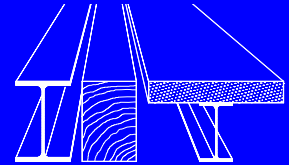


Institut für Konstruktion und Entwurf
Stahl- Holz- und Verbundbau
Universität Stuttgart



Tragverhalten von Kopfbolzen in Verbundträgern bei senkrecht spannenden Trapezprofilblechen

Matthias Konrad

Mitteilungen

Tragverhalten von Kopfbolzen in Verbundträgern bei senkrecht spannenden Trapezprofilblechen

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines Doktors
der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Matthias Konrad

aus

Würzburg

Hauptberichterin: Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille

Tag der mündlichen Prüfung: 05. Juli 2011

Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart

2011

Mitteilung des Instituts für Konstruktion und Entwurf; Nr. 2011-1

Matthias Konrad Tragverhalten von Kopfbolzen in Verbundträgern bei senkrecht span-
nenden Trapezprofilblechen
Herausgeber Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart
Telefon: (0711)68566245
Telefax: (0711)68566236
Redaktion Bernadette Froschmeier

D 93

© Institut für Konstruktion und Entwurf, Stuttgart 2011
Alle Rechte vorbehalten

ISSN 1439-3751

Kurzdarstellung

Verbundträger aus Stahlträgern mit aufliegender Verbundplatte aus querspannenden Trapezblechen und Aufbeton werden üblicherweise mit Kopfbolzen als Verbindungsmittel ausgeführt. Die Ergebnisse von 17 eigenen Push-Out Versuchen bestätigen die Ergebnisse bereits vorangegangener Untersuchungen, dass der normative Ansatz für den Fall senkrecht spannender Trapezprofilbleche die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte mit Abminderungsfaktoren zu multiplizieren, die Tragfähigkeit im Mittel überschätzt sowie eine große Streubreite besitzt. Dem gegenüber zeigen die beiden empirisch ermittelten normativen Bestimmungsgleichungen für die mittlere Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen und rechnerischer Traglast bei jedoch ebenfalls unbefriedigender Streubreite. Es liegt also nahe anzunehmen, dass der Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Rippengeometrie unzureichend ist und zur Überschätzung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezprofilblechen führt.

Der Vergleich der normativen Regelung mit vorhandenen alternativen Ansätzen/Modellen aus der Literatur anhand von ca. 300 Push-Out Versuchen mit senkrecht spannenden Trapezblechen zeigt, dass diese Modelle keine besseren Ergebnisse liefern als die normativen Regelungen bzw. in ihrer Anwendung zu kompliziert sind, um als Ersatz zu dienen. Aus diesem Grund wird in der vorliegenden Arbeit ein verbesserter Ansatz zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in Vollbetonplatten als auch bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen entwickelt.

Für den Fall „Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte“ werden die den maßgebenden Tragkomponenten berücksichtigt. Der Vergleich mit 140 Push-Out Versuchen mit Vollbetonplatte zeigt, dass der neue Ansatz deutlich bessere Ergebnisse liefert als die momentan gültige normative Regelung. Hierbei sei auch auf die Anwendbarkeit bei höherfesten Materialien hingewiesen. Ausgehend von diesen neuen Bestimmungsgleichungen, wird mit Hilfe einer umfangreichen FE-Parameterstudie die geometrischen Haupteinflussgrößen der Rippengeometrie auf die Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton erfasst. Mit Hilfe dieser Ergebnisse können neue Abminderungsfaktoren vorgeschlagen werden, die für die vorliegende Datenbasis, im Vergleich zur Norm sowie zu den anderen Ansätzen/Modellen die genauesten Ergebnisse sowohl bezogen auf den Mittelwert als auch auf die Streubreite aufweisen. Dieser Vorschlag ist in seiner einfachen Anwendung mit der Norm vergleichbar.

Abstract

Composite girders with concrete slabs or composite slabs with additional steel sheetings spanning transverse to the supporting beam are usually designed with headed stud connectors as shear connectors. The results of 17 own push-out tests confirm the results of earlier investigations, which have demonstrated that the approach given in the standard - i.e., reduction factor multiplied with the bearing capacity of a headed stud in a pure concrete plate - tends to overestimate the bearing capacity of a headed stud using transverse spanning steel sheetings and displays relatively high standard deviation. In contrast, existing empirical equations in the code to determine the bearing capacity of a headed stud connector in a pure concrete slab show a good mean value, but likewise a relatively high deviation from the mean value. Consequently, it is concluded that the reduction factor considering the geometry of the steel sheeting is currently insufficient. A comparison of the given approach in the code with existing alternative models in the literature based on approx. 300 push-out tests using transverse spanning steel sheetings shows that these models do not display better correlation values than the approach of the standard. Moreover, the applicability is often too complex to be a useful alternative. Thus, a revised approach for the determination of the bearing capacity of headed stud connectors in concrete as well as with additional steel sheetings spanning transverse to the supporting beam is developed in this contribution. For the case of headed studs in a concrete, the new model considers the decisive components of the bearing capacity of a headed stud connector. A comparison of 140 push-out tests shows that the new model has a better correlation value compared to the approach in the code. Additionally, the applicability for higher strength materials is verified. Based on the equations and with the help of a comprehensive numerical parametric study, the main parameters of the geometry of the trough of the steel sheeting have been determined. Based on these results, new reduction factors are proposed which result in the best statistical values of all presented alternative approaches and models and which applicability is comparable with the approach given in the standard.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	9
1.1	Allgemeines	9
1.2	Motivation und Zielsetzung	10
1.3	Überblick	11
2	Tragverhalten von Kopfbolzen	13
2.1	in einer Vollbetonplatte	13
2.2	bei Trapezprofilblechen senkrecht zum Verbundträger	15
3	Bewertung der Normensituation	19
3.1	Allgemeines	19
3.2	DIN 18800-5	19
3.3	EC 4	21
3.4	Hintergrundbericht zu Eurocode 4 Teil 1-1	23
3.5	Vergleich der normativen Regelungen	24
3.6	Diskussion der Regelungen in DIN EN 1994-1-1 und DIN 18800-5	26
3.7	Zusammenfassung und Fazit	27
4	Modelle	29
4.1	Allgemeines	29
4.2	nach Ernst	29
4.3	nach Jenisch	35
4.4	nach Johnson und Yuan	38
4.5	nach Lungershausen	40
4.6	nach Rambo-Roddenberry	43
4.7	nach Lawson	44
4.8	Zusammenfassung und Fazit	46
5	Eigene experimentelle Untersuchungen	47
5.1	Allgemeines	47
5.2	Vergleich von Push-Out Versuch mit Trägerversuchen	48
5.3	Versuchsbeschreibung	53
5.3.1	Versuchskörpergeometrien und Parameterbereich	53
5.3.2	Materialkennwerte und rechn. Tragfähigkeiten	56
5.4	Versuchsdurchführung	57
5.5	Versuchsbeobachtungen und Ergebnisse	59
5.5.1	Versuchsgruppe ThyssenKrupp (V1-V6)	59

5.5.2	Versuchsgruppe Cofrastra (V7-V12)	64
5.5.3	Versuchsgruppe Holorib (V13-V17)	69
5.6	Zusammenfassung	73
5.7	Schlussfolgerung	75
6	Modellvergleich anhand von Versuchsergebnissen	79
6.1	Allgemeines	79
6.2	mit DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26]	79
6.3	mit Ernst [37]	81
6.4	mit Jenisch [60]	83
6.5	mit Johnson und Yuan [63],[117]	84
6.6	mit Lungershausen [78]	87
6.7	mit Rambo-Roddenberry [89]	89
6.8	mit Lawson [73]	91
6.9	Zusammenfassung	93
7	Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte	95
7.1	Allgemeines	95
7.2	Grundlagen	96
7.2.1	Tragverhalten von Beton unter extremer Teilflächenpressung	96
7.2.2	Erhöhte Kopfbolzenzugfestigkeit im Bereich der Schweißwulst	98
7.3	Herleitung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte	101
7.3.1	Allgemeines	101
7.3.2	Druckstrebe auf die Schweißwulst	101
7.3.3	Schaftbiegung	102
7.3.4	Horizontalkomponente der Bolzennormalkraft	109
7.3.5	Zusammenfassung	112
7.4	Verifikation und Statistische Analyse nach DIN EN 1990 [24]	113
7.4.1	Allgemeines	113
7.4.2	Betonfestigkeiten bis $f_{c,cyl} \leq 60 \text{ N/mm}^2$	113
7.4.3	Betonfestigkeiten ab $f_{c,cyl} > 60 \text{ N/mm}^2$	115
7.4.4	Statistische Auswertung nach DIN EN 1990 [24]	116
7.5	Zusammenfassung	122
8	FE-Untersuchungen	123
8.1	Überblick zum Vorgehen	123
8.2	Modell und Verifikation	123
8.2.1	Allgemeines	123
8.2.2	Materialmodelle	124
8.2.3	Verifikation	125
8.3	Parameterbereich	138
8.4	Ergebnisse	139
8.4.1	Einfluss der Rippenhöhe h_p	139
8.4.2	Einfluss der Einbindetiefe des Kopfbolzens h_{sc}/h_p	140
8.4.3	Einfluss der Profilblechgeometrie b_m/h_p	141

8.4.4	Einfluss der Profilblechdicke t	141
8.4.5	Einfluss der Kopfbolzenanzahl n_r	142
8.4.6	Zusammenfassung	143
9	Neue Reduktionsfaktoren	145
9.1	Überblick zum Vorgehen	145
9.2	Abminderungsfaktoren	147
9.2.1	Für Kopfbolzen in „mid-position“	147
9.2.2	Für Kopfbolzen in „favourable-position“	149
9.2.3	Für Kopfbolzen in „unfavourable-position“	150
9.2.4	Zusammenfassung	152
9.3	Erweiterung des Anwendungsbereich	153
9.4	Verifikation und statistische Analyse nach DIN EN 1990 [24]	155
9.4.1	Allgemein	155
9.4.2	Verifikation	156
9.4.3	Statistische Auswertung nach DIN EN 1990 [24]	157
9.5	Zusammenfassung und Bemessungsvorschlag	161
10	Zusammenfassung und Ausblick	165
10.1	Zusammenfassung	165
10.2	Ausblick	167
	Literaturverzeichnis	169
	Tabellenverzeichnis	179
	Abbildungsverzeichnis	181
A	Datenblätter eigene Push-Out Versuche	187
B	Datenbasis der Push-Out Versuche mit Vollbetonplatte	223
C	Datenbasis der Push-Out Versuche mit senkrecht spannenden Trapezblechen	227
D	„Gauge Deck“-Definition	237

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Verbundträger werden häufig mit Profilblechen und Ortbeton zeit- und kostengünstig hergestellt. Hierbei unterscheidet man Verbundträger mit Profilblechen, die senkrecht (vgl. Bild 1.1) bzw. parallel (vgl. Bild 1.2) zum Verbundträger spannen. Es ist davon auszugehen, dass in Deutschland überwiegend Profilbleche, die senkrecht zum Träger spannen, ausgeführt werden. Aus diesem Grund ist diese Ausführungsvariante Gegenstand der weiteren Untersuchungen in dieser Arbeit. Üblicherweise kommen Kopfbolzen als Verbundmittel zum Einsatz. Sowohl in DIN 18800-5 [20] als auch in DIN EN 1994-1-1 [26] wird der Einfluss

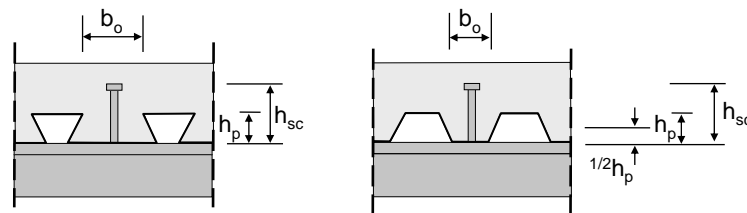


Bild 1.1: Verbundträger mit senkrecht spannenden Trapezblechen aus DIN 18800-5 [20]

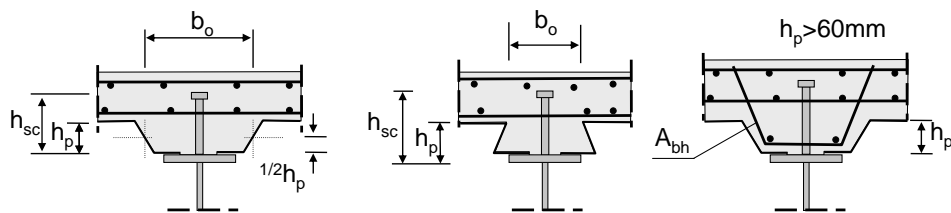


Bild 1.2: Verbundträger mit parallel spannenden Trapezblechen aus DIN 18800-5 [20]

des Profilblechs auf die Kopfbolzentragfähigkeit $P_{Rk,k}$ durch Multiplikation eines Abminderungsfaktors k mit der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte P_{Rk} berücksichtigt. Der Abminderungsfaktor k ist abhängig von der Rippengeometrie des gewählten Trapezprofilblechs, charakterisiert durch den Quotienten aus Sickenbreite und Profilblechhöhe, sowie der Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton, definiert durch das Verhältnis der Kopfbolzenhöhe zur Rippenhöhe. Für den Fall senkrecht spannender Trapezprofilbleche ist der Abminderungsfaktor zusätzlich durch einen oberen Grenzwert $k_{t,max}$ beschränkt. Dieser Ansatz berücksichtigt jedoch weder die im Vergleich zur Vollbetonplatte, zusätzlich auftretenden Versagensmechanismen noch alle Einflussparameter für den Fall von Kopfbolzen

in einer Trapezblechsicke. Dennoch hat dieses systematische Vorgehen, Abminderungsfaktor angewandt auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte, neben DIN 18800-5 [20] und DIN EN 1994-1-1 [26] Eingang in weitere Normen (siehe z.B. ANSI/ AISC 360-05 [6], BS 5950-3.1 [13]) gefunden. Es musste festgestellt werden, dass die Regelungen bzw. die getroffenen Annahmen unzureichende und unter Umständen unsichere Ergebnisse liefern (vgl. z.B. Kuhlmann und Raichle [70], Kuhlmann und Konrad [67, 69]). Des Weiteren führen restriktive Anwendungsgrenzen dazu, dass in der Mehrzahl aller Fälle bei senkrecht spannenden Trapezprofilblechen der obere Grenzwert $k_{t,max}$ maßgebend wird und die Anwendbarkeit stark eingeschränkt ist. Aus diesem Grund wurden unterschiedliche existierende Modelle aus der Literatur verglichen und ein eigener Ansatz zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bei Verwendung von senkrecht zum Träger spannenden Trapezprofilblechen entwickelt.

1.2 Motivation und Zielsetzung

Die Motivation zu dieser Arbeit und den angestrebten Zielen beruht auf der Erkenntnis, dass die Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezprofilblechen nach momentan gültiger Normung (siehe DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26]) unzureichende und unter Umständen unsichere Ergebnisse liefert (siehe u.a. Kuhlmann und Raichle [70]) und die normativen Regelungen stark reglementiert und hierdurch in ihrer Anwendung beschränkt sind. Gleichzeitig muss festgestellt werden, dass die Bestimmungsgleichungen der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte gegenüber Versuchen großen Streuungen zeigen und aus diesem Grund der notwendige „Sicherheitsabstand“ zwischen Mittelwert und charakteristischem Wert relativ groß ist. So sind diese Bestimmungsgleichungen empirisch ermittelt worden und spiegeln nicht, die im Versuch beobachteten Tragmechanismen bzw. einzelnen Tragkomponenten, wie sie z.B. von Lungershausen [78] beschrieben wurden, wieder.

Die Literaturrecherche zeigt, dass es eine Vielzahl von Ansätzen bzw. Modellen gibt, die die Tragfähigkeit bei Kopfbolzen unter Verwendung von Trapezblechen (senkrecht spannend) besser darstellen sollen als die Norm, was jedoch überprüft werden muss. Die Aufbereitung der verschiedenen Modelle zeigt bereits, dass die Modelle auf der einen Seite noch schärfere Anwendungsgrenzen als die Norm besitzen oder aber infolge ihrer komplizierten Anwendung baupraktisch kaum eine Rolle spielen können.

Hieraus lassen sich die Ziele dieser Arbeit definieren. Auf der einen Seite die Entwicklung neuer Bestimmungsgleichungen für die Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von Vollbetonplatten. Hierbei sollen insbesondere die einzelnen bzw. maßgebenden Traganteile berücksichtigt werden sowie die Anwendbarkeit bei hochfesten Baustoffen verbessert werden.

Auf der anderen Seite soll durch die genaue qualitative und quantitative Berücksichtigung der maßgebenden Einflussparameter bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen im Gegensatz zur normativen Regelung ein Überschätzen (im Mittel) der Tragfähigkeit vermieden werden. Ein weiteres Ziel ist eine geringe Streuung des eigenen Ansatzes um eine höhere ansetzbare charakteristische Tragfähigkeit zu erhalten. Dies soll ohne strenge restriktive Anwendungsgrenzen erreicht werden.

1.3 Überblick

Die kurze Erläuterung zum Tragverhalten von Kopfbolzen in Vollbetonplatten sowie bei senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton in Kapitel 2 dient zur Einführung von Begriffen sowie zur Erläuterung der verschiedenen Tragmechanismen, soweit sie für diese Arbeit notwendig sind, und hat nicht den Anspruch auf Vollständigkeit. Weiterführende Informationen sind in den Arbeiten von Lungershausen [78], Jenisch [60], Ernst [37] u.v.a. zu finden. Anschliessend wird in Kapitel 3 auf die Unterschiede der entsprechenden Regeln in DIN 18800-5 [20] und DIN EN 1994-1-1 [26] sowie auf ihre Gemeinsamkeiten eingegangen und es werden die in Roik u. a. [97] enthaltenen Bestimmungsgleichungen für die mittlere Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte eingeführt. Kapitel 3 schließt mit einem kurzen Vergleich mit weiteren internationalen Normen und der Diskussion hinsichtlich der Anwendbarkeit der entsprechenden Regeln von DIN 18800-5 [20] respektive DIN EN 1994-1-1 [26] bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezprofilblechen mit Aufbeton ab. Anschliessend werden in Kapitel 4 die unterschiedlichen vorhandenen Modelle kurz vorgestellt, die mit Hilfe der eigenen Versuchsergebnisse Kapitel 5 (siehe hierzu auch Annex A) sowie den in der Literatur gefundenen und in Anhang C zusammengefassten Versuchsergebnissen verglichen werden (siehe Kapitel 6).

Der eigene Ansatz zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte, die hierzu notwendigen Grundlagen sowie die Verifikation und die statistische Analyse nach DIN EN 1990 [24] mit Hilfe der in Anhang B zusammengefassten Versuchsergebnissen sind in Kapitel 7 enthalten.

Daran anschliessend werden in Kapitel 8 die Ergebnisse der umfangreichen FE-Parameterstudie einschließlich der FE-Modell Verifikation zur qualitativen Bestimmung der geometrischen Haupteinflussgrößen auf die Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezprofilblechen mit Aufbeton präsentiert. Diese Ergebnisse führen zu neuen verbesserten Abminderungsfaktoren, die in Kapitel 9 zusammengefasst sind und ebenfalls mit Hilfe der eigenen Versuche sowie der Versuche aus der Literatur (siehe Anhang C) statistisch nach DIN EN 1990 [24] ausgewertet werden.

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse dieser Arbeit, die Darstellung offener Fragen bzw. weiterer mögliche Untersuchungen schließen in Kapitel 10 diese Arbeit ab.

2 Tragverhalten von Kopfbolzen

2.1 Tragverhalten von Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte

Die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte beruht vor allem auf den Materialeigenschaften des Bolzenmaterials und des verwendeten Betons, den geometrischen Eigenschaften des Dübels (Durchmesser d , Gesamtlänge h_{sc}) einschließlich des Dübelkopfes sowie der Geometrie der zugehörigen Schweißwulst. Die Erläuterungen zum Tragverhalten beruhen auf der Modellvorstellung von Lungershausen [78], die hier kurz wiedergegeben werden soll. Für weiterführende Informationen sei auf die Arbeit von Jenisch [60] bzw. Lungershausen [78] verwiesen.

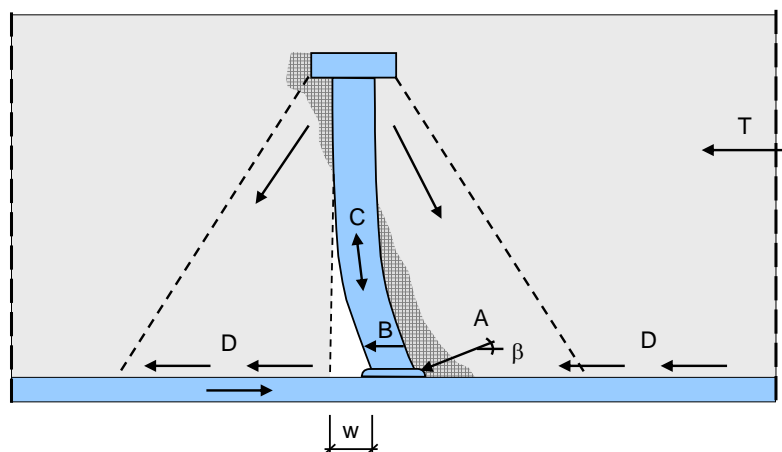


Bild 2.1: Tragverhalten eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte nach Lungershausen [78]

Grundsätzlich können 4 Traglastanteile unterschieden werden, die mit steigendem Schlupf w bzw. Schubkraft T unterschiedlich stark ausgebildet sind (vgl. Bild 2.1 und Bild 2.2). Bei geringem Schlupf w bilden sich flache Druckstreben ($\beta \leq 35^\circ$), die sich auf den Fußpunkt des Kopfbolzens und den zugehörigen Schweißwulst abstützen (Traglastanteil A). Infolge fortschreitender Betonpressungen am Kopfbolzenfuß und der daraus resultierenden Betonschädigung, kommt es zu einer Schubkraftumlagerung in den Kopfbolzenschaft, der auf Biegung beansprucht wird (Traglastanteil B). Dieses Tragverhalten ist charakterisiert durch plastische Verformungen im unteren Schaftbereich.

Die behinderte Verformung des Dübelkopfes erzeugt eine Zugkraft im Schaft, die mit Druckkräften im Beton unterhalb des Dübelkopfes im Gleichgewicht steht (Traglastanteil C). Diese Druckkräfte treten vor allem am Bolzenkopf auf der lastabgewandten Seite auf. Mit steigender Zugkraft bzw. Druckkräften im Beton entstehen Reibungskräfte zwischen Betonkegel und der Gurtoberfläche als vierter Traglastanteil (Lastanteil D).

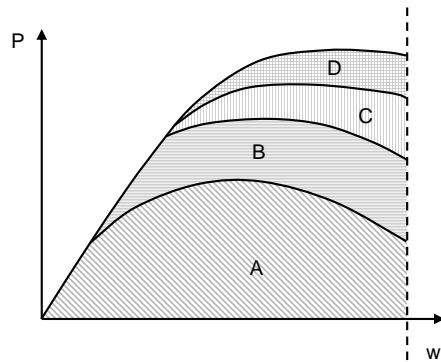


Bild 2.2: Traglastanteile bei einem Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte nach Lungershausen [78]

Scheele [103] konnte jedoch keinen deutlichen Einfluss der Reibungskräfte beobachten. Des Weiteren ist zu beachten, dass mit steigender Zugkraft die Biegebelastung des Dübelschaftes geringer wird (vgl. Bild 2.2).

Das Versagen eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte ist somit charakterisiert durch 2 unterschiedliche Versagensmechanismen. Auf der einen Seite wäre hier das Versagen des Betons vor dem Kopfbolzen durch Überschreiten der maximal aufnehmbaren Druckkräfte zu nennen. Auf der anderen Seite kann es zu einem Abscheren des Bolzens infolge Überschreitens der Zugfestigkeit des Bolzengrundmaterials kommen.

Auf Traglastniveau kann der Einfluss der Schweißwulst auf die Tragfähigkeit im Mittel mit etwa 25% abgeschätzt werden (vgl. Jenisch [60] bzw. Scheele [103] direkt). Der Einfluss des Bolzenkopfes auf die Tragfähigkeit sinkt mit steigender Betonfestigkeit auf Grund des geringeren Schlupfes und der daraus resultierenden geringeren Rückverankerung des Bolzenkopfes. Bei einer Betonfestigkeit von $f_c = 34 \text{ N/mm}^2$ kann er jedoch ebenfalls zu ca. 25% geschätzt werden (siehe Jenisch [60] oder direkt van den Boogaard und Stark [12]). Während Bild 2.2 die verschiedenen Traglastanteile eher qualitativ darstellt, ist der Anteil infolge auftretender Zugkraft im Kopfbolzen (Lastanteil C) eher als gering anzusehen. So schätzen Eligehausen und Mallée [33] das Verhältnis der Querkraft zur Zugkraft eines Kopfbolzens unter Querlast zu 0,35 ab, Döinghaus [30] zu 0,2 bei höherfesten Betonen. Gleichzeitig tritt die maximale Traglast eines Kopfbolzens in einem Push-Out Versuch bei 4mm - 10mm je nach Betongüte auf (vgl. Jenisch [60]), was die Annahme einer maximalen Schrägstellung des Kopfbolzens zur Senkrechten von weniger als 20° zulässt. Unter Annahme eines Winkels dieser Größenordnung wäre die horizontale Komponente der Zugkraft kleiner als 10% der zugehörigen Querkraft.

2.2 Tragverhalten von Kopfbolzen bei Verwendung von Trapezprofilblechen senkrecht zum Verbundträger

Während die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte (vgl. Abschnitt 2.1) hauptsächlich durch die Materialeigenschaften des Bolzenmaterials bzw. des umgebenden Beton sowie den Abmessungen des Kopfbolzens inkl. Schweißwulst charakterisiert ist, sind bei Verwendung von Trapezprofilblechen zusätzliche Einflüsse festzustellen. Augenscheinlich ist das verwendete Trapezblech und die daraus resultierende geometrische Form des Betons in der Sicke ein entscheidendes Einflusskriterium (vgl. Bild 2.3). Daneben haben jedoch bereits frühe Untersuchungen (siehe z.B. Roik und Lungershausen [99], Lawson [73] u.a.) gezeigt, dass zusätzlich die Lage des Kopfbolzens in der Sicke (vgl. Bild 2.4(a) und 2.4(b)), die Anzahl der Kopfbolzen je Sicke und die Einbindetiefe eines Kopfbolzens in den Aufbeton Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten des Kopfbolzens haben.

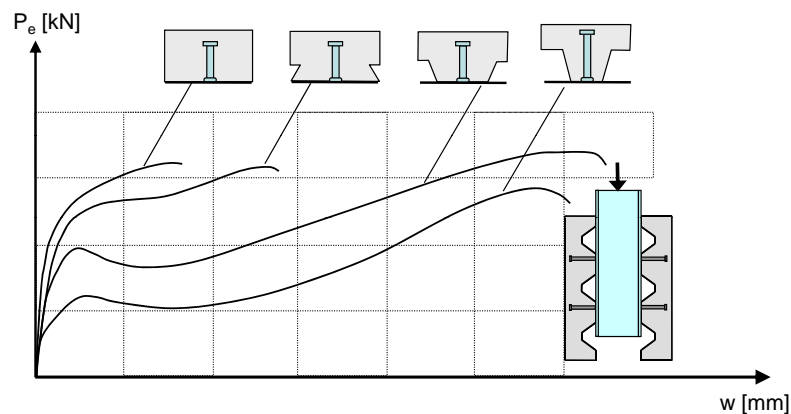


Bild 2.3: Last-Verformungsverhalten eines Kopfbolzens in Abhängigkeit der Rippengeometrie nach Roik und Lungershausen [99]

Grundsätzlich unterscheidet man 3 unterschiedliche Positionen (vgl. Bild 2.4) im Fall eines Kopfbolzens in der Sicke:

- „Favourable-position“, „Strong-position“ bzw. Anordnung in Krafrichtung, d.h. auf der lastabgewandten Seite
- „Mid-position“, „Central-position“ bzw. zentrische Anordnung
- „Unfavourable-position“, „Weak-position“ bzw. Anordnung gegen die Krafrichtung, d.h. auf der lastzugewandten Seite

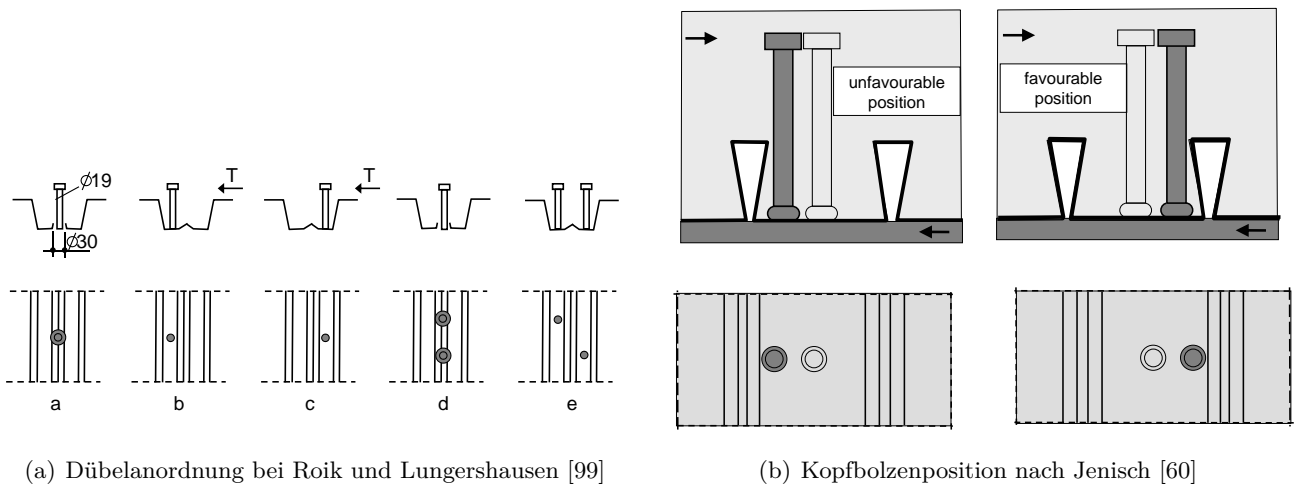
Planmäßige Außermittigkeit kommen z.B. bei Verwendung von Trapezprofilblechen mit Aussteifungssicken vor, bei denen ein Durchschweißen nur bedingt möglich ist.

Des Weiteren variiert bei 2 Kopfbolzen in der Sicke die Position zueinander. Hier unterscheidet man:

- „Parallel-position“, Parallele Anordnung quer zur Trägerrichtung

- „Staggerd-position“, Versetzte Anordnung mit einem vorhandenen Querabstand e_q der Kopfbolzen zueinander, vgl. Bild 2.4(a)
- „In-series“, Reihenanordnung, Kopfbolzen stehen in Reihe mit Längsabstand e_l und ohne Querabstand e_q

Roik und Bürkner [94] unterscheiden in Abhängigkeit der Kopfbolzenposition zum Trapezblechsteg (siehe Bild 2.5) verschiedene Druckstrebenverläufe. Während sich bei Anordnung des Kopfbolzens in „favourable-position“ die Druckstrebe noch auf den Bolzenfuß abstützen kann, bildet sich nach Roik und Bürkner [94] bei „unfavourable-position“ ein Zug-Druck-Mechanismus (Bolzen, Beton) aus, der das „Verdrehen“ der Sicke behindert, vgl. Bild 2.5. Ob dieser Mechanismus geeignet ist das Tragverhalten für Kopfbolzen in „unfavourable-position“ zu beschreiben, ist sicherlich zu diskutieren. So gehen die meisten Modelle (siehe z.B. Jenisch [60], Johnson und Yuan [63]) von einer Druckstrebe auf den Kopfbolzenfuß mit je nach Kopfbolzenposition unterschiedlichen Druckstrebenwinkel aus. Des Weiteren berücksichtigen zum Beispiel die Modelle von Jenisch [60] und Ernst [37] zusätzliche Traganteile des Trapezbleches.



(a) Dübelanordnung bei Roik und Lungershausen [99]

(b) Kopfbolzenposition nach Jenisch [60]

Bild 2.4: Darstellung von möglichen Kopfbolzenpositionen nach Roik und Lungershausen [99] bzw. Jenisch [60]

In Folge der Vielzahl unterschiedlicher geometrischer und materieller Randbedingungen sind im Vergleich zu einer Vollbetonplatte unterschiedliche Last- und Verformungsverhalten und daraus resultierend unterschiedliche Versagensmechanismen zu erwarten.

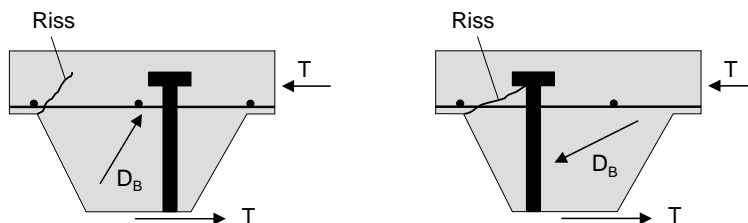
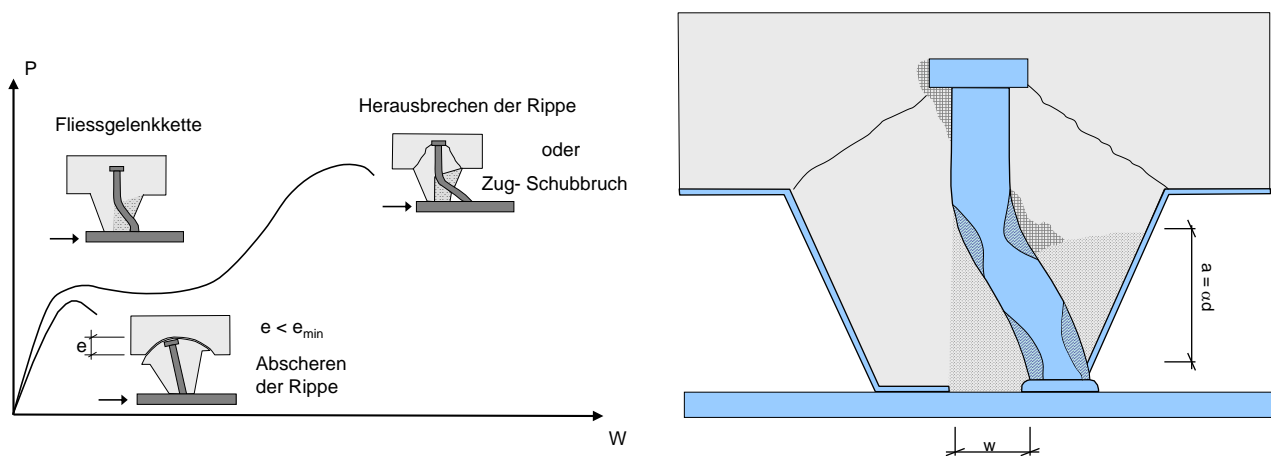


Bild 2.5: Druckstrebenverlauf bei nicht mittig angeordneten Kopfbolzen nach Roik und Bürkner [94]

Eine der ersten Beschreibungen dieser zusätzlichen Versagensmechanismen erfolgte durch Hawkins und

Mitchell [54]. Für Kopfbolzen in Trapezblechen, die senkrecht zum Träger verlaufen, wurden durch Hawkins und Mitchell [54] vier unterschiedliche Versagensmechanismen definiert:

- „Stud-shearing failure“, Abscheren eines Kopfbolzens infolge zu großer Zug- und Schubbeanspruchung des Kopfbolzens
- „Stud pull-out failure“, Herausziehen des Kopfbolzens aus dem Beton infolge einer unzureichenden Einbindetiefe
- „Rib-shearing failure“, Rippenabscheren infolge Überschreitung der Betonzugfestigkeit zwischen Rippen- und Aufbeton
- „Rib punch-through failure“, Betonausbruch infolge Versagen des Betons vor dem Kopfbolzen



(a) Beobachtete Versagensmechanismen bei Lungershausen [78], Roik und Lungershausen [99]

(b) Schubkrafteinleitung durch Bolzenbiegung nach Lungershausen [78]

Bild 2.6: Beobachtete Versagensmechanismen und Schubkrafteinleitung durch Biegung nach Lungershausen [78]

„Rib punch-through failure“ (Betonversagen vor dem Bolzenfuß) ist das typische Versagen bei Lungershausen [78]. Während der Beton vor dem Bolzenfuß versagt, erfolgt die Schubkrafteinleitung durch Biegung des Bolzens bei ausreichender Bolzeneinbindetiefe (vgl. Bild 2.6(b)). Während das Modell nach Ernst [37] (vgl. Abschnitt 4.2) nur auf diesen vier Versagensmechanismen beruht, definieren Johnson und Yuan [63, 65] fünf Versagensmechanismen für Kopfbolzen in senkrecht zum Träger spannenden Trapezblechen. So kennt Johnson kein „Rib-shearing failure“ (Rippenabscheren), sondern 2 zusätzliche Versagensmechanismen, die durch Kombination aus „Rib punch-through failure“ und „Stud-shearing“ bzw. „Concrete Pull-out“ charakterisiert sind.

3 Bewertung der Normensituation

3.1 Allgemeines

Dieses Kapitel soll einen kurzen Überblick über die normativen Regelungen und ihrer Hintergründe in DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] (siehe auch DIN EN 1994-1-1 Berichtigung 1 [27], DIN EN 1994-1-1/NA [28]) zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte als auch bei Verwendung von Trapezblechen geben. Hierbei sollen sowohl die Gemeinsamkeiten als auch die Unterschiede beider Normen dargestellt werden. Auf die Vorstellung weiterer internationalen Normen, wie z.B. BS 5950-3.1 [13], AS 2327.1 [7] und ANSI/ AISC 360-05 [6] wird verzichtet. Stattdessen wird auf die Normen selbst bzw. auf Kuhlmann und Konrad [67] verwiesen.

3.2 DIN 18800-5

In DIN 18800-5 [20] wird die Tragfähigkeit von Kopfbolzen in Profilblechen durch Anwendung eines Abminderungsfaktors auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte berücksichtigt (vgl. Gl. 3.1).

$$P_{Rd,red} = k_{red} \cdot P_{Rd} \quad (3.1)$$

Die Bestimmung von $P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}; P_{Rd,2})$ erfolgt durch Gleichung 3.2 (Stahltragfähigkeit) bzw. durch Gleichung 3.3 (Betontragfähigkeit).

$$P_{Rd,1} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_v} \quad (3.2)$$

$$P_{Rd,2} = \frac{0,25 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (3.3)$$

Mit:

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{für } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$
$$= 1 \quad \text{für } \frac{h_{sc}}{d} \geq 4$$

d der Nenndurchmesser des Dübelschaftes mit $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$

f_u die Zugfestigkeit des Kopfbolzens ($\leq 450 \text{ N/mm}^2$)

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit (Zylinderdruckfestigkeit)

h_{sc} Gesamthöhe des Kopfbolzendübels

E_{cm} Sekanten-E-Modul nach DIN 1045-1 [18]

Der Abminderungsfaktor α dient der Berücksichtigung der Verankerungslänge des Kopfbolzens im Beton. Bei einer zu geringen Verankerungslänge kann der Kopfbolzen durch die Ausbildung eines Betonausbruchkegels mit einer geringeren Traglast versagen (vgl. Jenisch [60]). Nach Jenisch [60] bzw. den dort zitierten Arbeiten Slutter [105], Slutter und Driscoll [106, 107], Maeda u. a. [79] ist eine Verankerungslänge von $4d$ ausreichend.

Die Bestimmung des notwendigen Abminderungsfaktors ergibt sich in Abhängigkeit der Spannrichtung der Profilbleche nach Gleichung 3.4 (Rippen parallel zur Trägerachse) bzw. nach Gleichung 3.5 (Rippen senkrecht zur Trägerachse). Bei der Bestimmung des Abminderungsfaktors k_{\parallel} für Rippen parallel zur Trägerachse (siehe Gleichung 3.4) ist zu beachten, dass die in Rechnung zu stellende Gesamtlänge des Kopfbolzendübels h_{sc} die Höhe des Profilblechs nur um 75 mm überschreiten darf, während die Breite b_0 nach DIN 18800-5 [20], Bild 14 bzw. Bild 29 bestimmt wird. Der maximale Wert des Reduktionsfaktors k_{\parallel} ist durch eine obere Grenze auf den Wert 1,0 beschränkt. Des Weiteren sind für Profilblechhöhen $h_p \geq 60$ mm und bei über dem Träger gestoßenen Profilblechen zusätzliche Bewehrung nach DIN 18800-5 [20], Element (938), sowie die Regelungen der DIN 18800-5 [20], Element (946) zur Ausbildung einer Voute zu berücksichtigen.

$$k_{\parallel} = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (3.4)$$

Mit:

- b_0 Sickenbreite nach DIN 18800-5 [20], Bild 14 bzw. Bild 29 (vgl. Bild 1.2)
- h_p Profilblechhöhe (vgl. Bild 1.2)
- h_{sc} Gesamthöhe des Kopfbolzendübels $\leq h_p + 75$ mm (vgl. Bild 1.2)

Bei Profilblechen mit Rippen senkrecht zur Trägerachse ergibt sich der Abminderungsfaktor k_{\perp} nach Gleichung 3.5. Der so bestimmte Abminderungsfaktor k_{\perp} ist durch einen variablen oberen Grenzwert $k_{t,max}$ limitiert (vgl. Tabelle 3.1). Es wird nach der Dicke des Profilblechs, sowie nach durchgeschweißten Kopfbolzendübeln bzw. nicht durchgeschweißten, bei Verwendung von vorgelochten Profilen, unterschieden.

$$k_{\perp} = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} \quad (3.5)$$

Mit:

- n_r Anzahl Kopfbolzendübel je Rippe (maximal $n_r = 2$ anrechenbar)
- h_p Profilblechhöhe ≤ 85 mm (siehe Bild 1.1)
- h_{sc} Gesamthöhe des Kopfbolzendübels (siehe Bild 1.1)
- b_0 Rippenbreite nach DIN 18800-5 [20], Bild 15 mit $b_0 \geq h_p$ (siehe Bild 1.1)
- $k_{t,max}$ Abminderungsfaktor nach Tabelle 3.1

Die Anwendung von Gleichung 3.5 ist nach DIN 18800-5 [20] nur bei Verwendung von Profilen mit einer maximalen Rippenhöhe h_p kleiner 85 mm und mit einer Rippenbreite b_0 nicht kleiner als die Rippenhöhe

Tab. 3.1: Grenzwert $k_{t,max}$ nach DIN 18800-5 [20]

Anzahl der Dübel je Rippe	Blechdicke t [mm] des Profilblechs	Dübel durchgeschweißt $d < 20$ mm	Profilbleche vorgelocht Dübeldurchmesser $19 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$
1	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,00	0,75
2	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,80	0,60

h_p zulässig. Des Weiteren sind, wie in Tabelle 3.1 sichtbar, der zulässige Dübeldurchmesser d_{sc} beschränkt. Außerdem muss nach DIN 18800-5 [20], Element (947) die Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton mindestens $2 \cdot d_{sc}$ betragen. Hierbei ist d_{sc} der Schaftdurchmesser des Kopfbolzens. Des Weiteren fordert DIN 18800-5 [20] eine Rippenmindestbreite b_0 von 50 mm und einen lichten Mindestabstand der unteren Bewehrungslage zur Unterkante Kopf des Kopfbolzendübels von 30 mm. Zur Sicherstellung ausreichender Duktilität der Kopfbolzenverbindung fordert DIN 18800-5 [20], Element (926) außerdem, dass

- der Betongurt des Trägers aus einer Profilverbunddecke mit senkrecht zum Träger verlaufenden Profilblechen besteht und die Profilbleche über den Träger durchlaufen,
- der Baustahlquerschnitt aus einem gewalzten oder geschweißten doppelsymmetrischen Querschnitt besteht,
- die Höhe der Dübel nach dem Aufschweißen nicht kleiner als 76 mm ist und der Nennwert des Schaftdurchmessers 19 mm beträgt,
- innerhalb der Rippe nur ein Kopfbolzen vorhanden ist, der entweder zentrisch in jeder Rippe oder über die gesamte Trägerlänge alternierend je Rippe links und rechts angeordnet wird,
- die Profilblechgeometrie die Bedingungen $b_0/h_p \geq 2$ und $h_p \leq 60$ mm erfüllt und
- die Gurtnormalkraft nach DIN 18800-5 [20], Gleichung 17 ermittelt wird.

3.3 Eurocode 4 Teil 1-1

Die Regelungen zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Vollbetonplatten in DIN EN 1994-1-1 [26] unterscheiden sich im Vergleich zu DIN 18800-5 [20] durch den unterschiedlichen Vorfaktor bei der Bestimmung der Betontragfähigkeit (vgl. Gleichung 3.3 und 3.6). Die Reduktion des Vorfaktors in DIN 18800-5 [20] erfolgte auf Grund neu ausgewerteter Versuche in Hanswille [48]. So konnte gezeigt werden, dass infolge auftretender Relaxation die Bestimmung des Betonversagens ohne das geforderte Sicherheitsniveau erfolgte. Dagegen konnte für die Grenztragfähigkeit des Dübels auf Abscheren nach Gleichung 3.2 ein ausreichendes Sicherheitsniveau nachgewiesen werden, so dass die Vorfaktoren identisch

sind.

$$P_{Rd,2} = \frac{0,29 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (3.6)$$

Mit:

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{für } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$= 1 \quad \text{für } \frac{h_{sc}}{d} \geq 4$$

d der Nenndurchmesser des Dübelschaftes mit $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit (Zylinderdruckfestigkeit)

h_{sc} Gesamthöhe des Kopfbolzendübels

E_{cm} Sekanten-E-Modul nach DIN EN 1992-1-1 [25]

Des Weiteren erlaubt DIN EN 1994-1-1 [26] den Ansatz von 500 N/mm^2 als spezifische Zugfestigkeit f_u des Bolzenmaterials. Demgegenüber steht eine maximale ansetzbare Zugfestigkeit in DIN 18800-5 [20] von 450 N/mm^2 . Hieraus resultiert eine etwa 10% höhere Tragfähigkeit beim Nachweis gegen Stahlversagen. Außerdem unterscheiden sich die mittleren Sekanten-Elastizitätsmodule, die zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Betonversagen notwendig sind. Nach DIN 1045-1 [18] kann das Tangentenmodul E_{c0m} nach Gl. 3.8 bestimmt werden. Der zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit notwendige Sekantenmodul kann anschließend mit einem Umrechnungsfaktor α_i (siehe Gl. 3.9) ermittelt werden. DIN EN 1992-1-1 [25] bestimmt den Sekantenmodul E_{cm} über Gl. 3.7. Die unterschiedlichen ansetzbaren Sekantenmodule und der höhere Vorfaktor bei Gleichung 3.6 führt zu deutlichen Tragfähigkeitsunterschieden (charakteristische Kopfbolzentragfähigkeit) im Hinblick auf Betonversagen zwischen den beiden Normen DIN 18800-5 [20] und DIN EN 1994-1-1 [26] von 21%-27%. Dieser Unterschied verringert sich jedoch bei höherwertigen Betonen, da die Tragfähigkeit des Kopfbolzens infolge Stahlversagen maßgebend wird.

DIN EN 1992-1-1 [25]:

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} \quad [GPa] \quad (3.7)$$

DIN 1045-1 [18]:

$$E_{c0m} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad [N/mm^2] \quad (3.8)$$

Umrechnungsfaktor α_i :

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

Da sich die Bestimmung der Abminderungsfaktoren k_{\parallel} (Trapezblech parallel zum Träger) und k_{\perp} (Trapezblech senkrecht zum Träger) im Vergleich zu DIN 18800-5 [20] nicht unterscheiden (siehe Gleichungen 3.4 und 3.5), ergibt sich somit eine um 11 bis 27 Prozent höhere rechnerische Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in Trapezblechen bei Verwendung von DIN EN 1994-1-1 [26] (siehe auch DIN EN 1994-1-1 Berichtigung 1 [27]). Die Vernachlässigung der Kurzzeitrelaxation (siehe Hanswille [48]) und die damit verbundene höhere ansetzbare Kopfbolzentragfähigkeit in Folge des höheren Vorfaktors in Gleichung 3.6 wird durch

den höheren, im Vergleich zu DIN 18800-5 [20], Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_v = 1,5$ in DIN EN 1994-1-1/NA [28] für den Fall „Betonversagen“ (siehe Gleichung 3.6) berücksichtigt.

