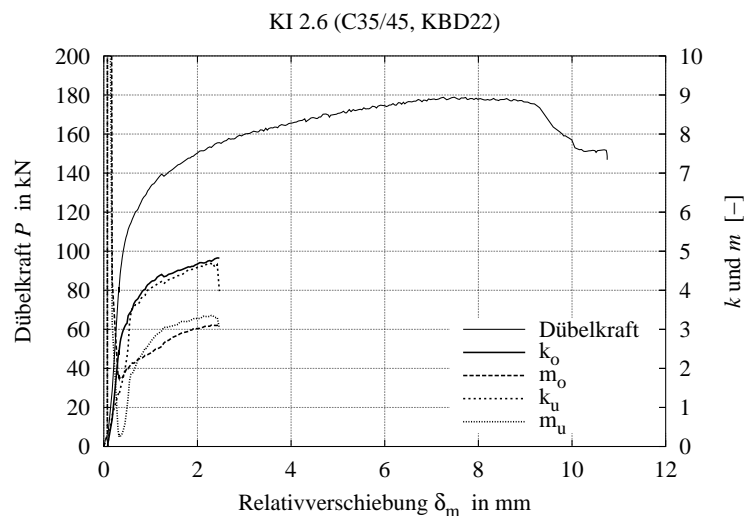


Abbildung 4.3: Versuchskörper KI2.6 – berechnete Beiwerte  $m$  und  $k$  und Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

Aufgetragen sind die Verläufe für den Wiederbelastungspfad nach der zyklischen Vorbelastung des Versuchskörpers. Zum Beginn der Belastung bis zum Wiederanliegen des Kopfbolzenschaftes am Beton ist die Bettung zunächst sehr klein und der Beiwert  $m$  entsprechend groß. Der Beiwert

<sup>1</sup>Werte für  $m$  können als Federsteifigkeit eines angenommenen endlich hohen elastischen Betondruckkörpers unter der Kraft  $F = p \cdot dz$  (Vintzeleou u. Tassios 1985, 1986) oder aus der Lastensenkungsbeziehung einer angenommenen endlichen Scheibe unter der Einzellast  $F$  (Gelf u. Giuriani 1987) berechnet werden.

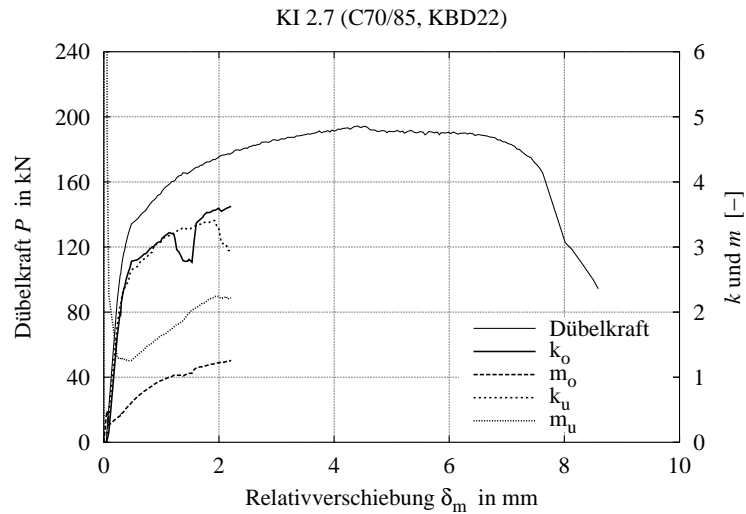


Abbildung 4.4: Versuchskörper KI2.7 – berechnete Beiwerte  $m$  und  $k$  und Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

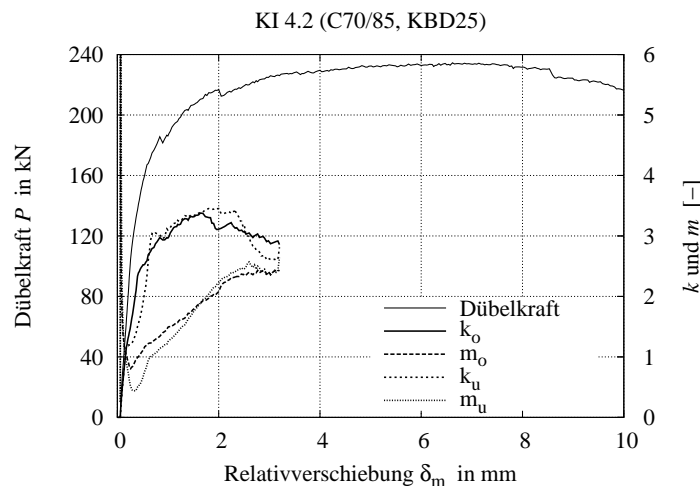


Abbildung 4.5: Versuchskörper KI4.2 – berechnete Beiwerte  $m$  und  $k$  und Dübelkraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung

fällt schnell auf im Mittel  $m \approx 1,0$  ab und steigt dann mit Zunahme der Relativverschiebung unterproportional an. Der unterproportionale Verlauf ist mit der Abnahme der Steifigkeit des Betons mit zunehmender Beanspruchung zu begründen. Die Steifigkeit des Betons geht in die Gleichung 4.15 mit einem konstanten Wert für den Elastizitätsmodul  $E_c$  ein. Die Entwicklung der Steifigkeit mit ansteigender Beanspruchung des Betons wird durch den Beiwerts  $m$  erfasst. Der Beiwert  $m$  ist von der Betongüte abhängig und fällt mit zunehmender Betongüte ab.

Beim Versuchskörper KI4.2 erreicht der Beiwert  $m$  mit einer Relativverschiebung  $\delta \approx 2,5$  mm seinen Höchstwert und bleibt danach etwa konstant bei etwa 2,5. Dieses Verhalten ist durch die Reduktion der Biegesteifigkeit des Dübels bei Ausbildung eines zweiten Fließgelenks im Kopf-



bolzenschaft zu begründen. Ab hier ist die Modellierung des Kopfbolzens als eingespannter Stab mit nur einem Fließgelenk am Fuß nicht mehr gültig (siehe Abschnitt 4.5).

## 4.2 Tragverhalten des Betons im Dübelfußbereich

Im Folgenden wird mit einem einfachen Modell das Tragverhalten des Betons im Dübelfußbereich und die Auswirkungen auf das Tragverhalten des Dübels qualitativ veranschaulicht. Betrachtet wird zunächst ein Kopfbolzen ohne Schweißwulst (Abbildung 4.6). Die Dübelkraftresultierende  $R$ , die aus der Dübelkraft  $P$  und einer senkrecht zum Gurt gerichteten Komponente  $P_v$  resultiert, stützt sich mit dem Winkel  $\theta$  gegen den Bolzenfuß ab. Aus dem Widerstand des Bolzens und des Stahlgurts resultiert eine mehrachsiale Beanspruchung des Betons im Bereich unmittelbar vor dem Dübelfuß mit den Druckspannungen  $\sigma_{c,x}$  und  $\sigma_{c,y}$  sowie der aus der Querdehnungsbehinderung des Betons resultierenden Spannung  $\sigma_{c,z}$  (in Abbildung 4.6 nicht dargestellt). Für die weitere Betrachtung wird vereinfacht von einer konstanten Verteilung der Spannung  $\sigma_{c,x}$  über die Breite des Kopfbolzens ausgegangen .

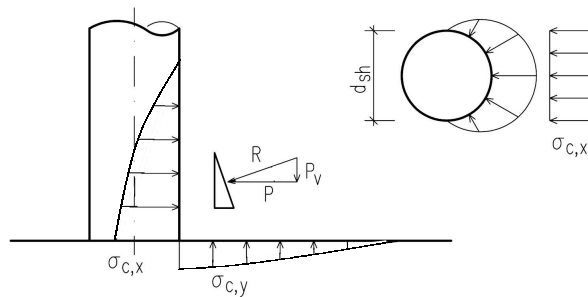
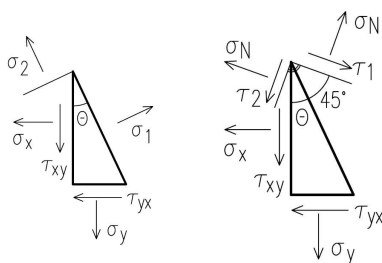


Abbildung 4.6: Kopfbolzenfuß ohne Schweißwulst – Beanspruchung des Betons vor dem Dübelfuß

Zunächst wird ein Betonelement der Breite  $dz$  aus dem mehrachsial beanspruchten Bereich vor dem Dübelfuß betrachtet (Abbildung 4.7). Die Hauptspannungen  $\sigma_{1,2}$  treten in einem Winkel  $\theta$  und die Hauptschubspannungen  $\tau_{1,2}$  in einem Winkel  $(\theta + 45^\circ)$  gegen die Kopfbolzenachse auf.



$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tau_{1,2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_N = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$$

Abbildung 4.7: Spannungen am Betonelement der Breite  $dz$

Nach der Hypothese der maximalen Schubspannung tritt ein Versagen des Betons ein, wenn in einer Ebene die Schubspannung einen Wert  $\tau_{max}$  überschreitet, der von der Normalspannung senkrecht zu dieser Ebene abhängt. Im Bereich kleiner Druckspannungen  $\sigma_2$  im Verhältnis zur Druckspannung  $\sigma_1$  ist das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb ausreichend genau (vgl. Abschnitt 2.1.3):

$$\tau_{max} = -\sigma_N \cdot \tan \varphi + c. \quad (4.16)$$

Die Spannungen  $\sigma_{c,x}$  und  $\sigma_{c,y}$  und damit auch die Hauptdruckspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  werden am Dübelfuß maximal. Erreicht die zugehörige Hauptschubspannung  $\tau_1$  die maximale Schubspannung  $\tau_{max}$  nach Gleichung 4.16 versagt der Beton vor dem Dübelfuß durch die Ausbildung von Scherflächen parallel zur Hauptschubspannung mit dem Winkel  $(\theta + 45^\circ)$  zur Dübelachse. Mit dem Scherversagen entzieht sich der Beton am Dübelfuß zunächst der Beanspruchung und die Druckspannungen  $\sigma_{c,x}$  am Dübelschaft werden in Richtung Dübelkopf umgelagert. Mit der Spannungskonzentration oberhalb des abgesicherten Betons kommt es zur Ausbildung weiterer Scherflächen und der Verdichtung des abgesicherten Materials zu einem Keil vor dem Dübelfuß (Abbildung 4.8). Die Versuche zeigen, dass der nach dem Versuch am Stahlgurt vor dem Dübelfuß anhaftende Keil aus zerschertem Beton besteht.

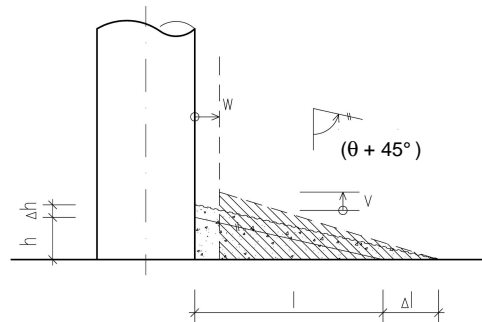


Abbildung 4.8: Keil aus zerschertem Material vor dem Dübelfuß

In den Bereichen seitlich des Dübelschaftes nehmen die Spannungen  $\sigma_{c,x}$  und  $\sigma_{c,y}$  gegenüber der Spannung  $\sigma_{c,z}$  ab und die Hauptspannungen drehen sich. Die Scherflächen neigen sich daher seitlich zum Stahlgurt hin und es entsteht die typische Muschelform des Betonausbruchs.

#### 4.2.1 Einfluss des Schweißwulstes

Der Schweißwulst wirkt sich im Modell des in den Beton eingespannten Stabes als Vergrößerung der Breite des Stabes im Bereich der Schweißwulsthöhe  $h_w$  aus. Der über diesen Bereich abgetragene Dübelkraftanteil  $P_w$  ergibt sich aus der Projektionsfläche des Schweißwulstes  $A_w$  und der Betonpressung  $p$ , wobei die Betonpressung aufgrund der geringen Höhe des Schweißwulstes im Verhältnis zur Breite der Projektionsfläche als konstant über die Höhe angenommen wird:

$$P_w = A_w \cdot p = d_w \cdot h_w \cdot p. \quad (4.17)$$

Der Schweißwulst schirmt den Bolzenschaft im Fußbereich gegenüber dem Beton ab, wobei der Bolzenschaft am oberen Rand des Schweißwulstes nicht vollständig mit diesem verbunden ist (Abbildung 4.9), so dass sich der Bolzenschaft zunächst etwas der Beanspruchung entziehen kann. Der Schweißwulst ist demgegenüber nahezu starr. In einem Schnitt unmittelbar oberhalb des Schweißwulstes ergibt sich daher ein Unstetigkeit im Verformungsverlauf des elastisch gebetteten Stabes

und aus Gleichung 4.1 folgt  $\sigma_{c,w} > \sigma_{c,sh}$ . Die Annahme einer konstanten Bettungsziffer im Bereich des Wulstes 'w' und des Bolzenschaftes 'sh' unmittelbar oberhalb des Wulstes ist durch das Verhältnis  $d_{sh}/d_w \approx 1,0$  gerechtfertigt. Damit kommt es zunächst zu einem Plastizieren des Betons im Bereich des Schweißwulstes. Die Lage der Grenzfläche des Betonausbruchs und damit dessen Tiefe wird durch die Wulsthöhe vorgegeben.



Abbildung 4.9: Oberer Rand des Schweißwulstes ohne Verbindung zum Dübelschaft

#### 4.2.2 Einfluss der Verformungen des Betonausbruchs vor den Dübelfuß

Mit zunehmender Relativverschiebung des Dübels gegen den Beton kommt es zu einer Verformung des Ausbruchskörpers vor dem Dübelfuß, der unter der mehrachsialen Beanspruchung ein plastisches Materialverhalten aufweist. Da anfänglich die Dübelkraft wesentlich größer ist als der Kraftanteil senkrecht zum Stahlgurt ( $P \gg P_v$ ) findet im Wesentlichen zunächst eine Verformung senkrecht zum Stahlgurt statt, verbunden mit einem Abheben des Betongurtes vom Stahlgurt. Das Abheben des Betongurtes wird durch Reibung im Bolzenschaftbereich mit hohen Dübelpressungen und durch den Bolzenkopf behindert woraus eine Zunahme der Dehnungen in der Schwerachse des Kopfbolzens mit zunehmender Relativverschiebung resultiert (vgl. Abschnitt 3.8).

Die resultierende Zugnormalkraft  $N_D$  im Dübel steht mit einer Betondruckkraft  $D_c$  vor dem Dübel und Betonspannungen parallel zur Dübelbeanspruchungsrichtung im Gleichgewicht (Abbildung 4.10). Die Betondruckkraft  $D_c$  führt zu einer Erhöhung der Betondruckspannungen  $\sigma_{c,y}$  vor dem Dübelfuß. Aus den Versuchen ist ersichtlich, dass es mit ansteigender Dübelkraft zu einem Abheben des Betongurtes vom Stahlgurt kommt und die Druckspannungen  $\sigma_{c,y}$  nur noch im Bereich des Betonausbruchs vor dem Dübelfuß übertragen werden. Das aus dem Versatz der Normalkräfte im Dübel und im Beton in  $x$ -Richtung resultierende Moment wird durch den steifen Stahlträger aufgenommen.

Mit zunehmender Relativverschiebung  $w$  und Verdichtung des Betonausbruchs vor dem Dübelfuß nimmt die Fugenöffnung  $v$  am Dübel unterproportional zu. Durch die Dehnsteifigkeit des Kopfbolzens steigen die Zugnormalkraft im Kopfbolzen  $N_D$  und die Betondruckkraft  $D_c$  an. Die daraus folgende Erhöhung der Betonspannungen senkrecht zum Stahlgurt  $\sigma_{c,y}$  und quer zum Dübel  $\sigma_{c,z}$  führt zur Ausbildung eines dreiaxialen Spannungszustands mit  $(\sigma_{c,1} \leq \sigma_{c,2} < \sigma_{c,3})$  im Dübelfußbereich. Unter der Annahme, dass in der Grenzscherfläche des Betonausbruchs die maximale Schubspannung nach Mohr-Coulomb gerade erreicht ist, kann aus der Geometrie des

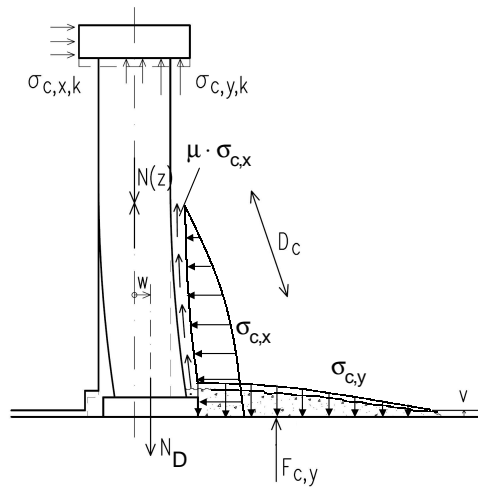


Abbildung 4.10: Durch Abheben des Betongurtes erzeugte Spannungen und Kräfte am Kopfbolzen und am umgebenden Beton

Betonausbruchs und der Neigung der Resultierenden auf den Betonausbruchbereich das Verhältnis der Betonspannungen  $\sigma_{c,x}$  zu  $\sigma_{c,y}$  berechnet werden.

In Hauptspannungen ausgedrückt lautet das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb für dreiaxiale Beanspruchung mit ( $\sigma_{c,1} \leq \sigma_{c,2} < \sigma_{c,3}$ ):

$$\left( \frac{\sigma_{c,1} - \sigma_{c,3}}{2} - \frac{\sigma_{c,1} - \sigma_{c,3}}{2} \cdot \sin \varphi \right) \cdot \tan \varphi - \frac{\sigma_{c,1} - \sigma_{c,3}}{2} \cdot \cos \varphi + c = 0 . \quad (4.18)$$

Für Beton unter geringen hydrostatischen Spannungsanteilen gilt für den Zusammenhang der Hauptspannungen im Druck-Druck-Bereich genügend genau (vgl. Abschnitt 2.1.3):

$$\sigma_{c,3} = f_c + k_f \cdot \sigma_{c,1} . \quad (4.19)$$

Durch Einsetzen von Gleichung 4.18 in 4.16 ergibt sich

$$\varphi = 2 \cdot \arctan \left( \sqrt{k_f} \right) - \frac{\pi}{2} \quad (4.20)$$

und

$$c = \frac{f_{ct}}{2} \cdot ((1 - \sin \varphi) \cdot \tan \varphi - \cos \varphi) \quad (4.21)$$

Mit den von Rogge (2002) angegebenen Werten  $k_f$  (vgl. Abschnitt 2.1.3) ergibt sich für einen Beton C40  $\varphi = 39^\circ$  und für einen Beton C90  $\varphi = 42^\circ$ .

Vereinfacht kann für das Verhältnis der Kräfte auf den Betonausbruch (Abbildung 4.11) angenommen werden:

$$\frac{F_x}{F_y} = \cot(\vartheta - \varphi) \quad (4.22)$$

(Abbildung 4.11), wobei die Kraft  $F_x$  dem Wulsttraganteil der Dübelkraft  $P_w$  entspricht. Die Kraft  $F_y$  resultiert aus der durch das Abheben des Betongurtes geweckten und mit der Normalkraft im Dübel im Gleichgewicht stehenden Betondruckkraft  $D_c$  und der von der Versuchskörpergeometrie abhängigen, senkrecht zum Gurt gerichteten Kraftkomponente  $P_v$  (vgl. auch Abbildung 3.53).

Die Kraft  $P_v$  ist für die Dübel der oberen und der unteren Lage ungleich groß. Daraus begründen sich die im Versuch beobachteten unterschiedlichen Längen des Betonausbruchs oben und unten und die unterschiedlichen Normalkräfte in den Dübeln oben und unten bei annähernd gleichem Traganteil des Schweißwulstes an der gesamten Dübelkraft. Beim Verbundträger mit konstanter Schubeinleitung über die Länge  $dL$  verschwindet der Unterschied zwischen den einzelnen Dübelreihen über die Länge  $dL$ . Für die iterative Bestimmung der Traganteile der Dübelkraft aus den

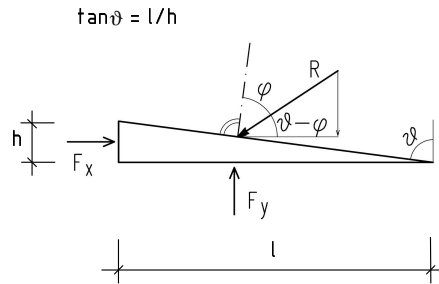


Abbildung 4.11: Kräfte am Betonausbruch im Bereich des Schweißwulstes

gemessenen Dehnungen bei den Versuchen mit Dehnmessstreifen wurde im Bereich des Schweißwulstes die im Schnitt 1 berechnete und auf der Grundlage der Gleichungen 4.7 und 4.8 auf  $p_{max}$  begrenzte Dübelpressung  $p$  angesetzt.

### 4.3 Interaktion der Schub- und Normalkraftbeanspruchung im Dübelschaft

Der Kopfbolzenschaft weist in einem Schnitt oberhalb des Schweißwulstes eine Schnittgrößenkombination aus Querkraft, Normalkraft und Biegung auf. Die Querkraft resultiert aus der Dübelwirkung des Schaftes, die Normalkraft wird durch die Fugenöffnung aktiviert (vgl. Abschnitt 4.2.2) und die Biegung resultiert aus der Einspannung des Kopfbolzens in den Stahlgurt. Die Schnittgrößenkombination führt zu Normalspannungen  $\sigma_z$  und Schubspannungen  $\tau_{xy}$  im Bolzenschaft.

Für metallische Werkstoffe liefert die Gestaltsänderungshypothese nach v. Mises eine zutreffende Fließbedingung. Danach tritt Fließen des Materials ein, sobald die spezifische Gestaltsänderungsarbeit einen Grenzwert erreicht. Die Fließbedingung für mehrachsiale Beanspruchung lautet unter Ansatz der Fließspannung  $\sigma_F$

$$\sigma_v = \sqrt{2} \cdot \sigma_F \quad (4.23)$$

mit der Vergleichsspannung

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_x\sigma_z + \sigma_y\sigma_z) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)} \quad (4.24)$$

oder

$$\sigma_v = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (4.25)$$

Für reine Normalkraftbeanspruchung gilt  $\sigma_x = \sigma_F$  und für reine Schubbeanspruchung ( $\sigma_1 =$

$\tau_R > \sigma_2 = 0 > \sigma_3 = -\tau_R$ ) ergibt sich

$$\tau_R = \frac{\sigma_F}{\sqrt{3}} = 0,58 \sigma_F .$$

Für die Interaktion aus Normalspannung und Schubspannung gilt für kompakte Querschnitte näherungsweise

$$\sigma_x^2 + 3\tau^2 = \sigma_F^2 . \quad (4.26)$$

Aus Gleichung 4.26 lässt sich eine reduzierte Fließnormalspannung unter Berücksichtigung der Schubspannung berechnen:

$$\sigma_x = \sqrt{\sigma_F^2 - 3\tau^2} = \sigma_{F,V}$$

$$\rightarrow \sigma_{F,V} = \sigma_F \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{3\tau}{\sigma_F}\right)^2} \quad \text{oder} \quad \sigma_{F,V} = \sigma_F \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\tau}{\tau_R}\right)^2} .$$

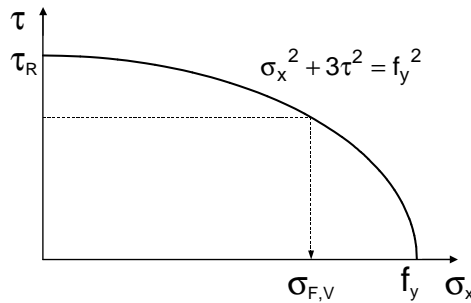


Abbildung 4.12: Interaktion zwischen Normal- und Schubspannung (v. Mises)

Setzt man für die Fließspannung  $\sigma_F$  die Streckgrenze des Stahls  $f_y$  ein, ergibt sich (Abbildung 4.12):

$$\sigma_{F,V} = f_y \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{3\tau}{f_y}\right)^2} \quad \text{oder} \quad \sigma_{F,V} = f_y \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\tau}{\tau_R}\right)^2} . \quad (4.27)$$

Unter Annahme einer konstanten Verteilung der Schubspannungen über den Querschnitt ergeben sich die plastischen Schnittgrößen des Dübelschaftes zu:

$$N_{pl} = \frac{d_{sh}^2 \cdot \pi}{4} \cdot f_y \quad (\text{reine Normalkraft}) \quad (4.28)$$

$$V_{pl} = \frac{d_{sh}^2 \cdot \pi}{4} \cdot 0,58 f_y \quad (\text{reine Querkraft}) \quad (4.29)$$

und

$$N_{pl,V} = N_{pl} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{V}{V_{pl}}\right)^2} \quad (\text{Interaktion}) \quad (4.30)$$

Bei der iterativen Bestimmung der Traganteile der Dübelkraft aus den gemessenen Dehnungen bei den Versuchen mit Dehnmessstreifen wurden die Schnittgrößen numerisch an einem Faser-

modell unter Ansatz einer bilinearen Spannungsdehnungslinie mit einer von der Schubspannung abhängigen Fließnormalspannung berechnet. Dabei wurde eine ebene Dehnungsverteilung über den Querschnitt angenommen. Für die Spannung der Faser  $i$  gilt

$$\sigma_{s,i} = E_s \cdot \varepsilon_{s,i} \quad \text{für} \quad \varepsilon_{s,i} \leq \varepsilon_{s,F} = \frac{\sigma_{F,V,i}}{E_s} \quad (4.31)$$

$$\sigma_{s,i} = \sigma_{F,V,i} \quad \text{für} \quad \varepsilon_{s,i} > \varepsilon_{s,F} . \quad (4.32)$$

## 4.4 Schrägzugwirkung

Mit steigender Beanspruchung aus Querkraft, Normalkraft und Biegemoment erreichen die Fasern des Querschnitts oberhalb des Schweißwulstes die Fließspannung  $\sigma_{F,V}$  und es kommt zur Ausbildung einer Fließzone. Durch die Rotation des Schaftes in der Fließzone lagern sich die Biegemomente von der Einspannstelle in Richtung Dübelkopf, um bis bei langen Dübeln eine zweite Fließzone oberhalb der ersten Fließzone entsteht. Die Fließzonen sind jeweils eng begrenzt mit  $l \approx d_{sh}$  (Gelß u. Giuriani 1987). Es bilden sich Fließgelenke aus. Mit der Ausbildung des zweiten Fließgelenks ist die Traglast des Dübels erreicht (siehe Abschnitt 4.5).

Die Verformung des Kopfbolzens wird im Wesentlichen zwischen den zwei Fließgelenken, oder, bevor die Fließlast im Schaft erreicht ist, zwischen dem Fließgelenk am Bolzenfuß und der Stelle des maximalen Moments im Schaft erzeugt. Aus der Verformung des Bolzens in diesem Bereich entsteht ein Traganteil höherer Ordnung, der hier vereinfacht als Einzellast im idealisierten Knickpunkt der Stabachse angenommen wird (Abbildung 4.13). Die korrespondierende Kraft am Kopfbolzenfuß ergibt sich näherungsweise zu:

$$P_{sz} = N_D \cdot \frac{w(l_e)}{l_e} . \quad (4.33)$$

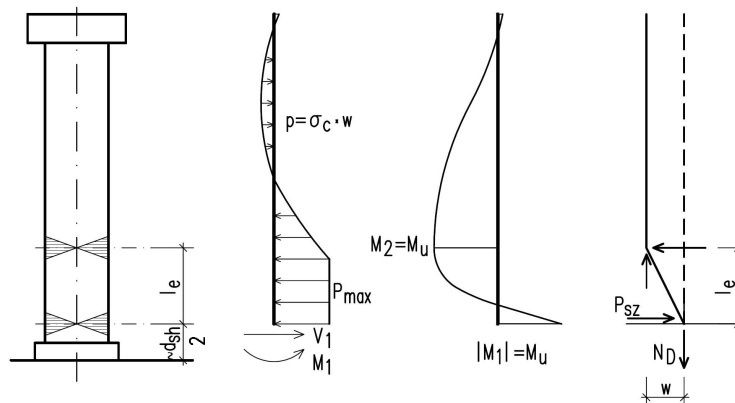


Abbildung 4.13: Modell für den Schrägzuganteil des Dübelschaftes

Für  $w$  ist bei der Nachrechnung von Versuchen in Gleichung 4.33 die aktuelle Relativverschiebung  $\delta$  einzusetzen. Zur Berechnung des maximalen Traganteils ist die Relativverschiebung  $\delta$  bei Erreichen der maximalen Dübelkraft  $P_{max}$  einzusetzen.

## 4.5 Maximale Dübeltraglast in hochfestem Beton

Durch Eintreten des zweiten Fließgelenks im Schaft des Kopfbolzen und der damit verbundenen Reduktion der Steifigkeit lagern sich die Betonpressungen vom Bolzenfuß in den Bereich des Fließgelenks um. Aufgrund der ausgeprägten Plastizierung des Betons im Bolzenfußbereich kann von einer konstanten Betonpressung über die zur Lastübertragung erforderliche Fläche ausgegangen werden. Die Traglast und die Einzeltraganteile können mit dem Modell nach Gelf u. Giuriani (1987), das hier um den Schweißwulst sowie um die Normalkraft- und Querkraftinteraktion erweitert wurde, berechnet werden.

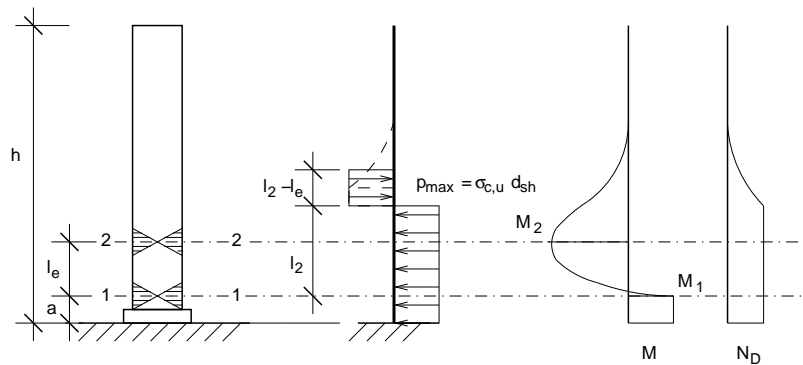


Abbildung 4.14: Modell für die maximale Traglast (Gelf u. Giuriani 1987) ergänzt um den Schweißwulst

Es wird der Kopfbolzenschaft mit zwei Fließgelenken im Abstand  $l_e$  betrachtet (Abbildung 4.14). Das untere Fließgelenk liegt im Abstand  $a$  über dem Flansch des Grundträgers. Unter Annahme einer Ausdehnung des Fließgelenks mit  $d_{sh}$  wird  $a = d_{sh}/2$  angesetzt. Oberhalb des Fließgelenks im Schnitt 2 ist der Bolzenschaft in den Beton eingespannt. Vereinfacht wird eine konstante Betonpressung  $-\sigma_{c,u} = k \cdot f_c$  angenommen. Für die Biegemomente in den Fließgelenken gilt

$$M_2 = \frac{\sigma_{c,u} \cdot d_{sh}}{4} \cdot (l_2 - l_e)^2 = \frac{\sigma_{s,u} \cdot d_{sh}^3}{6} \quad (4.34)$$

$$M_1 = \frac{\sigma_{c,u} \cdot d_{sh}}{2} \cdot l_e^2 - M_2 = \frac{\sigma_{s,u} \cdot d_{sh}^3}{6} \quad (4.35)$$

Gelf u. Giuriani (1987) geben ohne Berücksichtigung des Einflusses des Schweißwulstes, der Querkraft und der Normalkraft die Lösung

$$l_e = d_{sh} \sqrt{\frac{2 \sigma_{s,u}}{3 \sigma_{c,u}}} \quad (4.36)$$

$$P_u = \sigma_{c,u} \cdot d_{sh} \cdot (l_e + a) \quad (4.37)$$

mit

$$\sigma_{s,u} = f_u \quad (4.38)$$

an.

Im Fließgelenk 1 wirken die Querkraft  $V_1$  und die Normalkraft  $N_D$ . Die Interaktion zwischen Biegemoment und Normalkraft im vollplastischen Zustand des Querschnitts kann näherungsweise



(Randl 1997) berücksichtigt werden mit

$$M = M_{pl} \left( 1 - \left( \frac{N_D}{N_{pl}} \right)^2 \right) = \frac{\sigma_{s,u} \cdot d_{sh}^3}{6} \left( 1 - \left( \frac{N_D}{N_{pl}} \right)^2 \right) \quad (4.39)$$

mit

$$N_{pl} = \sigma_{s,u} \cdot A_s . \quad (4.40)$$

Der Einfluss der Querkraft  $V_1$  kann durch eine Reduzierung der für die Normalkraft und Biegung ansetzbaren Zugfestigkeit berücksichtigt werden (Abschnitt 4.3)

$$\sigma_{s,u} = f'_u = f_u \sqrt{1 - \left( \frac{V_1}{V_{pl}} \right)^2} \quad (4.41)$$

unter der Annahme, dass der Abstand der Fließgelenke  $l_e$  klein ist (vgl. Abschnitt 2.2.1.2):

$$V_{pl} = A_s \cdot 0,7 f_u . \quad (4.42)$$

Im Fließgelenk 2 ist die Querkraft definitionsgemäß Null. Hier wirkt lediglich die Normalkraft  $N_D$ . Das Biegemoment ergibt sich aus Gleichung 4.39 mit

$$\sigma_{s,u} = f_u \quad (4.43)$$

und

$$N_{pl,2} = A_s \cdot f_u . \quad (4.44)$$

Eingesetzt in die Gleichungen 4.35 und 4.34 ergibt sich

$$l_e = d_{sh} \sqrt{\frac{f_u \left( \sqrt{1 - \left( \frac{V_1}{V_{pl}} \right)^2} + 1 \right) \left( 1 - \left( \frac{N_D}{N_{pl,2}} \right)^2 \right)}{3\sigma_{c,u}}} \quad (4.45)$$

$$V_1 = l_e \cdot \sigma_{c,u} . \quad (4.46)$$

Für die Betonpressung  $\sigma_{c,u}$  wird die durch die Wirkung der Normalkraft begrenzte, dreiachsiale Betonfestigkeit eingesetzt

$$-\sigma_{c,u} = -\sigma_{c,3} = k \cdot f_c = \left( 1 + k_f \cdot \frac{N_D}{2 d_{sh}^2 \cdot f_c} \right) \cdot f_c \quad (4.47)$$

mit

$$k_f = 3,725 + 0,014 f_c . \quad (4.48)$$

Da die maximale Betonpressung  $p_{max} = \sigma_{c,u} \cdot d_{sh}$  über die Gleichung 4.47 mit der Dübelnormalkraft verknüpft ist, lassen sich aus der Dübeltraglast, den Materialkennwerten und der Schweißwulstgeometrie die unbekannt Parameter  $p_{max}$  und  $N_D$  iterativ errechnen. Die Berechnung wurde für die Dübeltraglasten  $P_m$  der Einzelversuche durchgeführt. Dabei sind

$$P_m = P_w' + P_{sh}' \quad (4.49)$$

die im Versuch ermittelte mittlere Dübeltraglast des Versuchskörpers und

$$\begin{aligned} P_w' &= P_m - V_1 \\ &= A_w' \cdot \sigma_{c,u} = (h_w \cdot d_w + (a - h_w) \cdot d_{sh}) \cdot \sigma_{c,u} \end{aligned} \quad (4.50)$$

der Traganteil des Schweißwulstes und des Schaftbereichs unterhalb des Schnittes 1. Der Tragan-

teil des Schweißwulstes ergibt sich aus

$$P_w = P_w' - (a - h_w) \cdot d_w \cdot \sigma_{c,u} \quad (4.51)$$

und der Traganteil des Kopfbolzenschaftes aus

$$P_{sh}' = P_m - P_w \quad (4.52)$$

Der Traganteil höherer Ordnung aus der Verformung zwischen den Fließgelenken in den Schnitten 1 und 2 ist hier im Dübeltraganteil des Schaftes  $P_{sh}'$  enthalten. Der Traganteil kann mit Gleichung 4.33 aus der ermittelten Normalkraft  $N_D$  und der Relativverschiebung unter der Versuchshöchstlast berechnet werden. Die Nachrechnungen der Versuche mit den Dehnmessstreifen in Abschnitt 3.8 zeigen aber schon, dass dieser Anteil beim hochfesten Beton sehr klein ist.

Die Ergebnisse der Berechnung sind in den Abbildungen 4.15 bis 4.17 dargestellt. In Abbildung

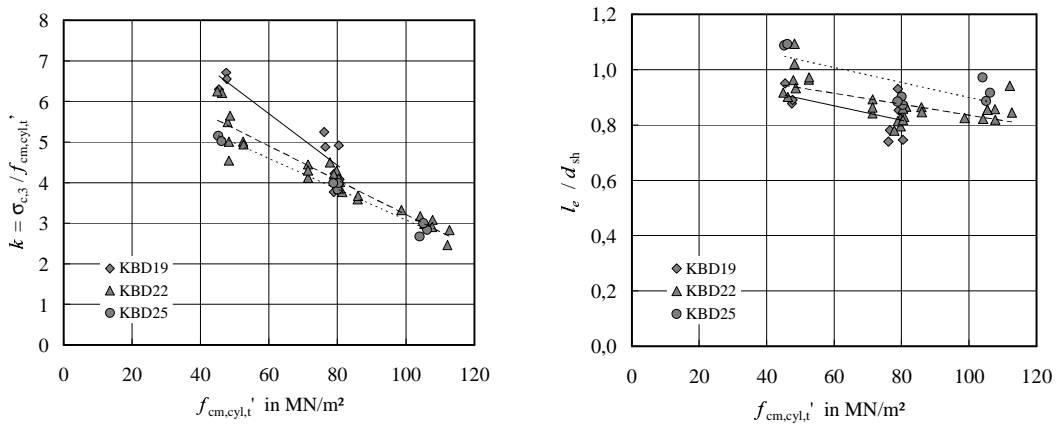


Abbildung 4.15: Aus den Versuchsergebnissen berechneter Betonfestigkeitsbeiwert  $k$  und Fließgelenkabstand  $l_e$

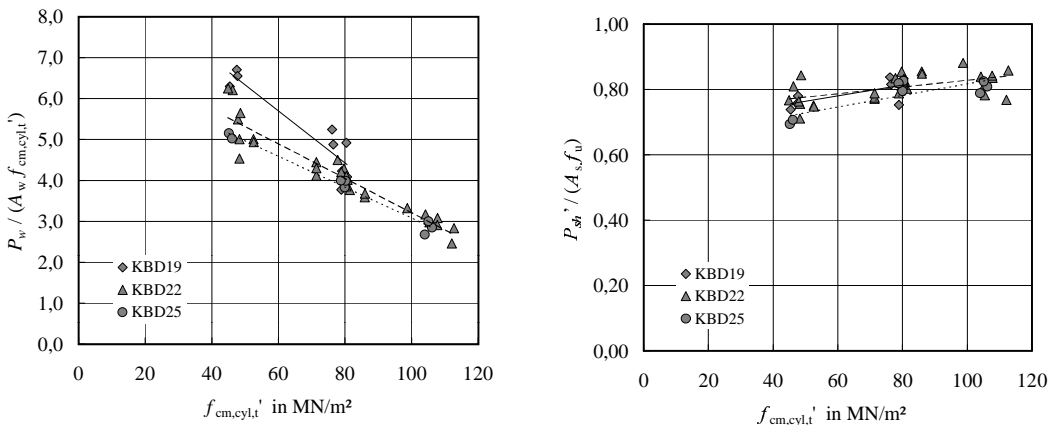


Abbildung 4.16: Aus den Versuchsergebnissen berechnete Traganteile des Wulstes und des Schaftes an der Gesamtdübelkraft bezogen auf die Fließnormalkraft des Schaftes

4.15 links ist das berechnete Verhältnis  $k$  der sich vor dem Kopfbolzenfuß ausbildenden dreiaxialen Betonfestigkeit zur einachsialen Betonfestigkeit in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit

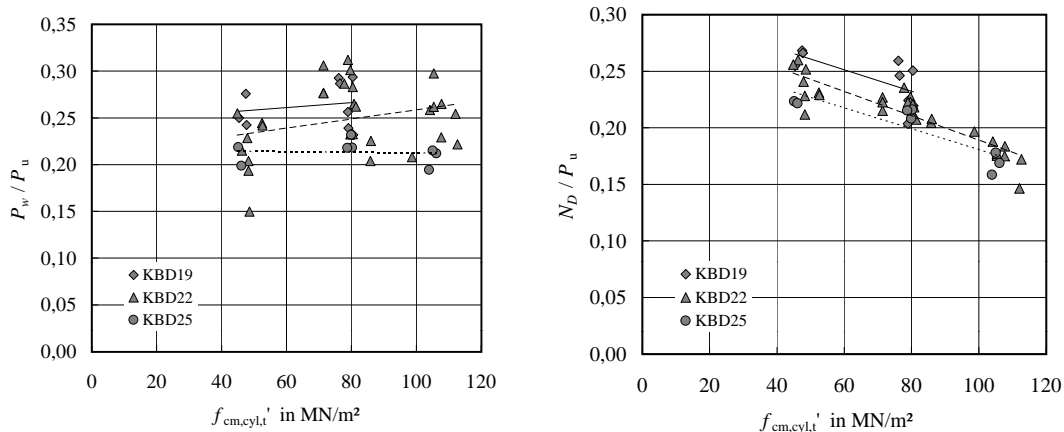


Abbildung 4.17: Aus den Versuchsergebnissen berechneter Traganteil des Wulstes und auf die Dübelkraft bezogene Normalkraft des Kopfbolzens

und dem Kopfbolzendurchmesser aufgetragen. Der Verhältniswert  $k$  fällt mit dem Ansteigen der Betonfestigkeit ab, da die vom Kopfbolzen aktivierbare Betonpressung durch die Tragfähigkeit des Kopfbolzens begrenzt ist. Bei gleichbleibender Betonfestigkeit fällt der Verhältniswert  $k$  mit der Zunahme der Kopfbolzendurchmessers ab, da der dünnere Kopfbolzen eine größere Teilflächenbelastung aktivieren kann als der dickere.

In Abbildung 4.15 rechts ist der auf den Kopfbolzendurchmesser bezogene berechnete Abstand der Fließgelenke aufgetragen. Für die Versuchskörper mit der Zielbetonfestigkeitsklasse C35/45 liegt der Abstand etwa bei dem einfachen Kopfbolzendurchmesser. Der Abstand nimmt mit zunehmender Betonfestigkeit und gleichbleibendem Dübeldurchmesser ab. Bei den Versuchskörpern mit C70/85 und C90/105 liegt der Fließgelenkabstand etwa bei  $0,9 d_{sh}$ . Mit zunehmendem Kopfbolzendurchmesser steigt der Fließgelenkhkabstand an, da der dickere Kopfbolzen den Beton stärker plastizieren kann als der weniger steife, dünnere Kopfbolzen. Aus Gleichung 4.46 ergibt sich damit eine äquivalente Dübelhöhe  $h_{eq} \approx 1,4 d_{sh}$ . Oehlers u. Bradford (1995) geben für normalfesten Beton  $h_{eq} = 1,8 d_{sh}$  an. Die Höhe, über die die Dübelkraft in den Beton eingeleitet wird, nimmt erwartungsgemäß beim hochfesten Beton ab.

Abbildung 4.16 links zeigt den Traganteil des Schweißwulstes bezogen auf das Produkt aus Projektionsfläche des Schweißwulstes und Betondruckfestigkeit. Es zeigt sich eine lineare Abhängigkeit von der Betonfestigkeit. Mit zunehmender Betondruckfestigkeit wird der bezogene Traganteil des Schweißwulstes kleiner. Dies ist durch das bei gleichbleibender Kopfbolzengeometrie und zunehmender Betondruckfestigkeit abnehmende Vermögen des Kopfbolzens den Beton zu plastizieren, zu begründen. Mit abnehmendem Kopfbolzendurchmesser steigt der bezogene Traganteil des Schweißwulstes an, da durch die kleinere Lastübertragungsfläche die aufnehmbare Betonpressung infolge Teilflächenbelastung ansteigt. Der Traganteil des Schweißwulstes an der Dübeltraglast liegt zwischen 20 und 30% (Abbildung 4.17 links). Der Traganteil nimmt nahezu unabhängig von der Betonfestigkeit mit zunehmendem Kopfbolzendurchmesser ab, da die äquivalente Dübelhöhe abnimmt, die Wulsthöhe aber in etwa gleich bleibt.

Abbildung 4.16 rechts zeigt den Traganteil des Kopfbolzenschaftes bezogen auf das Produkt aus Dübelquerschnitt und Zugfestigkeit des Stahls. Der bezogene Traganteil nimmt von im Mittel 0,75 bei der Festigkeitsklasse C35/45 auf 0,8 bei der Festigkeitsklasse C70/85 zu. Zwischen den

Festigkeitsklassen C70/85 und C90/105 bleibt der Wert in etwa konstant und ist nahezu unabhängig vom Kopfbolzendurchmesser. Dies zeigt, dass sich bei den hohen Betonfestigkeitsklassen das Biegemoment an der Einspannstelle soweit reduziert, dass nahezu die volle Scherlast des Bolzenschaftes aktiviert werden kann. Die Schnittgrößen lagern sich zum zweiten Fließgelenk hin um, wo die volle Biegetragfähigkeit zur Verfügung steht, da die Querkraft hier definitionsgemäß Null wird.

Abbildung 4.17 zeigt schließlich die berechneten Normalkräfte bezogen auf die Dübelkraft. Die Normalkräfte liegen zwischen 15 und 25% der Dübelkraft und nehmen mit Zunahme der Betonfestigkeit und Zunahme des Bolzendurchmessers ab. Dies ist auf die geringere Plastizierung des Betons mit ansteigender Betondruckfestigkeit oder Dübeldurchmesser zurück zu führen.

Aus Abbildung 4.16 ergibt sich der Mittelwert der Dübeltragfähigkeit von Kopfbolzen in hochfestem Beton

$$P_m = 0,8 \cdot A_s \cdot f_u + \left(7,0 - \frac{2,0 f_c}{55}\right) \cdot A_w \cdot f_c \quad (4.53)$$

mit

- $f_u$  Zugfestigkeit des Kopfbolzenmaterials
- $f_c$  Zylinderdruckfestigkeit des Betons in  $\text{MN/m}^2$
- $A_s$  Querschnitt des Kopfbolzenschaftes
- $A_w$  Projektionsfläche des Schweißwulstes

Gleichung 4.53 stellt einen Additionsansatz aus der Schertraglast des Kopfbolzenschaftes und dem über den Schweißwulst in den Beton eingetragenen Traganteil dar. In Abbildung 4.18 sind die nach Gleichung 4.53 berechneten Dübeltraglasten den eigenen experimentell ermittelten Traglasten gegenüber gestellt. Die Versuchspunkte liegen in einem engen Streubereich um die eingetragene Winkelhalbierende. Das Tragverhalten von Kopfbolzen in hochfestem Beton wird folglich mit Gleichung 4.53 gut erfasst. In Abbildung 4.19 sind die nach Gleichung 4.53 berechneten Dübeltraglasten den experimentell ermittelten Traglasten anderer Forschungsstellen gegenüber gestellt (vgl. Abschnitt 2.2.3 und Tabelle C.1). Da Angaben zur Schweißwulstgeometrie fehlen, wurden für die rechnerischen Traglasten die sich aus DIN EN ISO 13918 (1998) ergebenden Werte der Tabelle 2.1 angesetzt. Auch hier zeigt sich eine qualitativ gute Übereinstimmung der rechnerischen mit den experimentell ermittelten Traglasten. Die Streuung ist aufgrund der durch Annahmen ersetzten fehlenden Daten in den Quellen etwas größer als bei den eigenen Versuchen. Die experimentell Traglasten werden hier tendenziell mit Gleichung 4.53 etwas unterschätzt.

#### 4.5.1 Ableitung eines verbesserten Ansatzes für die Dübeltraglast in hochfestem Beton

Im Folgenden wird auf der Grundlage der eigenen Versuchsergebnisse und Gleichung 4.53 ein verbesserter Bemessungswert der maximalen Dübeltraglast von Kopfbolzen in hochfestem Beton abgeschätzt. Die statistische Auswertung erfolgt auf der Grundlage des in Abschnitt 3.6.3 dargestellten Verfahrens nach DIBt (1986) in Übereinstimmung mit DIN EN 1990 (2002) Anhang D.7.

Zur Ableitung des charakteristischen Wertes der Dübeltraglast werden in Gleichung 4.53 die sich nach DIN EN ISO 13918 (1998) ergebenden Nennwerte der Projektionsfläche des Schweißwulstes (vgl. Tabelle 2.1) eingesetzt. Für die zur Auswertung herangezogenen 47 Versuche der Serien

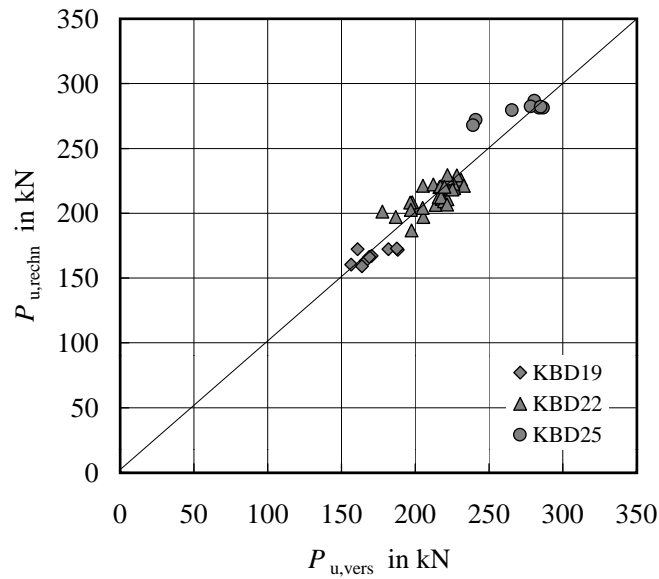


Abbildung 4.18: Vergleich der rechnerischen Dübeltraglasten nach Gleichung 4.53 mit den eigenen experimentell ermittelten Traglasten

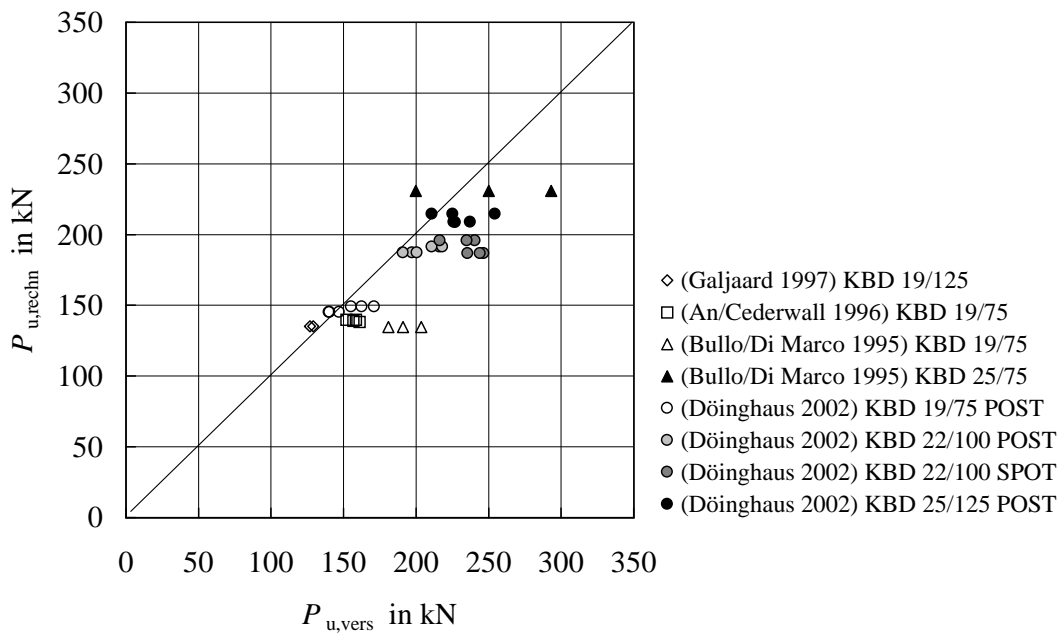


Abbildung 4.19: Vergleich der rechnerischen Dübeltraglasten nach Gleichung 4.53 mit den experimentell ermittelten Traglasten andere Forschungsstellen

01  $\div$  14 ergibt sich

$$\bar{b} = 0,997$$

$$K_s = 1,73$$

$$\hat{\delta}_k = 0,904 .$$

Damit ergibt sich die charakteristische Dübeltraglast

$$P_{Rk} = 0,72 \cdot A_s \cdot f_u + \left( 6,33 - \frac{1,81 f_c}{55} \right) \cdot A_w \cdot f_c . \quad (4.54)$$

Die minimale Zugfestigkeit der verwendeten Kopfbolzen beträgt  $f_u = 524 \text{ MN/m}^2$ . Durch Ersetzen von  $f_u$  und  $f_c$  in Gleichung 4.54 durch  $f_{uk} = 500 \text{ MN/m}^2$  und  $f_{ck} \geq 0,93 f_c$  ergibt sich:

$$P_{Rk} = 0,76 \cdot A_s \cdot f_{uk} + \left( 6,81 - \frac{2,09 f_{ck}}{55} \right) \cdot A_w \cdot f_{ck} . \quad (4.55)$$

Der Bemessungswert der Dübeltraglast beträgt

$$P_{Rd} = \frac{1}{\gamma_V} \cdot \left( 0,76 \cdot A_s \cdot f_{uk} + \left( 6,81 - \frac{2,09 f_{ck}}{55} \right) \cdot A_w \cdot f_{ck} \right) \quad (4.56)$$

mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_V = 1,25$  nach DIN EN 1994-1-1 (2006).