3.4 Hintergrundbericht zu Eurocode 4 Teil 1-1

Ausgehend von den Gleichungen 3.10 und 3.11 nach Roik u. a. [97], die die Tragfähigkeiten von Kopfbolzendübeln in einer Vollbetonplatte beschreiben, konnte infolge einer statistischen Auswertung (vgl. Roik u. a. [97]) die mittleren Tragfähigkeiten bestimmt werden.

$$P_{t,1} = 0,36 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot E_{cm}} \quad (3.10)$$

$$P_{t,2} = 0,85 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad (3.11)$$

Mit:

- d Durchmesser des Dübelschaftes
- f_u Zugfestigkeit des Kopfbolzensmaterials
- f_{cm} Betondruckfestigkeit
- E_{cm} E-Modul des Betons

Der Mittelwertkorrekturfaktor b , vgl. DIN EN 1990 [24], Abschnitt D, ergibt sich in Roik u. a. [97] zu 1,038 bei Betonversagen und 1,179 bei Stahlversagen. Angewandt auf die Gleichungen 3.10 und 3.11 ergeben sich die mittlere Kopfbolzendübeltragfähigkeit nach Roik u. a. [97] zu:

$$P_{t,1} = 0,374 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot E_{cm}} \quad (3.12)$$

$$P_{t,2} = 1,00 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad (3.13)$$

Mit:

- d Durchmesser des Dübelschaftes
- f_u Zugfestigkeit des Kopfbolzensmaterials
- f_{cm} Betondruckfestigkeit
- E_{cm} Sekanten-E-Modul des Betons

Sowohl Gleichung 3.10 als auch 3.11 zur Bestimmung der mittleren Kopfbolzentragfähigkeit sind durch eine erneute statistische Auswertung von 101 Push-Out Versuchen in Hanswille und Porsch [50] bestätigt worden. Im Gegensatz hierzu schlägt Ernst u. a. [36] für die Vorfaktoren nach Gl. 3.12 (Betonversagen) 0,37 und für Gl. 3.13 (Stahlversagen) 0,94 vor. Während der Vorfaktor für Beton somit bestätigt wurde, weicht der Vorfaktor für Stahl- bzw. Dübelversagen leicht von dem nach Roik u. a. [97] ab. Da die bereits erwähnte erneute Auswertung von Hanswille und Porsch [50, 51] die Gl. 3.12 und Gl. 3.13 bestätigt hat, werden zur Bestimmung der mittleren Tragfähigkeit $P_t = \min(P_{t,1}; P_{t,2})$ die Gleichungen 3.12 und 3.13 ohne Änderung verwendet.

3.5 Vergleich der normativen Regelungen

Die Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte kann für die Normen DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] sowie für ANSI/ AISC 360-05 [6], AS 2327.1 [7] auf die Grundgleichungen 3.14 (Stahlversagen) und 3.15 (Betonversagen) zurückgeführt werden.

$$P_u = c_u \cdot f_u \cdot A_{sc} \tag{3.14}$$

$$P_c = c_c \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} \cdot A_{sc} \tag{3.15}$$

Mit:

c_c, c_u Vorfaktoren in Abhängigkeit des vorhandenen Sicherheitskonzepts und geforderten Sicherheitsniveaus (vgl. Tabelle 3.2)

A_{sc} Querschnittsfläche des Kopfbolzenschaftes = $\pi \cdot d_{sc}^2 / 4$

d_{sc} Kopfbolzenschaftdurchmesser

f_u Zugfestigkeit des Kopfbolzensmaterials

E_c E-Modul Beton

f_c Betondruckfestigkeit

Tab. 3.2: Vorfaktoren für Gl. 3.14 bzw. Gl. 3.15 in Abhängigkeit verschiedener Regelwerke bzw. Literaturstellen

	DIN 18800-5 [20]	Roik u. a. [97]	ANSI/ AISC 360-05 [6]	AS 2327.1 [7]
c_u	0,80	1,00	1,00	0,80
c_c	0,32 ¹	0,48	0,50	0,40

¹ 0,37 in DIN EN 1994-1-1 [26]

Dieser Ansatz (vgl. Gleichung 3.14 und Gleichung 3.15) beruht unter anderem auf der Arbeit von Ollgaard u. a. [86], in der die Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit mit Hilfe zweier Bestimmungsgleichungen (siehe Gl. 3.14 und Gl. 3.15) vorgestellt worden ist. In Tabelle 3.2 sind die, in Abhängigkeit der jeweiligen Norm, verwendeten Vorfaktoren c_c und c_u zusammengefasst. Infolge unterschiedlicher Sicherheitskonzepte unterscheiden sich hierbei die Vorfaktoren zum Teil deutlich. So bestimmt die Norm ANSI/ AISC 360-05 [6] die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte auf Mittelwertniveau, was zur Folge hat, dass die Vorfaktoren in einer Größenordnung wie die Faktoren des Hintergrundberichts zum Eurocode 4 (vgl. Roik u. a. [97]) liegen. Während die übrigen Normen auf Fraktilwertniveau liegen. Wie in den Abschnitten 3.2 und 3.3 gezeigt, können sich die so bestimmten Kopfbolzentragfähigkeiten infolge unterschiedlicher ansetzbarer bzw. zulässiger Materialkennwerte deutlich unterscheiden.

Im Gegensatz hierzu sind die in BS 5950-3.1 [13] in tabellierter Form gegebene Tragfähigkeiten auf Grundlage der Gl. 3.16 nach Oehlers und Johnson [84] bestimmt worden (vgl. Ernst [37]).

$$f_{vs} = 4,1 \cdot \left(\frac{f_{cu}}{f_{uc}} \right)^{0,35} \cdot \left(\frac{E_c}{E_{sc}} \right)^{0,40} \cdot A_{sc} \cdot f_{uc} \tag{3.16}$$

Mit:

f_{cu}	charakteristische Würfeldruckfestigkeit
E_{sc}	E-Modul des Kopfbolzenmaterials
E_c	E-Modul des Betons
f_{uc}	Zugfestigkeit des Kopfbolzenmaterials
A_{sc}	Querschnittsfläche des Kopfbolzenschaftes = $\pi \cdot d_{sc}^2/4$
d_{sc}	Kopfbolzenschaftdurchmesser

Dies hat, wie in Bild 3.1 dargestellt, auf die ansetzbare Dübeltragfähigkeit nur geringen Einfluss. Jedoch ist zu berücksichtigen, dass nach Gleichung 3.16 (siehe Oehlers und Johnson [84]) keine obere Grenze der Dübeltragfähigkeit infolge Stahlversagen des Dübels vorhanden ist.

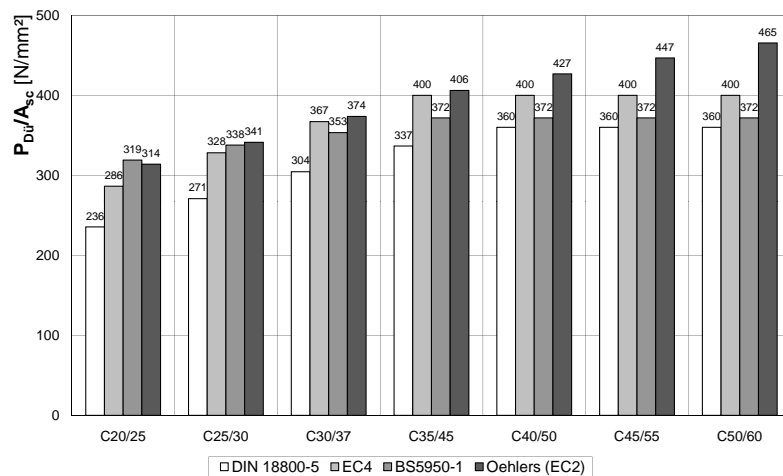


Bild 3.1: Vergleich der ansetzbaren Dübeltragfähigkeit je mm^2 Dübelfläche A_{sc} in Abhängigkeit der verwendeten Normen (Hinweis: Werte nach BS 5950-3.1 [13] gemittelt; Oehlers(EC2): Kopfbolzentragfähigkeit nach Gl. 3.16 mit Eingangsgrößen nach DIN EN 1992-1-1 [25])

Wie bereits in den vorhergehenden Abschnitten erläutert, wird die reduzierte Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von Profilblechen, die senkrecht zum Verbundträger spannen, durch Bestimmung eines Abminderungsfaktors k_{\perp} (vgl. Gleichung 3.17) berücksichtigt. Dieser von Grant u. a. [47] vorgeschlagene Ansatz findet sich heute in vielen gängigen Normen, siehe zum Beispiel DIN 18800-5 [20], DIN EN 1994-1-1 [26] und BS 5950-3.1 [13].

$$k_{\perp} = \frac{0,85}{\sqrt{n_x}} \cdot \frac{b_{cr}}{h_r} \cdot \frac{h_c - h_r}{h_r} \leq 1,0 \quad (3.17)$$

Mit:

n_x	Anzahl der Kopfbolzen je Rippe
h_r	Rippenhöhe
h_c	Gesamthöhe Beton
b_{cr}	Mittlere Breite Profilblechrippe

Im Gegensatz hierzu kennt die australische Norm AS 2327.1 [7] keinen Abminderungsfaktor auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzensdübels in einer Vollbetonplatte, um den Einfluss von Trapezblechen auf

die Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Infolge scharfer konstruktiver Bedingungen bei der Verwendung von Profilblechen scheint die Abminderung der Kopfbolzentragfähigkeit nicht notwendig zu sein. Einen etwas anderen Ansatz verfolgt ANSI/ AISC 360-05 [6], hier werden durch konstante Abminderungsfaktoren die reduzierte Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von Profilblechen berücksichtigt. Vergleicht man die gegebenen Abminderungsfaktoren in ANSI/ AISC 360-05 [6], liegen diese in etwa im Bereich der Grenzwerte $k_{t,max}$ nach DIN 18800-5 [20] (s. Tab. 3.1) bzw. DIN EN 1994-1-1 [26].

3.6 Diskussion der Regelungen in DIN EN 1994-1-1 [26] bzw. DIN 18800-5 [20]

In DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] wird der Einfluss von Trapezprofilblechen auf die Kopfbolzentragfähigkeit durch Bestimmung eines Abminderungsfaktors angewandt auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte berücksichtigt (vgl. Abschnitt 3.2 bzw. 3.3). Diese Gleichungen (siehe Gleichung 3.4 bzw. 3.5) berücksichtigen einerseits die Einbindetiefe des Kopfbolzens durch den Quotienten Kopfbolzenhöhe h_{sc} durch Profilblechhöhe h_p (h_{sc}/h_p), andererseits die Sickengeometrie durch das Verhältnis mittlere Sickenbreite b_0 zur Sickenhöhe h_p (b_0/h_p). Im Fall von senkrecht zum Träger spannenden Profilblechen ist der so bestimmte Abminderungsfaktor k durch einen oberen variablen Grenzwert $k_{t,max}$ beschränkt (vgl. Tabelle 3.1). Dieser obere Grenzwert ist abhängig von der Profilblechdicke t , der Kopfbolzenanzahl n_r ($n_{max} = 2$) und ob der Kopfbolzen durchgeschweißt wird oder vorgelochte Profilbleche verwendet werden. Der Einfluss der Position des Kopfbolzens in der Sicke wird jedoch, obwohl dieser Parameter als einer der Haupteinflussgrößen bestimmt wurde (vgl. z.B. Kuhlmann und Konrad [67] bzw. Kapitel 4), vernachlässigt.

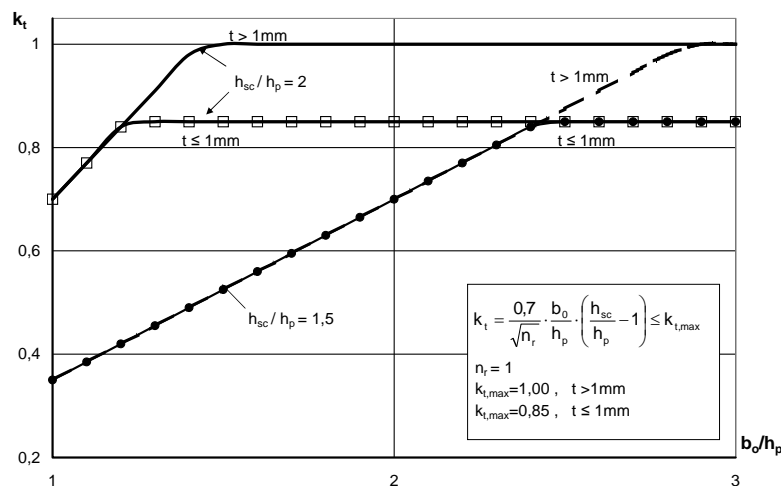


Bild 3.2: Grafische Darstellung des Abminderungsfaktors k_{\perp} nach Gl. 3.5 für einen Kopfbolzen in der Sicke ($n_r = 1$)

Bild 3.2 und Bild 3.3 zeigen den Verlauf von Gleichung 3.5 (senkrecht spannende Trapezbleche) unter Berücksichtigung des oberen Grenzwerts $k_{t,max}$ in Abhängigkeit der verschiedenen Einflussgrößen. Für den Fall 1 Kopfbolzen je Sicke ($n_r = 1$) zeigt sich, dass ab einem Verhältnis von $h_{sc}/h_p = 2$ unabhängig

von der Profilblechdicke t der obere Grenzwert ab einem b_0/h_p Verhältnis von ca. 1,4 maßgebend wird (siehe Bild 3.2), während Gleichung 3.5 für den Fall $h_{sc}/h_p = 1,5$ infolge der geringeren Einbindetiefe des Kopfbolzen bis zu einem b_0/h_p Verhältnis von ca. 2,4 ($t \leq 1\text{mm}$) bzw. 2,8 ($t < 1\text{mm}$) bestimmend bleibt (siehe Bild 3.2). Ein ähnliches Bild zeigt sich für 2 Kopfbolzen je Sicke (siehe Bild 3.3) auf Grund der geringen oberen Grenzwerte $k_{t,max}$ (siehe Tabelle 3.1) mit leicht unterschiedlichen b_0/h_p Verhältnissen.

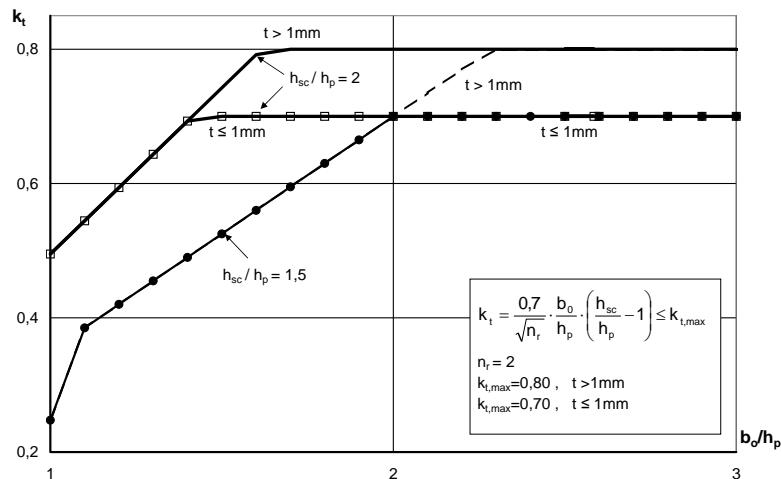


Bild 3.3: Grafische Darstellung des Abminderungsfaktors k_{\perp} nach Gl. 3.5 für zwei Kopfbolzen in der Sicke ($n_r = 2$)

Der Vergleich marküblicher Profilblechgeometrien (siehe IFBS [58]) zeigt, dass das Verhältnis der anrechenbaren Sickenbreite b_0 zu Profilblechhöhe h_p für Profilbleche im Anwendungsbereich von DIN 18800-5 [20] zwischen 1,09 und 7,93 liegt. Da niedrige b_0/h_p -Verhältnisse jedoch hauptsächlich bei geringen Profilblechhöhen vorliegen, bedeutet dies, dass im Fall von $h_{sc}/h_p = 1,5$ eine zu geringe Einbindetiefe vorliegt und dieser Fall nicht mehr durch die Norm gedeckt wird. Gleichzeitig führt die Verwendung von höheren Profilblechen auf Grund ihrer üblicherweise großen b_0/h_p -Verhältnissen dazu, dass der „negative“ Einfluss der Kopfbolzeneinbindetiefe unberücksichtigt bleibt. Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass in der Mehrzahl alle Anwendungsfälle der obere variable Grenzwert $k_{t,max}$ nach Tabelle 3.1 maßgebend ist und somit die verschiedenen Geometrieparameter keine Berücksichtigung finden.

3.7 Zusammenfassung und Fazit

Obwohl die normativen Regel in DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte den gleichen Ursprung haben (siehe Gleichung 3.12 und 3.13) unterscheiden sich die ansetzbaren charakteristischen Dübeltragfähigkeiten bei niedrigen Betongüten infolge der unterschiedlichen Ansätze zur Bestimmung des E-Moduls mit Hilfe der Betondruckfestigkeit (siehe Abschnitt 3.2 bzw. 3.3). Für den Fall „Betonversagen“ ergibt sich somit ein nur aus den Regeln der beiden Normen begründete Unterschied von ca. 21%-27% (siehe Abschnitt 3.3). Während für den Fall „Stahlversagen“, also mit steigender Betongüte, der Unterschied auf Grund unterschiedlich ansetzbare Stahlgüten sich auf ca. 11% reduziert.

In diesem Zusammenhang ist davon auszugehen, dass bei der Mehrzahl aller Push-Out Versuche, die zur Verifikation der Bestimmungsgleichungen (siehe Gleichung 3.12 und 3.13) der mittleren Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte verwendet wurden, der E-Modul ebenfalls über die Betonfestigkeit und nicht direkt, wie z.B. nach DIN 1048-5 [19], bestimmt wurde. Unter diesem Gesichtspunkt erweckt Gleichung 3.12 den Eindruck einer E-Modul Abhängigkeit die in dieser Form u. U. nicht gegeben ist.

Ein ähnliches Bild zeigt sich bei der Bestimmung des Abminderungsfaktors zur Berücksichtigung des Einflusses der Sickengeometrie bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton auf die Kopfbolzentragfähigkeit. Obwohl in Gleichung 3.5 die, bis auf die Kopfbolzenposition, wichtigsten Einflussparameter (vgl. hierzu Abschnitt 2.2) berücksichtigt werden, wird in Abschnitt 3.6 gezeigt, dass im Normalfall der konstante obere Grenzwert $k_{t,max}$ (siehe Tabelle 3.1) für den Abminderungsfaktor maßgebend wird. Dies führt dazu, dass der Einfluss eines senkrecht spannenden Trapezbleches nur pauschal und nicht in Abhängigkeit der einzelnen Einflussgrößen berücksichtigt wird, wie es in Gleichung 3.5 beabsichtigt ist.

Eine Überprüfung der Regel in DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] mit Ergebnissen von Push-Out Versuchen sowie ein Vergleich mit alternativen Modellen aus der Literatur soll zeigen, ob dennoch ein ausreichendes Sicherheitsniveau bei der Verwendung der normativen Regeln vorhanden ist. Alternative Ansätze aus der Literatur zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton sollen als mögliche Alternativen ebenfalls überprüft werden.

4 Modelle zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton

4.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden bestehende Modelle bzw. Ansätze aus der Literatur zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton vorgestellt, die als mögliche Alternative zur normativen Regelung in DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] dienen könnten. Hierbei können grundsätzlich 2 alternative Vorgehensweisen unterschieden werden. Auf der einen Seite gibt es Modelle, die den gleichen Ansatz, wie die Regeln in der Norm folgen, also eine Abminderungsfaktor auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte angeben. Hierbei ist der Abminderungsfaktor abhängig von den geometrischen Parameter der Kopfbolzenverbindung bzw. des Trapezbleches. Auf der anderen Seite stehen Modelle, die ausgehend von den in Abschnitt 2.2 vorgestellten Versagensmechanismen die Kopfbolzentragfähigkeit bestimmen.

4.2 Modell nach Ernst

Nach Ernst [37] (siehe hierzu auch Ernst u. a. [36]) kann die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens f_{vs} unter Berücksichtigung der verschiedenen Versagensmechanismen,

- Rip punch-through,
- Rib shearing,
- Stud pull-out und
- Stud-shearing

bestimmt werden. Hierbei ist es notwendig, das Verformungsverhalten bzw. die Verformungskapazität der Verbindung vor dem Versagen identifizieren zu können. Je nach maßgebendem Versagensmechanismus kann die Verbindung als duktil bzw. als spröde angenommen werden (vgl. Tabelle 4.1). Wie in Tabelle 4.1 sichtbar, kann durch zusätzliche konstruktive Maßnahmen, wie z. B. ein Kopfbolzenring („stud enhancement device“, vgl. Bild 4.1) oder einer zusätzlichen Sickenbewehrung („waveform element“, vgl. Bild 4.2 und Bild 4.3) ein duktiles Verformungsverhalten erreicht werden.

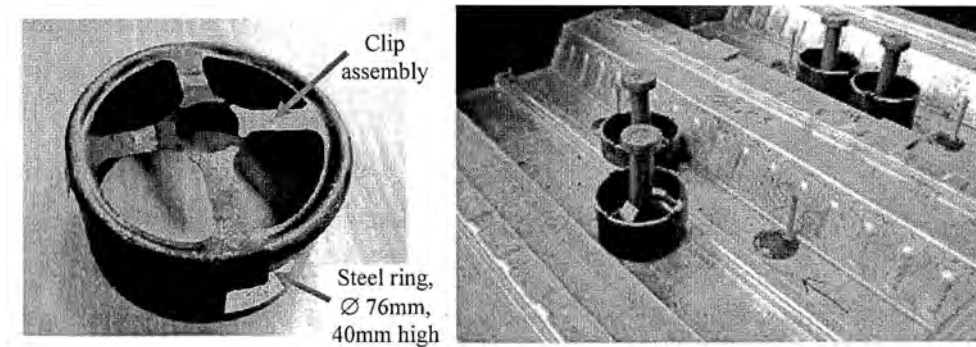


Bild 4.1: Beispiel für einen Kopfbolzenring aus Ernst [37]

Tab. 4.1: Kopfbolzenverformungsverhalten in Abhängigkeit der Versagensmechanismen nach Ernst [37]

Failure mode	Stud Capacity	Verformungsverhalten		waveform element	Stud enha. device + waveform element
		Conventionally reinforcement	Stud. enha. device		
Rib punch-through	$P_{RPT,max}/P_{RPT,min}^1$	brittle/ductile	brittle/ductile	brittle/ductile	brittle/ N/A
Rib shearing	P_{RS}	brittle	brittle	ductile	ductile
Stud pull-out	P_{SP}	brittle	brittle	ductile	ductile
Stud-shearing	P_{Solid}	ductile	N/A	N/A	N/A ²

¹ Capacity which can be guaranteed at any given slip up to the required slip capacity

² N/A not applicable

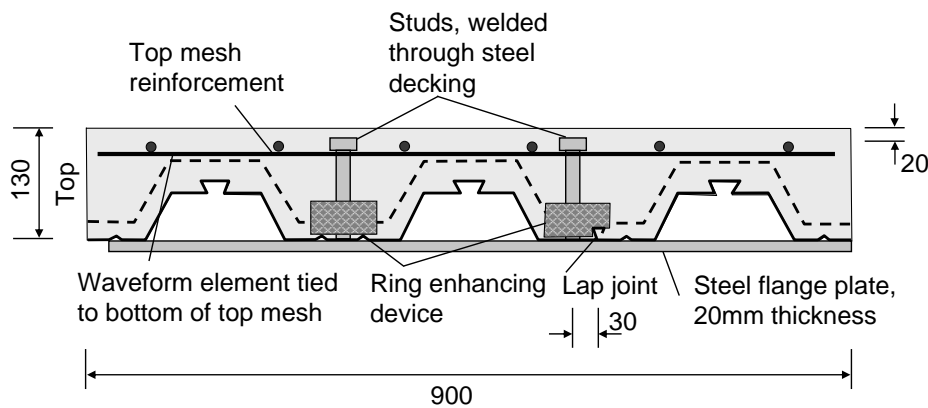


Bild 4.2: Schematische Darstellung eines Versuchskörpers aus Ernst [37] mit zusätzlicher Sickenbewehrung und Kopfbolzenringen

Folgende Vorgehensweise soll nach Ernst [37] zur Bestimmung der maximalen Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von Trapezprofilblechen senkrecht zur Trägerlängsrichtung angewendet werden:

- Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in Abhängigkeit der verschiedenen Versagensmodi ($P_{RPT,max}, P_{RS}, P_{SP}, P_{Solid}$) (vgl. Gl. 4.1 -4.7)
- Definition des zu erwartenden Versagensmodus $\min(P_{RPT,max}, P_{RS}, P_{SP}, P_{Solid})$ unter zu Hilfe-

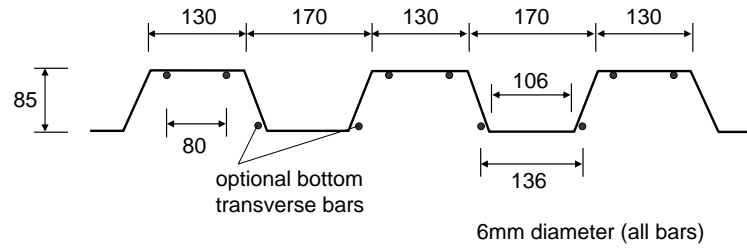


Bild 4.3: Sickenbewehrung (waveform element) für eine Profilblechgeometrie KF70 aus Ernst [37]

nahme der Tabelle 4.1.

- Im Falle eines duktilen Verformungsverhaltens kann die Tragfähigkeit des Kopfbolzens durch $\min(P_{RPT,max}, P_{RS}, P_{SP}, P_{Solid})$ bestimmt werden.
- Falls der maßgebende Versagensmodus „rib punch-through“ einschließlich sprödem Verhalten ist, kann durch Wahl von $P_{RPT,min}$ statt $P_{RPT,max}$ (vgl. Tabelle 4.1) ein duktiler Verformungsverhalten angesetzt werden (siehe Bild 4.4).
- In allen anderen Fällen (sprödes Verhalten) muss durch zusätzliche Maßnahmen (wie Dübelringe oder Sickenbewehrung) der Verbund ertüchtigt werden.

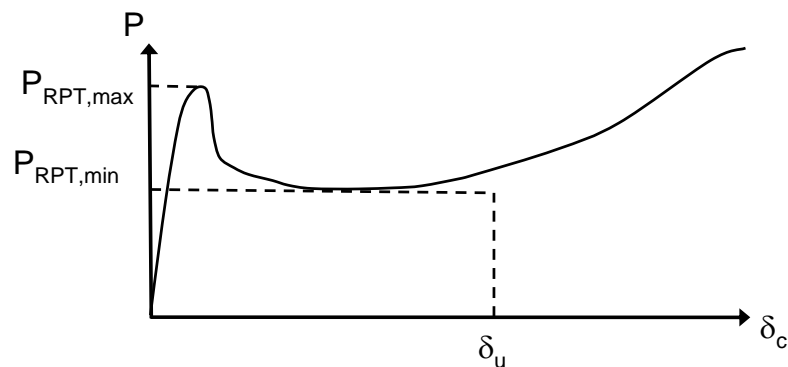


Bild 4.4: Definition von $P_{RPT,min}$ und $P_{RPT,max}$ aus Ernst [37]

Die Kopfbolzentragfähigkeit in Abhängigkeit des jeweiligen Versagensmodus ergibt sich somit wie nachfolgend beschrieben.

Stud-shearing $P_{Solid} = \min(P_{Solid,1}; P_{Solid,2})$:

$$P_{Solid,1} = 0,47 \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} \cdot A_{sc} \quad (4.1)$$

$$P_{Solid,2} = 0,94 \cdot f_u \cdot A_{sc} \quad (4.2)$$

Mit:

f_c	Betondruckfestigkeit
E_{cm}	E-Modul Beton
f_u	Zugfestigkeit des Kopfbolzens
A_{sc}	Querschnittsfläche des Kopfbolzenschaftes

Rib punch-through ($P_{RPT,max}$, $P_{RPT,min}$): Die maximale Tragfähigkeit $P_{RPT,max}$ eines Kopfbolzens im Falle „rib punch-through“ Versagens ergibt sich nach Gleichung 4.3 und besteht einerseits aus dem Traglastanteil der „reinen“ Betonplatte und einem zusätzlichen Traglastanteil P_{sh} des Trapezblechs (vgl. Bild 4.7).

$$P_{RPT,max} = \frac{1}{n_x} \left[\frac{(h_{ec} + 1,5e_t)}{h_r} \cdot P_{wed} + P_{sh}(\delta_c = 2 \text{ mm}) \right] \quad (4.3)$$

$$P_{RPT,min} = \frac{1}{n_x} \left[\left(\frac{(h_{ec} + 1,5e_t)}{h_r} - 1 \right) \cdot P_{wed} + P_{sh}(\delta_c = 3 \text{ mm}) \right] \quad (4.4)$$

Mit:

n_x	Anzahl der Kopfbolzen je Ausbruchkegel
h_{ec}	effektive (ansetzbare) Kopfbolzenhöhe nach Oehlers [83] ($\approx 1,8 \cdot d_{bs}$)
d_{bs}	Schaftdurchmesser des Kopfbolzens
h_r	Profilblechhöhe
e_t	mittlere Abstand des Kopfbolzens zum Trapezprofilblechsteg
P_{wed}	Maximal aufnehmbare Kraft bis zum Versagen (Herausbrechen) des Betons zwischen Kopfbolzen und Trapezprofilblech
P_{sh}	Traglastanteil des Trapezblechs

Hierbei ist n_x die Anzahl der Kopfbolzendübel je möglichen Ausbruchkegel, der infolge der Kraft P_{wed} nach Bild 4.5, entsteht. Sie ergibt sich durch Multiplikation der Bruchflächen mit der dazugehörigen Zugspannungsverteilung, vgl. Ernst [37], Abschnitt 6.3. Des Weiteren sind h_r die Rippenhöhe, e_t der mittlere Abstand des Kopfbolzens zum Trapezprofilblechsteg und h_{ec} die effektive Kopfbolzenhöhe nach Oehlers und Johnson [84]. Nach Entstehung des Ausbruchkegels in der Rippe, kann eine Mindesttragfähigkeit $P_{RPT,min}$ nach Gleichung Gl. 4.4 angenommen werden (vgl. Bild 4.4).

Die Bestimmung von P_{wed} und P_{sh} erfolgt nach den Gl. 4.5 und Gl. 4.6 (vgl. Ernst [37]). Hierbei sind für P_{sh} die unterschiedlichen Tragmechanismen nach Bild 4.6 zu unterscheiden.

$$P_{wed} = \frac{1}{2} f_t h_r [s_x + d_{bs} + 0,9b_{0,side}] \quad \text{mit } b_{0,side} = \frac{e_t + e_b}{\tan(\alpha)} = \frac{2e}{(\alpha)} \quad (4.5)$$

$$P_{sh}(\delta_c) = p_{sh,b}(\delta_c) \cdot l + p_{sh,t}(\delta_c) \cdot l \quad (4.6)$$

Mit:

f_t	Betonzugfestigkeit
h_r	Rippenhöhe

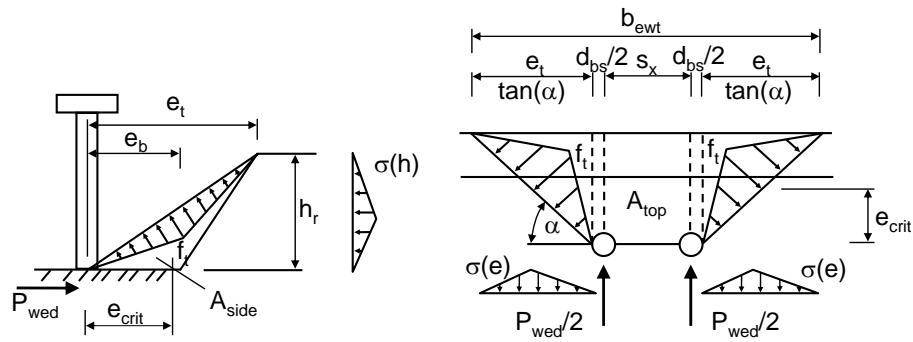


Bild 4.5: Angenommene Bruchflächen nach Ernst [37] bei Erreichen von P_{wed}

- s_x Abstand der Kopfbolzen nach Bild 4.7
- d_{bs} Kopfbolzendübeldurchmesser
- e_t Maximaler Abstand Kopfbolzendübel zu Trapezprofilblechsteg nach Bild 4.7
- e_b Minimaler Abstand Kopfbolzendübel zu Trapezprofilblechsteg nach Bild 4.7
- $p_{sh,b}(\delta_c) \cdot l$ Traganteil des Profilblechs infolge Biegebeanspruchung
- $p_{sh,t}(\delta_c) \cdot l$ Traganteil des Profilblechs infolge Membranwirkung
- l Steglänge des Trapezprofilblech nach Bild 4.7
- δ_c Kopfbolzenverformung

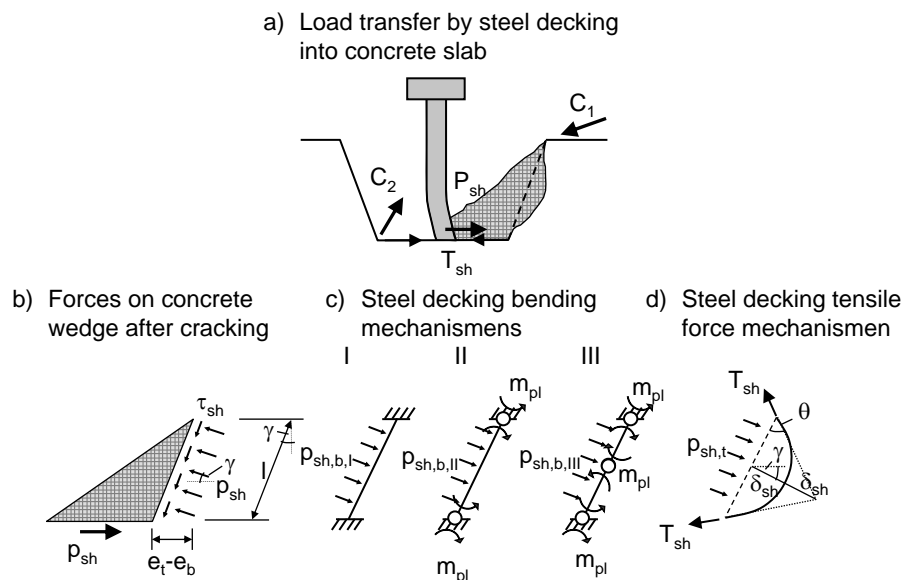


Bild 4.6: Tragmechanismen Profilblechsteg in Abhängigkeit der Durchbiegung δ_{sh} nach Ernst [37]

Shearing und Stud pull-out P_{RS} , P_{SP} : Beide Versagensmechanismen entstehen infolge einer horizontalen Rissbildung in Höhe der Oberkante des Profilbleches. In Abhängigkeit der Sickenbreite b_{cf} im Vergleich zu der Breite b_{cone} kann es zu einem Abscheren der Rippe („rib shearing“) oder zu einem Herausziehen des Kopfbolzen aus dem Beton („stud pull-out“) kommen. Hieraus leitet Ernst [37] eine

gemeinsame Nachweisgleichung Gl. 4.7 zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in Abhängigkeit der Versagensmodi her.

$$P_{RS/SP} = \frac{1}{6} \frac{k_{ec} b_{eff} (b_{rt})^2}{n_x h_r} k_\sigma f_t \quad (4.7)$$

Mit:

- k_{ec} Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzeneinbindetiefe
- b_{eff} Effektive Breite der Bruchfläche in Abhängigkeit des Versagensmechanismus
- b_{rt} Rippenbreite an der Oberkante des Profilblechs
- f_t Betonzugfestigkeit
- h_r Rippenhöhe
- n_x Anzahl der Kopfbolzen je möglichen Ausbruchkegels
- d_{bs} Kopfbolzendübeldurchmesser
- k_σ Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung einer nichtlinearen Spannungsverteilung entlang der Bruchfläche bei Ernst [37]

Die ansetzbare effektive Rippenbreite b_{eff} ergibt sich nach Gl. 4.8 in Abhängigkeit der verschiedenen Versagensmodi zu:

$$\left. \begin{aligned} b_{eff,SP} &= b_{ewt} \\ b_{eff,RS} &= 0,9 \min(b_{ewt}; b_{cf}) \end{aligned} \right\} \text{ mit } \begin{cases} b_{cone} \geq b_{cf} \\ b_{cone} < b_{cf} \end{cases} \quad (4.8)$$

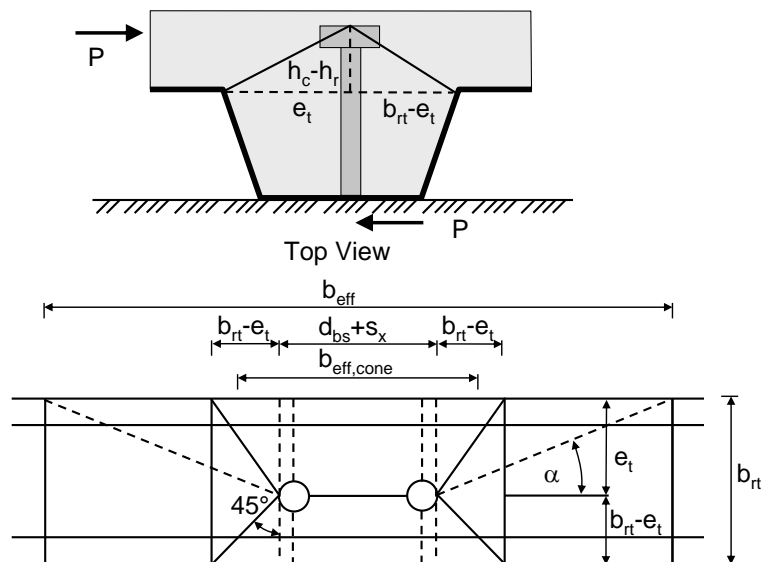


Bild 4.7: Bruchflächen infolge Rib shearing bzw. Stud pull-out nach Ernst [37]

Der Korrekturfaktor k_{ec} zur Berücksichtigung der Kopfbolzendübeleinbindetiefe wird über das Verhältnis der Bruchfläche A_{cone} zu der horizontal projizierten Bruchfläche $A_{straight}$ bestimmt. Zur Bestimmung der

beiden Bruchflächen sei auf Ernst [37] verwiesen.

$$k_{ec} = \frac{A_{cone}}{A_{straight}} \quad (4.9)$$

Ausgehend von den hier dargestellten Gleichungen zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit schlägt Ernst [37] als vereinfachende Methode zur Berücksichtigung von Trapezprofilblechen senkrecht zum Träger einen Abminderungsfaktor $k_{t,m}$ auf die Kopfbolzentragfähigkeit P_{solid} in einer Vollbetonplatte vor (vgl. Gl. 4.10). Der Abminderungsfaktor kann in Abhängigkeit der jeweiligen Profilblechgeometrie nach Tabelle 4.2 bestimmt werden.

$$P_{simp,m} = k_{t,m} \cdot P_{solid} \quad (4.10)$$

Tab. 4.2: Reduktionsfaktor $k_{t,m}$ zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von senkrecht zum Träger spannenden Profilblechen nach Ernst [37]

Geometry	n_x	Concrete compressive strength f_c							
		<32MPa				≥32MPa			
		CR ¹	ED ²	WR ³	ED ² + WR ³	CR ¹	ED ²	WR ³	ED ² + WR ³
W-Dek	1	N/A	N/A	0,85	1,00	0,74 ⁴	0,90	0,90	1,00
KF70	1	N/A	N/A	0,80	1,00	0,65 ⁵	N/A	0,90	1,00
W-Dek	2	N/A	N/A	0,55	0,65	N/A	N/A	0,60	0,70
KF70	2	N/A	N/A	0,50	0,60	N/A	N/A	0,55	65

¹:CR conventional reinforced specimens

²:ED stud enhancing device

³:WR waveform reinforcement element

⁴:only applicable for sheeting thickness of $t \leq 0,75\text{mm}$, otherwise N/A

⁵:only applicable for central positioned studs with a height of $h_c = 150\text{mm}$, otherwise N/A

⁶:N/A not applicable

Auffallend ist, dass dieses vereinfachte Verfahren nach Ernst [37] (siehe Gleichung 4.10) nur für KF70 und W-Dek Profile anwendbar ist und hauptsächlich auf der Verwendung von zusätzlichen Hilfsmitteln zur Sicherstellung eines duktilen Verhaltens beruht. Dem gegenüber kann das genaue Verfahren nach Gleichung 4.1 bis 4.9 sowohl für die eigenen Versuche (siehe Kapitel 5) als auch für die vorliegende Versuchsdatenbasis aus der Literatur (siehe Anhang C) verwendet werden. Aus diesem Grund wird für die weiteren Betrachtungen das genaue Verfahren verwendet.

4.3 Modell nach Jenisch

Aufbauend auf den Arbeiten von Bode und Künzel (siehe z.B. Bode und Künzel [11, 10]) stellt Jenisch [60] ein Modell zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei senkrecht spannenden Trapezblechen anhand von zwei Fachwerkmodellen (vgl. Bild 4.8 und Bild 4.9) vor. Jenisch [60] unterscheidet zwischen einer direkten Lasteinleitung, dem Traganteil der über den Kopfbolzen eingeleitet wird, und einer indirekten Lasteinleitung, dem Traganteil der über das Trapezblech eingeleitet wird. Die Gesamtkraft V_u

ergibt sich somit nach Gl. 4.11 durch Addition der beiden Traganteile.

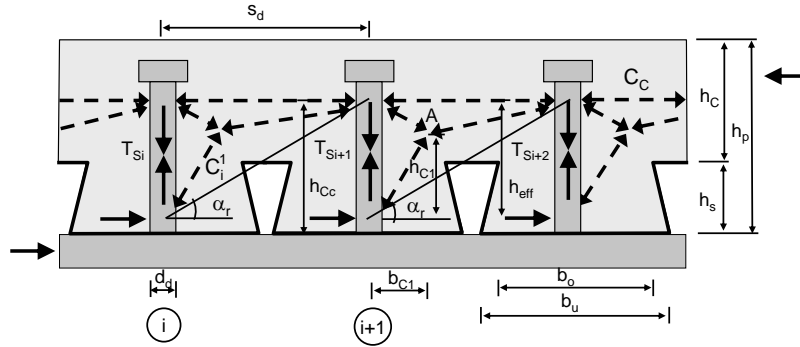


Bild 4.8: Fachwerkmodell für die „direkte“ Lasteinleitung nach Jenisch [60]

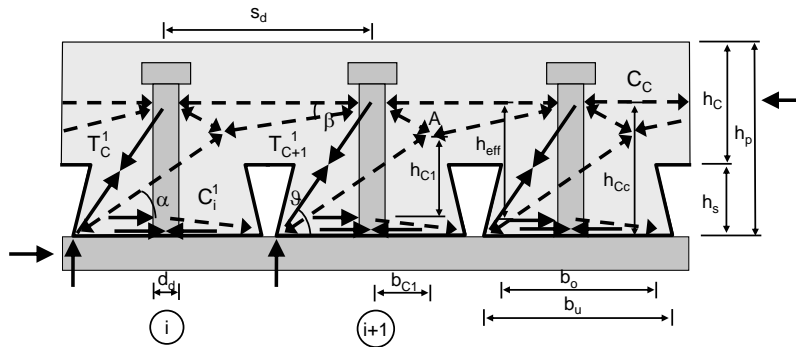


Bild 4.9: Fachwerkmodell für die „indirekte“ Lasteinleitung nach Jenisch [60]

$$V_u = V_{u,c} + V_{u,sh} \tag{4.11}$$

Mit:

$V_{u,c}$ Schubkraftanteil infolge direkte Lasteinleitung, der durch die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe vor dem Kopfbolzen beschränkt wird

$V_{u,sh}$ Schubkraftanteil infolge indirekte Lasteinleitung, der über das Profilblech übertragen wird

Die Größe des direkten Lastanteils $V_{u,c}$ ist beschränkt durch die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe vor dem Kopfbolzen (vgl. Gl. 4.12). Der indirekte Lastenteil $V_{u,sh}$ erreicht seine Tragfähigkeit infolge Erreichen der Fließspannung des Trapezbleches nach Gl. 4.13. Hierbei liegt die Modellannahme zu Grunde, dass sich die flache Druckstrebe vor dem Kopfbolzen mit dem Profilblech kurzschließt und über Zugkräfte im Profilblech auf die lastabgewandte Seite des Kopfbolzens geführt wird. Über eine Druckstrebe wird sie von dort in den Aufbeton eingeleitet. Die infolge der Einleitung der Dübelkräfte über eine Druckstrebe

entstehenden Zugkräfte müssen durch den Rippenbeton und über Biegung des Profibleches aufgenommen werden. Nach Jenisch [60] ist hierbei zwischen offenen Profilen (Biegung des Trapezbleches) und hinter-schnittenen Profilen (Zugkraft im Beton) zu unterscheiden.

Direkte Lasteinleitung:

$$V_{u,c} = A_{c,ci} \cdot v \cdot f_{c,cube} \cdot \cos\alpha \quad (4.12)$$

Mit:

$A_{c,ci}$ Querschnittsfläche Betondruckstrebe

$f_{c,cube}$ Würfeldruckfestigkeit Beton

α Betondruckstrebenwinkel

v Beiwert zur Berücksichtigung einer gezogenen (=0,6) bzw. gedrückten (=0,8) Betonplatte

Indirekte Lasteinleitung:

$$V_{u,sh} = b_{m,sh,t} \cdot t_{sh} \cdot f_{y,sh} \quad (4.13)$$

Mit:

$b_{m,sh,t}$ mitwirkende Breite des Trapezprofilblechs

t_{sh} Blechdicke

$f_{y,sh}$ Streckgrenze

Zur Bestimmung der mitwirkenden Breite des Trapezprofilblechs bzw. der Betondruckstrebenquerschnittsfläche sei auf die Arbeit von Jenisch [60] verwiesen. Ebenso soll hier nicht auf die Bestimmung der maximal aufnehmbaren Zugkräfte auf der lastabgewandten Seite des Kopfbolzens infolge indirekter Lasteinleitung eingegangen werden.

Zusätzlich ist zu überprüfen, ob im Kopfbolzendübel die kombinierte Schub- und Zugbeanspruchung infolge direkter Lasteinleitung nach Gleichung Gl.4.14 möglich ist.

$$\left(\frac{V}{V_{u,s}} \right)^2 + \left(\frac{T}{T_{u,s}} \right)^2 \leq 1 \quad (4.14)$$

Mit:

$T_{u,s}$ Maximale Zugkraft im Bolzenschaft bei alleiniger Zugbeanspruchung

$V_{u,s}$ Maximale Schubbeanspruchung am Bolzenfuß bei alleiniger Schubbeanspruchung

Im Falle hoher und schmaler Rippen wird die Schubkraft nicht durch die Druckstrebe in den Aufbeton eingeleitet, sondern über Biegung des Bolzenschafts. In diesem Fall schlägt Jenisch [60] das Modell von Lungershausen [78], wie es in Abschnitt 4.5 beschrieben ist, vor. Schlußendlich erfolgt der Nachweis der Rückverankerung der Bolzenzugkraft in den Aufbeton durch Gl. 4.15, die auf Untersuchungen von Bode

und Künzel (z.B. Bode und Künzel [10], [11]) beruht und von Jenisch [60] verifiziert und bestätigt worden ist.

$$T_{u,c} = 15,64 \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot h_{d,e,l}^{0,75} \cdot h_{d,e,q}^{0,75} \quad (4.15)$$

Mit:

$h_{d,e,l}$ Effektive Einbindetiefe in Trägerlängsrichtung (Schaftlänge - Profilblechhöhe)

$h_{d,e,q}$ Effektive Einbindetiefe in Trägerlängsrichtung (Dübelhöhe - Profilblechhöhe)

$f_{c,cube}$ Betonwürfeldruckfestigkeit

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass das von Jenisch [60] vorgeschlagene Fachwerkmodell die unterschiedlichen Versagensmechanismen von Kopfbolzen in Trapezprofilblechen berücksichtigen will, es jedoch in seiner Anwendung relativ komplex ist. Dies könnte einer der Gründe sein, warum bisher keine vergleichenden Untersuchungen über die Qualität des Modells erfolgten. Ein interessanter Punkt ist der Vorschlag eines eigenständigen Tragmechanismus für hinterschnittene Trapezprofilbleche, der bei keinem anderen der untersuchten Modelle bzw. Ansätze gefunden wurde. Ob dieser vorgeschlagene Mechanismus geeignet ist, den Einfluss eines hinterschnittenen Trapezbleches zu quantifizieren, soll ebenfalls untersucht werden.

4.4 Modell nach Johnson und Yuan

Auf Grundlage von über 300 neu bewerteten und 34 eigenen Versuchen konnten durch Johnson und Yuan [62, 63, 65] und Yuan [117] für Profilbleche senkrecht zum Träger 5 verschiedene Versagensmechanismen klassifiziert werden. In Abhängigkeit der verschiedenen Versagensmodi schlagen Johnson und Yuan komplexe Traglastmodelle zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen vor, die infolge von Vereinfachungen und durch Kalibrierung an Versuchsergebnissen zu einem eigenen Bemessungsvorschlag zusammengefasst worden sind. Ausgehend von der Dübeltragfähigkeit P_{Rd} in einer Vollbetonplatte wird die Dübeltragfähigkeit $P_{Rd,PB}$ in einem profilierten Betongurt durch Verwendung eines Reduktionsfaktor k bestimmt (vgl. Gl. 4.16).

$$P_{Rd,Pb} = k \cdot P_{Rd} \quad (4.16)$$

Mit:

$P_{Rd,Pb}$ Dübeltragfähigkeit im profilierten Betongurt

P_{Rd} Dübeltragfähigkeit nach EN 1994-1-1 [35]

k Reduktionsfaktor nach den Gleichungen 4.17-4.20

Der Reduktionsfaktor k ergibt sich in Abhängigkeit von der Dübelanzahl n_R je Rippe, Versagensart und Art der Dübelanordnung zu:

1 Kopfbolzen je Sicke $n_R = 1$ $k = k_{nR} = \min(k_{RP}; k_{CP})$

Rib Punching:

$$k_{RP} = (t_p \cdot h_{D\ddot{u}} + 4,3 \cdot e_f) / (4 \cdot h_p + 3 \cdot e_f) \leq 1,0 \quad (4.17)$$

Concrete Pull-Out:

$$k_{CP} = 0,02 \cdot (e_f + 6 \cdot h_{D\ddot{u}}) / h_p + 0,7 \leq 1,0 \quad (4.18)$$

2 Kopfbolzen je Sicke $n_R = 2$

Zwei Dübel hintereinander oder diagonal versetzt:

$$k_{t1} = 0,25 \cdot (4 \cdot s_t + 3 \cdot t_p \cdot h_{D\ddot{u}}) / (2 \cdot h_p + 3 \cdot e) \leq 1,0 \quad (4.19)$$

Zwei Dübel in paralleler Position:

$$k_{t2} = 0,18 \cdot (e_f + 4,2 \cdot h_{D\ddot{u}}) / h_p + 0,27 \leq 1,0 \quad (4.20)$$

Mit:

- e_f horizontaler Abstand in Belastungsrichtung von einem Kopfbolzen bis zum Trapezblech (bei $h_p/2$)
 h_p Höhe des Trapezblechs
 $h_{D\ddot{u}}$ Höhe des Kopfbolzendübels
 t_p Profilblechdicke
 s_t Achsabstand in Reihe stehender Kopfbolzen in einer Sicke
 e Abstand eines Kopfbolzens bei 2 Kopfbolzen in einer Sicke zum nächsten Rand (bei $h_p/2$)

Die in Gleichung 4.17 bis 4.20 verwendeten Geometrieparameter sind in Bild 4.10 näher erläutert und verwenden die Einheit mm.

Der Vergleich der verschiedenen Veröffentlichungen von Johnson und Yuan [62], [63], [65] und Yuan [117] zeigt, dass die Vorfaktoren für den Fall zwei Kopfbolzen in der Sicke sich voneinander unterscheiden. Die Gleichungen 4.19 und 4.20 sind Johnson und Yuan [63] entnommen.

Die in den Bestimmungsgleichungen verwendeten Parameter sollten folgende Randbedingungen (vgl. Yuan [117]) einhalten:

- Dübeldurchmesser: $16 \text{ mm} \leq d_{D\ddot{u}} \leq 200 \text{ mm}$
- Zugfestigkeit des Bolzenmaterials: $f_u \geq 400 \text{ N/mm}^2$
- Charakteristische Betondruckfestigkeit: $20 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ck} \leq 35 \text{ N/mm}^2$
- Dicke des Profilbleches: $0,7 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm}$

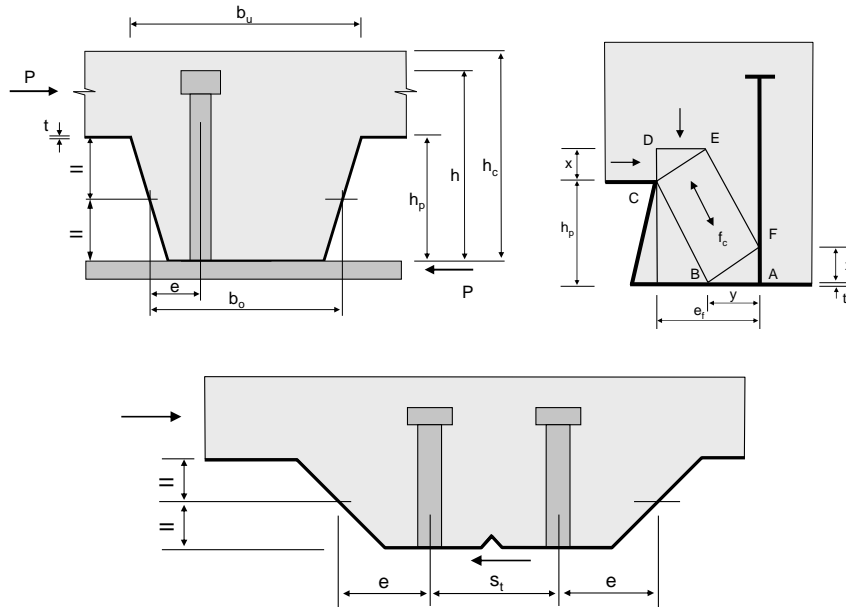


Bild 4.10: Geometrieparameter für Bemessungsvorschlag nach Johnson und Yuan [63]

- Rippenschlankheit: $0,8 \leq \frac{b_0}{h_p} \leq 3,2$ (b_0 : mittlere Breite der Sicke, h_p : Profilblechhöhe)
- Dübelabstand senkrecht zum Träger: $2,8 \cdot d_{Dü} \leq s_{\perp} \leq 5 \cdot d_{Dü}$
- Dübelabstand parallel zum Träger: $s_{\parallel} \geq 3 \cdot d_{Dü}$
- Einbindetiefe der Kopfbolzen im Aufbeton: $h - h_p \geq 35 \text{ mm}$

In Johnson und Yuan [66] wird als zulässige Betongüte C20/25 bis C35/45 vorausgesetzt.

4.5 Modell nach Lungershausen

Roik u. a. [97] stellen ein Modell zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Einsatz von Trapezblechen, die senkrecht zur Tragfähigkeit verlaufen, vor, das auf Grundlage der Fließgelenktheorie die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bestimmt (vgl. Bild 4.11).

Die so bestimmte Kopfbolzenkraft entspricht dem ersten Traglastniveau P_{e1} . Obwohl eine weitere Laststeigerung infolge steigender Schubverformung möglich ist (Zugkraft im Kopfbolzendübel), wird dieser zweite Traglastanteil P_{e2} nicht berücksichtigt, da nach Lungershausen [78] der Traglastanteil P_{e2} erst bei Schubverformungen von 30 bis 40mm erreicht wird. Somit bestimmt sich die aufnehmbare Schubkraft P_t eines Kopfbolzens zu:

$$P_t = 2 \cdot M_{pl,Dü}/a \quad \rightarrow \quad P_t = f_u \cdot d_{Dü}^2 / (3 \cdot \alpha) \quad (4.21)$$

$$M_{pl,Dü} = f_u \cdot d_{Dü}^3 / 6 \quad (4.22)$$

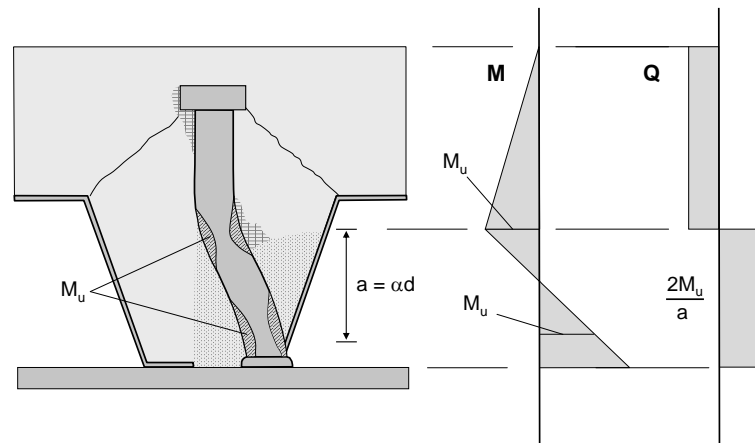


Bild 4.11: Fließgelenkmechanismus nach Lungershausen [78]

Mit:

- α = $a/d_{D\ddot{u}}$ (Abstand Fließgelenke/ Dübeldurchmesser)
 $M_{pl,D\ddot{u}}$ Plastische Momententragfähigkeit des Dübelschaftes
 a Abstand der beiden Fließgelenke entlang des Dübelschaftes
 f_u Zugfestigkeit des Bolzenmaterials
 $d_{D\ddot{u}}$ Schaftdurchmesser des Kopfbolzens

Betrachtet man die Gl. 4.21 und Gl. 4.22, erkennt man, dass die Grundlage bzw. die Voraussetzung für das Modell von Lungershausen [78], die Entstehung zweier Fließgelenke im Kopfbolzendübelschaft ist. Der dazugehörige Versagensmodus ist nach Lungershausen [78] als Standardversagensfall definiert und kann als Versagen des Betons vor dem Kopfbolzendübel („rib punch-through“) definiert werden. Durch eine ausreichende Einbindetiefe des Kopfbolzens oberhalb der Betonrippe werden andere Versagensmodi verhindert, obwohl sie in den Versuchen von Lungershausen [78] beobachtet worden sind. Der Einfluss der Rippengeometrie und somit die Bettungseigenschaften des Kopfbolzensdübels im umgebenden Beton gehen indirekt über den Abstand a der beiden Fließgelenke ein. Die Bestimmung von α (s. Gl. 4.21) erfolgt über die empirisch bestimmte Gleichung 4.23.

$$\alpha = 0,8 \cdot (h_R/b_0)^2 + 0,6 \quad (4.23)$$

Mit:

- h_R Rippenhöhe
 b_0 Obere Rippenbreite

Eine Erweiterung des Ansatzes von Lungershausen [78] erfolgt in Roik u. a. [97]. Hier werden sowohl der Einfluss der Rippengeometrie (offen bzw. hinterschnitten) durch einen Faktor β als auch die Anzahl der Kopfbolzen je Sicke durch einen Faktor α_n berücksichtigt. Somit ergibt sich auf Grundlage einer statistischen Auswertung der Bemessungswert P_{Rd} eines Kopfbolzendübels zu:

$$P_{Rd} = f_{uk} \cdot A_{D\ddot{u}} \cdot \beta \cdot \alpha_n / (3 \cdot \alpha \cdot \gamma_v) \quad (4.24)$$

Mit:

$$\begin{aligned}
 A_{D\ddot{u}} &= \pi \cdot d_{D\ddot{u}}^2 / 4 \\
 \alpha &= 0,8 \cdot (h_R / b_0)^2 + 0,6 \\
 \alpha_n &= 0,3 + 0,15 \cdot (h_{D\ddot{u}} - h_R) / h_{D\ddot{u}} \\
 \beta &= 1 /, \text{ bzw. } 1,1 \text{ f\"ur offene bzw. hinterschnittene Profilblechgeometrien} \\
 \gamma_v &= 1,2
 \end{aligned}$$

α	Einflussparameter f\"ur die Rippenschlankheit
α_n	Abminderungsfaktor bei zwei D\"ubeln je Rippe
β	Einflussparameter f\"ur die Art des Profilbleches
f_{uk}	Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Bolzenmaterials
$A_{D\ddot{u}}$	Querschnittsfl\"ache des Bolzenschaftes
$d_{D\ddot{u}}$	Bolzendurchmesser
b_0	Obere Rippenbreite
h_R	Rippenh\"ohe ≤ 140 mm
$h_{D\ddot{u}} - h_R$	Einbindetiefe der Bolzen $> 2 \cdot d_{D\ddot{u}}$
$h_c - h_R$	Dicke des Aufbetons ≥ 50 mm
γ_v	Teilsicherheitsbeiwert

Die Bestimmungsgleichung (Ausgangsgleichung f\"ur die statistische Auswertung) auf Mittelwertniveau und mit „wahren“ Zugfestigkeiten des Bolzenmaterials lautet wie folgt:

$$P_t = \frac{1}{3} \cdot \frac{f_u \cdot d^2}{\alpha} \cdot \frac{\beta}{\sqrt{n_R}} \quad (4.25)$$

W\"ahrend Gleichung 4.21 f\"ur einen Kopfbolzen in der Sicke ausreichend genaue Ergebnisse liefert, der Mittelwert \bar{b} des Quotienten aus Versuchslast P_e durch theoretische Traglast P_t wurde bei 44 Versuchen zu 1,063 bestimmt, ergab sich f\"ur die Versuche ($n=13$) f\"ur 2 Kopfbolzen je Sicke ein Mittelwert \bar{b} zu 1,137. Die Gr\"unde f\"ur die h\"ohere Abweichung sowie der gr\"o\sseren Streuung bei 2 Kopfbolzen in der Sicke liegt nach Roik u. a. [97] an der zu ungenauen Ber\"ucksichtigung des Tragverhaltens bei 2 Kopfbolzen in der Sicke durch den Faktor $1/\sqrt{n_r}$. Des Weiteren zeigte sich, dass im Falle von 2 Kopfbolzen in der Sicke zur Ausbildung einer Flie\ssgelenkkette eine h\"ohere Einbindetiefe notwendig ist. Dies f\"uhrte zu Gleichung 4.26.

$$P_t = \frac{1}{3} \cdot \frac{f_u \cdot d^2}{\alpha} \cdot \alpha_n \cdot \beta \quad \text{mit: } \alpha_n = \frac{1}{\sqrt{n_R}} \cdot (0,45 + 0,2 \cdot \frac{h_D - h_R}{d}) \leq 1,0 \quad (4.26)$$

In Roik u. a. [97] wird auf die Qualit\"at des Modells nach Lungershausen [78] hingewiesen. Dies konnte in Kuhlmann und Raichle [70] durch eine Korrelationsbetrachtung, die eine bessere \"Ubereinstimmung des Modells als die Regelungen in EN 1994-1-1 [35] aufgezeigt hat, best\"atigt werden. Dem gegen\"uber stehen jedoch Betrachtungen von Johnson und Yuan [65], die zeigen, dass der Ansatz nach Lungershausen [78] eine unzureichende \"Ubereinstimmung mit Versuchsergebnissen hat und unter Umst\"anden die Tragf\"ahigkeit eines Kopfbolzens \"ubersch\"atzt werden k\"onnte.

4.6 Modell nach Rambo-Roddenberry

Im Rahmen ihrer Dissertation führte Rambo-Roddenberry [89] Push-Out Versuche mit und ohne Trapezbleche sowie Trägerversuche durch. Hierbei wurden die Push-Out Tests teilweise mit einer zusätzlichen Horizontallast auf die Betonplatte belastet. Ziel dieser Belastung war die Vergleichbarkeit zwischen Trägerversuchen und Push-Out Versuchen zu gewährleisten. Die Höhe der horizontalen Last variierte zwischen 0 Prozent und 20 Prozent der im Push-Out Versuch auftretenden vertikalen Pressenkraft. Rambo-Roddenberry [89] schlägt in Abhängigkeit der in den Versuchen bestimmten Haupteinflussgrößen Gleichungen (vgl. Gl. 4.28 - 4.31) zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von Trapezprofilblechen vor. Folgende Kopfbolzenanordnungen wurden durch Rambo-Roddenberry [89] untersucht:

- einzelne Dübel in der „favourable“-Position („F“-Position)
- einzelne Dübel in der „mid“-Position („M“-Position)
- zwei Dübel in „staggered“ (alternierende bzw. versetzte) Position
- Dübelpaare in der „favourable“-Position („F“-Position)
- Dübelpaare in „unfavourable“-Position („UF“-Position)
- eine zusätzliche Reduktion bei unterschiedlichen Dicken des Profilbleches

Die Verwendung der jeweiligen Bestimmungsgleichung von Rambo-Roddenberry [89] ist abhängig von der Profilblechhöhe h_p des verwendeten Profilblechs sowie von dem Verhältnis des Kopfbolzendurchmessers zur Flanschdicke d/t . Die Berücksichtigung des Verhältnisses d/t beruht nach Rambo-Roddenberry [89] auf den Arbeiten von Sublett u. a. [110], Diaz u. a. [17] und Goble [46]. Hierbei wurde festgestellt, dass ab einem Verhältniswert von $d/t > 2,7$ eine Reduktion der Kopfbolzentragfähigkeit nach Gleichung 4.27 gegeben ist.

$$Q_{d/t > 2,7} = Q_{d/t \leq 2,7} - 1,5 \cdot \left(\frac{d}{t} - 2,7 \right) \quad (4.27)$$

Somit ergibt sich die Tragfähigkeit für Kopfbolzen in Profilblechen mit einer Profilhöhe von 2 in. bzw. 3 in. und einem Kopfbolzendurchmesser zu Flanschdicken Verhältnis von $d/t \leq 2,7$ zu:

$$Q_{sc} = R_p \cdot R_n \cdot R_d \cdot A_s \cdot F_u \quad (4.28)$$

Im Gegensatz hierzu muss nach Rambo-Roddenberry [89] bei einem Verhältnis $d/t > 2,7$ die Kopfbolzentragfähigkeit reduziert werden (vgl. Gl. 4.29).

$$Q_{sc} = R_p \cdot R_n \cdot R_d \cdot A_s \cdot F_u - 1,5 \cdot \left(\frac{d}{t} - 2,7 \right) \quad (4.29)$$

Mit:

$R_p = 0,68$	für $e_{mid-ht} \geq 2,2$ in. (55,9 mm)
$R_p = 0,48$	für $e_{mid-ht} < 2,2$ in. (55,9 mm)
$R_p = 0,52$	bei „Staggered“-Position
e_{mid-ht}	Abstand von der Mitte des Kopfbolzens bis zur mittleren Höhe der Blechrippe auf lastzugewandten Seite
$R_n = 1,00$	für 1 Bolzen je Rippe
$R_n = 0,85$	für 2 Bolzen je Rippe
$R_d = 1,00$	für alle Bolzen in „F“-Position
$R_d = 0,88$	für 22 gauge deck bei „UF“-Position
$R_d = 1,00$	für 20 gauge deck bei „UF“-Position
$R_d = 1,05$	für 18 gauge deck bei „UF“-Position
$R_d = 1,11$	für 16 gauge deck bei „UF“-Position
No. gauge deck	Maßeinheit für die Profilblechdicke (siehe Anhang D)

Für Kopfbolzen in Profilblechen mit einer Profilhöhe von 1,0 in. und 1,5 in. und einem $d/t \leq 2,7$ Verhältnis ergibt sich die Kopfbolzentragfähigkeit nach Gleichung 4.30, während bei einem $d/t > 2,7$ Verhältnis Gleichung 4.31 maßgebend wird.

$$Q_{sc} = R_n \cdot 3,08 \cdot e^{0,048A_s F_u} \quad (4.30)$$

$$Q_{sc} = R_n \cdot 3,08 \cdot e^{0,048A_s F_u} - 1,5 \cdot \left(\frac{d}{t} - 2,7 \right) \quad (4.31)$$

Mit:

$R_n = 1,00$	für 1 Kopfbolzen je Rippe
$R_p = 0,85$	für 2 Kopfbolzen je Rippe

Augenscheinlich berücksichtigt Rambo-Roddenberry [89] weder die Betonfestigkeit noch den E-Modul des Betons bei der Bestimmung der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens. Des Weiteren dürften Gleichung 4.30 und Gleichung 4.31 auf Grund der geringen Profilblechhöhe von 25,4 mm bis 38,1 mm kaum Verwendung finden. Inwieweit die horizontale Auflast bei den Push-Out Versuchen zu einer Erhöhung der Kopfbolzentragfähigkeit führt, wird sich durch Vergleich der rechnerischen Tragfähigkeit nach Rambo-Roddenberry [89] mit Versuchen aus der Literatur ohne Auflast zeigen (siehe Anhang C). Schätzt man die infolge der Horizontallast zusätzlich auftretende Reibung in der Verbundfuge ab, dürfte der zusätzliche Traganteil jedoch nicht aussergewöhnlich hoch sein, so dass eine Aufnahme der Push-Out Versuche in die gemeinsame Datenbasis (siehe Anhang C) zulässig ist.

4.7 Modell nach Lawson

Lawson [73] schlägt für einen oder zwei Kopfbolzen bei senkrechter Spannrichtung des Profilblechs und mittiger Anordnung der Kopfbolzen in der Sicke vor, den Abminderungsfaktor in Abhängigkeit der gemitt-

telten Sickenbreite b_a nach den Gleichungen 4.32 bzw. 4.33 zu bestimmen.

$$r_p = \frac{0,75}{\sqrt{N}} \cdot \frac{b_a}{D_p} \cdot \frac{h}{h + D_p} \leq 1,0 \quad \text{für } b_a \leq 2 \cdot D_p \quad (4.32)$$

$$r_p = \frac{1,5}{\sqrt{N}} \cdot \frac{h}{h + D_p(2D_p/b_a)} \leq 1,0 \quad \text{für } b_a > 2 \cdot D_p \quad (4.33)$$

Mit:

r_p	Reduktionsfaktor
b_a	mittlere Sickenbreite, bei hinterschnittenen Profiblechen die kleinste Breite
D_p	Profiblechhöhe ≤ 100 mm
h	Kopfbolzenhöhe $\geq D_p + 35$ mm
N	Anzahl der Kopfbolzen in der Sicke

Für Kopfbolzen in nicht mittiger Anordnung sind folgende Modifikationen vorzunehmen:

- Bei einem Kopfbolzen in „favourable position“ ist b_a durch $2(b_a - e)$ zu ersetzen ($N = 1$) und je nach b_a zu $2D_p$ Verhältnis Gleichung 4.32 bzw. Gleichung 4.33 zu verwenden.
- Bei einem Kopfbolzen in „unfavourable position“ ist Gleichung 4.32 zu verwenden. In diesem Fall ist $b_a = e + D_p$, wobei e der Abstand des Kopfbolzen zum angrenzenden Profiblechsteg bei $D_p/2$ ist. Im Falle $e > D_p$ ist Gleichung 4.33 zu verwenden.
- Bei alternierender Anordnung eines Kopfbolzens (Wechsel zwischen „favourable position“ und „unfavourable position“ je Sicke) ist der Mittelwert aus den beiden vorher beschriebenen Fällen zu nehmen.
- Für zwei Kopfbolzen in paralleler Anordnung in der Sicke sind die Regelungen für einen Kopfbolzen zu berücksichtigen, jedoch mit $N = 2$.
- Für zwei Kopfbolzen in Reihe sind die Gleichungen 4.32 bzw. 4.33 mit $N = 2$ zu verwenden.

Für Kopfbolzen in Profiblechen, die parallel zur Trägerrichtung spannen, ergibt sich der Abminderungsfaktor für einen Kopfbolzen nach Gleichung 4.34 und für 2 Kopfbolzen nach Gleichung 4.35.

$$r_p = 0,67 \cdot \frac{b_a}{D_p} \leq 1,0 \quad (4.34)$$

$$r_p = 0,4 \cdot \frac{b_a}{D_p} \leq 1,0 \quad (4.35)$$

Mit:

r_p	Reduktionsfaktor
b_a	mittlere Sickenbreite, bei hinterschnittenen Profiblechen die kleinste Breite
D_p	Profiblechhöhe ≤ 100 mm

h Kopfbolzenhöhe $\geq D_p + 35$ mm

Das Modell von Lawson [73] verfolgt einen ähnlichen Ansatz wie DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26]. Auch Lawson [73] bestimmt den Abminderungsfaktor durch die beiden Parameter Sickengeometrie und Einbindetiefe des Kopfbolzens. Zusätzlich, hier geht Lawson [73] weiter als die Norm, wird die Kopfbolzenposition in der Sicke berücksichtigt. Interessanterweise unterscheidet Lawson [73] zwischen „schlanken“ und „breiten“ Profilblechgeometrien. So ist bei einer ansetzbaren Sickenbreite b_a , die kleiner gleich der doppelten Profilblechhöhe D_p Gleichung 4.32 zu verwenden, bei „breiten“ Trapezblechsicken ($b_a > 2 \cdot D_p$) Gleichung 4.33.

4.8 Zusammenfassung und Fazit

Bei den in diesem Kapitel vorgestellten Modellen bzw. Ansätze zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Einsatz von senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton können 2 grundsätzliche Vorgehensweisen unterschieden werden. Auf der einen Seite stehen die Ansätze von Rambo-Roddenberry [89] (siehe Abschnitt 4.6) und Lawson [73] (siehe Abschnitt 4.7), die analog zum Vorgehen der Regeln in der Norm DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] einen Abminderungsfaktor bestimmen, der auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte angewendet wird. Hierbei ist der Abminderungsfaktor abhängig von den geometrischen Randbedingungen der Kopfbolzenverbindung. Dem gegenüber stehen Modelle bzw. Ansätze, die ausgehend von den verschiedenen möglichen Versagensmechanismen (siehe Abschnitt 2.2) die Traglast bestimmen. Entweder wird ein maßgebender Mechanismus definiert (siehe Lungershausen [78], Abschnitt 4.5), oder es werden für verschiedene Mechanismen Bestimmungsgleichungen vorgeschlagen und der kleinste Wert ist maßgebend. Diesen Ansatz verfolgen z.B. Ernst [37] (siehe Abschnitt 4.2), Jenisch [60] (siehe Abschnitt 4.3) und Johnson und Yuan [63, 65] (siehe Abschnitt 4.4). Hierbei stellt das Modell von Johnson und Yuan [63, 65] einen Sonderfall dar. Obwohl die Herleitung anhand unterschiedlicher Versagensmechanismen erfolgt, werden aus diesen unterschiedlichen Mechanismen Abminderungsfaktoren entwickelt, die abhängig von den geometrischen Randbedingungen sind.

Der Vergleich der verschiedenen Modelle soll zeigen, welche Vorgehensweise die besseren Ergebnisse liefert. Hieraus lassen sich gegebenenfalls die maßgebenden Versagensmechanismen bestimmen. Des Weiteren kann überprüft werden, ob die Bestimmung eines eigenständigen Traganteils des Trapezbleches (siehe Ernst [37] bzw. Jenisch [60]) sinnvoll ist oder hierdurch keine Verbesserung der Genauigkeit bei der Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit erfolgt.

Des Weiteren berücksichtigen die Mehrzahl der Modelle in diesem Kapitel, im Gegensatz zu den normativen Regelungen, die Kopfbolzenposition in der Sicke. Dieser Parameter wurde jedoch, wie die vorliegende Datenbasis zeigt (siehe Abschnitt C) nicht im gleichen Maß untersucht, wie die übrigen Parameter. Aus diesem Grund war die Kopfbolzenposition in der Sicke bei den eigenen Versuchen (siehe Kapitel 5) einer der untersuchten Parameter.

5 Eigene experimentelle Untersuchungen

5.1 Allgemeines

In Kuhlmann und Konrad [67, 68] sind die Ergebnisse von 17 Push-Out Versuchen mit senkrecht zum Träger spannenden Trapezprofilblechen zusammengestellt. Die Planung sowie die Versuchsdurchführung orientierte sich an EN 1994-1-1 [35], Anhang B.2 „Versuche für Verbundmittel“. Durch die Wahl der Trapezprofile (siehe Bild 5.1) ThyssenKrupp T85.1, ArcelorMittal Cofrastra 70/183 sowie Hoesch Holorib HR51/150 konnte bei den Untersuchungen das gesamte Spektrum übliche Trapezprofilgeometrien (offen bzw. hinterschnitten) bzw. zulässiger Trapezprofilblechhöhen (vgl. DIN 18800-5 [20]) untersucht werden.

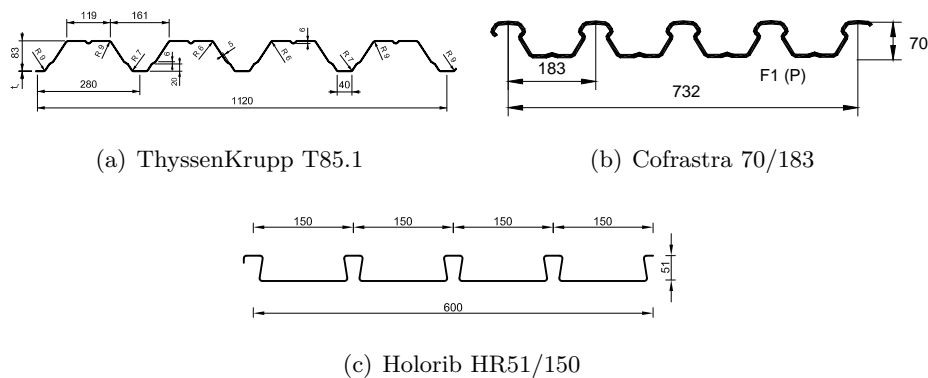


Bild 5.1: Verwendete Trapezprofilblechgeometrien

Neben den Einflüssen der Sickengeometrie, definiert durch das verwendete Trapezprofilblech, auf die Kopfbolzentragfähigkeit wurden folgende weitere Parameter untersucht:

- die Kopfbolzenposition in der Sicke
- die Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton
- Anzahl der Kopfbolzen in der Sicke
- Kopfbolzenposition zueinander
- Einfluss einer unteren Bewehrungslage

Zur einfacheren Unterscheidung wurden die einzelnen Push-Out Versuche nach Bild 5.2 bezeichnet.

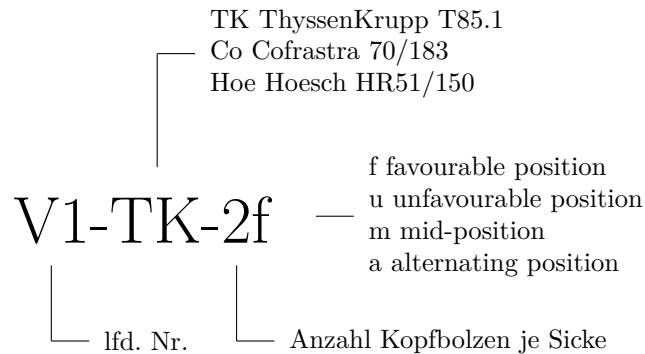


Bild 5.2: Erläuterung zur Versuchskörperbeschreibung

5.2 Vergleich von Push-Out Versuch mit Trägerversuchen

Obwohl bekannt ist, dass bei Push-Out Versuchen niedrigere Kopfbolzentragfähigkeiten beobachtet werden als bei Trägerversuchen (siehe z. B. Hicks [56], Smith und Couchman [108] und Wright u. a. [114]), wurde auch bei dem eigenen Versuchsprogramm der Push-Out Versuch gewählt. Dies hat mehrere Gründe. Auf der einen Seite ist zum jetzigen Zeitpunkt der Push-Out Versuch der Standardversuch zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Schubverbindungsmiteln (vgl. EN 1994-1-1 [35]), hieraus folgt, dass für diese Versuchsart eine Vielzahl von Ergebnissen vorliegt (vgl. Versuchsdatenbasis in Anhang B bzw. Anhang C). Auf der anderen Seite kommt es bei einem Trägerversuch, normalerweise wird hier ein 4-Punktbiegeversuche ggf. auch ein 3-Punktbiegeversuche gewählt, infolge Reibung zwischen Betonplatte und Stahlträger zu einer zusätzlichen Schubkraft, die nach Meinung des Autors nicht zur Kopfbolzentragfähigkeit gerechnet werden sollte, weil sie in der Praxis nicht gleichbleibend gewährleistet ist. Zwar kann Reibung auch beim Push-Out Versuch nicht ausgeschlossen werden, doch ist sie hier deutlich geringer, da sie vor allem durch die Verdrehung des Betonkörpers relativ zum Trägerflansch entsteht. Die Unterschiede hinsichtlich der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens zwischen Trägerversuch und Push-Out Versuch werden von Wright u. a. [114] mit etwa 25 Prozent quantifiziert.

Außerdem kann diese erhöhte Tragfähigkeit nicht bei allen in DIN 18800-5 [20] zulässigen Kopfbolzenanwendungen vorausgesetzt werden. So tritt bei Verwendung von Kopfbolzen in Verbundstützen, vor allem bei einbetonierten Stahlträgern, zur Lasteinleitung (vgl. DIN 18800-5 [20], Tabelle 12) oder auch bei Kopfbolzen in ausbetonierten Stahlträgerkammern, Reibung nicht bzw. nicht im gleichen Maße auf, was zur Folge hat, dass eine Bestimmungsgleichung für die Kopfbolzentragfähigkeit auf Grundlage von Trägerversuchen nicht mehr allgemein für die in der Norm definierten Anwendungsmöglichkeiten gültig ist. Allerdings bleibt der Verbundträger der typische Anwendungsfall für Kopfbolzen, was für den realistischen Trägerversuch, der das wahre Trag- und Verformungsverhalten der Verbundfuge berücksichtigt, spricht. Außerdem beschränken sich die eigenen Untersuchungen auf Kopfbolzen in der Sicke von senkrecht span-

nenden Trapezblechen mit Aufbeton und diese Ausführung wird nur bei Verbundträgern verwendet, was ein weiteres Argument für den Trägerversuch ist.

Es kommt hinzu, dass ebenfalls in der Diskussion steht, ob der Push-Out Versuch überhaupt geeignet ist, das Dübeltragverhalten in Verbundträgern ausreichend wirklichkeitsnah zu beschreiben. Nach Döinghaus [30] ist hierbei die Lagerungsanordnung entscheidend. Döinghaus [30] unterscheidet 4 unterschiedliche Lagerungsbedingungen. Auf der einen Seite wäre eine Roll- bzw. Teflonlagerung sowie eine Mörtelbett zu nennen, auf der anderen Seite eine Aufkantung im Fußbereich bzw. eine horizontale Abspannung (Zugstangen) (vgl. hierzu Döinghaus [30]). Hierbei führt die fehlende horizontale Halterung der Roll- bzw. Teflonlagerung zu einer zusätzlichen Zugkraft infolge einer frühzeitigen Verdrehung der Betonplatte in den unteren Kopfbolzen, was eine im Träger nicht vorhandene Beanspruchung darstellt. Hieraus resultieren bis 20 Prozent niedrigere Tragfähigkeiten (siehe Döinghaus [30]) im Vergleich zu Push-Out Versuchen mit horizontaler Abspannung. Dem gegenüber stehen Push-Out Versuche mit horizontalen Abspannungen (Zugstangen), die bei relativer Nähe zum Kopfbolzen zu Betonpressungen und damit zu einer Erhöhung der Kopfbolzentragfähigkeit führen.

Ein weiterer Diskussionspunkt ist der im Push-Out Versuch vorhandene Kraftfluss bei horizontaler Halterung (siehe Leonhardt [74], Roik und Hanswille [96]). Doch selbst Leonhardt [74] gesteht zu, dass die Modellvorstellung von Roik und Hanswille [96] für den Kraftfluss in einem Verbundträger, wie in Bild 5.3 dargestellt, durch einen Push-Out Versuch nach Bild 5.4 für niedrige Betonplattendicken ($h_c \leq 15 \text{ cm}$) näherungsweise erfasst werden kann. Auf eine Erläuterung des in Bild 5.3 dargestellten Kraftflusses wird verzichtet und stattdessen auf Roik und Hanswille [96] verwiesen.

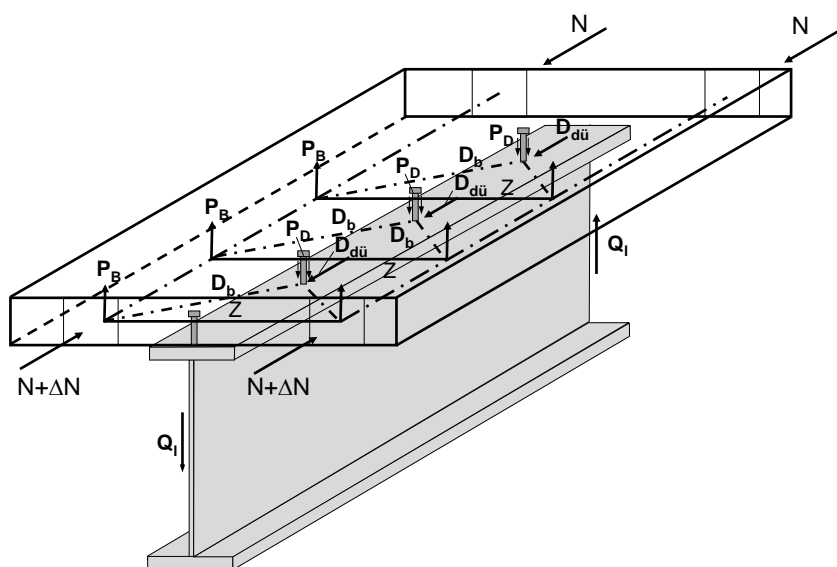


Bild 5.3: Darstellung des Kraftflusses in dem Betongurt eines Verbundträgers aus Roik und Hanswille [96]

Interessant ist hierbei, dass sowohl beim Kraftfluss im Träger als auch im Push-Out Versuch (vgl. Bild 5.3 mit Bild 5.4) Zugkräfte im Kopfbolzen entstehen. Diese Zugkräfte werden zum Beispiel bei dem von Lam [71] (gefunden in Döinghaus [30]) vorgeschlagenen Versuchsaufbau verhindert. So schlägt Lam [71] eine

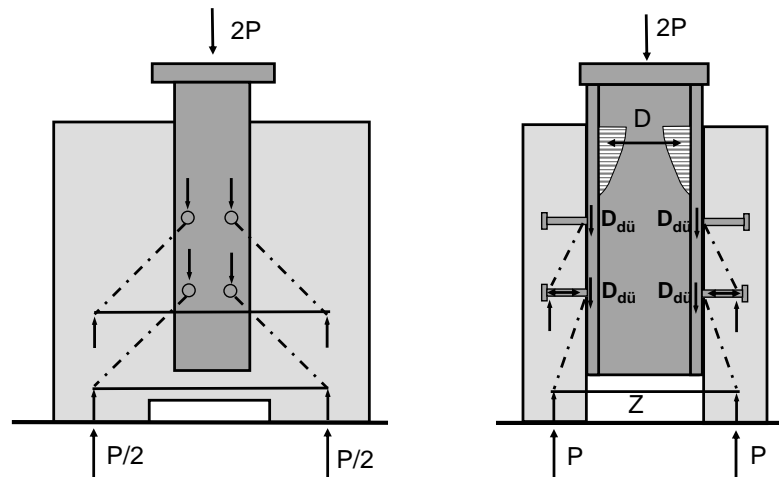


Bild 5.4: Darstellung des Kraftflusses in dem Betongurt eines Push-Out Versuchs aus Roik und Hanswille [96]

horizontal liegende Betonplatte vor, bei der die Pressen über eine Stahlplatte auf die gesamte Stirnseite der Betonplatte wirken (siehe hierzu Lam u. a. [72] bzw. Döinghaus [30]). Ob dieser Ansatz die Verhältnisse in einem biegebeanspruchten Verbundträger mit teilweise gerissener Betonplatte besser darstellen kann als der Push-Out Versuch in Bild 5.4, ist fraglich.

Insgesamt bleibt festzustellen, dass der Push-Out Versuch das komplexe Trag- und Verformungsverhalten eines Kopfbolzens in einem Verbundträger näherungsweise erfasst.

Die alternative Durchführung von Trägerversuchen, sieht man von den im Vergleich zu den Push-Out Versuchen deutlich höheren Versuchskosten einmal ab, ist ebenfalls nur bedingt geeignet, die Tragfähigkeit sowie das Verformungsverhalten eines einzelnen Kopfbolzens zu bestimmen. Dies soll nachfolgend kurz erläutert werden.

Üblicherweise erfolgt die Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in einem Trägerversuch in Anlehnung an DIN EN 1994-1-1 [26], B.3.6, also durch das Teilverbunddiagramm (siehe Bild 5.5(a)). Die Auswertung setzt ein Versagen der Verbundfuge (siehe Bild 5.5(b)) voraus. Zur Sicherstellung eines Versagens der Verbundfuge wird im Normalfall die Schubeinleitungslänge bzw. der Anzahl der Kopfbolzen zwischen der Lasteinleitung und dem Auflager (siehe Bild 5.5(b)) reduziert. Eine direkte Einleitung der Pressenkraft in das Auflager ohne Übertragung durch die Schubfuge ist zu verhindern.

Vor dem eigentlichen Versuch steht die Bestimmung der maximalen möglichen plastischen Momententragfähigkeit M_{pl} des Verbundquerschnitts als oberer Grenzwert der Biegetragfähigkeit des Verbundträgers sowie die plastische Momententragfähigkeit M_a des reinen Stahlträgers. Beide Werte sind zur Bestimmung des Teilverbunddiagramms notwendig (siehe Bild 5.5(a)). Zum Zeitpunkt der Dimensionierung des Verbundträgers einschließlich der Kopfbolzen liegen im Normalfall jedoch weder die wahren Festigkeiten des Stahlträgers noch des Betons vor. Dies hat zur Folge, dass unter Umständen die Momententragfähigkeit überschätzt wird und statt einem Versagen der Verbundfuge ein Biegedruckversagen der Betonplatte im Bereich der Lasteinleitung erfolgen kann. Für den Fall, dass ein Versagen der Verbundfuge auftritt, kann die über die Fuge übertragene Schubkraft durch Bestimmung des Verdübelungsgrads η_{Test} mit Hilfe der im Versuch ermittelten Momententragfähigkeit M_{Test} , wie in Bild 5.5(a) zu erkennen, bestimmt werden. Hierbei ist zu beachten, dass im Gegensatz zum Nachweis der Tragfähigkeit nach DIN 18800-5 [20] die

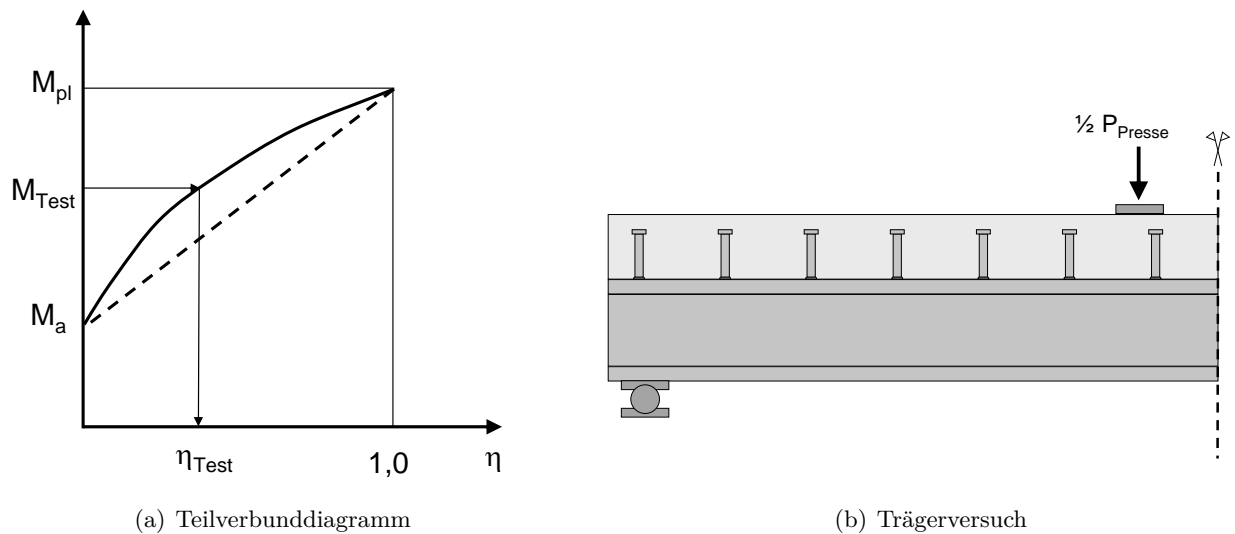


Bild 5.5: Qualitative Darstellung eines Teilverbunddiagramms und Skizze eines Trägerversuchs unter Berücksichtigung der Symmetrie

Annahme einer linearen Näherung zwischen reiner Stahltragfähigkeit M_a und Verbundtragfähigkeit M_{pl} bei der Bestimmung des Verdübelungsgrads zu unsicheren Ergebnissen führt. Da, wie bereits dargelegt, die Reibung in der Verbundfuge nicht der Kopfbolzentragfähigkeit zugerechnet werden kann, muss die ermittelte Schubkraft in der Fuge noch um die Reibkraft reduziert werden.

Während die vertikale Pressenkraft sicherlich infolge vorhandener Messtechnik hinreichend genau bestimmt werden kann, kann der Reibbeiwert nur näherungsweise bzw. aus Erfahrungswerten abgeschätzt werden. Gerade die ungenaue Bestimmung des Reibbeiwerts in Zusammenhang mit kurzen Trägerspannweiten bzw. hohen Pressenkräften, führt zu großen Unterschieden bei der Bestimmung der Schubkraft infolge Reibung und damit zu unterschiedlichen Kopfbolzentragfähigkeiten. Auf die Problematik eines infolge dynamischer Belastung variablen Reibbeiwerts bzw. dem Unterschied Haftreibung und Gleitreibung sei ebenfalls hingewiesen.

Des Weiteren liegen diesem Vorgehen weitere Vereinfachungen zu Grunde, die ebenfalls zu ungenauen Ergebnissen führen können. So treten unter Umständen auf Grund der geringen Anzahl von Kopfbolzen ein relativ großer Schlupf in der Fuge auf. Üblicherweise wird dieser Schlupf linear ansteigend zum Auflager hin angenommen, was jedoch ebenfalls eine Vereinfachung darstellt. Dies hat jedoch zur Folge, dass bei Erreichen der Traglast der Kopfbolzen, also dem Versagen der Verbundfuge, die am Auflager befindlichen Kopfbolzen deutlich größere Verformungen aufweisen als die Kopfbolzen in Feldmitte. Unter der Annahme eines ähnlichen Last-Verformungsverhaltens von Kopfbolzen bei Träger- und Push-Out-Versuchen könnten die äußeren Kopfbolzen bereits im Nachtraglastbereich liegen, während die Kopfbolzen im Bereich der Lasteinleitung noch unterhalb ihrer möglichen Traglast liegen. Im Gegensatz hierzu kann bei einem Push-Out Versuch davon ausgegangen werden, dass jeder Kopfbolzen annähernd gleiche Verformungen aufweist. Obwohl im Normalfall bei der Verwendung des Teilverbunddiagramms die Momententragfähigkeit der reinen Betonplatte vernachlässigt wird, kann dies ebenfalls zu einem Überschätzen der Schubkraft in der Fuge führen. Wie bereits durch Sauerborn und Sauerborn [101] für Geschossdecken gezeigt, muss auch bei Verbundträgern und der Auswertung mit Hilfe des Teilverbunddiagramms davon ausgegan-

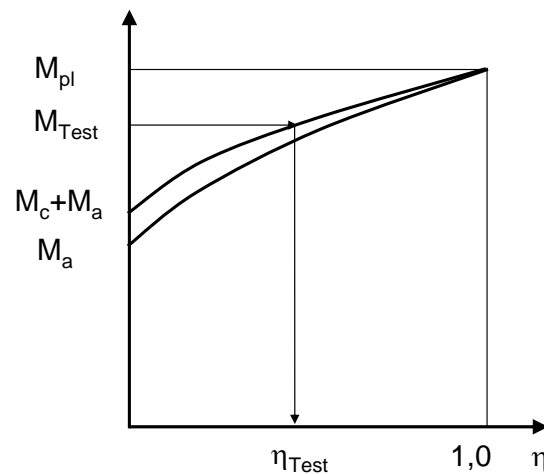


Bild 5.6: Qualitative Darstellung eines Teilverbunddiagramms unter Berücksichtigung der Momententragfähigkeit der Betonplatte nach Sauerborn und Sauerborn [101]

gen werden, dass die Momententragfähigkeit M_c der Betonplatte den Verdübelungsgrad und somit die Schubkraft in der Fuge reduziert (siehe Bild 5.6). Gerade bei niedrigen Verbundträgern kann die Momententragfähigkeit der Betonplatte im Vergleich zum Stahlträger relativ groß sein. Wie bereits durch Rieg [91] und Hauf [53] gezeigt, kann sowohl die Dehnungsverteilung über die Betonplattenhöhe infolge Rissbildung als auch die effektive ansetzbare Plattenbreite nur unzureichend bestimmt werden. Sowohl Rieg [91] als auch Hauf [53] stellen fest, dass die Regelung nach DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] stark auf der sicheren Seite liegt. Des Weiteren ist eine genaue Bestimmung der Dehnung in den Bewehrungsstäben auf Grund lokal angeordneter Dehnmessstreifen ebenfalls schwierig. Somit kann die in der Betonplatte auftretende Normalkraft nur durch die Bestimmung der im Normalkraft im Stahlträger, mit der sie im Gleichgewicht sein muss, erfolgen. Eine direkte Bestimmung bzw. eine Kontrolle ist, aus oben genannten Gründen nur begrenzt möglich. Da die Bestimmung der Normalkraft im Stahlträger ebenfalls durch die Messung der auftretenden Dehnungen mit Hilfe von Dehnmessstreifen erfolgt, müssen auch Vereinfachungen, wie z. B. lineare oder konstante Dehnungsverteilungen zwischen den Dehnmessstreifen, angenommen werden. Ob diese Vereinfachungen bei einem teilweise plastizierten Stahlträger ausreichend genau sind, wäre zu überprüfen.