## 4.6 Zusammenfassende Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Kopfbolzen in hochfestem Beton

Die Verteilungen der Betonpressungen und der Schnittgrößen im Kopfbolzendübel sind zunächst vom Steifigkeitsverhältnis des mitwirkenden Betons vor dem Dübel und des Kopfbolzenschaftes abhängig. Die Versteifung des Kopfbolzens durch den Schweißwulst führt zu einer Konzentration der übertragenden Kräfte vor dem Schweißwulst. Der Beton in diesem Bereich schert ab und verdichtet sich vor dem Schweißwulst. Daraus resultiert eine Umlagerung der Betonpressungen in den Kopfbolzenschaft. Der Beton plastiziert hier durch Mikrozerstörung vor dem Bolzenschaft. Mit zunehmender Relativverschiebung zwischen Betongurt und Stahlansch bildet sich oberhalb des Schweißwulstes aufgrund der Interaktion der Schnittgrößen Querkraft, Biegemoment und Normalkraft ein Fließgelenk aus. Dies führt zur weiteren Umlagerung der Betonpressungen vom Bolzenfuß in den Schaft. Die Biegebeanspruchung des Kopfbolzenschaftes nimmt zu. Die Traglast ist erreicht, wenn sich im Kopfbolzenschaft ein zweites Fließgelenk ausbildet.

Das beschriebene Tragverhalten ist bei normalfestem Beton und hochfestem Beton ähnlich. Der Abstand der Fließgelenke ist vom Verhältnis der Steifigkeit des mitwirkenden Betons vor dem Dübel und der des Kopfbolzens abhängig. Mit zunehmender Betongüte steigt das Verhältnis an und der Abstand der Fließgelenke wird kleiner. Die Höhe über die der Kopfbolzen die Dübelkraft in den Beton einleitet, wird damit ebenfalls kleiner. Damit steigt der über die Schweißwulsthöhe eingetragene Dübelkraftanteil im Verhältnis zur gesamten Dübelkraft an. Beim hochfesten Beton erreicht der minimale Abstand der Fließgelenke etwa den einfachen Schaftdurchmesser. Die Fließgelenke fallen damit zusammen und bilden eine gemeinsame Fließzone. Die maximal in dieser Fließzone übertragbare Querkraft ist von der Normalkraft im Kopfbolzenschaft abhängig, die durch das "Aufkeilen" der Verbundfuge durch das vor dem Bolzenfuß verdichtete Material geweckt wird. Die mit der Normalkraft im Kopfbolzen korrespondierende Betondruckkraft auf den Ausbruchbereich vor dem Dübelfuß führt zusammen mit den durch den Dübelschaft eingeleiteten Betondruckkräften zu einer dreiaxialen Beanspruchung des Betons vor dem Dübelschaft. Es konnte gezeigt werden, dass die Größe der ertragbaren Betondruckspannungen durch die Normal-

kraft im Dübelschaft begrenzt wird. Das entstehende Gleichgewichtssystem wurde iterativ gelöst und es wurde eine Gleichung für die maximale Dübeltragfähigkeit bei hochfesten Beton abgeleitet, die die Versuchsergebnisse gut wieder gibt.

Die Relativverschiebung zwischen Betongurt und Stahlansatz wird im wesentlichen zwischen den beiden Fließgelenken aufgebaut. Bei normalfestem Beton und großem Abstand der Fließgelenke entstehen große Biegeverformungen im Kopfbolzenschaft und ein wesentlicher Dübeltraganteil höherer Ordnung aus der Verformung und der wirkenden Normalkraft im Bolzenschaft. Bei hochfestem Beton wird die Relativverschiebung im wesentlichen durch Schubverformungen in der Fließzone am Bolzenfuß aufgebaut. Der Traganteil höherer Ordnung wird klein und die Duktilität der Verbindung sinkt gegenüber der bei normalfestem Beton.

Beim hochfesten Beton kommt es durch den verdichteten und verformten Betonausbruch vor dem Dübelfuß zu einer vollen Öffnung der Verbundfuge im Abscherversuch. Reibungskräfte können nur im verhältnismäßig kleinen Bereich des Betonausbruchs übertragen werden. Der Reibungsanteil an der in der Verbundfuge übertragenen Schubkraft ist damit beim hochfesten Beton gegenüber dem beim normalfesten Beton, wo durch die Dübelverformung der Betongurt an den Stahlansatz angepresst wird, klein. Hier wird sich auch ein unterschiedliches Tragverhalten zwischen Abscherkörper und Verbundträger zeigen. Beim Verbundträger (mit obenliegendem Betongurt) wirkt das Eigengewicht senkrecht zur Verbundfuge und erhöht die am Schweißwulst übertragenen Kraft und aktiviert beim Schließen der Verbundfuge einen Reibanteil.

Eine Vergrößerung der Schweißwulstfläche bei gleichbleibendem Schaftdurchmesser wirkt sich bei hochfestem Beton günstig auf die Duktilität der Verbindung aus, da der Traganteil des Schweißwulstes an der gesamten Dübelkraft ansteigt und der Kopfbolzenschaft entlastet wird. Die Verformungskapazität im Bereich der Fließzone oberhalb des Schweißwulstes bis zum Abscherversagen steigt dadurch an.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Aufgrund der höheren Tragfähigkeit und verbesserten Dauerhaftigkeit gegenüber normalfestem Beton erscheint die Anwendung von hochfestem Beton im Stahl-Beton-Verbundbau als sinnvoll. Das Tragverhalten der Verbundträger wird wesentlich von den Eigenschaften der Verbundfuge beeinflusst. Für eine Anwendung des hochfesten Betons ist deshalb das Tragverhalten der Verbundmittel im hochfesten Beton zu überprüfen. Wegen der wirtschaftlichen Vorteile bei der Herstellung kommen heute nahezu ausschließlich Kopfbolzendübel zum Einsatz, die durch Bolzenschweißverfahren mit Hubzündung auf den Stahlgurt aufgeschweißt werden. Versuchsergebnisse für normalfesten Beton zeigen eine signifikante Abhängigkeit der Dübeltraglast von der Betongüte. Bei Betonen mit niedriger Festigkeit kommt es zu einem Versagen des Betons vor dem Dübel. Bei höheren Betonfestigkeiten schert dagegen der Kopfbolzen ab. Diesem Verhalten wird durch einen Doppelnachweis in den Regelwerken Rechnung getragen. Erste Versuche mit Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton zeigten, dass die nur vom Kopfbolzendurchmesser und der Zugfestigkeit des Materials abhängige Tragfähigkeit auf Abscheren nach DIN EN 1994-1-1 (2006) die im Versuch erreichten Abscherlasten deutlich unterschätzt.

Basierend auf dieser Ausgangslage wurden im Rahmen eines DFG-geförderten Forschungsprogramms zahlreiche Versuche an Abscherkörpern mit zwei hochfesten Betonen und einem normalfestem Referenzbeton durchgeführt. Variiert wurde darüber hinaus der Kopfbolzendurchmesser und die Anordnung der Kopfbolzen im Versuchskörper. Im Rahmen dieser Arbeit wurden zunächst die Versuchsbeobachtungen ausgewertet. Dabei wurde insbesondere auf die Relativverschiebung in der Verbundfuge, die Öffnung der Verbundfuge, den Versagensmodus und den Einfluss der Versuchsanordnung auf die Versuchsergebnisse eingegangen. Es konnte gezeigt werden, dass das Tragverhalten von Kopfbolzen in hochfestem Beton von dem in der Literatur beschriebenen Tragverhalten bei normalfestem Beton abweicht. Das Ausbrechen und die Verdichtung des Betons vor dem Dübelfuß führt zu einem Aufkeilen der Verbundfuge, so dass die Verbundfuge sich über die gesamte Höhe des Abscherkörpers öffnet. Die Geometrie des Abscherkörpers führt gegenüber der Verbundfuge bei einem langen Verbundträger im Allgemeinen zu einer ungleichmäßigen Öffnung der Verbundfuge beim Abscherkörper und zu einer Verringerung der Traglasten der Kopfbolzen aufgrund zusätzlicher Normalkräfte. Dieser Einfluss konnte bei den eigenen Versuchen durch die Anordnung einer horizontalen Gurtung zwischen den Betongurten weitgehend vermieden werden, so dass sich eine nahezu parallele Öffnung der Verbundfuge bei den Versuchskörpern ergab. Durch eigene numerische Untersuchungen mit einem FE-Modell konnte der Einfluss der Versuchsanordnung auf die Traglasten der Kopfbolzendübel bestätigt werden. Der festgestellte signifikante Einfluss der Versuchsanordnung führt zu einer eingeschränkten Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse unterschiedlicher Forschungsstellen.

Anschließend wurden in dieser Arbeit die Versuchsergebnisse hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens der Kopfbolzen in hochfestem Beton ausgewertet. Die Versuchskörper versagten durch Abscheren der Dübel oder durch kombiniertes Schubversagen des Betons unterhalb der Dübel und Abscheren einzelner Dübel. Aus den im Versuch erzielten Höchstlasten wurden mitt-



---

lere Dübeltraglasten für jede Versuchsserie berechnet. Die ermittelten Dübeltraglasten steigen mit Zunahme der Betondruckfestigkeit über die konstante, nur vom Kopfbolzendurchmesser und der Zugfestigkeit des Materials abhängige Traglast der Regelwerke hinaus an. Die plastischen Verformungen des Betons nehmen hingegen mit Ansteigen der Betondruckfestigkeit ab. Die Verformungen der Kopfbolzendübel konzentrieren sich auf einen kleinen Bereich oberhalb des Schweißwulstes. Die Duktilität bis zum Versagen der Kopfbolzendübel nimmt damit ab. Mit Erhöhung des Kopfbolzendurchmessers steigen bei gleichbleibenden Betoneigenschaften die Traglast, die plastische Verformung des Betons vor dem Dübel und die Duktilität der Verbindung bis zum Versagen an. Durch eine statistische Auswertung der die Duktilität der Verbindungen beschreibenden maximalen Relativverschiebungen bei Versagen der Versuchskörper konnte ein Ansatz für den charakteristischen Schlupf der Kopfbolzen in hochfestem Beton abgeleitet werden.

Im Rahmen des der Arbeit zugrunde liegenden Forschungsprogramms wurden auch Versuche mit modifizierten Kopfbolzen durchgeführt. Untersucht wurden Kopfbolzen ohne Schweißwulst, Kopfbolzen mit abgetrenntem Kopf und Kopfbolzen ohne Schweißwulst und Kopf. Im Rahmen dieser Arbeit erfolgte die Auswertung dieser Versuche. Die Versuche ohne Schweißwulst zeigten deutlich die Bedeutung des Schweißwulstes für die Dübeltraglast. Über die Vergrößerung der lastabtragenden Fläche im Dübelfußbereich hinaus verlagert der Schweißwulst die Abscherfläche des Kopfbolzens aus der Grenzfläche zwischen Stahlgurt und Bolzenschaft in den Bereich oberhalb des Schweißwulstes mit aus dem Schweißprozess ungestörten Materialeigenschaften und geringerer Schubbeanspruchung. Der Schweißwulst hat ebenfalls einen günstigen Einfluss auf die Duktilität der Verbindung. Der Einfluss des Bolzenkopfes auf die Traglast ist gering, auf die Duktilität der Verbindung jedoch signifikant.

Auf der Grundlage der aus der Versuchsauswertung gewonnenen Erkenntnisse und aus der Literatur bekannter Ansätze zur Modellierung des Verhaltens von beidseitig in den Beton eingebetteten Schubdübeln wurde ein eigenes mechanisches Modell für das Tragverhalten der Kopfbolzendübel in hochfestem Beton entwickelt. Dabei wurde der Kopfbolzen als ein in den Beton eingespannter Stab modelliert. Da im Unterschied zu den beidseits in Beton gebetteten Schubdübeln bei den hier betrachteten, auf Stahlgurte mit großer Biegesteifigkeit aufgeschweißten Kopfbolzendübeln keine freie Verdrehbarkeit des Dübels in der Verbundfuge vorliegt, war das eigene Modell um den Anteil der Einspannung am Dübelfuß zu erweitern. Weiterhin war das eigene Modell um den wesentlichen Lastabtrag im Bereich des verfahrenstypischen Schweißwulstes am Kopfbolzenfuß zu erweitern.

Das eigene Modell berücksichtigt das gegenüber normalfestem Beton abweichende Tragverhalten von Kopfbolzen in hochfestem Beton. Das Aufkeilen der Verbundfuge führt dazu, dass keine Reibkräfte ausserhalb des Ausbruchbereichs übertragen werden und führt darüber hinaus zu einer Normalkraftbeanspruchung im Kopfbolzenschaft, die aufgrund der Interaktion mit der Biege- und Schubbeanspruchung den Traglastanteil des Schaftes signifikant beeinflusst. Mit zunehmender Relativverschiebung zwischen Betongurt und Kopfbolzenfuß führt die Normalkraft zusätzlich zu einem Schrägzuganteil an der Dübeltraglast. Der zunächst auf der Schertraglast des Kopfbolzenschafts unter Berücksichtigung der Interaktion der Normalkraft-, Biege- und Schubbeanspruchung basierende Ansatz für die Dübeltraglast wurde entsprechend um den Traganteil der im Bereich des Betonausbruchs auf den Schweißwulst übertragenden Kräfte und den Schrägzuganteil erweitert.

Zur Analyse der Beanspruchungen im Kopfbolzenschaft wurden Versuche mit in Schlitze eingeklebte Dehnmessstreifen durchgeführt. Im Rahmen dieser Arbeit erfolgte die Berechnung der Schnittgrößen aus den mit Dehnmessstreifen erfassten Dehnungen in verschiedene Kopfbolzenquerschnitten auf der Grundlage des eigenen mechanischen Modells. Dabei konnte das Tragver-

halten der Kopfbolzen mit zunehmender Beanspruchung schlüssig nachvollzogen werden. Die Berechnung zeigte, dass das Tragverhalten von Kopfbolzen in hochfestem Beton durch die Modellierung als in den Beton eingespannte Stäbe bei Berücksichtigung des Tragverhaltens im Bereich des Betonausbruchs zutreffend erfasst werden kann.

Auf der Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse wurde schließlich durch eine statistische Auswertung der eigenen Versuchsergebnisse ein Bemessungsansatz für die Dübeltraglast von Kopfbolzen in hochfestem Beton als Additionsansatz aus einem Traganteil des Kopfbolzenschaftes und einem betonfestigkeitsabhängigen Traganteil des Schweißwulstbereichs abgeleitet.

Im Rahmen des der Arbeit zugrunde liegenden Versuchsprogramms wurden nur Versuche mit statischer Belastung durchgeführt. Für eine Anwendung von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton bei Verbundkonstruktionen mit nicht vorwiegend ruhender Belastung, z. B. Brücken, sind weitere Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten der Kopfbolzen erforderlich. Hier ist ein wesentlicher Einfluss der höheren Festigkeit und Steifigkeit des hochfesten Betons zu erwarten. Entsprechende Untersuchungen werden z. Zt. bei anderen Forschungsstellen durchgeführt.

Durch die gewählte Versuchsanordnung mit einer horizontalen Gurtung zwischen den Betongurten, die eine weitgehend parallele Öffnung der Verbundfuge gewährleistet, ist die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse von den Abscherkörpern auf Verbundträger gewährleistet. Mit abnehmendem Kopfbolzendurchmesser und zunehmender Betondruckfestigkeit sinkt die Duktilität der Verbindung soweit ab, dass das Duktilitätskriterium von 6 mm unterschritten wird. Sofern solche Kombinationen zur Anwendung kommen sollen, gelten somit die Regeln der einschlägigen Regelwerke hinsichtlich äquidistanter Verdübelung und Unterverdübelung (teilweiser Verbund) nicht mehr. Hier wären auf der Grundlage des in dieser Arbeit abgeleiteten Ansatzes für den charakteristischen Schlupf bei Versagen der Kopfbolzen weitergehende rechnerische Untersuchungen an Verbundträgern erforderlich.

## Symbolverzeichnis

$\alpha_E$	Beiwert zur Berücksichtigung der Art der Gesteinskörnung beim Elastizitätsmodul des Betons	$\gamma_v$	Teilsicherheitsbeiwert für die Dübeltragfähigkeit
$\alpha_1$	Beiwert für das Verhältnis der Elastizitätsmoduln des Betons als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie und als Sekante bei $\sigma_c \approx 0,4 f_c$	$\sigma_1$	Betondruckspannung in der ersten Hauptachsenrichtung bei mehrachsialer Betonbeanspruchung
$\beta_{cc}$	Beiwert zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung der Betondruckfestigkeit	$\sigma_2$	Betondruckspannung in der zweiten Hauptachsenrichtung bei mehrachsialer Betonbeanspruchung
$\beta_E$	Beiwert zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung des Elastizitätsmoduls des Betons	$\sigma_3$	Betondruckspannung in der dritten Hauptachsenrichtung bei mehrachsialer Betonbeanspruchung
$\delta$	Relativverschiebung zwischen Betongurt und Stahlgurt	$\sigma_c$	Betonspannung
$\delta_m$	mittlere Relativverschiebung zwischen Betongurt und Stahlgurt	$\tau_F$	Fliessschubspannung des Kopfbolzenschaftes bei Abscherbeanspruchung
$\delta_u$	Relativverschiebung bei Ausfall des ersten Dübels oder bei Wiedererreichen der charakteristischen Last $F_{uk}$	$\tau_B$	Bruchschubspannung des Kopfbolzenschaftes bei Abscherbeanspruchung
$\delta_{uk}$	charakteristischer Wert der Relativverschiebung	$\Delta t$	Zeitdauer
$\varepsilon_{c1}$	Betondehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit $f_{cm}$ (wirklichkeitsnahe Spannungs-Dehnungs-Linie)	$a$	Abstand
$\varepsilon_{c1u}$	Bruchdehnung des Betons	$d$	Durchmesser
$\varepsilon_{c2}$	Betondehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit $f_{cm}$ (Parabel-Rechteck-Diagramm)	$d_{sh}$	Durchmesser des Kopfbolzenschaftes
$\varepsilon_{c2,c}$	Betondehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit $f_{ck,c}$ des umschnürten Betons	$d_w$	Durchmesser des Schweißwulstes
$\varepsilon_{c2u}$	Bruchdehnung des Betons	$f_c$	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$\varepsilon_{c2u,c}$	Bruchdehnung des umschnürten Betons	$f'_c$	Betondruckfestigkeit bei Lagerung der Probekörper wie Versuchskörper
$\varepsilon_s$	Stahldehnung	$f_{c3}$	Dreiachsiale Druckfestigkeit des Betons
		$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit des Betons
		$f_{ck}$	Charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
		$f_{ck,c}$	Charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des umschnürten Betons
		$f_{cm}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons

$f_{ct}$	Zugfestigkeit des Betons	$E_{c1}$	Sekantenmodul des Betons durch den Ursprung und den Scheitelpunkt der Spannungs-Dehnungs-Linie
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit des Betons	$E_{cm}$	Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Betons als Sekante durch den Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie und $\sigma_c \approx 0,4 f_c$
$f_u$	Zugfestigkeit des Stahls	$F$	Vertikallast bei den Versuchen mit Abscherkörpern (Versuchslast)
$f_{uk}$	Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Stahls	$F_m$	mittlere Versuchslast
$h$	Plastizierungstiefe	$F_1$	Oberlast der zyklischen Belastung
$h$	Nennhöhe des Kopfbolzens	$F_2$	Unterlast der zyklischen Belastung
$h_w$	Höhe des Schweißwulstes	$F_A$	Kraft der horizontalen Gurtung (Ankerkraft)
$k_f$	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses einer Querdrukbeanspruchung auf die einachsiale Druckfestigkeit des Betons	$F_{A0}$	Kraft der horizontalen Gurtung zu Versuchsbeginn (Vorspannkraft)
$l_e$	Fließgelenkabstand	$F_{A,u}$	Kraft der horizontalen Gurtung unter Versuchshöchstlast
$n$	Anzahl	$F_{sh}$	Dübeltraganteil des Kopfbolzenschaftes
$p$	Betonpressung	$F_{sz}$	Dübeltraganteil höherer Ordnung (Schrägzuganteil)
$t$	Zeit	$F_u$	Versuchshöchstlast
$v$	horizontale Verschiebung zwischen Betongurt und Stahlgurt (Fugenöffnung)	$F_{u,i}$	Versuchshöchstlast des Versuchs $i$
$w$	(vertikale) Verschiebung	$F_{u,m}$	mittlere Versuchshöchstlast
$\dot{w}$	Verschiebung je Zeiteinheit	$F_{u,erw}$	erwartete Versuchshöchstlast
$A_5$	Nach dem Bruch verbleibende Verlängerung der Stahlprobe ( $L_u - l_0$ ) bezogen auf die Anfangsmesslänge $L_0$	$F_{uk}$	charakteristischer Wert der Traglast der Versuche mit Abscherkörpern
$A_{gt}$	gesamte Dehnung der Stahlprobe bei Höchstkraft	$F_w$	Dübeltraganteil des Schweißwulstbereichs
$A_s$	Stahlquerschnitt	$L_0$	Anfangsmesslänge der Stahlprobe
$A_w$	Projektionsfläche des Schweißwulstes in Kraftrichtung	$L_c$	Versuchslänge der Stahlprobe
$C$	Bettungsziffer	$L_e$	Gerätemesslänge
$E$	Elastizitätsmodul	$L_u$	Messlänge der Stahlprobe nach dem Bruch
$E_c$	Elastizitätsmodul des Betons	$M$	Biegemoment
$E_s$	Elastizitätsmodul des Stahls	$M_{pl}$	Plastisches Grenzmoment
$E_{c0m}$	Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Betons als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie	$N$	Normalkraft
$E_{c0m,mod}$	Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Betons, modifiziert zur Berücksichtigung der Art der Gesteinskörnung		

---

$N_{pl}$	Plastische Grenznormalkraft
$N_D$	Normalkraft im Dübelschaft
$P$	Dübelkraft
$P_d$	Bemessungswert der Dübelkraft
$P_m$	mittlere Dübelkraft
$P_{Rd}$	Bemessungswert des Dübelwiderstands
$P_{sh}$	Traglastanteil des Dübelschaftes
$P_{sz}$	Schrägzuganteil der Dübelkraft
$P_u$	Traglast eines Dübels
$P_{uk}$	charakteristischer Wert der Traglast eines Dübels
$P_w$	Traglastanteil des Schweißwulstbereiches des Dübels
$R_{eH}$	obere Streckgrenze
$R_m$	Zugfestigkeit
$R_{p0,2}$	Spannung bei einer nichtproportionalen Dehnung der Gerätemesslänge ( $L_e$ ) von 0,2%
$S_0$	Anfangsdurchmesser der Stahlprobe
$V$	Querkraft
$V_{pl}$	Plastische Grenzquerkraft
$V_u$	Schertraglast des Kopfbolzenschaftes

# Literaturverzeichnis

## **Ackermann u. Burkhardt 1990**

ACKERMANN, G. ; BURKHARDT, M.: Tragverhalten eines speziellen Verbundträgers aus Stahlbetonfertigteilen und Ort beton mit nachgiebiger Verbundfuge. In: *Bauforschung - Baupraxis* (1990), Nr. H. 260, S. 22–23

## **Ackermann u. Burkhardt 1992**

ACKERMANN, G. ; BURKHARDT, M.: Tragverhalten von bewehrten Verbundfugen bei Fertigteilen und Ort beton in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 87 (1992), S. 165–170, 197–200

## **AISC Specification 1993**

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC., CHICAGO (Hrsg.): *Load and Resistance Factor Design (LRFD) Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, 1993

## **An u. Cederwall 1996**

AN, L. ; CEDERWALL, K.: Push-out Tests on Studs in High Strength and Normal Strength Concrete. In: *J. Constr. Steel Res.* 36 (1996), S. 15–29

## **Andrä 1985**

ANDRÄ, H.-P.: Neuartige Verbundmittel für den Anschluss von Ort betonplatten an Stahlträger. In: *Beton- und Stahlbetonbau* (1985), S. 325–328

## **Birzer 2004**

BIRZER, F.: Scherschneiden. In: GROTE, K. H. (Hrsg.) ; FELDHUSEN, J. (Hrsg.): *Dubbel, Taschenbuch für den Maschinenbau, 21. Auflage*. Springer Berlin, 2004, Kapitel 9.2

## **van den Boogaard u. Stark 1974**

BOOGAARD, W. J. d. ; STARK, J. W. B.: Statisch bepaalde staal-beton ligers. Theorie en richtlijnen. / Rotterdam Betonvereniging (CUR), Zoetermeer. 1974. (Gezammelijke Publikatie van Staalbouwkundig Genootschap). – Forschungsbericht

## **Bullo u. Di Marco 1995**

BULLO, S. ; DI MARCO, R.: Effects of high-performance concrete on stud shear connector behavior. In: *Proceedings of Nordic Steel Construction Conference Malmö, 1995*, S. 577–584

## **CEB Model Code 90 1993**

CEB, LAUSANNE (Hrsg.): *CEB-FIP Model Code 1990*. CEB, Lausanne, 1993

## **CEB Bulletin d'Information 228 1995**

CEB, LAUSANNE (Hrsg.): *High Performance Concrete - Recommended Extensions to the Model Code 90 and Research Needs*. CEB, Lausanne, Juli 1995

**Chinn 1965**

CHINN, J.: Pushout Tests on Lightweight Composite Slabs. In: *Engineering Journal AISC* 2 (1965), S. 129–134

**Chrisfeld 1991**

Kapitel 14. In: CHRISFIELD, M. A.: *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*. Bd. I. Wiley & Sons, Chichester, West Sussex, 1991

**Chrisfeld 1997**

Kapitel 6. In: CHRISFIELD, M. A.: *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*. Bd. II. Wiley & Sons, Chichester, West Sussex, 1997

**Civjan u. Singh 2003**

CIVJAN, S. A. ; SINGH, P.: Behaviour of Shear Studs Subjected to Fully Reversed Cycling Loading. In: *Journal of Structural Engineering ASCE* (2003), S. 1466–1473

**Curbach u. a. 2002**

CURBACH, M. ; HAMPEL, T. ; SCHEERER, S. ; SPECK, K.: Hochleistungsbeton unter zwei- und dreiaxialer Beanspruchung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (2002), Nr. 6, S. 275–280

**Curbach u. a. 2000**

CURBACH, M. ; HAMPEL, T. ; SPECK, K. ; SCHEERER, S.: Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Hochleistungsbeton bei zwei- und dreiaxialer Druckbeanspruchung, Forschungsbericht DFG Cu 37/1-2 / TU Dresden, Lehrstuhl für Massivbau. 2000. – Forschungsbericht

**DAfStb Heft 525 2003**

*Erläuterungen zu DIN 1045-1*. Berlin: Beuth, 2003 (Schriftenreihe des DAfStb)

**Davies 1967**

DAVIES, C.: Small-Scale Push-out Tests on Welded Stud Shear Connectors. In: *Concrete* 1 (1967), S. 311–316

**DIBt 1986**

DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, BERLIN (Hrsg.): *Grundlagen zur Beurteilung von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten im Prüfzeichen- und Zulassungsverfahren*. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 1986

**DIN-Fachbericht 100 2001**

*Beton, Zusammenstellung von DIN EN 206-1 Beton, Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität und DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*. Berlin, Beuth, 2001

**DIN 1045 1988**

*Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung*. Juli 1988

**DIN 1045-1 2001**

*Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Juli 2001

**DIN 1045-2 2001**

*Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Juli 2001*

**DIN 1048-5 1991**

*Prüfverfahren für Beton - Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper. Juni 1991*

**DIN 4221 1982**

*Traggerüste - Bemessung, Konstruktion und Ausführung. August 1982*

**DIN 61206 1976**

*Wollvlz - Stückvlz für technische Zwecke. April 1976*

**DIN EN 10002-1 2001**

*Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur. Deutsche Fassung EN 10002-1: 2001. Dezember 2001*

**DIN EN 10025-2 2005**

*Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen - Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle; Deutsche Fassung EN 10025-2:2004. April 2005*

**DIN EN 12390-2 2001**

*Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen. Deutsche Fassung EN 12390-2:2000. Juni 2001*

**DIN EN 1990 2002**

*Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung EN 1990:2002. Oktober 2002*

**DIN EN 1992-1-1 2005**

*Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004. Oktober 2005*

**DIN EN 1994-1-1 2006**

*Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004. Juli 2006*

**DIN EN 206-1 2001**

*Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutsche Fassung EN 206-1:2000. Juli 2001*

**DIN EN ISO 13918 1989**

*Schweißen - Bolzen und Keramikringe für das Lichtbogenbolzenschweißen. Deutsche Fassung EN ISO 13918:1989. Dezember 1989*

**DIN EN ISO 13918 1998**

*Schweißen - Bolzen und Keramikringe zum Lichtbogenbolzenschweißen (ISO 13918:1998); Deutsche Fassung EN ISO 13918:1998. 1998*



**DIN V ENV 1994-1-1 1994**

*Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung: ENV 1994-1-1:1992.* Februar 1994

**Döinghaus 1998**

DÖINGHAUS, P.: Verbundkonstruktionen aus hochfestem Stahl und hochfestem Beton. In: *Beiträge zum 36. Forschungskolloquium des DAfStb an der RWTH Aachen.* Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), 1998

**Döinghaus 2002**

DÖINGHAUS, P.: *Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern,* RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, Diss., 2002

**EGKS RWTH**

LEHRSTÜHLE FÜR STAHLBAU UND MASSIVBAU DER RWTH AACHEN: Use of high strength steel S460. RWTH Aachen 2000 (EGKS 7210-SA/129, 130, 131, 325, 524). – Abschlussbericht

**Eichhorn 1979**

EICHHORN, F.: Untersuchungen über die Anwendbarkeit des Bolzenschweißens bei wetterfesten und hochfesten Baustählen / Institut für Schweißtechnische Fertigungsverfahren der RWTH Aachen. 1979 (Projekt 26 der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V.). – Forschungsbericht

**Engström 1992**

ENGSTRÖM, B.: *Ductility of tie connections in precast structures,* Chalmers University of Technology, Department of Structural Concrete, Division of Concrete Structures, Diss., 1992

**Eurocode no. 4 1985**

*Common unified rules for composite steel and concrete structures, draft for national comments.* 1985

**Feix 1993**

FEIX, J.: *Kritische Analyse und Darstellung der Bemessung für Biegung mit Längskraft, Querkraft und Torsion nach Eurocode 2 Teil 1,* Technische Universität München, Diss., 1993

**Feldmann u. a. 2007**

FELDMANN, M. ; HECHLER, O. ; HEGGER, J. ; RAUSCHER, S. ; SEDLACEK, G.: Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln unter ruhender und nicht ruhender Belastung bei Verwendung hochfester Werkstoffe / Lehrstühle für Stahlbau und Massivbau der RWTH Aachen. 2007 (AiF 13867). – Abschlussbericht

**Galjaard u. Walraven 1999**

GALJAARD, H. C. ; WALRAVEN, J. C.: New and existing shear connector devices for steel-concrete composite structures. Static tests, results and observations. In: *Proceedings First International Conference on Structural Engineering Kunming, China,* Beijing: Tsinghua University Press, October 1999, S. 158–165

**Galjaard u. Walraven 2000**

GALJAARD, H. C. ; WALRAVEN, J. C.: Behaviour of shear connector devices for lightweight steel-concrete composite structures - results, observations and comparisons of static tests. In: *Proceedings 2nd International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete Kristiansand, Norway, 2000*, S. 221–230

**Galjaard u. Walraven 2001**

GALJAARD, H. C. ; WALRAVEN, J. C.: Behaviour of different types of shear connectors for steel-concrete structures. In: *Proceedings Int. Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation Cape Town, South Africa, London: Elsevier, April 2001*, S. 385–392

**Gelfi u. Giuriani 1987**

GELFI, P. ; GIURIANI, E.: Modello teorico del legame costitutivo per le connessioni a piolo. In: *STUDI E RICERCHE* 9 (1987), S. 323–341

**Goble 1968**

GOBLE, G. G.: Shear strength of thin-range composite specimens. In: *J. Amer. Ins. Steel. Constr.* 5 (1968), S. 62–65

**Grübl u. a. 2001**

GRÜBL, P. ; WEIGLER, H. ; KARL, S.: *Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Ernst und Sohn, Berlin, 2001

**Hanswille 1983**

HANSWILLE, G.: Untersuchungen und Bemessungsvorschläge zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verbundträgern. In: *Bauingenieur* 58 (1983), S. 208

**Hanswille u. a. 1998**

HANSWILLE, G. ; JOST, K. ; SCHMITT, C. ; TRILLMICH, R.: Untersuchungen und Bemessungsvorschläge zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verbundträgern. In: *Stahlbau* 67 (1998), S. 555–560

**Hawkins 1973**

HAWKINS, N. M.: The Strength of Stud Shear Connectors. In: *Civil Engineering Transactions, Institute of Engineers Australia CE33* (1973), S. 46–52

**Hechler u. a. 2006**

HECHLER, O. ; FELDMANN, M. ; WÄSCHENBACH, D. ; RAUSCHER, S. ; HEGGER, J.: Use of shear connectors in high performance concrete. In: CAMOTIN, D. et al. (Hrsg.): *Stability and Ductility of Steel Structures Lisbon, Portugal, 2006*

**Hegger u. a. 2006**

HEGGER, J. ; FELDMANN, M. ; RAUSCHER, S. ; HECHLER, O.: Load-Deformation Behavior of Shear Connectors in High Strength Concrete Subjected to Static and Fatigue Loading. In: *Responding to Tomorrows Challenges in Structural Engineering (IABSE) Budapest, Hungary, 2006*

**Hegger u. a. 2004**

HEGGER, J. ; GORALSKI, C. ; RAUSCHER, S. ; KERKENI, K.: Finite Elemente Berechnungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Kopfbolzendübeln. In: *Stahlbau* 73 (2004), S. 20–25

**Hegger u. a. 2001**

HEGGER, J. ; SEDLACEK, G. ; DÖINGHAUS, P. ; TRUMPF, H.: Untersuchungen zur Duktilität der Verbundmittel bei Anwendung von hochfestem Stahl und hochfestem Beton. In: *Stahlbau* 70 (2001), S. 436–446

**Hennecke u. Zilch 2004**

HENNECKE, M. ; ZILCH, K.: Hochleistungsbeton im Brückenbau in Deutschland. In: *Bauingenieur* 79 (2004), S. 347–349

**Huang u. a. 1996**

HUANG, Z. ; ENGSTRÖM, B. ; MAGNUSSON, J.: Experimental and analytical studies of the bond behaviour of deformed bars in high strength concrete. In: LARRARD, F. d. (Hrsg.) ; LACROIX, R. (Hrsg.): *Proceedings of the Fourth International Symposium on the Utilization of High Strength/ High Performance Concrete*, 1996

**Jähring 2005a**

JÄHRING, A.: Kopfbolzendübel in Hochfestem Beton. In: ZILCH, K. (Hrsg.): *Münchener Massivbau Seminar 2005. Neue Wege im 21. Jahrhundert*, Lehrstuhl für Massivbau der TU München, 2005

**Jähring 2005b**

JÄHRING, A.: Zur Einleitung konzentrierter Kräfte in den Betongurt durch Verbundmittel. In: FÖRDERVEREIN MASSIVBAU DER TU MÜNCHEN E. V. (Hrsg.): *Massivbau in ganzer Breite*. Berlin: Springer, 2005

**Jayas u. Hosain 1988**

JAYAS, B. S. ; HOSAIN, M. U.: Behaviour of headed studs in composite beams: push out tests. In: *Ca. J. Civ. Eng.* 15 (1988), S. 240–253

**Jensen u. Hansen 2000**

JENSEN, O.M. ; HANSEN, P.F.: Autogenous deformation and RH-changes in perspective, Aalborg University, Institute of Building Technology and Structural, November/Dezember 2000. – Präsentiert: 2000 MRS Fall Meeting, Symposium FF: Materials Science of High Performance Concrete

**Johnson 1975**

JOHNSON, R. P.: *Composite structures of steel and concrete..* Bd. 1 Beams, columns, frames and applications in building. 2nd. Crosby Lockwood Staples London, 1975

**Johnson u. a. 1969**

JOHNSON, R. P. ; GREENWOOD, R. D. ; VAN DALEN, K.: Stud Shear Connectors in Hogging Moment Regions of Composite Beams. In: *The Structural Engineer* 47 (1969), S. 345–350

**Johnson u. Molenstra 1991**

JOHNSON, R. P. ; MOLENSTRA, N.: Partial Shear Connection in Composite Beams for Buildings. In: *Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 2* 91 (1991), S. 679–704

**Johnson u. Oehlers 1981**

JOHNSON, R. P. ; OEHLERS, D. J.: Analysis and design for longitudinal shear in composite T-beams. In: *Proceedings Institution of Civil Engineers, Part 2* 71 (1981), S. 989–1021

**Johnson u. Oehlers 1982**

JOHNSON, R. P. ; OEHLERS, D. J.: Design for longitudinal shear in composite T-Beams. In: *Proc. Instn. Civ. Enrs., Part 2* 73 (1982), March, S. 147–170

**König u. a. 2001**

KÖNIG, G. ; V., Tue N. ; ZINK, M.: *Hochleistungsbeton - Bemessung, Herstellung und Anwendung*. Ernst und Sohn, Berlin, 2001

**Kuhn u. Buckner 1986**

KUHN, J.M. ; BUCKNER, C.D.: Effect of Concrete Placement on Shear Strength of Headed Studs. In: *Journal of Structural Engineering* 112 (1986), August, S. 1965–1970

**Kurz 1997**

KURZ, W.: *Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundes zwischen Stahl und Beton*, Technische Hochschule Darmstadt Fachbereich Bauingenieurwesen, Diss., 1997

**Lade 1984**

LADE, P.V.: Failure Criterion for Frictional Materials. In: DESAI, C.S. (Hrsg.) ; GALLAGHER, R.H. (Hrsg.): *Mechanics of Engineering Materials*, Wiley, Hoboken, NJ, 1984, S. 385 – 402

**Leonhardt u. a. 1987**

LEONHARDT, F. ; ANDRÄ, W. ; ANDRÄ, H.-P. ; HARRE, W.: Neues vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit. In: *Beton- und Stahlbetonbau* (1987), S. 325–331

**Lungershausen 1988**

LUNGERSHAUSEN, H.: *Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln*, Ruhr-Universität Bochum, Diss., 1988

**Lyons u. a.**

LYONS, J. C. ; EASTERLING, W. S. ; MURRAY, T. M.: Strength of Headed Shear Studs / Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg (Report No. CE/VPI\_ST 94/07). – Forschungsbericht

**Mangerig u. a. 2005**

MANGERIG, I. ; ZAPFE, C. ; BURGER, S.: Betondübel im Verbundbau. In: *Betonkalender 2005*. Ernst und Sohn, Berlin, 2005

**Metha 2004**

METHA, P.K.: High-Performance, High-Volume Fly Ash Concrete for Sustainable Development. In: *International Workshop on Sustainable Development and Concrete Technology, Beijing, China, May 20-21, 2004*, Iowa State University, 2004

**Oehlers 1989**

OEHLERS, D. J.: Splitting induced by shear connectors in composite beams. In: *Journal of Structural Engineering, ASCE* 115 (1989), Feb., Nr. 2, S. 341–362

**Oehlers u. Bradford 1995**

OEHLERS, D. J. ; BRADFORD, M. A.: *Composite Steel and Concrete Structural Members - Fundamental Behaviour*. Elsevier Science Ltd., Oxford, 1995

**Oehlers u. Coughlan 1986**

OEHLERS, D. J. ; COUGHLAN, C. G.: The Shear Stiffness of Stud Shear Connections in Composite Beams. In: *Journal of Constructional Steel Research* 6 (1986), S. 273–284

**Oehlers u. Johnson 1981**

OEHLERS, D. J. ; JOHNSON, R. P.: The splitting strength of concrete prisms subjected to surface strip or patch loads. In: *Magazine of concrete research* 33 (1981), Nr. 116, S. 171–179

**Oehlers u. Johnson 1987**

OEHLERS, D. J. ; JOHNSON, R. P.: The Strength of Stud Shear Connections in Composite Beams. In: *Structural Engineer* 65B (1987), S. 44–48

**Oehlers u. Sved 1995**

OEHLERS, D. J. ; SVED, G.: Composite Beams with Limited-slip-capacity Shear Connectors. In: *Journal of Structural Engineering* (1995), S. 932–983

**Ollgaard u. a. 1971**

OLLGAARD, J. G. ; SLUTTER, R. G. ; FISHER, J. W.: Shear Strength of Stud Connectors in lightweight and normal-density Concrete. In: *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction* 8 (1971), S. 55–64

**Otto-Graf-Institut 1970**

OTTO-GRAF-INSTITUT: Versuche zur Ermittlung geeigneter Reibparameter für das Kopftragwerk Universität Köln, Bettenhaus / Amtliche Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen, Otto-Graf-Institut an der Universität Stuttgart. 1970 (S 11753/KI/J). – Versuchsbericht

**Rambo-Roddenberry 2002**

RAMBO-RODDENBERRY, M. D.: *Behavior and Strength of welded Stud Shear Connectors*, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg Virginia, Diss., 2002

**Randl 1997**

RANDL, N.: *Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten*, Universität Innsbruck, Diss., 1997

**Reineck 1999**

REINECK, K.-H.: Tragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach DIN 1045-1, Teilbericht zum Abschlussbericht für das DIBt-Forschungsvorhaben / Universität Stuttgart, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren. 1999 (DIBt-Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98). – Forschungsbericht

**Rogge 2002**

ROGGE, A.: *Materialverhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung*, Technische Universität München Lehrstuhl für Massivbau, Diss., 2002

**Roik u. a. 1999**

ROIK, K ; BERGMANN, R. ; HAENSEL, J. ; HANSWILLE, G.: Verbundkonstruktionen - Bemessung auf der Grundlage des Eurocode 4 Teil 1. In: EIBL (Hrsg.): *Betonkalender 1999 Teil 2*. Ernst und Sohn, Berlin, 1999

**Roik u. Hanswille 1983**

ROIK, K. ; HANSWILLE, G.: Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln. In: *Stahlbau* (1983), S. 301–308

**Roik u. a. 1989**

ROIK, K. ; HANSWILLE, G. ; CUNZE-O.LANA, A.: *Harmonisation of the European Construction Codes Eurocode 3,4 and 8/part3. Report on EUROCODE 4. Clause 6.3.2: Stud Connectors (Report EC4/8/88)*. März 1989

**Scheele 1991**

SCHEELE, J.: *Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln unter formschlüssiger Belastung*, Universität Kaiserslautern, Diss., 1991

**Schickert 1981**

SCHICKERT, G.: *Schwellenwerte beim Betondruckversuch*. Ernst & Sohn, Berlin, 1981 (DAfStb-Heft 312 (DAfStb-Heft 312))

**Schickert u. Danssmann 1984**

SCHICKERT, G. ; DANSSMANN, J.: Behaviour of concrete stressed by high hydrostatic compression. In: *International Conference on Concrete under Multiaxial Conditions*. Toulouse (Frankreich), 1984

**Schiessl 2004**

SCHIESSL, A.: *Die Druckfestigkeit zweiachsig beanspruchter Scheibenelemente unter Berücksichtigung des Betontyps*, Technische Universität München Lehrstuhl für Massivbau, Diss., 2004

**Sedlacek u. a. 2000**

SEDLACEK, G. ; HEGGER, J. ; DÖINGHAUS, P. ; TRUMPF, H.: Untersuchungen zur Duktilität der Verbundmittel bei Anwendung von hochfestem Stahl und hochfestem Beton / Lehrstühle für Massivbau und Stahlbau der RWTH Aachen. 2000 (AiF 12124N). – Abschlussbericht

**Simsch 1994**

SIMSCH, G.: *Tragverhalten von hochbeanspruchten Druckstützen aus hochfestem Normalbeton*, TH Darmstadt, Diss., 1994

**Slutter u. Driscoll 1962**

SLUTTER, R. G. ; DRISCOLL, G. C.: Test results and design recommendations for composite beams / Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory. 1962 (279.10). – Report

**Slutter u. Driscoll 1965**

SLUTTER, R. G. ; DRISCOLL, G. C.: Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams. In: *Journal of Structural Division* (1965), S. 71–99

**SOFiSTiK AQUA 2001**

*AQUA - Allgemeine Materialien und Querschnitte*. Handbuch Version 11.00. SOFiSTiK AG, Oberschleißheim, 2001

**Spur u. Stöfele 1985**

SPUR, G. ; STÖFELE, Th.: *Handbuch der Fertigungstechnik*. Bd. 2,3. Hanser, München, 1985

**Thuerlimann 1959**

THUERLIMANN, B.: Fatigue and static strength of stud shear connectors. In: *Journal of American Concrete Institute* 30 (1959), S. 1287–1302

**Topaloff 1964**

TOPALOFF, B.: Gummilager für Brücken - Berechnung und Anwendung. In: *Bauingenieur* 39 (1964), S. 50–64

**Topkaya u. a. 2004**

TOPKAYA, C. ; YURA, J. A. ; WILLIAMSON, E. B.: Composite Shear Stud Strength at Early Concrete Ages. In: *Journal of Structural Engineering ASCE* (2004), S. 952–960

**Trillmich u. Welz 1997**

TRILLMICH, R. ; WELZ, W.: *Bolzenschweißen. Grundlagen und Anwendung*. DVS-Verlag, Düsseldorf, 1997 (Fachbuchreihe Schweißtechnik Band 133)

**V. D. Eisenhüttenleute 1987**

V. D. EISENHÜTTENLEUTE: *Stahl im Hochbau*. Bd. Band II/Teil 1. Verlag Stahleisen mbH, Düsseldorf, 1987

**VDZ 2002**

VDZ: *Zement-Taschenbuch*. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2002

**Viest 1956**

VIEST, I. M.: Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel T-beams. In: *ACI Structural Journal* 27 (1956), S. 875–891

**Vintzeleou u. Tassios 1985**

VINZELEOU, E. ; TASSIOS, T. P.: Mechanisms of load transfer along interfaces in reinforced concrete: Prediction of shear force vs. shear displacement curves. In: *STUDI E RICERCHE* 7 (1985), S. 121–161

**Vintzeleou u. Tassios 1986**

VINZELEOU, E. ; TASSIOS, T. P.: Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions. In: *Magazine of Concrete Research* 38 (1986), S. 13–22

**de Vries Rijs**

VRIES, W. de: De statische sterkte van lange stalen stiftdeuvels met kop. / TNO. Rijswijk, 1968 (Rapport IBBC-TNO BI-68-96). – Forschungsbericht

**Wittmann 1983**

WITTMANN, F.H.: Structure of Concrete with Respect to Crack Formation. In: WITTMANN, F.H. (Hrsg.): *Fracture Mechanics of Concrete*. Amsterdam: Elsevier, 1983

**Wurzer 1997**

WURZER, O.: *Zur Tragfähigkeit von Betondübeln*, Universität der Bundeswehr München, Diss., 1997

**Zapfe 2001**

ZAPFE, C.: *Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte*, Universität der Bundeswehr München, Diss., 2001

**Zhou 1994**

ZHOU, Y.: *Über das Festigkeitsverhalten verschiedener Werkstoffe – Unter besonderer Berücksichtigung des Verhaltens von Beton* –, Technische Universität München, Diss., 1994

**Zilch u. a. 2006**

ZILCH, K. ; ESSL, R. ; HENNECKE, M.: Der Neubau der Innbrücke Gars - Hochleistungs-  
beton B85 im Großbrückenbau. In: *Bauingenieur* 81 (2006), S. 14–21

**Zilch u. a. 2002**

ZILCH, K.; ; SCHIESSL, A.; ; ROGGE, A.: Grundlagenforschung zum Materialverhalten von  
Hochleistungsbeton · BSt · 6/2002 · 271-274. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (2002), S.  
271–274

**Zilch u. Zehetmaier 2006**

ZILCH, K. ; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer Berlin  
Heidelberg, 2006

**Zimbelmann u. Junggunst 1999**

ZIMBELMANN, R. K. ; JUNGGUNST, J.: Hochleistungsbeton mit hohem Flugaschegehalt. In:  
*Beton- und Stahlbetonbau* 94 (1999), S. 58–65



# Anhang

# A Berechnungen

## A.1 Numerische Modellierung der Versuche

Zur detaillierten Analyse der Einflüsse einiger signifikanter Parameter der Versuchskörper und des Versuchsaufbaus auf das Versuchsergebnis wurde eine numerische Untersuchung mit einem Finite Elemente Modell durchgeführt.

### A.1.1 Beschreibung des Finite Elemente Modells

Es wurde eine umfangreiche Modellierung aller wesentlichen Elemente des Versuchskörpers und des Versuchsaufbaus durchgeführt wobei die Symmetrie des Versuchskörpers ausgenutzt und nur eine Versuchskörperhälfte abgebildet wurde (Abbildungen A.1 und A.2). Der Betongurt, das Stahlprofil HEB 260 und die Kopfbolzen sind mit sechsseitigen, achtknotigen Kontinuumselementen und nichtkonformen Ansätzen abgebildet. Für das Abstützprofil sind vierknotige, ebene Schalenelemente mit nichtkonformen Ansätzen verwendet. Die Gewindestäbe sind mit zweiknotigen geraden Stabelementen abgebildet. Die Wirkung der Kopfplatte wird durch die starre Kopplung der Vertikalverschiebungen der oberen Knotenlage der Stahlstruktur abgebildet. Die Schnittkante des Stahlprofils HEB 260 in der Symmetrieachse wird horizontal unverschieblich gehalten.

Der Betongurt ist mit quaderförmigen Kontinuumselementen abgebildet. Die Kopfbolzen greifen in prismenförmige Aussparungen mit polygonaler Grundfläche ein (Abbildung A.2). Im Übergangsbereich zu den Kopfbolzen sind die quaderförmigen Elemente des Betongurtes entsprechend prismatisch verzerrt.

Randbedingung für die Wahl der Kantenlängen der Kontinuumselemente in den Übergangsbereichen zu den Kopfbolzen (Bereich 10 x 10 cm um die Bolzenachse) war die sehr feine Elementierung der Kopfbolzen mit 16 Elementen in Umfangsrichtung. Außerhalb der Übergangsbereiche zu den Kopfbolzen wurden die Kantenlängen der Elemente unter der Bedingung vergrößert, dass sich bei dem über die Koppelknoten korrespondierenden Stahlgurt noch sinnvolle Seitenverhältnisse der Elemente ergeben. Der zu erwartenden Spannungskonzentration auf der zum Stahlgurt gerichteten Seite des Betongurtes wurde durch eine von innen nach außen zunehmenden Elementdicke Rechnung getragen. An den einspringenden Ecken des Betongurtes mit lokalen Spannungskonzentrationen ist das Elementraster durch Einführung von Zwischenknoten verdichtet.