Zusammenfassend bleibt festzustellen, dass nach Meinung des Autors der Trägerversuch aus, in diesem Abschnitt aufgezeigten Gründen nicht grundsätzlich zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit von Kopfbolzen in Vollbetonplatten bzw. bei Verwendung von Trapezblechen geeignet ist. Des Weiteren kann der Kraftfluss in der Betonplatte eines Trägers durchaus durch einen Push-Out Versuch dargestellt werden (siehe Roik und Hanswille [96]). Aus diesem Grund wird für die eigenen Versuche der Push-Out Versuch gewählt. Hierbei wird die auftretende horizontale Zugkraft (siehe Bild 5.4) durch Kontaktreibung zwischen Stirnseite der Betonplatte und einem Mörtelbett aufgenommen. Auf eine horizontale Last auf die Betonplattenoberseite, wie sie zum Beispiel von Hicks [56] bzw. teilweise von Rambo-Roddenberry [89] aufgebracht wurde, wird verzichtet, da die so entstehende Reibkraft nur bedingt einem Kopfbolzen als Traganteil zu gerechnet werden kann.

5.3 Versuchsbeschreibung

5.3.1 Versuchskörpergeometrien und Parameterbereich

Die Versuchskörper teilen sich in 3 Gruppen. Je 6 Push-Out Körper mit TK T85.1 (ThyssenKrupp) und Cofrastra 70/183 (ArcelorMittal) Trapezprofilen sowie 5 Push-Out Körper mit Holorib HR51/150 (Hoesch) Trapezprofilen. Da in früheren Untersuchungen der Einfluss der Kopfbolzenposition in der Sicke eine eher untergeordnete Rolle bei der Versuchsplanung hatte und sehr häufig mittige Kopfbolzenposition in der Sicke gewählt wurde, wurde in den eigenen Versuchen dieser Parameter als Haupteinflussgröße untersucht.

In der ersten Versuchsgruppe (ThyssenKrupp) wurde der Einfluss der Position der Kopfbolzen in der Sicke sowie bei 2 Kopfbolzen die Position zueinander bestimmt (siehe Tabelle 5.1 bzw. Bild 5.8). Hierbei wurde der Abstand der Kopfbolzen zueinander, abweichend von EN 1994-1-1 [35], Anhang B.2, zu $4d$ gewählt. Alle Kopfbolzen wurden durchgeschweißt. Des Weiteren wurde der Einfluss einer unteren Bewehrungslage auf die Tragfähigkeit sowie auf die Duktilität der Kopfbolzenverbindung untersucht. Hierzu wurde bei den Versuchen V2-TK-2f, V4-TK-2u und V6-TK-2a keine untere Bewehrungslage ($d = 10 \text{ mm}$, $s = 150 \text{ mm}$ kreuzweise) verwendet.

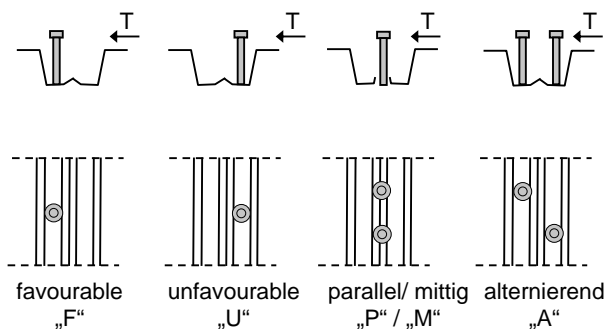


Bild 5.7: Darstellung der unterschiedlichen Kopfbolzenpositionen bei den eigenen Versuchen

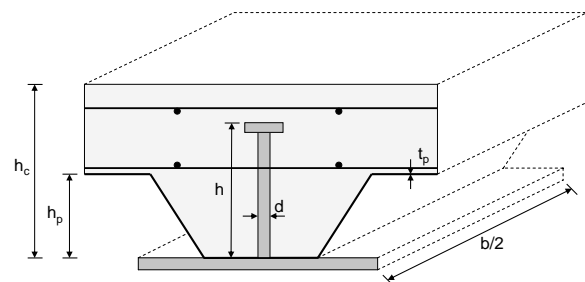


Bild 5.8: Erläuterung der geometrischen Kenngrößen der Push-out Tests (siehe Tabelle 5.1)

Tab. 5.1: Übersicht Abmessungen Push-Out Tests

	Trapezblech		Kopfbolzen			Position		Beton		Güte	Untere Bew.
	Bez.	h_p [mm]	t_p [mm]	d [mm]	h [mm]	n je Sicke	in Sicke	zuein.	h_c [mm]		
V1-TK-2f								P			ja
V2-TK-2f								P			nein
V3-TK-2u	Thyssen							P			ja
V4-TK-2u	Krupp	83	0,75	19	150	2	U	P	180	800	C25/30
V5-TK-2a	T85.1							P			nein
V6-TK-2a								A			ja
								A			nein
V7-Co-f					100			F			
V8-Co-1f					125			F			
V9-Co-1f	Cofastra				150			F			
V10-Co-1u	70/183	70	1,00	19	100	1	U	U	180	800	C25/30
V11-Co-1u					125			U			ja
V12-Co-1u					150			U			
V13-Hoe-1m					75			M			
V14-Hoe-1m					100			M			
V15-Hoe-1u	Hoesch	51	0,75	19	100	1	U	U	130	800	C25/30
V16-Hoe-1f	HR				100			F			ja
V17-Hoe-2a	51/150				100	2	-	A			

Versuchsgruppe V7-V12 (Cofradal 70/183) variiert die Einbindetiefe in Abhängigkeit der Kopfbolzenposition „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“. Der Vergleich mit bestehenden Modellen (siehe Kapitel 4) hat gezeigt, dass manche Modelle (siehe z.B. Ernst [37], Jenisch [60]) den Einfluss der verwendeten Trapezprofilbleche auf die Tragfähigkeit der Kopfbolzenverbindung durch Bestimmung eines eigenen Tragfähigkeitanteils von Trapezblechen berücksichtigen. Gerade das Modell von Jenisch [60] liefert für hinterschnittene Trapezprofilbleche („indirekter Lastanteil“, siehe Abschnitt 4.3) hohe Anteile an den Tragfähigkeiten. Auch aus diesem Grund wurde bei der Versuchsgruppe V13-V17 ein Hoesch Holorib HR51/150 Trapezprofilblech mit hinterschnittener Geometrie verwendet und die Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Einbindetiefe, der Kopfbolzenposition sowie der Kopfbolzenanzahl untersucht (siehe Tabelle 5.1). Die gewählten Versuchsparameter führen dazu, dass die Anwendungsgrenzen nach DIN 18800-5 [20] (siehe Abschnitt 3.2) teilweise nicht eingehalten sind. Wie in Tabelle 5.2 ersichtlich, wird jedoch in der Mehrzahl aller Fälle nur der geforderte lichte Abstand zwischen Dübelkopf und Bewehrung unterschritten. Da die untere Bewehrungslage nach DIN 18800-5 [20], Element (942) als Abhebesicherung vorgesehen ist, konnte jedoch davon ausgegangen werden, dass dies auf die zu erwartende Tragfähigkeit des Push-Out Versuch keinen bzw. nur einen vernachlässigbar geringen Einfluss hat.

Tab. 5.2: Einhaltung der Anwendungsgrenzen nach DIN 18800-5 [20]

	$h_p \leq 85 \text{ mm}$	$b_0 \geq \begin{cases} h_p \\ 50 \text{ mm} \end{cases}$	b_0/h_p	$(h_s - h_p) - 2d_s \leq 0$	Abstand unt. Bew. zu UK Dübelkopf > 30 mm
V1-TK-2f					37
V2-TK-2f					n.v.
V3-TK-2u	83	179,5	2,16	29	37
V4-TK-2u					n.v.
V5-TK-2a					37
V6-TK-2a					n.v.
V7-Co-1f				-8	0
V8-Co-1f				17	-8
V9-Co-1f	70	120,0	1,71	42	50
V10-Co-1u				-8	0
V11-Co-1u				17	25
V12-Co-1u				42	50
V13-Hoe-1m				-14	-6
V14-Hoe-1m				11	19
V15-Hoe-1u	51	114,0	2,24	11	19
V16-Hoe-1f				11	19
V17-Hoe-2a				11	19

□ nicht im Anwendungsbereich der normativen Regelung nach DIN 18800-5 [20]

5.3.2 Materialkennwerte und rechn. Tragfähigkeiten

Die rechnerischen Tragfähigkeiten P_t der Push-Out Versuchen werden durch Multiplikation der mittleren Tragfähigkeiten eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte nach Gleichung 3.12 und Gleichung 3.13 (siehe Roik u. a. [97]) mit dem Abminderungsfaktor k_{\perp} nach Gleichung 3.5 bestimmt (siehe Tabelle 5.4). Die hierzu notwendigen Werkstoffkenngrößen sind in Tabelle 5.3 gegeben. Es handelt sich hierbei um gemessene Werte. Die Bestimmung des Abminderungsfaktors k_{\perp} unter Berücksichtigung des oberen Grenzwertes

Tab. 5.3: Werkstoffkenngrößen

	Beton ¹	Kopfbolzen ²		Trapezblech ³	
	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	$R_{p0.2}$ [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	$R_{p0.2}$ [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]
V1-TK-2f	31,6				
V2-TK-2f	30,3				
V3-TK-2u	31,6	529	570	357,6	396,9
V4-TK-2u	31,8				
V5-TK-2a	30,3				
V6-TK-2a	31,8				
V7-Co-1f	33,7	489	532		
V8-Co-1f	33,7	529	570		
V9-Co-1f	34,2	529	570	326,7	405,8
V10-Co-1u	34,2	489	532		
V11-Co-1u	32,5	529	570		
V12-Co-1u	32,5	529	570		
V13-Hoe-1m	32,7	512	551		
V14-Hoe-1m	32,7				
V15-Hoe-1u	37,5	489	532	345,0	416,8
V16-Hoe-1f	37,5				
V17-Hoe-2a	35,1				

¹: 3 Würfelproben (Kantenlänge 150mm); $f_{cm,cube} \approx 0,81 \cdot f_{cm,cyl}$.

²: 3.1 Prüfzeugnis nach DIN EN 10204 [23]

³: Zugversuch nach DIN EN 10002-1 [22], 2 Proben je Trapezblech

$k_{t,max}$ zeigt, dass nur bei 3 Versuchen der obere Grenzwert nicht maßgebend ist (siehe Tabelle 5.4). Nur für die Versuche mit geringer Einbindetiefe (V7-Co-1f, V10-Co-1u, V13-Hoe-1m, siehe Tabelle 5.2) ergeben sich durch Gleichung 3.5 definierte Abminderungen, wie in Abschnitt 3.6 erläutert. Neben den mittleren Tragfähigkeiten sind zur Beurteilung der Duktilität (6 mm-Kriterium nach DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26]) die charakteristischen Tragfähigkeiten in Tabelle 5.4 gegeben. Hierbei ist zu beachten, dass die charakteristischen Tragfähigkeiten in Tabelle 5.4 mit den gemessenen Materialkenngrößen nach Tabelle 5.3 bestimmt worden sind. Ausgehend von den mittleren Kopfbolzentragfähigkeiten in einer Vollbetonplatte nach Roik u. a. [97] (siehe Abschnitt 3.4) ergeben sich die charakteristischen Tragfähigkeiten bei einem zugehörigen Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_v = 1,25$ für die Betontragfähigkeit nach Gleichung 5.1 und für die Stahltragfähigkeit nach Gleichung 5.2. Der Einfluss der Kurzzeitrelaxation (siehe Hanswille und Porsch [51]) wurde in Gleichung 5.1 im Gegensatz zu DIN 18800-5 [20] vernachlässigt.

Tab. 5.4: Rechnerische Kopfbolzentragfähigkeit nach DIN 18800-5 [20] mit den wahren Materialwerten

	Reduktionsfaktor k_t [kN]	mittl. Tragfähigkeit $k_t \cdot P_t$ [kN]	charakt. Tragfähigkeit $k_t \cdot P_{Rk}(\bar{X})$ [kN]
V1-TK-2f	0,7 ¹	86	59
V2-TK-2f	0,7 ¹	83	57
V3-TK-2u	0,7 ¹	86	59
V4-TK-2u	0,7 ¹	86	59
V5-TK-2a	0,7 ¹	83	57
V6-TK-2a	0,7 ¹	86	59
V7-Co-1f	0,51	66	45
V8-Co-1f	0,85 ¹	109	75
V9-Co-1f	0,85 ¹	110	76
V10-Co-1u	0,51	67	46
V11-Co-1u	0,85 ¹	106	73
V12-Co-1u	0,85 ¹	106	73
V13-Hoe-1m	0,74	93	63
V14-Hoe-1m	0,85 ¹	107	73
V15-Hoe-1u	0,85 ¹	118	81
V16-Hoe-1f	0,85 ¹	118	81
V17-Hoe-2a	0,70 ¹	93	63

¹: Oberer Grenzwert $k_{t,max}$ (siehe Tabelle 3.1)

$$P_{Rk} = 0,256 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{E_{cm} \cdot f_{cm}} \quad (5.1)$$

$$P_{Rk} = 0,846 \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} \cdot f_u \quad (5.2)$$

Mit:

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ für } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$= 1 \quad \text{für } \frac{h_{sc}}{d} \geq 4$$

d der Nenndurchmesser des Dübelschaftes mit $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$

f_u die Zugfestigkeit des Kopfbolzens ($\leq 450 \text{ N/mm}^2$)

f_{cm} Betondruckfestigkeit (Zylinderdruckfestigkeit)

h_{sc} Gesamthöhe des Kopfbolzendübels

E_{cm} Sekanten-E-Modul nach DIN 1045-1 [18]

5.4 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung erfolgte in Anlehnung an EN 1994-1-1 [35], Anhang B. Im Besonderen fordert EN 1994-1-1 [35], Anhang B.2.4 eine Vorbelastung bis zu 40 Prozent der erwarteten Bruchlast stufenweise zu steigern. Nach Erreichen von 40 Prozent der Bruchlast sind 25 Lastwechsel mit einer Ober- und

Unterlast von 40% bzw. 5% der Bruchlast aufzubringen.

Im Gegensatz zu den erwarteten Tragfähigkeiten nach Tabelle 5.4 wurden die Ober- und Unterlasten mit den nominellen Materialkennwerten bestimmt. Auf Grund bekannter Versuchsergebnisse aus der Literatur, vgl. z.B. Ernst u. a. [36], Jenisch [60] u.a., die einen hohen Einfluss der Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton und der Lage der Kopfbolzen in der Sicke auf die zu erwartende Versuchslast bestätigen, wurden die Oberlasten ggf. reduziert, um ein vorzeitiges Versagen zu verhindern. Die reduzierten Lasten sind in Tabelle 5.5 besonders gekennzeichnet. Weitere Informationen zur Versuchsdurchführung können Kuhlmann und Konrad [68] entnommen werden.

Tab. 5.5: Ober- und Unterlasten nach EN 1994-1-1 [35], Anhang B

	Anzahl Kopfbolzen n	erwartete Traglast je Kopfbolzen $k_t \cdot P_t$ [kN]	erwartete Traglast je Versuchskörper $P = k_t \cdot P_t \cdot n$ [kN]	Oberlast $0,4 \cdot P$ [kN] [kN]	Unterlast $0,05 \cdot P$ [kN]
V1-TK-2f	8	89	710	284	35
V2-TK-2f					
V3-TK-2u					
V4-TK-2u					
V5-TK-2a					
V6-TK-2a					
V7-Co-1f	4	65	259	95 ¹	13
V8-Co-1f		108	431	95 ¹	22
V9-Co-1f		108	431	172	22
V10-Co-1u		65	259	100 ¹	13
V11-Co-1u		108	431	100 ¹	22
V12-Co-1u		108	431	172	22
V13-Hoe-1m	4	94	375	95 ¹	19
V14-Hoe-1m		108	431	172	22
V15-Hoe-1u		108	431	172	22
V16-Hoe-1f		108	431	172	22
V17-Hoe-2a		8	89	710	284

¹ reduzierte Oberlast um vorzeitiges Versagen zu verhindern

Während die Vorbelastung kraftgesteuert aufgebracht wurde, ist nach Beendigung des 25. Lastwechsel weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $v = 0,01 \text{ mm/s}$ weitergefahren worden. Somit kann sichergestellt werden, dass der Versuch, wie in EN 1994-1-1 [35] gefordert, die Bruchlast nicht innerhalb von 15 min erreichte. Der Einfluss der Kurzzeitrelaxation auf die Tragfähigkeit (vgl. Hanswille u. a. [49]) erfolgt durch Bestimmung einer statischen Last-Verformungskurve. Hierzu wird die weggesteuerte Presse mehrfach vor sowie nach Erreichen der Traglast angehalten. Die Haltepunkte sind durch den Rückgang der Pressenkraft bei gleichbleibender Verformung definiert. Die so ermittelten statischen Last-Verformungskurven sind in Anhang A gegeben. Da die Gleichungen 3.12 und 3.13 zur Bestimmung der mittleren Tragfähigkeiten nach Roik u. a. [97] ohne Berücksichtigung der Kurzzeitrelaxation ermittelt worden sind, erfolgt die Auswertung mit den gemessenen und somit nicht reduzierten Traglasten der Push-out Versuche.

5.5 Versuchsbeobachtungen und Ergebnisse

5.5.1 Versuchsgruppe ThyssenKrupp (V1-V6)

Versuchskörper V1-TK-2f

V1-TK-2f erreichte bei einem zugehörigen Schlupf von 1,49 mm eine maximale Tragfähigkeit P_e von 669 kN, was 97 Prozent der erwarteten Tragfähigkeit P_t nach Tabelle 5.4 ist. Nach 6 mm, was den geforderten Duktilitätsanforderungen bzw. Verformungsverhaltens für Verbundmittel nach DIN EN 1994-1-1 [26] bzw. DIN 18800-5 [20] entspricht, hatte der Versuchskörper noch eine Traglast von 527 kN. Der Einfluss der Kurzzeitrelaxation kann zu 14-15 Prozent (siehe Anhang A) bestimmt werden. Somit ergibt sich eine reduzierte Tragfähigkeit von bis zu 82 Prozent der rechnerischen Tragfähigkeit P_t . Während des

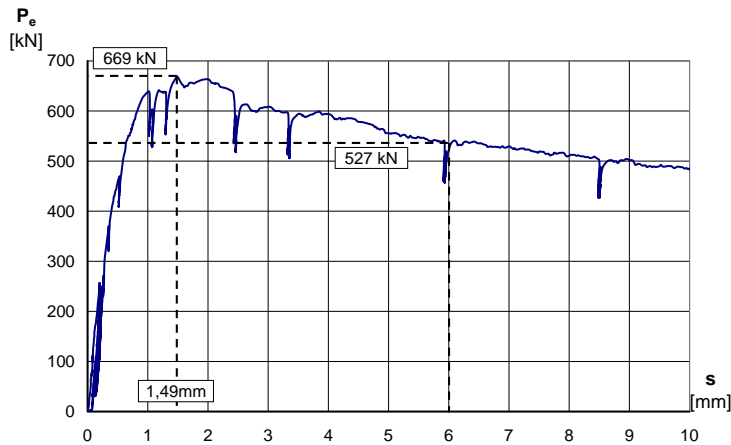


Bild 5.9: Last-Verformungskurve V1-TK-2f



Bild 5.10: Versuchsende V1-TK-2f

Versuches konnten bei Erreichen der Traglast keine Risse, die auf das Versagen hindeuten, festgestellt werden (vgl. Anhang A). Es muss davon ausgegangen werden, dass die Traglast durch Versagen des Betons vor dem Kopfbolzenfuß erreicht wurde. Im weiteren Versuchsverlauf wurde keine weitere Laststeigerung beobachtet. Erst bei einem Schlupf von über 60 mm konnte ein Rippenabscheren (vgl. Bild 5.10) beobachtet werden. Durch Auseinanderbau des Versuchskörpers konnte zusätzlich noch Kopfbolzenabscheren festgestellt werden (siehe Anhang A). Die Kopfbolzenfußverformungen deuten jedoch daraufhin, dass die Kopfbolzen erst nach Erreichen der Traglast abscheren.

Versuchskörper V2-TK-2f

Gegenüber dem Versuchskörper V1-TK-2f besitzt V2-TK-2f bei sonst gleicher Ausführung keine untere Bewehrungslage (siehe Tabelle 5.1 bzw. Tabelle 5.2). Dies scheint auf die beobachtete maximale Traglast P_e einen geringen Einfluss zu haben. So erreichte der Versuchskörper eine maximale Tragfähigkeit von 610 kN bei einem Schlupf von 1,1 mm (siehe Bild 5.11). Auch V2-TK-2f unterschritt die rechnerische

Tragfähigkeit P_t und erreichte nur 92 Prozent der erwarteten Tragfähigkeit von 664 kN (siehe Tabelle 5.4).

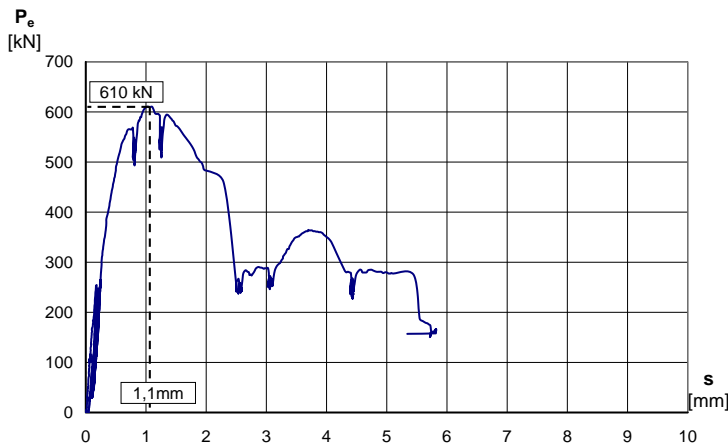


Bild 5.11: Last-Verformungskurve V2-Tk-2f (ohne untere Bewehrungslage)

Bild 5.12: Versuchsende V2-TK-2f

Der Traglastverlust infolge Kurzzeitrelaxation wurde mit ca. 13 Prozent, was eine Reduktion der Traglast P_e auf 80 Prozent der rechnerischen Tragfähigkeit zur Folge hat, bestimmt (vgl. Anhang A). Die geringe Verformbarkeit im Nachtraglastbereich der Kopfbolzen im Gegensatz zu V1-TK-2f resultiert aus dem plötzlichen Abscheren der unteren linken Betonsicke (siehe Bild 5.12) und dem damit verbundenen Tragfähigkeitsverlust. Das Abscheren der ersten Sicke erfolgte jedoch erst kurz nach Erreichen der maximalen Traglast. Obwohl auf Traglastniveau wie schon bei V1-TK-2 keine Risse im Beton festgestellt wurden, muss davon ausgegangen werden, dass das beobachtete Rippenabscheren Traglast bestimmend war. Infolge des Abscherens wurden die Wegnehmer abgebaut. Aus diesem Grund enden die Last-Verformungskurven in Bild 5.11 unterhalb von 6 mm. Nach Abbau der Wegnehmer wurde der Versuch weitergefahren. Hierbei wurde eine erneute Laststeigerung infolge Umlagerungen auf niedrigem Niveau beobachtet, bis schließlich auch die anderen Betonsicken abscheren (siehe Bild 5.12).

Versuchskörper V3-TK-2u

Die Kopfbolzen wurden beim V3-TK-2u in der „unfavourable-position“ (siehe Bild 5.8) angeordnet. Somit erreichte der Versuchskörper ein Traglast von 446 kN, was nur 65 Prozent der rechnerischen Tragfähigkeit P_t sind (siehe Bild 5.13 bzw. Tabelle 5.4). Die statische Last-Verformungskurve lag im Mittel etwa 14-15 Prozent niedriger (siehe Anhang A), so dass die Traglast sich bis auf 55 Prozent von P_t reduzierte. Im Gegensatz zu V2-Tk-2f, der keine untere Bewehrungslage hatte, zeigt die Kopfbolzenverbindung wieder ein deutlich duktileres Verhalten, so war bei 6 mm Schlupf noch 357 kN Traglast vorhanden, was etwa 80 Prozent der maximalen Traglast P_e bzw. 52 Prozent der rechnerisch ermittelten Traglast P_t ist. Wie schon bei den vorangegangenen Versuchen traten bei Erreichen der Traglast (1,47 mm Schlupf) keine Risse, die das Erreichen der maximalen Traglast ankündigten, auf. Obwohl in Bild 5.14 neben Betonausbruch

auch Kopfbolzenabscheren zu sehen ist, kann davon ausgegangen werden, dass unter Berücksichtigung der maximalen Verschiebung des Bolzenfußes, ein Betonversagen vor dem Kopfbolzen maßgebend für die Traglast bei 1,47 mm Schlupf war. Eine Besonderheit stellt bei diesem Versuchskörper im Vergleich zu den

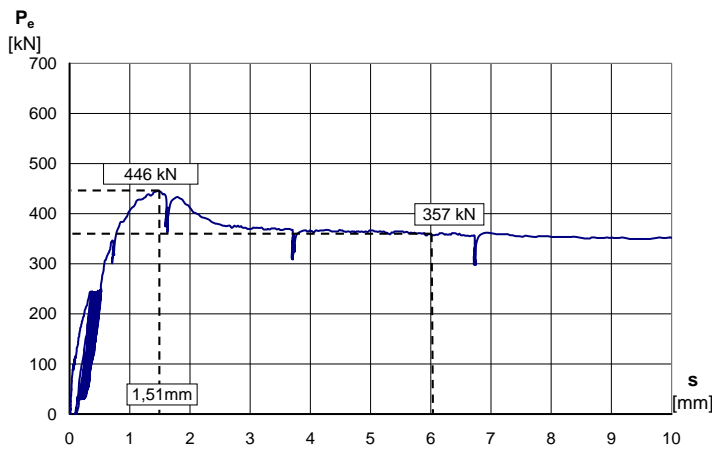


Bild 5.13: Last-Verformungskurve V3-TK-2u



Bild 5.14: Innenansicht Betongurt V3-TK-2u

beiden vorhergehenden die Tatsache dar, dass die beobachtete Traglast bei 1,47 mm nicht der Absolutwert der Traglast war. Im weiteren Fortgang des Versuches stieg die Traglast bei einer Verformung von ca. 35 mm auf den Maximalwert von 71 Prozent (489 kN) der rechnerisch ermittelten Traglast P_t an. Nach Erreichen dieses 2. Traglastniveaus fiel die Versuchslast bis auf 11 Prozent von P_t bei einer Verformung von mehr als 70 mm ab. Die Kopfbolzenfußpunktverschiebungen, wie sie in Bild 5.14 bzw. im Anhang A zu sehen sind, verglichen mit dem Schlupf des Push-Out Körpers bei Erreichen dieses 2. Traglastniveaus lassen den Schluss zu, dass die Kopfbolzen erst nach Erreichen des 2. Traglastniveaus abscheren. Ein 2. Traglastniveau wurde bereits von Lungershausen [78] beschrieben und ist nach Lungershausen [78] ein typischer Bruchmechanismus für Kopfbolzen mit zwei Fließgelenken (siehe Anhang A).

Versuchskörper V4-TK-2u

Wie bei Versuchskörper V3-TK-2u wurden die Kopfbolzen in „unfavourable-position“ angeordnet. Im Gegensatz zum vorangegangenen Versuchskörper wurde keine untere Bewehrungslage verwendet. Dies hat jedoch keinen signifikanten Traglastunterschied zur Folge (siehe Bild 5.15). Es konnte sogar eine höhere Traglast von 480 kN im Vergleich zu Versuchskörper V3-TK-2u festgestellt werden. So erreichte V4-TK-2u 69 Prozent der rechnerischen Tragfähigkeit P_t (siehe Tabelle 5.4), während V3-TK-2u nur 65 Prozent seiner erwarteten Tragfähigkeit P_t erreichte. Dieser Unterschied liegt in etwa in der gleichen Größenordnung wie bei den beiden Versuchskörpern V1-TK-2f bzw. V2-TK-2f. Somit konnte kein signifikanter Einfluss der unteren Bewehrungslage auf die Traglast festgestellt werden. Die Tragfähigkeit bei 6 mm Schlupf lag bei 352 kN. Wie bereits bei den vorangegangenen Versuchen konnten bei Erreichen der Traglast (Verformung 1,50 mm) keine Risse am Versuchskörper festgestellt werden (siehe Anhang A). Der Versuch wurde schließlich bei 75 mm und deutlichem Betonausbruch vor dem Kopfbolzen, wie in Bild

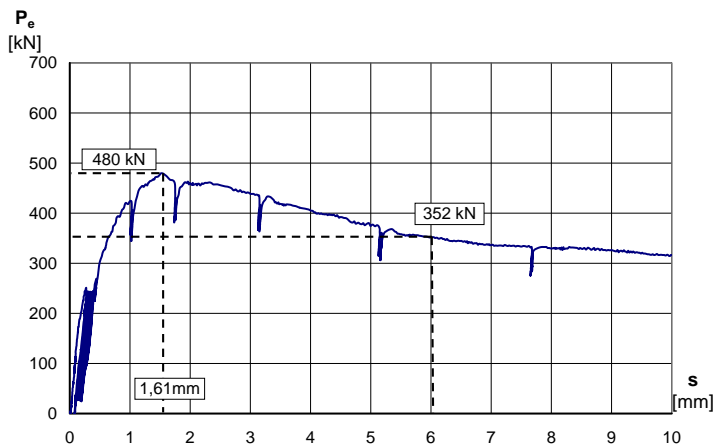


Bild 5.15: Last-Verformungskurve V4-TK-2u (ohne untere Bewehrungslage)

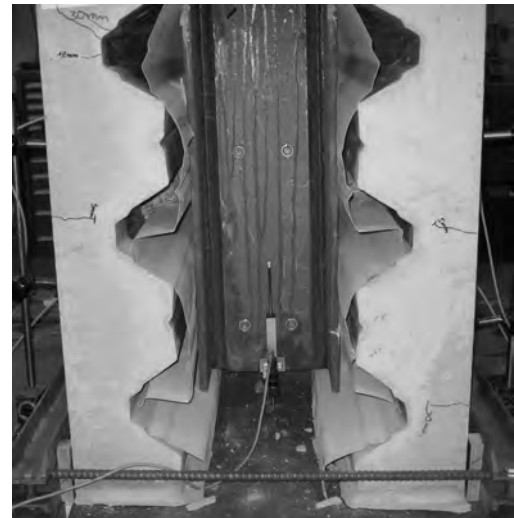


Bild 5.16: Versuchsende V4-TK-2u

5.16 zu erkennen, abgebrochen. Das Abscheren der Kopfbolzen wie im Anhang A dargestellt, erfolgte erst nach Erreichen der Traglast, wie an der Fußpunktverformung der Kopfbolzen zu erkennen ist, und konnte auch nur an Seite 1 des Versuchskörpers beobachtet werden.

Versuchskörper V5-TK-2a

Es zeigte sich bei alternierender Anordnung der Kopfbolzen in der Sicke (siehe Bild 5.8) kein merklicher Unterschied in der Höhe der Traglast P_e im Vergleich zu den beiden Versuchen mit 2 Kopfbolzen in „favourable-position“. So lag die im Versuch beobachtete Traglast P_e bei 610 kN, was 92 Prozent von P_t (siehe Tabelle 5.4) sind. Die Abweichung lag in der gleichen Größenordnung wie bei den Versuchskörpern V1-TK-2f und V2-TK-2f, jedoch trat die Traglast, wie in Bild 5.17 zu sehen, erst bei 2,0 mm Schlupf auf. Auch die Traglast bei 6 mm Schlupf von 503 kN ist mit der Traglast V1-TK-2f bei gleichem Schlupf vergleichbar. Auch bei diesem Versuch konnten bei Erreichen der Traglast keine Risse, die auf das Überschreiten der Traglast hindeuten, beobachtet werden. Der Versuch wurde schließlich bei einem Schlupf von über 80 mm abgebrochen, da wie in Bild 5.18 (siehe auch Anhang A) zu erkennen ist, davon auszugehen war, dass alle Kopfbolzen durch Betonausbruch und Kopfbolzenabscheren versagten. Auch hier wurden wieder hohe Verformungen der Kopfbolzenfüße festgestellt, die darauf hindeuten, dass das Kopfbolzenabscheren erst spät erfolgte.

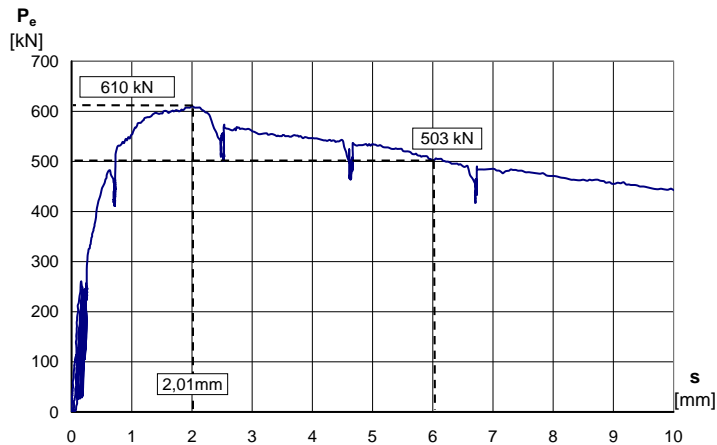


Bild 5.17: Last-Verformungskurve V5-TK-2a

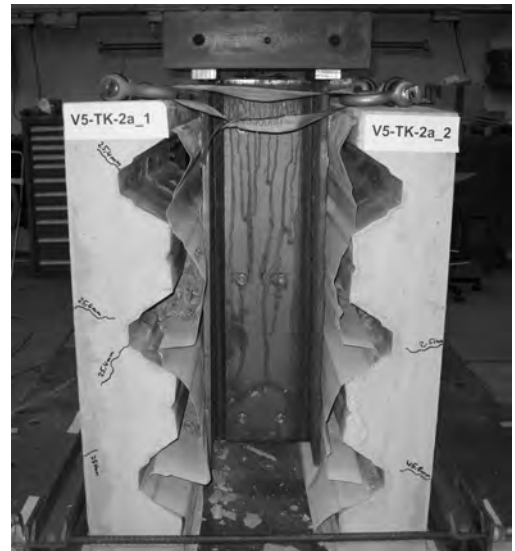


Bild 5.18: Seitenansicht V5-TK-2a bei Versuchsende

Versuchskörper V6-TK-2a

Bis auf die fehlende untere Bewehrungslage wurde Versuchskörper V6-TK-2a wie V5-TK-2a ausgeführt. Es zeigte sich bei alternierender Anordnung der Kopfbolzen kein Einfluss der unteren Bewehrungslage auf die Tragfähigkeit P_e . So erreichte der Versuchskörper V6-TK-2a 630 kN, was etwa 91 Prozent der rechnerischen Tragfähigkeit P_t (siehe Tabelle 5.4) entspricht. Während die Last bei 6 mm Verformung immerhin noch bei 70 Prozent (477 kN) von P_t lag, was eine Reduktion von ca. 6 Prozent im Vergleich zu V5-TK-2a bedeutet. Der Unterschied zwischen der dynamischen Lastverformungskurve (siehe Bild 5.17) und der durch die Stützstellen ermittelten statischen Lastverformungskurve (siehe Anhang A) liegt mit 13-16 Prozent Reduktion in etwa in der Größenordnung von V5-TK-2a. Obwohl die maximale Traglast P_e bereits bei einem Schlupf von 1,70 mm erreicht wurde (siehe Bild 5.19), konnten Risse, die auf ein mögliches Versagen hindeuten, erst bei ca. 6,5 mm Schlupf festgestellt werden (siehe Anhang A). Die Lage des Risses als auch die Verformung des Trapezbleches zum betrachteten Zeitpunkt wiesen daraufhin, dass ein Herausbrechen des Betons vor den Kopfbolzen ursächlich für das Versagen war. Diese Vermutung wird durch das Versagensbild (siehe Bild 5.20) bei Versuchsende als auch die Innenansicht des Betongurts des Teilkörpers 2 bzw. der Kopfbolzenverformung bestätigt (vgl. Anhang A).

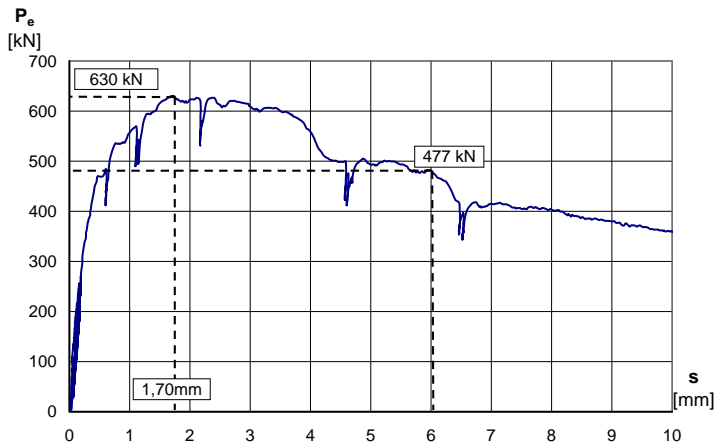


Bild 5.19: Last-Verformungskurve V6-TK-2a (ohne untere Bewehrungslage)

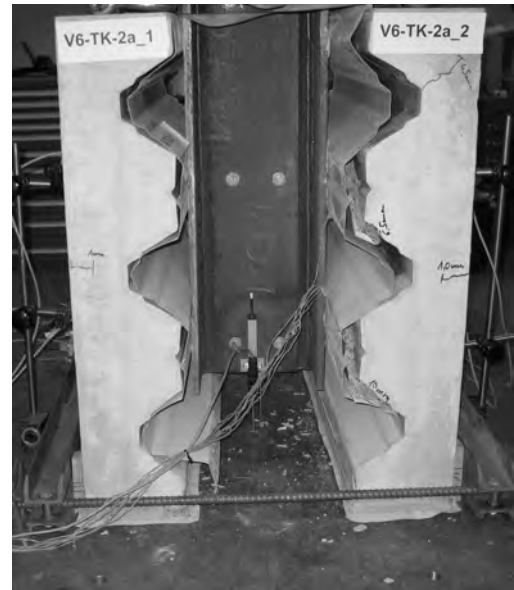


Bild 5.20: Seitenansicht V6-TK-2a bei Versuchsende

5.5.2 Versuchsgruppe Cofrastra (V7-V12)

Versuchskörper V7-Co-1f

V7-Co-1f hatte eine um 40 Prozent höhere Tragfähigkeit als die rechnerisch ermittelte Tragfähigkeit P_t (siehe Tabelle 5.4), lag jedoch, auf Grund einer zu geringen Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton, nicht im Anwendungsbereich der Norm (siehe Tabelle 5.2). Die maximale Traglast von 370 kN wurde bei einer Verformung von 1,24 mm (vgl. Bild 5.21) erreicht. Die notwendige Reduktion zur Ermittlung der statischen Last-Verformungs-Kurve wurde zu 16-18 Prozent ermittelt (siehe Anhang A).

Wie bereits in den vorangegangenen Versuchen konnten bei maximaler Traglast bzw. der dazugehörigen Verformung von 1,24 mm keine Risse am Versuchskörper, die auf das spätere Versagen hindeuten, festgestellt werden (siehe Anhang A). Auch zeigte sich bis ca. 4,3 mm Verformung ein relativ duktiles Verhalten der Kopfbolzenverbindung, das jedoch mit einem plötzlich auftretenden Riss durch eine Sicke, wie in Bild 5.22 links oben zu sehen, endete. Das plötzliche Rippenabscheren führte zu einem schlagartigen Abfall, trotz unterer Bewehrungslage, der gemessenen Traglast und ist in der Last-Verformungskurve in Bild 5.21 deutlich zu sehen. Somit kann von einem Versagen vor dem 6 mm Duktilitätskriterium ausgegangen werden. Trotz dieses deutlichen Versagens wurde der Versuch weitergefahren und erst nach weiterem Rippenabscheren bei ca. 8 mm, vgl. Bild 5.22 beendet.

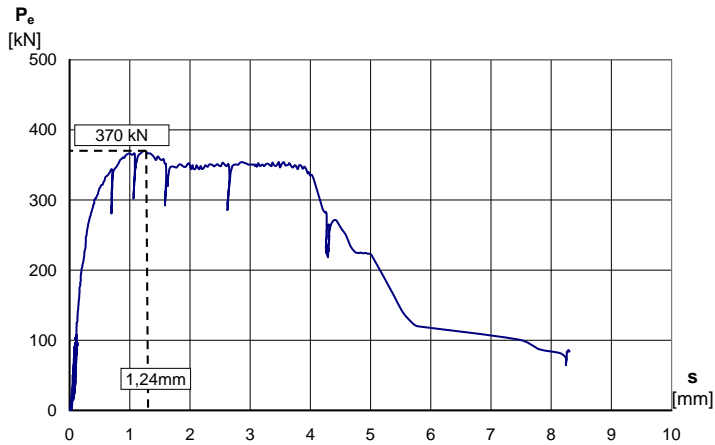


Bild 5.21: Last-Verformungskurve V7-Co-1f

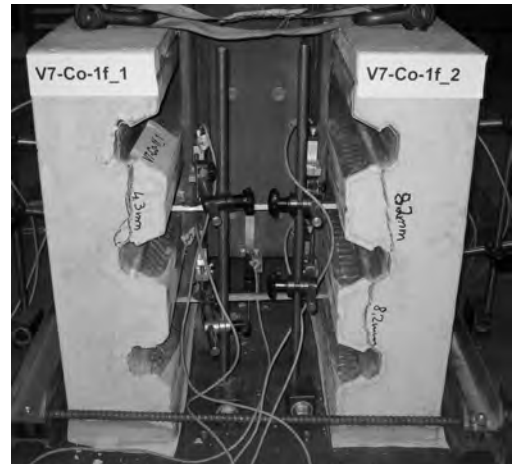


Bild 5.22: Seitenansicht V7-Co-1f bei Versuchsende

Versuchskörper V8-Co-1f

V8-Co-1f erreichte seine maximale Tragfähigkeit von 466 kN bei 2,02 mm Schlupf. Wie V7-Co-1f überschritt V8-Co-1f mit 7 Prozent die rechnerische Tragfähigkeit P_t nach Tabelle 5.4. Die höhere Traglast im Vergleich zu V7-Co-1f beruht auf der größeren Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton. Des Weiteren zeigte sich eine nur 2-prozentige Reduktion der Tragfähigkeit auf 458 kN bei 6 mm. Der beobachtete Einfluss der Kurzzeitrelaxation auf die Tragfähigkeit wurde mit etwa 15-17 Prozent ermittelt (siehe Anhang A). Wie bereits beim Versuchskörper V7-Co-1f konnten bei Erreichen der maximalen Traglast keine Risse auf dem Versuchskörper festgestellt werden. Es zeigten sich jedoch ab etwa 10 mm Biegerisse auf der Betonkörperoberseite (siehe Anhang A).

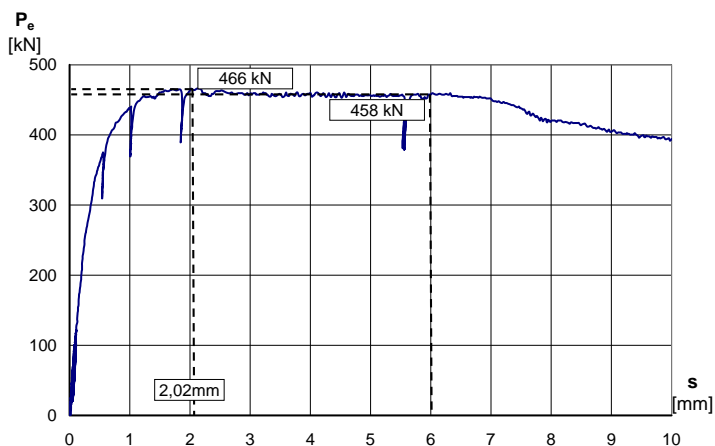


Bild 5.23: Last-Verformungskurve V8-Co-1f

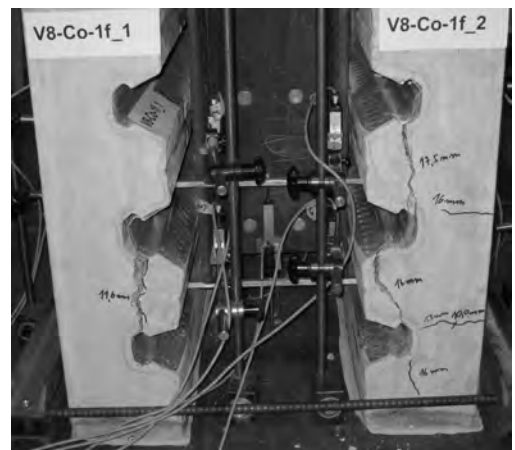


Bild 5.24: Seitenansicht V8-Co-1f bei Versuchsende

Bei ca. 11,6 mm scherte die Rippe links unten ab (siehe Bild 5.24). Weitere Risse in der Sicke wurden auf

der Versuchsrückseite bei 13 mm bzw. auf der Vorderseite bei 16 mm (Seite 2, untere Sicke) bzw. 17,5 mm (Seite 2, obere Sicke) beobachtet, was zum Versuchsstop führte.

Versuchskörper V9-Co-1f

Im Vergleich mit den Versuchskörpern V7-Co-1f und V8-Co-1f hatte V9-Co-1f die größte Einbindetiefe (siehe Tabelle 5.2). Dennoch erreichte V9-Co-1f mit 405 kN (siehe Bild 5.25) nur 92 Prozent der rechnerisch erwarteten Traglast P_t nach Tabelle 5.4. Die hierbei festgestellte Verformung lag bei 1,67 mm. Bei 6 mm Verformung erreichte V9-Co-1f noch 343 kN, was mit 77 Prozent von P_t den größten Abfall im Vergleich zu V7-Co-1f bzw. V8-Co-1f bedeutet. Die statische Last-Verformungs-Kurve liegt etwa 12-16 Prozent niedriger als die im Versuch gemessene Last-Verformungs-Kurve (siehe Anhang A). Wie bei den beiden vorangegangenen Versuchen zeigten sich keine Risse bei 1,67 mm Verformung (maximale Traglast). Im weiteren Versuchsverlauf traten, wie bei anderen Versuchskörpern auch, Biegerisse auf, jedoch resultierte das eigentliche Versagen aus dem Abscheren der Kopfbolzen auf einer Seite des Versuchskörpers (vgl. Bild 5.26). Hierbei ist vor allem die geringe Verformung des unteren Kopfbolzens interessant, die ein Versagen des Kopfbolzens infolge Abscheren vor Erreichen von 6 mm Verformung nicht ausschließen lässt. Die auf der Stahlträger sichtbaren Schweißwulstreste (siehe Anhang A) lassen vermuten, dass eine schlecht ausgeführte Schweißwulst vorlag. Im Gegensatz hierzu zeigte der obere Kopfbolzen in Bild 5.26 eine so große Verformung, dass sein Abscheren mit dem Versuchsende bei über 25 mm zusammenfiel.

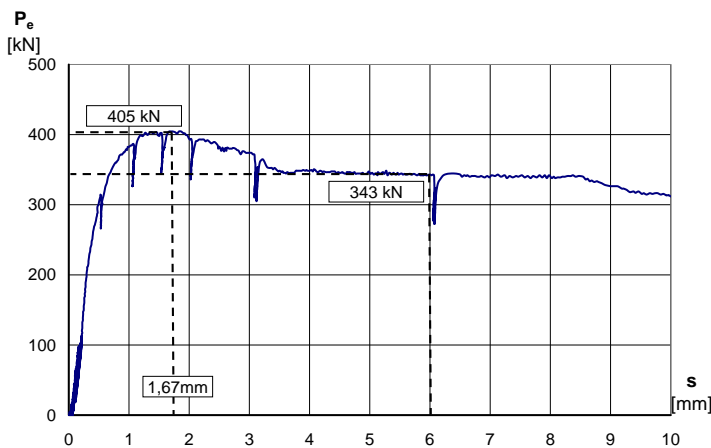


Bild 5.25: Last-Verformungskurve V9-Co-1f

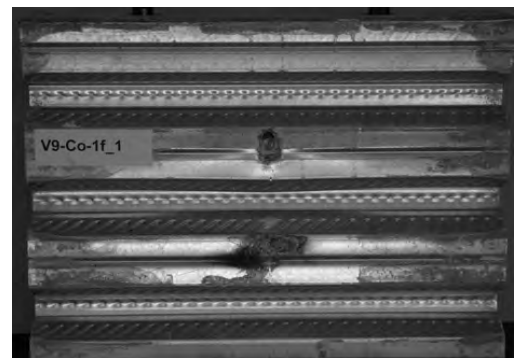


Bild 5.26: Ansicht Trapezblech V9-Co-1f nach Versuchsende

Versuchskörper V10-Co-1u

V10-Co-1u erreichte eine maximale Tragfähigkeit von 227 kN bei einem zugehörigen Schlupf von 2,5 mm. Dies entspricht etwa 85 Prozent der rechnerisch ermittelten Tragfähigkeit. Bei 6 mm Schlupf erreichte V10-Co-1u noch 189 kN, was 71 Prozent von P_t (siehe Tabelle 5.4) bedeutet (siehe Bild 5.27).

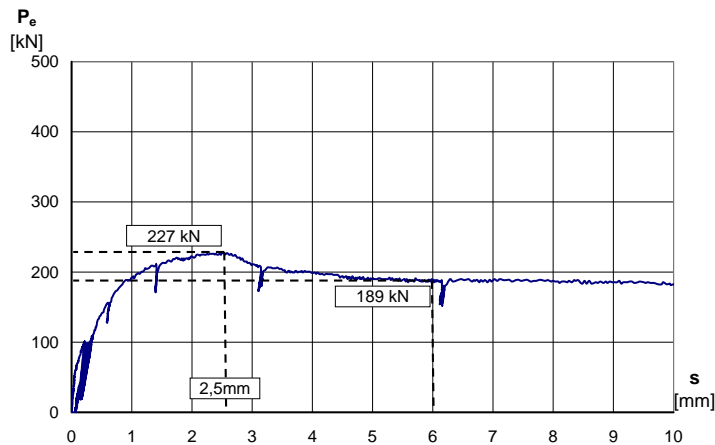


Bild 5.27: Last-Verformungskurve V10-Co-1u



Bild 5.28: Ansicht Trapezblech V10-Co-1u nach Versuchsende

Der Einfluss der Kurzzeitrelaxation wurde im Mittel zu ca. 16-18 Prozent bestimmt. Auch bei diesem Versuch zeigten sich bei 2,5 mm, also bei Erreichen der maximalen Traglast keine Risse auf dem Beton des Push-Out Körpers (siehe Anhang A). Bei etwa 30 mm Verformung zeigte sich ein Riss in der oberen Sicke der Seite 1 des Versuchskörpers (siehe Anhang A), der jedoch im weiteren Versuchsverlauf auf der anderen Rückseite des betrachteten Betonkörpers nicht erschien. Gleichzeitig wurde ein deutliches Ausbeulen des Trapezbleches vor den Kopfbolzen beobachtet, was schliesslich dazu führte, dass der Beton und das Trapezblech vor dem Kopfbolzen versagte (vgl. Bild 5.28 bzw. Anhang A).

Versuchskörper V11-Co-1u

V11-Co-1u erreichte nur 43 Prozent (184,5 kN) der rechnerischen Tragfähigkeit bei einer zugehörigen Verformung von 2,22 mm (siehe Bild 5.30). Die statische Last-Verformungskurve, wie sie in Anhang A dargestellt ist, liegt etwa 12-16 Prozent niedriger. Auch bei diesem Versuch zeigten sich keine Risse bei der, der maximalen Traglast zugehörigen, Verformung. Infolge des bei 4 mm plötzlichen Abscherens der Kopfbolzen auf der linken Seite, was einen plötzlichen Anstieg der gemessenen Verformung, wie in Bild 5.29 zu sehen, zur Folge hatte und ursächlich für das Versagen des Versuchskörpers war, zeigten sich keine Risse, außer einem Biegeriss, der bei 4 mm auftrat, auf dem Versuchskörper (siehe Anhang A).

Bild 5.30 zeigt die Innenansicht der Seite 2 des Versuchskörpers V11-Co-1u mit den abgescherten Kopfbolzen. Auf Grund der geringen Verformung von nur 4 mm zeigte sich keine Verformung der Sicke. Im Gegensatz hierzu zeigte die Innenansicht der Seite 1 des Versuchskörpers deutliche Anzeichen von Betonversagen und ein Aufreißen des Profilbleches, wie in Anhang A dargestellt.

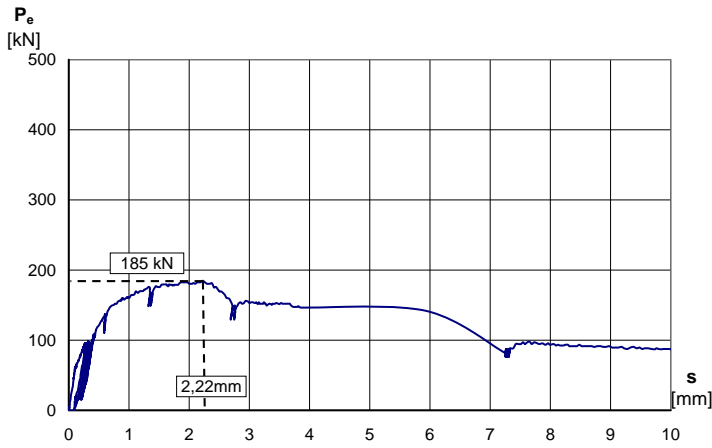


Bild 5.29: Last-Verformungskurve V11-Co-1u

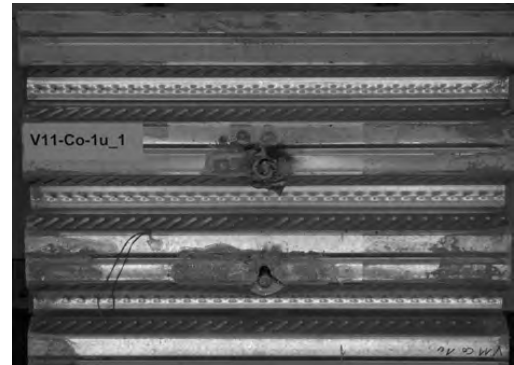


Bild 5.30: Ansicht Trapezblech V11-Co-1u nach Versuchsende

Versuchskörper V12-Co-1u

V12-Co-1u hatte im Vergleich zu den Versuchskörpern V10-Co-1u und V11-Co-1u die größte Einbindetiefe in den Aufbeton (siehe Tabelle 5.2). So erreichte V12-Co-1u bei 1,95 mm eine maximale Tragfähigkeit P_e von 245 kN (siehe Bild 5.31), in etwa 58 Prozent der erwarteten Tragfähigkeit P_t nach Tabelle 5.4. Dieser Wert reduzierte sich auf 210 kN ($0,49P_t$) bei 6 mm. Der Einfluss der Kurzzeitrelaxation lag im Mittel bei etwa 13-15 Prozent. Wie bereits bei den meisten vorangegangenen Versuchen zeigten sich keine Risse bei maximaler Traglast (siehe Anhang A). Auch im weiteren Versuchsverlauf wurden Risse erst bei relativ großen Verformungen beobachtet (vgl. Anhang A). Es zeigte sich jedoch bereits relativ früh, bei ca. 10 mm Verformung ein leichtes Ausbeulen des Trapezbleches vor den Kopfbolzen. Im weiteren Verlauf des Versuches riss das Trapezblech wie in Bild 5.32 bzw. im Anhang A zu erkennen, auf.

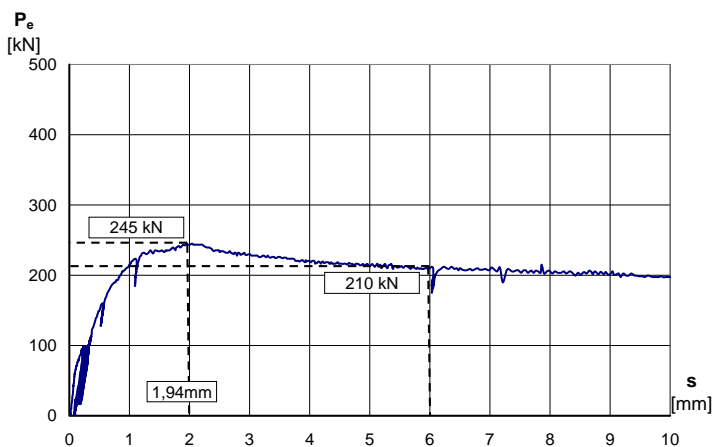


Bild 5.31: Last-Verformungskurve V12-Co-1u



Bild 5.32: Ansicht V12-Co-1u nach Versuchsende

5.5.3 Versuchsgruppe Holorib (V13-V17)

Versuchskörper V13-Hoe-1m

Obwohl der Versuchskörper V13-Hoe-1m mit mittig angeordneten Kopfbolzen ausgestattet wurde, die mit 75 mm Höhe nur etwas über 20 mm in den Aufbeton einbinden (siehe Tabelle 5.2), erreichte der Versuchskörper mit einer maximalen Tragfähigkeit von 354 kN, 95 Prozent der Traglast P_t nach Tabelle 5.4. Gleichzeitig konnte eine hohe Duktilität der Verbundfuge festgestellt werden (vgl. Bild 5.33). Dies zeigt sich durch die hohe Tragfähigkeit bei 6 mm. Hier konnten noch 90 Prozent der rechnerischen Tragfähigkeit P_t , also 335 kN beobachtet werden. Jedoch musste schon bei 1,6 mm neben Biegerissen auf der Bauteiloberseite bereits ein Riss in der Sicke, der auf ein Herausbrechen des Betons vor dem Kopfbolzen über die gesamte Rippenbreite schliessen ließ, festgestellt werden (vgl. Bild 5.34). Der Abfall der Last-Verformungskurve bei ca. 1,60 mm vor Erreichen der eigentlichen Traglast bei 2,45 mm (vgl. Bild 5.33) hängt wahrscheinlich mit dem Auftreten dieser Risse zusammen. Obwohl weitere Risse in den Sicken bei 4 mm auftraten, kam es zu keinem nennenswerten Abfall der Last-Verformungskurve und der Versuchskörper erfüllte das 6 mm-Duktilitätskriterium. Der Einfluss der Kurzzeitrelaxation wurden zu ca. 14-18 Prozent bestimmt (siehe Anhang A). Der Versuch wurde schliesslich bei über 60 mm Verformung

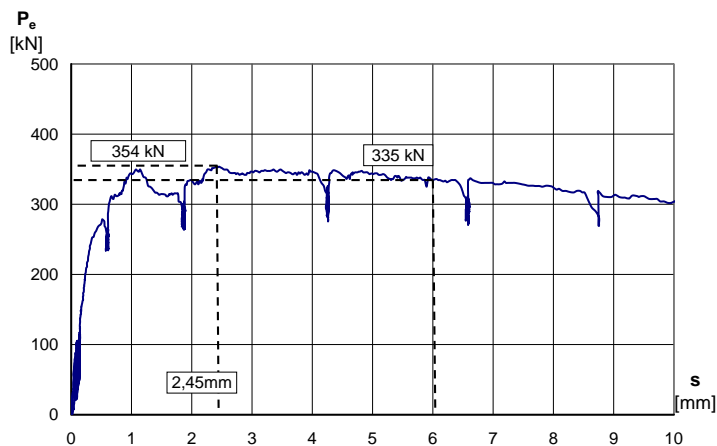


Bild 5.33: Last-Verformungskurve V13-Hoe-1m

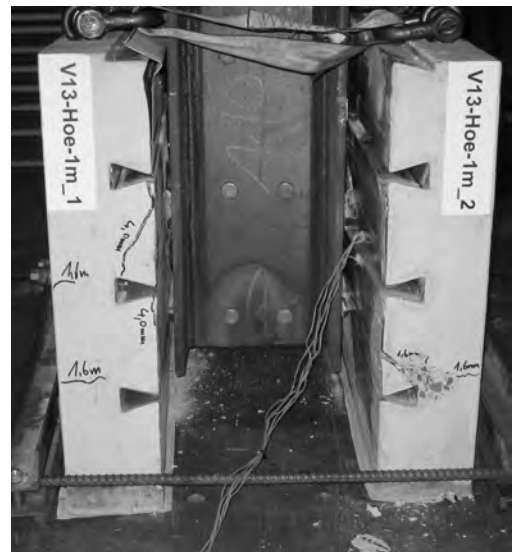


Bild 5.34: Seitenansicht V13-Co-1m

bei deutlichem Herausziehen der Kopfbolzen, wie in Bild 5.34 zu sehen, abgebrochen. Zusammenfassend ist festzustellen, dass infolge der aufgetretenen Risse in zwei Sicken bei 1,6 mm bzw. 4,0 mm von einem früheren Versagen infolge Ausbrechen bzw. Versagen des Betons vor den Kopfbolzen ausgegangen werden muss. Gleichzeitig erlaubt der Verlauf der Lastverformungskurve in Bild 5.33 die Annahme eines duktilen Last-Verformungsverhaltens der Verbundfuge im Nachtraglastbereich.

Versuchskörper V14-Hoe-1m

V14-Hoe-1m hatte einen um 25 mm höheren Kopfbolzen in mittiger Sickenposition (siehe Tabelle 5.1) im Vergleich zu V13-Hoe-1m. Die im Versuch beobachtete Last-Verformungskurve (siehe Bild 5.35) zeigte ein sehr duktiles Verhalten mit einer maximalen Traglast P_e von 389 kN, 90 Prozent der rechnerisch erwarteten Traglast P_t und einer nur geringfügigen niedrigeren Traglast von 374 kN ($0,87P_t$) bei 6 mm. Die Abminderung infolge Kurzzeitrelaxation (siehe Anhang A) ergab sich zu 14-16 Prozent und liegt

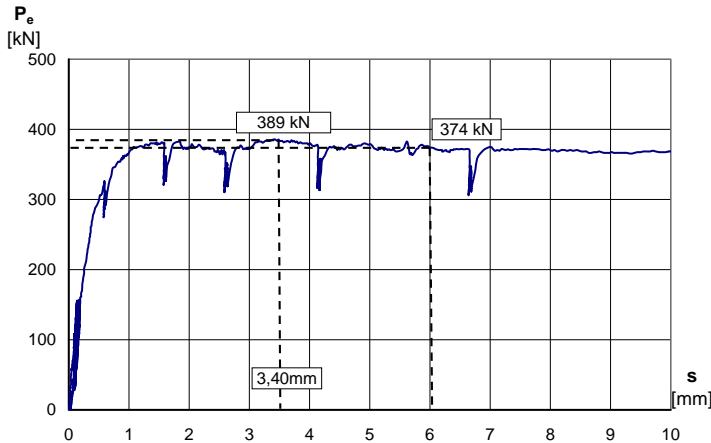


Bild 5.35: Last-Verformungskurve V14-Hoe-1m

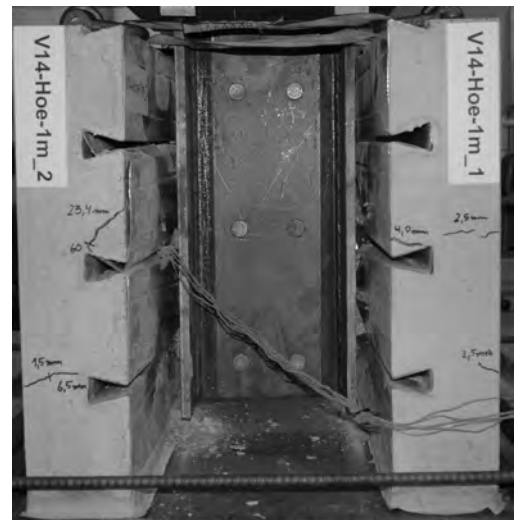


Bild 5.36: Seitenansicht V14-Hoe-1m

somit in der gleichen Größenordnung wie bei V13-Hoe-1m. Des Weiteren fällt auf, dass die maximale Traglast erst bei 3,40 mm erreicht wurde, aber ab ca. 1,60 mm Verformung die Last-Verformungskurve fast horizontal verläuft (siehe Bild 5.35). Vor Erreichen der Traglast bei etwa 3,40 mm wurden Biegeerisse, die etwa bei 2,5 mm Verformung auftraten, beobachtet. Während Risse in der Sicke kurz nach Erreichen der Traglast bei etwa 4,0 mm bzw. bei über 20 mm auftraten (vgl. Bild 5.36). Der Versuch wurde nach einer Verformung von über 60 mm abgebrochen. Es zeigte sich, dass die Kopfbolzen entweder aus der Sicke herausgezogen wurden oder abscheren (siehe Anhang A). Der Vergleich der Verformungen der Kopfbolzen bzw. der Trapezbleche (siehe Anhang A) lässt den Schluss zu, dass beide Versagensarten weit nach Erreichen der Traglast erfolgten und wiederum ein Betonversagen vor dem Kopfbolzen Traglast bestimmend war.

Versuchskörper V15-Hoe-1u

Wie bereits die ersten beiden Versuchskörper der Hoesch Holorib-Reihe zeigte auch V15-Hoe-1u ein duktiles Verhalten der Verbundfuge. Jedoch kam es auch, wie schon bei anderen Versuchen mit Kopfbolzen in „unfavourable-position“ beim V15-Hoe-1u, zu einem zweiten Traglastniveau bei über 30 mm. Dieses Niveau erreichte mit 307 kN ($0,65P_t$) einen höheren Wert als das erste Traglastniveau bei 1,55 mm, das nur 250 kN, was 53 Prozent der rechnerisch erwarteten Traglast P_t bedeutet, erreichte. Gleichzeitig fiel

die Traglast bei 6 mm auf 206 kN ($0,44P_t$)(vgl. Bild 5.37).

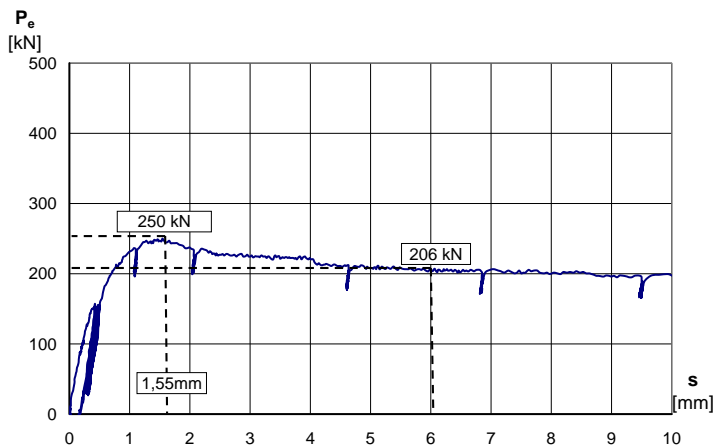


Bild 5.37: Last-Verformungsfigure V15-Hoe-1u

Bild 5.38: Ansicht Trapezblech V15-Hoe-1u nach Versuchsende

Dies deutet auf eine starke Umlagerung der Kräfte innerhalb der Verbundfuge mit steigendem Schlupf hin. Die statische Last-Verformungskurve lag im Mittel etwa 14-16 Prozent unter der in Bild 5.37 gegebenen Versuchskurve (siehe Anhang A). Es konnten bei 1,55 mm Verformung (maximale Traglast) keine Risse auf der Betonaussenseite, die auf den Versagensmechanismus hindeuten, festgestellt werden. Obwohl bei etwa 60 mm ein Riss durch eine Sicke lief (vgl. Bild 5.38), konnte deutlich früher ein Herausbrechen des Betons bzw. des Trapezbleches beobachtet werden (vgl. Anhang A). So wurde bei etwa 50 mm Verformung auf der rechten Seite (Seite 1) ein Abscheren des unteren Kopfbolzens bzw. ein starkes Herausbrechen des oberen Kopfbolzens, ebenfalls auf der rechten Seite, beobachtet. Trotz dieses offensichtlichen Versagens wurde der Versuch weitergefahren, was zur Folge hatte, dass der Versuch erst nach Abscheren aller Kopfbolzen endete.

Versuchskörper V16-Hoe-1f

Bei V16-Hoe-1f zeigten sich bereits bei etwa 1,20 mm erste Biegerisse, obwohl die Traglast P_e mit 515 kN erst bei 2,78 mm erreicht wurde. (vgl. Bild 5.39). Somit überschritt die Versuchslast den rechnerischen Wert P_t nach Tabelle 5.4 um ca. 9 Prozent. Die Tragfähigkeit bei 6mm konnte mit 433 kN ($0,92P_t$) bestimmt werden (vgl. Bild 5.39). Der Einfluss der Kurzzeitrelaxation lag mit ca. 14-16 Prozent (siehe Anhang A) im Rahmen der anderen Versuche. Ein erster Riss, der auf einen möglichen Versagensmechanismus hindeutete, wurde bei 4,0 mm in der oberen rechten Sicke (siehe Bild 5.40 bzw. Anhang A) beobachtet. Es zeigte sich jedoch, dass der Träger infolge kompletten Abscherens der beiden Kopfbolzen in den Sicken des Betongurts der Seite 2 bei ca. 16 mm versagte (siehe Anhang A). Vor allem die geringe Verformung des Fußpunktes des oberen Kopfbolzen lässt den Schluss zu, dass dieser Kopfbolzen wahrscheinlich schon vor Erreichen der 16 mm Verformung abscherete. Gleichzeitig zeigt die Verformung des Trapezbleches bereits Anzeichen eines Herausbrechens bzw. Herausziehens der beiden Kopfbolzen, was neben dem Kopfbolzenabscheren die weiteren Versagensmechanismen waren.

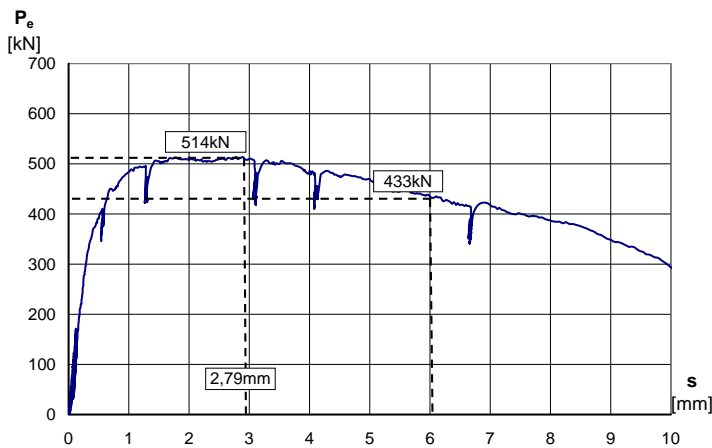


Bild 5.39: Last-Verformungskurve V16-Hoe-1f

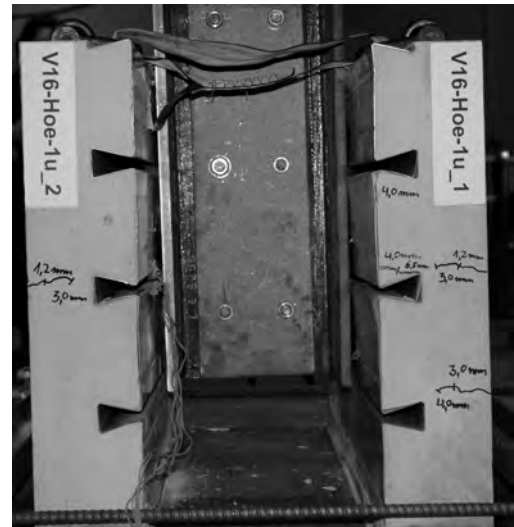


Bild 5.40: Seitenansicht V16-Hoe-1f nach Versuchsende

Versuchskörper V17-Hoe-2a

Der Versuchskörper erreichte seine maximale Traglast P_e bei 700 kN, was 94 Prozent der erwarteten Traglast P_t (siehe Tabelle 5.4) sind, bei 2,44 mm (vgl. Bild 5.41). Des Weiteren konnte ein relativ hoher Wert der Traglast bei 6 mm von 650 kN ($0,88P_t$) im Vergleich zur maximalen Traglast beobachtet werden. Der Einfluss der Kurzzeitrelaxation ergab sich zu ca. 13-16 Prozent (siehe Anhang A). Obwohl sich erste Bie-

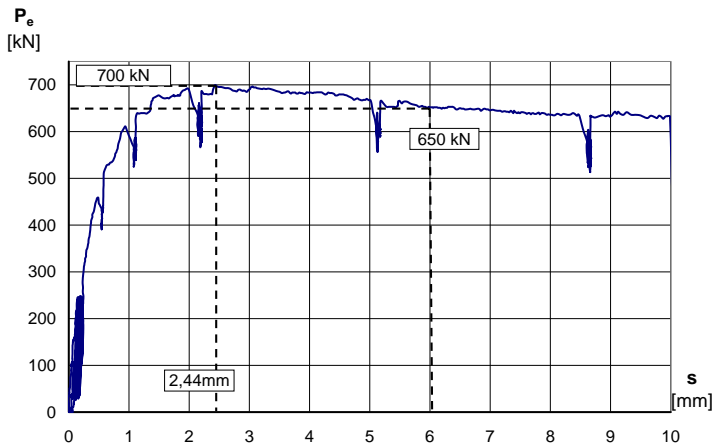


Bild 5.41: Last-Verformungskurve V17-Hoe-2a



Bild 5.42: Ansicht Trapezblech V17-Hoe-2a nach Versuchsende

gerisse auf der Oberseite des Betongurts zeigten, konnten beim Versuchskörper V17-Hoe-2a keine Risse bzw. Verformungen des Trapezbleches bei maximaler Traglast beobachtet werden, die auf den vorliegenden Versagensmechanismus schließen ließen (siehe Anhang A). Der zum Abbruch des Versuches führende

Riss in der oberen Sicke der Seite 2 des Versuchskörpers V17-Hoe-2a wurde erst bei Verformungen von über 60 mm beobachtet. Die Schlussfolgerung, dass Rippenabscherern Ursache für das Versagen bzw. für die Grenztragfähigkeit des Versuchskörpers V17-Hoe-2a war, ist jedoch auf Grund der in Bild 5.42 gezeigten Innenansicht des Trapezbleches nicht richtig. Deutlich erkennt man das aufgerissene Trapezblech und die abgesicherten Kopfbolzendübel.

5.6 Zusammenfassung

Zusammenfassend muss festgestellt werden, dass von 17 Versuchen 14 die rechnerische Tragfähigkeit nach Tabelle 5.4 nicht erreichten (siehe Tabelle 5.6). Während Kopfbolzen in „mid-position“ bzw. in „favourable-position“ die erwartete Tragfähigkeit überschritten bzw. teilweise nur knapp verfehlten, unterschritten die Versuche mit Kopfbolzen in „unfavourable-position“ die rechnerische Tragfähigkeit deutlich (siehe Tabelle 5.6). So erreichten die Versuche mit Kopfbolzen in „unfavourable-position“ nur Tragfähigkeiten zwischen 43-85 Prozent, während die anderen Versuche bei 90-140 Prozent der rechnerischen Tragfähigkeit lagen. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass V7-Co-1f (140%) auf Grund einer zu geringen Kopfbolzeinbindetiefe in den Aufbeton (siehe Tabelle 5.2) nicht im Anwendungsbereich der normativen Regelungen lag.

Auf Grund der Versuchsergebnisse muss davon ausgegangen werden, dass die normativen Regelungen die Tragfähigkeit für Push-Out Versuche mit Kopfbolzen und senkrecht spannenden Trapezblechen im Mittel überschätzen. Hierbei ist besonders auffällig, dass Kopfbolzen in „favourable-position“, die reduzierte Tragfähigkeit von Kopfbolzen in „unfavourable-position“ nicht kompensieren. Somit ist die normative Forderung einer alternierenden Anordnung bei nicht mittiger Anordnung (siehe DIN 18800-5 [20]) in der Trapezblechsicke zu hinterfragen. Gleichzeitig muss festgestellt werden, dass die meisten Versuchskörper bei Erreichen der maximalen Traglast keine Risse, Verformungen oder ähnliches aufwiesen (siehe Anhang A), die auf das Erreichen der maximalen Traglast hinwiesen. So erreichten alle Versuche ihre maximale Traglast bei einem Schlupf von 1,1 mm bis 3,4 mm. Gerade die Versuchskörper, die eine etwas höhere Verformung bei Erreichen der Traglast hatten, exemplarisch wäre hier V14-Hoe-1m zu nennen, zeigten jedoch einen ausgesprochenen horizontalen Verlauf ihrer Last-Verformungskurven. So hatte V14-Hoe-1m bei 1,6 mm nur eine marginal niedrigere Traglast (siehe z.B. Anhang A).

Des Weiteren zeigt sich, dass obwohl die meisten Versuche die rechnerische Tragfähigkeit unterschritten, 10 Versuche das Duktilitätskriterium ($P_{e6}/P_{Rk,kt} \leq 1,0$) bei 6 mm Schlupf, vgl. DIN 18800-5 [20], Element (924) erfüllten. Interessanterweise erfüllte eine Vielzahl der Versuche die zusätzlichen Duktilitätsanforderungen bei Verwendung von Trapezblechen nach DIN 18800-5 [20], Element (926) (siehe hierzu Abschnitt 3.2) nicht. Hier scheint auch der Haupteinfluss der unteren Bewehrungslage zu liegen. Vergleicht man die Versuchspaare V1/V2, V3/V4 bzw. V5/V6, zeigt sich, dass bei den Versuchskörpern kein signifikanter Unterschied der maximalen Traglast P_e festzustellen ist. Bei 6mm Verformung jedoch liegen die Traglasten P_{e6} vor allem bei den Versuchskörpern mit Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „alternate-position“ und mit unterer Bewehrungslage über den Vergleichskörpern (vgl. Tabelle 5.6).

Allen Versuchen gleich war, dass eine eindeutige Bestimmung des maßgebenden Versagensmechanismus schwierig war. Gerade die Versuchskörper V1-V6 zeichneten sich durch kombiniertes Auftreten verschiedener Versagensmechanismen aus. So konnten zum Beispiel bei V1-TK-2f neben Rippenabscherern, ein Ausbrechen des Betons vor dem Kopfbolzen und im weiteren Versuchsverlauf das komplette Herausbre-

Tab. 5.6: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse (V1-V17)

	$P_e/P_{t,k_t}$ [-]	$u(P_e)$ [mm]	$P_{e6}/P_{Rk,k_t}$ [-]	$k = \frac{P_e}{P_t}$ [-]	Versagen
V1-TK-2f	0,97	1,49	1,12	0,68	Rippenabscheren, Betonausbruch, Kopfbolzenabscheren
V2-TK-2f	0,92	1,10	[-]	0,64	Rippenabscheren
V3-TK-2u	0,65	1,51	0,76	0,45	Betonausbruch, Kopfbolzenabscheren
V4-TK-2u	0,69	1,61	0,74	0,49	Betonausbruch, Kopfbolzenabscheren
V5-TK-2a	0,92	2,01	1,10	0,64	Betonausbruch, Kopfbolzenabscheren
V6-TK-2a	0,91	1,70	1,01	0,64	Betonausbruch, Kopfbolzenabscheren
V7-Co-1f	1,40	1,24	[-]	0,72	Rippenabscheren
V8-Co-1f	1,07	2,02	1,53	0,91	Rippenabscheren
V9-Co-1f	0,92	1,67	1,13	0,78	Kopfbolzenabscheren
V10-Co-1u	0,85	2,50	1,03	0,44	Betonausbruch, Rippenabscheren
V11-Co-1u	0,43	2,22	[-]	0,37	Kopfbolzenabscheren, Betonausbruch
V12-Co-1u	0,58	1,94	0,72	0,49	Betonausbruch
V13-Hoe-1m	0,95	2,45	1,32	0,70	Betonausbruch, Kopfbolzenherausziehen
V14-Hoe-1m	0,90	3,40	1,28	0,77	Betonausbruch, Kopfbolzenherausziehen, Kopfbolzenabscheren
V15-Hoe-1u	0,53	1,55	0,64	0,45	Betonausbruch, Kopfbolzenabscheren, Kopfbolzenherausziehen
V16-Hoe-1f	1,09	2,79	1,34	0,93	Betonausbruch, Kopfbolzenabscheren
V17-Hoe-2a	0,94	2,44	1,28	0,66	Betonausbruch, Kopfbolzenabscheren

chen der Kopfbolzen aus dem umgebenden Beton beobachtet werden. Alternativ zum Herausbrechen der Kopfbolzen aus dem Beton wurde jedoch zusätzlich ebenfalls Kopfbolzenabscheren beobachtet. Des Weiteren versagten nur 3 Versuche V2-TK-2f, V7-Co-1f und V11-Co-1u innerhalb des betrachteten Verformungsbereiches von bis zu 10 mm. Die restlichen Versuchskörper versagten unabhängig von der Versagensart erst bei deutlich größeren Verformungen bzw. es konnte während der Versuchsdurchführung kein Last-Verformungsverhalten festgestellt werden, dass auf ein plötzliches bzw. sprödes Versagen hindeutete. Somit ist die Zuordnung eines Versuchs zu einem eindeutigen Versagensmechanismus, der teilweise erst nach dem Erreichen eines zweiten Traglastniveaus beobachtet wurde, oder bei gleichzeitigem Auftreten mehrerer Versagensmechanismen äußerst schwierig. Auch konnten bei keinem Versuchskörper bei Erreichen der Traglast Indizien, wie Risse auf der Betonoberfläche bzw. Trapezblechverformungen, die auf die Art des späteren Versagens hindeuteten beobachtet werden.

5.7 Schlussfolgerung

Wie bereits im vorangegangenen Abschnitt 5.6 gezeigt, muss davon ausgegangen werden, dass Gleichung 3.5 (Abminderungsfaktor) angewandt auf die mittlere Kopfbolzentragfähigkeit nach Gleichung 3.12 bzw. 3.13 im Vergleich zu Push-Out Versuchen mit senkrecht spannenden Trapezblechen und Aufbeton zu niedrige Tragfähigkeiten liefert. Gleichzeitig zeigten Hanswille und Porsch [51], dass die Bestimmungsgleichungen 3.12 und 3.13 für die Tragfähigkeit eines Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte eine gute Übereinstimmung mit Push-Out Ergebnissen haben. Somit berücksichtigt der Abminderungsfaktor nach Gleichung 3.5 die beschriebenen Einflüsse der Trapezblechsicke und der Kopfbolzenposition nur unzureichend. Dies deckt sich mit den Erkenntnissen vorangegangenen Untersuchungen (z.B. Ernst [37], Jenisch [60], Johnson und Yuan [63, 65]) und führte zu alternativen Modellen bzw. Ansätzen (vgl. Kapitel 4). Neben Modellen bzw. Ansätzen zur besseren Bestimmung eines Abminderungsfaktors auf die Kopfbolzentragfähigkeit wurden Modelle vorgeschlagen, die in Abhängigkeit der verschiedenen Versagensmechanismen, die Tragfähigkeit bestimmen. Üblicherweise werden die Versagensmechanismen Kopfbolzenabscheren, Herausziehen des Kopfbolzens, Rippenabscheren, Betonausbruch vor dem Kopfbolzenfuß (vgl. Hawkins und Mitchell [54] bzw. Abschnitt 2.2) berücksichtigt. Gerade bei diesen Modellen (siehe z.B. Ernst [37], Je-

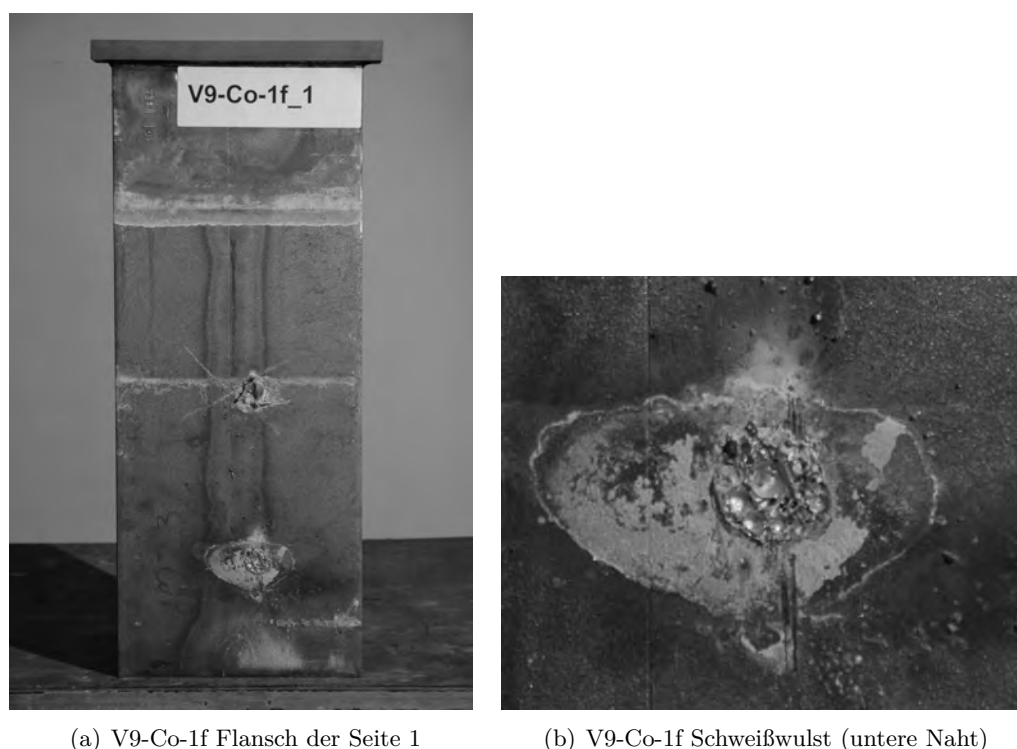
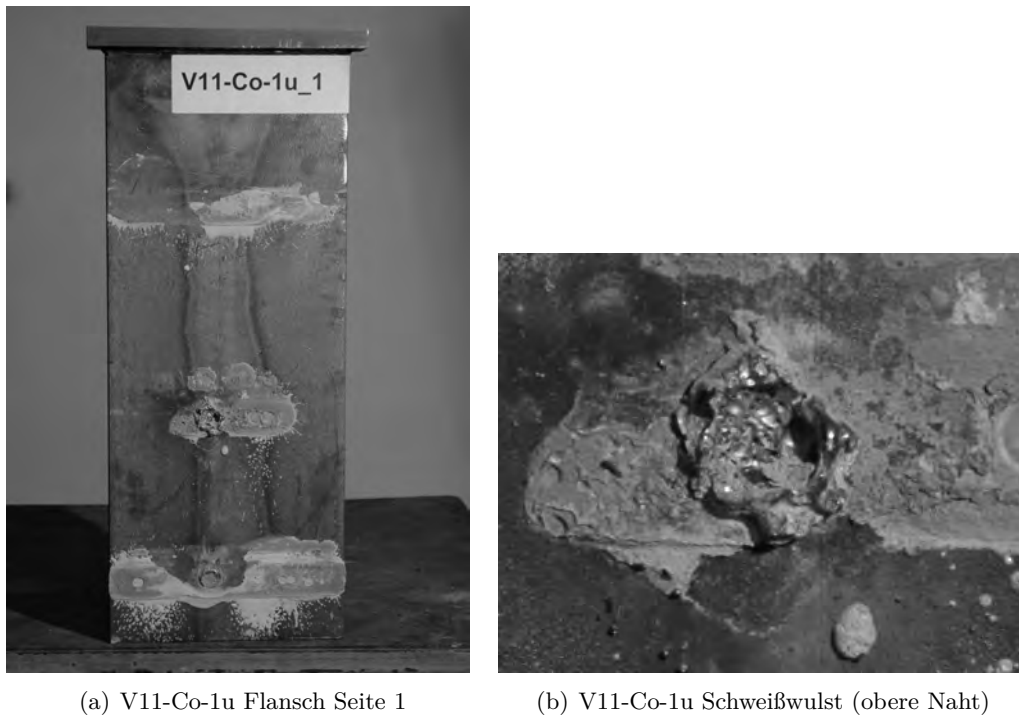


Bild 5.43: Ansicht der Stahlträgerflansch bei Versuch V9-Co-1f sowie Nahaufnahme der unteren Schweißwulst

nisch [60]) stellt sich jedoch die Frage, wie der maßgebende Versagensmechanismus, der bei der Entwicklung und Verifikation des Modells notwendig ist, bestimmt werden kann, wenn Versagensmechanismen, wie die eigenen Versuche gezeigt haben, gleichzeitig auftreten. Des Weiteren muss diskutiert werden, ob ein Versagensmechanismus, der erst weit nach Erreichen der maximalen Tragfähigkeit beobachtet wurde, Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit bei einem Schlupf von 1,1 mm bis 3,4 mm (siehe Tabelle 5.6) erlaubt. So kam es nur bei 4 Versuchen V2-TK-2f, V7-Co-1f, V9-Co-1f und V11-Co-1u zu einem Versagen, das

möglicherweise Traglast bestimmend war und im Bereich des Schlupfes bei Traglast auftrat. So versagten V9-Co-1f und V11-Co-1u in Folge eines plötzlichen Kopfbolzenabscherens. Interessanterweise scherte nicht der Kopfbolzenschaft ab, sondern die Schweißwulst (siehe Bild 5.43 und Bild 5.44). Wie in Bild

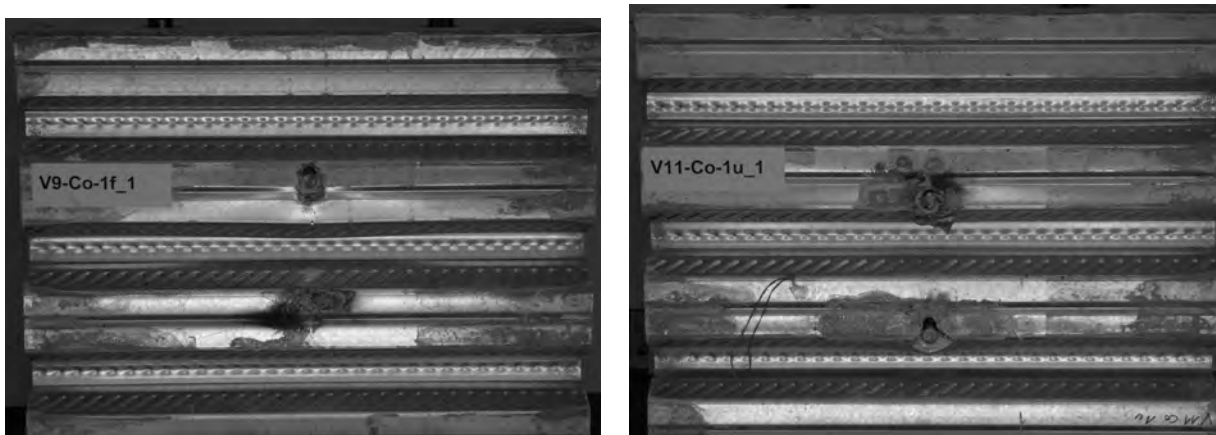


(a) V11-Co-1u Flansch Seite 1

(b) V11-Co-1u Schweißwulst (obere Naht)

Bild 5.44: Ansicht der Stahlträgerflansch V11-Co-1u sowie Nahaufnahme der oberen Schweißwulst

5.43(a) und Bild 5.44(a) scherten zwar auch die anderen Kopfbolzen ab, jedoch wie der Vergleich der Fußpunktverschiebung des Kopfbolzens zeigt, bei deutlich höheren Verformungen (siehe Bild 5.45). Vergleicht man die Versagensbilder der einzelnen Versuche (siehe Anhang A) zeigten sich diese hohen Fußpunktverschiebungen bei allen Push-Out Versuchen, bei denen Kopfbolzenabscheren beobachtet wurde.



(a) Innenansicht Trapezblech V9-Co-1f Seite 1

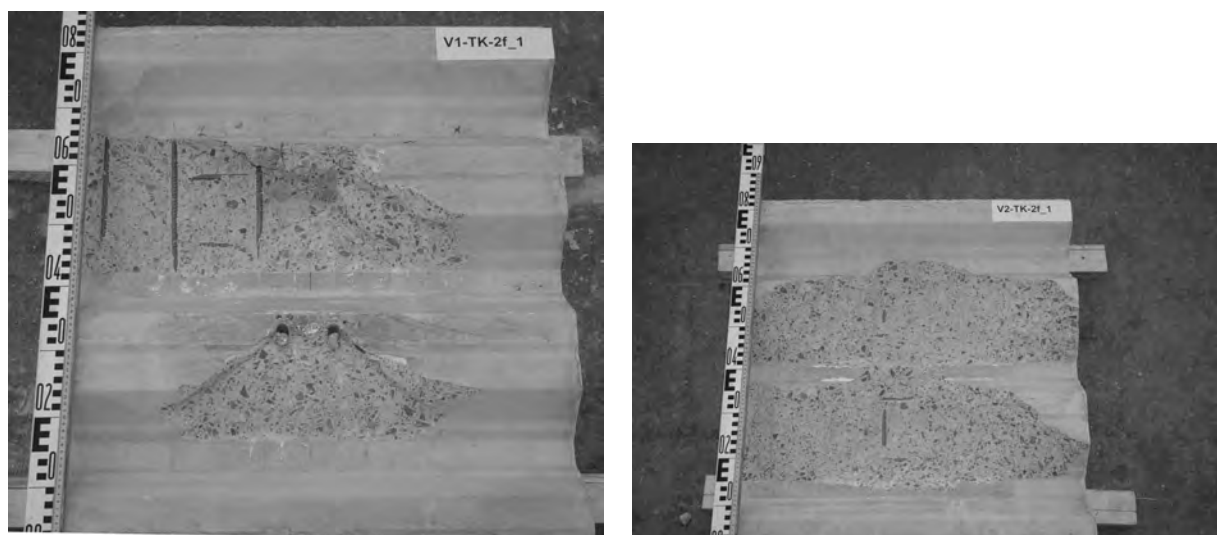
(b) Innenansicht Trapezblech V11-Co-1u Seite 1

Bild 5.45: Ansicht Trapezblech der Versuche V9-Co-1f und V11-Co-1u nach Versuchsende

Die hohen Verformungen bedeuten jedoch, dass es zu einer starken Betonschädigung im Bereich der Schweißwulst des Kopfbolzens kam und das frühzeitige Versagen infolge Kopfbolzenabscheren eher auf

eine schlecht ausgeführte Schweißnaht zurückzuführen ist. Ohne die „schlechten“ Schweißnähte wäre auch bei diesen Versuchen als maßgebender Versagensmechanismus Betonausbruch bzw. Betonversagen vor dem Kopfbolzen zunennen.