Die Bügelschenkel der Betonstahlbewehrung in Breiten- oder Höhenrichtung des Betongurtes wurden durch Stabzüge aus geraden Stabelementen abgebildet. Die Bügelschenkel in Dickenrichtung des Betongurtes wurden nicht abgebildet. Die Innenknoten der Stabzüge wurden mit linearen Federn auf die korrespondierenden Knoten des Betongurtes gekoppelt. Den Koppelfedern sind nicht-lineare Kraftverschiebungsbeziehungen zugewiesen, deren Parameter aus einem Verbundansatz gewonnen wurden (siehe 18). Zur Berücksichtigung der verschiebungsbehindernden Wirkung der

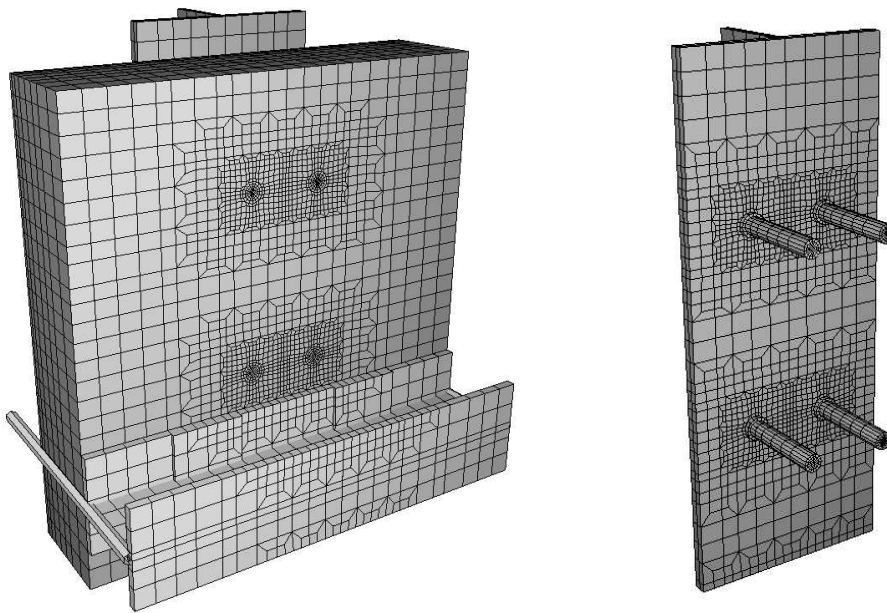


Abbildung A.1: Finite Element Modell des Versuchskörpers mit vier Kopfbolzendübeln je Gurt;  
links: Gesamtes Modell mit Versuchskörper und Gurtung  
rechts: Stahlprofil mit Kopfbolzendübeln

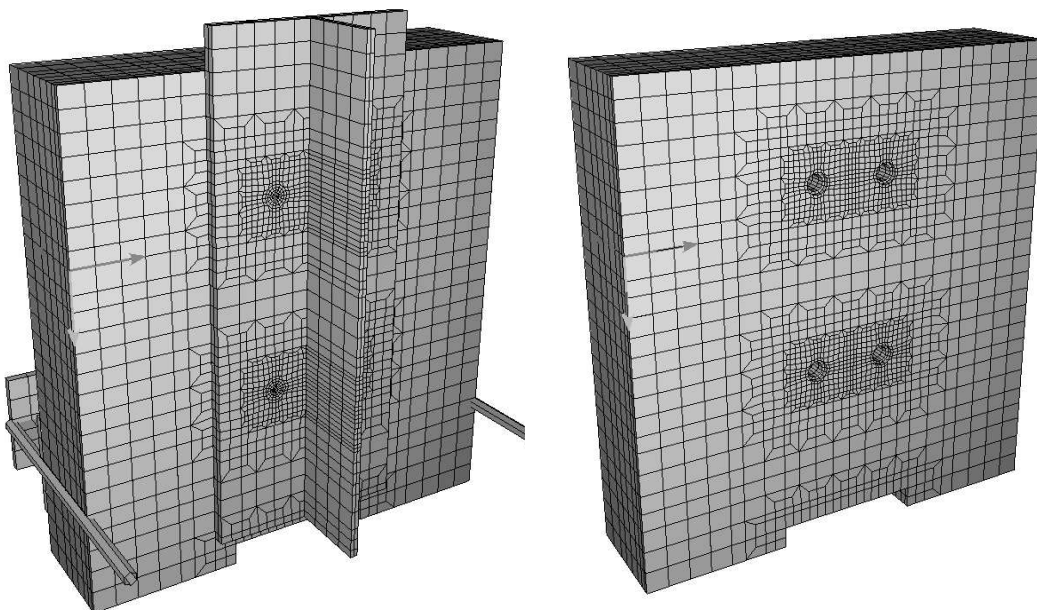


Abbildung A.2: Finite Element Modell des Versuchskörpers mit vier Kopfbolzendübeln je Gurt;  
links: Gesamtes Modell mit Versuchskörper und Gurtung - Ansicht von innen  
rechts: Betongurt mit Aussparungen für die Dübel

Bügelchenkel in Dickenrichtung auf die Bügelchenkel in Breiten- und Höhenrichtung wurden die Endknoten der Stabzüge starr auf die korrespondierenden Knoten des Betongurts gekoppelt.

Steg und Gurt des Stahlprofils sind jeweils durch zwei Lagen Kontinuumselemente abgebildet.

Die Kopplung zwischen dem Betongurt und dem Stahlprofil erfolgt mittels linearer Einzelfedern, die senkrecht zur Trennfläche zwischen Beton- und Stahlgurt, zwischen den jeweils aufeinanderliegenden Randknoten der Strukturteile, angeordnet sind. Den Einzelfedern sind Längs- und Querfedersteifigkeiten zugewiesen, die mit einem Ansatz für den Bettungsmodul des Betons ermittelt wurden. Die Federn fallen auf Zug aus und die maximale Federkraft in Querrichtung wird durch einen Reibungsansatz mit dem Reibbeiwert  $\mu$  begrenzt.

**Längsfedersteifigkeit** (senkrecht zur Kontaktfuge):

$$k_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta s} = \frac{\Delta F}{A_c \cdot \Delta s} \quad (\text{A.1})$$

mit  $\Delta F = F$ ;  $\Delta s = w$  folgt

$$c_F = \frac{F}{w} = k_s \cdot A_c$$

$$c_{F,i} = k_s \cdot A_{c,i} \quad (\text{A.2})$$

wobei

$c_{F,i}$  = Steifigkeit der Feder des Knotens  $i$

$k_s$  = Bettungsmodul des Betons, vereinfacht konstant  $400 \text{ kN/cm}^3$

$A_{c,i}$  = Bezugsfläche des Knotens  $i$ , aus Mittelwerten der Breiten der angrenzenden Elemente

**Risslast der Längsfeder auf Zug** (Haftverbund):

$$F_{r,i} = f_{cr} \cdot A_{c,i} \quad (\text{A.3})$$

$$f_{cr} = 0,042 \cdot 1,4 \cdot f_{cm}^{1/3} \quad (\text{DIN 1045-1 (2001), Fuge glatt}) \quad (\text{A.4})$$

**Querfedersteifigkeit** (parallel zur Kontaktfuge):

$$c_{F,q,i} = c_{F,i} \cdot 10^{-1} \quad (\text{A.5})$$

**Maximale Kraft der Feder parallel zur Kontaktfuge** (Reibung<sup>1</sup>):

$$\max F_{q,i} = \mu \cdot F_i \quad (\text{A.6})$$

mit  $\mu = 0,3$

Die Kopfbolzen wurden als prismatische Körper mit polygonaler Grundfläche und der Länge  $l$  (Kopfbolzenhöhe) abgebildet (Abbildung A.1). Die Knoten der Grundfläche des Prismas sind unverschieblich auf die korrespondierenden Knoten des Stahlgurtes gekoppelt. Die Kopfbolzenstrukturen befinden sich innerhalb der entsprechenden Aussparungen der Betonstruktur. Die korrespondierenden Knoten auf der Mantelfläche der Kopfbolzenstruktur und in der Innenfläche der Aussparung in der Betonstruktur sind von der Kopfbolzenstrukturachse aus gesehen in radialer

---

<sup>1</sup>Gewählter Reibbeiwert für Paarung Stahl/Beton nach DIN 4221 (1982). Der Wert wird für die Gleitreibung nach Überschreiten des Haftverbundes angesetzt. Für eine raue Stahloberfläche könnte im Bruchzustand bei geringen Verschiebungen bis  $\mu = 0,7$  angesetzt werden (Otto-Graf-Institut 1970). Aufgrund der kleinen verbleibenden lastübertragenden Flächen ist die Größe des Reibbeiwertes aber von untergeordneter Bedeutung.

Richtung durch lineare Federn gekoppelt. Die Parameter der Federn – die Längs- und Querspannsteifigkeiten ( $F_{c,q,i} = F_{c,i}$ ), die Risslasten und die maximalen Reibungskräfte – entsprechen denen der zwischen Stahl- und Betongurt angeordneten Federn. So ist ein Ablösen der Kopfbolzenoberfläche vom Beton möglich, wenn die radialen Zugspannungen die angesetzte Haftzugfestigkeit überschreiten. Die Wirkung des Kopfbolzenkopfes wurde durch die Anordnung von linearen Federn zwischen den Randknoten der oberen Abschlussfläche der Kopfbolzenstruktur und den korrespondierenden Knoten der Betonstruktur modelliert. Die Federsteifigkeiten und die Risslast bei Zugbeanspruchung sind wie bei den Radialfedern im Schaftbereich gewählt.

Der Schweißwulst wird durch eine radial um den Bolzenschaft angeordnete Reihe Kontinuums-elemente abgebildet (Abbildung A.1). Die zum Bolzenschaft hin liegenden Randknoten sind mit linearen Federn mit hoher Steifigkeit und geringer Zugrisslast auf die korrespondierenden Knoten der Bolzenstruktur gekoppelt. Die zum umgebenden Beton hin liegenden Knoten sind mit linearen Federn auf die korrespondierenden Knoten der Betonstruktur gekoppelt. Die Parameter der Federn entsprechen denen der zwischen Bolzenstruktur und Betonstruktur angeordneten Federn.

Die Versuchskörper wurden im Versuch mittels einer Nadelfilzlage auf der als starr anzusehenden Grundplatte der Prüfmaschine gebettet. Angaben über den Elastizitätsmodul des Filzes sind in der zugehörigen Produktnorm DIN 61206 (1976) nicht enthalten. Für die numerischen Untersuchungen wurde die Bettung der Betongurte durch den Filz durch die Anordnung von linearen Einzelfedern an den Fußknoten der Betonstruktur modelliert. Aus der Differenz der gemessenen Verschiebung der Kopfplatte gegenüber der Grundplatte der Prüfmaschine und der gegenseitigen Verschiebung zwischen den Betongurten und dem Stahlprofil kann näherungsweise eine Federsteifigkeit für den Nadelfilz ermittelt werden. Für die Parameterstudien wurden obere und untere Werte der Federsteifigkeit angesetzt.

Der Betongurt wird über die horizontale Gurtung abgestützt. Die im Versuch zwischen dem Gurtprofil HEB 140 und dem Beton vorhandenen Elastomere (Chloroprenkautschuk (CR) mit einem Schubmodul  $G = 1,0 \text{ N/mm}^2$ ) wurden durch lineare Einzelfedern zwischen den korrespondierenden Knoten der Betonstruktur und der Struktur des Abstützprofils abgebildet. Nach Topaloff (1964) ergibt sich ein Elastizitätsmodul

$$E_i = 3 \cdot G \cdot (a/t)^2 \cdot \eta_3 . \quad (\text{A.7})$$

Mit einem Seitenverhältnis  $b/a = 140/100 \text{ mm}$  und einer Elastomerdicke  $t = 2,5 \text{ mm}$  folgt der Formbeiwert  $\eta_3 = 0,185$  und ein effektiver Elastizitätsmodul  $E_i = 890 \text{ N/mm}^2$ . Die Federsteifigkeit der Feder am Knoten  $i$  folgt aus

$$c_{f,i}' = \frac{E_i}{t} \cdot A_i . \quad (\text{A.8})$$

Zur Berücksichtigung der Unebenheiten und lokalen Steifigkeitsunterschiede der Betonoberfläche, die zu einem Schlupf bis zum vollständigen Anliegen der Elastomere führen, wurde den Federn ein Schlupf von  $0,2 \text{ mm}$  zugewiesen.

## A.1.2 Materialmodelle

Im unmittelbaren Bereich der Lasteinleitung von den Dübeln in den Beton sind mehrachsiale Spannungszustände im Beton vorhanden. Zur Modellierung des Materialverhaltens ist ein dreiaxiales Materialgesetz zu verwenden. Für die hier beschriebenen numerischen Untersuchungen

wurde ein ideal elastisch-plastisches Materialgesetz mit einem Fließkriterium nach Lade<sup>2</sup> verwendet. Das Fließkriterium ist definiert mit den Freiwerten  $m$  und  $k$ :

$$\left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right) \left(\frac{I_1}{0,103}\right)^m - k = 0 \quad (\text{A.9})$$

mit

$$I_1 = (\sigma_1 - f_{ct}) + (\sigma_2 - f_{ct}) + (\sigma_3 - f_{ct}) \quad (\text{A.10})$$

$$I_3 = (\sigma_1 - f_{ct}) \cdot (\sigma_2 - f_{ct}) \cdot (\sigma_3 - f_{ct}) \quad (\text{A.11})$$

Das Fließkriterium gibt ein idealisiertes Materialverhalten wieder. Die Festlegung der Freiwerte kann wirklichkeitsnah nur durch Anpassung an die Ergebnisse von Versuchen mit ähnlicher Betonzusammensetzung und mehrachsialer Belastung erfolgen. Rogge (2002) führte am Lehrstuhl für Massivbau der TU München Versuche an Betonzyindern mit mehrachsialer Druckbeanspruchung in sogenannten Triachsialzellen durch und leitete aus den Ergebnissen ein elasto-plastisches Materialgesetz für Beton unter beliebiger mehrachsialer Beanspruchung ab. Da die Rezepturen der von Rogge verwendeten Betone den Eigenen sehr ähneln, wurde eine Anpassung der verwendeten Fließbedingung nach Lade an das Modell von Rogge durchgeführt (Abbildung A.3). Im dargestellten, für die Nachrechnung relevanten Bereich ergibt sich eine gute Übereinstimmung der Druck- und Zugmeridiane der Fließflächen beider Modelle.

Bei den Versuchen mit den Triachsialzellen ist nur die Variation des Achsial- oder des Radialdrucks möglich, so dass  $\sigma_1 = \sigma_2$  gilt und nur die Druck- und Zugmeridiane des Materialmodells bestimmt werden können. Mit dreiachsialen Druckprüfmaschinen, die die Belastung über Bürsten auf einen Betonwürfel aufbringen, lassen sich auch beliebige Spannungsverhältnisse  $|\sigma_3| \geq |\sigma_2| \geq |\sigma_1|$  analysieren (Curbach u. a. 2002). In Abbildung A.4 ist die Bruchkurve des angepassten Modells nach Lade in der  $\sigma_1/\sigma_2$ -Ebene den Ergebnissen aus (Curbach u. a. 2002) gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass das hier verwendete Modell für  $\sigma_1 = \sigma_2$  recht gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt. Allerdings zeigt sich für die Bereiche  $|\sigma_1| < |\sigma_2|$  und  $|\sigma_2| < |\sigma_1|$  ein deutlich bauchigerer Verlauf der Bruchkurve, so dass sich hier gegenüber den Ergebnissen von Curbach u. a. (2002) höhere zweiachsige Druckfestigkeiten ergeben.

Ein Für hydrostatische Spannungszustände ( $\sigma_{oct} = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) wurde eine die Fließfläche abschließende sphärischen Druckkappe zu mit

$$f = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2} - \sigma_{lim} = 0. \quad (\text{A.12})$$

definiert.

Die Berechnungen erfolgten unter Ansatz einer assoziierten Fließregel und ohne Verfestigungsregel, d. h. ideal elastisch-plastisch. Im Zugbereich wurde ein abfallender Ast der Spannungsdehnungsbeziehung mit einer einachsigen Dehnungsdifferenz des abfallenden Astes von 0,1‰ definiert. Das Modell kann die Bildung von Makrorissen am Versuchskörper nicht abbilden. Die Verformungen infolge Rissbildung gehen als verschmierte Dehnung über die Elementlänge ein. Für die Zugfestigkeit wurden die Mittelwerte  $f_{ctm}$  nach DIN 1045-1 (2001) entsprechend den betrachteten Betonfestigkeitsklassen eingesetzt.

Den Elementen des Stahlprofils HEB 260 und der Kopfbolzen wurde ein elastisch-plastisches Materialgesetz mit einer Fließbedingung nach von Mises mit assoziierter Fließregel und Zugbe-

---

<sup>2</sup>(Lade 1984) nach (SOFiSTiK AQUA 2001)

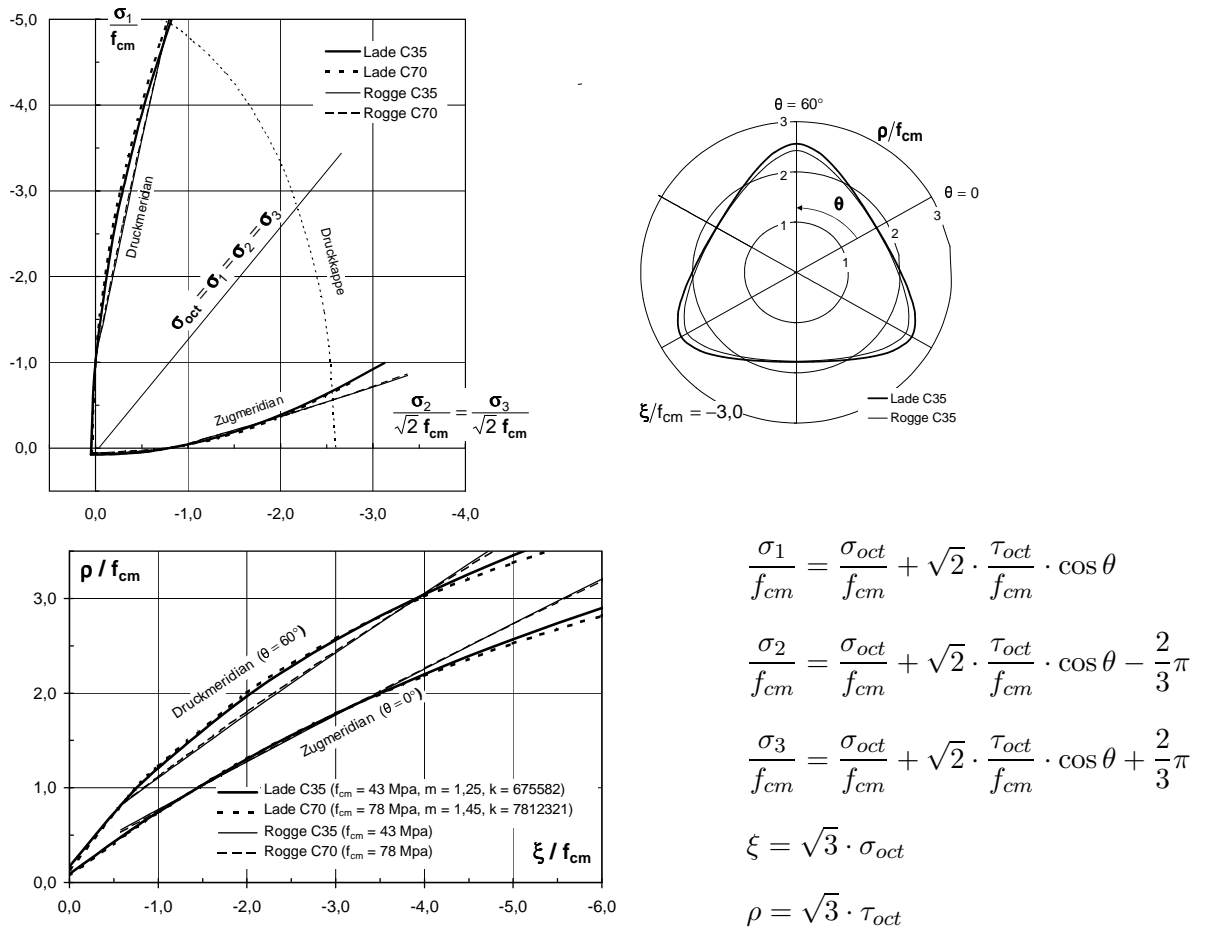


Abbildung A.3: Druck- und Zugmeridiane der Fließflächen der Modelle nach Lade und Rogge (2002) im Hauptachsensystem (links oben) und im Haigh-Westergard-Koordinatensystem (links unten) und Schnitt der Fließflächen mit der Deviatorerebene für  $\xi/f_{cd} = -3,0$  (rechts oben)

grenzung nach Rankine zugewiesen<sup>3</sup>. Das Fließkriterium ist definiert mit:

$$f = P_2 \cdot I_1 + \sqrt{J_2} - \frac{P_1}{\sqrt{3}} \leq 0 \quad (\text{A.13})$$

mit

$$P_1 = 2 \cdot \frac{|f_c| \cdot f_t}{|f_c| + f_t} \quad (\text{A.14})$$

$$P_2 = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{|f_c| - f_t}{|f_c| + f_t} \quad (\text{A.15})$$

$f_c$  = Druckfestigkeit,  $f_t$  = Zugfestigkeit des Betons.

Die eingesetzten Festigkeiten sind:

<sup>3</sup>(Chrisfeld 1991, 1997) nach (SOFiSTiK AQUA 2001)

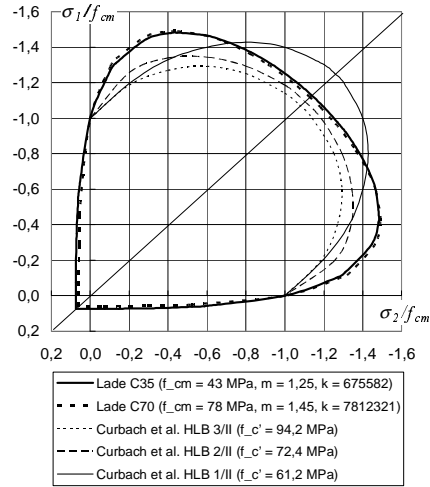


Abbildung A.4: Vergleich der Bruckkurve des angepassten Modells nach Lade im Bereich zweiachsiger Beanspruchungen mit Versuchswerten nach Curbach u. a. (2002)

Stahlprofil und Schweißwulst  $f_y = 240$  MPa,  $f_t = 360$  MPa (Stahl S 235)  
Verfestigungsmodul  $E_v = 2400$  MPa

Kopfbolzen  $f_y = 415$  MPa,  $f_t = 525$  MPa (an Zugproben ermittelt, vgl. 3.2.2), Verfestigungsmodul  $E_v = 2200$  MPa

Die Elemente des Profils HEB 140 zur Abstützung des Versuchskörpers erhielt ebenfalls das beschriebene elastisch-plastische Materialgesetz mit den mittleren Festigkeiten eines Stahls S235. Für die Gewindestäbe wurde eine bilineare Spannungsdehnungslinie mit  $f_y = 835$  MPa,  $f_t = 1030$  MPa (Spannstahl St 835) eingesetzt.

Für die Stabelemente wurde die bilineare Spannungs-Dehnungslinie nach DIN 1045-1 mit  $f_y = 500$  MPa und  $f_t = 550$  MPa eingesetzt. Die Kraftverschiebungsbeziehungen der Koppelfedern zur Abbildung des Verbundes zwischen Betonstahl und Beton wurden auf der Grundlage einer Verbundspannungsschlupfbeziehung für den lokalen Verbund zwischen Beton und Betonstahl abgeleitet. Dazu wurde ein konstanter Schlupf  $s$  und eine konstante Verbundspannung  $\tau_s(s)$  über die Elementlänge  $l_i$  angenommen. Die Relativverschiebung der korrespondierenden Knoten wurde gleich dem mittleren Schlupf über die Elementlänge gesetzt. Damit ergibt sich die Kraft der Feder am Knoten  $i$  in Abhängigkeit vom Schlupf  $s$  und der dem Knoten zugeordneten Mantelfläche der angrenzenden Stäbe  $A_{s,i}$  zu

$$F_i(s) = \tau(s) \cdot A_{s,i} = \tau(s) \cdot \pi \cdot d_s \cdot l_i \quad (\text{A.16})$$

Für die Verbundspannungsschlupfbeziehung wird für den normalfesten Beton der Ansatz nach CEB Model Code 90 (1993) benutzt:

$$0 \leq s \leq s_1: \quad \tau_s = \tau_{s,max} \cdot \left( \frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad (\text{A.17})$$

$$s_1 < s \leq s_2: \quad \tau_s = \tau_{s,max}$$

$$s_2 < s \leq s_3: \quad \tau_s = \tau_{s,max} - \frac{\tau_{s,max} - \tau_f}{s_3 - s_2} \cdot (s - s_2)$$



$$s > s_3: \quad \tau_s = \tau_f .$$

Die Beiwerte können Tabelle A.1 entnommen werden.

Tabelle A.1: Beiwerte für das Verbundmodell nach CEB Model Code 90 (1993) und Erweiterung nach CEB Bulletin d'Information 228 (1995)

	normalfester Beton				hochfester Beton
	gering umschnürter Beton		umschnürter Beton		umschnürter Beton
	gute Verbundbedingungen	andere Bedingungen	andere Bedingungen	gute Verbundbedingungen	mittlere Verbundbedingungen
$s_1$ in mm	0,6	0,6	1,0	1,0	1,0
$s_2$ in mm	0,6	0,6	3,0	3,0	
$s_3$ in mm	1,0	2,5	lichter Rippenabstand <sup>1)</sup>	lichter Rippenabstand <sup>1)</sup>	
$\alpha$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,21
$\tau_{s,max}$	$2,0\sqrt{f_{ck}}$	$1,0\sqrt{f_{ck}}$	$1,25\sqrt{f_{ck}}$	$2,5\sqrt{f_{ck}}$	$0,22 f_{cm}$
$\eta$	$0,15 \tau_{s,max}$	$0,15 \tau_{s,max}$	$0,40 \tau_{s,max}$	$0,40 \tau_{s,max}$	
<sup>1)</sup> 5,5 mm für $\varnothing 10$					

Der Fall ‘‘Umschnürter Beton’’ in Tabelle A.1 ist gegeben bei Vorhandensein einer ausreichend dicken Betondeckung und einer Querbewehrung im Verankerungsbereich entsprechend den Mindestanforderungen in CEB Model Code 90 (1993). In diesem Fall ist von einem Versagen durch Ausziehen des Stabes auszugehen. Im anderen Fall ‘‘gering umschnürter Beton’’ – bei geringerer Betondeckung oder geringerer Querbewehrung – ist von einem Versagen durch Spalten des Betons (Längsrisse entlang des Stabes) auszugehen.

Spaltrissbildung entlang der Bewehrung wurde bei den Versuchskörpern auf der für das Tragverhalten des Körpers maßgebenden, dem Stahlgurt zugewandten Seite des Betongurts nicht beobachtet. Durch die Betonierlage der Platten kann von einem guten Verbund aller Bügelschenkel ausgegangen werden. Für die rechnerische Modellierung der Versuchskörper mit einem Beton C35/45 wird daher die Verbundspannungsschlupfbeziehung nach CEB Model Code 90 (1993) für den Fall Umschnürung des Betons und guter Verbund verwendet.

In CEB Bulletin d'Information 228 (1995) wird der Verbundansatz Gln. A.17 durch Anpassung der Parameter auf hochfesten Beton erweitert. Die in Tabelle A.1 angegebenen Parameter gelten für den Fall umschnürter Beton und mittlere Verbundbedingungen. Nach Huang u. a. (1996) sind die Ansätze nach CEB Model Code 90 (1993) und CEB Bulletin d'Information 228 (1995) zu restriktiv. Auf der Basis von Versuchen an normalfestem und hochfestem Beton schlagen Huang u. a. das Verbundmodell mit den Beiwerten nach Abbildung A.5 vor.

Die Parameter tragen dem wesentlich steiferen Verbundverhalten und den höheren maximalen Verbundspannungen des hochfesten Betons gegenüber dem normalfesten Beton Rechnung (vgl. mit Parametern in Tabelle A.1). Die zugrunde liegenden Versuchsergebnisse wurden an Verbundkörpern mit sehr kurzen Verbundlängen gewonnen um ein vorzeitiges Fließen der Bewehrung zu vermeiden. Die erreichten hohen maximalen Verbundspannungen beim hochfesten Beton werden durch die Versuchsergebnisse von Schiessl (2004) und Kurz (1997) an ähnlichen Versuchskörpern bestätigt.

Bei größeren Verbundlängen erreichen die Betonstahlstäbe aufgrund der hohen Verbundspannungen schnell den Fließbereich. Infolge der Querkontraktion des Stabquerschnittes beim Fließen reduziert sich die auf den Beton übertragbare Verbundspannung. Huang u. a. (1996) geben auf der Grundlage von (Engström 1992) einen veränderten abfallenden Ast der Verbundspannungs-

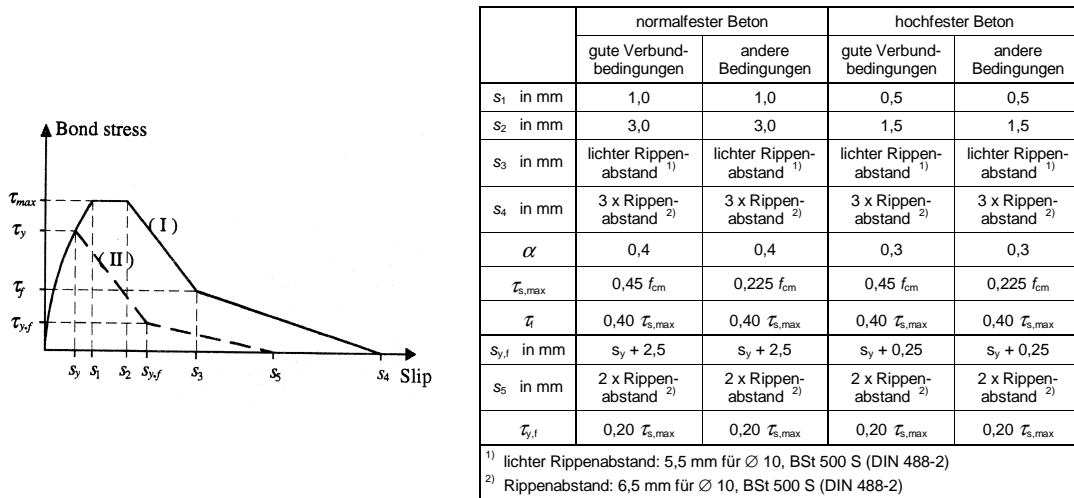


Abbildung A.5: Verbundmodell und Beiwerte für das Verbundmodell nach Huang u. a. (1996)

schlupfbeziehung an (Abbildung A.5). Die maximale Verbundspannung bei lokalem Erreichen der Streckgrenze des Betonstahls ist aus Anpassung des Modells an Versuchsergebnisse zu ermitteln. Für die eigenen Berechnungen mit C70/85 wird die Verbundspannungsschlupfbeziehung II nach Huang u. a. (1996) (Abbildung A.5) kalibriert mit der maximalen Verbundspannung nach CEB Bulletin d'Information 228 (1995) verwendet.

### A.1.3 Ergebnisse

In Abbildung A.6 sind exemplarisch die Betonspannungen in vertikaler Richtung<sup>4</sup> gezeigt für einen Rechenlauf ohne Schweißwulst. Das Bild zeigt die zu erwartende Spannungsverteilung. In der Draufsicht auf die Gurtoberfläche innen zeigt sich eine muschelförmige Konzentration der Betondruckspannungen unterhalb der Kopfbolzen. Die Tiefe des Bereichs mit konzentrierten Spannungen entspricht etwa dem einfachen Kopfbolzendurchmesser (Abbildung A.6 rechts). Aus der Einspannung der Kopfbolzen resultieren im Inneren des Gurtes der Belastungsrichtung entgegen gerichtete Druckspannungen. Zur Aussenfläche des Gurtes hin klingen die Betondruckspannungen ab. Die Spannungen konzentrieren sich druckstrebenartig von den Kopfbolzen diagonal nach außen zu den Auflagereichen des Gurtes. Dort konzentrieren die Spannungen sich direkt neben der Aussparung zur Schubausleitung.

Die Berechnungen erfolgten für die Versuchskörper Typ I und III, Kopfbolzen mit  $d_{sh} = 22$  mm und die Zielbetonfestigkeitsklassen C35/45 und C70/85 wobei die mittlere Betondruckfestigkeit der jeweiligen Referenzversuchsserie eingesetzt wurde. Die Berechnungen erfolgten weggesteuert mit einem Weginkrement  $\Delta w = 1,0$  mm bis keine Erhöhung der Traglast mehr auftrat oder sich divergente Ergebnisse zeigten. Ausgewertet wurde die rechnerische Versuchslast  $F$  und der Mittelwert der Relativverschiebungen an den auf das Modell übertragenden Messstellen der Versuche. Obwohl das verwendete ideal-elastisch-plastische Betongesetz eine Schädigung des Betons mit einem Abfall der Spannungs-Dehnungs-Linie nach dem Bruch und die Bildung von diskreten Rissen nicht beschreiben kann, wurde eine gute Annäherung an die Kraft-Relativ-Verschiebungslinien der

<sup>4)</sup>Die Spannung  $\sigma_y$  wird hier als repräsentativ für die Hauptspannung im unmittelbaren Kopfbolzenbereich angegeben.

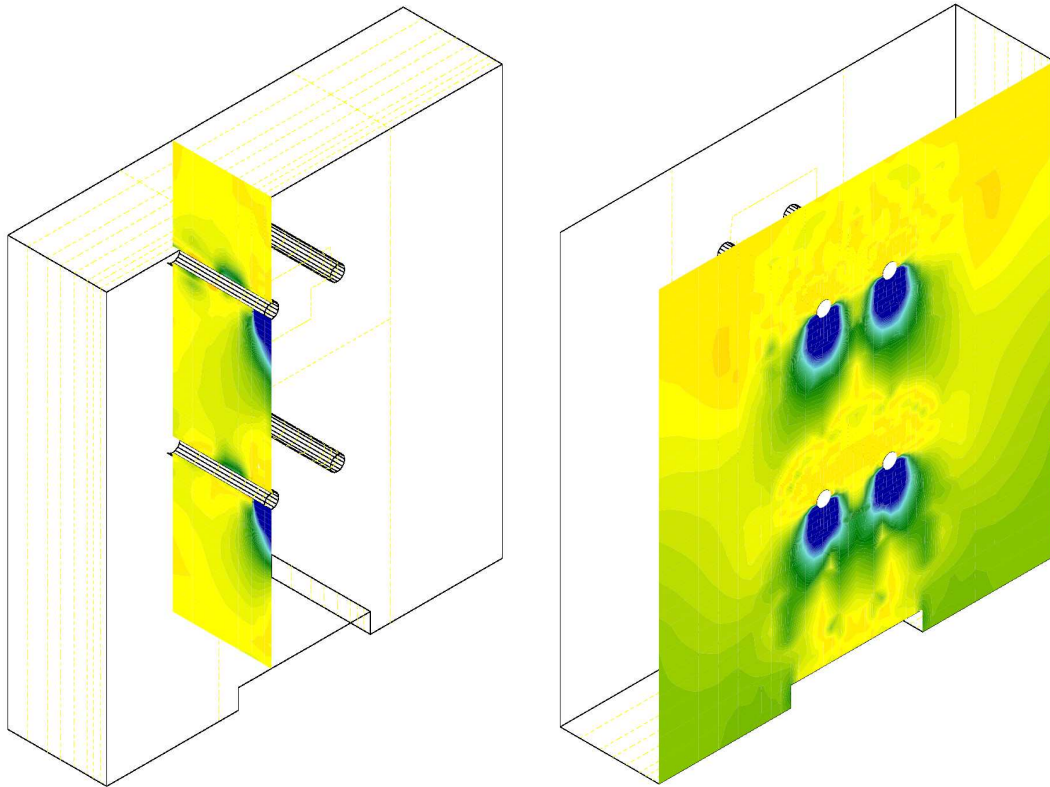


Abbildung A.6: Betondruckspannungen  $\sigma_{c,y}$  in vertikaler Richtung an der Gurtoberfläche innen und in einem Vertikalschnitt in der Dübelschraube

Versuche erreicht (Abbildungen A.7 bis A.12). Die Versubsteifigkeit im Anfangsbereich wurde allerdings durch die Modellierung deutlich unterschätzt. Dies ist vermutlich auf die geringen, angesetzten Reibbeiwerte zurückzuführen.

Die Kopfbolzen erfuhren mit ansteigender Belastung eine kombinierte Beanspruchung auf Abscheren, Biegung und Zug. Nachdem in der Nähe der Einspannstellen der Kopfbolzen die Vergleichsspannung  $\sigma_v$  nach von Mises in den äußeren Elementen der Kopfbolzen die Streckgrenze des Stahls  $f_y$  erreicht hatte, kam es zu einem Fließen. Durch die zunehmende Verformung der Kopfbolzen kam es zu einer Umlagerung der Betonpressungen in Richtung des Bolzenkopfes. Die Traglast stieg aufgrund der rechnerischen Verfestigung des Stahls und des Traganteils höherer Ordnung am verformten Kopfbolzen verbunden mit großen Relativverschiebungen weiter an. Mit Ausbildung einer weiteren Fließzone im Kopfbolzenschaft wurde die Traglast erreicht. Ein Abscheren des Kopfbolzen kann das Materialmodell aufgrund des nicht enthaltenen Schädigungsansatzes nicht simulieren.

Die Abbildungen A.7 und A.10 zeigen nur einen geringen Einfluss der Reibung auf die Traglast. Die Betongurte hoben rechnerisch über die gesamte Höhe des Stahlansches ab. Lediglich unterhalb der Kopfbolzen blieben kleine muschelförmige Kontaktflächen vorhanden, die aus dem Fließen des Betons in diesem hochbelasteten Bereich resultierten. In diesem Bereich wurden kleine Reibungskräfte übertragen. Die variierte Steifigkeit der Lagerung des Betongurts hat keine Auswirkungen auf die erreichten Traglasten.

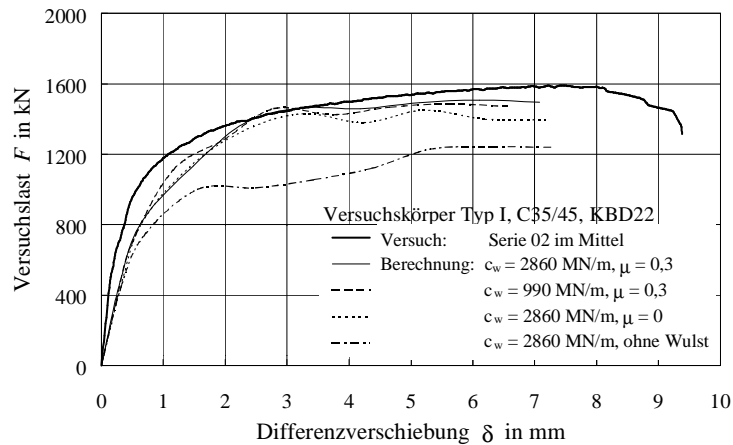


Abbildung A.7: Vergleich der im Versuch ermittelten Kraft-Verschiebungslinie mit den berechneten Linien für Versuchskörper Typ I, C35/45

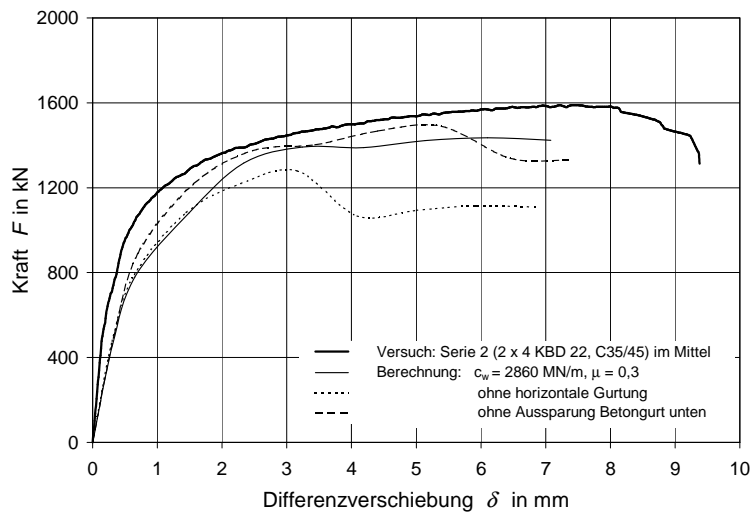


Abbildung A.8: Vergleich der im Versuch ermittelten Kraft-Verschiebungslinie mit den berechneten Linien für Versuchskörper Typ I, C35/45 – Einfluss der Versuchsanordnung

Die Rechenläufe ohne Modellierung des Schweißwulstes erbrachten eine um 20% geringere Traglast als mit Schweißwulst. Diese Differenz ist deutlich größer als die im Abschnitt 2.2.1 begründete. Dies ist hier auf die hohe rechnerische Spannungskonzentration am Dübelfuß zurück zu führen, da das Materialmodell den Ausfall eines Betonausbruchkörpers vor dem Dübelfuß mit entsprechender Entlastung dieses Bereichs nicht abbilden kann. Dadurch steigt der Einfluss der durch den Wulst zusätzlich vorhandenen Druckfläche am Dübelfuß an.

Die Abbildungen A.8 und A.11 zeigen den Einfluss des Versuchsaufbaus. Ohne Betonausparung zur Schubausleitung unten werden die Dübelkräfte auf dem kürzesten Weg vertikal nach unten abgeleitet. Das Materialmodell kann keine diskrete Spaltrissbildung abbilden. Der Betongurt verhält sich steifer als bei seitlicher Schubausleitung. So steigt die rechnerische Traglast an, analog zur Wirkung einer Erhöhung der Betongüte beim Gurt mit seitlicher Schubausleitung. Beim realen

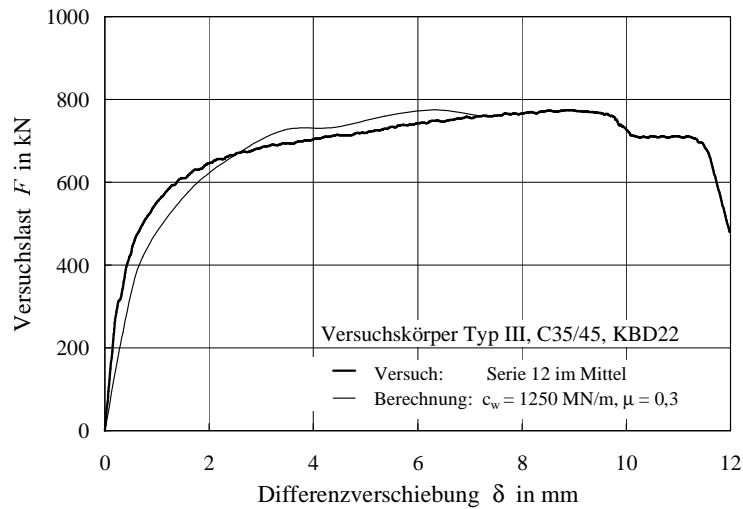


Abbildung A.9: Vergleich der im Versuch ermittelten Kraft-Verschiebungslinie mit den berechneten Linien für Versuchskörper Typ III, C35/45

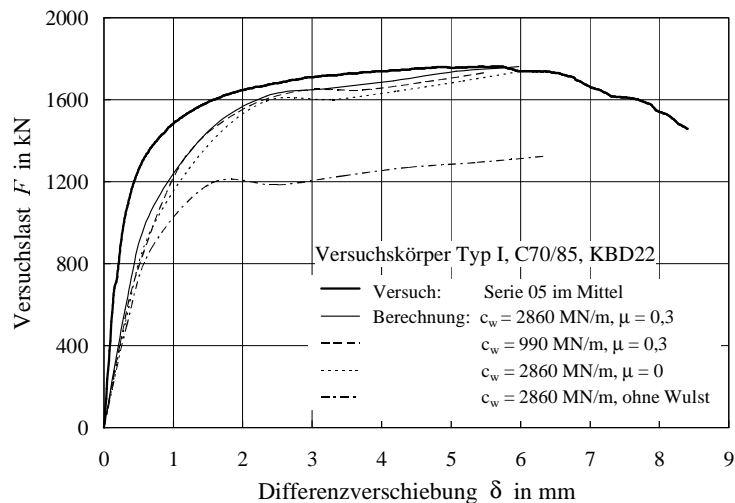


Abbildung A.10: Vergleich der im Versuch ermittelten Kraft-Verschiebungslinie mit den berechneten Linien für Versuchskörper Typ I, C70/85

Versuchskörper würden sich aufgrund der direkten Lastableitung Spaltzugrisse unterhalb der Dübel bilden (Jähling 2005b). Die Resttragfähigkeit wäre dann vom Querbewehrungsgrad abhängig. Die Berechnung ohne die horizontale Gurtung führte zu deutlich reduzierten Traglasten durch die zusätzliche Zugbeanspruchung der unteren Kopfbolzen. Die Berechnungen waren insgesamt sehr empfindlich gegenüber Normalspannungen in den Kopfbolzen aus der Versuchsanordnung. Bei den Versuchskörpern des Typs III (Abbildungen A.9 und A.10) zeigte sich eine ideale Übereinstimmung mit den Referenzversuchen. Hier sind die Einflüsse aus der Wirksamkeit der horizontalen Gurtung auf das Rechenergebnis geringer, da nur eine Kopfbolzenlage vorhanden ist.

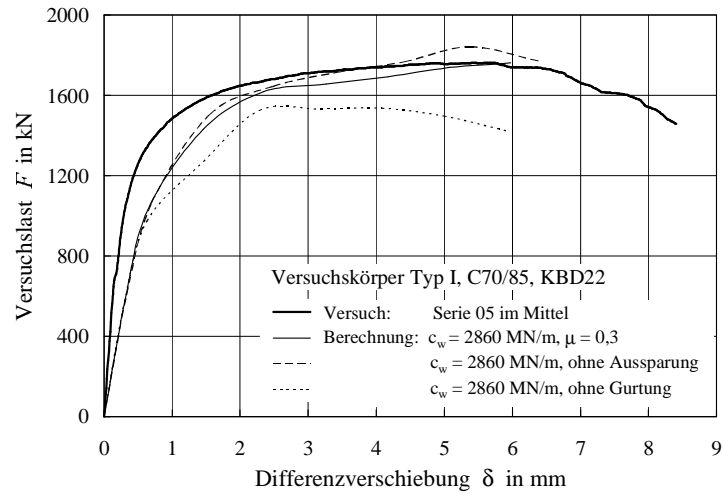


Abbildung A.11: Vergleich der im Versuch ermittelten Kraft-Verschiebungslinie mit den berechneten Linien für Versuchskörper Typ I, C70/85 – Einfluss der Versuchsanordnung

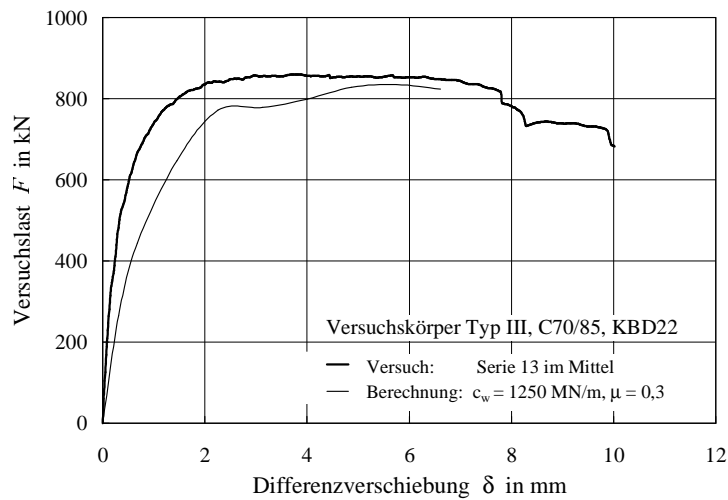
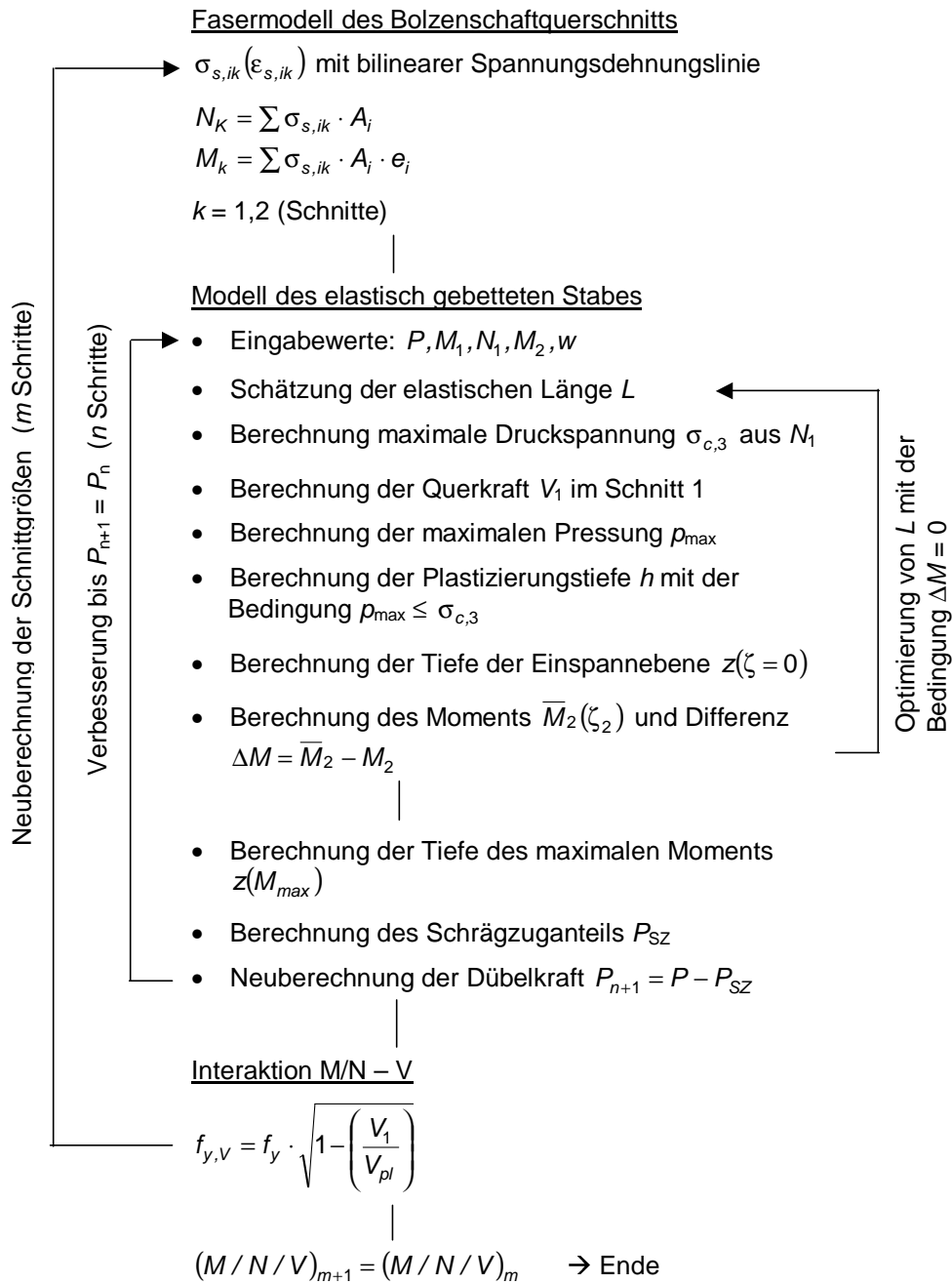


Abbildung A.12: Vergleich der im Versuch ermittelten Kraft-Verschiebungslinie mit den berechneten Linien für Versuchskörper Typ III, C70/85

## A.2 Iterative Berechnung der Dübelschnittgrößen bei den Versuchskörpern mit Dehnmessstreifen

### A.2.1 Ablaufschema

Ablaufschema für die iterative Berechnung der Schnittgrößen aus den gemessenen Dehnungen der Versuchskörper mit Dehnmessstreifen



### A.2.2 Formelsatz

$$\sigma_{c,3} = k \cdot f_c \quad (\text{A.18})$$

$$k = 1 + n \frac{N_1}{2 d_{sh}^2 \cdot f_c} \quad (\text{A.19})$$

$$V_1 = \frac{P' - \frac{2 \cdot A'_w \cdot M_1}{L^2 \cdot d_{sh}}}{1 + \frac{2 \cdot A'_w}{d_{sh} \cdot L}} \quad (\text{A.20})$$

$$p_{\max} = \frac{2 \cdot V_1}{L} + \frac{2 \cdot M_1}{L^2} \leq \sigma_{c,3} \cdot d_{sh} \quad (\text{A.21})$$

$$h = \frac{V_1}{p_{\max}} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot M_1 \cdot p_{\max}}{V_1^2}} \right) - L \quad (\text{A.22})$$

$$\zeta = \frac{z - h}{L} \quad (\text{A.23})$$

$$V_0 = V_1 - p_{\max} \cdot h \quad (\text{A.24})$$

$$M_0 = M_1 + V_1 \cdot h - p_{\max} \cdot \frac{h^2}{2} \quad (\text{A.25})$$

$$\overline{M}_2 = V_0 \cdot L \cdot \exp -\zeta_2 \cdot \sin \zeta_2 + M_0 \cdot \exp -\zeta_2 \cdot (\cos \zeta_2 + \sin \zeta_2) \quad (\text{A.26})$$

$$\zeta_2 = \frac{48,5 \text{ [mm]} - h}{L} \quad (\text{A.27})$$

$$V(\zeta) = 0 \quad \rightarrow \quad \zeta(V=0) = \arctan \left( \frac{L \cdot V_0}{L \cdot V_0 + 2 \cdot M_0} \right) \quad (\text{A.28})$$

$$z(V=0) = \zeta(V=0) \cdot L \quad (\text{A.29})$$

$$P_{SZ} = N_1 \cdot \frac{w}{z(V=0)} \quad (\text{A.30})$$

$$P' = P - P_{SZ} \quad (\text{A.31})$$



## B Versuchsdaten

### B.1 Materialeigenschaften

#### B.1.1 Betonrezepturen und Sieblinien der Gesteinskörnung

Tabelle B.1: Rezepturen der verwendeten Betone

Zielbeton festigkeitsklasse	C35/45	C70/85	C90/105
Ausgangsstoffe			
Zement	CEM I 42,5 R (Märker)	CEM I 42,5 R (Märker)	CEM I 42,5 R (Märker)
Gesteinskörnung	A/B 16 (grob- bis mittelkörnig)	A/B 16 (grob- bis mittelkörnig)	A/B 16 (grob- bis mittelkörnig)
Betonzusatzstoffe	keine	Flugasche (FA) (SAFA)	Flugasche (FA) (SAFA)
		Silicasuspension (SF) EMSAC 500 DOZ (Woermann)	Silicasuspension (SF) EMSAC 500 DOZ (Woermann)
Betonzusatzmittel	keine	Fließmittel (FM) Woerment FM30 (Woermann)	Fließmittel (FM) Woerment FM 794 (Woermann)
Betonzusammensetzung [kg/m <sup>3</sup> ]			
w/z - Wert (w/z) <sub>eq</sub> - Wert	0,50	0,32	0,26
Wasser	180	142	138
Zement	360	390	440
Mikrosilika (trocken)	-	50	84
Flugasche	-	70	100
Gesteinskörnung	1854	1855	1757
Fließmittel	-	12,5	8,8
Korngruppen der Gesteinskörnung [kg/m <sup>3</sup> ]			
0/4a	kalzitisch, rund	840	927
4/8		450	187
8/16		564	741
8/16	Granit, gebrochen	-	-
			726
Frischbetoneigenschaften			
Rohdichte im Mittel [kg/dm <sup>3</sup> ]	2,43	2,47	2,47
Ausbreitmaß im Mittel [cm]	39	53	59
Ausbreitmaßklasse	F2 (plastisch)	F4 (sehr weich)	F5 (fließfähig)

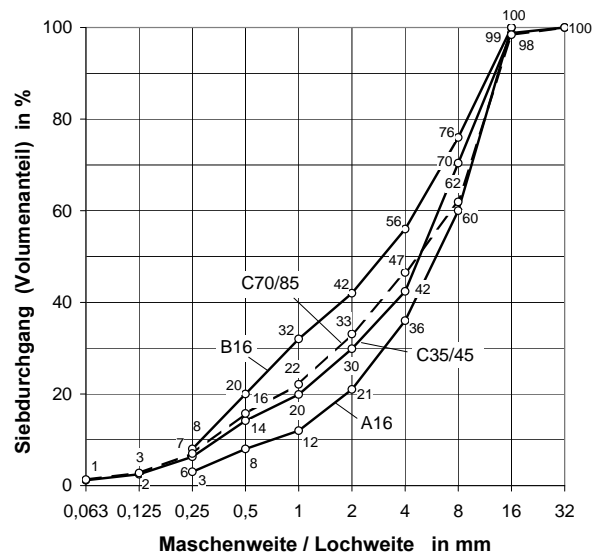


Abbildung B.1: Sieblinien der verwendeten Gesteinskörnungen der Betone der Zielfestigkeiten C35/45 und C70/85 im Vergleich mit den Sieblinien A16 und B16 nach DIN-Fachbericht 100 (2001)

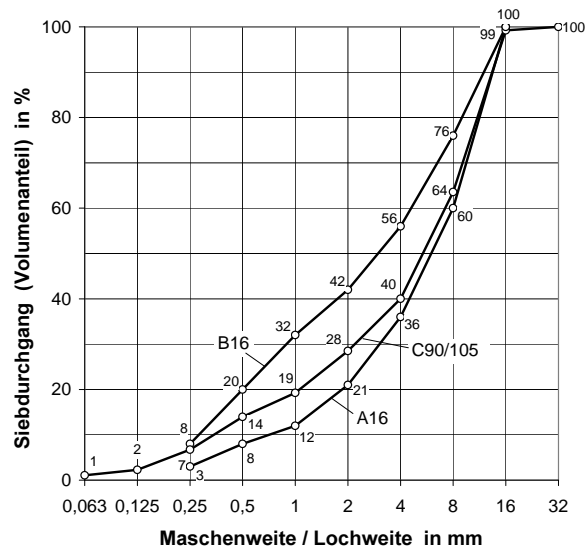


Abbildung B.2: Sieblinien der verwendeten Gesteinskörnungen des Betons der Zielfestigkeit C90/105 im Vergleich mit den Sieblinien A16 und B16 nach DIN-Fachbericht 100 (2001)

### B.1.2 Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung des Betons

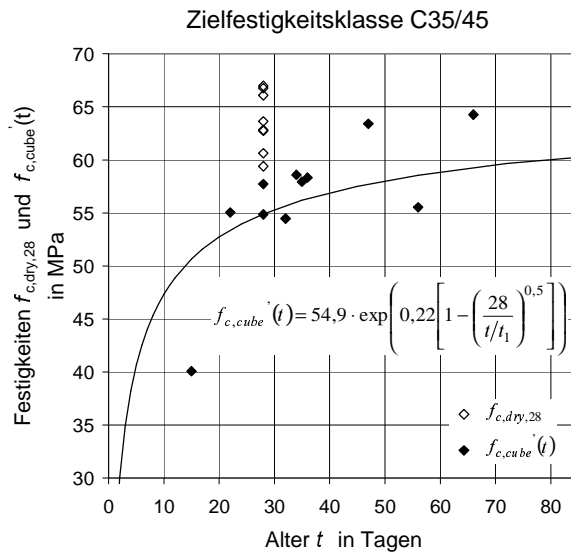


Abbildung B.3: Erzielte Festigkeiten der Mischungen mit der Zielfestigkeitsklasse C35/45

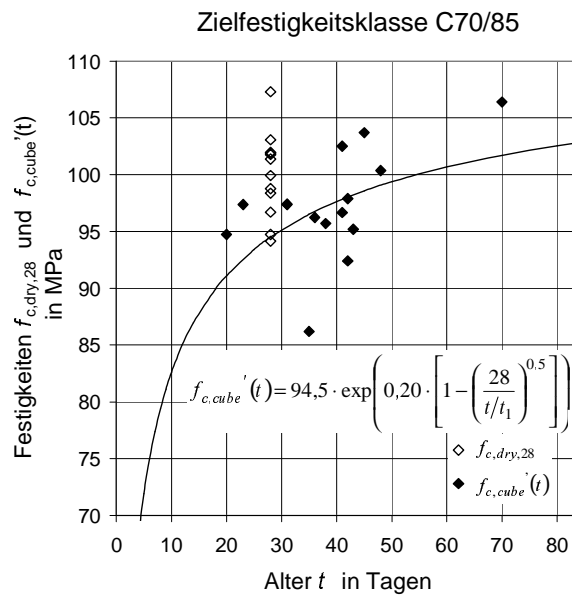


Abbildung B.4: Erzielte Festigkeiten der Mischungen mit der Zielfestigkeitsklasse C70/85

### B.1.3 Umrechnung der Betondruckfestigkeit

Die Prüfung der Betondruckfestigkeit erfolgt üblicherweise an Prüfkörpern. Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung sind dabei von der Größe, der Form und der Schlankheit der Prüfkörper

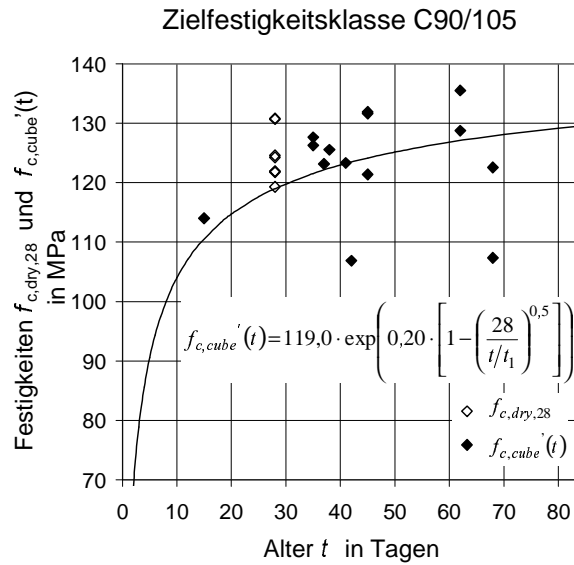


Abbildung B.5: Erzielte Festigkeiten der Mischungen mit der Zielfestigkeitsklasse C90/105

sowie von der Lagerungsart und der Belastungsgeschwindigkeit während der Prüfung abhängig. Die an Zylindern mit  $d/h = 150/300$  mm unter definierten Prüfbedingungen bestimmte Druckfestigkeit  $f_{c,cyl}$  (Kurzform  $f_c$ ) entspricht eher dem tatsächlichen Bauteilverhalten bei einachsialer Beanspruchung (Zilch u. Zehetmaier 2006). Die Druckfestigkeit  $f_{c,cyl}$  wird daher auch zur Klassifizierung der Betone herangezogen. Die reine, einachsiale Festigkeit eines schlanken Prismas  $f_{c1}$  (Primenschlankheit  $h/d > 3 \div 5$ ) ist etwas geringer als die Zylinderdruckfestigkeit. Reineck (1999) verwendet zur Ableitung von Bemessungsgleichungen für die Querkrafttragfähigkeit von Betonbauteilen ohne Querkraftbewehrung

$$f_{c1} = 0,95 \cdot f_c$$

König u. a. (2001) geben für normal- und hochfeste Betone u. a. auf der Grundlage von (Curbach u. a. 2000; Simsch 1994)

$$f_{c1} = 0,90 \cdot f_c$$

an.

- Einfluss der Probekörpergröße auf die Würfeldruckfestigkeit nach DIN 1045 DIN 1045 (1988):

$$\beta_{w,200} = 0,95 \cdot \beta_{w,150} \quad \text{bzw.} \quad f_{c,cube,200} = 0,95 \cdot f_{c,cube,150} \quad (\text{B.1})$$

- Einfluss der Lagerungsart auf die Würfeldruckfestigkeit nach DIN 1045-2 DIN 1045-2 (2001) in Verbindung mit DIN EN 206-1 DIN EN 206-1 (2001):

- Normalbeton bis einschließlich C50/60 ( $f_{cm} = 58$  MPa):

$$f_{c,cube} = 0,92 \cdot f_{c,dry} \quad (\text{B.2})$$

- Normalbeton ab C55/67 ( $f_{cm} = 63$  MPa):

$$f_{c,cube} = 0,95 \cdot f_{c,dry} \quad (\text{B.3})$$

- Einfluss der Probekörpergestalt; Umrechnung von Würfel- auf Zylinderdruckfestigkeiten nach Feix (1993) unter Voraussetzung der Lagerung nach DIN EN 12390-2 DIN EN 12390-2 (2001):

$$f_{c,cube} = 1,20 \cdot f_c \quad (B.4)$$

- Beziehung zwischen dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit und dem Mittelwert nach DIN 1045-1 DIN 1045-1 (2001):

$$f_{cm} = f_c = f_{ck} + \Delta f \quad \text{mit} \quad \Delta f = 8 \text{ MPa} \quad (B.5)$$

Die Gleichungen B.1 und B.4 gelten gleichermaßen für den Fall, dass die Probekörper wie die Versuchskörper gelagert sind (gekennzeichnet jeweils durch einen Strich im hochgestellten Index der Bezeichnung).

Tabelle B.2: Verhältnis  $\alpha$  der 28-Tage-Festigkeiten der Würfel bei Bauteillagerung und Normlagerung

Zielbetonfestigkeitsklasse der Mischungen	$\alpha$
C35/45	0,86
C70/85	0,94
C90/105	0,96

$$\alpha = \frac{f_{cm,cube,28'}}{f_{cm,dry,28}} \quad (B.6)$$

### B.1.4 Ergebnisse der Zugfestigkeitsprüfung des Betons

Tabelle B.3: Mittelwerte der an Zylindern ermittelten Zugfestigkeit und zentrische Zugfestigkeit nach DIN 1045-1 (2001)

Zielbetonfestigkeitsklasse	Versuchsergebnisse	nach (DIN 1045-1 2001)
	$f_{ctm}'$ in MPa	$f_{ctm}$ in MPa
C35/45	2,8	3,2
C70/85	3,6	4,6
C90/105	3,7	5,0

### B.1.5 Ergebnisse der Materialprüfungen an den Stahlbauteilen

Tabelle B.4: Ergebnisse der Zugversuche nach DIN EN 10002-1 (2001) an Proben aus den Kopf-bolzendübeln

Probe Nr.	Herkunft	d mm	S <sub>0</sub> mm <sup>2</sup>	R <sub>p0,2</sub> MPa	R <sub>m</sub> MPa	R <sub>m</sub> /R <sub>p0,2</sub>	A <sub>gt</sub> %	A <sub>5</sub> %	E MPa
1	KBD 19 Kern	7,94	49,51	483,2	574,1	1,19	4,9	19,6	203800
2	KBD 19 Kern	7,92	49,27	462,8	566,7	1,22	6,1	21,4	201200
3	KBD 19 Kern	7,90	49,02	499,2	597,6	1,20	4,6	17,4	219300
Mittelwerte				481,7	579,5				208100
4	KBD 19 Rand	7,94	49,51	456,8	561,0	1,23	6,6	24,3	216900
5	KBD 19 Rand	7,95	49,64	453,9	560,6	1,24	6,4	23,8	208200
Mittelwerte				455,4	560,8				212550
6	KBD 22 Kern	7,92	49,27	452,5	554,4	1,23	6,6	20,3	230600
7	KBD 22 Kern	7,86	48,52	447,1	546,4	1,22	8,2	27,8	205600
8	KBD 22 Kern	7,86	48,52	448,2	546,8	1,22	7,6	25,1	202600
Mittelwerte				449,3	549,2				212933
9	KBD 22 Rand	7,92	49,27	405,7	521,3	1,29	10,2	27,0	213000
10	KBD 22 Rand	7,88	48,77	421,4	526,3	1,25	10,5	28,9	193000
Mittelwerte				413,6	523,8				203000
11	KBD 25 Kern	7,89	48,89	459,0	557,4	1,21	9,0	25,9	206300
12	KBD 25 Kern	7,88	48,77	487,2	586,6	1,20	5,0	20,0	204300
13	KBD 25 Kern	7,86	48,52	462,8	559,6	1,21	7,9	23,4	193000
Mittelwerte				469,7	567,9				201200
14	KBD 25 Rand	7,92	49,27	460,8	561,0	1,22	7,6	23,4	208600
15	KBD 25 Rand	7,91	49,14	436,6	544,5	1,25	9,0	25,1	200500
Mittelwerte				448,7	552,8				204550
Prüfung nach DIN EN 10002-1:2001(D) $d_{\text{sol}} = 8 \text{ mm} \pm 0,075 \text{ mm}$ $L_0 = 5,65 \cdot (s_{0,\text{sol}})^{0,5} = 40 \text{ mm}$ $L_c = L_0 + d/2 = 44 \text{ mm}$									

Tabelle B.5: Ergebnisse der Zugversuche nach DIN EN 10002-1 (2001) an Proben aus dem Stahlprofil

Probe Nr.	Trägerabschnitt	d	S <sub>0</sub>	R <sub>eH</sub>	R <sub>m</sub>	R <sub>m</sub> /R <sub>p0,2</sub>	A <sub>gt</sub>	A <sub>5</sub>
		mm	mm <sup>2</sup>	MPa	MPa		%	%
1	1	7,92	49,27	286,1	461,4	1,61	19,5	33,5
2		7,91	49,14	268,6	457,8	1,70	19,0	34,0
3		7,80	47,78	267,1	455,6	1,71	19,4	36,6
Mittelwerte				274,0	458,3			
4	2	7,95	49,64	295,4	465,8	1,58	18,1	35,3
5		7,91	49,14	291,4	448,1	1,54	17,5	33,1
6		7,82	48,03	277,2	469,0	1,69	18,3	36,5
Mittelwerte				288,0	461,0			
7	3	7,97	49,89	279,4	412,7	1,48	21,5	37,9
8		7,95	49,64	295,0	418,1	1,42	20,3	36,7
9		7,94	49,51	274,3	415,5	1,51	20,5	40,8
Mittelwerte				282,9	415,4			
10	4	7,86	48,52	308,6	433,8	1,41	20,2	24,2
11		7,86	48,52	287,6	432,5	1,50	20,6	38,3
12		7,89	48,89	277,1	421,6	1,52	19,8	38,5
Mittelwerte				291,1	429,3			
13	5	7,86	48,52	276,6	465,3	1,68	17,4	33,7
14		7,79	47,66	275,8	470,5	1,71	15,5	30,7
15		7,87	48,65	273,9	464,4	1,70	17,1	34,8
Mittelwert				275,4	466,7			
16	6	7,91	49,14	296,6	465,9	1,57	18,2	31,8
17		8,07	51,15	306,2	445,6	1,46	20,0	32,7
18		8,00	50,27	287,6	454,9	1,58	16,1	31,6
Mittelwerte				296,8	455,5			
E-Modul im Mittel: 224700 MPa								
Prüfung nach DIN EN 10002-1:2001(D)								
d <sub>soll</sub> = 8 mm ± 0,075 mm								
L <sub>0</sub> = 5,65 · (s <sub>0,soll</sub> ) <sup>0,5</sup> = 40 mm								
L <sub>c</sub> = L <sub>0</sub> + d/2 = 44 mm								

Tabelle B.6: Ergebnisse der Zugversuche nach DIN EN 10002-1 (2001) an Proben aus dem Betonstahl

Probe Nr.	Charge	S <sub>0</sub>	R <sub>eH</sub>	R <sub>m</sub>	R <sub>m</sub> /R <sub>eH</sub>	A <sub>gt</sub>	A <sub>10</sub>	E
		mm <sup>2</sup>	MPa	MPa		%	%	MPa
1	1	77,10	607,7	694,8	1,14	9,0	16,5	191300
2		79,21	587,0	683,0	1,16	8,8	15,0	178900
3		78,04	594,5	686,7	1,16	7,8	14,6	-- <sup>1)</sup>
Mittelwerte								
4	2	80,24	567,0	635,5	1,12	8,8	16,1	157600
5		77,79	562,8	642,4	1,14	34,2	20,1	176400
6		77,64	559,4	643,7	1,15	10,5	16,7	180600
Mittelwerte								
Prüfung nach DIN EN 10002-1:2001(D)								
d <sub>s,Nenn</sub> = 10 mm								
L <sub>0</sub> = 11,3 · (s <sub>0</sub> ) <sup>0,5</sup>								
<sup>1)</sup> nicht feststellbar								

## B.2 Tabellarische Zusammenstellung der Einzelversuchsergebnisse

Tabelle B.7: Ergebnisse der Einzelversuche (Teil 1)

Serie	Versuchskörper	Verbundmittel	Beton Ziel-festigkeitsklasse	Alter $t$ am Prüftag in Tagen	Betondruckfestigkeit				maximale Versuchslast $F_u$ in kN	Ver-sagensmodus
					$f_{cm,dy,28}$ in MPa	$f_{cm,cube,28}$ in MPa	$f_{cm,cube}(t)$ in MPa	$f_{cm,cyl}(t)$ in MPa		
1	KI5.1	2 x 4 KBD 19	C35/45	21	62,8	56,6	54,7	45,4	1252	D
	KI5.2			26	67,0	57,7	57,2	47,5	1331	D
	KI5.8			27	67,0	57,7	57,5	47,7	1310	D
2	KI3.2	2 x 4 KBD 22	C35/45	33	63,6	54,9	55,8	46,3	1644	D
	KI3.7			25	63,6	54,9	54,2	44,9	1640	D
	KI1.8			504	62,7	49,2	58,2	48,3	1495	D
	KI1.9			494	62,7	49,2	58,2	48,3	1422	D
3	KI1.5	2 x 4 KBD 25	C35/45	32	60,6	53,7	54,5	45,2	1929	B/D
	KI1.7			39	60,6	53,7	55,5	46,1	1915	B/D
4	KI5.3	2 x 4 KBD 19	C70/85	36	94,1	93,0	95,3	79,1	1363	D
	KI5.4			38	94,7	89,1	91,6	76,1	1506	D
	KI5.5			41	94,7	89,1	92,2	76,5	1454	D
	KI5.6			35	94,1	93,0	95,0	78,9	1287	D
	KI5.7			38	98,8	94,4	97,1	80,6	1351	D
	KI5.9			37	98,8	94,4	96,9	80,4	1516	D
5	KI3.1	2 x 4 KBD 22	C70/85	38	99,9	93,4	96,0	79,7	1849	D
	KI3.3			35	101,9	94,9	96,0	79,7	1774	D
	KI3.8			42	98,4	91,6	95,0	78,9	1826	B/D
	KI3.9			45	99,9	93,4	97,4	80,8	1764	D
	KI5.10			45	101,9	94,0	98,0	81,4	1731	D
	KI6.9			36	98,4	91,6	93,8	77,8	1864	D
	KI3.5			494	96,7	88,9	103,5	85,9	1711	D
	KI3.6			507	96,7	88,9	103,6	86,0	1744	D
6	KI1.1	2 x 4 KBD 25	C70/85	28	101,4	96,4	96,4	80	2247	D
	KI1.4			29	102,0	96,4	96,8	80,3	2294	D
	KI6.8			24	102,0	96,4	94,9	78,8	2272	D
7	KI3.4	2 x 4 KBD 22	C90/105	64	130,8	126,9	135,8	112,7	1756	D
	KI6.6			59	121,9	122,0	129,9	107,8	1811	D
	KI6.10			59	130,8	126,9	135,0	112,1	1641	D
8	KI1.2	2 x 4 KBD 25	C90/105	37	121,9	122,0	125,2	104,0	2125	D
	KI1.3			57	119,3	120,6	128,0	106,2	2228	D
	KI1.6			49	119,3	120,6	126,6	105,1	2281	D
9	K II2.9	2 x 6 KBD 22	C35/45	46	66,8	60,3	63,3	52,5	2376	B/D
	K II6.4			47	66,8	60,3	63,4	52,6	2359	B/D



Tabelle B.8: Ergebnisse der Einzelversuche (Teil 2)

Serie	Versuchskörper	Verbundmittel	Beton Ziel-festigkeitsklasse	Alter $t$ am Prüftag in Tagen	Betondruckfestigkeit				maximale Versuchslast $F_u$ in kN	Versagensmodus
					$f_{cm,dry,28}$ in MPa	$f_{cm,cube,28}$ in MPa	$f_{cm,cube}(t)$ in MPa	$f_{cm,cyl}(t)$ in MPa		
10	K II6.1	2 x 6 KBD 22	C70/85	22	103,1	99,4	96,9	80,4	2712	D
	K II6.3			22	103,1	99,4	96,9	80,4	2592	D
11	K III6.2	2 x 6 KBD 22	C90/105	37	130,7	126,4	129,8	107,7	2611	D
	K III6.5			35	121,8	116,4	118,9	98,7	2658	D
12	K III5.11	2 x 2 KBD 22	C35/45	39	59,4	56,6	58,5	48,6	790	B/D
	K III7.1			34	59,4	56,6	57,8	47,9	788	D
	K III7.5			34	59,4	56,6	57,8	47,9	740	B/D
13	K III7.2	2 x 2 KBD 22	C70/85	34	101,8	84,4	86,0	71,4	849	D
	K III7.6			34	101,8	84,4	86,0	71,4	890	D
	K III7.7			34	101,8	84,4	86,0	71,4	868	D
14	K III6.11	2 x 2 KBD 22	C90/105	33	121,9	123,6	125,6	104,2	901	D
	K III7.3			33	124,6	125,0	127,0	105,4	887	D
	K III7.4			33	124,6	125,0	127,0	105,4	879	D
15	K III2.1	2 x 2 KBD 22 ohne Wulst	C35/45	56	63,8	52,1	55,5	46,1	633	D
	K III2.2		C70/85	42	99,3	95,7	99,3	82,4	689	D
	K III2.3		C90/105	36	118,9	120,0	122,8	102,0	705	D
	K III4.9	2 x 2 KBD 25 ohne Wulst	C70/85	44	--	99,4	103,5	85,9	891	D
	K III2.5		C90/105	44	--	126,2	131,4	109,1	874	D
16	K III4.6	2 x 2 KBD 22 ohne Kopf	C35/45	56	63,8	52,1	55,5	46,1	718	D
	K III6.7		C70/85	42	101,4	95,7	99,3	82,4	871	D
	K III4.8		C90/105	42	118,9	120,0	124,5	103,3	838	D
17	K III2.4	2 x 2 KBD 22 ohne Wulst und ohne Kopf	C35/45	56	63,8	52,1	55,5	46,1	573	D
	K III4.3		C70/85	42	101,4	95,7	99,3	82,4	657	D
	K III4.4		C90/105	36	118,9	119,1	122,0	101,2	663	D
18	K I2.6	2 x 4 KBD 22 (2 mit DMS)	C35/45	39	--	56,8	58,8	48,8	1530	D
	K I2.7		C70/85	41	--	99,0	102,5	85,1	1650	D
	K I4.2	2 x 4 KBD 25 (2 mit DMS)	C70/85	42	--	99,0	102,7	85,2	2010	D
	K I2.8		C90/105	41	--	103,0	106,7	88,5	1993	D