Als weiteren möglichen Versagensmechanismus ist Rippenabscheren aufgetreten, der bei Ernst [37] durch eine eigene Nachweisgleichung, somit als Traglast bestimmend, berücksichtigt wird. Auffallend bei den eigenen Versuchen war jedoch, dass, bis auf V10-Co-1u, nur bei Versuchen mit Kopfbolzen in „favourable position“ Rippenabscheren beobachtet wurde. Also bei Versuchen mit einer relativ flachen Druckstrebe im Bereich des Kopfbolzenfußes (vgl. Jenisch [60]) und einem hieraus resultierenden hohen horizontalen Lastanteil. Betrachtet man Bild 5.46(a) erkennt man, dass nur eine Seite der oberen Sicke abscherete, während die andere Seite infolge Betonausbruch vor dem Kopfbolzen versagte. Gleichzeitig konnte dieses Versagen erst weit nach Erreichen der Traglast beobachtet werden. Im Gegensatz hierzu scherten bei V2-TK-2f (ohne untere Bewehrungslage) alle Rippen ab (siehe Bild 5.46(b)). Wie bereits beschrieben, konnte bei V2-TK-2f (ohne untere Bewehrungslage) ein frühzeitiges Versagen (siehe Bild 5.46(b)) beobachtet werden. So könnte sich eine untere Bewehrungslage im Bereich einer möglichen Scherfläche positiv gegen dieses Versagen auswirken. Es muss die Frage gestellt werden, ob die beiden Versagensmechanismen Rippenabscheren bzw. Betonausbruch voneinander unabhängige Versagensmechanismen sind oder, was die eigenen Versuchsbeobachtungen vermuten lassen, eine gemeinsame Ursache haben. Als Ursache wäre ein Überschreiten der maximal aufnehmbaren Druckkraft im Bereich vor dem Kopfbolzen zu nennen, das sich in Abhängigkeit der Druckstrebenneigung unterschiedlich darstellt. Diese Annahme wird auch durch Vergleich von Bild 5.47(a) und Bild 5.47(b) bekräftigt. Beide Bilder zeigen Seite 1 des Versuchs V10-Co-1u. Während die eine Seite bei einem relativ hohen Schlupf abscherete, erkennt man, dass das Trapezblech als auch der Beton vor dem Kopfbolzen stark geschädigt wurde.



(a) Innenansicht Betongurt V1-TK-2f Seite 1

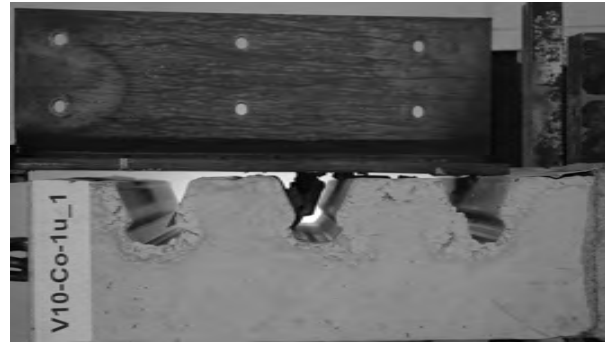
(b) Innenansicht Betongurt V2-TK-2f Seite 1

Bild 5.46: Innenansicht der Betongurte der Versuche V1-TK-2f und V2-TK-2f (ohne untere Bewehrungslage)

Neben den bereits beschriebenen Versagensmechanismen, wäre noch das Herausziehen von Kopfbolzen zu nennen. Dieser Versagensmechanismus wurde jedoch nur in Kombination mit Betonversagen vor dem Kopfbolzen beobachtet (vgl. Tabelle 5.6 bzw. Anhang A) sowie bei im Vergleich zum Schlupf bei Traglast



(a) Seitenansicht V10-Co-1u (links)



(b) Seitenansicht V10-Co-1u (rechts)

Bild 5.47: Seitenansichten des Versuchs V10-Co-1u, Seite 1

hohen Verformungen. Hieraus läßt sich schlußfolgern, dass erst mit zunehmender Betonschädigung vor dem Kopfbolzenfuß sich eine so große Zugkraft durch Rückverankerung des Bolzenkopfes im umgebenden Beton bildet, dass sie den Kopfbolzen herauszieht. In diesem Zusammenhang sind auch die abgescherten Kopfbolzen neu zu betrachten. Wie in diesem Abschnitt bereits ausgeführt, ergaben sich bei den meisten abgescherten Kopfbolzen Fußpunktverschiebungen, die auf Zugkräften im Kopfbolzenschaft hindeuten. Ob somit bereits von einem Schub-Zugkraftversagen ausgegangen werden kann, wäre zu diskutieren. Ausgehend von den hier dargelegten Versuchsbeobachtungen und Überlegungen kann gefolgert werden, dass Betonversagen bzw. die Schädigung des Beton vor dem Bolzenfuß ein primäres Versagenskriterium ist, das sich möglicherweise durch unterschiedliche Versagensbilder (Rippenabscheren, Betonausbruch) darstellt. Dem gegenüber stellt das Herausziehen des Kopfbolzens einen Mechanismus dar, der erst infolge großer Verformungen also bei bereits existierender Betonschädigung im Fußbereich des Kopfbolzen auftreten kann und somit als Sekundärversagen bzw. nachgeordnetes Versagen angesehen werden kann. Des Weiteren kann vor allem bei niedrigen Betongüten auch für Kopfbolzenabscheren von einer Schädigung des Betons vor dem Kopfbolzenfuß ausgegangen werden. Erst bei höheren Betongüten und der hieraus resultierenden geringen Verformungen dürfte der Kopfbolzen infolge nahezu reiner Schubbeanspruchung versagen.

6 Modellvergleich anhand von Versuchsergebnissen

6.1 Allgemeines

Der Modellvergleich erfolgt durch Gegenüberstellung der im Versuch beobachteten Traglasten P_e mit den zugehörigen rechnerischen Traglasten P_t der einzelnen Modelle. Als Datenbasis dienen ca. 300 Ergebnisse von Push-Out Versuchen (siehe Anhang C). Zusätzlich zu dem Vergleich innerhalb der gesamten Datenbasis sowie innerhalb der Anwendungsgrenzen der jeweiligen Modelle, soweit definiert, werden im einzelnen die Parameter 2 Kopfbolzen in der Sicke sowie die Kopfbolzenposition in der Sicke verglichen. Bei diesen Betrachtungen werden die Anwendungsgrenzen des jeweiligen Modells nicht berücksichtigt.

6.2 Vergleich von DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26]

Der Vergleich der Versuchslasten P_e mit den rechnerischen Tragfähigkeiten P_t zeigt, dass im Mittel die Tragfähigkeit P_t nach Gleichung 3.12 bzw. 3.13, Grundlage für die Bestimmung der charakteristischen Tragfähigkeit P_{Rk} nach DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26], die Versuchslasten überschätzten (vgl. Bild 6.1). Der Mittelwert aus den Quotienten P_e/P_t ergibt sich zu 0,92 mit einem zugehörigen Variationskoeffizienten von 0,36 für alle Versuche der Datenbasis. Unter Berücksichtigung der Anwen-

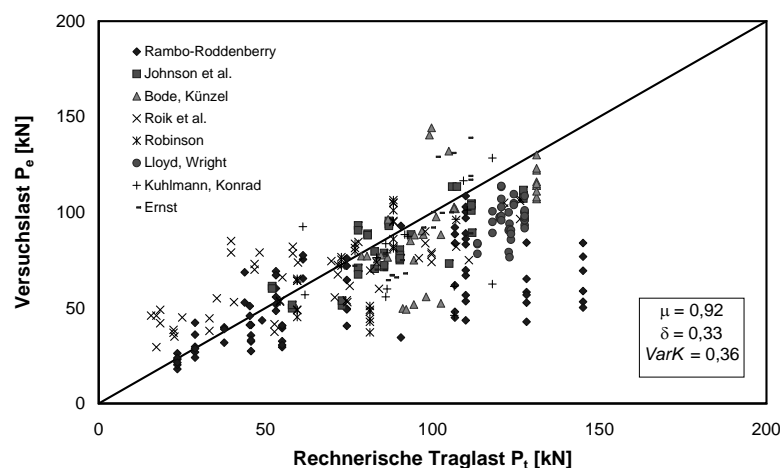


Bild 6.1: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [97] mit allen Versuchswerten P_e

dungsgrenzen nach DIN 18800-5 [20] (vgl. Abschnitt 3.2) ergibt sich keine deutliche Verbesserung der Qualität der normativen Regelung (siehe Bild 6.2). Zwar fallen infolge der gewählten Anwendungsgrenzen einige „Ausreißer“ aus der Versuchsreihe von Rambo-Roddenberry [89] weg (vgl. Bild 6.1 mit Bild

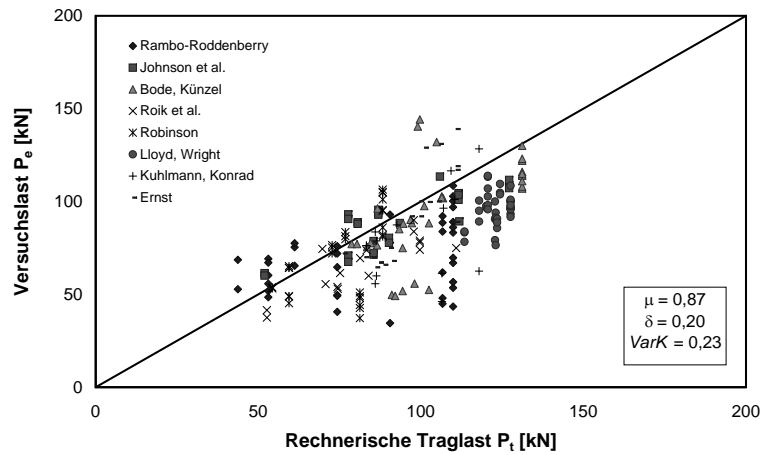
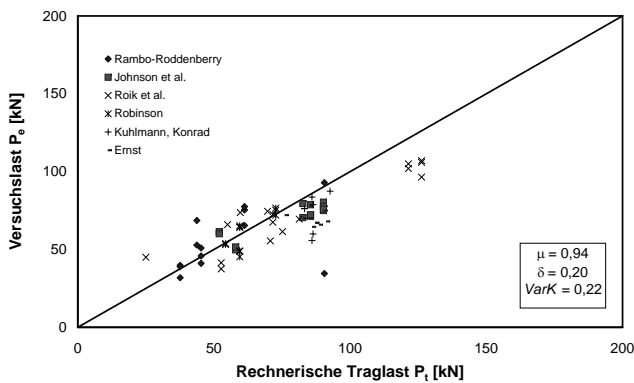
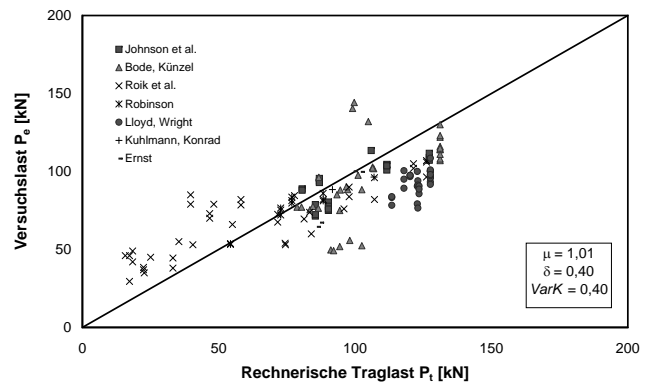


Bild 6.2: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [97] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich von [20] bzw. [35]

6.2), jedoch muss festgestellt werden, dass auch Versuche, die eine relativ gute Übereinstimmung mit der rechnerischen Traglast P_t gerade im Bereich niedriger Kopfbolzentragfähigkeiten ($P_e < 50kN$) haben, nicht mehr berücksichtigt werden. So ergibt sich der Mittelwert bei Versuchen im Anwendungsbereich der Norm zu 0,87, bei einem verbesserten Variationskoeffizienten von 0,23. Die Abhängigkeit der Kopfbolzenposition auf die Genauigkeit der ermittelten Tragfähigkeiten P_t zeigt sich durch die Bilder 6.4(a), 6.4(b) und 6.3(b). Auffallend ist, dass gerade Kopfbolzen in „unfavourable-position“ im Versuch deutlich niedrigere Tragfähigkeiten zeigen als durch die Norm bestimmt. Diese Ungenauigkeit reduziert sich bei 2 Kopfbolzen in der Sicke (siehe Bild 6.3(a)) infolge des geringeren oberen Grenzwertes $k_{t,max}$ (siehe Tabelle 3.1) sowie durch die Berücksichtigung der Kopfbolzenanzahl ($1/\sqrt{n_r}$) in Gleichung 3.5.



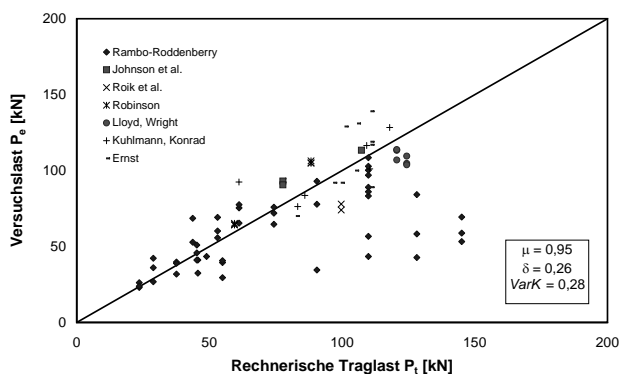
(a) 2 Dübel je Sicke



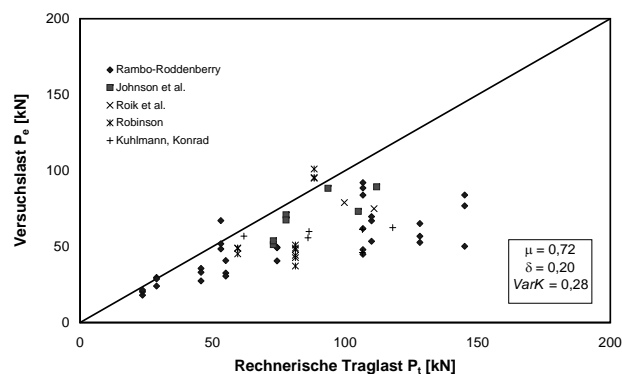
(b) Kopfbolzen in „mid-position“

Bild 6.3: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [97] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“

Insgesamt zeigt die Regelung nach DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] im Vergleich zu den Versuchsergebnissen unbefriedigende Ergebnisse. Der bestimmte Mittelwert, sowohl bei allen Versuchen der Datenbasis als auch unter Berücksichtigung der normativen Anwendungsgrenzen, zeigt, dass die normativen Regelungen zu hohe Tragfähigkeiten bei Push-Out Versuchen ergeben. Dies beruht insbesondere auf den bestimmten Tragfähigkeiten für Kopfbolzen in „unfavourable-position“, die nicht durch Kopfbol-



(a) Kopfbolzen in „favourable-position“



(b) Kopfbolzen in „unfavourable-position“

Bild 6.4: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [97] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“

zen in „favourable-position“ und „mid-position“ kompensiert werden. Die Ergebnisse zeigen, dass eine Berücksichtigung der Kopfbolzenposition für den normativen Ansatz notwendig ist.

6.3 Vergleich mit dem Modell nach Ernst

Die Bestimmung der Einzeltragfähigkeiten in Abhängigkeit des jeweiligen Versagensmechanismus erfolgt im Falle „rib punch-through failure“ ohne Berücksichtigung des unteren Grenzwertes $P_{Rt,min}$ (siehe Gleichung 4.4 in Abschnitt 4.2). Wie in Bild 4.4 ersichtlich, dient die reduzierte Tragfähigkeit $P_{Rt,min}$ zur Sicherstellung duktilen Verhaltens. Dies kann jedoch durch die vorliegenden Versuchsdaten nicht berücksichtigt bzw. untersucht werden.

Das Modell liegt, wie in Bild 6.5 zu erkennen, für die meisten Versuche deutlich auf der sicheren Seite (Mittelwert $\mu = 2,19$, Variationskoeffizient $VarK = 0,68$). Wie bereits bei dem vorangegangenen Vergleich (siehe Abschnitt 6.2) zeigen die Versuche von Rambo-Roddenberry [89] die größten Abweichungen.

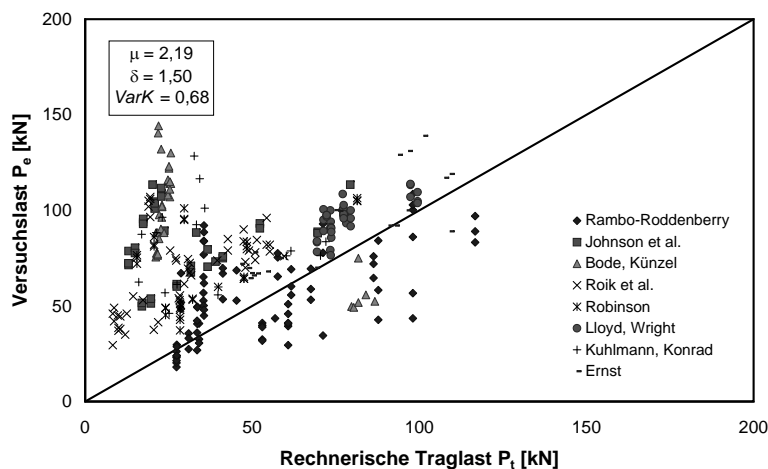


Bild 6.5: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [37] mit allen Versuchswerten P_e

Im Gegensatz hierzu werden vor allem die maximalen Traglasten P_t bei Versuchen mit hinterschnittenen Profilen, wie z.B. Hoesch Holorib HR 51/150, zu niedrig ermittelt. Obwohl in Ernst [37] keine Anwendungsgrenzen (siehe Abschnitt 4.2) gegeben werden, legt die schlechte Übereinstimmung für hinterschnittene Profile nahe, dass das Modell nur für offene Profile gilt.

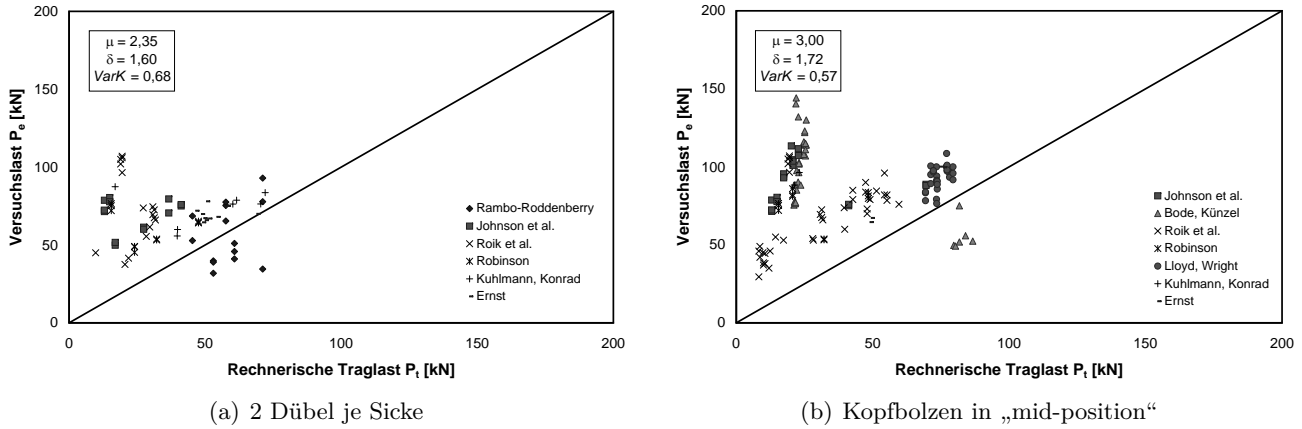


Bild 6.6: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [37] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“

Da Ernst [37] den Abstand der Kopfbolzen in der Sicke zum Trapezblechsteg, also die Position der Kopfbolzen in der Sicke, berücksichtigt, liegen die rechnerischen Tragfähigkeiten P_t für Kopfbolzen in „unfavourable-position“ deutlich auf der sicheren Seite (vgl. Bild 6.7(b)). Ein ähnliches Bild zeigt sich für die Fälle 2 Kopfbolzen je Sicke (vgl. Bild 6.6(a)) und Kopfbolzen in „mid-position“ (vgl. Bild 6.6(b)). Im Gegensatz hierzu streuen die Ergebnisse bei Kopfbolzen in „favourable-position“ relativ stark um die Diagonale (siehe Bild 6.7(a)).

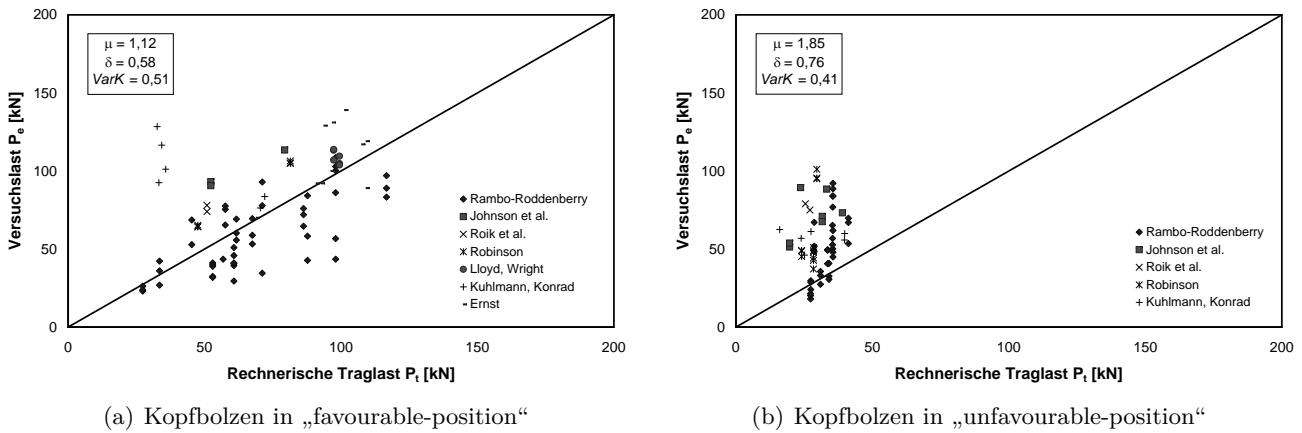


Bild 6.7: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [37] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“

Das Modell von Ernst [37] liegt im Mittel stark auf der sicheren Seite. Gleichzeitig zeigt der Vergleich mit der gesamten Versuchsdatenbasis aus Anhang C sowie für die jeweilige Kopfbolzenposition hohe Variationskoeffizienten. Auf Grund der Ergebnisse kann das Modell hinsichtlich seiner Genauigkeit nur als unbefriedigend betrachtet werden.

6.4 Vergleich mit dem Modell nach Jenisch

Der Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit den ermittelten rechnerischen Traglasten P_t nach dem Modell von Jenisch [60] zeigt, dass das Modell die Versuchslast im Mittel unterschätzt (vgl. Bild 6.8). Es ergibt sich ein Mittelwert $\mu = 1,58$ mit einem Variationskoeffizienten $VarK = 0,46$. Auf Grund der fehlenden Definition von Anwendungsgrenzen in Jenisch [60], kann der Vergleich im Anwendungsbereich des Modells nicht erfolgen. Es ist jedoch davon auszugehen, dass Jenisch [60] sein Modell hauptsächlich anhand der Versuche von Roik und Bürkner [93, 94], Roik und Lungershausen [98], Bode und Künzel [10, 11] überprüft hat und in diesem Bereich die Anwendbarkeit zu sehen ist.

Wie bereits Bild 6.8 vermuten lässt, zeigt sich, dass die Anwendung des Modells von Jenisch [60] sowohl

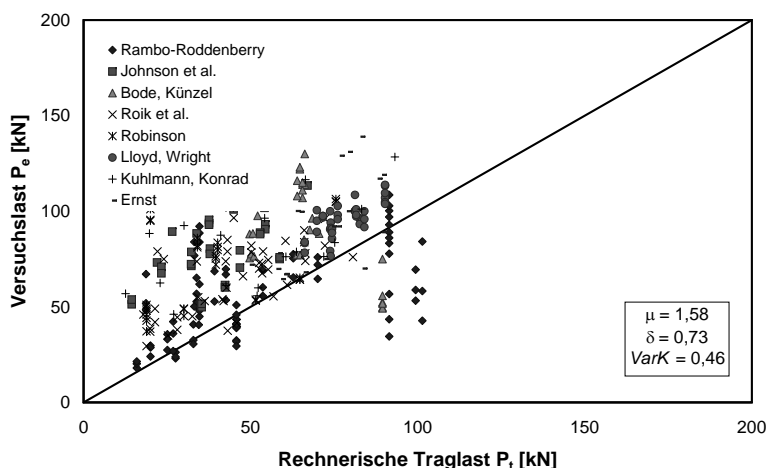
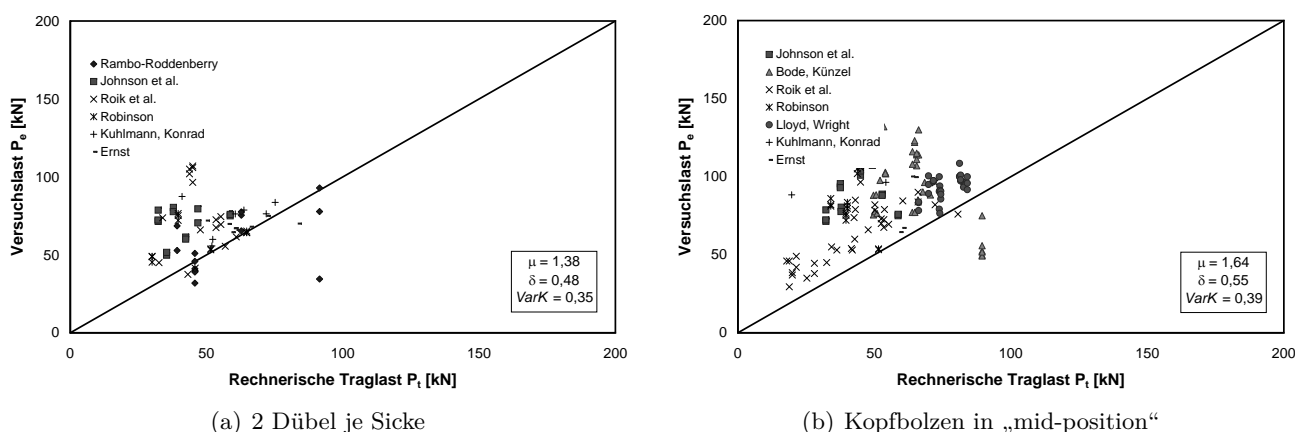


Bild 6.8: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [60] mit allen Versuchswerten P_e

für 2 Kopfbolzen (siehe Bild 6.9(a)) in der Sicke als auch in Abhängigkeit der verschiedenen Kopfbolzenpositionen in der Sicke (siehe Bilder 6.9(b), 6.10(a) und 6.10(b)) konservative Ergebnisse liefert. Auffallend hierbei ist wieder, der im Vergleich zu den anderen möglichen Kopfbolzenpositionen, etwas hö-

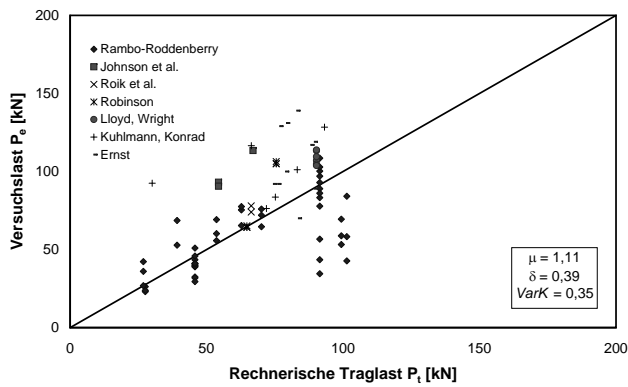


(a) 2 Dübel je Sicke

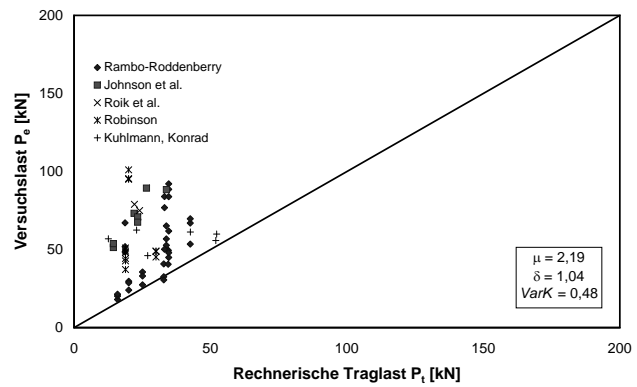
(b) Kopfbolzen in „mid-position“

Bild 6.9: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [60] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel zw. für Kopfbolzen in „mid-position“

here Streubereich der Kopfbolzen in „favourable-position“, der auf die Versuche von Rambo-Roddenberry [89] zurückzuführen ist.



(a) Kopfbolzen in „favourable-position“



(b) Kopfbolzen in „unfavourable-position“

Bild 6.10: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [60] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“

Zusammenfassend bleibt festzustellen, dass die Ergebnisse zeigen, dass das Modell von Jenisch [60] auf der sicheren Seite liegt, jedoch stark streut. Die fehlende Definition von Anwendungsgrenzen könnte ein Grund hierfür sein. Auch konnte keine Verbesserung im Vergleich zu Modellen, die einen Abminderungsfaktor auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbeton definieren, festgestellt werden. Gleichzeitig ist das Modell in seiner Anwendung kompliziert und nicht praxisgerecht. Auffallend war weiterhin, dass bei der Bestimmung der rechnerischen Tragfähigkeit für die vorliegende Datenbasis (siehe Anhang C) der Fall „sehr hohe und schmale Rippen“ häufig zur Anwendung kommt (siehe Abschnitt 4.3), also Gleichung 4.21 des Modells von Lungershausen [78] maßgebend wird.

6.5 Vergleich mit dem Modell nach Johnson und Yuan

Insgesamt zeigt das Modell von Johnson und Yuan [63, 65] (siehe auch Yuan [117]) im Vergleich mit allen Versuchen eine zu geringe rechnerische Tragfähigkeit P_t im Vergleich zu den Versuchsergebnissen P_e (vgl. Bild 6.11). Der Mittelwert μ aus den Quotienten der Versuchslast P_e und der zugehörigen rechnerischen Tragfähigkeit P_t ergibt sich zu 0,83 mit einem Variationskoeffizienten $VarK = 0,25$. Die Bestimmung der rechnerischen Tragfähigkeiten erfolgte mit den Abminderungsfaktoren nach Johnson und Yuan [63, 65] (vgl. Abschnitt 4.4), angewandt auf die mittleren Tragfähigkeiten nach Roik u. a. [97] (vgl. Abschnitt 3.4). Im Gegensatz zu dem eigenen Vorgehen, bestimmt Johnson und Yuan [63, 65] die notwendigen Bestimmungsgleichungen der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte durch „Rückrechnung“ aus der charakteristischen Tragfähigkeit nach EN 1994-1-1 [35] (siehe Gleichung 3.15). Hierbei wird jedoch nur der Beton als streuende Größe betrachtet, die variierenden Größen E-Modul, Kopfbolzenquerschnitt bleiben hingegen unberücksichtigt. Des Weiteren bleibt der Vorfaktor 0,37 der charakteristischen Gleichung 3.15 erhalten. Somit wenden Johnson und Yuan [63, 65] die Abminderungsfaktoren nicht auf mittlere Kopfbolzentragfähigkeiten in einer Vollbetonplatte an, sondern auf einen um bis zu 12% niedrigeren Wert. Die Sicherheit und Qualität des Modells von Johnson und Yuan [63, 65] beruht somit womöglich nicht auf der Genauigkeit der Abminderungsfaktoren, sondern einer zu niedrig angesetzten Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte. Die Anwendung der Abminderungsfaktoren von Johnson und Yuan [63, 65] auf die mittleren Kopfbolzentragfähigkeiten nach Roik u. a. [97] (vgl. Abschnitt 3.4) lassen diesen

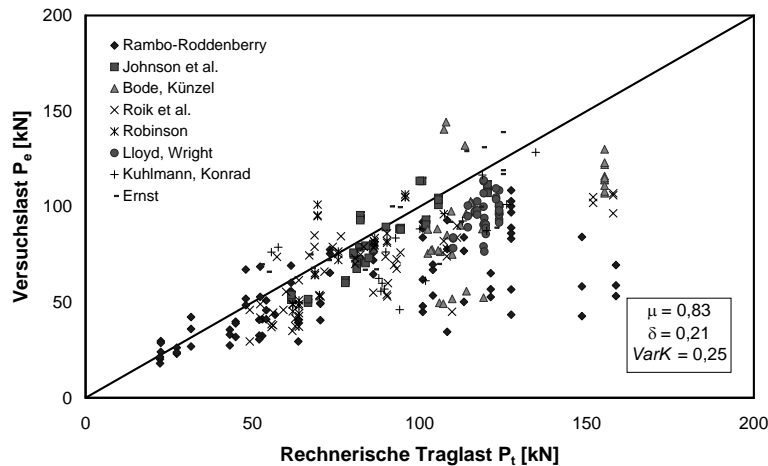


Bild 6.11: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [66, 117] mit allen Versuchswerten P_e

Schluss zu.

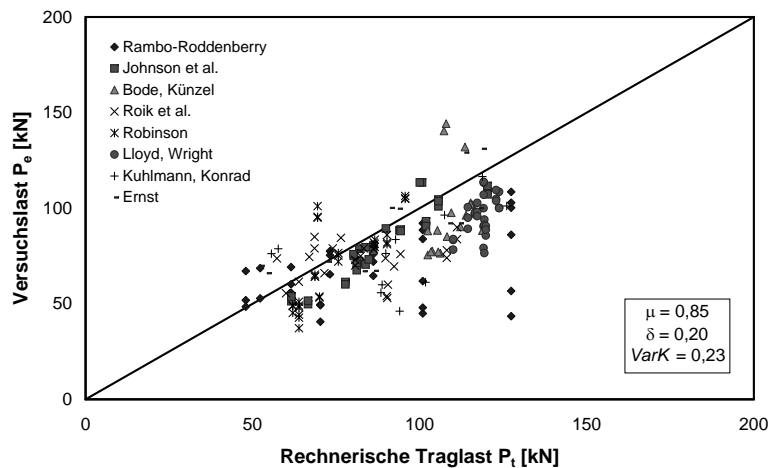
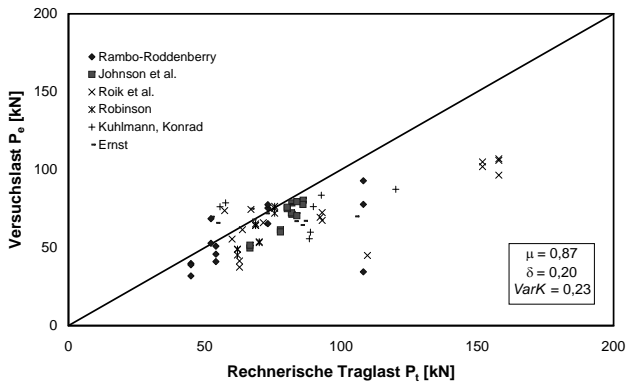


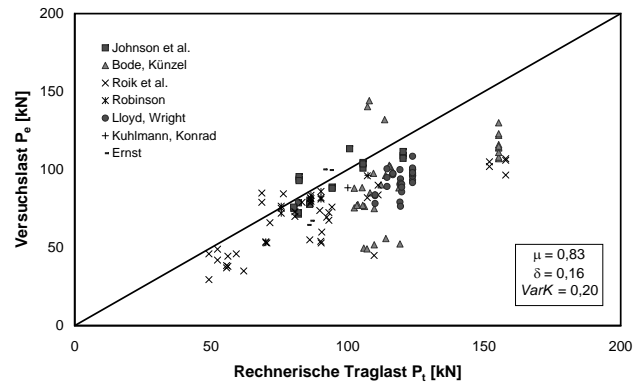
Bild 6.12: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [66, 117] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich des Modells

Die Bestimmung der im Anwendungsbereich des Modells von Johnson und Yuan [63, 65] liegender Push-Out Versuchen erfolgt unter Berücksichtigung der in Abschnitt 4.4 beschriebenen Anwendungsgrenzen. Hierbei wird jedoch die in Johnson und Yuan [63] etwas höhere Betongüte von C35/45 als Anwendungsgrenze berücksichtigt. Der Vergleich der Ergebnisse des Modells nach Johnson und Yuan [63, 65] bzw. Yuan [117] im Anwendungsbereich des Modells (siehe Bild 6.12) zeigt ein ähnliches Verhalten wie in Bild 6.11 bereits beschrieben. Es ergibt sich ein verbesserter Mittelwert μ von 0,89 sowie ein verbesserter Variationskoeffizient $VarK$ von 0,21.

Infolge der Berücksichtigung der Lage der Kopfbolzen in der Sicke durch den Abstand e_f (siehe Abschnitt 4.4) bei der Bestimmung des Abminderungsfaktors, zeigt das Modell von Johnson und Yuan [63, 65] auch für Kopfbolzen in „unfavourable-position“ (siehe Bild 6.14(b)) keine größeren Abweichungen wie die Kopfbolzen in „mid-position“ und „favourable-position“ (siehe Bild 6.13(b) und Bild 6.14(a)). Das



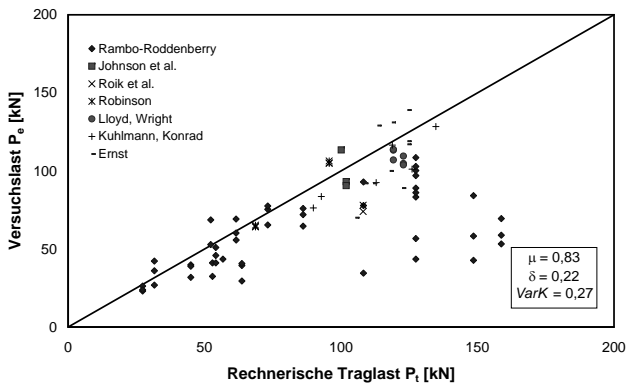
(a) 2 Dübel je Sicke



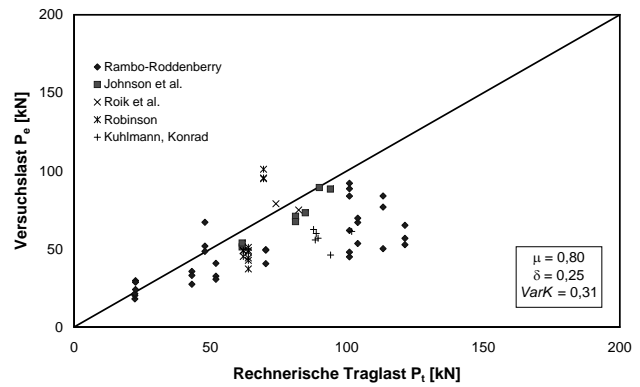
(b) Kopfbolzen in „mid-position“

Bild 6.13: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [66, 117] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“

Gleiche gilt auch für 2 Kopfbolzen in der Sicke, wie in Bild 6.13(a) dargestellt.



(a) Kopfbolzen in „favourable-position“



(b) Kopfbolzen in „unfavourable-position“

Bild 6.14: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [66, 117] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“

Insgesamt zeigt das Modell eine, im Vergleich zu den anderen Modellen, geringe Streuung sowie einen Mittelwert, der in etwa mit der Regelung nach DIN EN 1994-1-1 [26] bzw. DIN 18800-5 [20] vergleichbar ist. Des Weiteren ergeben sich, wie bereits erwähnt, auch für Kopfbolzen in „unfavourable-position“ akzeptable Werte. Die Berücksichtigung der definierten Anwendungsgrenzen (vgl. Abschnitt 4.4) führt jedoch dazu, dass das Modell stärker reglementiert ist als die normativen Regeln von DIN EN 1994-1-1 [26] bzw. DIN 18800-5 [20].

6.6 Vergleich mit dem Modell nach Lungershausen

Auf Grund der fehlenden Anwendbarkeit des Ausgangsmodells nach Lungershausen [78] bei hinterschnittenen Profilen bzw. 2 Kopfbolzen in der Sicke erfolgt der Vergleich der rechnerischen Tragfähigkeiten P_t mit den Versuchswerten P_e nach dem „erweiterten Modell“ (vgl. Gleichung 4.26) aus Roik u. a. [97]. Der Anwendungsbereich ist durch die Anwendungsgrenzen der Gleichung 4.24 definiert. Obwohl das vorgeschlagene Modell weder die Lage der Kopfbolzen noch den Einfluss der vorhandenen Betonfestigkeit berücksichtigt, zeigt sich sowohl für alle Push-Out Versuche (Mittelwert $\mu = 1,06$, Variationskoeffizient $VarK = 0,25$), vgl. Bild 6.15, als auch für die Push-Out Versuche im Anwendungsbereich (Mittelwert $\mu = 1,10$, Variationskoeffizient $VarK = 0,23$), wie in Bild 6.16 zu erkennen, eine relativ gute Übereinstimmung. Gleichzeitig entfallen durch die Berücksichtigung des Anwendungsbereichs nur eine geringe Anzahl der Versuche. Sowohl für den Anwendungsfall „2 Kopfbolzen in der Sicke“ (siehe Bild 6.17(a)) als auch für Kopfbolzen in „mid-position“ (siehe Bild 6.17(b)) ergibt Gleichung 4.26 gute Werte sowohl im Hinblick auf den Mittelwert als auch auf die Streubreite.

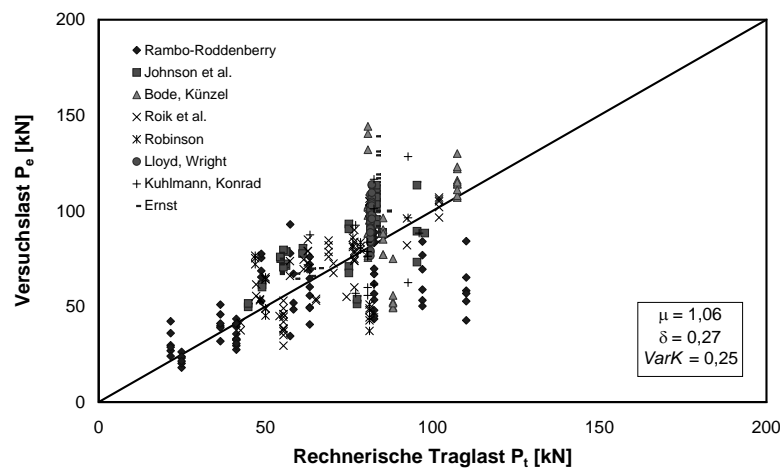


Bild 6.15: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweiterten“ Modell nach Lungershausen [78] (vgl. auch Roik u. a. [97]) mit allen Versuchswerten P_e

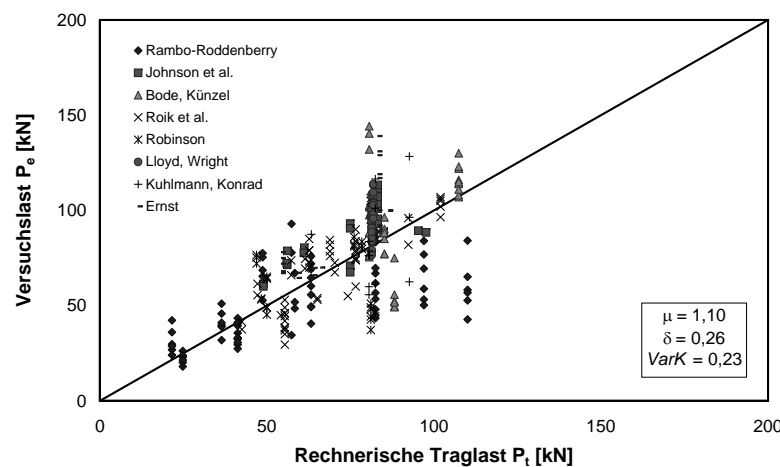
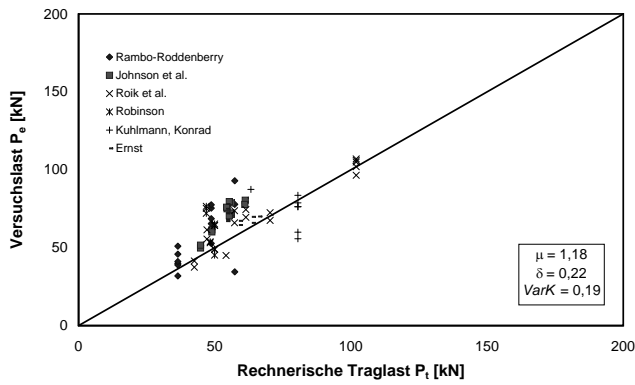
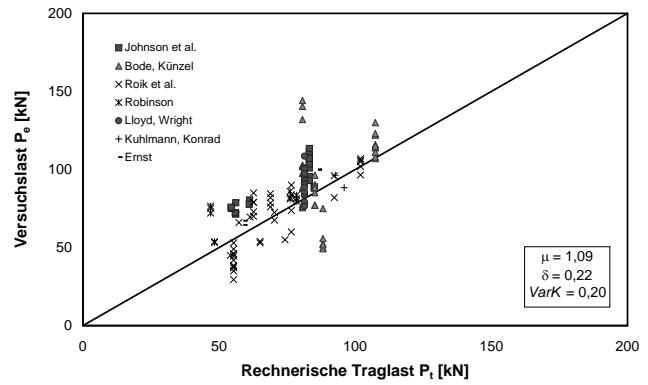


Bild 6.16: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweiterten“ Modell nach Lungershausen [78] (vgl. auch Roik u. a. [97]) mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich des Modells



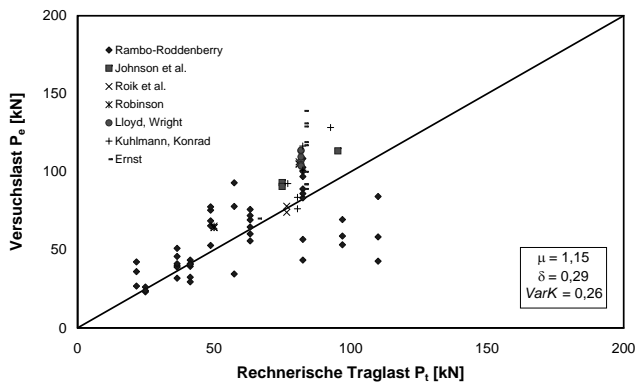
(a) 2 Dübel je Sicke



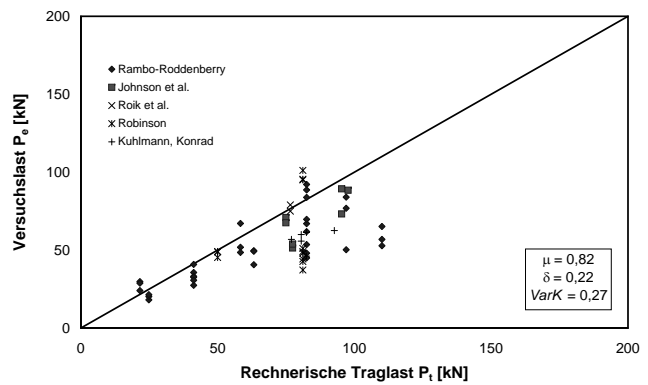
(b) Kopfbolzen in „mid-position“

Bild 6.17: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweiterten“ Modell nach Lungershausen [78] (vgl. auch Roik u. a. [97]) mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzen in der Sicke bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“

Ein ähnliches Bild konnte beim Vergleich von Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“ (siehe Bild 6.18(a) bzw. 6.18(b)) festgestellt werden, wobei hier infolge größerer Unterschiede zwischen Modell und Versuchen von Rambo-Roddenberry [89] (vgl. Abschnitt 4.6) die Streubreite größer ist.



(a) Kopfbolzen in „favourable-position“



(b) Kopfbolzen in „unfavourable-position“

Bild 6.18: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweiterten“ Modell nach Lungershausen [78] (vgl. auch Roik u. a. [97]) mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“

Zusammenfassend bleibt festzustellen, dass das Modell von Lungershausen [78] bzw. das „erweiterte“ Modell aus Roik und Lungershausen [98] gute Ergebnisse sowohl für die gesamte Datenbasis als auch für den definierten Anwendungsbereich liefert. Dennoch geht das Modell von Lungershausen [78] nur von einem möglichen Versagen aus. Interessant ist hierbei, dass für Kopfbolzen in „mid-position“ die besten Ergebnisse erzielt werden, während für Kopfbolzen in „favourable-position“ die Tragfähigkeit unterschätzt und für Kopfbolzen in „unfavourable-position“ die Tragfähigkeit überschätzt wird. Der Grund liegt an der fehlenden Berücksichtigung der Kopfbolzenposition in der Sicke bei dem Modell von Lungershausen [78].