Versagensmodus: D = Dübelversagen, B/D = Beton-/Dübelversagen kombiniert

### B.3 Grafsche Darstellung der Messwerte

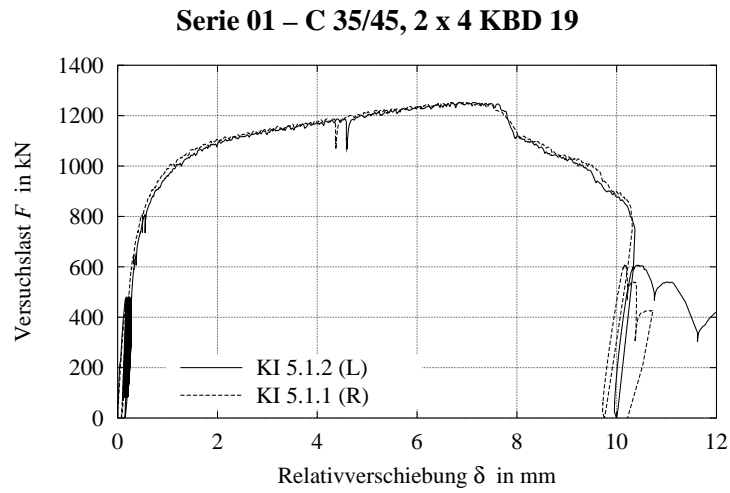


Abbildung B.6: Relativverschiebung Körper KI5.1

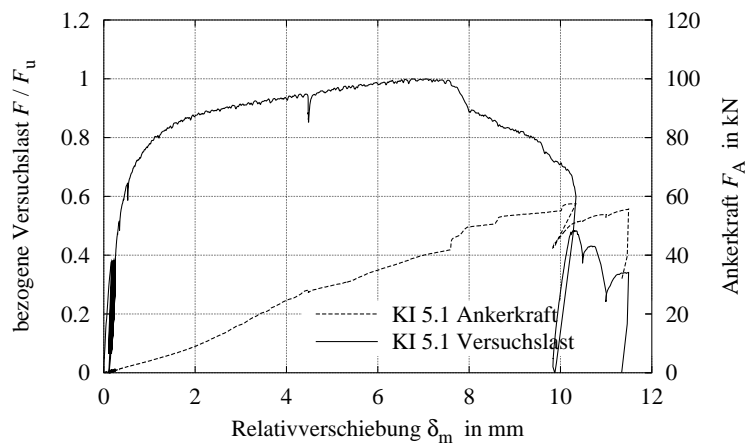


Abbildung B.7: Ankerkraft Körper KI5.1

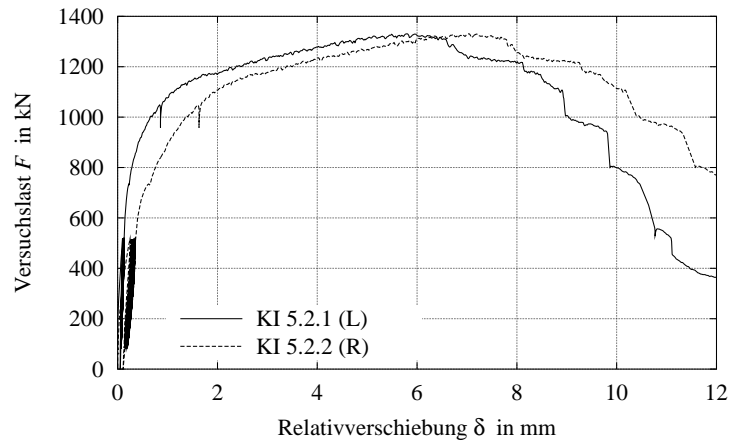


Abbildung B.8: Relativverschiebung Körper KI5.2

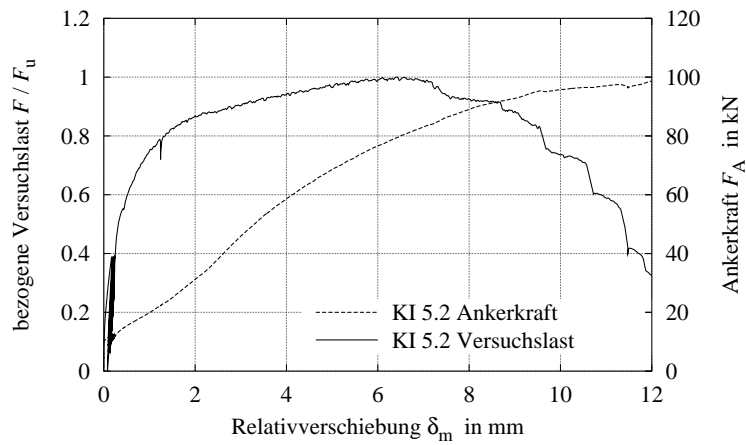


Abbildung B.9: Ankerkraft Körper KI5.2

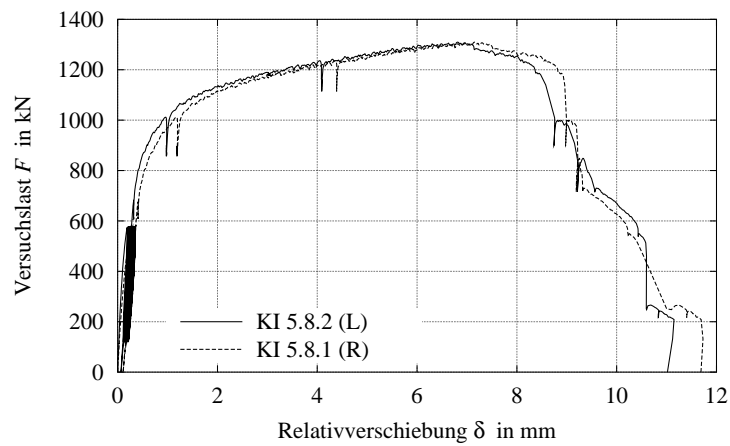


Abbildung B.10: Relativverschiebung Körper KI5.8

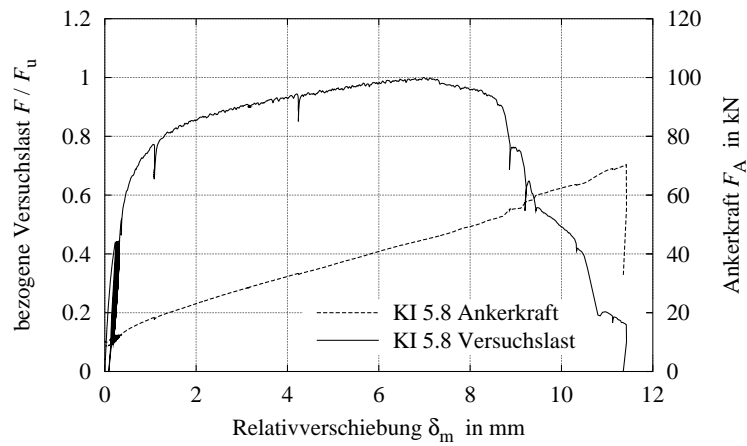


Abbildung B.11: Ankerkraft Körper KI5.8

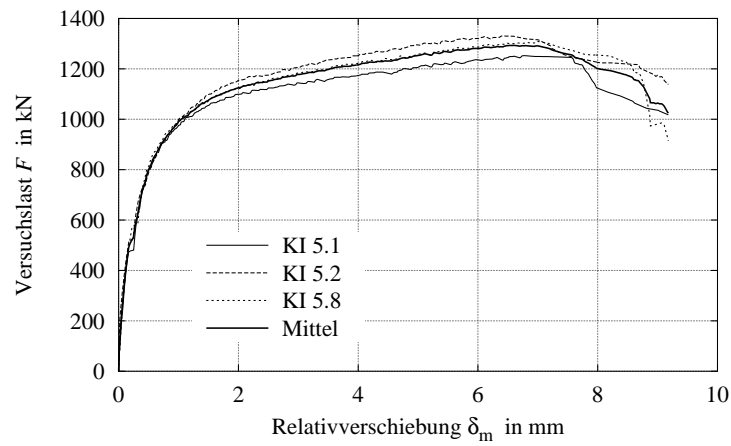


Abbildung B.12: Relativverschiebung Serie 01

**Serie 02 – C 34/45, 2 x 4 KBD 22**

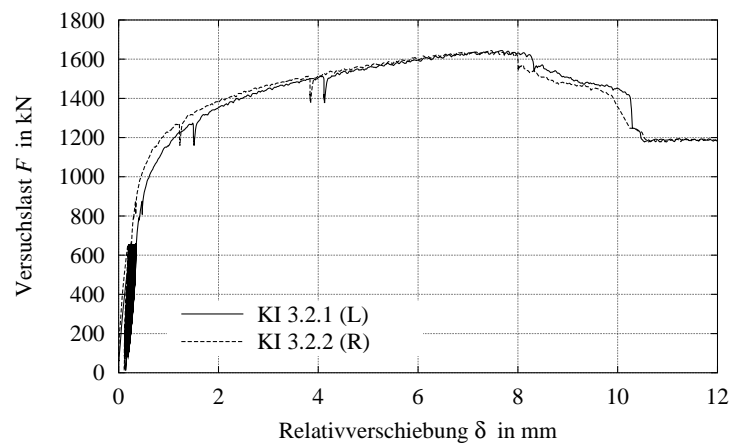


Abbildung B.13: Relativverschiebung Körper KI3.2

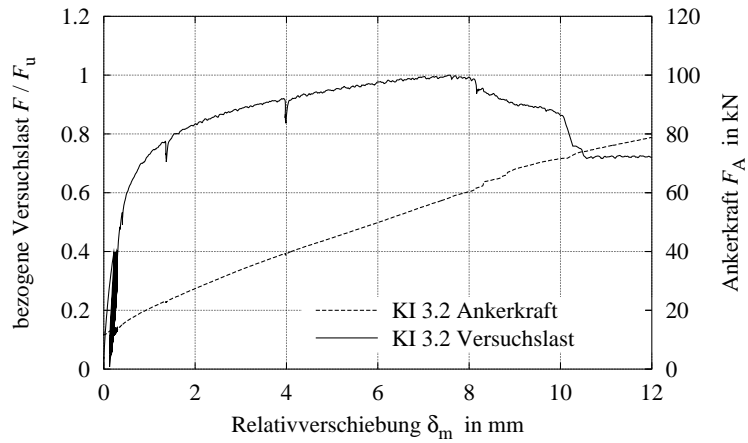


Abbildung B.14: Ankerkraft Körper KI3.2

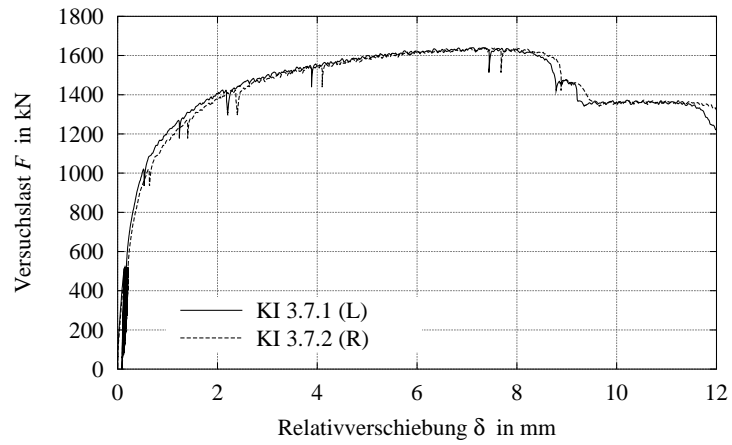


Abbildung B.15: Relativverschiebung Körper KI3.7

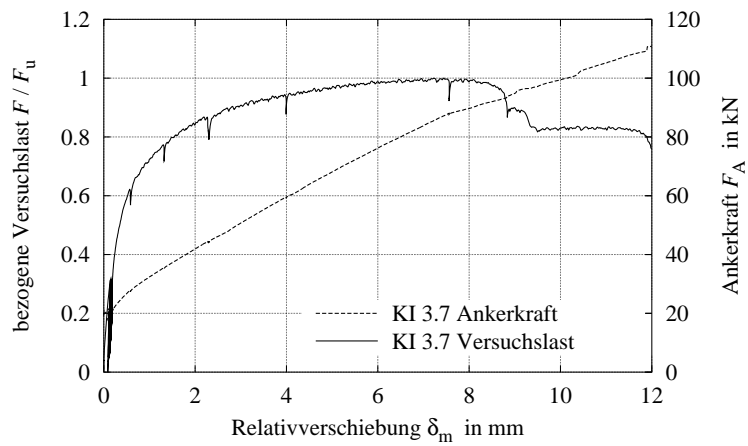


Abbildung B.16: Ankerkraft Körper KI3.7

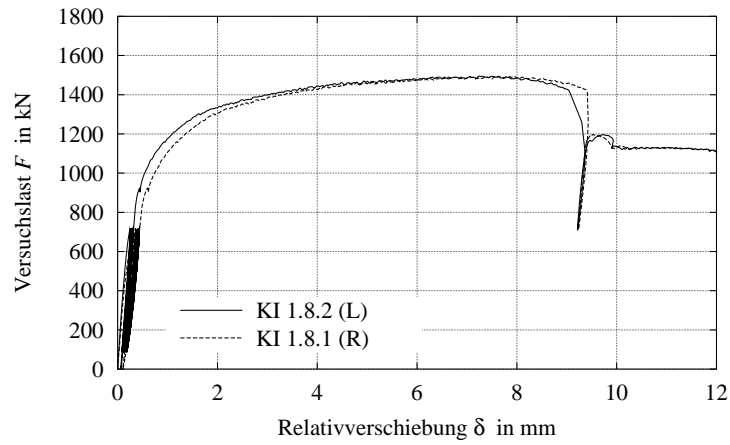


Abbildung B.17: Relativverschiebung Körper KI1.8

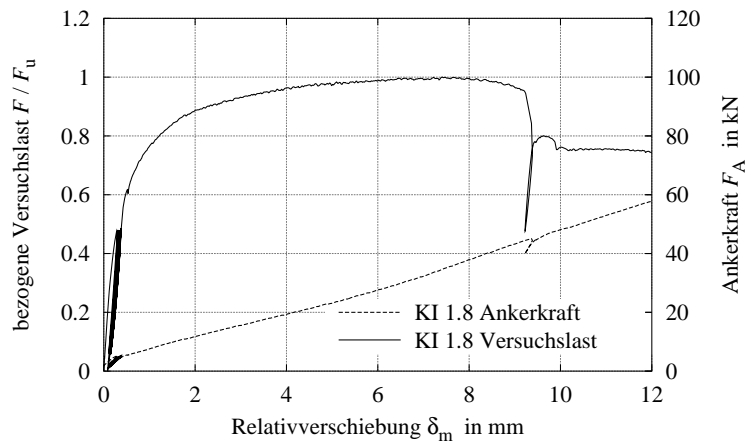


Abbildung B.18: Ankerkraft Körper KI1.8

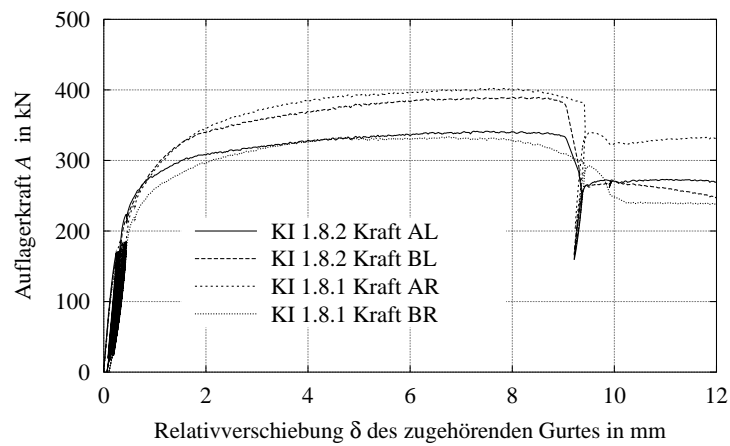


Abbildung B.19: Auflagerkräfte Körper KI1.8

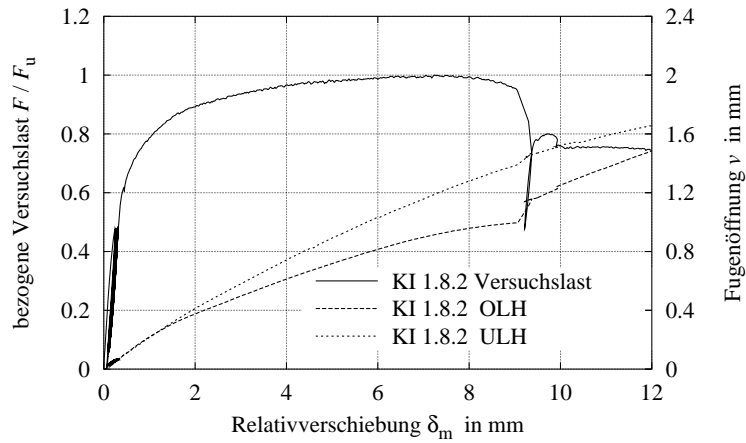


Abbildung B.20: Fugenöffnung Körper KI1.8 links

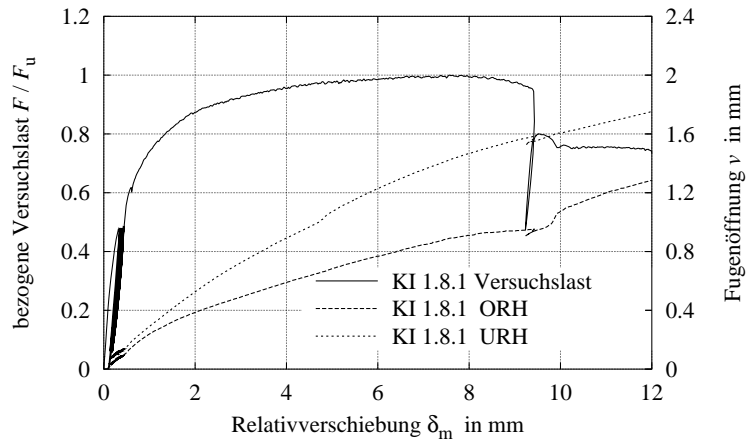


Abbildung B.21: Fugenöffnung Körper KI1.8 rechts

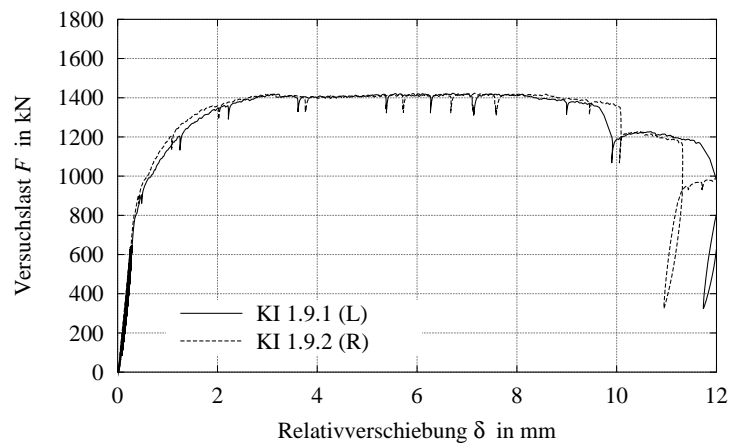


Abbildung B.22: Relativverschiebung Körper KI1.9

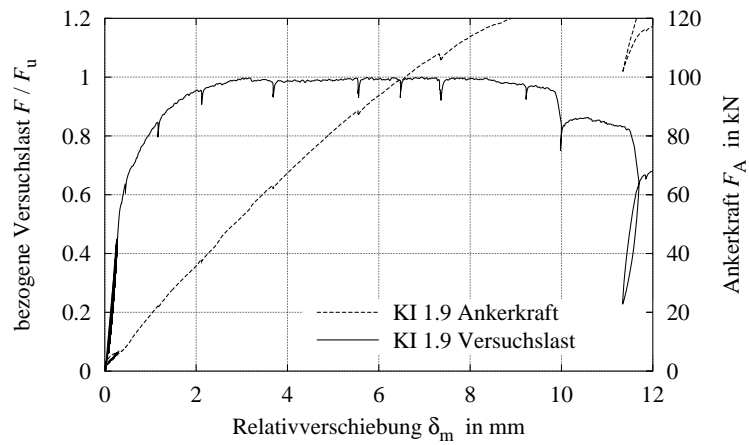


Abbildung B.23: Ankerkraft Körper KI1.9

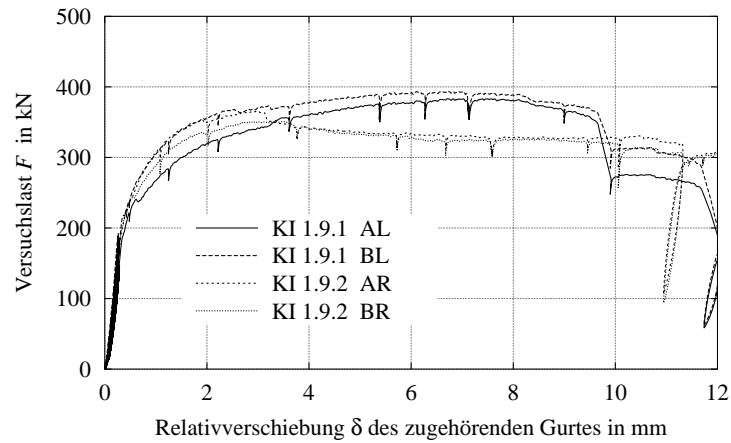


Abbildung B.24: Auflagerkräfte Körper KI1.9

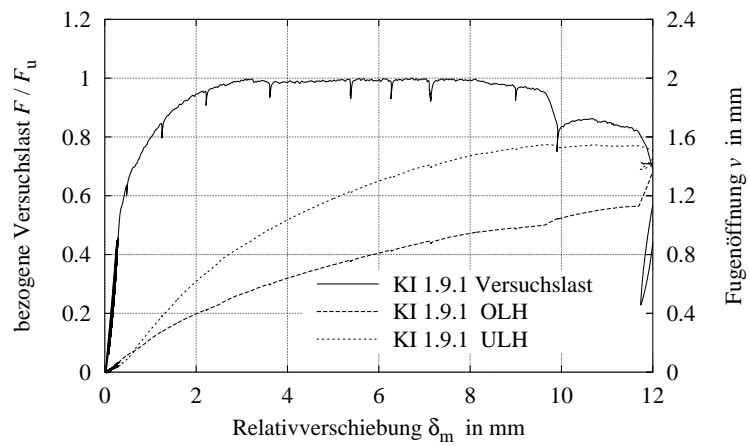


Abbildung B.25: Fugenöffnung Körper KI1.9 links



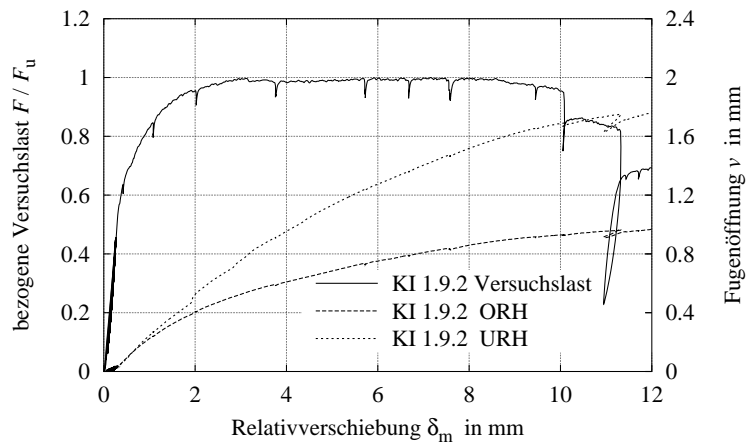


Abbildung B.26: Fugenöffnung Körper KI1.9 rechts

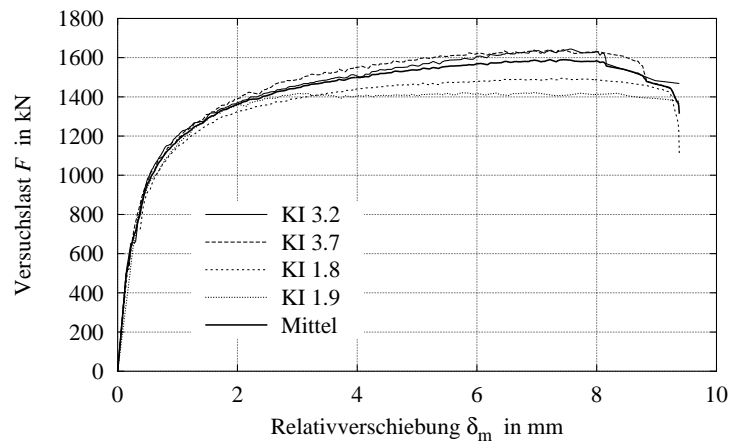


Abbildung B.27: Relativverschiebung Serie 02

**Serie 03 – C 35/45, 2 x 4 KBD 25**

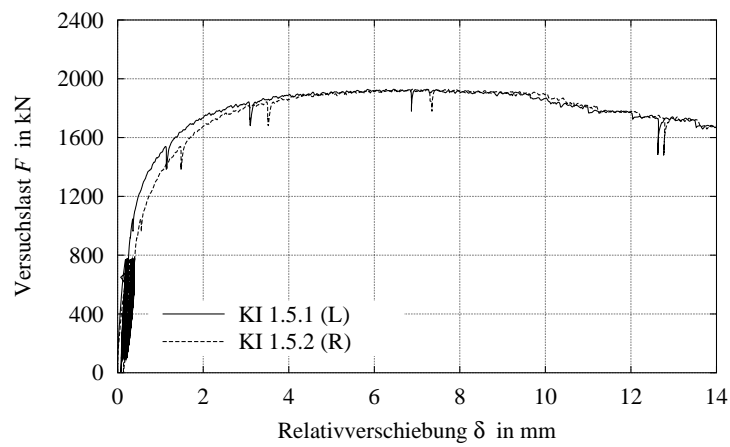


Abbildung B.28: Relativverschiebung Körper KI1.5

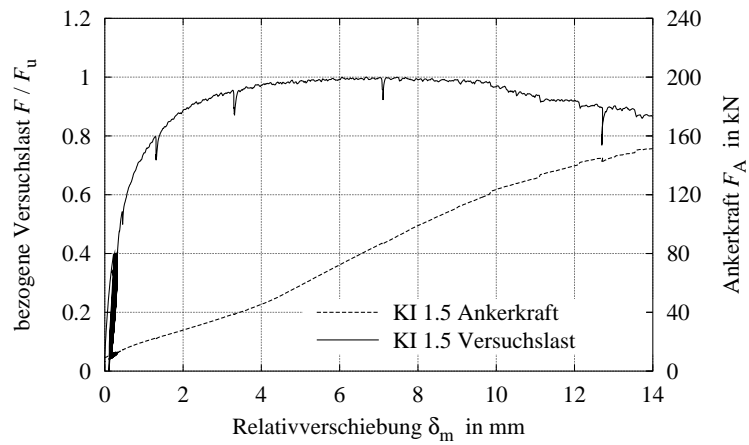


Abbildung B.29: Ankerkraft Körper KI1.5

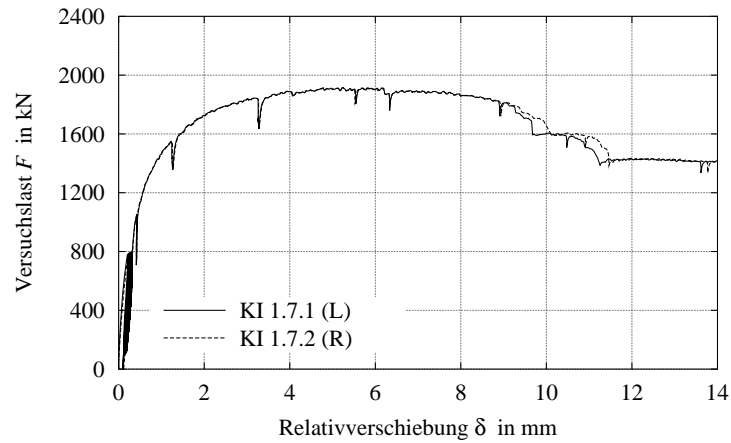


Abbildung B.30: Relativverschiebung Körper KI1.7

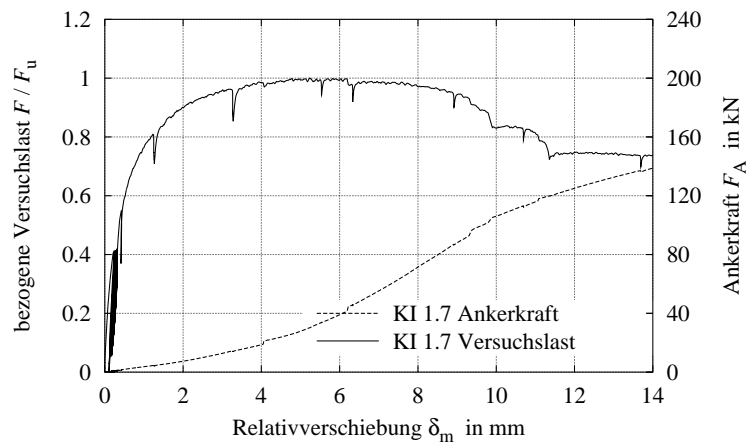


Abbildung B.31: Ankerkraft Körper KI1.7

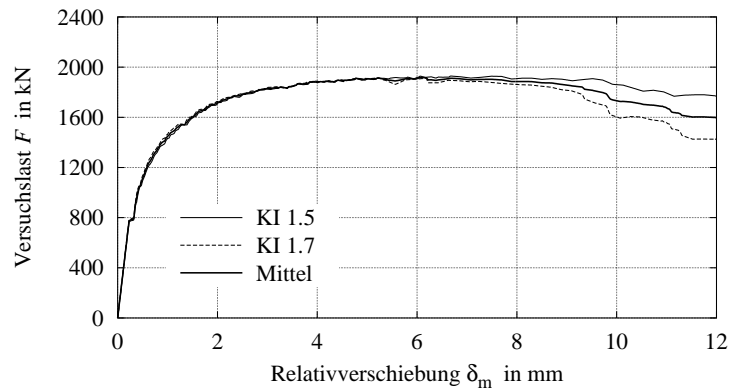


Abbildung B.32: Relativverschiebung Serie 03

**Serie 04 – C 70/85, 2 x 4 KBD 19**

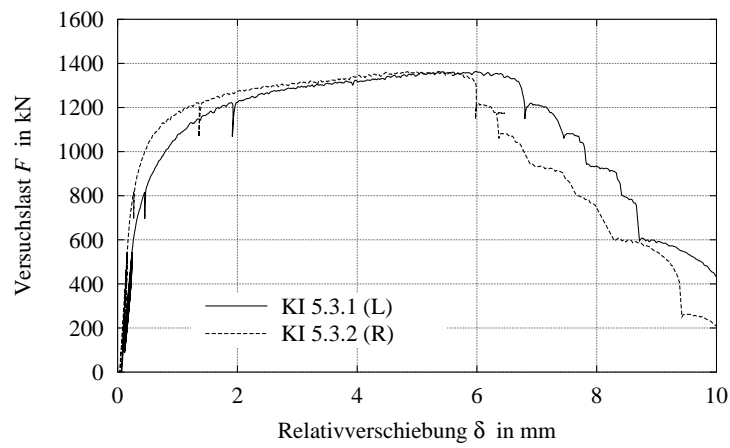


Abbildung B.33: Relativverschiebung Körper KI5.3

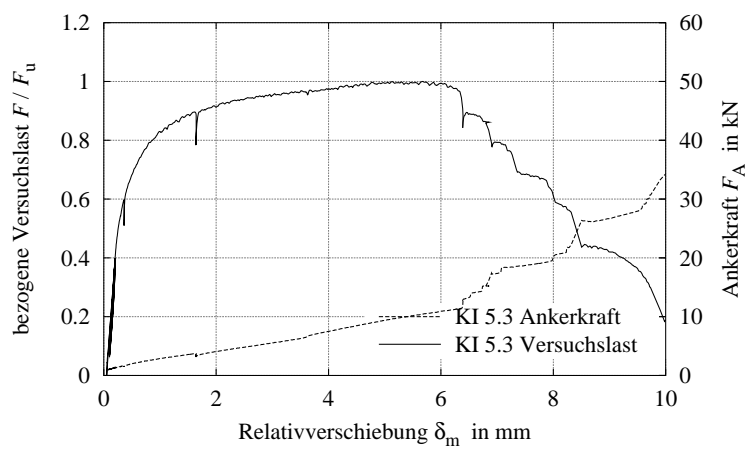


Abbildung B.34: Ankerkraft Körper KI5.3

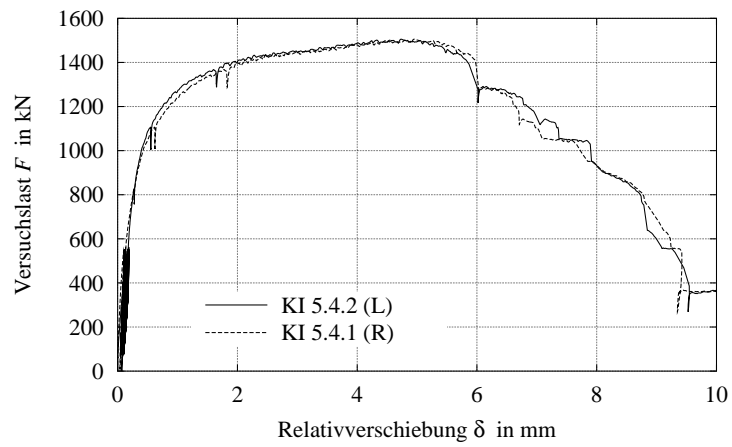


Abbildung B.35: Relativverschiebung Körper KI5.4

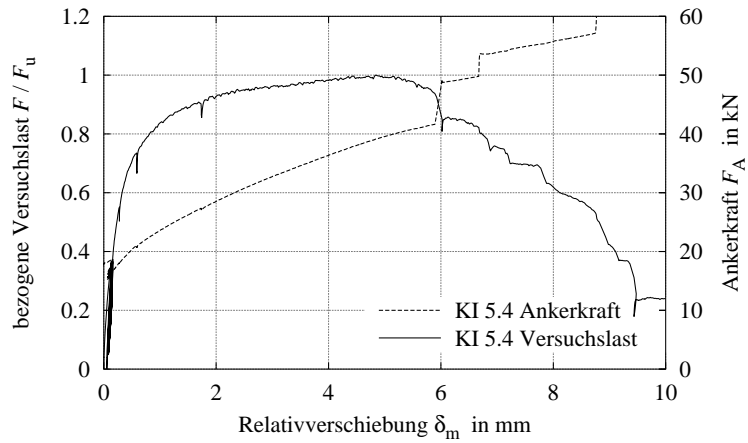


Abbildung B.36: Ankerkraft Körper KI5.4

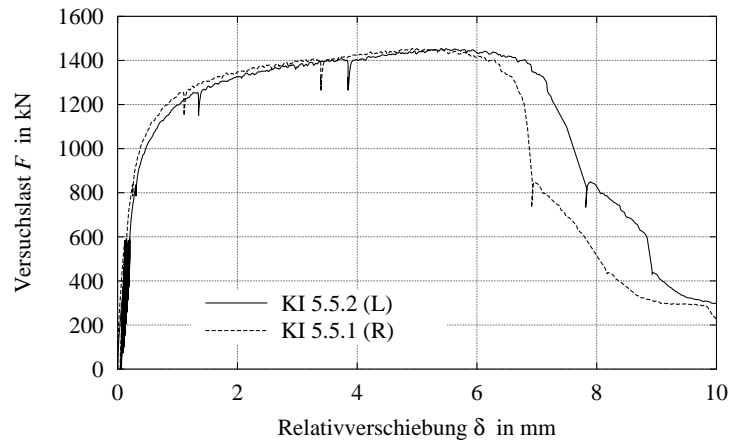


Abbildung B.37: Relativverschiebung Körper KI5.5

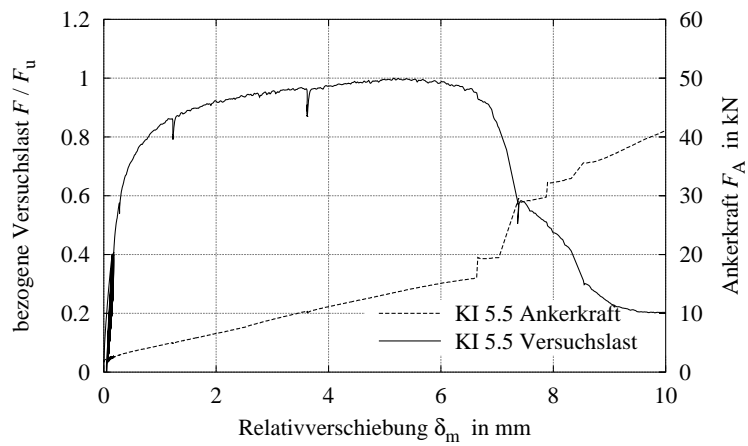


Abbildung B.38: Ankerkraft Körper KI5.5

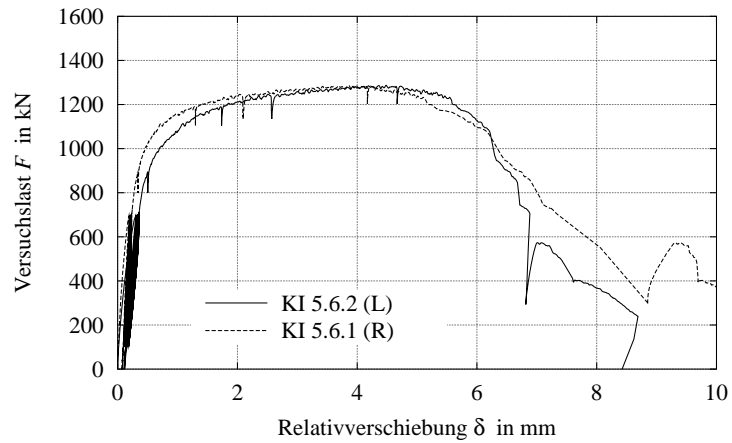


Abbildung B.39: Relativverschiebung Körper KI5.6

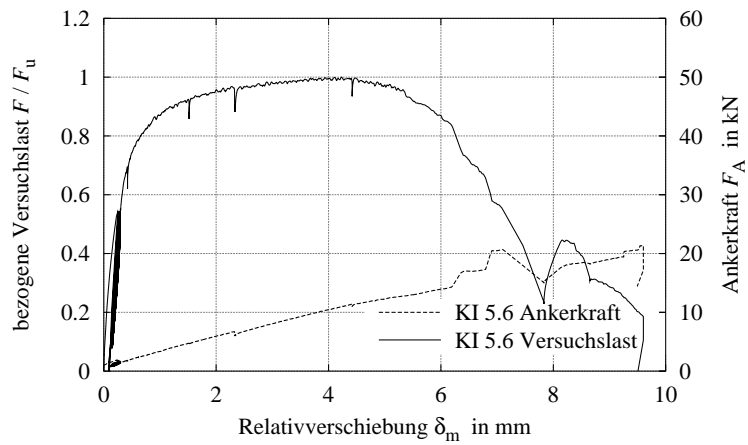


Abbildung B.40: Ankerkraft Körper KI5.6

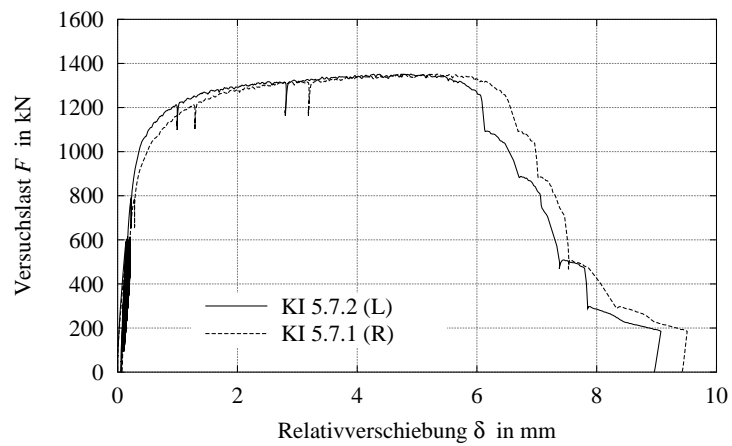


Abbildung B.41: Relativverschiebung Körper KI5.7

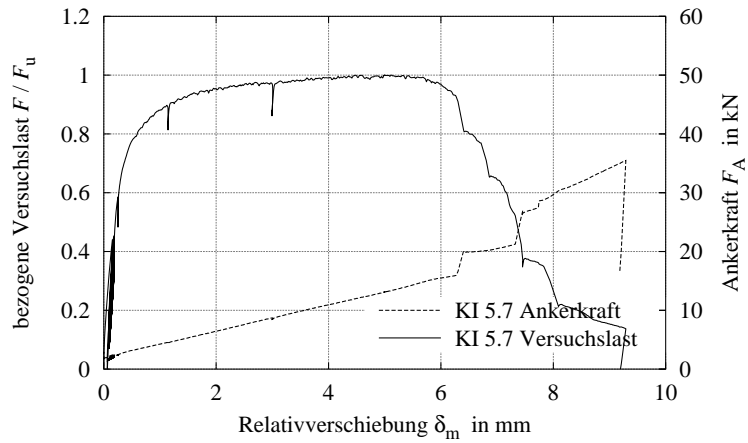


Abbildung B.42: Ankerkraft Körper KI5.7

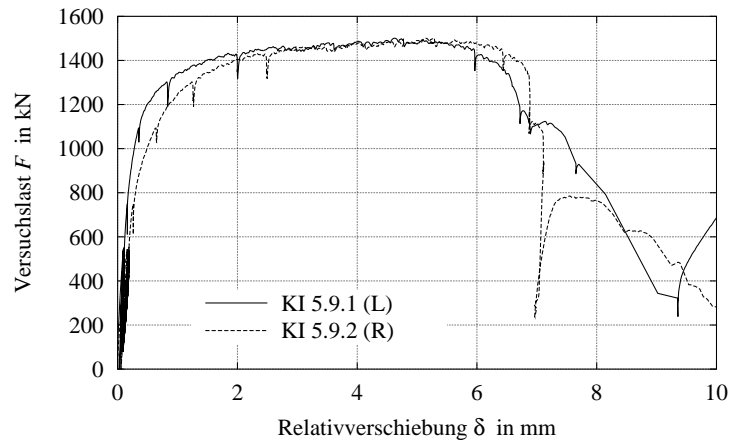


Abbildung B.43: Relativverschiebung Körper KI5.9

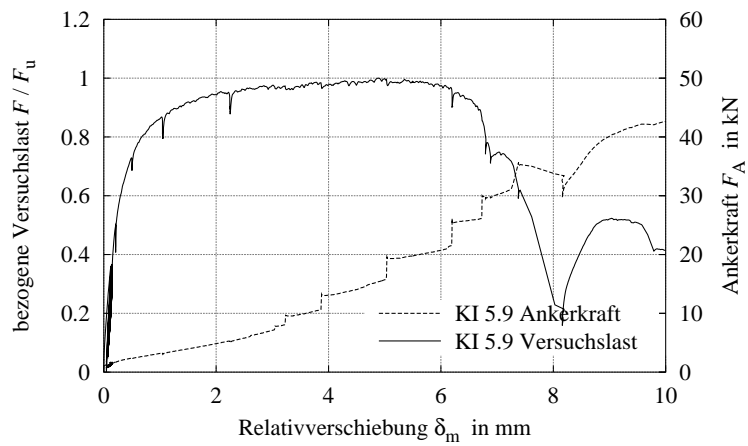


Abbildung B.44: Ankerkraft Körper KI5.9

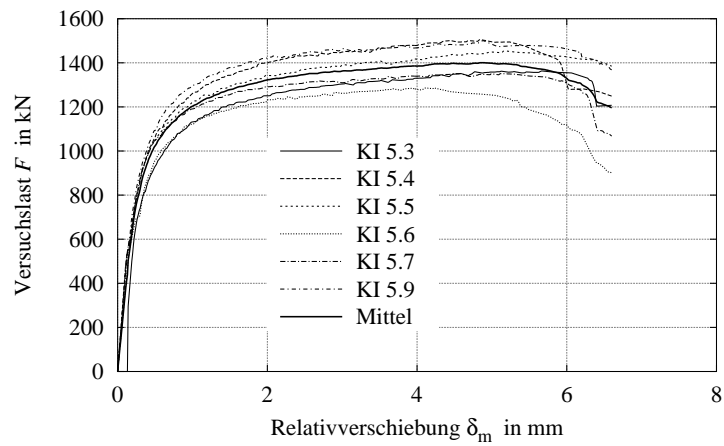


Abbildung B.45: Relativverschiebung Serie 04

**Serie 05 – C 70/85, 2 x 4 KBD 22**

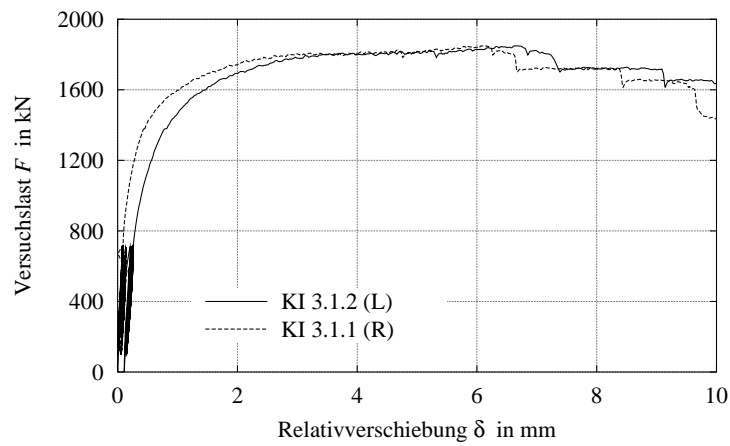


Abbildung B.46: Relativverschiebung Körper KI3.1

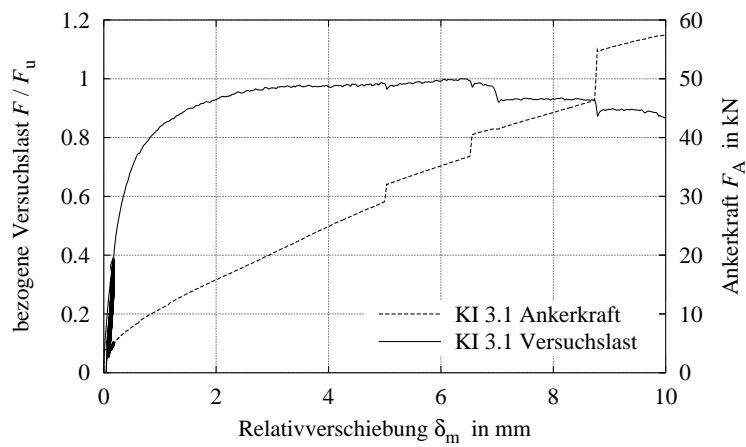


Abbildung B.47: Ankerkraft Körper KI3.1



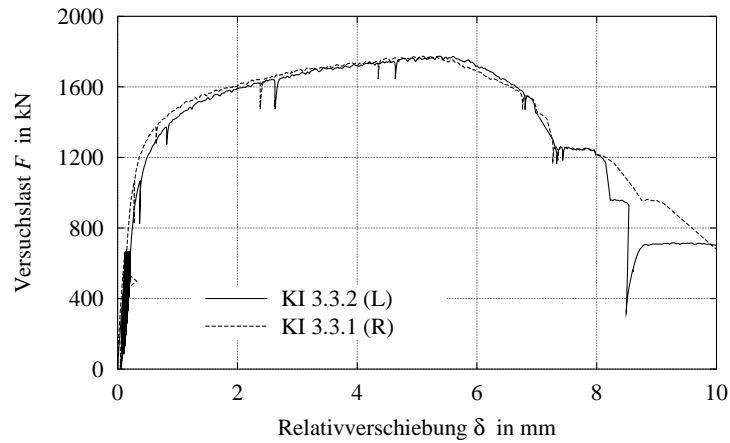


Abbildung B.48: Relativverschiebung Körper KI3.3

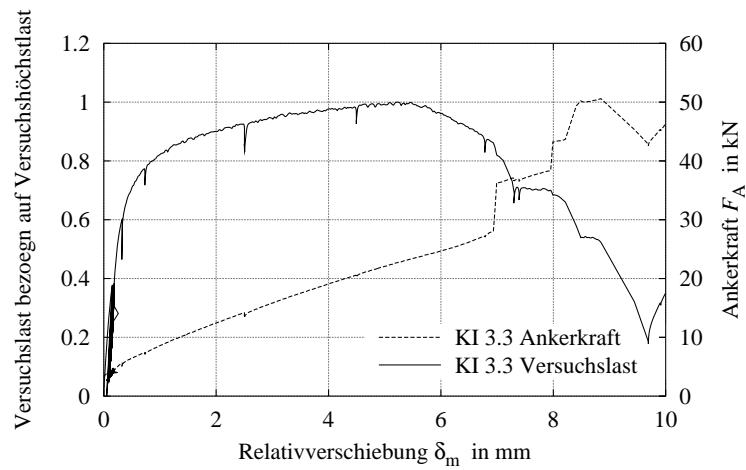


Abbildung B.49: Ankerkraft Körper KI3.3

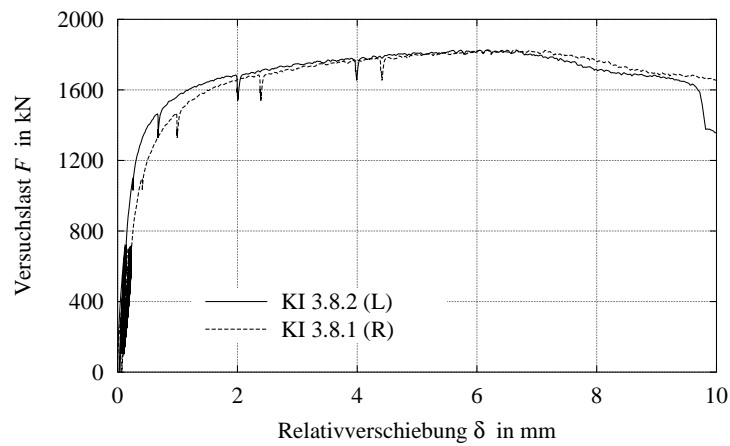


Abbildung B.50: Relativverschiebung Körper KI3.8

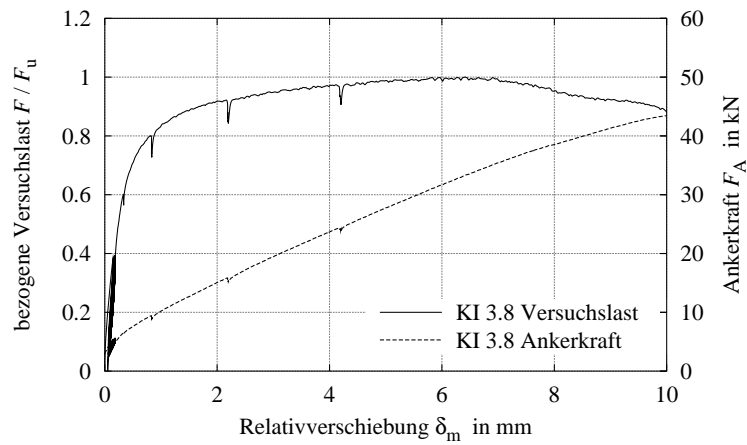


Abbildung B.51: Ankerkraft Körper KI3.8

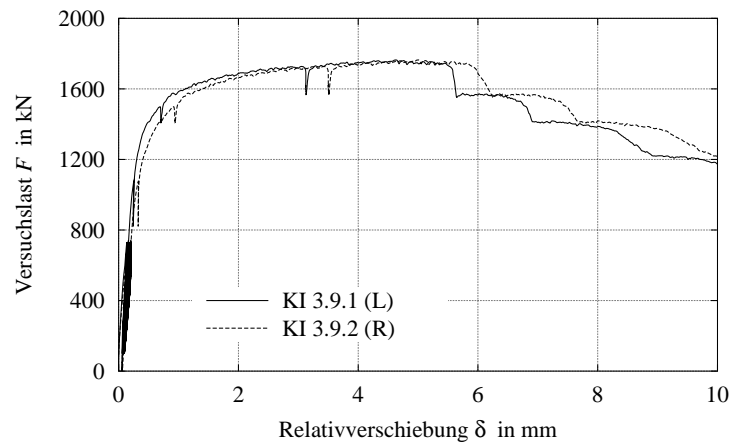


Abbildung B.52: Relativverschiebung Körper KI3.9

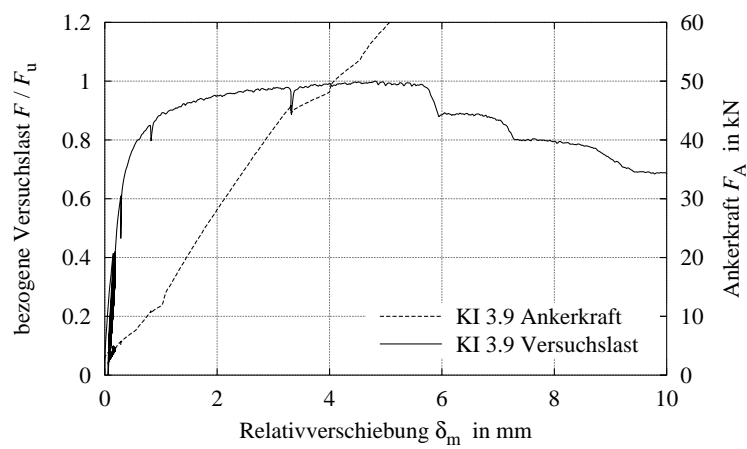


Abbildung B.53: Ankerkraft Körper KI3.9

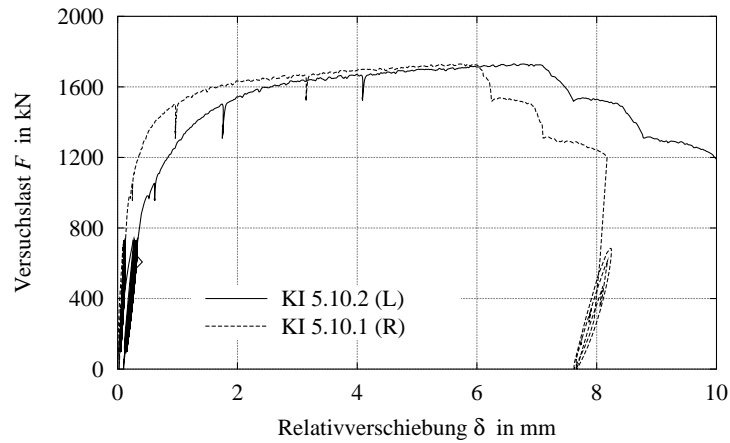


Abbildung B.54: Relativverschiebung Körper KI5.10

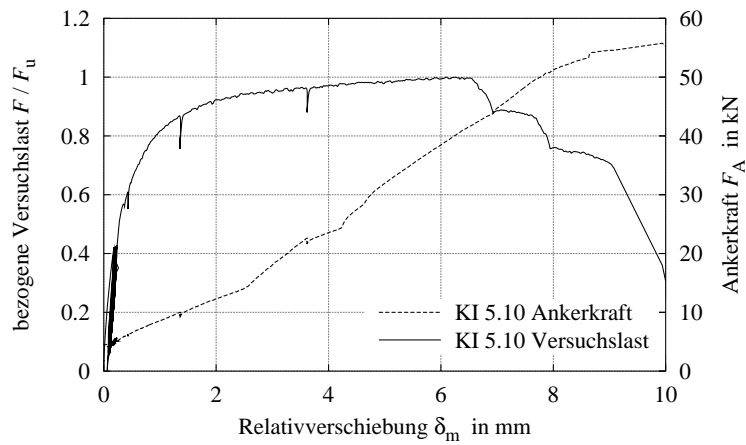


Abbildung B.55: Ankerkraft Körper KI5.10

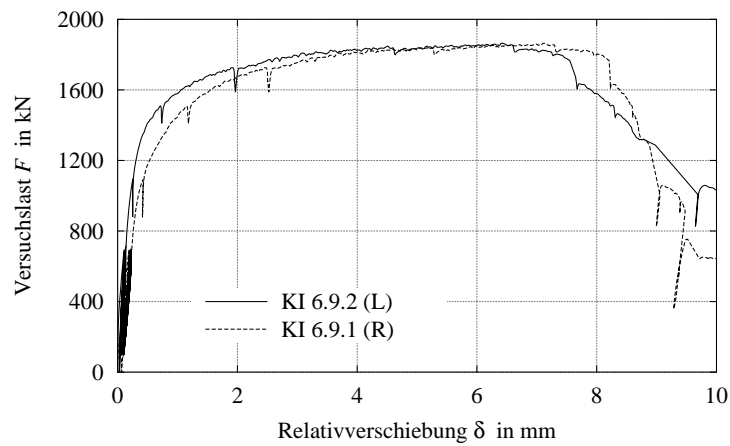


Abbildung B.56: Relativverschiebung Körper KI6.9

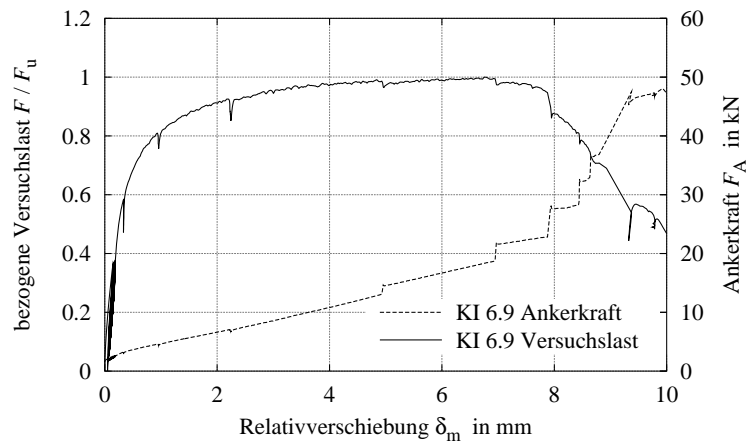


Abbildung B.57: Ankerkraft Körper KI6.9

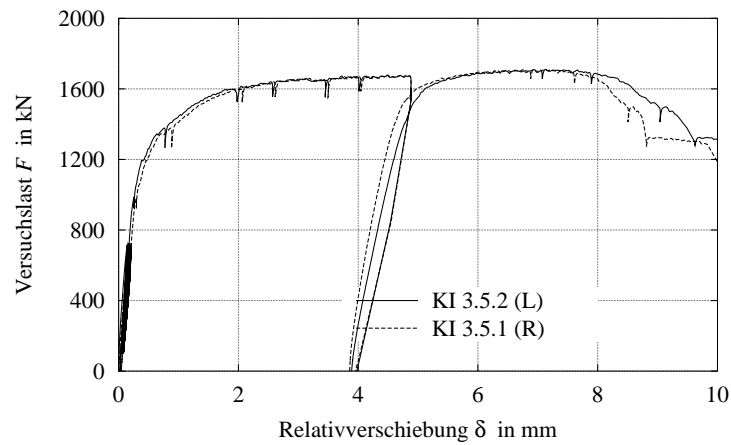


Abbildung B.58: Relativverschiebung Körper KI3.5

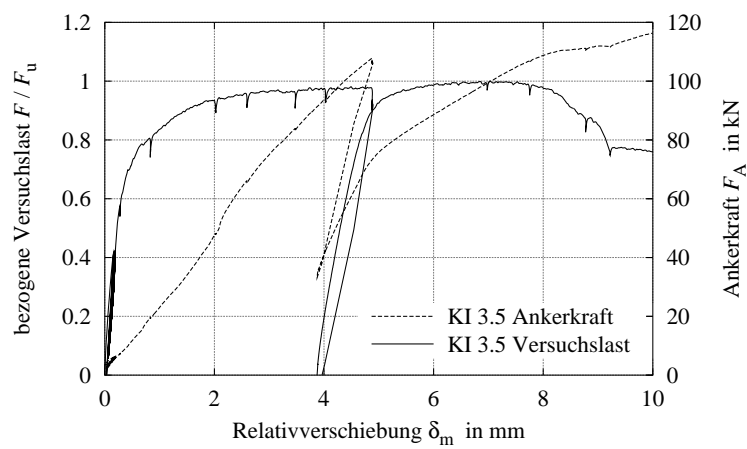


Abbildung B.59: Ankerkraft Körper KI3.5

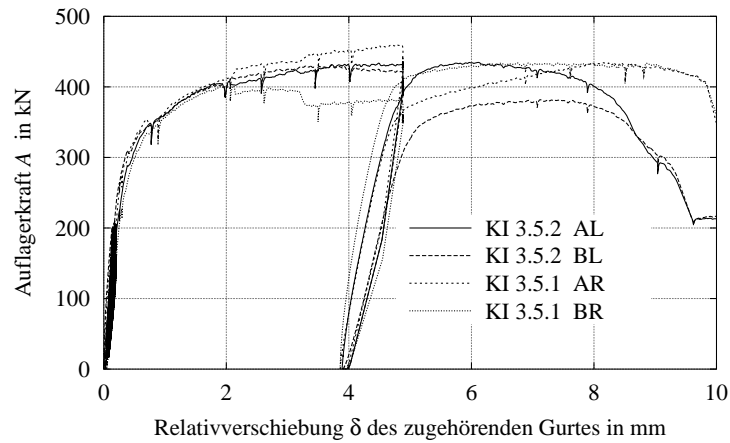


Abbildung B.60: Auflagerkräfte Körper KI3.5

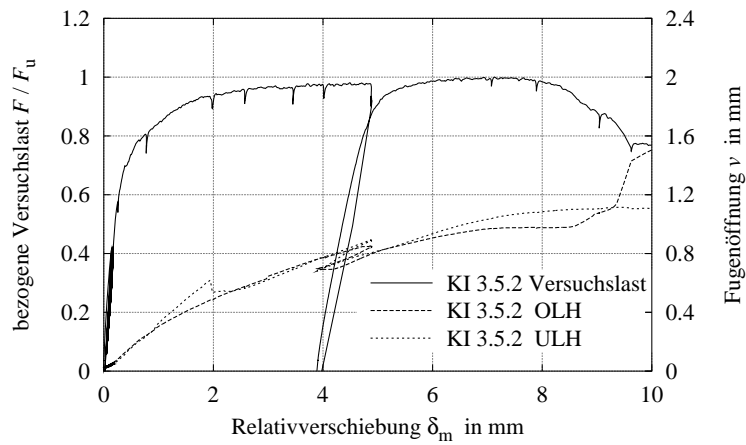


Abbildung B.61: Fugenöffnung Körper KI3.5 links

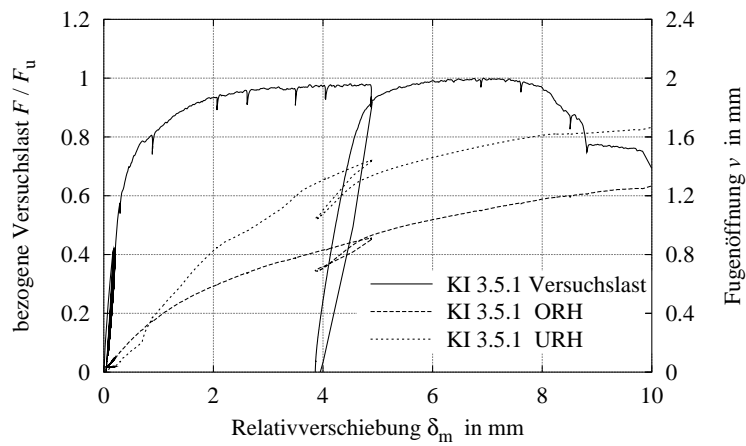


Abbildung B.62: Fugenöffnung Körper KI3.5 rechts

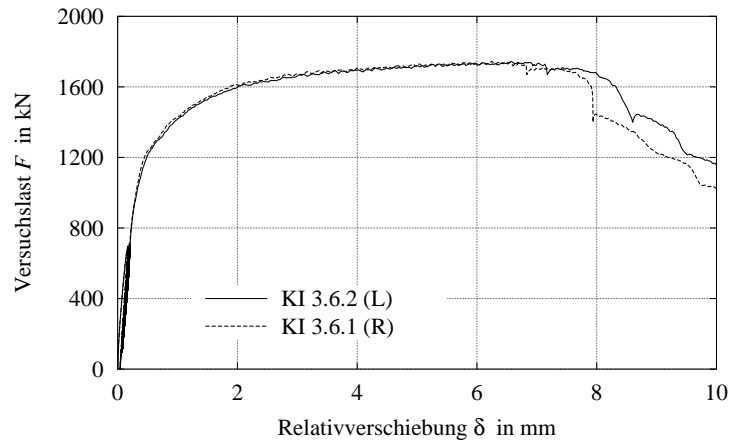


Abbildung B.63: Relativverschiebung Körper KI3.6

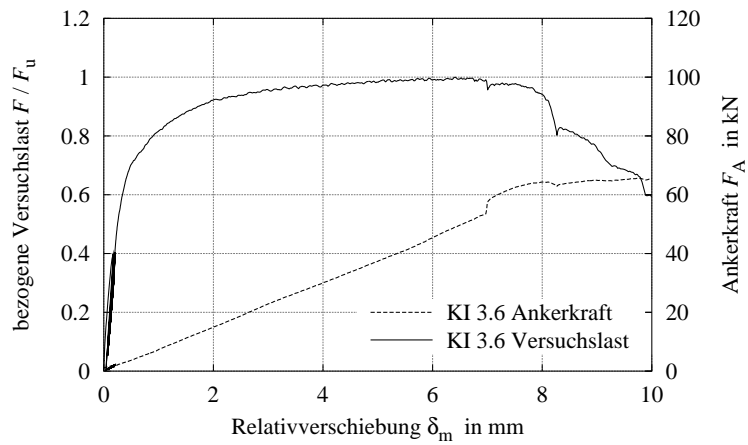


Abbildung B.64: Ankerkraft Körper KI3.6

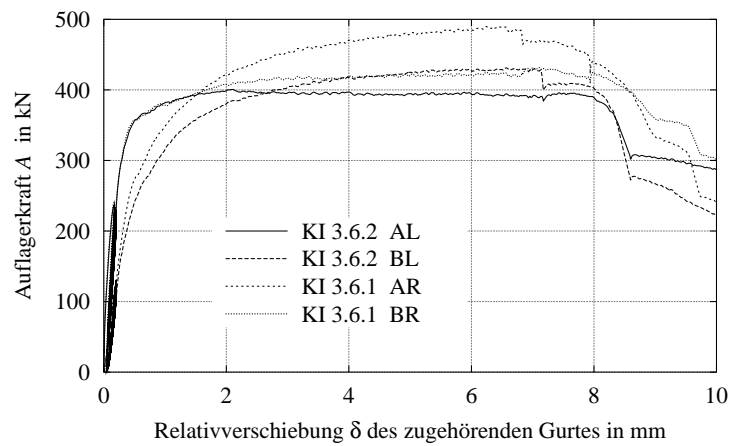


Abbildung B.65: Auflagerkräfte Körper KI3.6

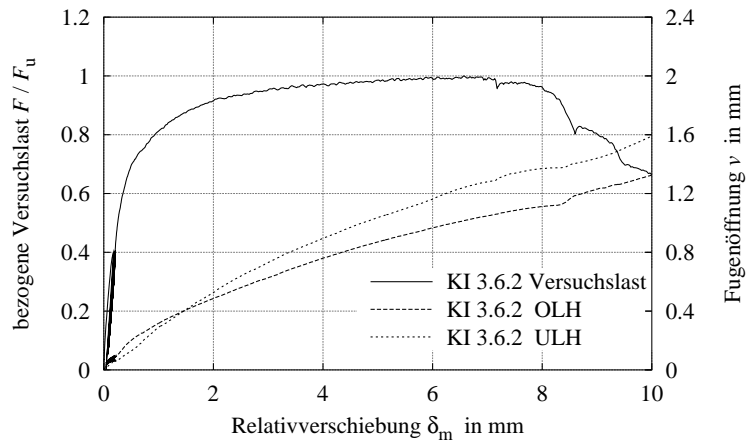


Abbildung B.66: Fugenöffnung Körper KI3.6 links

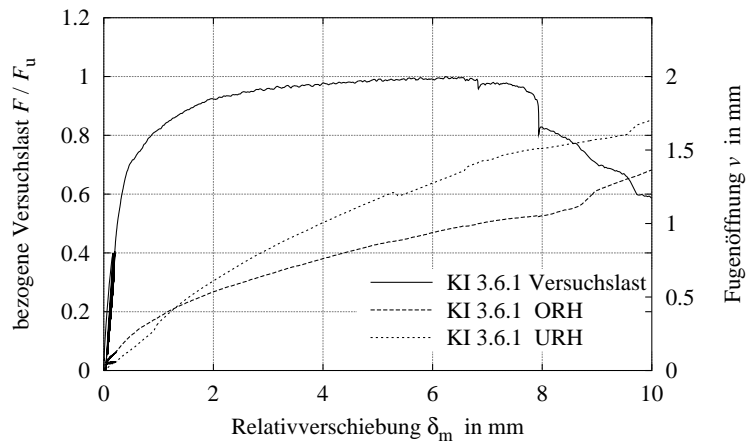


Abbildung B.67: Fugenöffnung Körper KI3.6 rechts

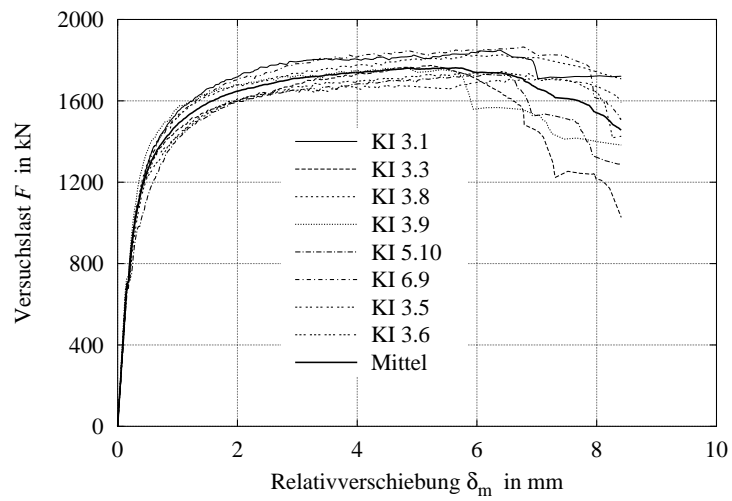


Abbildung B.68: Relativverschiebung Serie 05

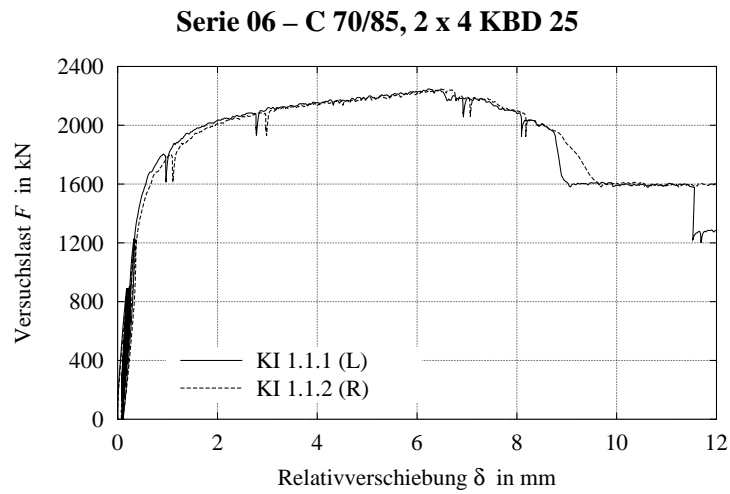


Abbildung B.69: Relativverschiebung Körper KI1.1

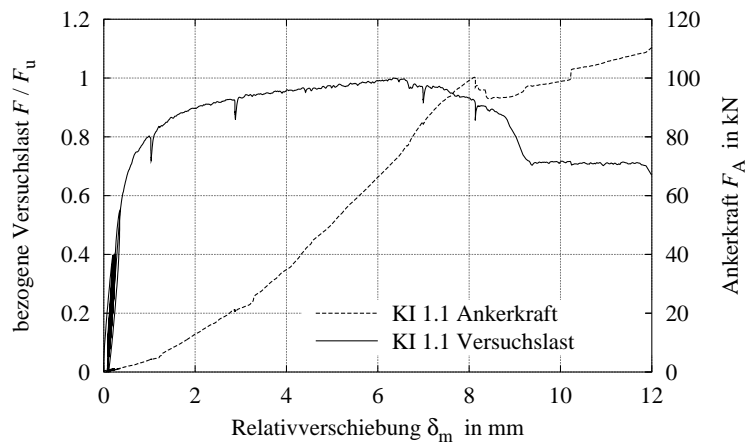


Abbildung B.70: Ankerkraft Körper KI1.1

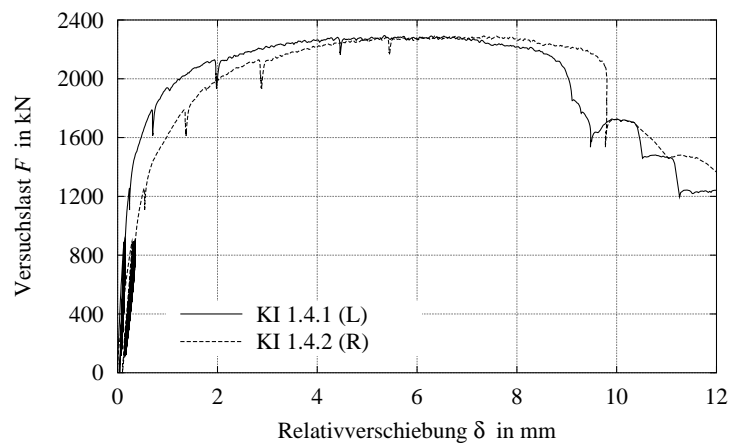


Abbildung B.71: Relativverschiebung Körper KI1.4



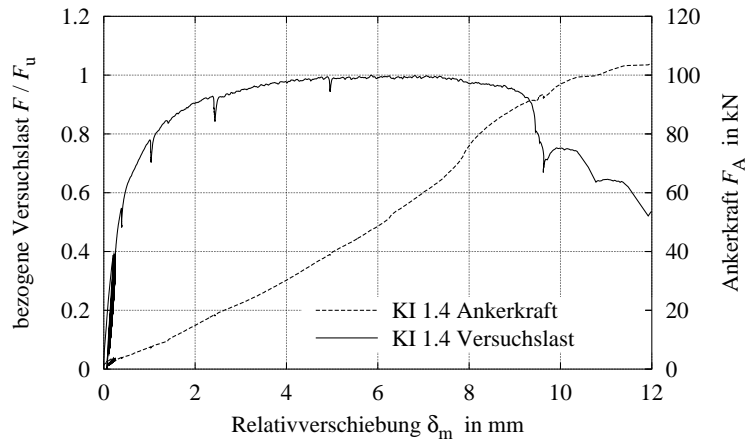


Abbildung B.72: Ankerkraft Körper KI1.4

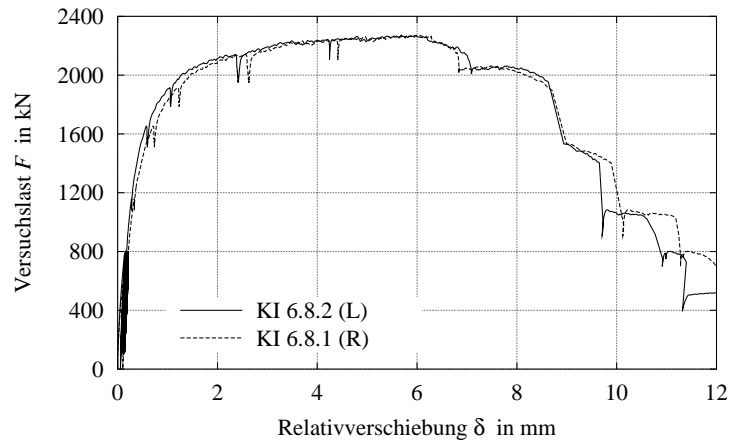


Abbildung B.73: Relativverschiebung Körper KI6.8

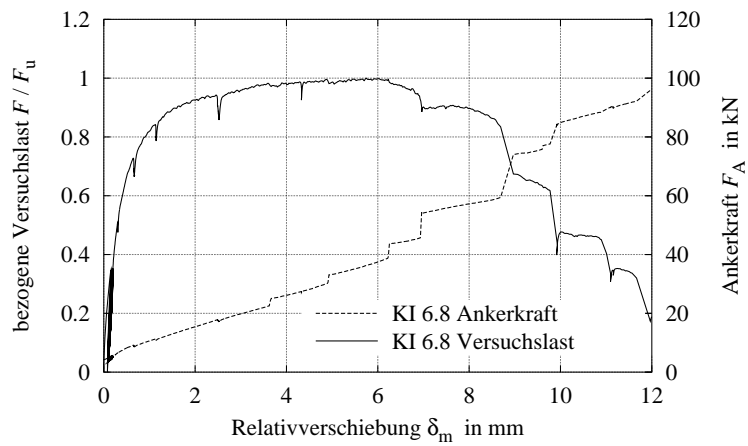


Abbildung B.74: Ankerkraft Körper KI6.8

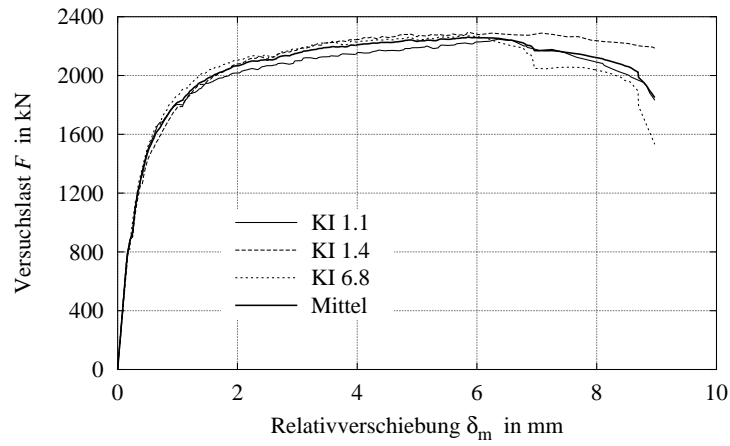


Abbildung B.75: Relativverschiebung Serie 06

**Serie 07 – C 90/105, 2 x 4 KBD 22**

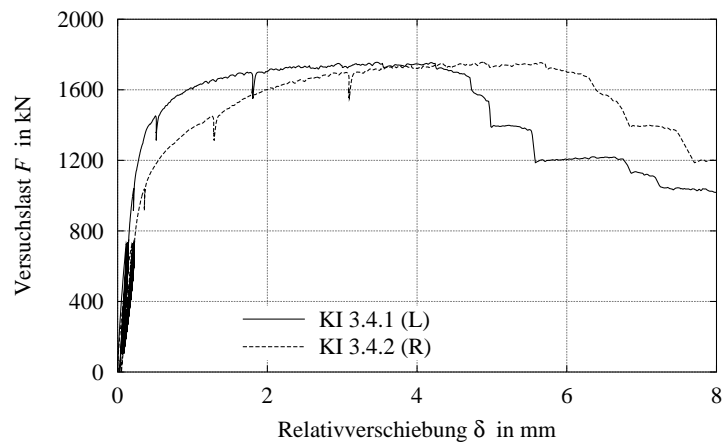


Abbildung B.76: Relativverschiebung Körper KI3.4

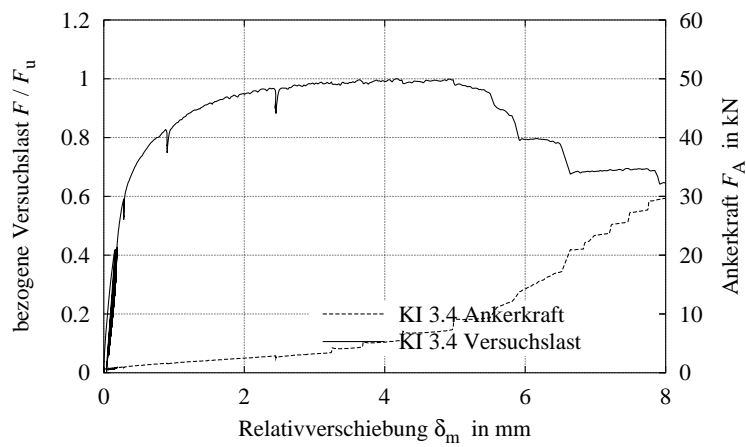


Abbildung B.77: Ankerkraft Körper KI3.4

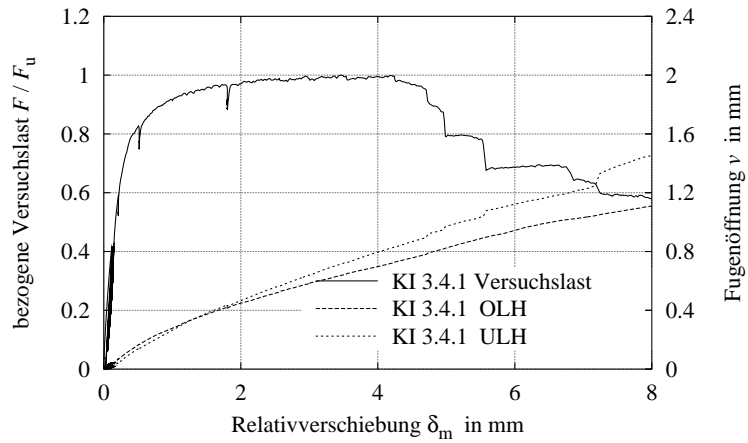


Abbildung B.78: Fugenöffnung Körper KI3.4 links

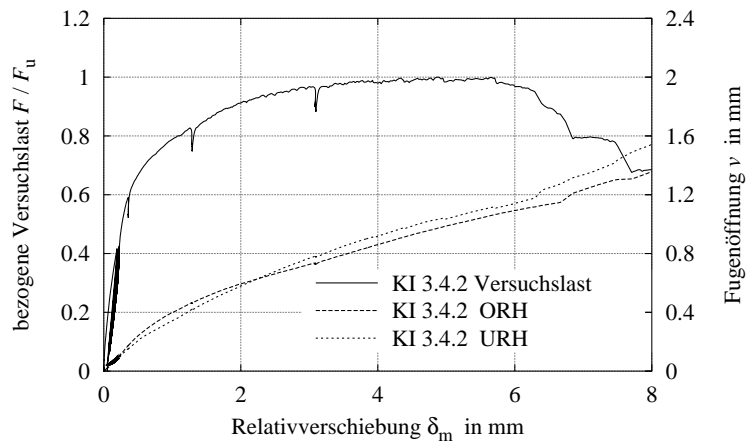


Abbildung B.79: Fugenöffnung Körper KI3.4 rechts

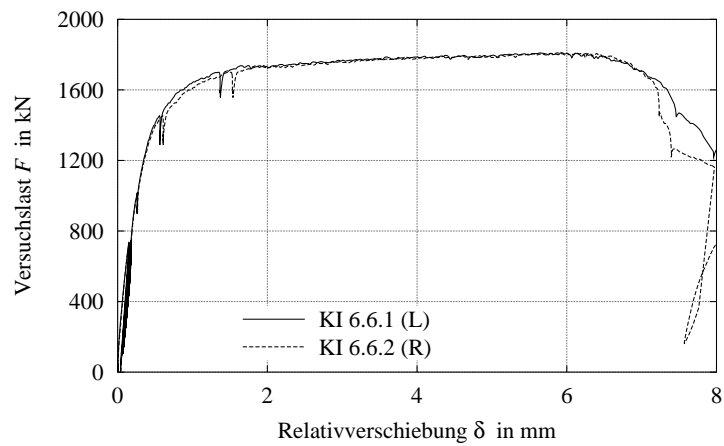


Abbildung B.80: Relativverschiebung Körper KI6.6

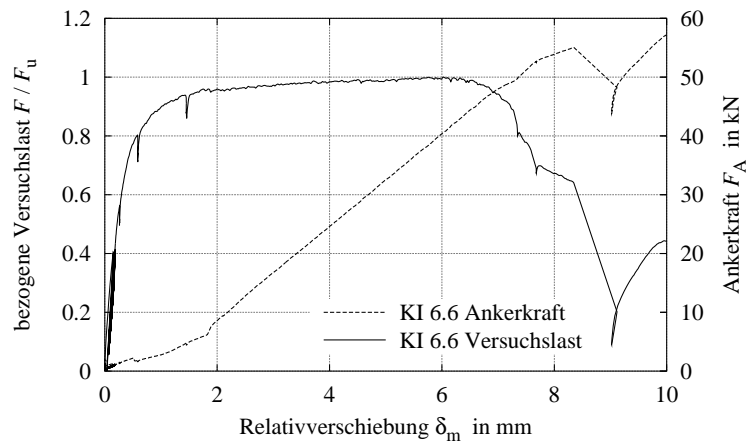


Abbildung B.81: Ankerkraft Körper KI6.6

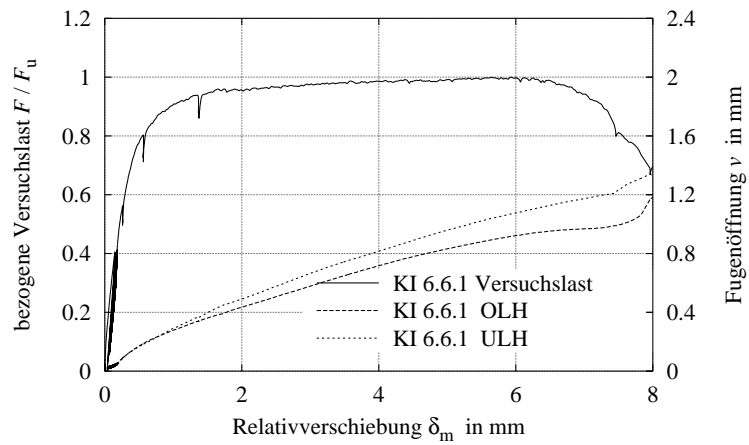


Abbildung B.82: Fugenöffnung Körper KI6.6 links

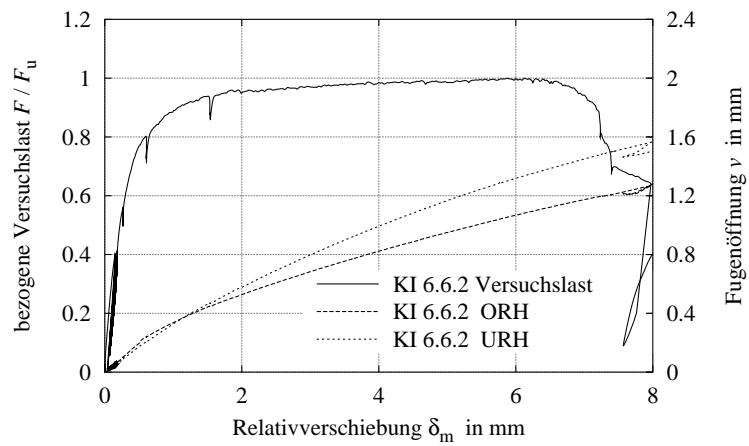


Abbildung B.83: Fugenöffnung Körper KI6.6 rechts

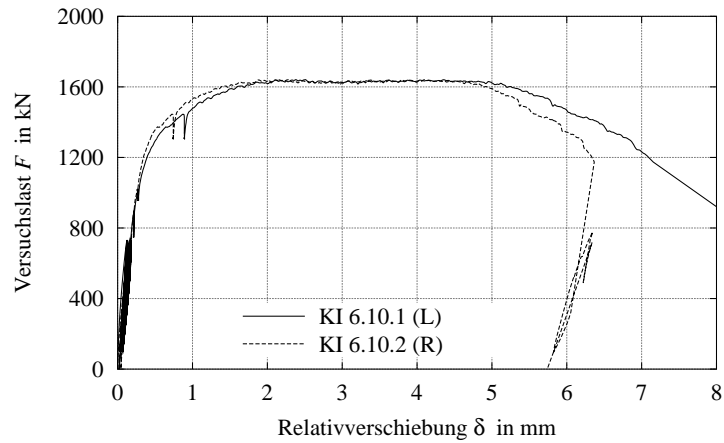


Abbildung B.84: Relativverschiebung Körper KI6.10

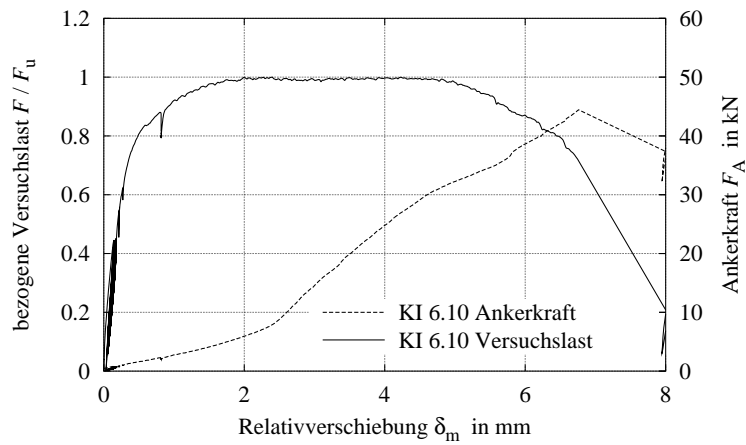


Abbildung B.85: Ankerkraft Körper KI6.10

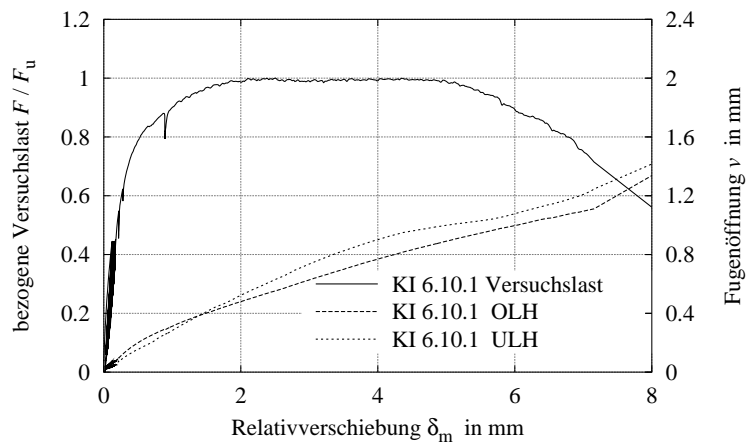


Abbildung B.86: Fugenöffnung Körper KI6.10 links

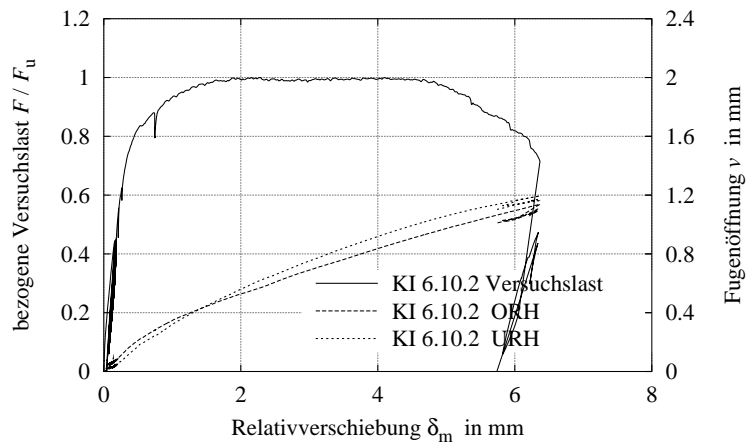


Abbildung B.87: Fugenöffnung Körper KI6.10 rechts

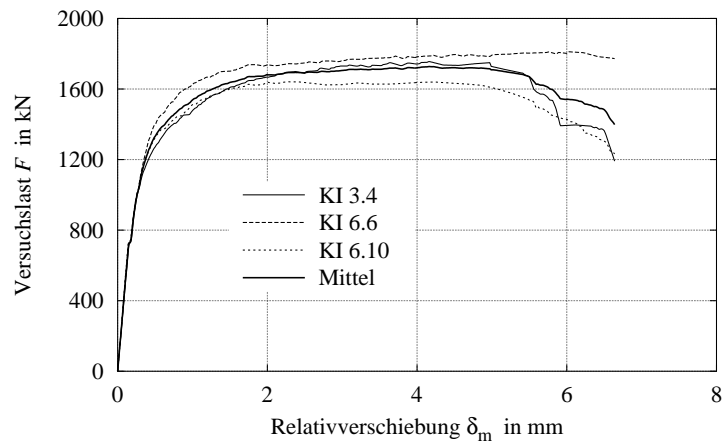


Abbildung B.88: Relativverschiebung Serie 07

**Serie 08 – C 90/105, 2 x 4 KBD 25**

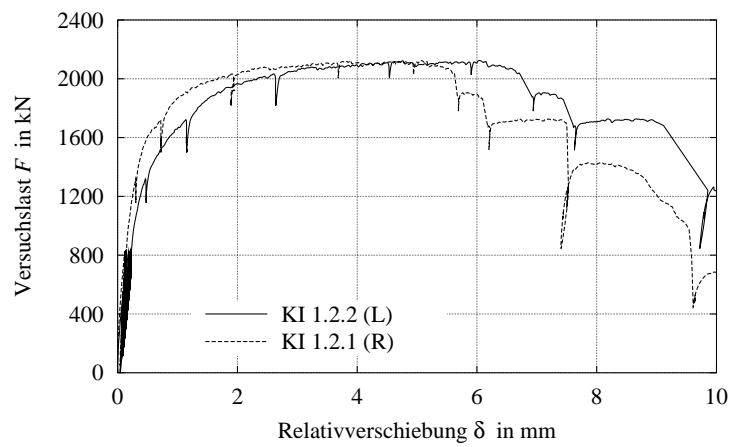


Abbildung B.89: Relativverschiebung Körper KI1.2

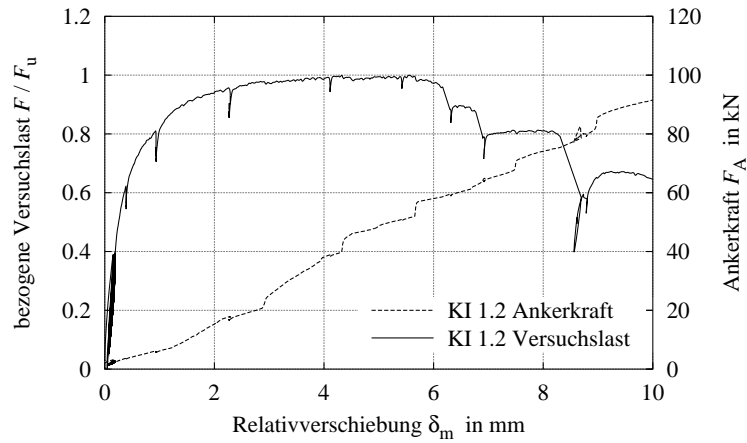


Abbildung B.90: Ankerkraft Körper KI1.2

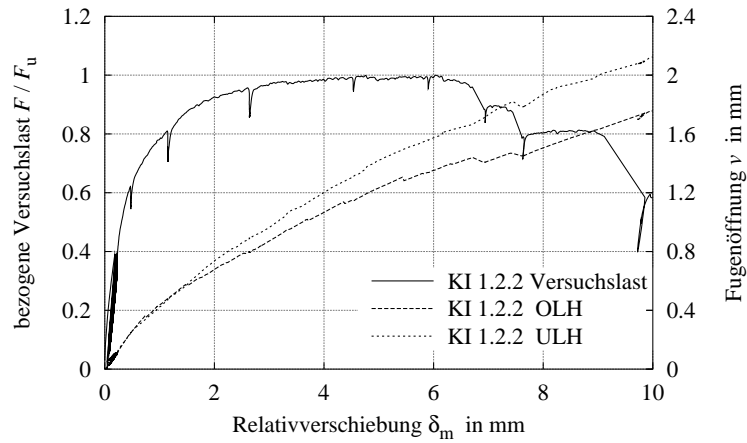


Abbildung B.91: Fugenöffnung Körper KI1.2 links

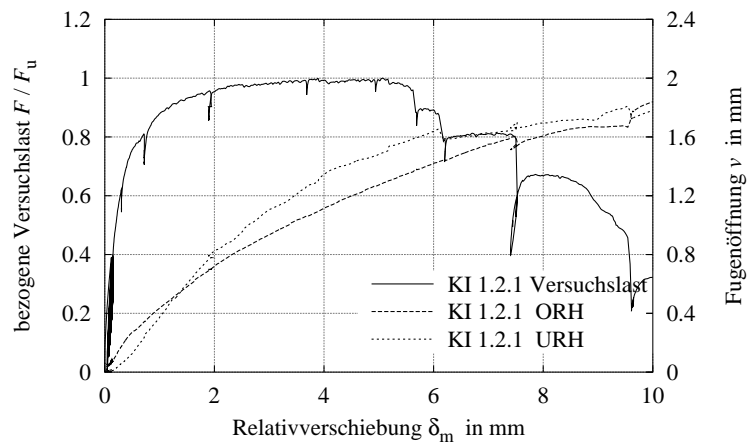


Abbildung B.92: Fugenöffnung Körper KI1.2 rechts

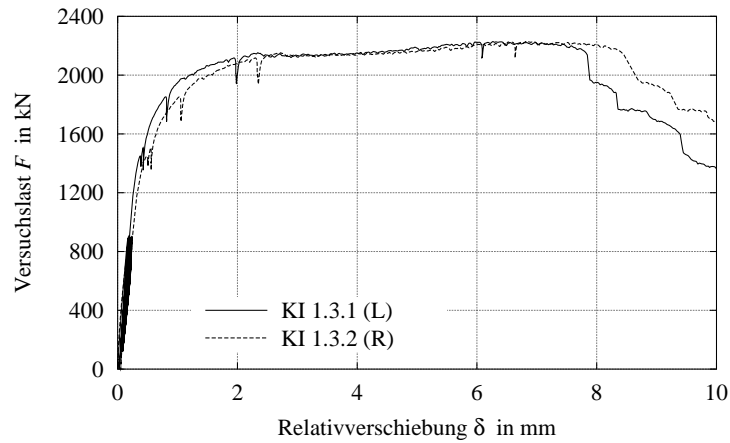


Abbildung B.93: Relativverschiebung Körper KI1.3

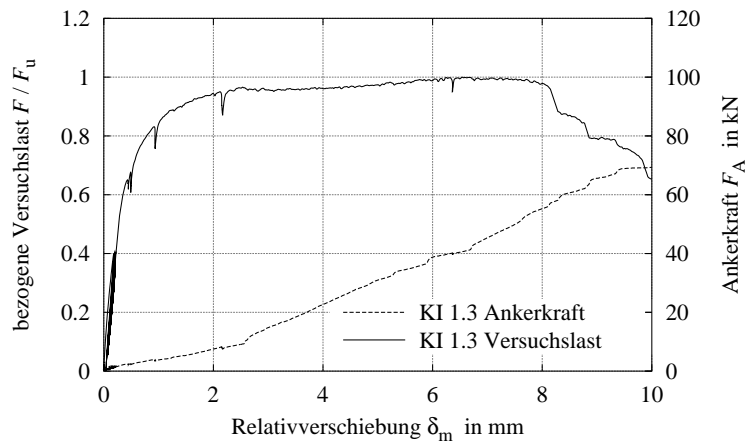


Abbildung B.94: Ankerkraft Körper KI1.3

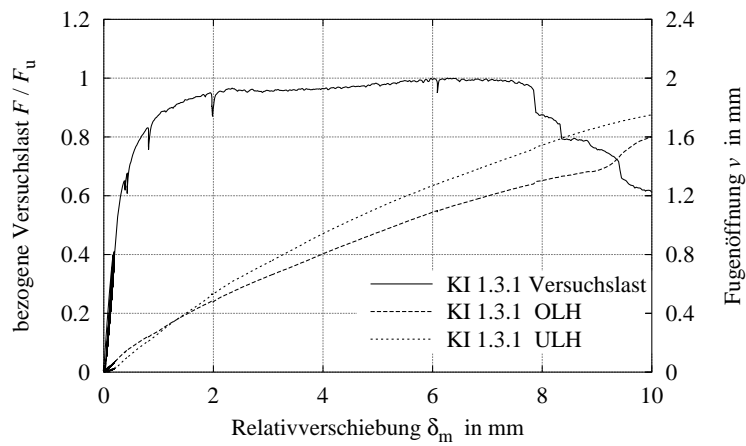


Abbildung B.95: Fugenöffnung Körper KI1.3 links



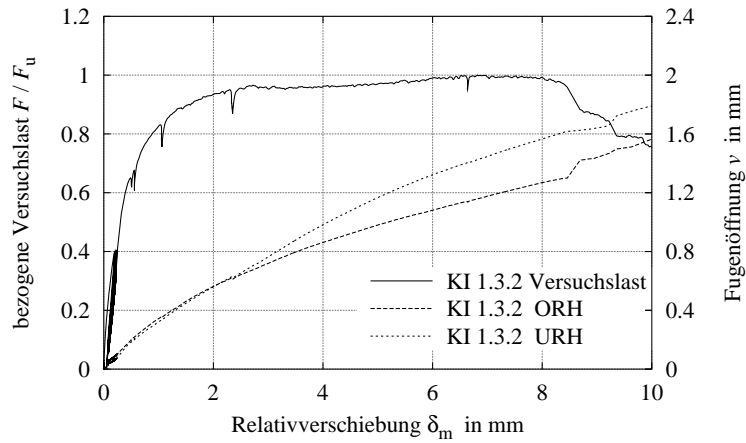


Abbildung B.96: Fugenöffnung Körper KI1.3 rechts

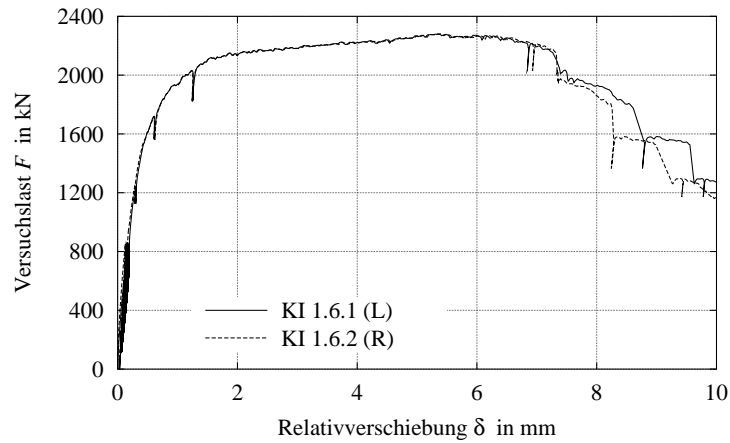


Abbildung B.97: Relativverschiebung Körper KI1.6

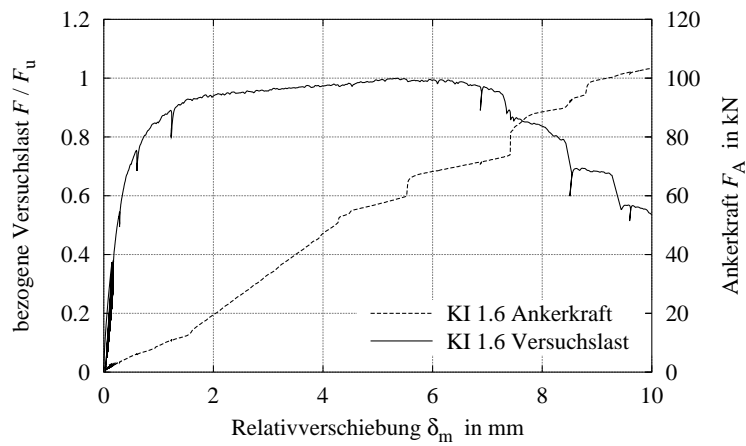


Abbildung B.98: Ankerkraft Körper KI1.6

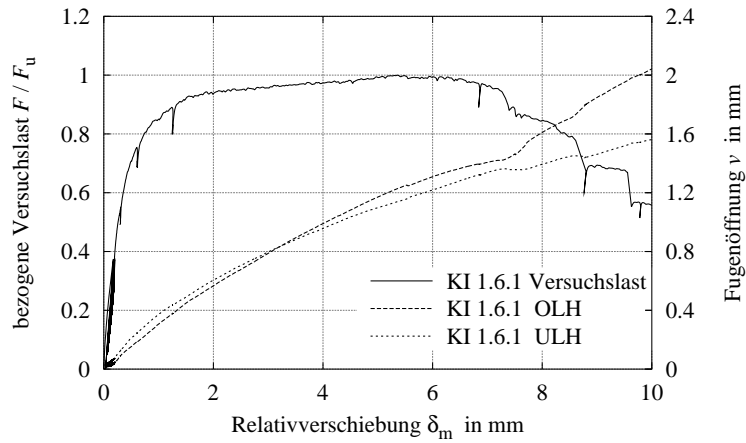


Abbildung B.99: Fugenöffnung Körper KI1.6 links

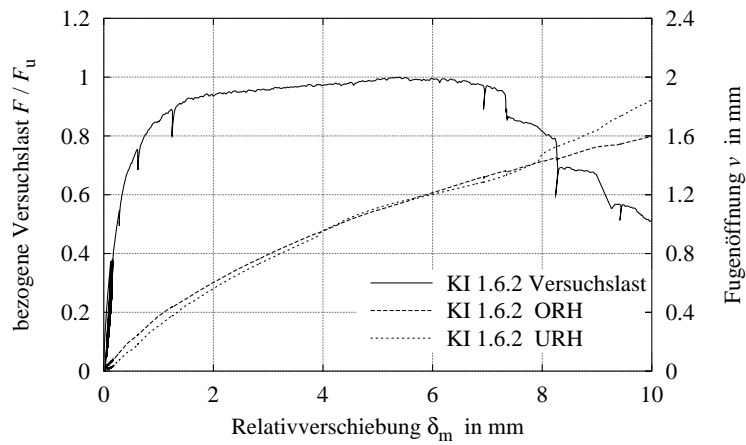


Abbildung B.100: Fugenöffnung Körper KI1.6 rechts

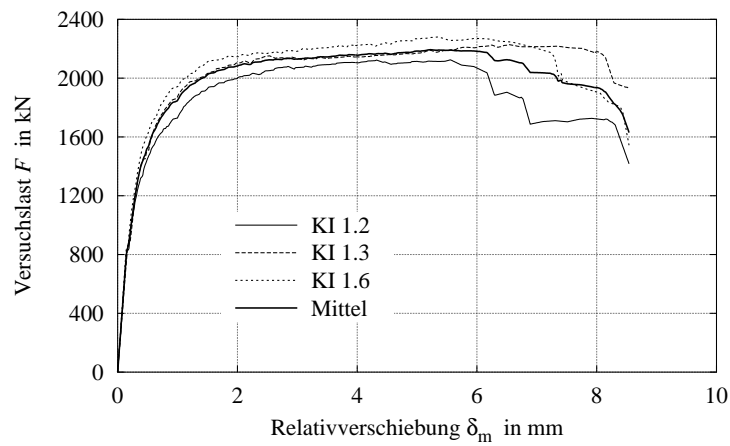


Abbildung B.101: Relativverschiebung Serie 08

Serie 09 – C 35/45, 2 x 6 KBD 22

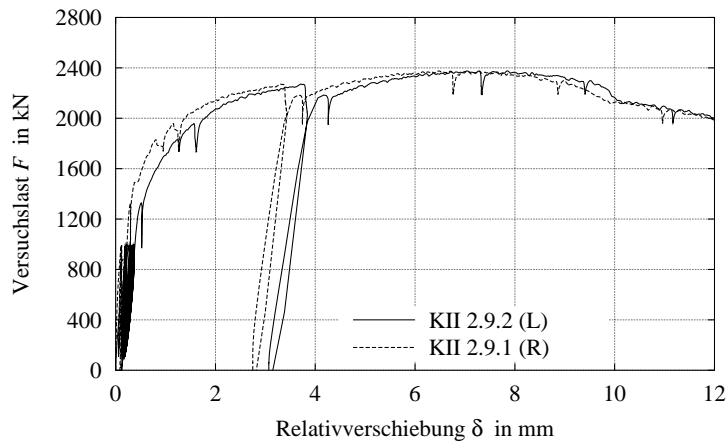


Abbildung B.102: Relativverschiebung Körper KII2.9

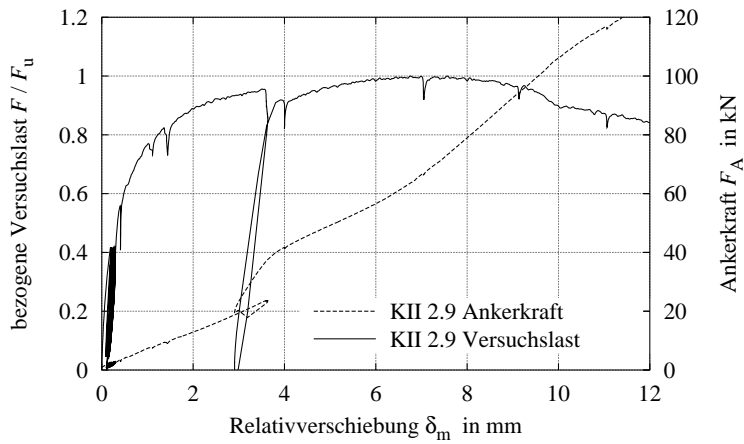


Abbildung B.103: Ankerkraft Körper KII2.9

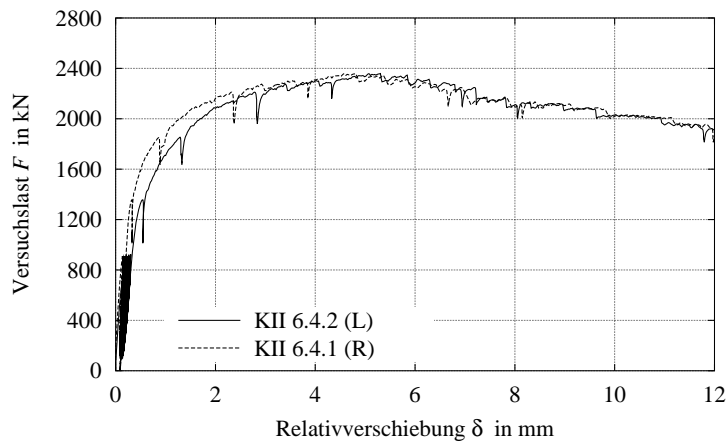


Abbildung B.104: Relativverschiebung Körper KII6.4

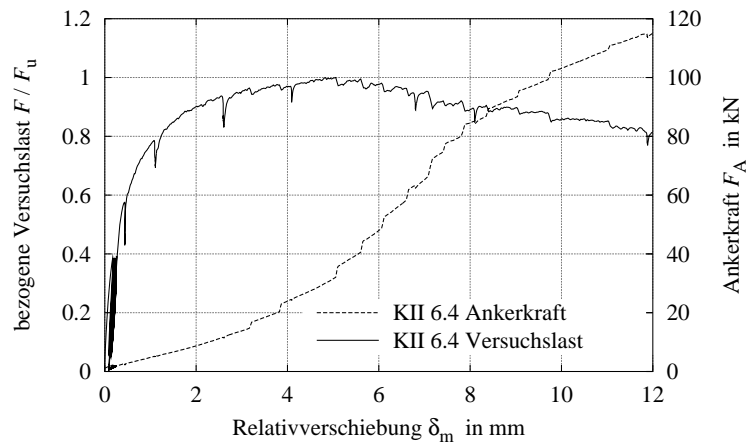


Abbildung B.105: Ankerkraft Körper KII6.4

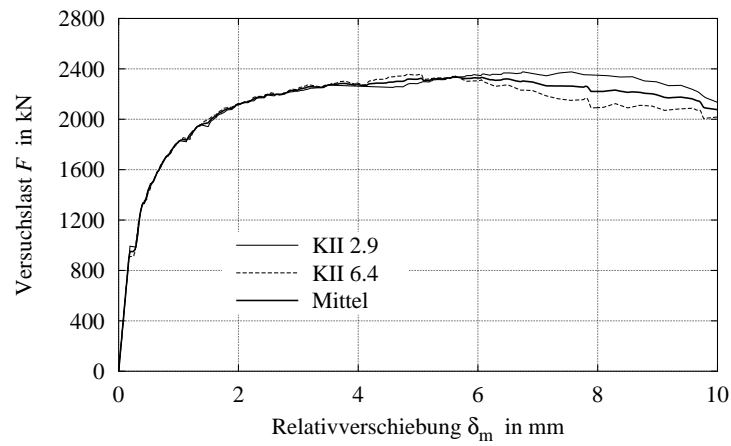


Abbildung B.106: Relativverschiebung Serie 09

**Serie 10 – C 70/85, 2 x 6 KBD 22**

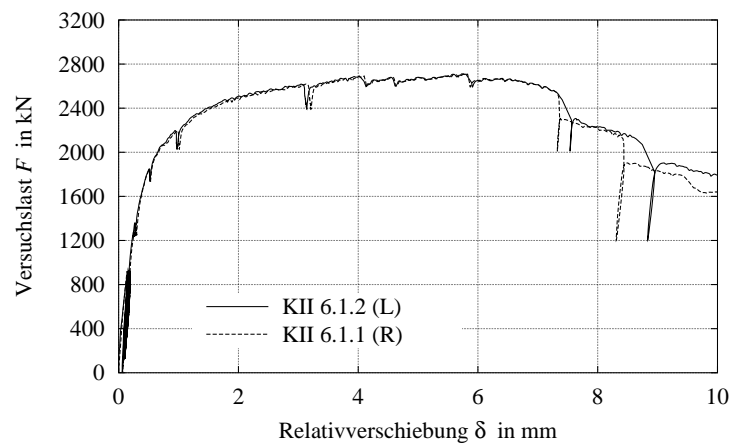


Abbildung B.107: Relativverschiebung Körper KII6.1

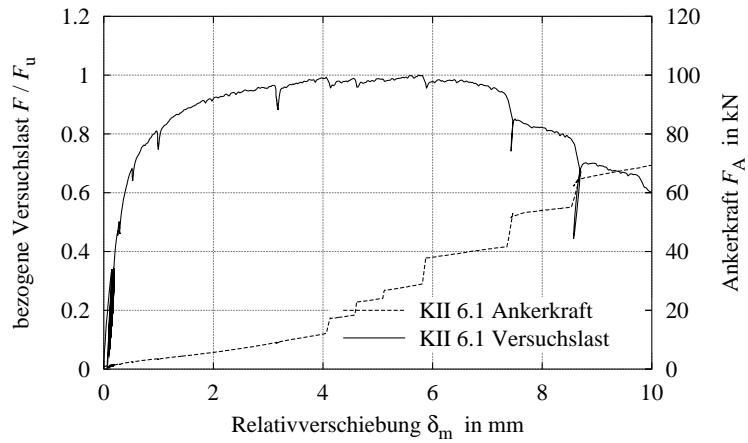


Abbildung B.108: Ankerkraft Körper KII6.1

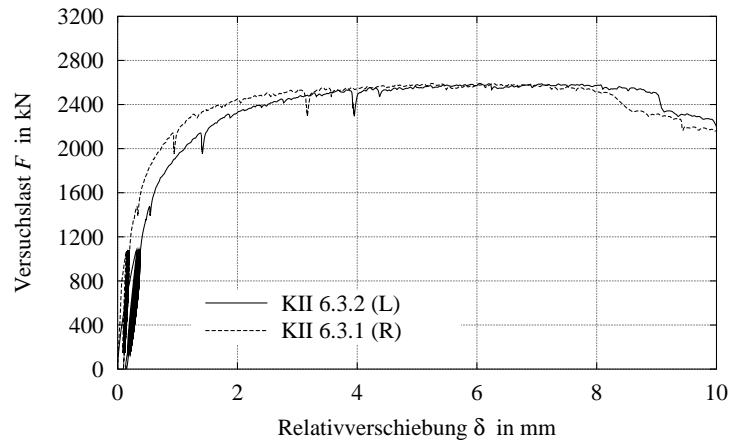


Abbildung B.109: Relativverschiebung Körper KII6.3

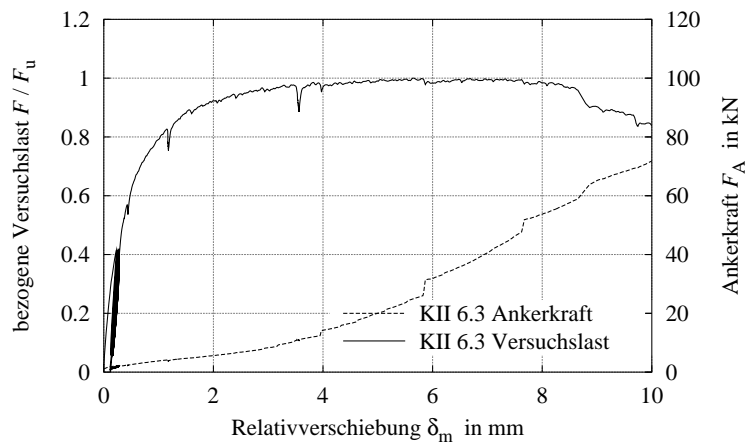


Abbildung B.110: Ankerkraft Körper KII6.3

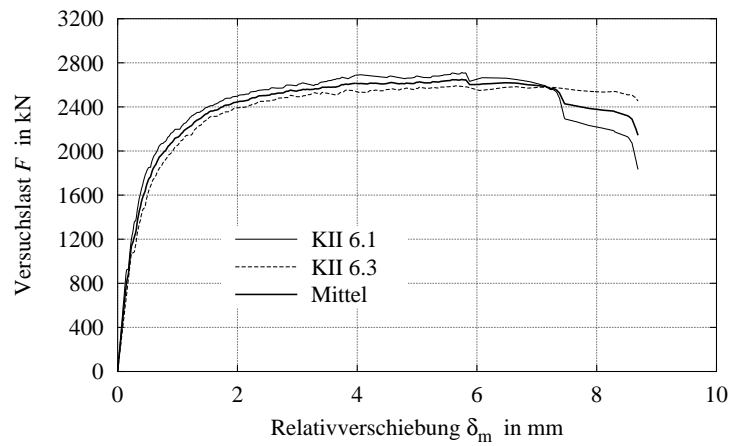


Abbildung B.111: Relativverschiebung Serie 10

**Serie 11 – C 90/105, 2 x 6 KBD 22**

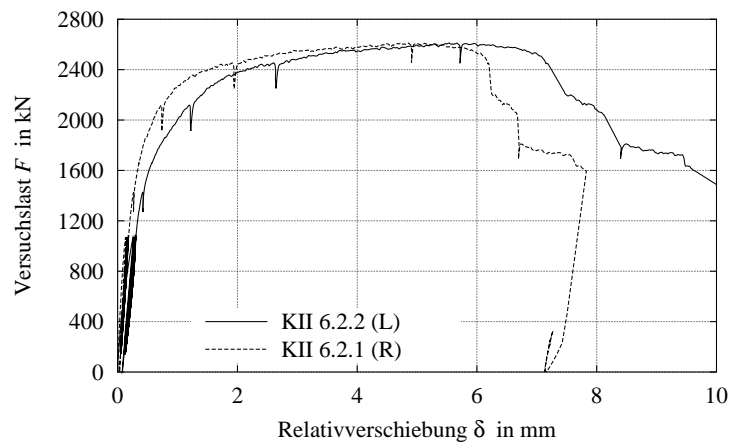


Abbildung B.112: Relativverschiebung Körper KII6.2

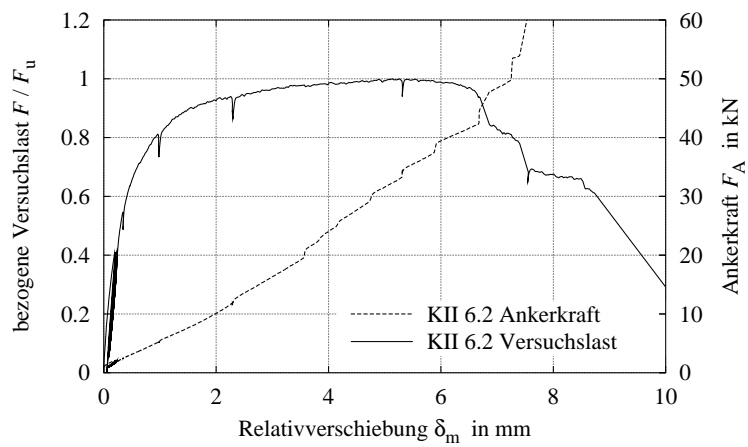


Abbildung B.113: Ankerkraft Körper KII6.2

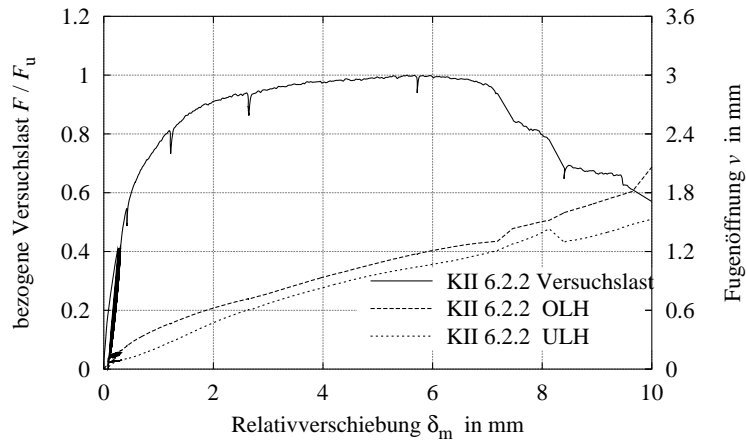


Abbildung B.114: Fugenöffnung Körper KII6.2 links

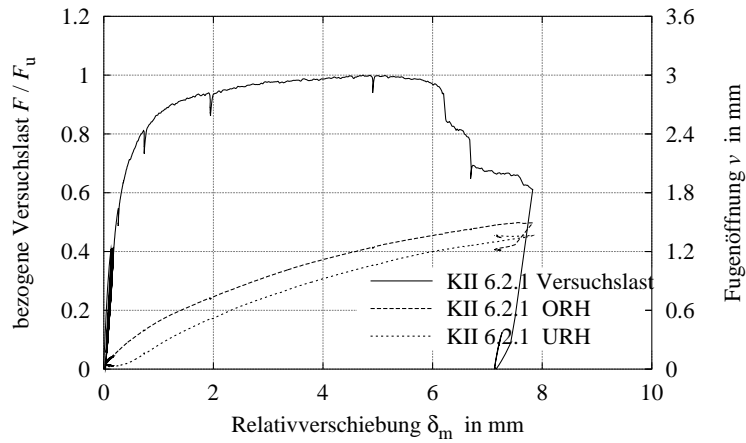


Abbildung B.115: Fugenöffnung Körper KII6.2 rechts

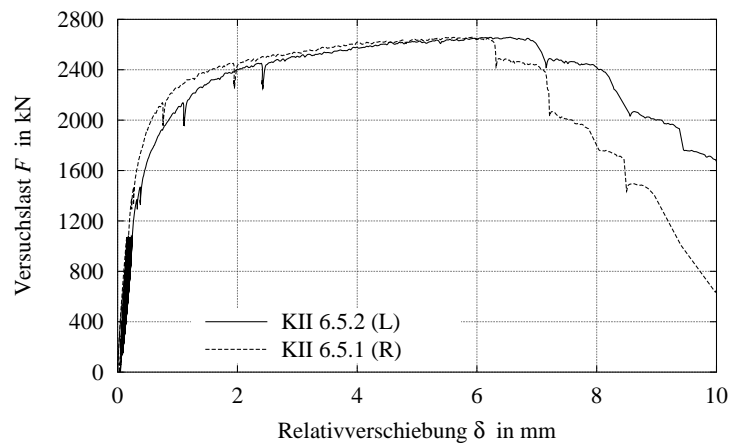


Abbildung B.116: Relativverschiebung Körper KII6.5

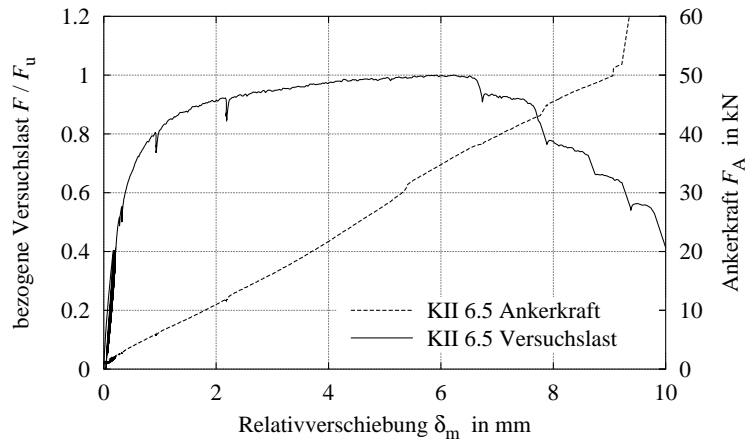


Abbildung B.117: Ankerkraft Körper KII6.5

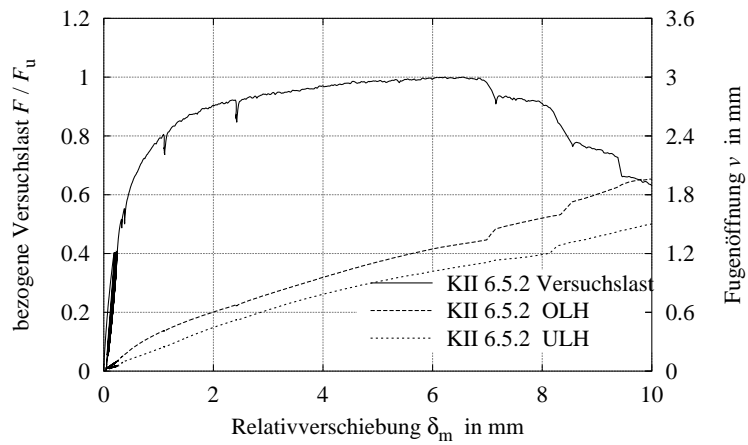


Abbildung B.118: Fugenöffnung Körper KII6.5 links

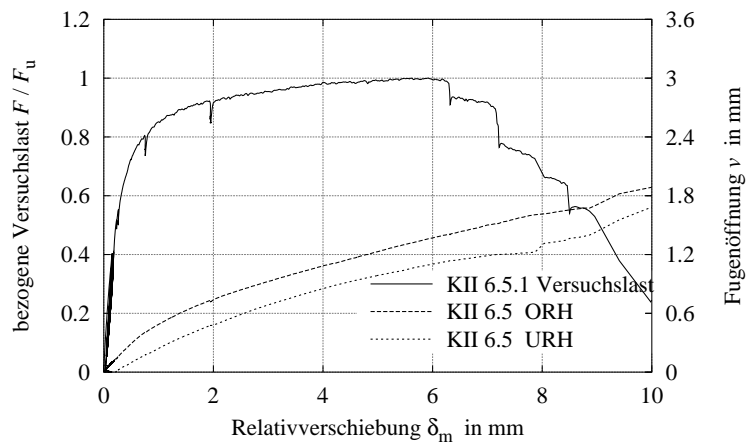


Abbildung B.119: Fugenöffnung Körper KII6.5 rechts



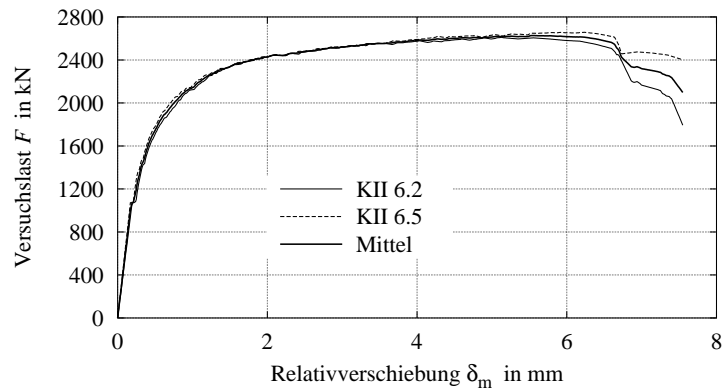


Abbildung B.120: Relativverschiebung Serie 11

**Serie 12 – C 35/45, 2 x 2 KBD 22**

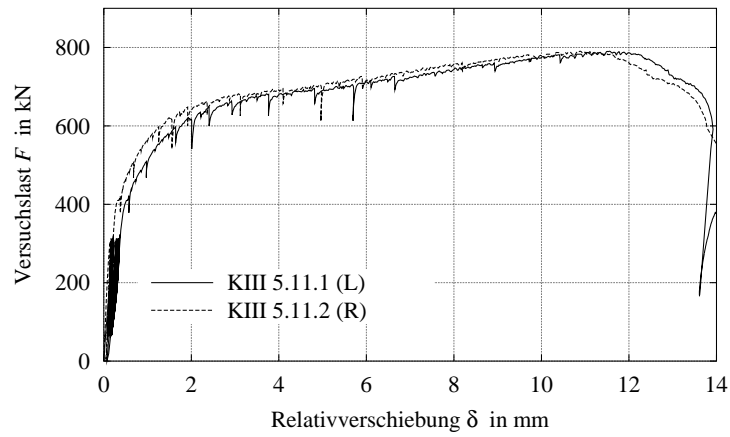


Abbildung B.121: Relativverschiebung Körper KIII5.11

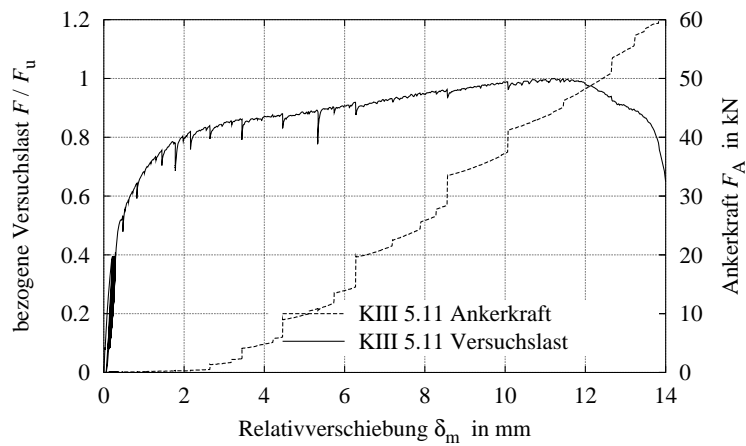


Abbildung B.122: Ankerkraft Körper KIII5.11

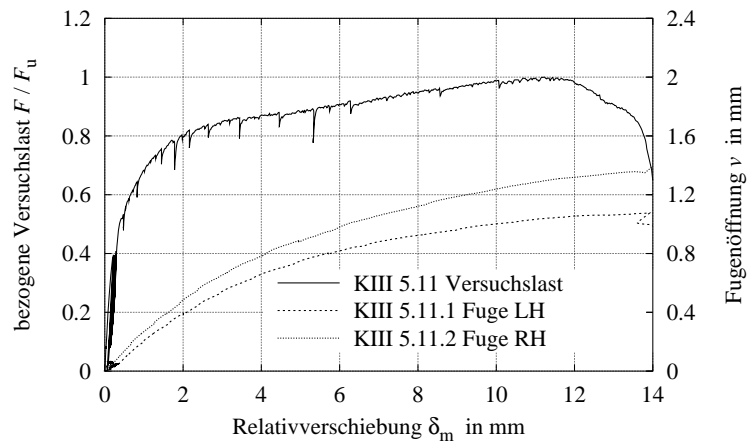


Abbildung B.123: Fugenöffnung Körper KIII5.11

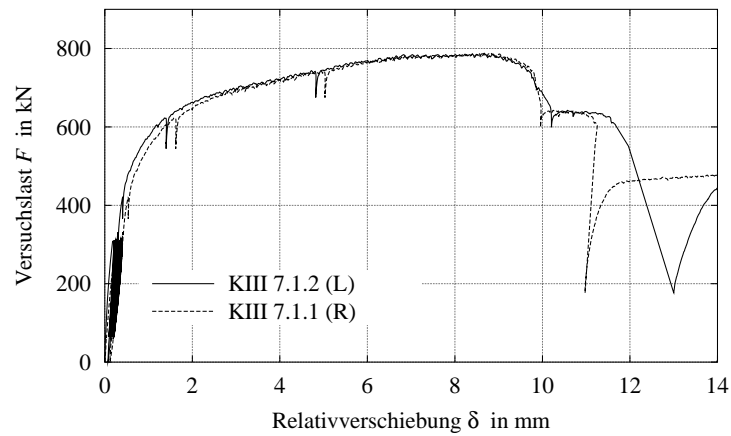


Abbildung B.124: Relativverschiebung Körper KIII7.1

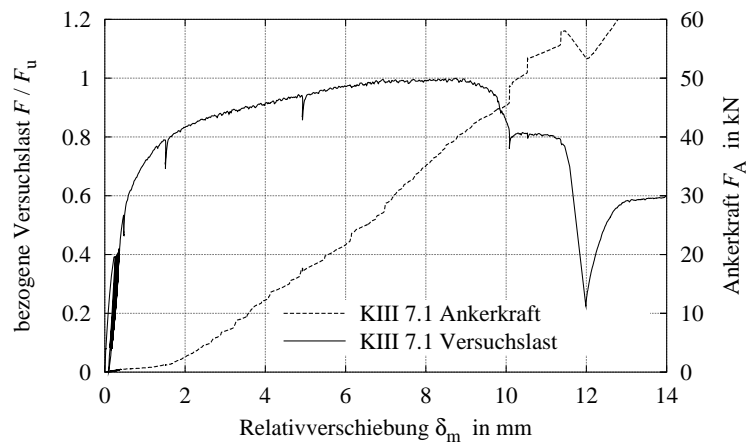


Abbildung B.125: Ankerkraft Körper KIII7.1

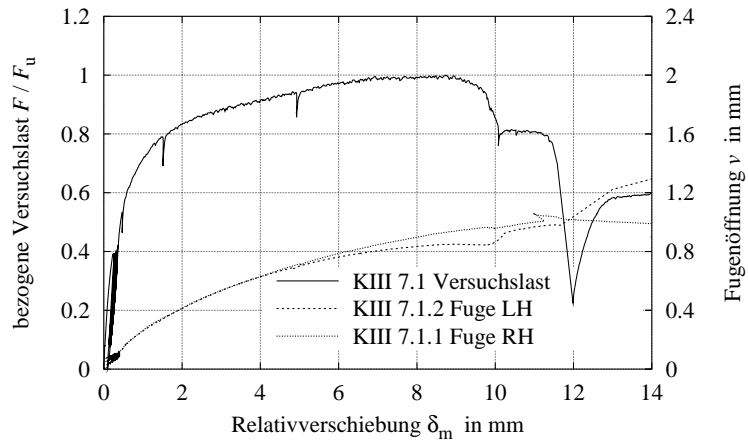


Abbildung B.126: Fugenöffnung Körper KIII7.1

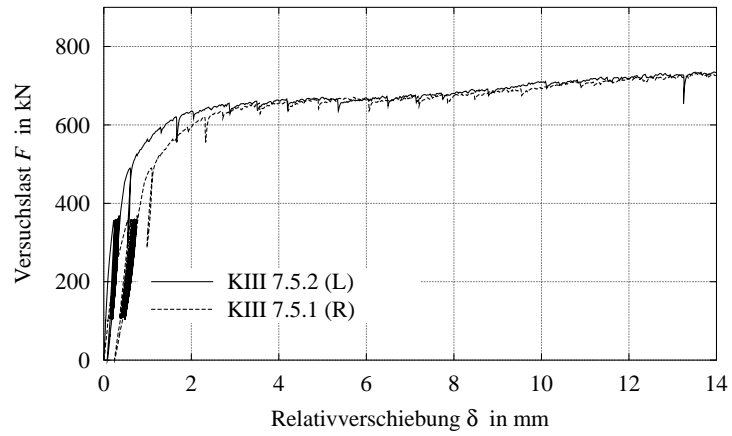