6.7 Vergleich mit dem Modell nach Rambo-Roddenberry [89]

Obwohl Rambo-Roddenberry [89] nur konstante Abminderungsfaktoren in Abhängigkeit der Geometrie des verwendeten Trapezprofilblechs vorschlägt (vgl. Abschnitt 4.6), zeigt das Modell von Rambo-Roddenberry [89] im Vergleich zu den anderen Modellen gleichwertige Ergebnisse (vgl. Bild 6.19). Es ergibt sich ein Mittelwert μ von 1,00 und ein Variationskoeffizient $VarK$ von 0,24 bei Berücksichtigung aller Versuche. Hierbei ist zu beachten, dass auf Grund der fehlenden Angaben zur Flanschdicke

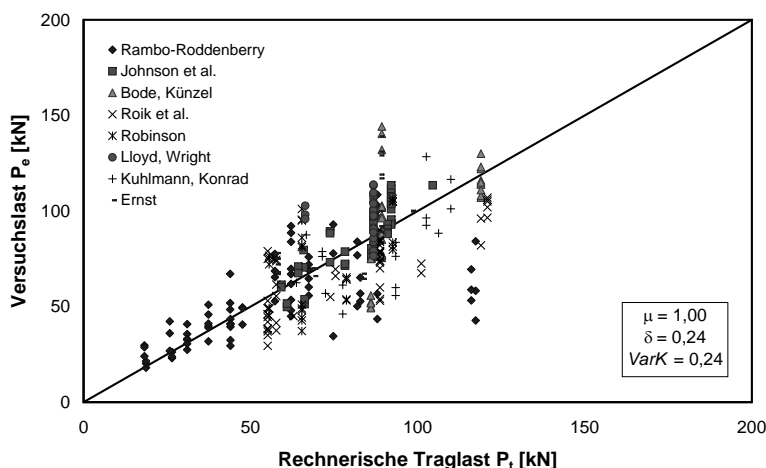


Bild 6.19: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [89] mit allen Versuchswerten P_e

t bzw. zum verwendeten Stahlprofil bei den meisten Versuchen die Abminderung infolge Unterschreiten des Verhältnisses Kopfbolzendurchmesser d zu Flanschdicke t ($d/t < 2,7$ nach Gleichung 4.27) bei allen betrachteten Versuchen unberücksichtigt bleibt. Des Weiteren findet keine Interpolation des Faktors R_d (siehe Gleichung 4.28 bzw. 4.29) im Falle von Kopfbolzen in „unfavourable-position“ statt, stattdessen wird der kleinere Wert R_d in Abhängigkeit der Profilblechdicke verwendet.

Gerade im Anwendungsbereich des Modells (siehe Bild 6.20) sind, obwohl die Abminderungsfaktoren nur auf die Tragfähigkeitsgleichung gegen Stahlversagen angewendet werden, gute Ergebnisse erzielt worden ($\mu = 1,04$, $VarK = 0,22$). Dies liegt jedoch auch daran, dass infolge des gewählten Anwendungsbereichs eine Vielzahl der Versuche mit Profilblechhöhen $h_p > 76$ mm wegfallen. Der Anwendungsbereich wurde wie folgt definiert:

- Kopfbolzendurchmesser $3/8$ in. $\approx 9,5$ mm $\leq d \leq 7/8$ in. $\approx 22,2$ mm
- Profilblechhöhe $h_p \leq 3$ in. $\approx 76,2$ mm
- Profilblechdicke $0,711$ mm („22 gauge deck“) $\leq t \leq 1,651$ mm („16 gauge deck“)

Des Weiteren unterscheidet das Modell von Rambo-Roddenberry [89] nicht zwischen „unfavourable-position“ und „mid-position“, sondern gibt hier in Abhängigkeit des Abstandes $e_{mid-ht} < 55,9$ mm einen gemeinsamen Abminderungsfaktor R_p (siehe Abschnitt 4.6) vor, der ca. 40% niedriger ist als der Abminderungsfaktor für Kopfbolzen in „favourable-position“ ($e_{mid-ht} \geq 55,9$ mm). Dennoch zeigen sich sowohl für 2 Kopfbolzen in der Sicke (siehe Bild 6.21(a)) als auch für Kopfbolzen in den unterschiedlichen Sickenpositionen gute Übereinstimmungen zwischen rechnerischer Traglast P_t und Versuchslast P_e (vgl.

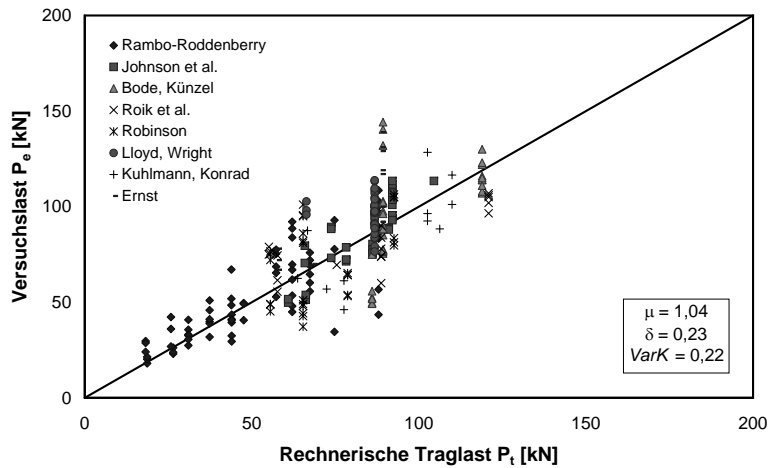
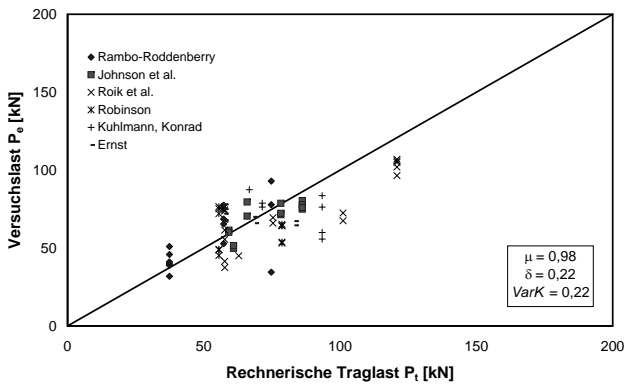
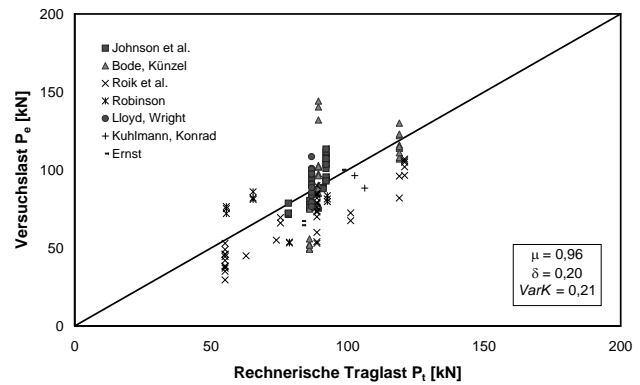


Bild 6.20: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [89] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich von [89]

Bild 6.21(b), Bild 6.22(a) und Bild 6.22(b))

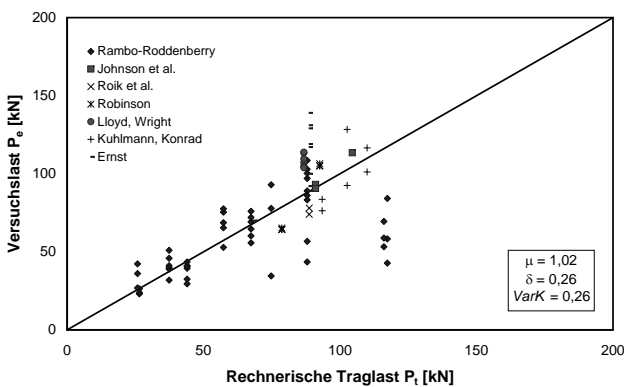


(a) 2 Dübel je Sicke

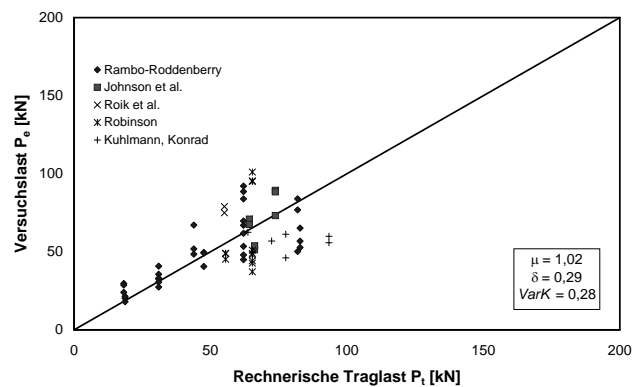


(b) Kopfbolzen in „mid-position“

Bild 6.21: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [89] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“



(a) Kopfbolzen in „favourable-position“



(b) Kopfbolzen in „unfavourable-position“

Bild 6.22: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [89] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“

Insgesamt zeigt, dass Modell von Rambo-Roddenberry [89] gute Ergebnisse sowohl im Vergleich zur gesamten Datenbasis als auch für den Anwendungsbereich des Modells. Ein Qualitätsverlust auf Grund der konstanten Abminderungsfaktoren kann nicht festgestellt werden. So zeigt das Modell von Rambo-Roddenberry [89] im Normalfall sogar bessere Ergebnisse als die deutlich komplizierteren Modelle, wie z.B. Jenisch [60] oder auch Ernst [37]. Ein Grund hierfür ist sicherlich, dass das Modell von Rambo-Roddenberry [89] alle Haupteinflussgrößen auf die Kopfbolzentragfähigkeit, wie zum Beispiel die Kopfbolzenposition in der Sicke, Trapezblechhöhe etc. berücksichtigt. Der durch das Modell definierte Anwendungsbereich kann jedoch nur als unbefriedigend angesehen werden. Auch ist zu klären, warum die eigenen Versuche von Rambo-Roddenberry [89] eine so schlechte Übereinstimmung mit dem Modell aufweisen.

6.8 Vergleich mit dem Modell nach Lawson [73]

Die von Lawson [73] vorgeschlagenen Abminderungsfaktoren (siehe Abschnitt 4.7) wurden für den Vergleich mit den Bestimmungsgleichungen für die mittlere Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte (siehe Gleichung 3.12 bzw. 3.13) aus Roik und Lungershausen [98] multipliziert. Es zeigt sich, dass die rechnerische Traglast P_t nach dem Modell von Lawson [73] mit den beobachteten Versuchslasten P_e vor allem für die Versuche von Roik und Bürkner [93, 94] (siehe Roik und Lungershausen [99]) große, jedoch auf der sicheren Seite liegende Abweichungen (vgl. Bild 6.23) hat. Gleichzeitig werden, wie bereits bei anderen Modellen festgestellt, die Tragfähigkeiten P_t für Teile der Versuche von Rambo-Roddenberry [89] durch das Modell von Lawson [73] überschätzt. Für alle Versuche der Datenbasis ergibt sich ein Mit-

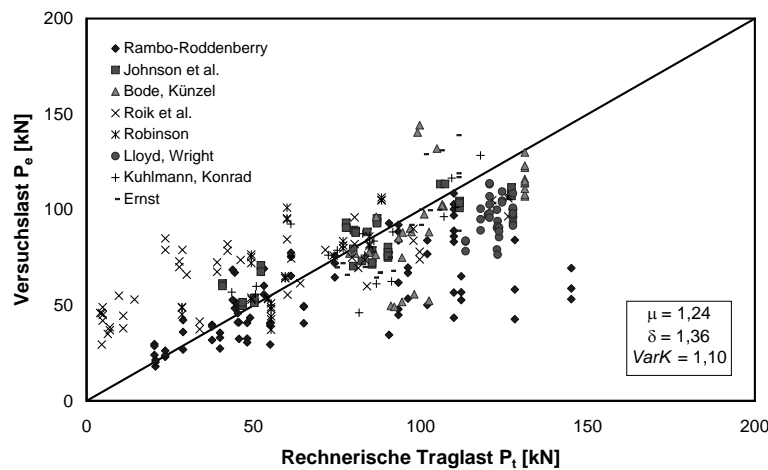


Bild 6.23: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [73] mit allen Versuchswerten P_e

telwert μ von 1,24, bei einem sehr hohen Variationskoeffizienten $VarK$ von 1,1. Durch Berücksichtigung der Anwendungsgrenzen des Modells Lawson [73] fallen jedoch ein Großteil der Versuche von Roik und Bürkner [93, 94] und Roik und Lungershausen [99] weg, während die Versuche von Rambo-Roddenberry [89] beinhaltet sind (vgl. Bild 6.24). Dennoch zeigt sich eine deutliche Verbesserung des Mittelwerts und vor allem des Variationskoeffizienten ($\mu = 0,93$, $VarK = 0,27$). Interessanterweise zeigt das Modell von Lawson [73] für 2 Kopfbolzen in der Sicke relativ gute Ergebnisse (vgl. Bild 6.25(a)), obwohl der Fall 2 Kopfbolzen in der Sicke bei Lawson [73], wie bei DIN 18800-5 [20] bzw. EN 1994-1-1 [35] nur durch Reduktion des Abminderungsfaktors auf ca. 70% ($1/\sqrt{2}$) berücksichtigt wird.

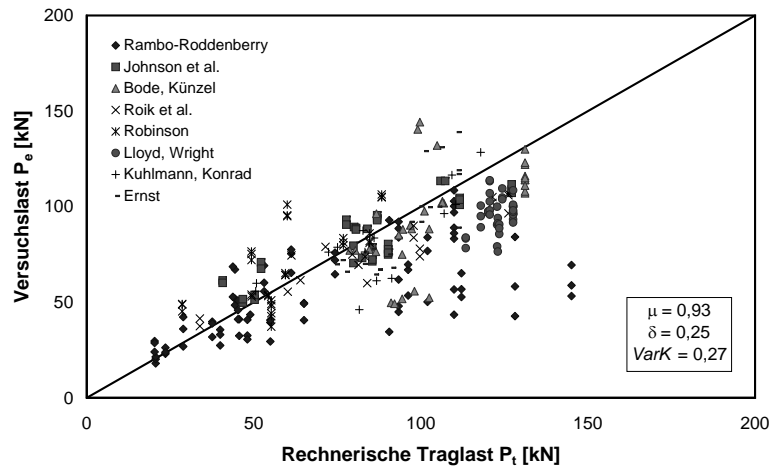
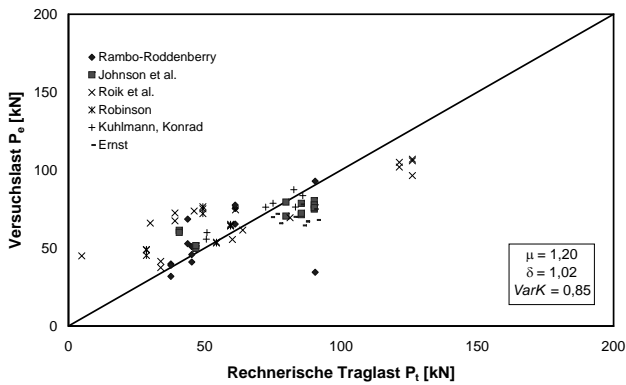
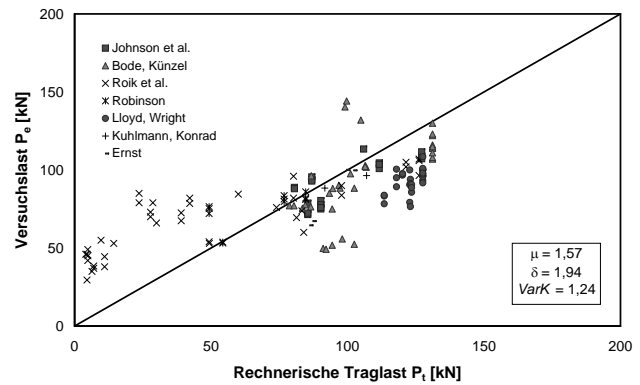


Bild 6.24: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [73] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich von [73]



(a) 2 Dübel je Sicke



(b) Kopfbolzen in „mid-position“

Bild 6.25: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [73] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“

Ein Vergleich des Modells von Lawson [73] mit den einzelnen Push-Out Versuchsreihen in Anhang C zeigt, dass eine Vernachlässigung der Versuche von Rambo-Roddenberry [89] zu einer besseren Übereinstimmung sowohl für Kopfbolzen in „favourable-position“ (siehe Bild 6.26(a)) als auch in „unfavourable-position“ (siehe Bild 6.26(b)) führt. Dem gegenüber steht für Kopfbolzen in „mid-position“ (siehe Bild 6.25(b)) vor allem bei Versuchen mit Versuchslasten von $P_e > 100$ kN (siehe Bild 6.24) ein Überschätzen der Tragfähigkeit durch das Modell von Lawson [73], bei in diesem Bereich jedoch trotzdem relativ geringen Streubreiten.

Insgesamt ist das Modell von Lawson [73] in seiner Anwendbarkeit mit den Regeln der Norm zu vergleichen. Auffallend ist, dass das Modell von Lawson [73] im Vergleich zu allen betrachteten Versuchen die größte Verbesserung der statistischen Kenngrößen durch Berücksichtigung der definierten Anwendungsgrenzen zeigt, was aber auf Grund der höheren Streuung im Anwendungsbereich im Vergleich zur Norm keine Verbesserung darstellt.

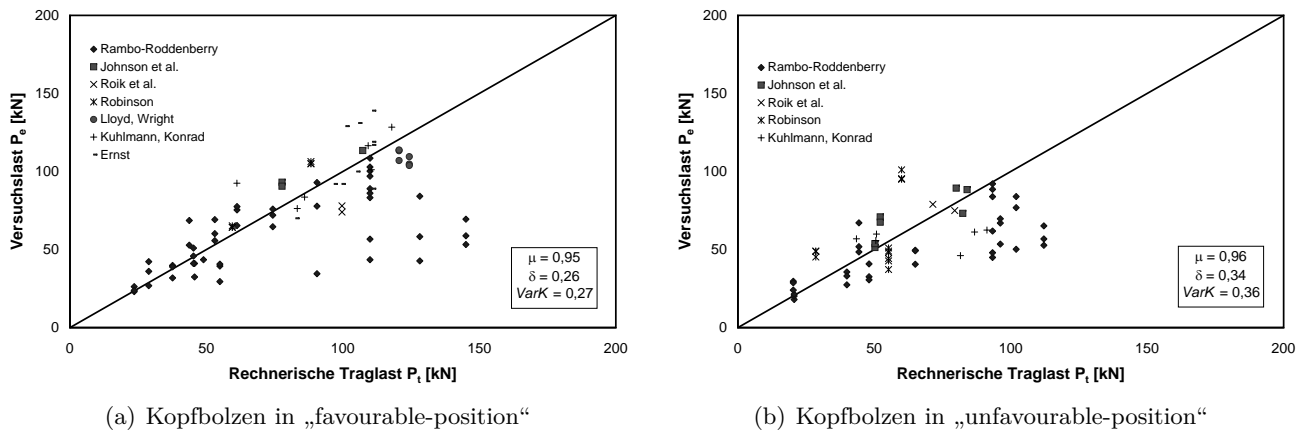


Bild 6.26: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [73] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“

6.9 Zusammenfassung

Der Vergleich der verschiedenen Modelle erfolgt durch Bestimmung des Quotienten aus Versuchslast P_e und der, in Abhängigkeit des jeweiligen Modells, zugehörigen rechnerischen Traglast P_t . Die Kenngrößen werden für jedes Modell sowohl mit und ohne Berücksichtigung der jeweiligen Modellanwendungsgrenzen bestimmt (vgl. Tabelle 6.1). Hierbei zeigt sich, dass bei allen Modellen die Berücksichtigung der zugehörigen Anwendungsgrenzen eine Verringerung der Standardabweichung δ bzw. des Variationskoeffizienten $VarK$ zur Folge hat. Hierbei ist insbesondere das Modell von Lawson [73] zu nennen, das durch Berücksichtigung seiner Anwendungsgrenzen zu deutlich besseren Ergebnissen kommt, wie in Tabelle 6.1 zu erkennen.

Tab. 6.1: Statistische Kenngrößen der überprüften Modelle (Versuchslast / rechnerische Tragfähigkeit)

Modelle	Alle Versuche			Im Anwendungsbereich		
	Mittelwert μ	Standardab. δ	Variationsk. $VarK$	Mittelwert μ	Standardab. δ	Variationsk. $VarK$
DIN 18800-5 [20] ¹	0,92	0,33	0,36	0,87	0,20	0,23
Ernst [37]	2,19	1,50	0,68	– ²	– ²	– ²
Johnson und Yuan [63, 65]	0,83	0,21	0,25	0,89	0,19	0,21
Jenisch [60]	1,58	0,73	0,46	– ²	– ²	– ²
Lungershausen [78]	1,06	0,27	0,25	1,10	0,26	0,23
Rambo-Roddenberry [89]	1,00	0,24	0,24	1,04	0,23	0,22
Lawson [73] ¹	1,24	1,36	1,10	0,93	0,25	0,27

¹: Abminderungsfaktor angewendet auf mittlere Tragfähigkeiten nach Gleichung 3.12 bzw. 3.13

²: kein Anwendungsbereich definiert

Gleichzeitig muss festgestellt werden, dass sowohl bei dem Modell nach DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26], dem Modell von Lungershausen [78] und dem Modell von Rambo-Roddenberry [89] eine Verschlechterung im Hinblick auf den Mittelwert μ erfolgte (siehe Tabelle 6.1). Insbesondere bei den Betrachtungen zum Abminderungsfaktor der Norm DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] muss jedoch berücksichtigt werden, dass bei der Bestimmung der mittleren Tragfähigkeiten nach Gleichung

3.12 aus Roik u. a. [97] der Sekantenmodul E_{cm} und nicht der Tangentenmodul E_{c0m} verwendet wurde, was zu einer Reduktion der mittleren Tragfähigkeit führt. Die Reduktion liegt bei einer Betonfestigkeit von $f_{cm} = 35 \text{ N/mm}^2$ bei etwa 6-7 %.

Eine genauere Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit durch Berücksichtigung möglicher unterschiedlicher Versagensmechanismen, wie z.B. die Modelle von Ernst [37], Jenisch [60] vorschlagen, kann nicht festgestellt werden. Die eigene statistische Auswertung zeigt, dass das Modell von Rambo-Roddenberry [89] bessere Ergebnisse liefert als die Modelle von Ernst [37] und Jenisch [60], obwohl nur konstante Abminderungsfaktoren definiert werden. Da, wie in Abschnitt 3.6 gezeigt, bei der Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit nach DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] bei Verwendung von senkrecht zum Träger spannenden Trapezprofilblechen mit Aufbeton in der Mehrzahl aller Fälle der obere Grenzwert $k_{t,max}$ maßgebend wird, liegt auch bei der normativen Regelung quasi eine Abminderung durch einen konstanten Abminderungsfaktor vor. Des Weiteren besitzen alle Modelle, die in ihrem Anwendungsbe- reich bessere Ergebnisse hinsichtlich der statistischen Kenngrößen liefern, striktere Anwendungsgrenzen als die Regeln in der Norm. Allein aus diesem Grund sind sie nur bedingt als Ersatz wünschenswert. Dennoch lassen sich für die Entwicklung eines eigenen Modells bzw. Ansatzes zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton interessante Informationen aus dem Modellvergleich ziehen. So zeigen, wie bereits erwähnt, Modelle mit Abminderungsfaktor angewandt auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte bessere Ergebnisse als die Modelle, die die unterschiedlichen Versagensmechanismen berücksichtigen. Üblicherweise werden die Abminderungsfaktoren durch die geometrischen Randbedingungen der Kopfbolzenverbindung, unter Berücksichtigung der Kopfbolzenposition in der Sicke, bestimmt. Gleichzeitig haben die eigenen Versuche (siehe Abschnitt 5.7) gezeigt, dass als maßgebender Versagensmechanismus Betonversagen vor dem Kopfbolzen auftritt. Für die Tragfähigkeit im Falle Betonversagen ist die Ausbildung der Verbundfuge, also die Geometrie der Trapezblechsicke und die Kopfbolzenposition in der Sicke entscheidend. Die Ergebnisse des Modellvergleichs in diesem Kapitel können als Beleg für den maßgebenden Versagensmechanismus Betonversagen verstanden werden.

Da Betonversagen vor dem Kopfbolzenfuß auch bei Kopfbolzen in Vollbetonplatten maßgebend werden kann, muß ein neuer Ansatz zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton neue Ansätze zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte enthalten (siehe Kapitel 7). Nur so ist eine verbesserte, genauere Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit zu erreichen.

7 Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte

7.1 Allgemeines

Wie in Kapitel 5 gezeigt, ist Betonversagen vor dem Kopfbolzenfuß das entscheidende Versagenskriterium für Kopfbolzen in Trapezblechsicken. Dieser Versagensmechanismus ist auch bei Kopfbolzen in Vollbetonplatten (siehe Abschnitt 2.1) neben dem Abscheren des Kopfbolzenschafts entscheidend für die Höhe der Tragfähigkeit und kann als oberer Grenzwert für die Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton betrachtet werden. Ein neues Modell zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen mit Hilfe von Abminderungsfaktoren kann somit ohne verbesserte Bestimmungsgleichungen für die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte nicht die gewünschte Qualität erreichen. Aus diesem Grund soll in diesem Kapitel ein Modell entwickelt werden, das es erlaubt, die Kopfbolzentragfähigkeiten in einer Vollbetonplatte möglichst genau zu bestimmen. Dieses Modell soll die verschiedenen Tragkomponenten eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte, wie sie durch Lungershausen [78] (vgl. Abschnitt 2.2) beschrieben werden, berücksichtigen und quantitativ erfassen. Zur Überprüfung des gefundenen Modells werden Versuchsergebnisse von Push-Out Versuchen aus Roik u. a. [97] bzw. Hanswille und Porsch [51] (siehe Anhang B) verwendet. Zusätzlich soll anhand von Versuchen mit hochfesten Betonen überprüft werden, ob das gefundene Modell auch für diese Betongüten geeignet ist. Hierzu werden Versuchsergebnisse von Döinghaus u. a. [31] verwendet. Die in diesem Kapitel vorhandenen FE-Berechnungen wurden mit Hilfe des FE-Programms Abaqus [1, 2] erstellt und dienen der qualitativen Beurteilung und Überprüfung der verschiedenen Modellannahmen. Weitere Erläuterungen zum gewählten FE-Modell und zu seiner Modellierung sowie die Verifikation sind in Kapitel 8 enthalten. Im nachfolgenden Abschnitt werden notwendige Grundlagen für die Ermittlung der Bestimmungsgleichungen für die mittlere Tragfähigkeit von Kopfbolzen in Vollbetonplatten dargestellt. Hierbei handelt es sich um die Arbeit von Lieberum [76], mit der die vorhandene Betondruckfestigkeit vor dem Kopfbolzenfuß für den Fall Betonversagen abgeschätzt werden soll. Zusätzlich soll anhand zweier Härtemessungen an Kopfbolzen die Materialfestigkeit im Bereich des Kopfbolzenfußes und der Schweißwulst untersucht werden. Die Ergebnisse dienen der Überprüfung der von Döinghaus [30] gemachten Aussage, dass Stahlversagen immer durch Abscheren des Kopfbolzenschafts charakterisiert ist.

7.2 Grundlagen

7.2.1 Tragverhalten von Beton unter extremer Teilflächenpressung

Lieberum [76] untersuchte das Tragverhalten von Beton unter extremer Teilflächenpressung anhand von Stempelversuchen. Nach Lieberum [76] ist das Verformungsverhalten bei extremer Teilflächenpressung im starken Maß von der Feinstruktur des Betons in unmittelbarer Nähe der Lasteinleitungsfläche abhängig. Während bei niedrigen auftretenden Spannungen die vorhandenen Spannungen näherungsweise elastisch berechnet werden können, kommt es im weiteren Verlauf zu einer Schädigung der Betonstruktur im Bereich der Lasteinleitung. Diese Schädigung beruht für den Fall, dass der Betonzuschlag eine höhere Festigkeit hat als der Zementstein, auf eine Schädigung des Zementsteins. Infolge der porigen Struktur des Betons kann vom einem Versagen der Porenwände ausgegangen werden. Durch den umgebenden Beton an einem Ausweichen behindert, wird der zerstörte Beton in die noch vorhandenen Betonporen gedrückt. Ist dies nicht mehr möglich, wachsen die Spannungen im umgebenden Beton an und es kommt zu einem Versagen. In Abhängigkeit des Verhältnisses Stempelfläche A_1 zu Betonfläche A_0 sowie des Lastangriffspunktes können 2 mögliche Versagensformen definiert werden:

- Spalten des Probekörpers infolge Querspannungen in Lasteinleitungsbereich
- örtliches Versagen im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich infolge Betonausbruch

Ab einem Verhältnis der Stempelfläche A_1 zur Betonfläche A_0 von 320 ist der Ausnutzungsfaktor n der maximal aufnehmbaren Druckspannung $n \cdot f_{c,cyl}$ unter dem Stempel unabhängig von diesem Verhältnis und kann nach Gleichung 7.1 berechnet werden. Die Formel nach Lieberum [76] wurde nach der Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ in N/mm^2 umgeformt.

$$n = 12,5 \cdot \left(\frac{32,4}{f_{c,cyl}} \right)^{0,5} \quad (7.1)$$

Vergleich man den Ansatz nach Gleichung 7.1 mit Ergebnissen von Stempelversuchen aus Lieberum [76] zeigt sich, dass ab einer Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ von ca. $33 \text{N}/\text{mm}^2$ die aufnehmbare Druckspannung unterschätzt wird (siehe Bild 7.1(a)). Eine deutliche Reduktion dieses Effekts kann durch Variation des Exponenten, wie in Gleichung 7.2 durch den Autor geschehen, erfolgen (siehe Bild 7.1(b)).

$$n = 12,5 \cdot \left(\frac{32,4}{f_{c,cyl}} \right)^k \quad (7.2)$$

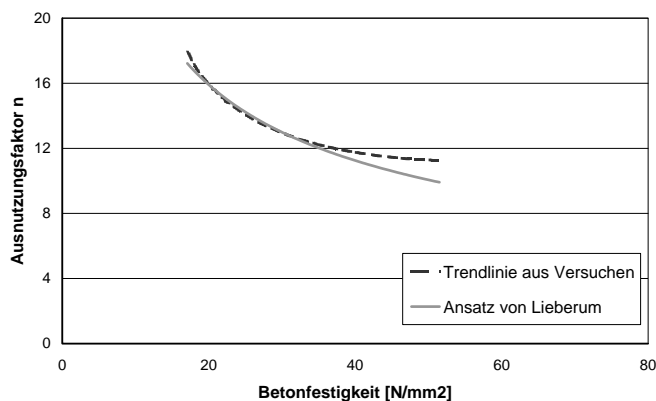
Mit:

k 1/2 für $f_{c,cyl} \leq 33 \text{N}/\text{mm}^2$

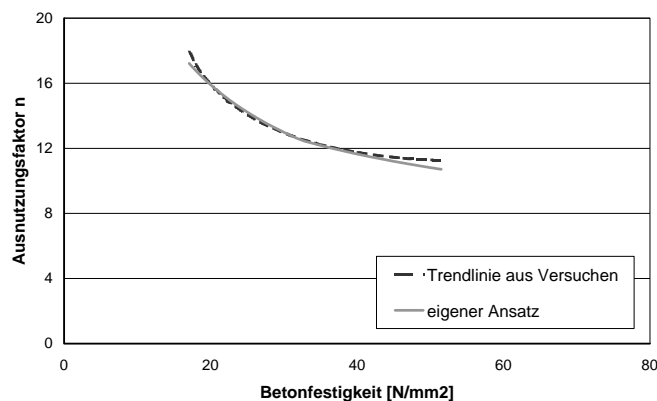
1/3 für $f_{c,cyl} > 33 \text{N}/\text{mm}^2$

$f_{c,cyl}$ Betonzylinderdruckfestigkeit in N/mm^2

Die Anwendung auf den Fall „Kopfbolzen in Beton“ ist gegeben, obwohl die Lasteinleitung am Fußpunkt des Kopfbolzens, also direkt an der Betonkante erfolgt. Infolge des Stahlbleches auf der der Kopfbolzen



(a) Gleichung 7.1

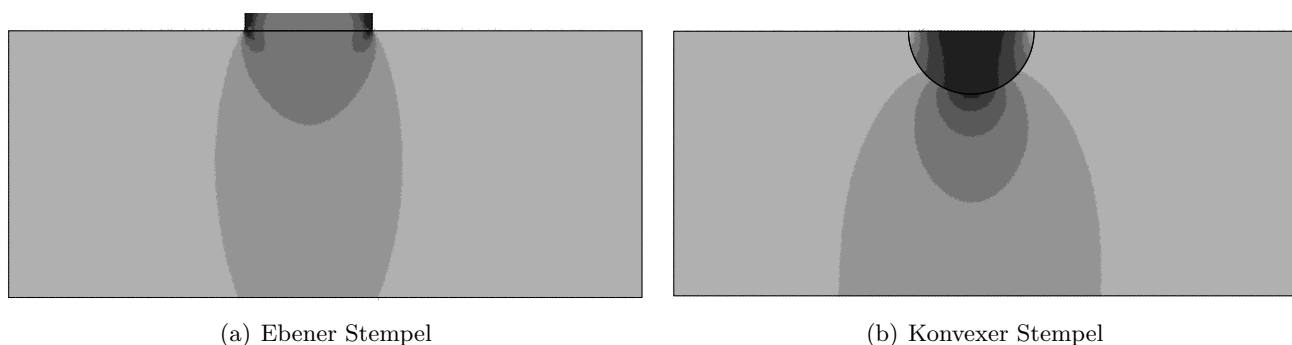


(b) Gleichung 7.2

Bild 7.1: Vergleich der Trendlinie aus Versuchsergebnissen aus Lieberum [76] mit Gleichung 7.1 und Gleichung 7.2

aufgeschweißt ist, kann sich auch hier ein mehraxialer Spannungszustand ausbilden bzw. die Querdehnung ist ausreichend behindert, um eine Erhöhung der aufnehmbaren Druckspannung im Vergleich zur einaxialen Druckfestigkeit sicherzustellen. Diesem Ansatz liegt die Annahme zu Grunde, dass keine Betonzugspannungen am Bolzenfuß durch Plattenbiegung bzw. zentrischem Zug in der Betonplatte auftreten.

Nach Gleichung 7.1 bzw. Gleichung 7.2 ist die maximale aufnehmbare Spannung unter dem Stempel ab $A_0/A_1 \geq 320$ unabhängig von der Größe A_1 des ebenen Stempels. Die aufnehmbare Kraft ergibt sich somit aus der Multiplikation der maximalen Bruchspannung $n \cdot f_{c,cyl}$ mit der Stempelfläche A_1 . Hierbei bleiben die extremen Spannungen an der Stempelkante unberücksichtigt. Bild 7.2(a) zeigt die elastische Spannungsverteilung eines ebenen Stempels unter einer Einheitskraft. Im Gegensatz hierzu zeigt Bild 7.2(b) die Spannungsverteilung eines konvexen Stempels unter einer Einheitskraft. Der Vergleich der beiden Spannungsverteilungen zeigt, dass bei diesem Stempel die Extremalwerte in der Mitte des Stempels liegen und die Spannungen sich im Gegensatz zum ebenen Stempel zu Rand abbauen. Die Multipli-



(a) Ebener Stempel

(b) Konvexer Stempel

Bild 7.2: Elastische Spannungsverteilung unter einer Einheitskraft in Abhängigkeit der Stempelgeometrie

kation der horizontalen projizierten Fläche des konvexen Stempels mit der maximalen Bruchspannung würde somit zu einem Überschätzen der aufnehmbaren Kraft führen. Deutlich wird dies durch Vergleich der Spannungen im elastischen 2-dimensionalen Raum im Abstand 5 mm von den jeweiligen Kontaktflächen (vgl. Bild 7.3). Der Abstand wurde gewählt, um die numerisch hohen auftretenden Randspannungen

beim ebenen Stempel infolge geometrischer Singularitäten am Stempelrand zu minimieren. So ergibt die numerische Integration der Spannungsverteilung nach Bild 7.3 für den ebenen Stempel ca. 92 Prozent der rechnerischen Bruchkraft. Gleichzeitig kann näherungsweise eine konstante Spannungsverteilung unter dem Stempel bei Erreichen der maximalen aufnehmbaren Betondruckfestigkeit angenommen werden. Für den konvexen Stempel hingegen ergibt sich nur ca. 55 Prozent der auf die horizontal projizierte Stempelfläche bezogene rechnerischen Kraft. Dies bedeutet, dass die Multiplikation der maximal aufnehmbaren Betondruckfestigkeit mit der horizontal projizierten Stempelfläche des konvexen Stempels zu einer zu hohen berechneten Stempeldruckkraft führt. Um dieser Tatsache Rechnung zu tragen, wird die Stempelfläche halbiert, was einer Reduktion der berechneten Stempelkraft um 50 Prozent bedeutet. Für den Fall des Kopfbolzens wird der ansetzbare Kopfbolzendurchmesser zu $d/2$ gewählt.

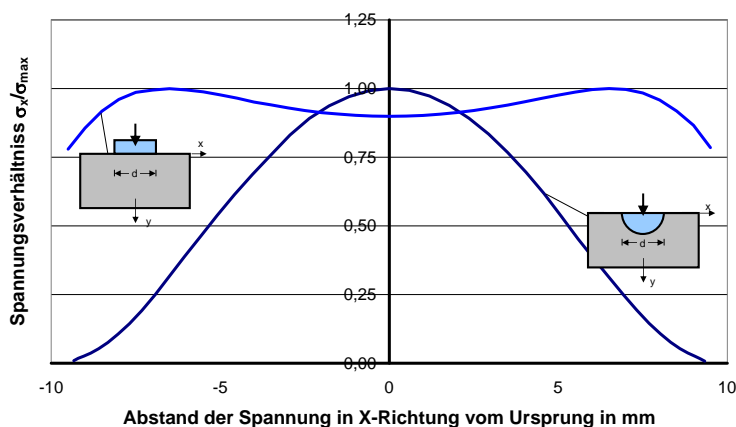


Bild 7.3: Spannungsverteilung im Abstand von 5 mm von der Kontaktfläche Stempel und „Grundmaterial“

7.2.2 Erhöhte Kopfbolzenzugfestigkeit im Bereich der Schweißwulst

Nach Döinghaus [30] schert der Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte bei Stahlversagen und fehlerloser Schweißwulst immer durch den Kopfbolzenschaft ab. Dies beruht auf der einen Seite auf der größeren Querschnittsfläche der Schweißwulst sowie auf der Aufhärtung des Schweißguts im Bereich der Wärmeinflusszone. Die Härte- bzw. Festigkeitserhöhung beruht auf einer Gefügeumwandlung des Grundmaterials in diesem Bereich und ist vor allem abhängig von der Abkühlgeschwindigkeit des Stahls (vgl. Schulze [104]). Diese von Döinghaus [30] im Versuch gemachten Beobachtungen, konnten durch in der Literatur gefundenen Härtemessungen (siehe Anderson und Meinheit [5]) sowie einer eigenen Härtemessung (siehe Bild 7.5) an einem Kopfbolzen mit einem Durchmesser 22 mm bestätigt werden. Die eigene Härtemessung erfolgte auf Grund der in Anderson und Meinheit [5] gemachten Behauptung, dass es infolge des Aufschweißens zu einer Erhöhung der Zugfestigkeit im Grundmaterial außerhalb der im Schliff sichtbaren Wärmeinflusszone kommt. Anderson und Meinheit [5] stützen diese Behauptung auf Härtemessungen am Schnitt eines Kopfbolzens mit einem Durchmesser von 12,7 mm (0,5 in.). Die Härtemessung erfolgte nach Rockwell. Die Lage der einzelnen Messpunkte ist in Bild 7.4 gegeben. Des Weiteren können die gemessenen Härtegrade sowie die Umrechnung in zugehörige Zugfestigkeiten Tabelle 7.1 entnommen werden. Auf eine Umrechnung in Härtegrade nach Vickers nach DIN EN ISO 18265 [29] wurde verzichtet. Ausgehend von einer mittleren Zugfestigkeit von 538 N/mm^2 des Kopfbolzenmaterials (vgl. Anderson und Meinheit [5])

ergeben die Härtemessung an den Messpunkten 2, 9, 14 Zugfestigkeiten von ca. $579 - 673 \text{ N/mm}^2$. Dies bedeutet eine mittlere Zugfestigkeit in diesem Bereich von 638 N/mm^2 , was 118 Prozent der Zugfestigkeit des Ausgangsmaterials ist. Nach Anderson und Meinheit [5] treten auch diese erhöhten Festigkeiten infolge des Schweißens auf. Mit zunehmenden Dübeldurchmesser dürfte sich dieser Wert jedoch reduzieren, da die Wärmeeinflusszone in Relation zum Dübelquerschnitt abnimmt. Dieser Aussage steht gegenüber, dass die Wärmeeinflusszone, in der eine Gefügeumwandlung erfolgt, stark lokal begrenzt ist. Des Weiteren bleibt festzustellen, dass bei einer Umrechnung von Härtegraden in Zugfestigkeiten mit großen Streuungen (vgl. DIN EN ISO 18265 [29], Anhang A) zu rechnen ist. Aus diesem Grund ist die Annahme von Anderson und Meinheit [5] zu hinterfragen. Zur Überprüfung wurden, wie bereits erwähnt, eigene Härtemessungen an einem Kopfbolzen mit einem Durchmesser von $d = 22 \text{ mm}$ durchgeführt. Die Lage der Messpunkte bzw. die Ergebnisse der Härtemessung nach Vickers (HV10) und die zugehörigen Zugfestigkeiten können Bild 7.5 bzw. Tabelle 7.1 entnommen werden. Die Umrechnung erfolgte nach DIN EN ISO 18265 [29]. Die

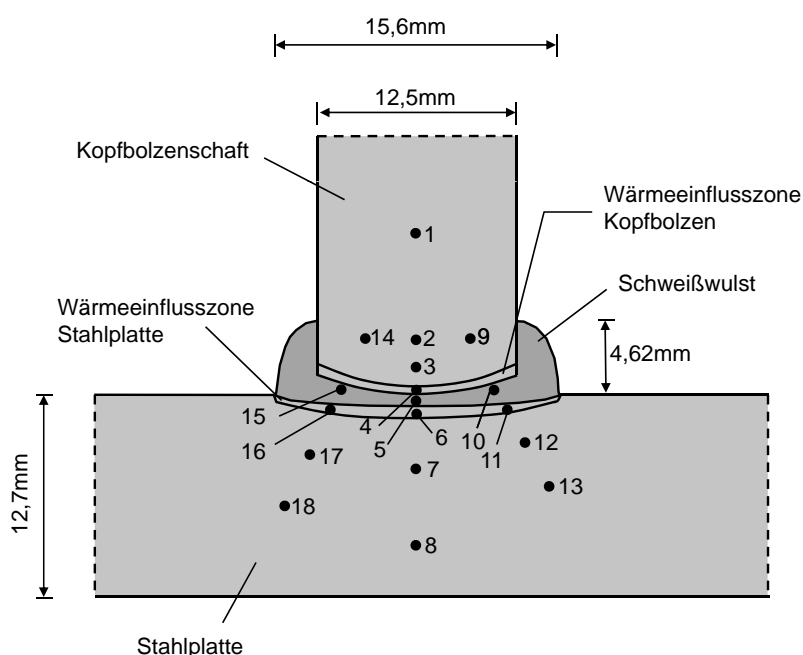


Bild 7.4: Lage Messpunkte nach Anderson und Meinheit [5] bei Rockwellhärtemessung

Ergebnisse der eigenen Untersuchungen zeigen, dass die Annahme von Anderson und Meinheit [5] nicht richtig ist. Vergleich man den Mittelwert ($\text{HV}_{10}=176$) der Vickershärten der Messpunkte 1, 2 und 3 mit den an der Grenze der Wärmeeinflusszone (siehe Bild 7.5) liegenden Messpunkte 11, 12 und 16 (Mittelwert $\text{HV}_{10}=178$), kann kein signifikanter Unterschied festgestellt werden. Beide Untersuchungen bestätigen jedoch die hohe Zugfestigkeit in den Wärmeeinflusszonen sowie im Schweißgut (siehe Bild 7.4 bzw. 7.5 und Tabelle 7.1). So kann davon ausgegangen werden, dass bei fehlerfreier Schweißnaht ein Abscheren des Kopfbolzens durch die Schweißnaht nicht auftritt, sondern wie z.B. in Döinghaus [30] u.v.a. beschrieben, das Stahlversagen des Kopfbolzens durch das Abscheren des Kopfbolzenschaftes charakterisiert ist. Des Weiteren zeigen die Messungen, dass im Bereich des Kopfbolzenschafts die maximal aufnehmbare Schubspannung $f_u/\sqrt{3}$ ist. Hieraus folgt, dass die Bestimmungsgleichung der Kopfbolzentragfähigkeit (siehe Gleichung 3.13) für den Fall Stahlversagen zusätzliche Tragkomponenten, z.B. flache Druckstrebe auf die Schweißwulst (siehe [60]) enthalten muss, die jedoch nur durch Erhöhung des Vorfaktors auf 1,00 indirekt berücksichtigt sind.

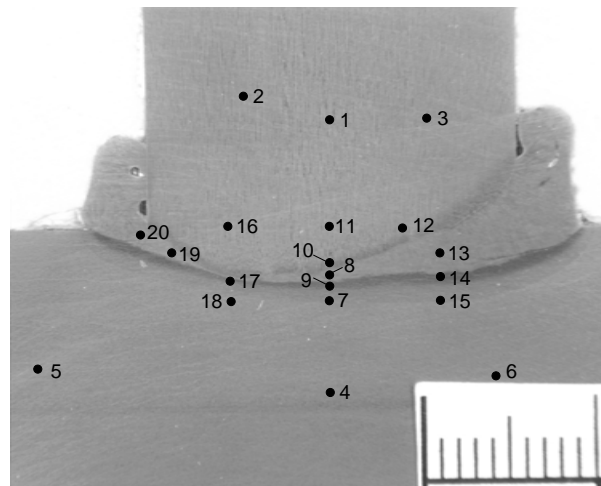


Bild 7.5: Lage Messpunkte bei eigener Messung nach Vickers

Tab. 7.1: Zugfestigkeiten, Härtemessung und Lage der Messpunkte für Bild 7.4 aus Anderson und Meinheit [5] und eigener Messung (siehe Bild 7.5)

Lage Messpunkt	Aus Anderson und Meinheit [5] siehe Bild 7.4		Eigene Messung siehe Bild 7.5	
	Rockwell B Härte	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Vickers HV10	Zugfestigkeit [N/mm ²]
1	90,1	606,76	175	560
2	93,5	661,92	173	554
3	91,8	634,34	179	572
4	95,1	703,29	177	566
5	101,5	841,19	179	572
6	99,2	792,93	170	545
7	89,9	603,31	195	625
8	85,0	544,71	258	829
9	87,5	579,18	262	841
10	102,5	861,88	274	877
11	106,5	985,99	181	579
12	92,3	630,20	173	554
13	82,5	517,13	271	868
14	93,8	672,95	317	1020
15	102,1	851,53	206	663
16	99,8	797,06	179	572
17	87,9	597,11	279	896
18	81,6	512,99	193	619
19	-	-	259	832
20	-	-	278	892

7.3 Herleitung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte

7.3.1 Allgemeines

Unter Berücksichtigung der Beschreibung des Tragverhaltens eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte nach Lungershausen [78] können 4 verschiedene Traglastanteile bzw. Einflüsse unterschieden werden (siehe Abschnitt 2.2):

- Druckstrebe auf die Schweißwulst am Kopfbolzenfuß
- Biegung des Kopfbolzenschafts
- Abstützung des Kopfbolzenkopfs
- Reibung zwischen Beton und Trägerflansch

Auf eine Berücksichtigung der Reibung zwischen Beton und Trägerflansch als eigenständige Tragkomponente wird im Weiteren verzichtet, da sich diese Tragkomponente auf der einen Seite äußerst schwer quantifizieren lässt sowie nicht zuverlässig sichergestellt werden kann. Auch konnte z.B. Scheele [103] (vgl. hierzu Jenisch [60]) keinen deutlichen Einfluss der Reibungskräfte auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzen feststellen.

7.3.2 Druckstrebe auf die Schweißwulst

Nach Johnson und Oehlers [64] (siehe hierzu Döinghaus [30]) kann der Anteil der Schubkraft, die über die Schweißwulst übertragen werden kann, bis zu 70 Prozent der gesamten Dübeltragfähigkeit erreichen. Dem gegenüber stehen Untersuchungen von van den Boogaard und Stark [12], die wie in Bild 7.6 zu sehen, den Einfluss der Schweißwulst bei ca. 25 Prozent sehen (vgl. Jenisch [60]). Wie in Bild 7.6 zu erkennen, variiert die im Versuch beobachtete Traglast P_e eines Kopfbolzens in Abhängigkeit des Kopfbolzendurchmessers, der Betonfestigkeit und der vom Dübeldurchmesser abhängigen Schweißwulst.