Abbildung B.127: Relativverschiebung Körper KIII7.5

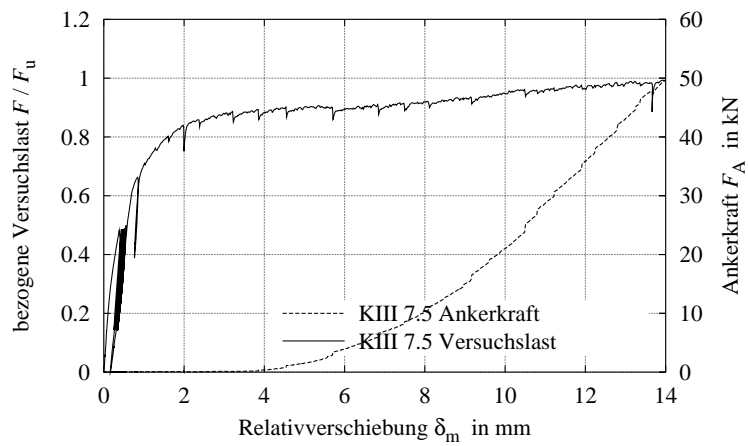


Abbildung B.128: Ankerkraft Körper KIII7.5

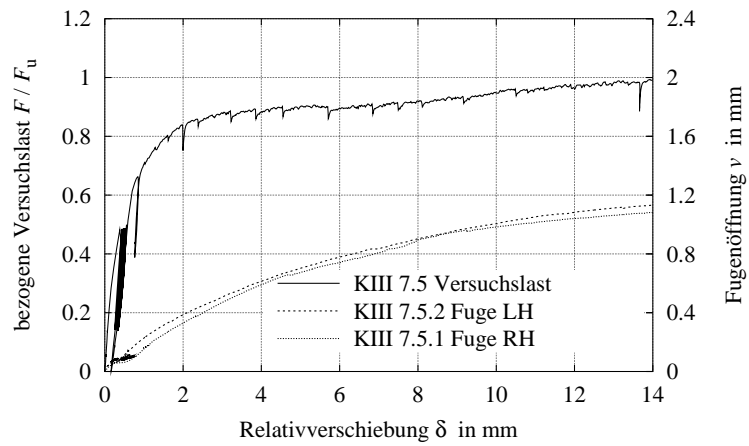


Abbildung B.129: Fugenöffnung Körper KIII7.5

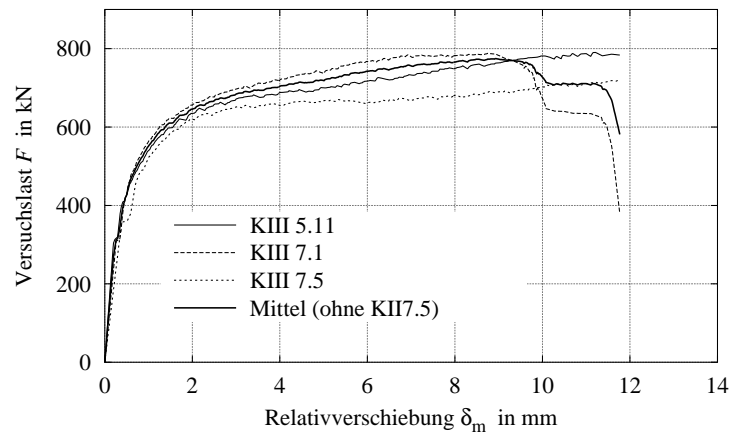


Abbildung B.130: Relativverschiebung Serie 12

**Serie 13 – C 70/85, 2 x 2 KBD 22**

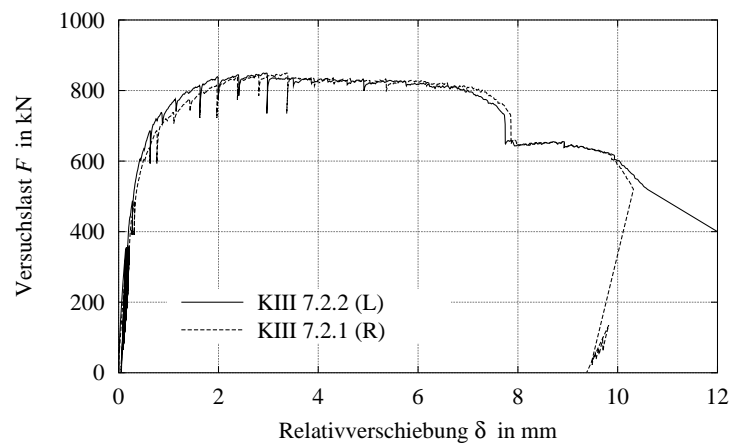


Abbildung B.131: Relativverschiebung Körper KIII7.2

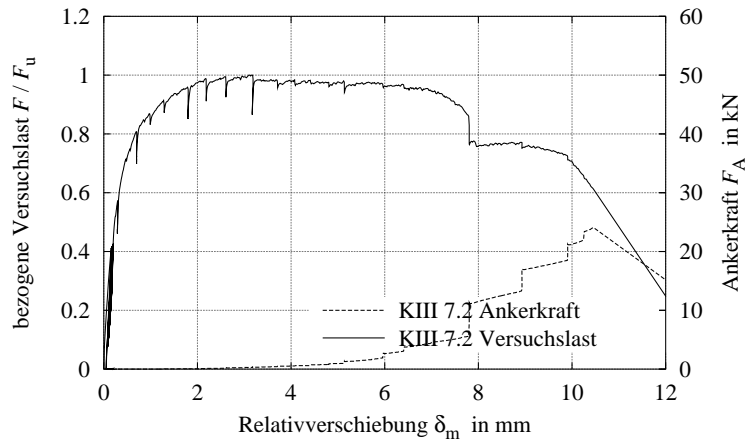


Abbildung B.132: Ankerkraft Körper KIII7.2

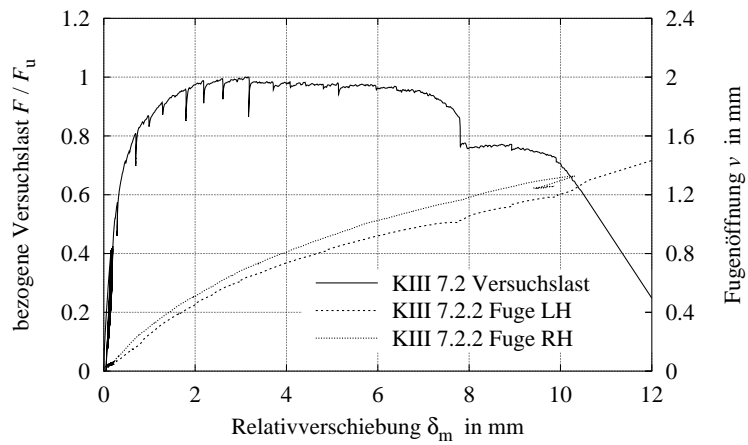


Abbildung B.133: Fugenöffnung Körper KIII7.2

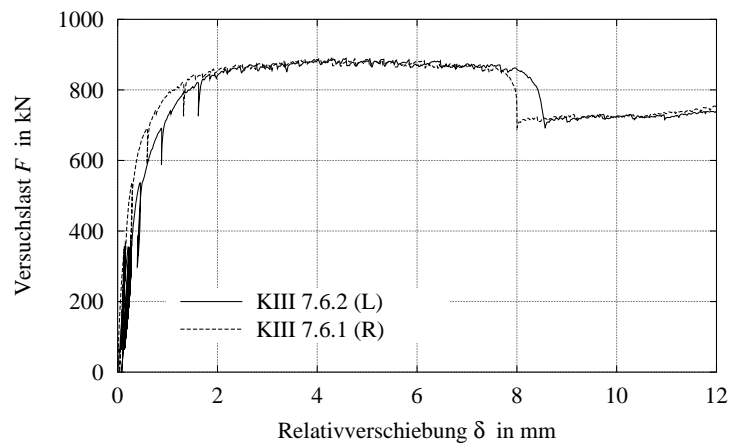


Abbildung B.134: Relativverschiebung Körper KIII7.6

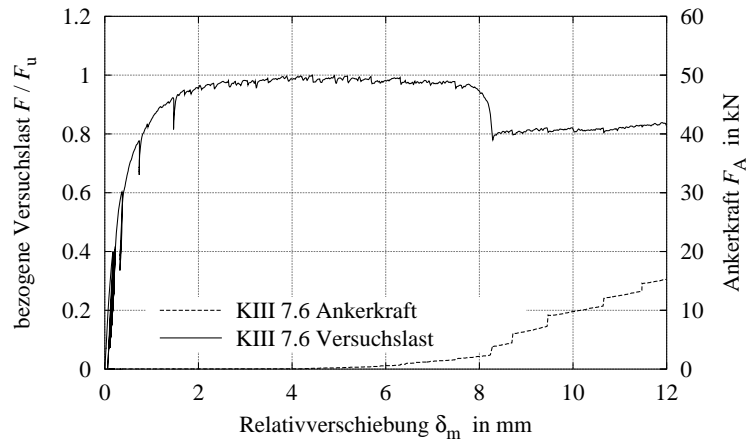


Abbildung B.135: Ankerkraft Körper KIII7.6

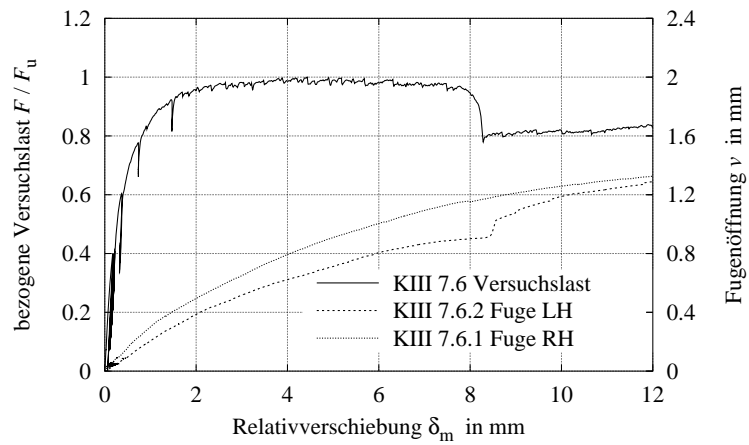


Abbildung B.136: Fugenöffnung Körper KIII7.6

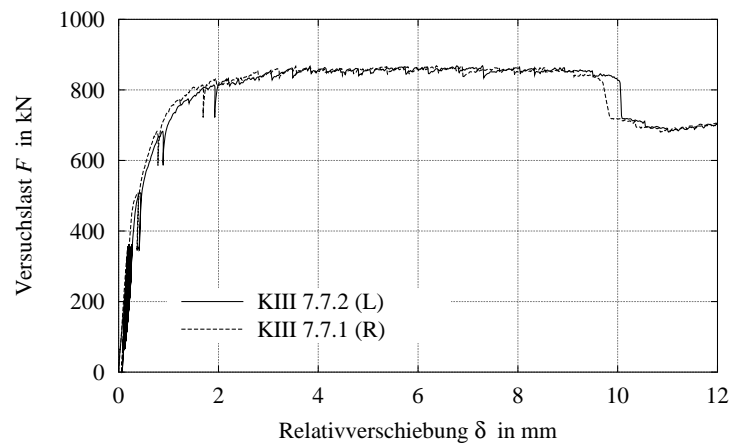


Abbildung B.137: Relativverschiebung Körper KIII7.7

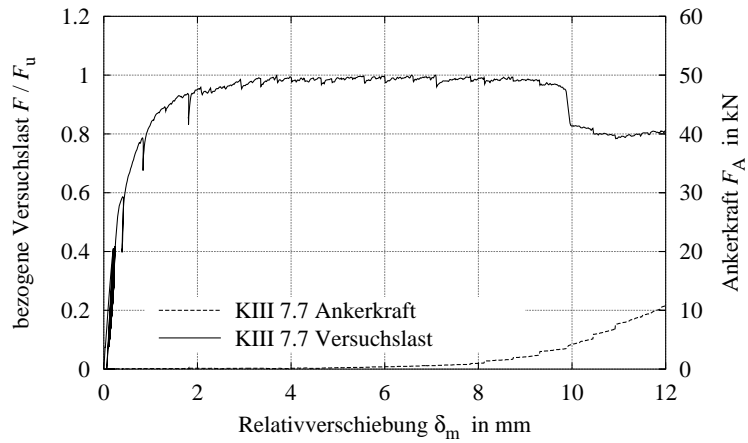


Abbildung B.138: Ankerkraft Körper KIII7.7

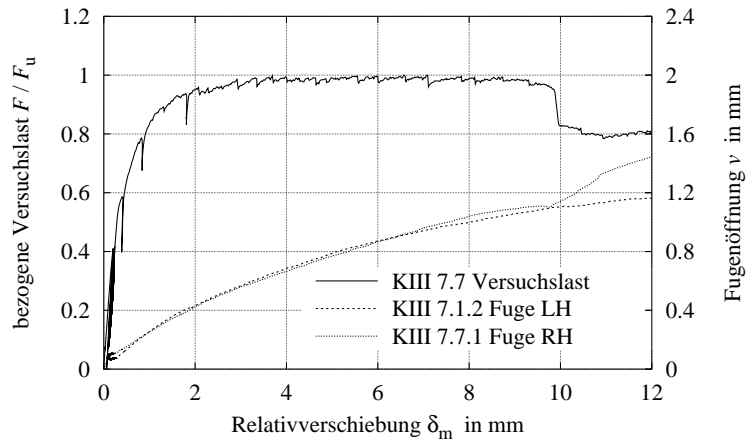


Abbildung B.139: Fugenöffnung Körper KIII7.7

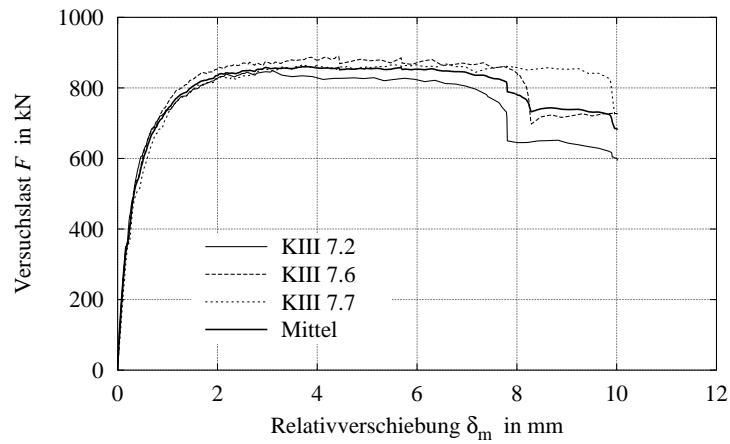


Abbildung B.140: Relativverschiebung Serie 13

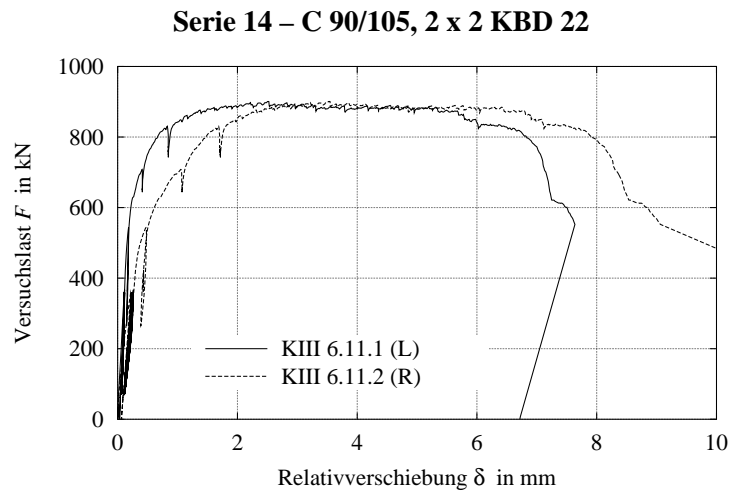


Abbildung B.141: Relativverschiebung Körper KIII6.11

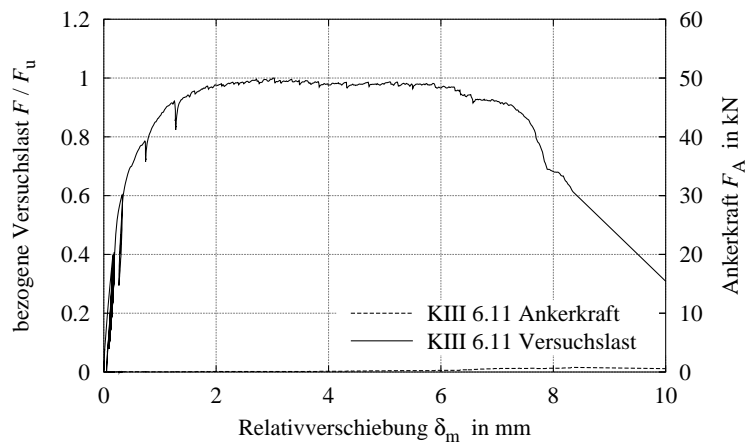


Abbildung B.142: Ankerkraft Körper KIII6.11

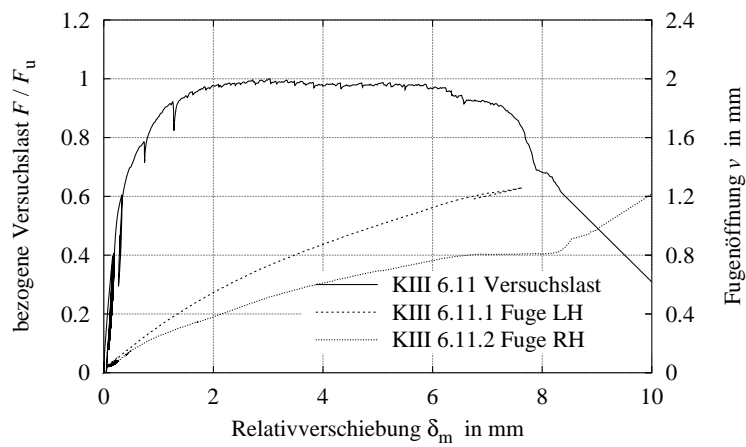


Abbildung B.143: Fugenöffnung Körper KIII6.11



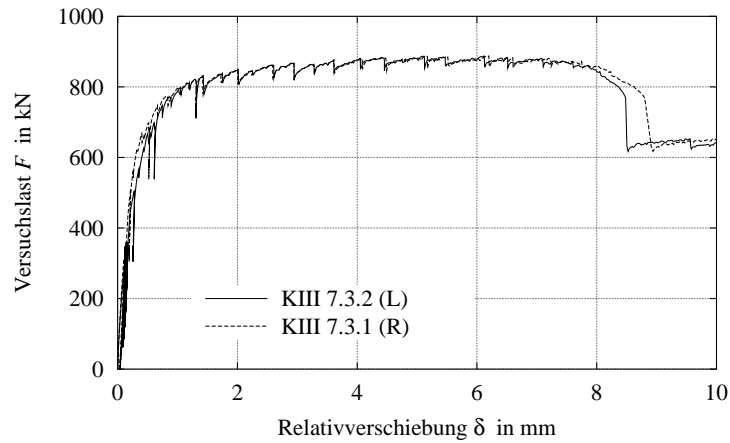


Abbildung B.144: Relativverschiebung Körper KIII7.3

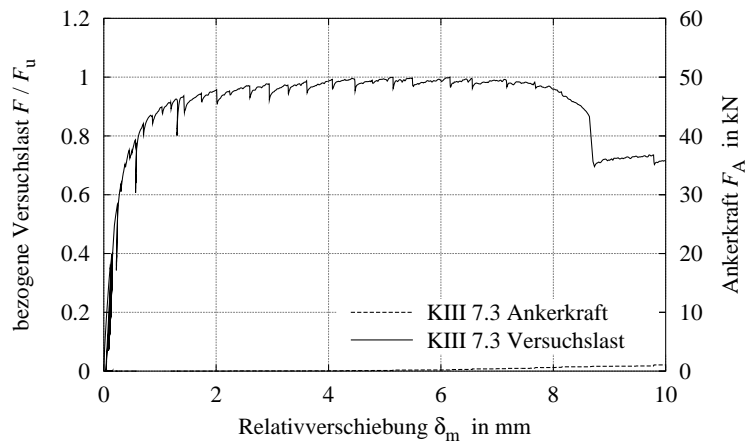


Abbildung B.145: Ankerkraft Körper KIII7.3

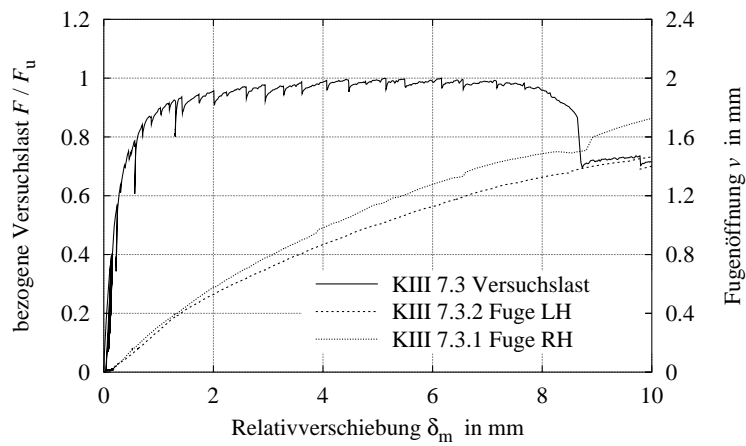


Abbildung B.146: Fugenöffnung Körper KIII7.3

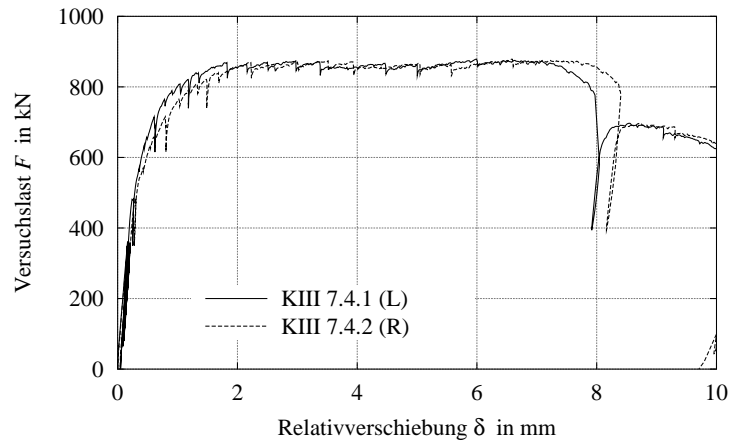


Abbildung B.147: Relativverschiebung Körper KIII7.4

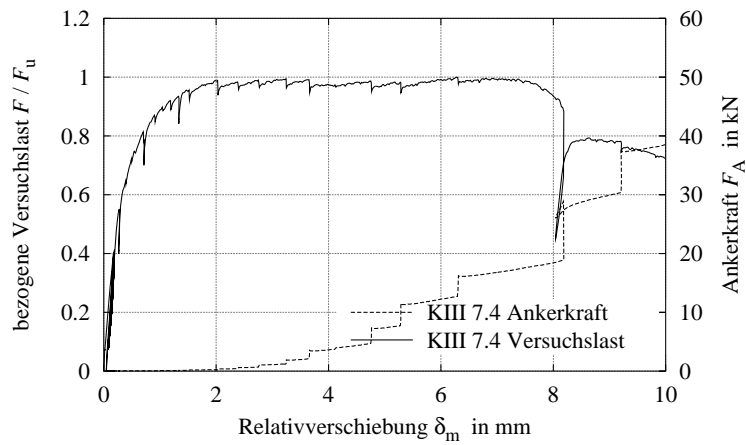


Abbildung B.148: Ankerkraft Körper KIII7.4

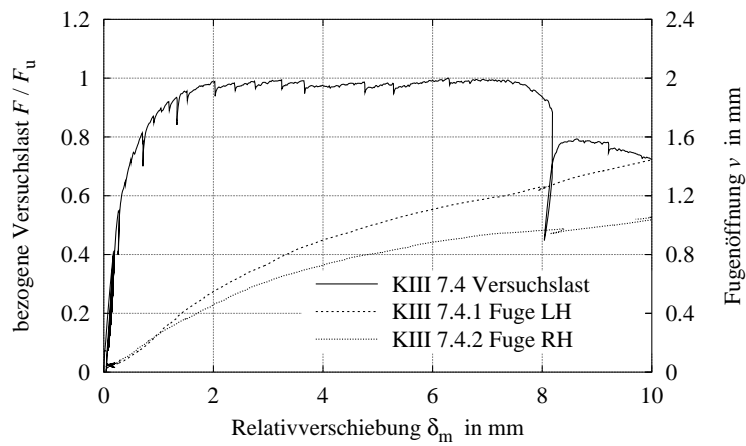


Abbildung B.149: Fugenöffnung Körper KIII7.4

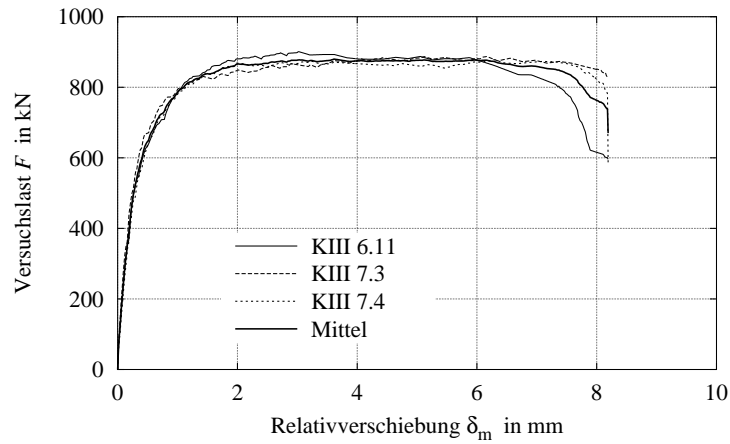


Abbildung B.150: Relativverschiebung Serie 14

**Serie 15: 2 x 2 KBD 22 ohne Schweißwulst, C35/45**

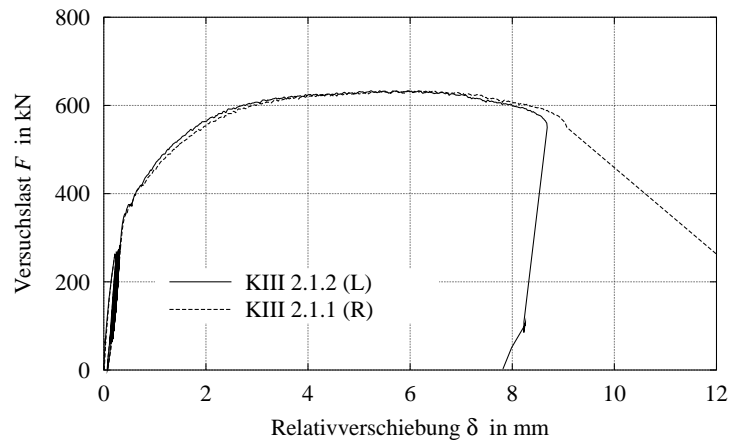


Abbildung B.151: Relativverschiebung Körper KIII2.1

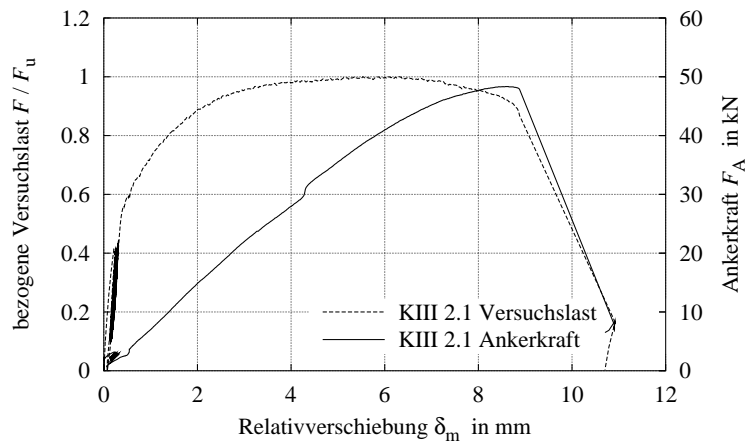


Abbildung B.152: Ankerkraft Körper KIII2.1

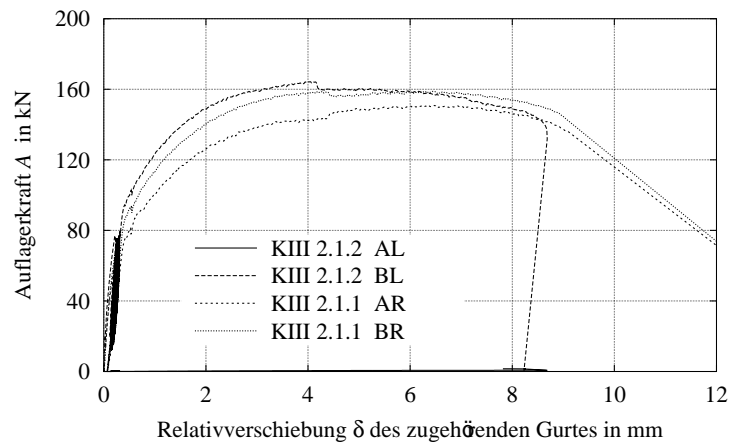


Abbildung B.153: Auflagerkräfte Körper KIII2.1

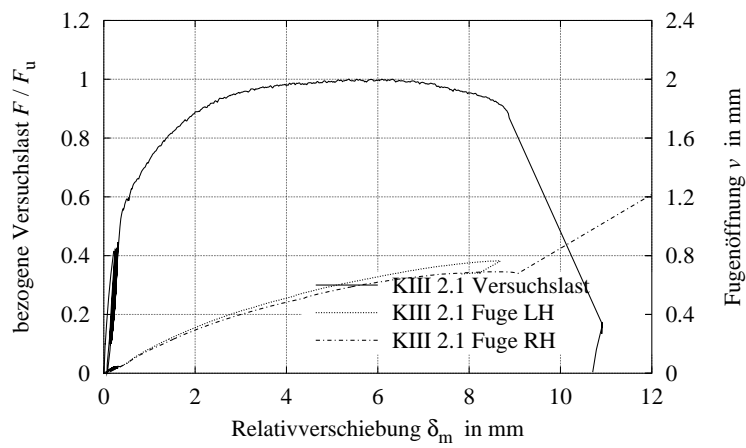


Abbildung B.154: Fugenöffnung Körper KIII2.1

**Serie 15: 2 x 2 KBD 22 ohne Schweißwulst, C70/85**

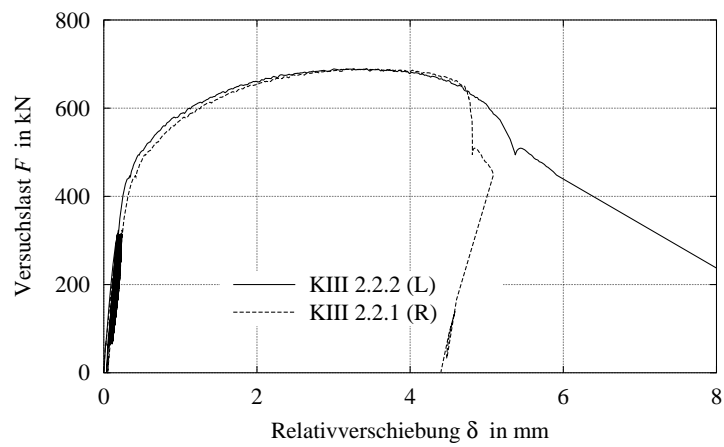


Abbildung B.155: Relativverschiebung Körper KIII2.2

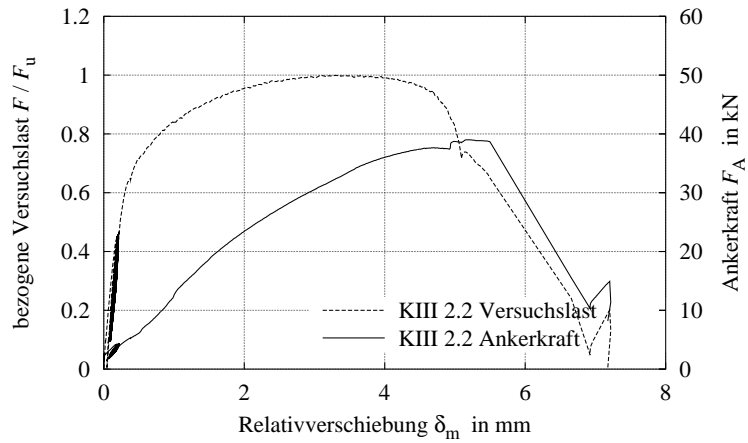


Abbildung B.156: Ankerkraft Körper KIII2.2

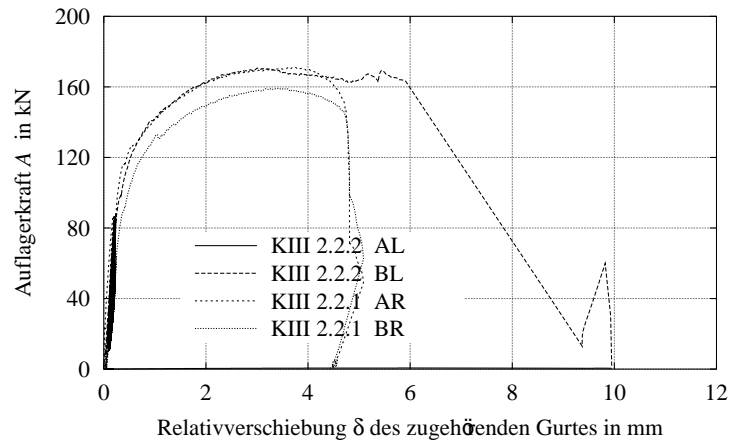


Abbildung B.157: Auflagerkräfte Körper KIII2.2

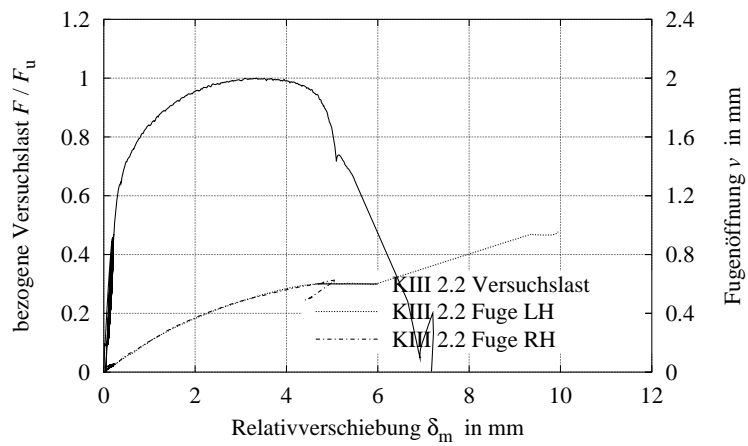


Abbildung B.158: Fugenöffnung Körper KIII2.2

**Serie 15: 2 x 2 KBD 25 ohne Schweißwulst, C70/85**

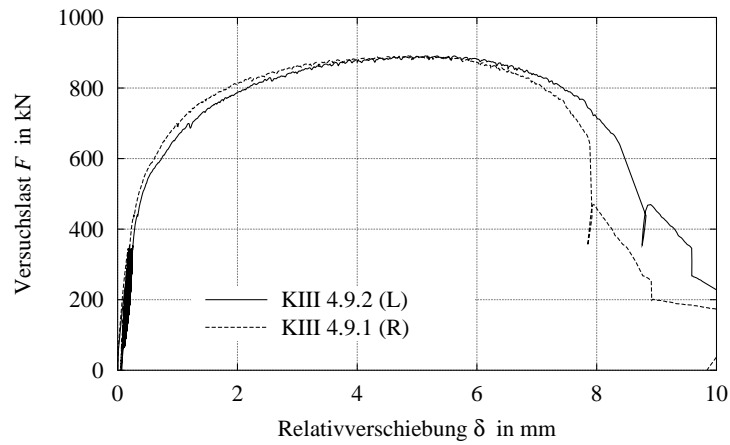


Abbildung B.159: Relativverschiebung Körper KIII4.9

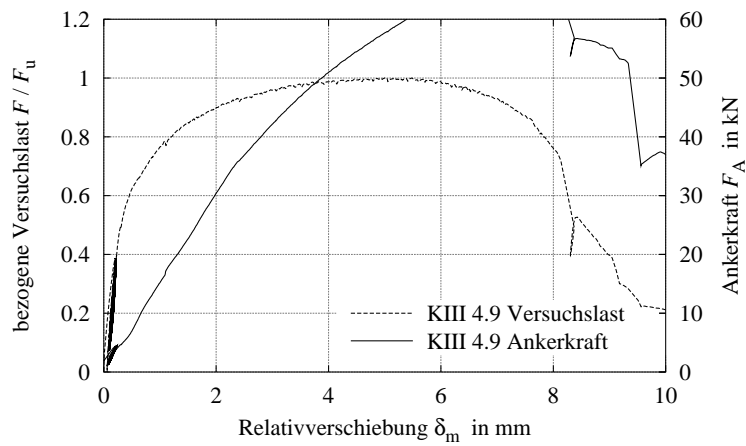


Abbildung B.160: Ankerkraft Körper KIII4.9

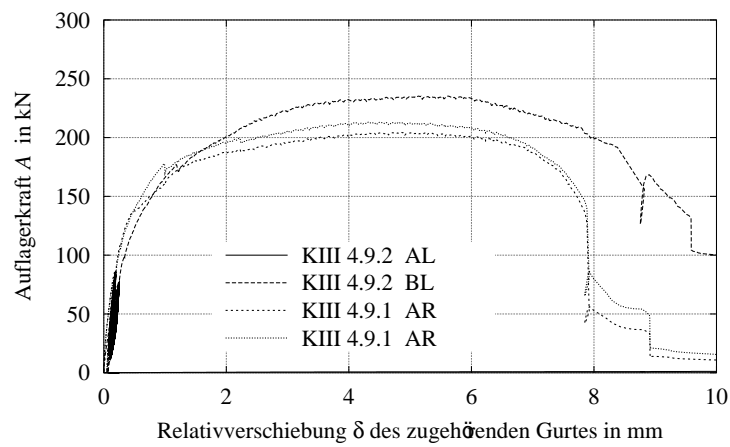


Abbildung B.161: Auflagerkräfte Körper KIII4.9

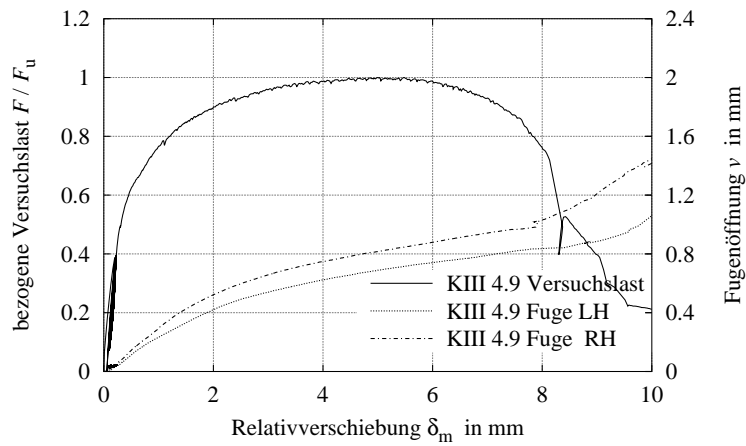


Abbildung B.162: Fugenöffnung Körper KIII4.9

**Serie 15: 2 x 2 KBD 22 ohne Schweißwulst, C90/105**

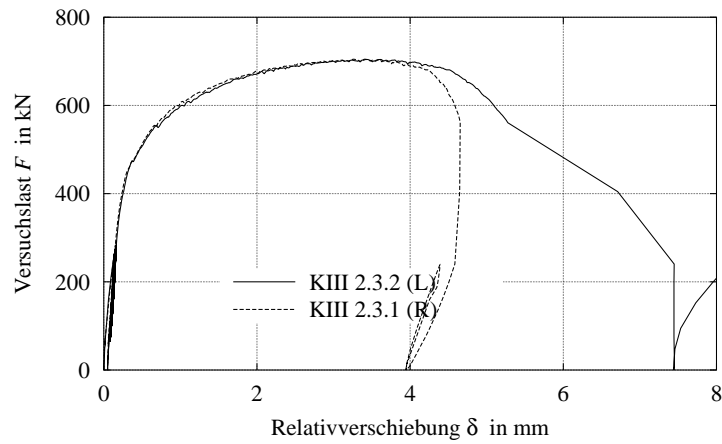


Abbildung B.163: Relativverschiebung Körper KIII2.3

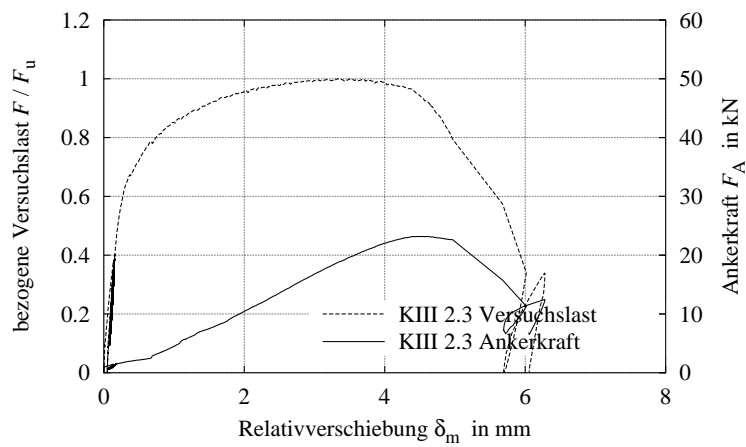


Abbildung B.164: Ankerkraft Körper KIII2.3

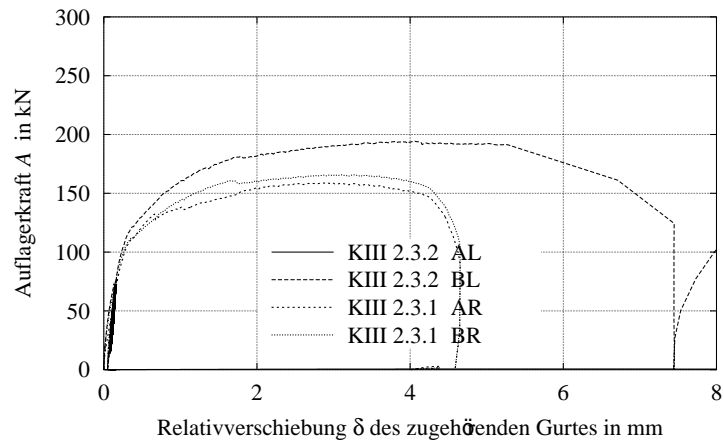


Abbildung B.165: Auflagerkräfte Körper KIII2.3

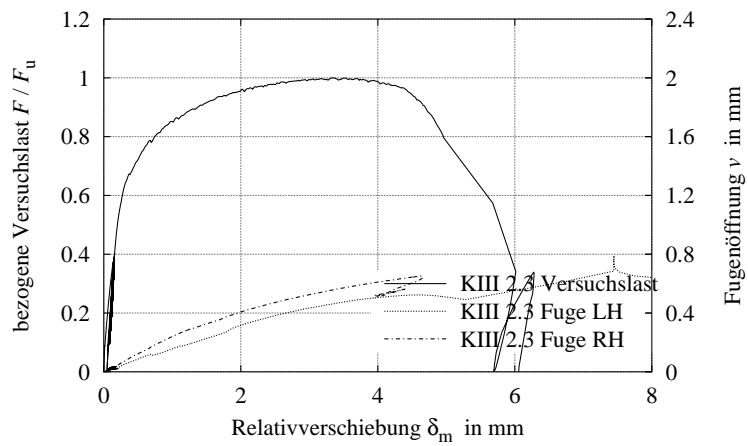


Abbildung B.166: Fugenöffnung Körper KIII2.3

textbf Serie 15: 2 x 2 KBD 25 ohne Schweißwulst, C90/105

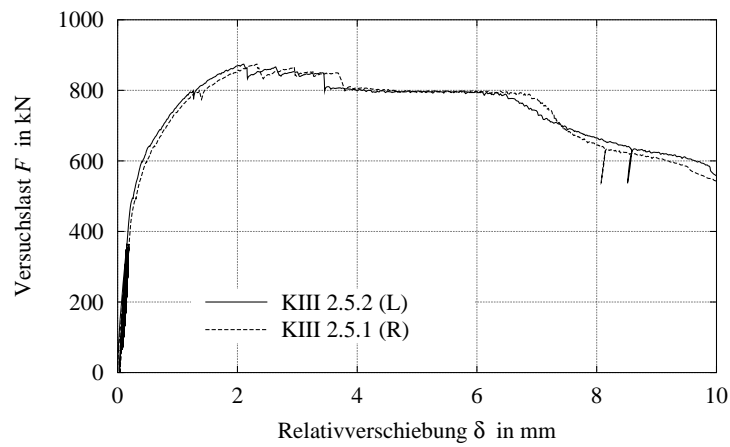


Abbildung B.167: Relativverschiebung Körper KIII2.5



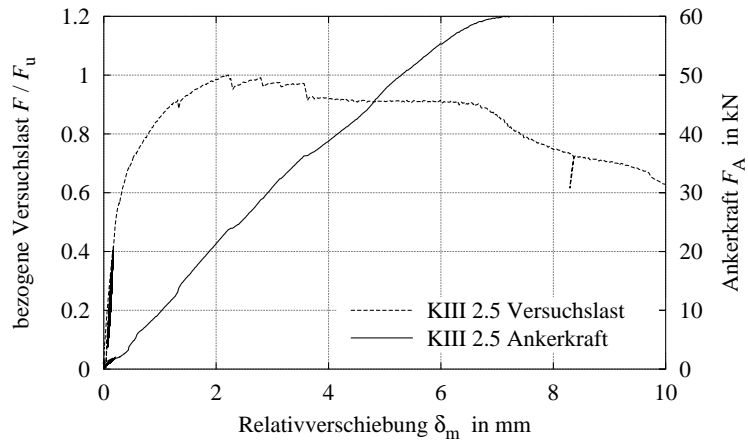


Abbildung B.168: Ankerkraft Körper KIII2.5

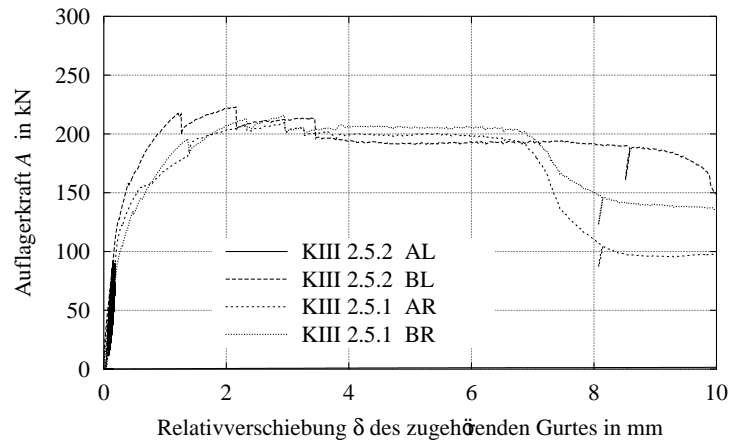


Abbildung B.169: Auflagerkräfte Körper KIII2.5

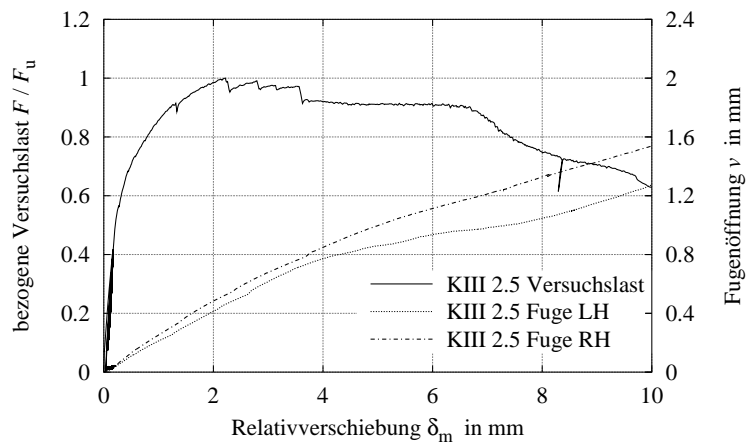


Abbildung B.170: Fugenöffnung Körper KIII2.5

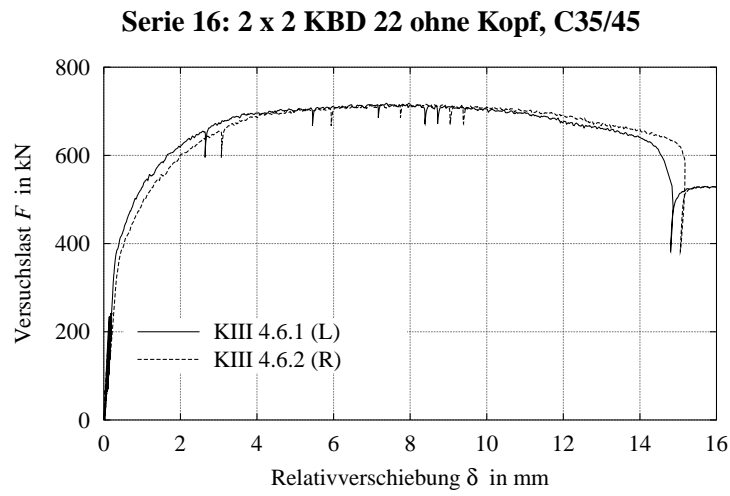


Abbildung B.171: Relativverschiebung Körper KIII4.6

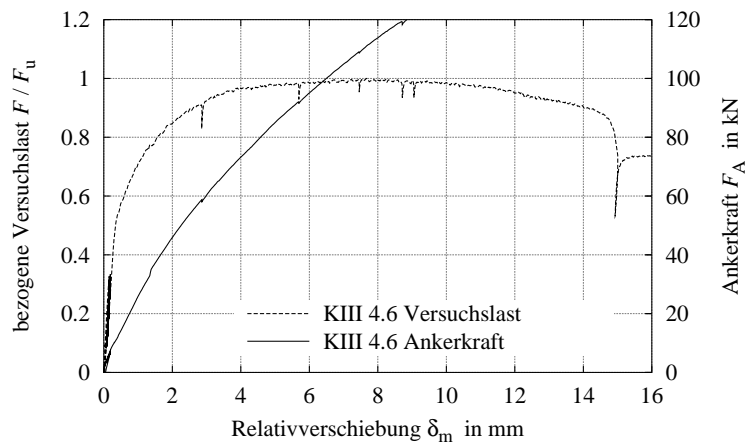


Abbildung B.172: Ankerkraft Körper KIII4.6

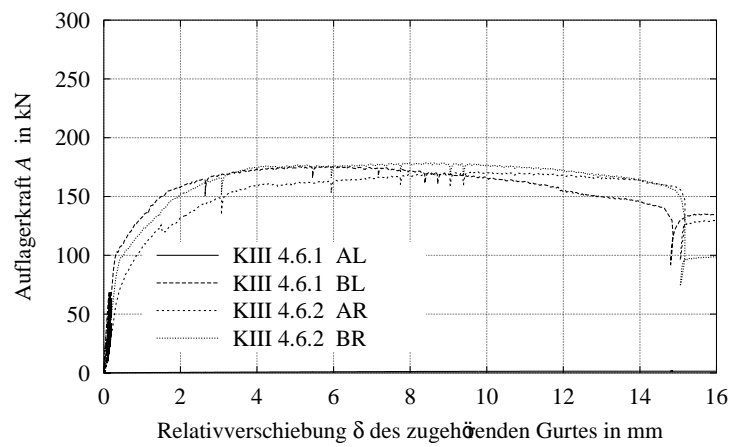


Abbildung B.173: Auflagerkräfte Körper KIII4.6

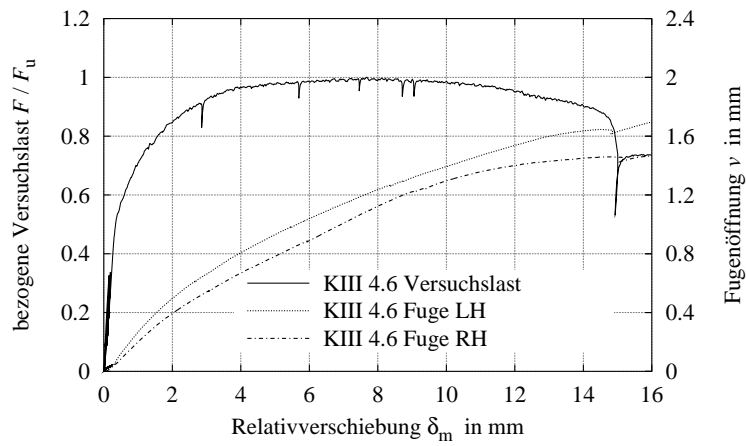


Abbildung B.174: Fugenöffnung Körper KIII4.6

**Serie 16: 2 x 2 KBD 22 ohne Kopf, C70/85**

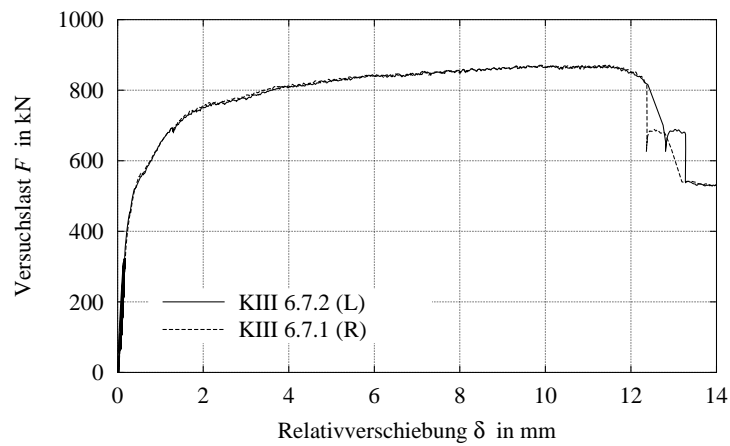


Abbildung B.175: Relativverschiebung Körper KIII6.7

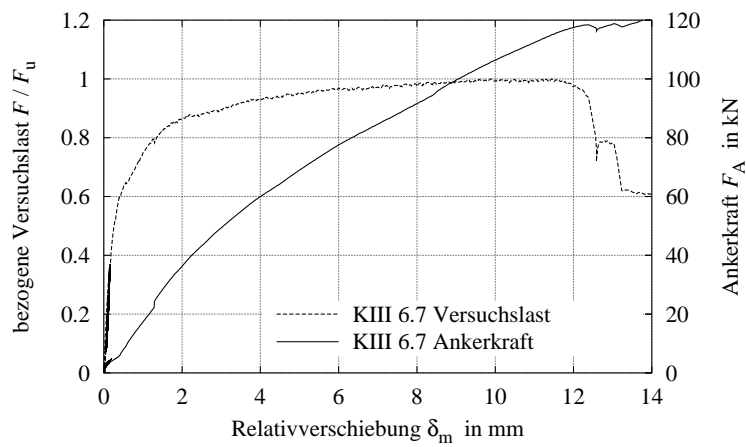


Abbildung B.176: Ankerkraft Körper KIII6.7

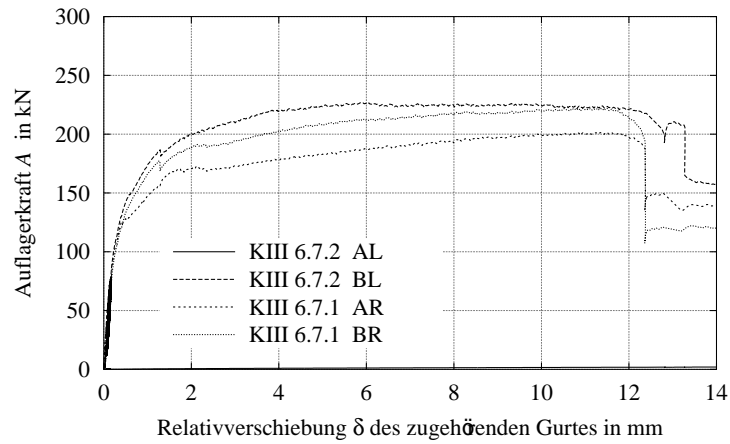


Abbildung B.177: Auflagerkräfte Körper KIII6.7

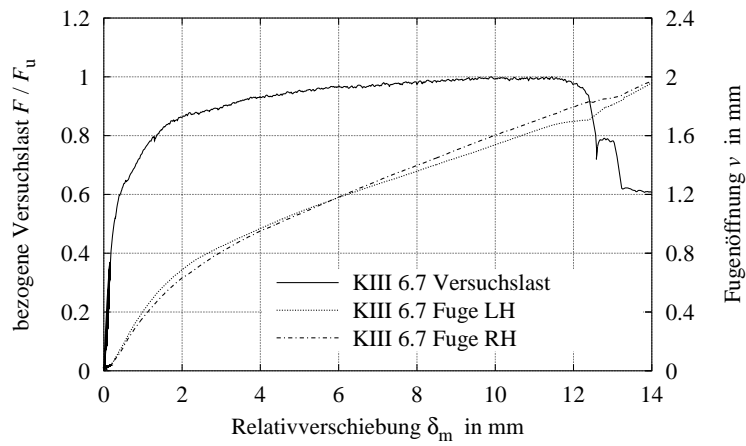


Abbildung B.178: Fugenöffnung Körper KIII6.7

**Serie 16: 2 x 2 KBD 22 ohne Kopf, C90/105**

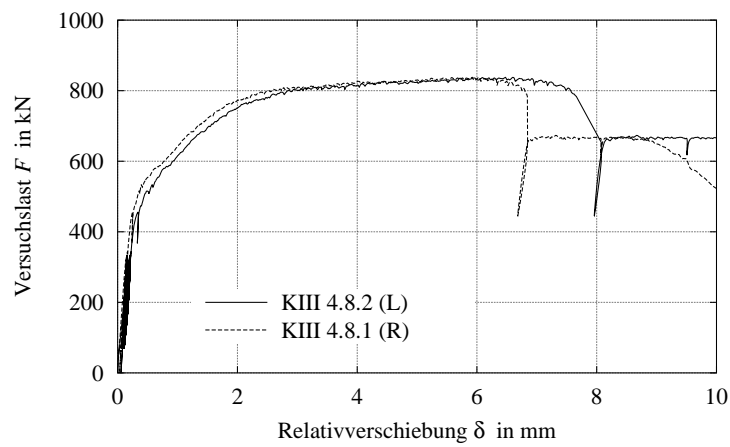


Abbildung B.179: Relativverschiebung Körper KIII4.8

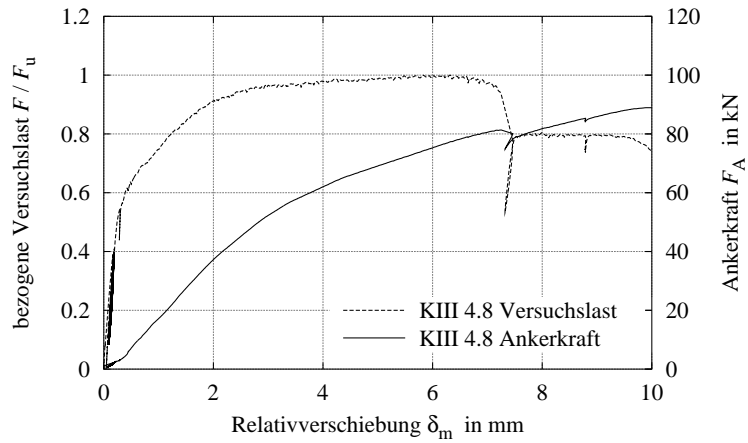


Abbildung B.180: Ankerkraft Körper KIII4.8

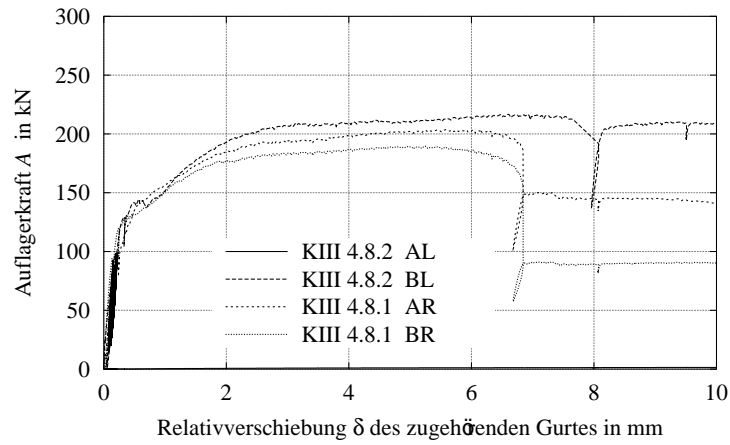


Abbildung B.181: Auflagerkräfte Körper KIII4.8

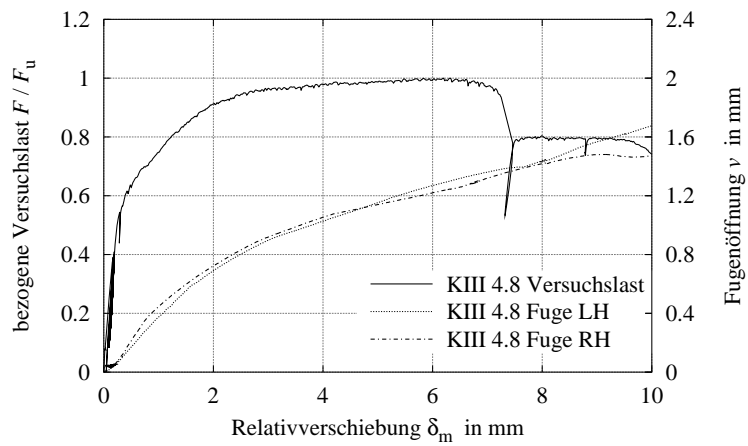


Abbildung B.182: Fugenöffnung Körper KIII4.8

Serie 17: 2 x 2 KBD 22 ohne Schweißwulst und ohne Kopf, C35/45

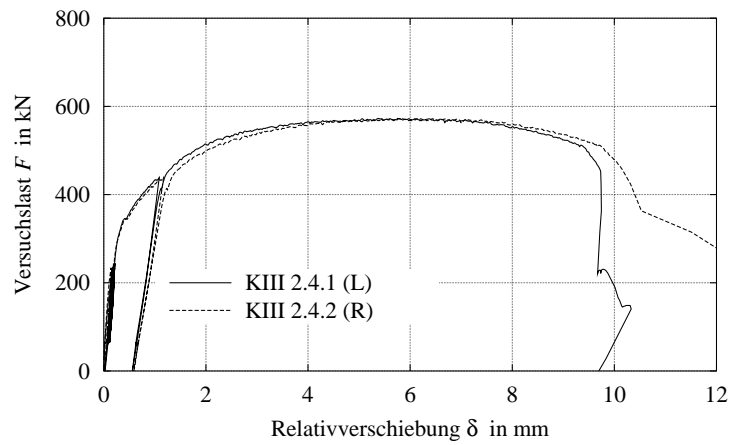


Abbildung B.183: Relativverschiebung Körper KIII2.4

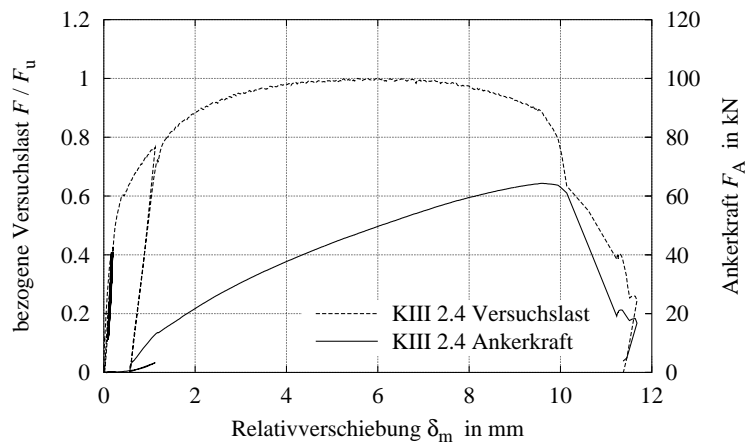


Abbildung B.184: Ankerkraft Körper KIII2.4

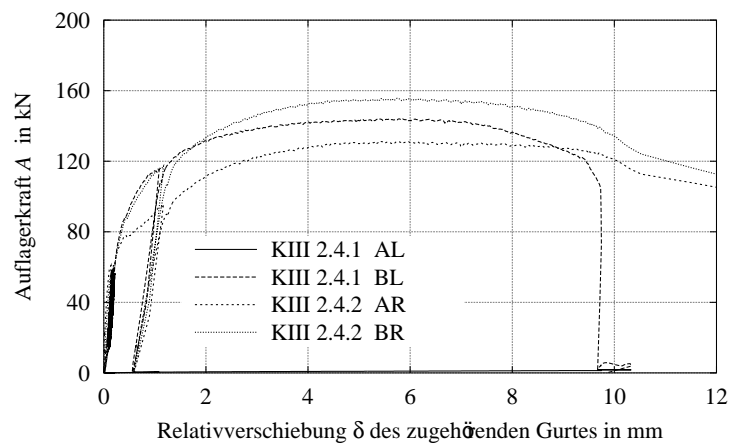


Abbildung B.185: Auflagerkräfte Körper KIII2.4

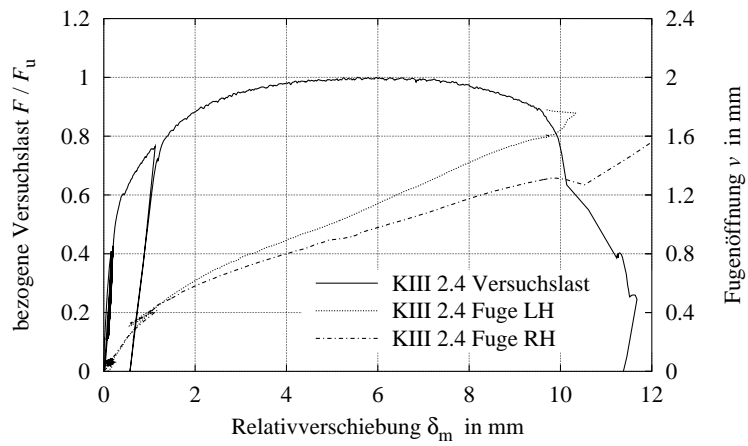


Abbildung B.186: Fugenöffnung Körper KIII2.4

**Serie 17: 2 x 2 KBD 22 ohne Schweißwulst und ohne Kopf, C70/85**

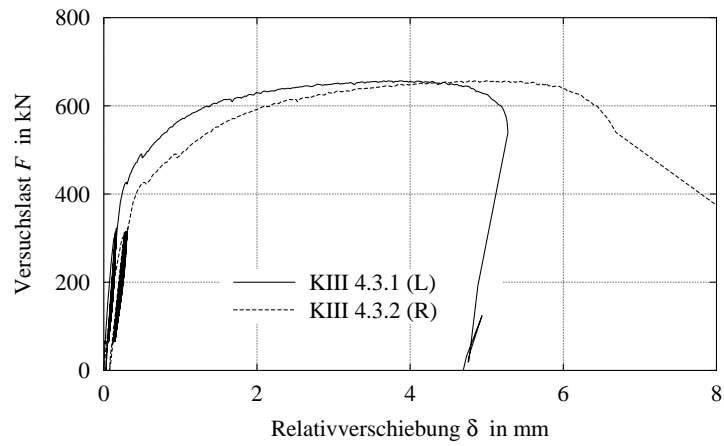


Abbildung B.187: Relativverschiebung Körper KIII4.3

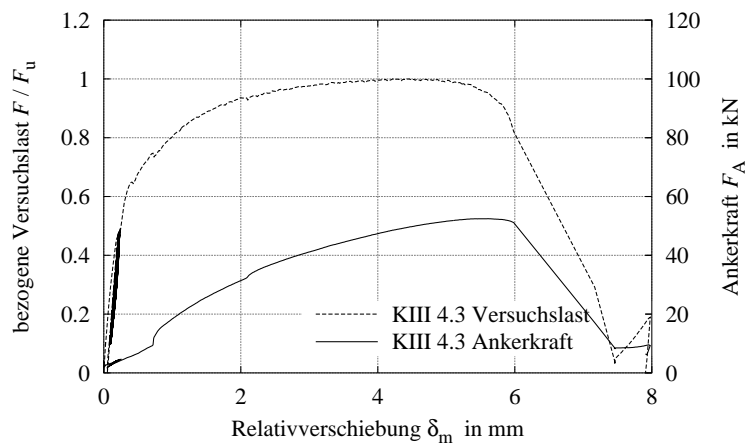


Abbildung B.188: Ankerkraft Körper KIII4.3

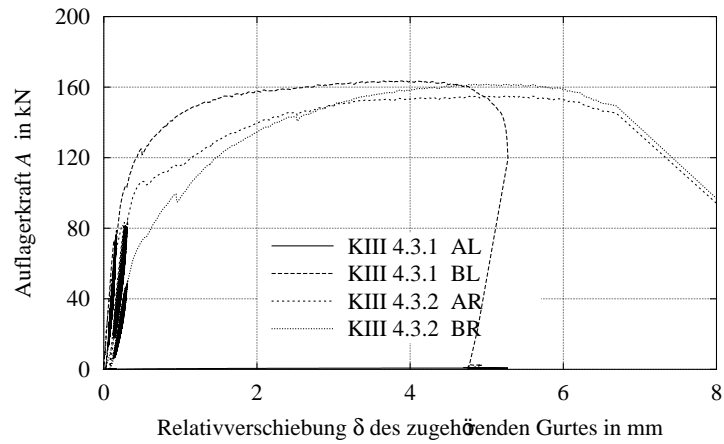


Abbildung B.189: Auflagerkräfte Körper KIII4.3

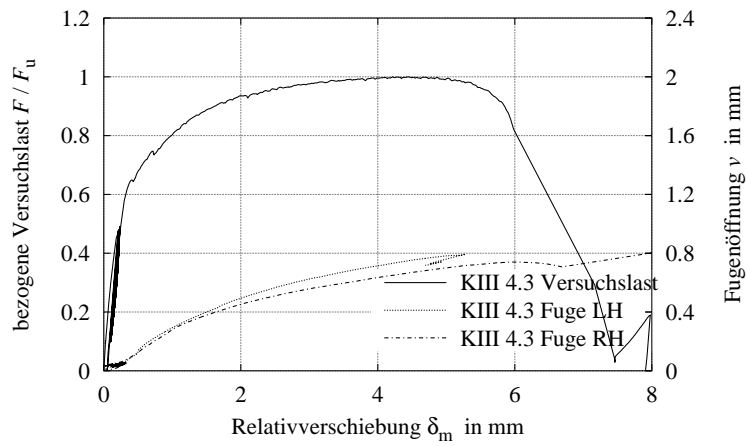


Abbildung B.190: Fugenöffnung Körper KIII4.3

**Serie 17: 2 x 2 KBD 22 ohne Schweißwulst und ohne Kopf, C90/105**

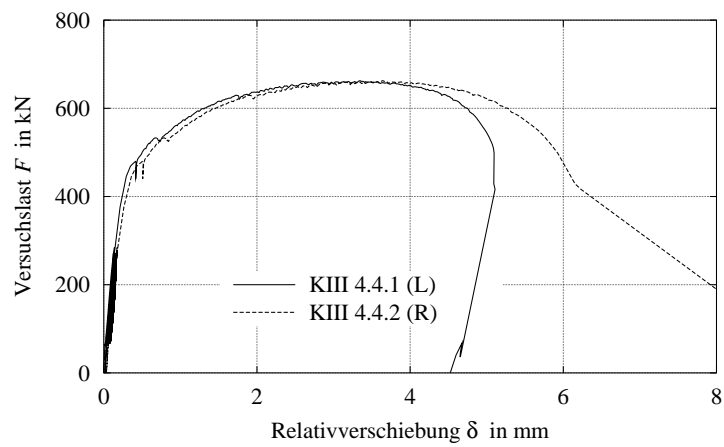


Abbildung B.191: Relativverschiebung Körper KIII4.4



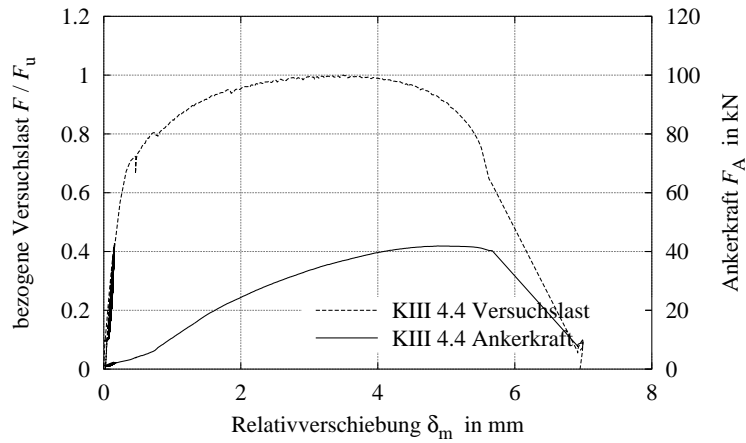


Abbildung B.192: Ankerkraft Körper KIII4.4

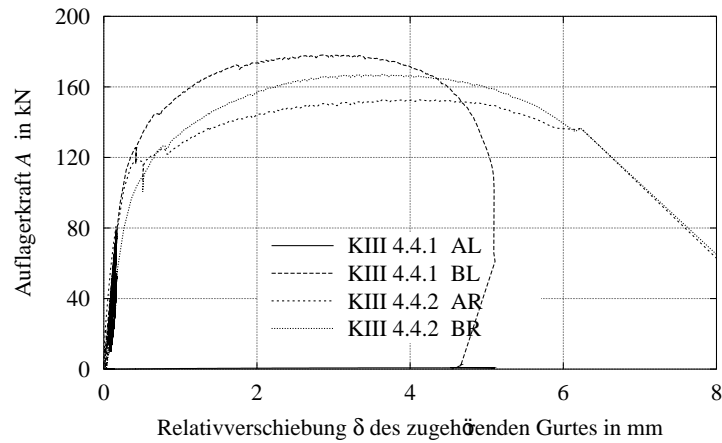


Abbildung B.193: Auflagerkräfte Körper KIII4.4

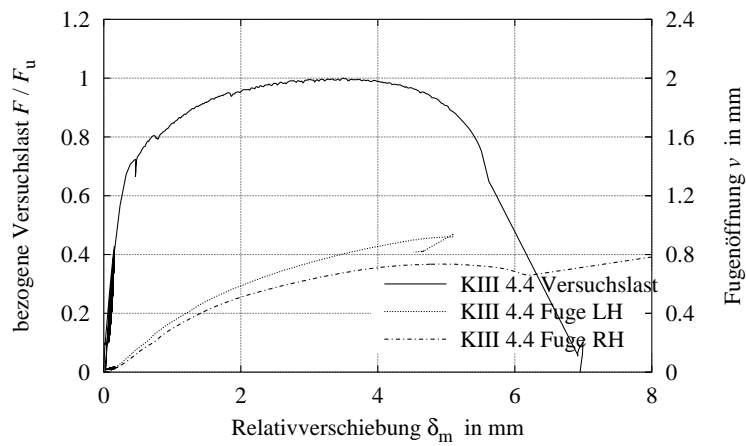


Abbildung B.194: Fugenöffnung Körper KIII4.4

Serie 18: 2 x 2 KBD 22 geschlitz mit DMS, C35/45

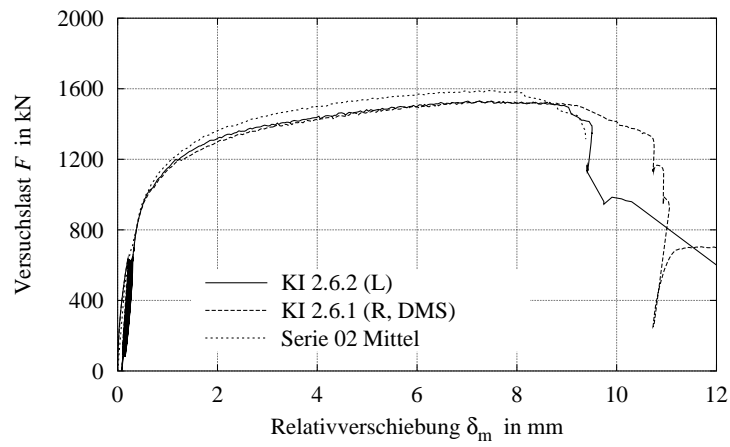


Abbildung B.195: Relativverschiebung Körper KI2.6

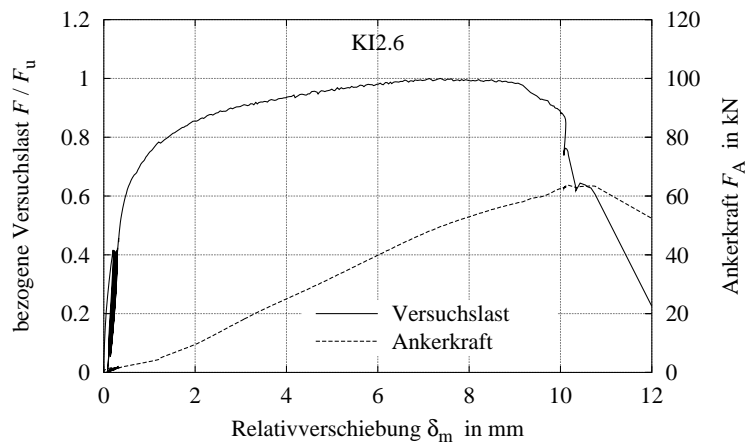


Abbildung B.196: Ankerkraft Körper KI2.6

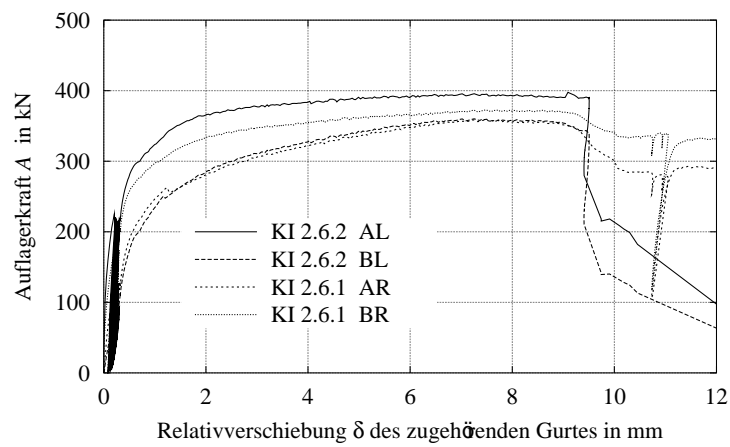


Abbildung B.197: Auflagerkräfte Körper KI2.6

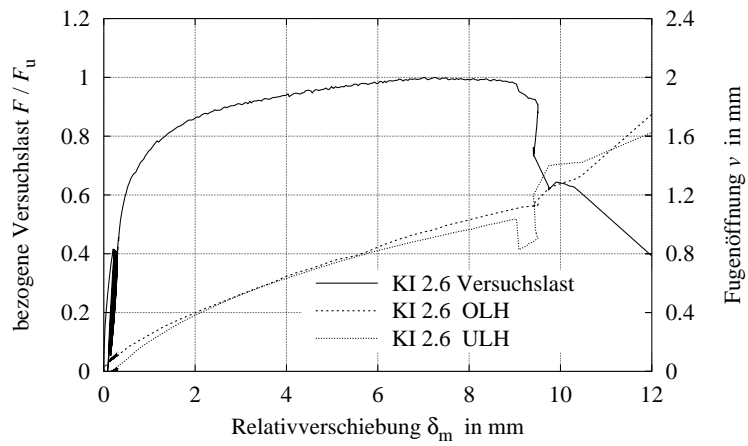


Abbildung B.198: Fugenöffnung Körper KI2.6 links

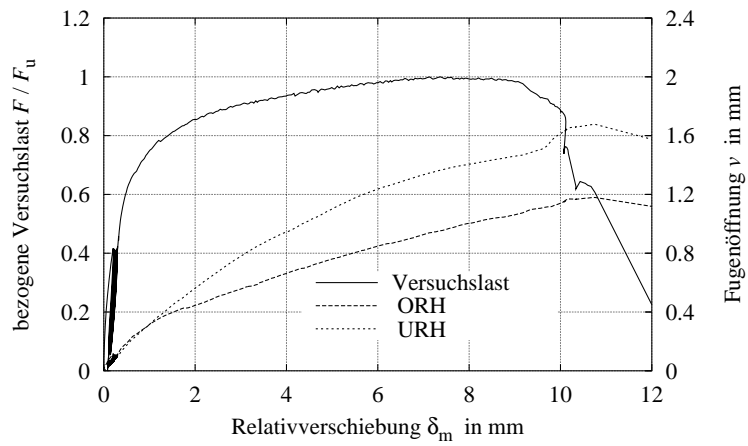


Abbildung B.199: Fugenöffnung Körper KI2.6 rechts

**Serie 18: 2 x 2 KBD 22 geschlitz mit DMS, C70/85**

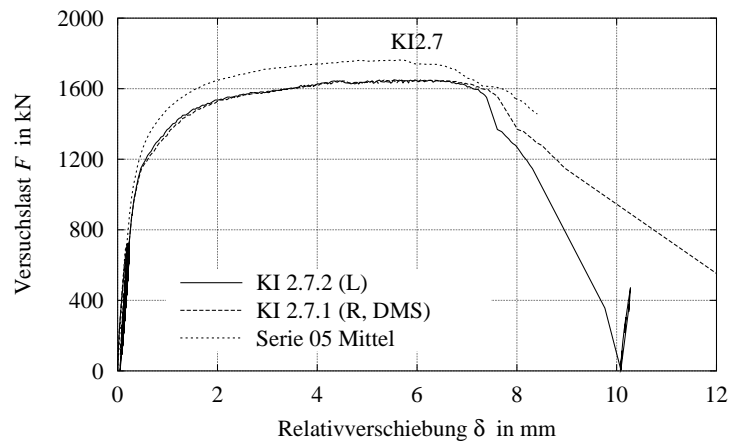


Abbildung B.200: Relativverschiebung Körper KI2.7

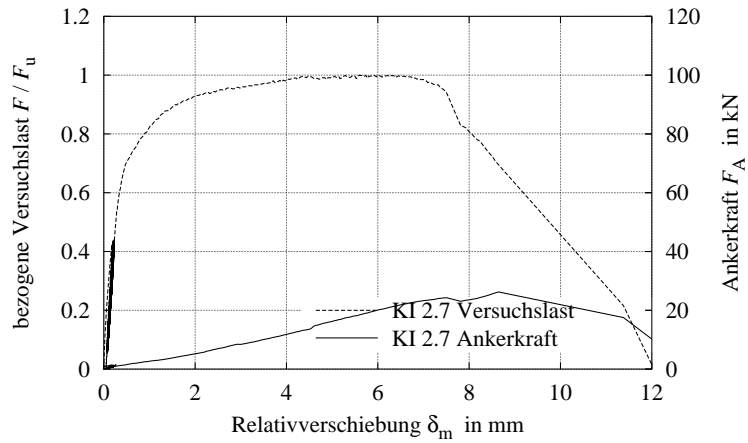


Abbildung B.201: Ankerkraft Körper KI2.7

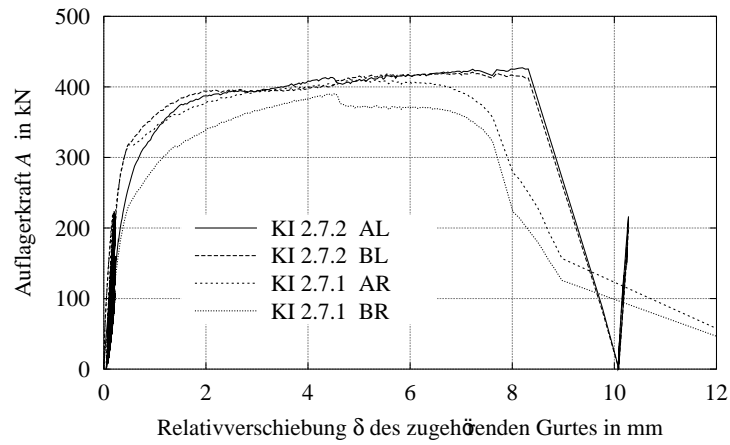


Abbildung B.202: Auflagerkräfte Körper KI2.7

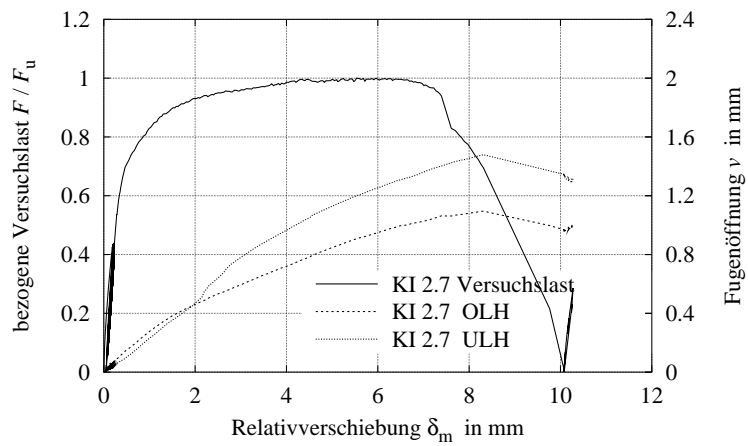


Abbildung B.203: Fugenöffnung Körper KI2.7 links

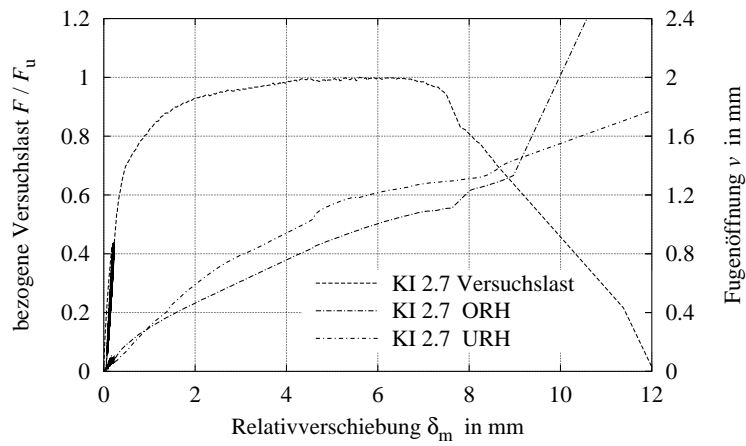


Abbildung B.204: Fugenöffnung Körper KI2.7 rechts

**Serie 18: 2 x 2 KBD 25 geschlitz mit DMS, C70/85**

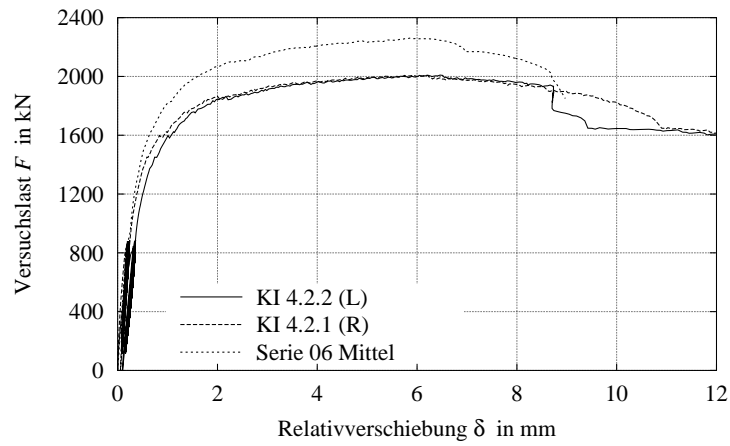


Abbildung B.205: Relativverschiebung Körper KI4.2

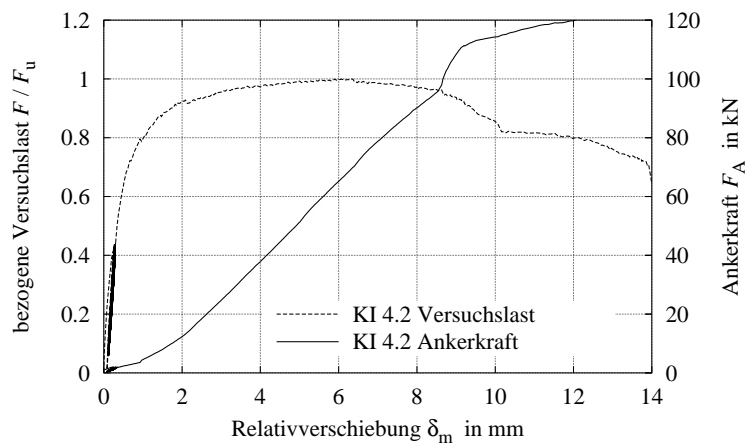


Abbildung B.206: Ankerkraft Körper KI4.2

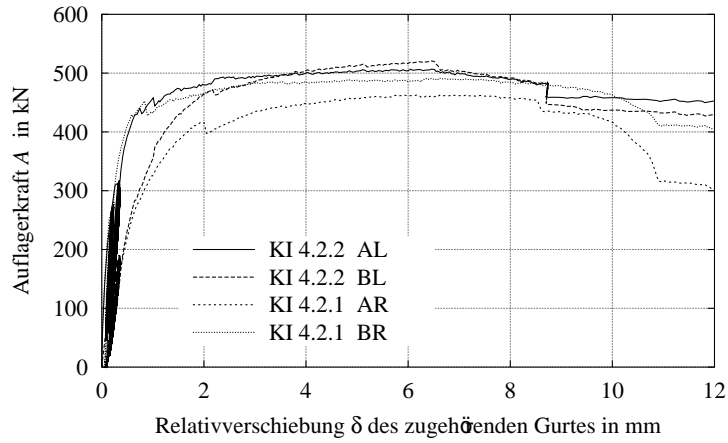


Abbildung B.207: Auflagerkräfte Körper KI4.2

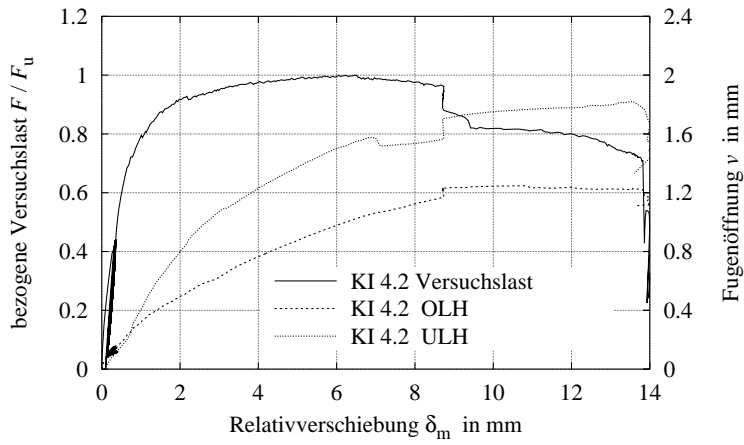


Abbildung B.208: Fugenöffnung Körper KI4.2 links

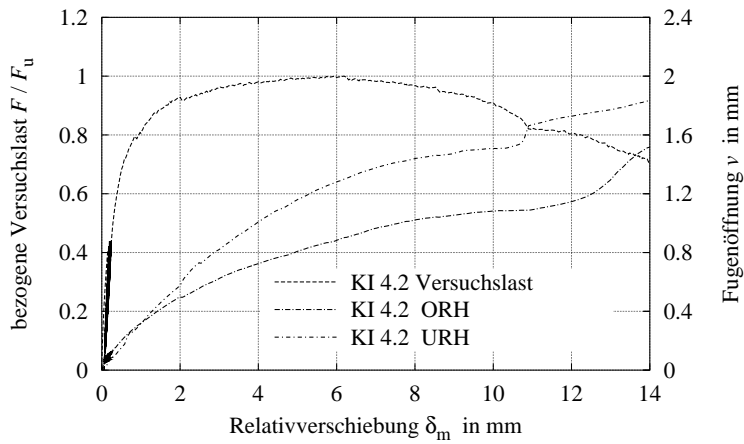


Abbildung B.209: Fugenöffnung Körper KI4.2 rechts

Serie 18: 2 x 2 KBD 25 geschlitz mit DMS, C90/105

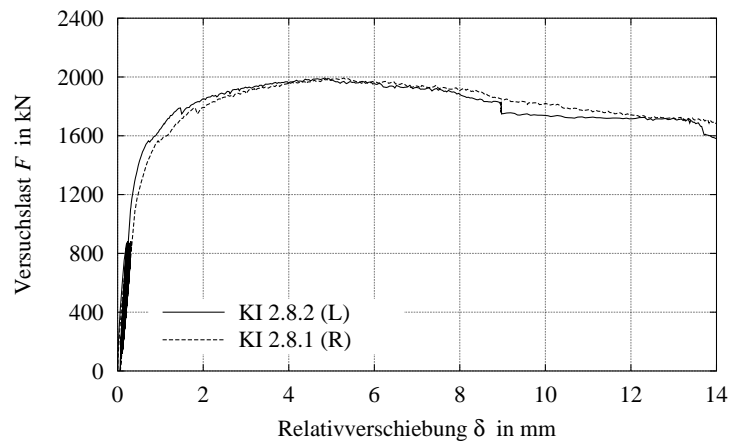


Abbildung B.210: Relativverschiebung Körper KI2.8

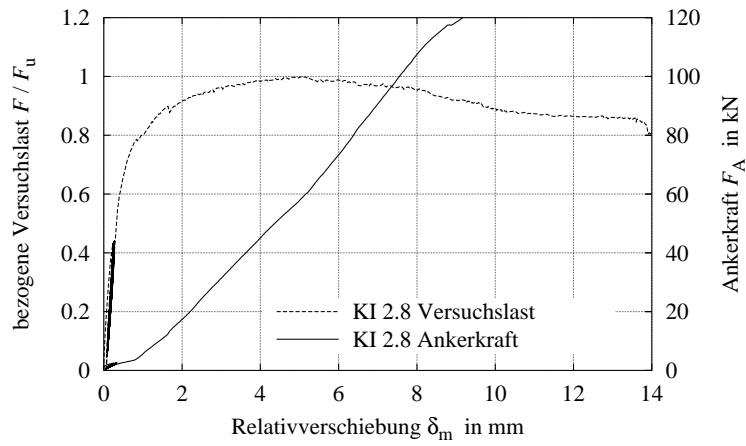


Abbildung B.211: Ankerkraft Körper KI2.8

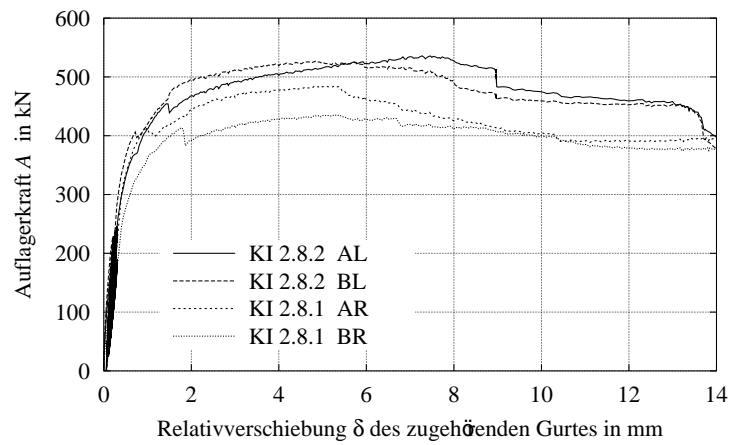


Abbildung B.212: Auflagerkräfte Körper KI2.8

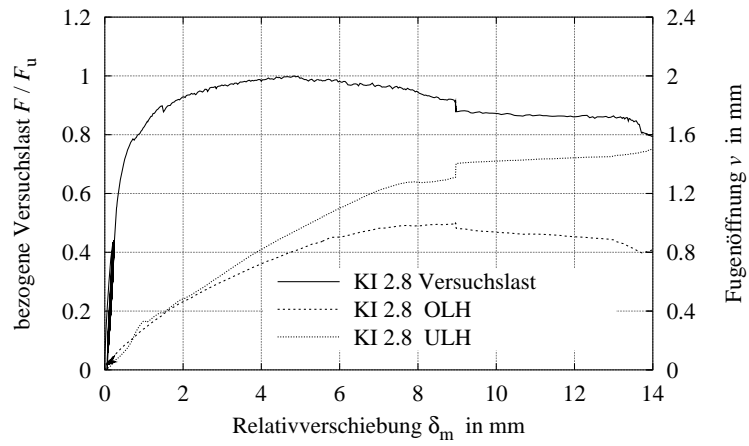


Abbildung B.213: Fugenöffnung Körper KI2.8 links

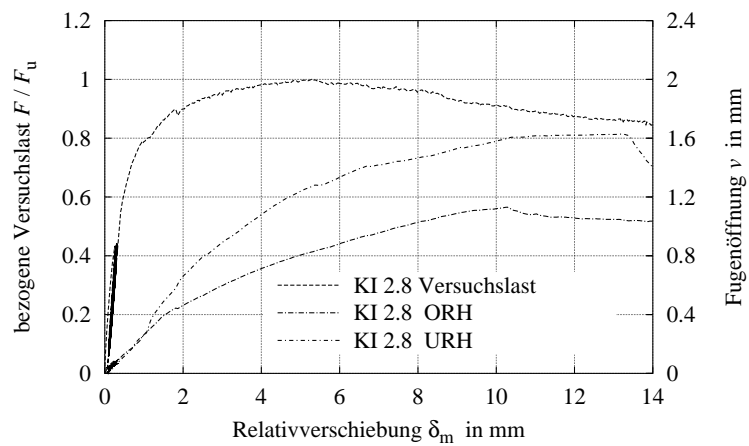


Abbildung B.214: Fugenöffnung Körper KI2.8 rechts



## C Versuchsdaten anderer Forschungsstellen

Tabelle C.1: Versuchsdaten der Versuchserien mit Kopfbolzen in hochfestem Beton

Quelle	Versuch	Kopfbolzen				Beton			Dübel traglast $P_u$ in kN	Relativver- schiebung $\delta_u$ in mm			
		Durch- messer	Höhe	Zug- festigkeit	Würfel druck festigkeit	Zylinder druck festigkeit	Elastizitäts- modul						
		$d_{sh}$ in mm	$h$ in mm	$h/d_{sh}$ $f_u$ in MN/m <sup>2</sup>	$f_{c,cube}$ in MN/m <sup>2</sup>	$f_c$ in MN/m <sup>2</sup>	$E_c$ in MN/m <sup>2</sup>						
Bullo u.Di Marco 1995	3019A 3019B 3019C	19	75	3,9	495	32,5	27,0	33124	111,5 117,2 98,8	9,1 9,1 9,1			
	3025A 3025B 3025C	25	75	3,0	495	32,5	27,0	33124	125,2 225,8 209,8	12,0 12,0 12,0			
	6019A 6019B 6019C	19	75	3,9	495	59,6	49,4	43110	148,3 147,6 163,1	7,8 7,8 7,8			
	6025A 6025B 6025C	25	75	3,0	495	59,6	49,4	43110	189,1 256,2 252,7	9,2 9,2 9,2			
	8019A 8019B 8019C	19	75	3,9	495	94,4	78,4	45644	203,6 191,0 180,9	3,7 3,7 3,7			
	8025A 8025B 8025C	25	75	3,0	495	94,4	78,4	45644	250,0 293,2 199,7	7,7 7,7 7,7			
	An u. Cederwall 1996	NSC11 NSC12 NSC21 NSC22	19	75	3,9	519				30,8	27100	115,0	9,2
		30,8								27000	111,5	7,2	
		30,8								27000	120,8	11,2	
		31,8								27400	119,1	11,2	
		86,1								34080	156,8	5,2	
		81,3								34080	158,6	6,1	
81,3		34080								151,9	5,7		
HSC11 HSC12 HSC21 HSC22	91,2	34080	161,0	7,4									
Galjaard 1997	1-1/1-2 2-1A/2-2A 2-1B/2-2B	19	125	6,6	500				39,8	33,0	26660	120,1	6,8
	41,2								34,2	27051	112,6	8,7	
	41,2								34,2	27051	113,0	7,3	
	99,7								82,8	40904	126,8	5,8	
9-1A/9-2A 9-1B/9-2B	99,7	82,8	40904	129,0	4,6								
Döinghaus 2002	Serie 1/1 Serie 1/2 Serie 1/3	19	75	3,9	550				110,1	91,4	43000	140,4	5,0
	139,8										5,7		
	146,9										5,8		
	Serie 2/1 Serie 2/2 Serie 2/3	22	100	4,5	530				112,6	93,5	43000	197,2	6,4
	190,9										5,4		
	200,7										5,7		
	Serie 3/1 Serie 3/2 Serie 3/3	25	125	5,0	450				113,8	94,5	43000	226,0	7,3
	237,3										6,6		
	226,9										8,0		
	Serie 9/1 Serie 9/2	19	75	3,9	557				115,4	95,8	43000	183,9	5,7
	168,2										4,7		
	Serie 10/1 Serie 10/2 Serie 10/3	22	100	4,5	531				115,8	96,1	43000	246,6	8,1
	244,0										8,4		
	235,5										8,7		
	Serie 11/1 Serie 11/2 Serie 11/3	19	75	3,9	557				83,6	69,4	43000	171,2	6,9
	162,5										6,3		
	155,2										7,3		
	Serie 12/1 Serie 12/2 Serie 12/3	22	100	4,5	531				83,6	69,4	43000	216,1	9,2
	211,0										7,5		
	218,2										7,6		
Serie 13/1 Serie 13/2 Serie 13/3	25	125	5,0	452				88,1	73,1	43000	210,9	10,6	
225,1										8,9			
254,5										8,5			
Serie 25/1 Serie 25/2 Serie 25/3	22	100	4,5	554				107,0	88,8	43000	240,5	8,2	
235,0										7,8			
216,3										6,2			