Da die Tragmechanismusbeschreibung von Lungershausen [78] von einer flachen Druckstrebe auf die Schweißwulst ausgeht, ergibt sich die Schubkraft auf dem Kopfbolzen nach Gleichung 7.3.

$$P_{Wulst} = A_{Wulst,eff} \cdot n \cdot f_{c,cyl} \quad (7.3)$$

Mit:

$A_{Wulst,eff}$ wirksame projizierte Schweißwulstfläche (siehe Tabelle 7.2)

$f_{c,cyl}$ Einachsiale Zylinderdruckfestigkeit des Betons

n Erhöhungsfaktor nach Gleichung 7.2

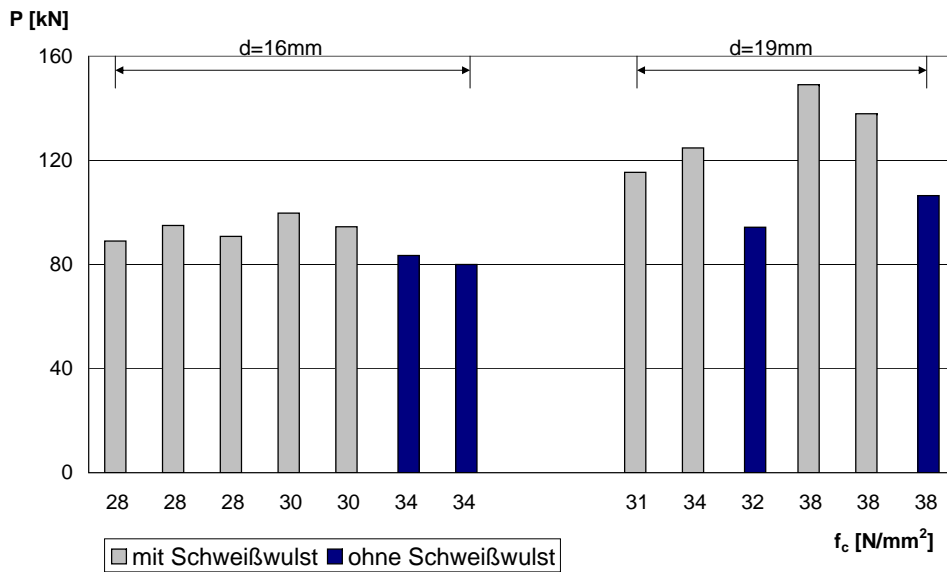


Bild 7.6: Einfluss der Schweißnaht in Abhängigkeit des Dübeldurchmessers und der Betonfestigkeit (siehe Jenisch [60])

Infolge der standardisierten Keramikringe beim Kopfbolzenschweißen ergibt sich eine konstante projizierte Schweißwulstfläche A_{Wulst} in Abhängigkeit des Kopfbolzendurchmessers durch Multiplikation der Schweißnahthöhe (innere Höhe des Keramikrings) mit dem Durchmesser der Schweißwulst (innerer Radius des Keramikrings), siehe Fa. Köster & Co. [38]). Infolge des Schweißgutes kann es zu einer Vergrößerung der Fläche infolge des Einbrennens des Schweißguts in den Keramikring kommen, dies wird jedoch nicht berücksichtigt. Hieraus lässt sich die wirksame Fläche $A_{Wulst,eff}$ durch Multiplikation mit dem Faktor 0,5 bestimmen (siehe Tabelle 7.2). Die Reduzierung der ansetzbaren Schweißwulstfläche erfolgt infolge der Betrachtungen in Abschnitt 7.2.1 zu der Spannungsverteilung bei einem konvexen Stempel.

Tab. 7.2: Ansetzbare Fläche der Schweißwulst

Kopfbolzendurchmesser d [mm]	Wulsthöhe h_{wulst} [mm]	Wulstdurchmesser d_{wulst} [mm]	Ansetzbare Fläche $A_{wulst,eff} = \frac{h_{wulst} \cdot d_{wulst}}{2}$ [mm ²]
16	4,5	21,0	47,3
19	6,0	23,0	63,0
22	6,0	29,0	87,0
25	7,0	40,0	140,0

7.3.3 Schaftbiegung

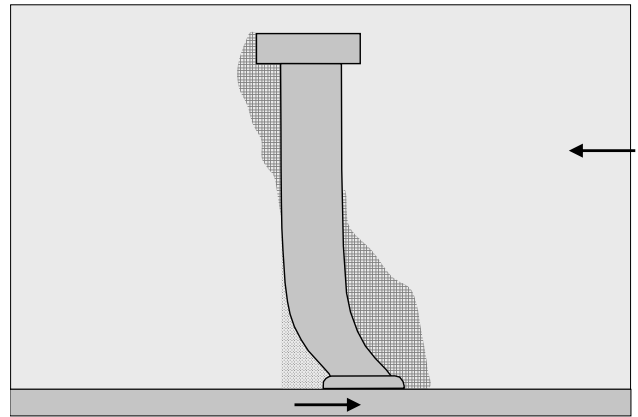
Ausgehend von einer typischen Verformungsfigur eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte (inklusive der vorhandenen Risse im Beton), wie sie in Bild 7.7¹ dargestellt ist, kann auf die Betonpressungen im Schaftbereich des Kopfbolzens geschlossen werden. Hierbei kommt es zu einer hohen Betonpressung im Bereich des Bolzenfußes, wie sie durch Lungershausen [78] (vgl. Abschnitt 2.2) beschrieben wird, sowie zu

¹Photo bereitgestellt durch Herrn Prof. Dr.-Ing. G. Hanswille, Universität Wuppertal

Pressungen im oberen Schaftbereich auf der lastabgewandten Seite. Schematisch sind diese Betonpressungen in Bild 7.7(b) überhöht skizziert. Des Weiteren lassen die vorhandenen Risse am Kopfbolzenkopf, im



(a) Reale Verformungsfigur



(b) Überhöhte schematische Verformungsfigur

Bild 7.7: Reale¹ und schematische Verformungsfigur

besonderen die Risse auf der lastzugewandten Seite, auf ein Einspannmoment infolge der behinderten Dübelkopffrotation bzw. -verformung schließen. Die Behinderung der Dübelkopfverformung ist auch Grund für die auftretenden Zugkräfte im Bolzenschaft. Dieser Betrachtungen lassen auf eine Dübelbelastung, wie sie in Bild 7.8(a) dargestellt ist, schließen. Bild 7.8(b) zeigt qualitativ die vorhandenen Schnittgrößen. Sowohl Johnson und Oehlers [64] (siehe Döinghaus [30]) als auch Lungershausen [78] geben vergleichbare Momentenverläufe an. Auf Grund des notwendigen Querkraftgleichgewichts im Dübel ergibt sich die Dübelkraft am Bolzenfuß nach Gleichung 7.5. Die Eingangsgrößen der Gleichung 7.5 sind in Bild 7.8(a) bzw. Bild 7.8(b) erläutert. Hierbei ist zu beachten, dass infolge der unterschiedlichen Verformungen, die auftretenden Betondrücke unterschiedlich sind. Aus diesen Drücken lässt sich die Kraft pro Längeneinheit $p_{c,o}$ und $p_{c,u}$ nach Gleichung 7.4 bestimmen.

$$p_c = n \cdot f_{c,cyl} \cdot d/2 \quad (7.4)$$

Mit:

p_c	Kraft pro Längeneinheit auf dem Kopfbolzenschaft in [N/mm]
n	Faktor zur Berücksichtigung eines mehraxialen Betonspannungszustand; Maximalwert nach Gl. 7.2
$d/2$	Reduktion des Dübeldurchmessers nach Abschnitt 7.2.1 in [mm]
$f_{c,cyl}$	Einachsiale Betonzylinderdruckfestigkeit in [N/mm ²]

Infolge des notwendigen Querkraftgleichgewichts gilt $p_{c,u} \cdot l_{c,u,2} = p_{c,o} \cdot l_{c,o}$. Vereinfachend wird sowohl $p_{c,u}$ als auch $p_{c,o}$ konstant über ihre jeweilige Länge angenommen.

$$V_c = p_{c,u} \cdot (l_{c,u,1} + l_{c,u,2}) - p_{c,o} \cdot l_{c,o} \quad (7.5)$$

Mit:

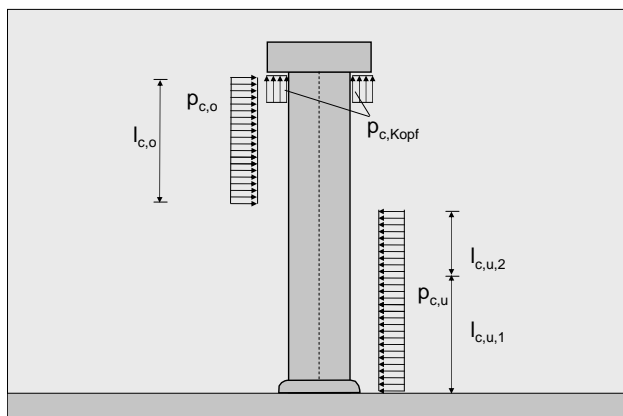
- $p_{c,u}$ Kraft pro Längeneinheit vor dem Bolzenfuß in [N/mm]
- $p_{c,o}$ Kraft pro Längeneinheit auf der lastabgewandten Seite in [N/mm]
- $l_{c,u,1}$ Teillänge des Bolzenschafts unter $p_{c,u}$ in [mm]
- $l_{c,u,2}$ Teillänge des Bolzenschafts unter $p_{c,u}$ in [mm]
- $l_{c,o}$ Länge des Bolzenschafts unter $p_{c,o}$ in [mm]

Somit kann Gleichung 7.5 zu Gleichung 7.6 zur Bestimmung der vorhandenen Schubkraft $V_{c,u}$ am Bolzenfuß reduziert werden.

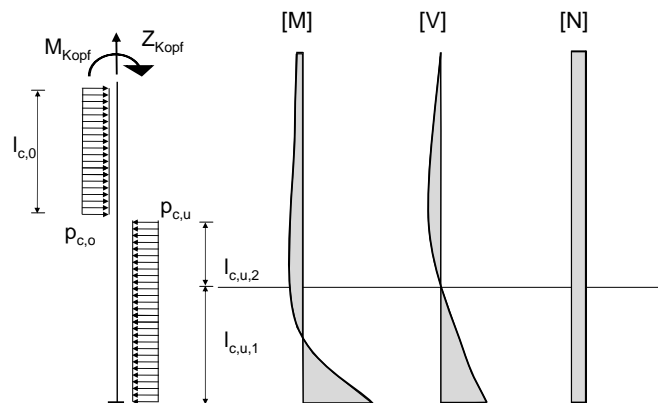
$$V_{c,u} = p_{c,u} \cdot l_{c,u,1} \tag{7.6}$$

Mit:

- $p_{c,u}$ Kraft pro Längeneinheit vor dem Bolzenfuß in [N/mm]
- $l_{c,u,1}$ Teillänge des Bolzenschafts unter $p_{c,u}$ in [mm] (siehe Bild 7.9)



(a) Ersatzlasten am unverformten Kopfbolzen



(b) Qualitativer Schnittgrößenverlauf

Bild 7.8: Ersatzlasten am unverformten Kopfbolzen und zugehörige Schnittgrößenverlauf (qualitativ)

Dies führt zu einem einfachen in Bild 7.9 dargestellten Ersatzsystem, dass zur Berechnung der Dübeltragfähigkeit verwendet werden kann. Die für die Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit notwendige Länge des Betondrucks vor dem Kopfbolzenfuß $l_{c,u,1}$ in Belastungsrichtung ergibt sich durch das Momentengleichgewicht nach Gleichung 7.7.

$$M_{Fu\beta} = -M_{Schaft} + \frac{p_{c,u} \cdot l_{c,u,1}^2}{2}$$

$$l_{c,u,1} = \sqrt{\frac{2 \cdot |M_{Fu\beta} + M_{Schaft}|}{p_{c,u}}} \tag{7.7}$$

Mit:

$M_{Fu\beta}$	Biegemoment auf Kopfbolzenfuß in [Nmm]
M_{Schaft}	Maximales Biegemoment im Schaft in [Nmm](siehe Bild 7.9)
$l_{c,u,1}$	Teillänge des Bolzenschafts unter $p_{c,u}$ in [mm] (siehe Bild 7.9)
$p_{c,u}$	Kraft pro Längeneinheit vor dem Bolzenfuß in [N/mm]

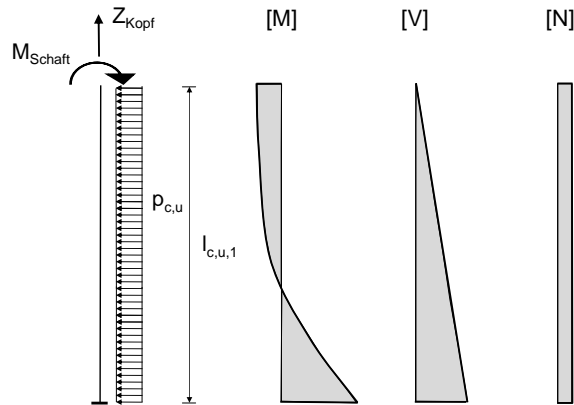


Bild 7.9: Ersatzsystem inkl. Belastung zur Bestimmung der Schubkraft $V_{u,c}$

Die maximale Betonpressung und die hieraus bestimmte maximale Kraft pro Längeneinheit $p_{c,u}$ kann durch die Betrachtungen in Abschnitt 7.2.1 (siehe Gleichung 7.2) bestimmt werden. Als oberes Grenzmoment sowohl für den Fußpunkt $M_{Fu\beta}$ des Kopfbolzens als auch für das maximale Schaftmoment M_{Schaft} kann das Grenzmoment $M_u = W_{pl} \cdot f_u$ des Schaftes angesetzt werden. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass infolge der hohen Querkraft am Bolzenfuß das maximale mögliche Grenzmoment reduziert ist. Gleichzeitig muss davon ausgegangen werden, dass auch das maximale Schaftmoment nicht die Größe des Grenzmoments erreicht. Dies wird durch einen Vorfaktor α berücksichtigt. Somit ergibt sich die Länge $l_{c,u,1}$ nach Gleichung 7.8.

$$l_{c,u,1} = \sqrt{\frac{2 \cdot \alpha \cdot \frac{d^3}{6} \cdot f_u}{p_{c,u}}} \quad (7.8)$$

Mit:

$l_{c,u,1}$	Teillänge des Bolzenschafts unter $p_{c,u}$ in [mm] (siehe Bild 7.9)
f_u	Zugfestigkeit des Bolzenschaftes
$p_{c,u}$	Kraft pro Längeneinheit vor dem Bolzenfuß in [N/mm]
α	Faktor zur Berücksichtigung einer infolge vorhandener Querkraft reduzierten Momenten­tragfähigkeit
d	Schaftdurchmesser des Kopfbolzens

Der Faktor α kann mit Hilfe einer numerischer Vergleichsrechnungen näherungsweise bestimmt werden. Hierzu wird ein Kopfbolzen ($f_u = 600 \text{ N/mm}^2$) mit einem Durchmesser von 19 mm und einer Höhe von 100 mm in einer Vollbetonplatte (C30/37) modelliert. Weitere Informationen zur Modellierung

des Kopfbolzens in der Vollbetonplatte sind im nachfolgenden Kapitel 8 enthalten. Die auftretenden Hauptdruckspannungen in Bild 7.10 bei einem Schlupf (überhöhte Darstellung) von 5 mm bestätigen die angenommenen Ersatzlasten vor dem Bolzenfuß in Bild 7.9. Auf Grund der unterschiedlich starken Betonpressung unter dem Bolzenkopf in Bild 7.10 kann ebenfalls von einer Rotation des Bolzenkopfs, wie es in Bild 7.7(a) sichtbar ist, ausgegangen werden. Insgesamt zeigen die numerische Ergebnisse ein ähnliches Verformungsverhalten wie in Bild 7.7(a) bzw. Bild 7.7(b) dargestellt. Die numerisch ermittelten

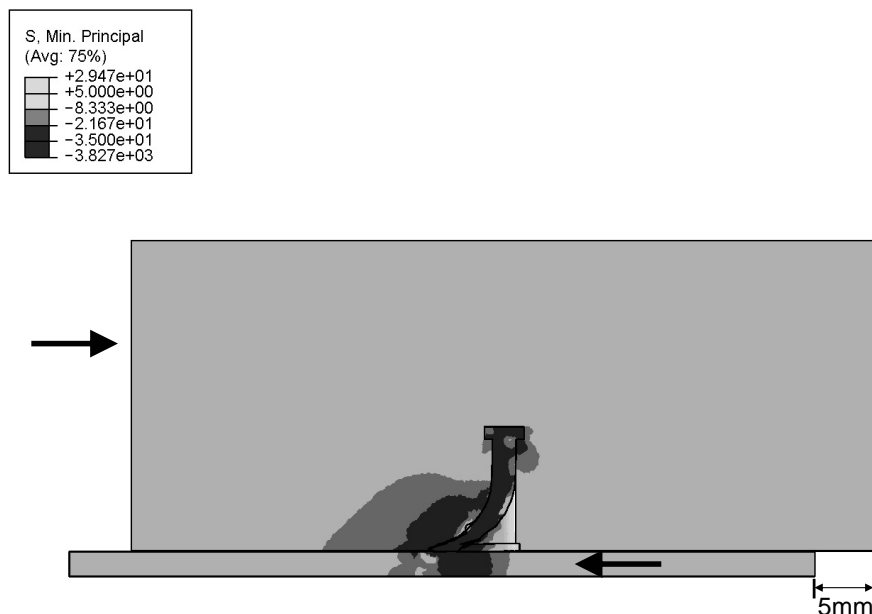


Bild 7.10: Grafische Darstellung der numerisch ermittelten Hauptdruckspannungen am verformten System (überhöht dargestellt)

Schnittgrößen im Kopfbolzenschaft in Abhängigkeit der aufgebrachtten Verformung bzw. des Schlupfes (siehe Bild 7.11) zeigen, dass ab ca. 3,5 mm Schlupf eine weitere Zunahme des Moments $M_{Fu\beta}$ bzw. der zugehörigen Querkraft nur in geringem Maße erfolgt. Es ist davon auszugehen, dass bereits vor Erreichen des 5 mm Schlupfes der Kopfbolzenschaft im Bereich des Fußes durchplastiziert ist.

Der Vergleich der „van-Mises“-Spannungen (siehe Bild 7.12(b)) bzw. der plastischen Dehnungen (siehe Bild 7.12(a)) zeigt, dass der Querschnitt am Fußpunkt bereits bei 3,5 mm vollständig durchplastiziert ist und der Kopfbolzen die gewählte Zugfestigkeit 600 N/mm^2 erreicht hat. Die beobachtete weitere Laststeigerung beruht somit auf dem gewählten Materialmodell für Stahl (siehe Abschnitt 8.2.2). Gleichzeitig muss davon ausgegangen werden, dass bei einem Schlupf von 5 mm bereits eine starke Schädigung des Betons im Kopfbolzenfußbereich erfolgte, die jedoch auf Grund des verwendeten Betonmaterialmodells bei der numerischen Berechnung nur bedingt darstellbar ist (siehe Abschnitt 8.2.2). Aus diesen Gründen wird der Faktor α der den Einfluss der Momenten-Querkraft-Interaktion am Fußpunkt sowie die reduzierte Momentenbelastung im Schaftbereich (im Vergleich zum Bolzenfuß) bei 3,5 mm Verformung, also bei einem voll durchplastizierten Bolzenfuß berechnet. Die Bestimmung von α erfolgt durch Vergleich der numerisch ermittelten Momentenbeanspruchung am Fußpunkt des Kopfbolzens und an der Stelle des maximalen Schaftmoments mit dem Grenzmoment M_u . Der Beiwert α wird hierbei zu 1,6 bestimmt.

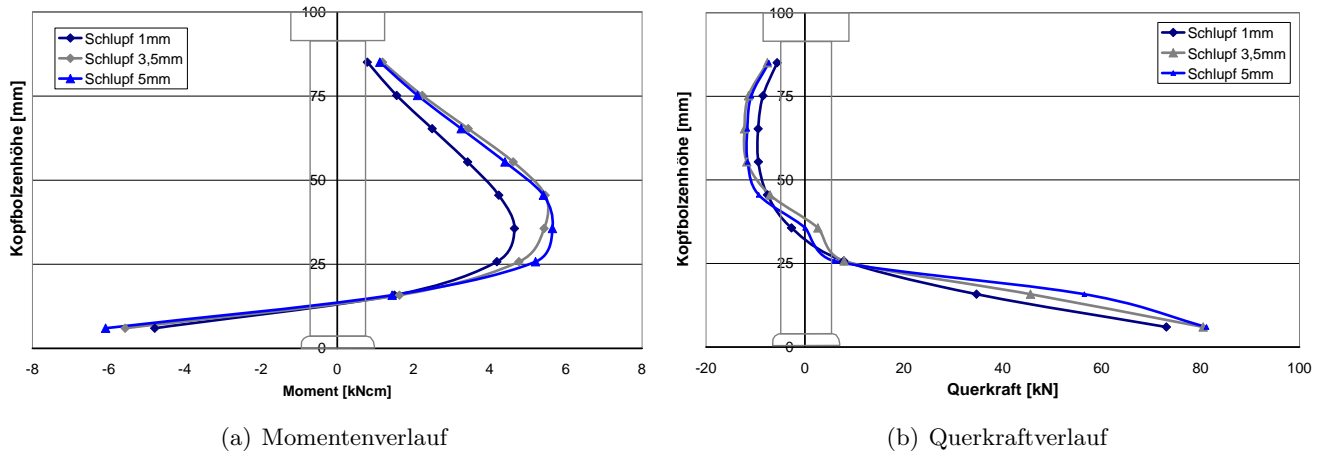


Bild 7.11: Numerisch ermittelter Momenten- und Querkraftverlauf eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte

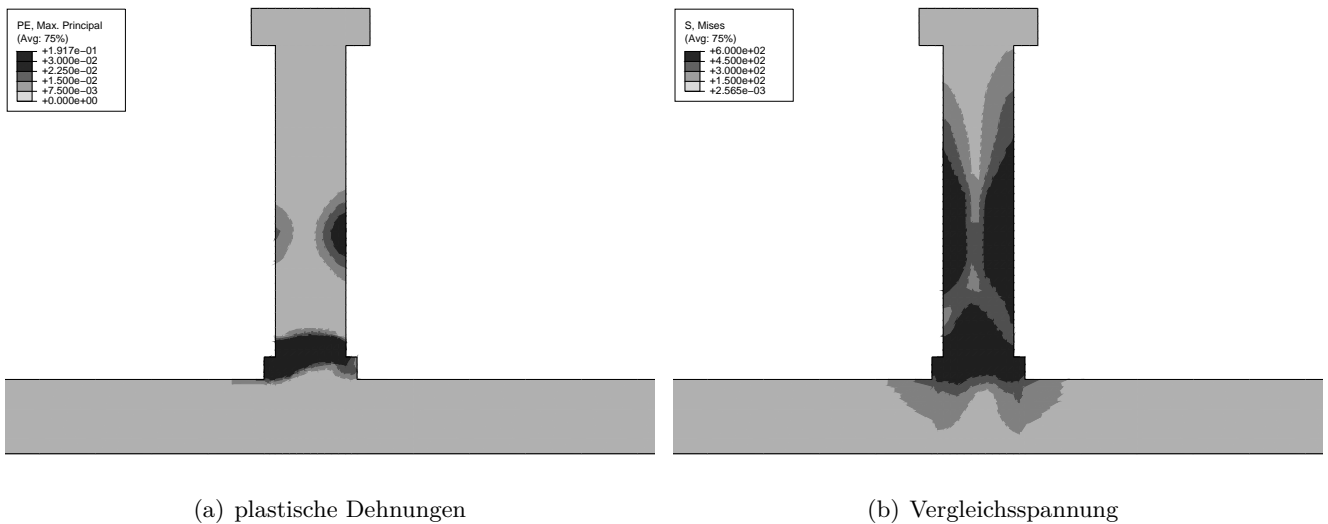


Bild 7.12: Numerisch ermittelte plastische Dehnungen bzw. Vergleichsspannungen eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte

Mit dem so bestimmten Faktor α sowie der maximalen Druckspannung (siehe Gleichung 7.2 in Abschnitt 7.2.1) ergibt sich die Länge $l_{c,u,1}$ nach Gleichung 7.9. Diese in Gleichung 7.6 eingesetzt, ergibt die Querkraft $V_{u,c}$ am Bolzenfuß (siehe Gleichung 7.10).

$$l_{c,u,1} = \sqrt{\frac{2 \cdot \alpha \cdot \frac{d^3}{6} \cdot f_u}{n \cdot f_{c,cyl} \cdot \frac{d}{2}}} = \sqrt{\frac{\frac{2}{3} \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d^2}{n \cdot f_{c,cyl}}} \quad (7.9)$$

$$V_{u,c} = n \cdot f_{c,cyl} \cdot \frac{d}{2} \cdot \sqrt{\frac{\frac{2}{3} \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d^2}{n \cdot f_{c,cyl}}} = \sqrt{\frac{1}{6} \cdot \alpha \cdot n \cdot f_{c,cyl} \cdot f_u \cdot d^4} \quad (7.10)$$

Mit:

$l_{c,u,1}$	Teillänge des Bolzenschafts unter $p_{c,u} = n \cdot f_{c,cyl} \cdot \frac{d}{2}$ in [mm] (siehe Bild 7.9)
n	Erhöhungsfaktor der einachsialen Druckfestigkeit nach Gleichung 7.2
$f_{c,cyl}$	Einachsiale Zylinderdruckfestigkeit des Beton
f_u	Zugfestigkeit des Kopfbolzens
α	=1,6 Faktor zur Berücksichtigung einer reduzierten Grenzmomententragfähigkeit
d	Schaftdurchmesser des Kopfbolzens

Es ist zu beachten, dass die maximale Querkraft durch ein Stahlversagen (Abscheren des Kopfbolzenschafts) limitiert ist. Als obere Grenze kann Gleichung 3.13 (Vorfaktor 1,00) aus Roik u. a. [97] zur Bestimmung der mittleren Kopfbolzentragfähigkeit bei Stahlversagen verwendet werden. In dieser Gleichung ist der zusätzliche Traganteil infolge des Schweißwulstes (siehe Abschnitt 7.3.2 bzw. Bild 7.6) enthalten.

Für hochfeste Betone wird (siehe Döinghaus [30]) die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte nach Gleichung 3.13 unterschätzt. Aus diesem Grund schlägt Döinghaus [30] für hochfeste Betone Gleichung 7.11 zur Bestimmung der mittleren Kopfbolzentragfähigkeit vor. Wie in Gleichung 7.11 zu erkennen, wird der Einfluss der Schweißwulst als eigenständige Komponente berücksichtigt. Des Weiteren kann ab einer Betondruckfestigkeit von ca. 50 N/mm^2 nach Döinghaus [30] angenommen werden, dass der Kopfbolzen nährungsweise vollständig auf Schub beansprucht (siehe Hegger u. a. [55]) ist.

$$P_{Dübel} = f_u \cdot A_s + A_p \cdot \eta_{Beton} \cdot f_{c,cube} \quad (7.11)$$

Mit:

A_s	Querschnittsfläche des Kopfbolzenschafts
A_p	Projektionsfläche des Schweißwulstes
$f_{c,cube}$	Einachsiale Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_u	Zugfestigkeit des Kopfbolzens
η_{Beton}	= 1,5 empirischer Beiwert zur Erfassung der mehraxialen Tragwirkung nach Döinghaus [30] des Betons vor einem Kopfbolzen

Im Vergleich zu dem eigenen Ansatz der Komponente „Schweißwulst“ nach Gleichung 7.6 sowie den Betrachtungen zur Schweißwulst in Abschnitt 7.3.2 (siehe Bild 7.6) unterschätzt die von Döinghaus [30] vorgeschlagene Erweiterung $A_p \cdot \eta_{Beton} \cdot f_{c,cube}$ (siehe Gleichung 7.11) den Traganteil der Schweißwulst. Des Weiteren kann nicht ausgeschlossen werden, dass auch bei hochfesten Betonen eine geringe Biegebanspruchung auftritt. Die gemessenen Verformungen an Push-Out Versuchen mit hochfesten Betonen lassen diesen Schluß zu (siehe Feldmann u. a. [39]). Dennoch kann die aufnehmbare Schubtragfähigkeit nach Gleichung 7.12 bestimmt werden. Der Vorfaktor α_s zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit des Kopfbolzenschafts wird unter Berücksichtigung der Ausführungen in Abschnitt 7.3.2 (Schweißwulst) durch eine Reduktion des Vorfaktors 1,00 in Gleichung 3.13 um 25 Prozent zu 0,75 bestimmt.

$$V_{u,s} = \alpha_s \cdot f_u \cdot A_s = 0,75 \cdot f_u \cdot A_s \quad (7.12)$$

Mit:

A_s	Querschnittsfläche des Kopfbolzenschafts
f_u	Zugfestigkeit des Kopfbolzens
α_s	=0,75 Vorfaktor zu Bestimmung der Schubtragfähigkeit des Kopfbolzens
d	Schaftdurchmesser des Kopfbolzens

Somit ergibt sich die maximal aufnehmbare Schubkraft im Kopfbolzenschaft nach Gleichung 7.13

$$V_u = \min(V_{u,c}; V_{u,s}) \quad (7.13)$$

Mit:

$V_{u,c}$	Tragfähigkeit des Kopfbolzenschafts nach Gleichung 7.10 bei „Betonversagen“
$V_{u,s}$	Tragfähigkeit des Kopfbolzenschafts nach Gleichung 7.12 bei „Stahlversagen“

7.3.4 Horizontalkomponente der Bolzennormalkraft

Als weiterer Traganteil kann die Horizontalkomponente der Bolzennormalkraft betrachtet werden. Die Bolzennormalkraft entsteht infolge der Rückverankerung des Bolzenkopfs im umgebenden Beton und ist abhängig von der Verformung des Kopfbolzens am Bolzenfuß (siehe Bild 7.7). Deutlich wird dies durch Vergleich der ermittelten Traglasten in Bild 7.13 (siehe z.B. Jenisch [60]). Wie in Bild 7.13 zu erkennen, sinkt die Zugkraft im Kopfbolzen mit steigender Betondruckfestigkeit. Gleichzeitig ist davon auszugehen, dass mit steigender Betondruckfestigkeit die Verformungen am Fußpunkt des Kopfbolzens geringer werden. Hieraus resultiert eine niedrige Horizontalkomponente. Des Weiteren ist zu beachten, dass der Kopf eines Bolzen bzw. das hieraus resultierende Einspannmoment Einfluss auf das vorhandene Schaftbiegemoment M_{Schaft} hat (siehe Gleichung 7.7). Nur so lassen sich die beobachteten Unterschiede bzgl. der Kopfbolzentragfähigkeit (siehe Bild 7.13) erklären. Die fehlende Normalkraft bzw. ihre Horizontalkomponente reicht hierfür allein nicht aus. Während für hochfeste Betone Döinghaus [30] die zu erwartende Normalkraft mit Hilfe von Messungen mit Dehnmessstreifen am Kopfbolzen zu ca. 20 Prozent der vorhandenen Schubkraft bestimmt, ergeben sich nach Zhao [118] die Bolzennormalkraft bei Kopfbolzen unter Querlast zu ca. 35 Prozent der aufnehmbaren Querlast. Auch dieser Wert wurde mit Dehnmessstreifen an Versuchskörpern bestimmt (siehe Eligehausen und Mällée [33]). Ausgehend von numerischen Untersuchungen gibt Fuchs [44] einen leicht höheren Wert von 40 Prozent im Vergleich zu Zhao [118] (siehe Eligehausen und Mällée [33]) an. Es ist davon auszugehen, dass Zhao [118] bzw. Eligehausen und Mällée [33] Versuche mit niedrigeren Betongüten und somit mit höheren Verformungen durchgeführt haben. Infolge dieser Verformungen sind höhere Zugkräfte beobachtet worden. So nimmt nach Hegger u. a. [55] mit sinkender Betonfestigkeit die Bolzennormalkraft und der auftretende Schlupf am Bolzenfuß zu. Da vor allem bei niedrigen Betongüten eine genaue Bestimmung der Bolzenzugkraft und ihres horizontalen Traganteils für die Kopfbolzentragfähigkeit wichtig ist, wird im Weiteren der Ansatz von Zhao [118] bzw. Eligehausen und Mällée [33] verwendet. Somit ergibt sich die auftretende Normalkraft im Kopfbolzen

nach Gleichung 7.14.

$$Z_{Schaft} = 0,35 \cdot V_{u,c} \tag{7.14}$$

Mit:

$V_{u,c}$ Schubkraft im Kopfbolzen nach Gleichung 7.10

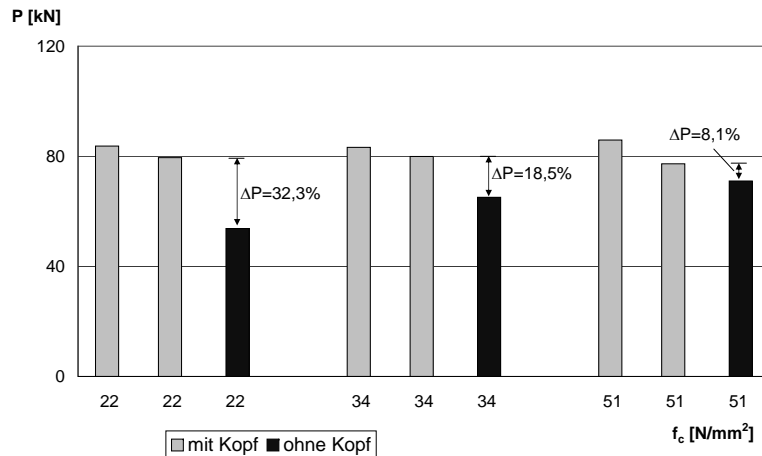


Bild 7.13: Kopfbolzentragfähigkeit in Abhängigkeit des Kopfbolzenkopfs und der Betonfestigkeit

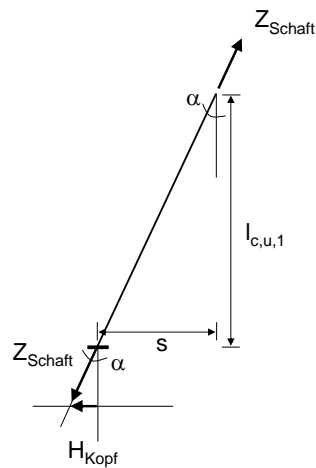


Bild 7.14: Ersatzsystem zur Bestimmung der Horizontalkomponente H_{Kopf} nach Gleichung 7.15

Die Verformungen des Kopfbolzens in Bild 7.7(a) zeigen, dass vor allem der Fußbereich des Kopfbolzens verformt ist und diese Verformung maßgebend für den vorhandenen Schlupf ist. Also der Schlupf vereinfachend der Teillänge $l_{c,u,1}$ des gewählten Ersatzsystems (siehe Bild 7.9) zu zuordnen ist. Somit ergibt sich unter der näherungsweise Annahme eines linearen Verformung am Kopfbolzenfuß die zugehörige Horizontalkomponente der Zugkraft nach Gleichung 7.15 und Bild 7.14. Die Bestimmung der Zugkraft erfolgt mit der Schubkraft $V_{u,c}$ nach Gleichung 7.10, da davon auszugehen ist, dass im Falle eines Kopfbolzenabscherens (siehe Gleichung 7.12) die Horizontalkomponente H_{Kopf} auf Grund des geringe Schlupfes

vernachlässigbar ist und somit diese Tragkomponente nur für den Fall Betonversagen verwendet wird.

$$H_{Kopf} = Z_{Schaft} \cdot \sin \left[\arctan \left(\frac{s}{l_{c,u,1}} \right) \right] \quad (7.15)$$

Mit:

Z_{Schaft} Normalkraft im Kopfbolzenschaft nach Gleichung 7.14

s Schlupf am Fuß des Kopfbolzens

$l_{c,u,1}$ Teillänge des Bolzenschafts unter $p_{c,u} = n \cdot f_{c,cyl} \cdot \frac{d}{2}$ in [mm] (siehe Bild 7.9)

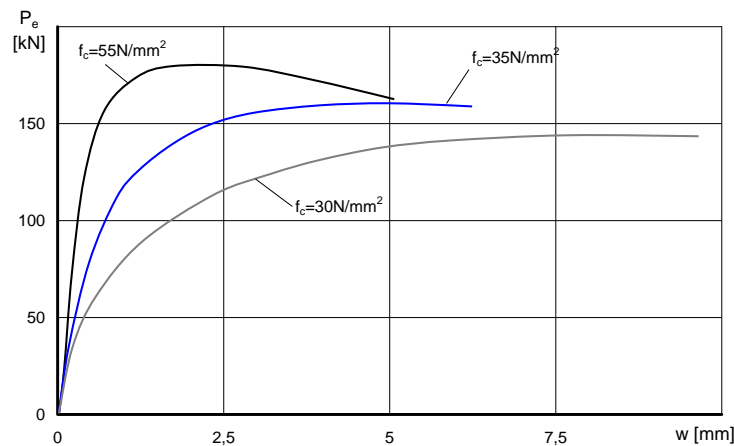


Bild 7.15: Last-Schlupf-Kurven für verschiedene Betonfestigkeiten (siehe z.B. Jenisch [60])

Wie in Bild 7.15 zu sehen, ist der auftretende Schlupf umgekehrt proportional zur vorhandenen Betonfestigkeit. Nach Lungershausen [78] wird die maximale Traglast bei einem Schlupfbereich von 4-10 mm Schlupf erreicht, während Ollgaard u. a. [86] einen Bereich von 5,8-10,7 mm angibt. Da der Schlupf auf Grund der Vielzahl der Einflussfaktoren stark streut, ist die Definition einer Bestimmungsgleichung für den Schlupf schwierig. Aus diesem Grund wird ein einfacher linearer Ansatz (siehe Gleichung 7.16) zur Bestimmung des Schlupfs in Abhängigkeit der Betonfestigkeit gewählt. Mit Hilfe der Gleichung 7.16 können die von Ollgaard u. a. [86] und Lungershausen [78] gemachten Schlupfbereiche berücksichtigt und dargestellt werden.

Bei der Entwicklung des hier vorgestellten Modells hat sich gezeigt, dass Gleichung 7.16 ausreichend genau zur Bestimmung des Schlupfes ist.

$$s_{max} = -\frac{4}{25} \cdot f_{c,cyl} + 12 \geq 0 \quad [mm] \quad (7.16)$$

Mit:

$f_{c,cyl}$ einachsiale Betonzylinderdruckfestigkeit in [N/mm²]

Da mit abnehmender Betonfestigkeit sowohl der Schlupf als auch die Länge $l_{c,u,1}$ (siehe Gleichung 7.8) steigt, ergibt sich ein rechnerischer Winkel α von 12-22 Grad für Betonfestigkeiten kleiner als 50 N/mm².

Hieraus resultiert eine Horizontalkomponente der Bolzennormalkraft, die mit $0,10 - 0,15V_{u,c}$ nach Gleichung 7.10 abgeschätzt werden kann.

7.3.5 Zusammenfassung

Die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens ergibt sich durch Addition der einzelnen Tragkomponenten. Da bei höheren Betonfestigkeiten infolge des geringen Schlupfes nach Döinghaus [30] bei ca. 50 N/mm^2 , ein Abscheren des Bolzenschafts zu erwarten und nach Hegger u. a. [55] dabei bereits bei einem sehr geringen Schlupf der Querschnitt nahezu durchplastiziert ist, wird die Horizontalkomponente H_{Kopf} für den Versagensfall „Kopfbolzenabscheren“ also „Stahlversagen“ nicht berücksichtigt. Es ergeben sich somit 2 Gleichungen zur Bestimmung der mittleren Kopfbolzentragfähigkeit P_m , die die beiden möglichen Versagensarten berücksichtigen (siehe Gleichung 7.17 und Gleichung 7.18).

Betonversagen

$$\begin{aligned} P_{m,c} &= P_{Wulst} + V_{u,c} + H_{Kopf} \\ &= n \cdot f_{c,cyl} \cdot A_{Wulst,eff} + \sqrt{\frac{1}{6} \cdot \alpha \cdot n \cdot f_{c,cyl} \cdot f_u \cdot d^4} \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \sin \left[\arctan \left(\frac{s}{l_{c,u,1}} \right) \right] \right] \end{aligned} \quad (7.17)$$

Stahlversagen

$$\begin{aligned} P_{m,s} &= P_{Wulst,eff} + V_{u,s} \\ &= n \cdot f_{c,cyl} \cdot A_{Wulst} + 0,75 \cdot f_u \cdot A_s \end{aligned} \quad (7.18)$$

Mit:

- $V_{u,c}$ Tragfähigkeit des Kopfbolzenschafts nach Gleichung 7.10 bei „Betonversagen“
- $V_{u,s}$ Tragfähigkeit des Kopfbolzenschafts nach Gleichung 7.12 bei „Stahlversagen“
- P_{Wulst} Tragfähigkeit der Schweißwulst nach Gleichung 7.3
- H_{Kopf} Horizontalkomponente der Bolzennormalkraft (siehe Gleichung 7.14)
- $A_{Wulst,eff}$ wirksame projizierte Schweißwulstfläche (siehe Tabelle 7.2)
- $f_{c,cyl}$ Einachsiale Zylinderdruckfestigkeit des Betons
- n Erhöhungsfaktor nach Gleichung 7.2
- f_u Zugfestigkeit des Bolzenschaftes
- α = 1,6 Faktor zur Berücksichtigung einer reduzierten Grenzmomententragfähigkeit
- A_s Querschnittsfläche Kopfbolzenschaft
- d Kopfbolzendurchmesser
- s Schlupf am Kopfbolzenfuß nach Gleichung 7.16

$l_{c,u,1}$ Teillänge des Bolzenschafts (siehe Bild 7.9)

7.4 Verifikation und Statistische Analyse nach DIN EN 1990 [24]

7.4.1 Allgemeines

Die Verifikation erfolgt durch Vergleich der momentan gültigen Regelung nach Roik u. a. [97] nach Gleichung 3.12 und Gleichung 3.13 mit dem eigenen Modell auf Mittelwertniveau. Hierzu wird für jeden Versuch der Quotient aus experimenteller Versuchslast P_e und theoretischer Traglast P_t ermittelt. Die statistischen Kenngrößen dieser Quotienten (Mittelwert, Standardabweichung, Variationskoeffizient) dienen zur Überprüfung des eigenen Modells. Als Datenbasis werden Ergebnisse von Push-Out Versuchen aus Roik u. a. [97] bzw. Hanswille und Porsch [51] sowie aus Döinghaus [30] verwendet. Im Gegensatz zur Auswertung von Hanswille und Porsch [51] wird für die Versuche von Mainstone und Menzies [80] bzw. Menzies [81] eine Zugfestigkeit von 450 N/mm^2 angenommen (siehe Roik u. a. [97]). Der Vergleich der Zugfestigkeiten bei Versuchen von Ollgaard u. a. [86] im gleichen Zeitraum sowie die ansetzbaren Stahlfestigkeiten in der Verbundträger-Richtlinie [111] lassen den Schluss zu, dass die angenommene Zugfestigkeit in Hanswille und Porsch [51] bzw. Roik und Lungershausen [98] ($f_u = 600 \text{ N/mm}^2$) zu hoch ist. Da Döinghaus [30] gezeigt hat, dass bei hochfesten Betonen die Gleichungen 3.12 und 3.13 zu geringe Tragfähigkeiten liefern, nach Döinghaus [30] ist hier Gleichung 7.11 maßgebend, wird ab einer Zylinderbetondruckfestigkeit $f_{c,cyl} > 60 \text{ N/mm}^2$ das eigene Modell mit dem Ansatz von Döinghaus [30] verglichen. Die Betonfestigkeit wurde auf diesen Wert festgelegt, da auf der einen Seite die vorliegende statistische Auswertung von Hanswille und Porsch [51] für Gleichung 3.12 bzw. 3.13 bis etwa zu dieser Grenze durchgeführt wurde, auf der anderen Seite die definierten Anwendungsgrenzen von Lieberum [76] für Gleichung 7.1 bei $f_{c,cyl} \leq 60 \text{ N/mm}^2$ (siehe Lieberum [76]) liegt. Auf Grund der unteren Anwendungsgrenze der Gleichung 7.1 wurden keine Push-Out Versuche mit Betonfestigkeiten $f_{c,cyl} < 20 \text{ N/mm}^2$ (siehe Lieberum [76]) berücksichtigt. Somit liegen 2 getrennte Datenbasen vor, die im Falle $f_{c,cyl} \leq 60 \text{ N/mm}^2$ 102 Versuche und für den Fall $f_{c,cyl} > 60 \text{ N/mm}^2$ 33 Versuche enthalten.

7.4.2 Betonfestigkeiten bis $f_{c,cyl} \leq 60 \text{ N/mm}^2$

Infolge des vorgeschlagenen Modells kommt es zu einer Neubeurteilung der maßgebenden Versagensart. Während für 59 Push-Out Tests Gleichung 3.12, also der Nachweis gegen „Betonversagen“ und für 43 Push-Out Tests Gleichung 3.13 („Stahlversagen“) nach Roik u. a. [97] maßgebend wird, ergibt sich für den neuen Ansatz, dass bei 96 Push-Out Tests von „Betonversagen“ nach Gleichung 7.17 ausgegangen werden kann. Somit liegt nach eigenem Ansatz nur bei 6 Push-Out Tests Stahlversagen vor. Vergleicht man die zugehörigen Materialfestigkeiten (siehe Anhang B) zeigt sich, dass entweder die Betonfestigkeit über 50 N/mm^2 liegt, was die Grenze eines reinen Kopfbolzenabscherens nach Döinghaus [30] (vgl. Hegger u. a. [55]) ist, bzw. eine geringe Stahlfestigkeit bei gleichzeitig hohen Betonfestigkeiten vorliegt. Trotz oder gerade da es zu einer Neubeurteilung des maßgebenden Versagens kommt, ergibt sich für die vorliegende Datenbasis ein Variationskoeffizient von 0,084 im Vergleich zu 0,111 (siehe Tabelle 7.3). Dies bedeutet eine 24 % Verbesserung hinsichtlich der Streubreite. Dem gegenüber steht eine minimale

Verschlechterung bzgl. des Mittelwerts μ von 1,029 zu 1,020 (siehe Tabelle). Für die 96 Versuche, bei der nach neuem Ansatz „Betonversagen“ maßgebend wird, ergibt sich im Vergleich zu Roik u. a. [97] eine 26,7 prozentige Verbesserung, bei einem leicht erhöhten Mittelwert von 1,033. Für die 6 Push-Out Tests, die dem Stahlversagen zuzuordnen sind, ergibt sich ein Mittelwert von 0,966 im Vergleich zu 1,03, bei einem etwa gleichbleibenden Variationskoeffizienten von 0,121 zu 0,117 (siehe Tabelle 7.3). Die hohe Genauig-

Tab. 7.3: Verifikation des eigenen Ansatzes (siehe Gleichung 7.17 und Gleichung 7.18) und Vergleich mit den normativen Regelungen in Roik u. a. [97]

	„Betonversagen“		„Stahlversagen“		Gesamt	
	Versuche n=96		Versuche n=6		Versuche n=102	
	absolut	relativ zur Norm	absolut	relativ zur Norm	absolut	relativ zur Norm
Mittelwert μ	1,033	+1,12%	0,966	-4,08%	1,029	+0,82%
Standardab. σ	0,084	-25,88%	0,117	-6,96%	0,086	-23,32%
Variationsk. $VarK$	0,081	-26,70%	0,121	-3,01%	0,084	-23,94%

keit der Ergebnisse erlaubt, eine Vereinfachung von Gleichung 7.17 und Gleichung 7.18. So kann unter Annahme eines konstanten Winkels bei der Bestimmung der Horizontalkomponente, diese Komponente zu $0,15 \cdot V_{u,c}$ angenommen werden (siehe Abschnitt 7.3.4). Des Weiteren erlauben die vorhandenen Betonfestigkeiten in der Versuchsdatenbasis (siehe Anhang B) die Definition eines konstanten Exponents von $\frac{1}{3}$ in Gleichung 7.2. Für eine Betongüte von 20 N/mm^2 führt diese Vereinfachung zu einem Unterschätzen der mehraxialen Betondruckfestigkeit von ca. 8 Prozent. Diese geringe, auf der sicheren Seite liegende, Reduktion der mehraxialen Betonfestigkeit ist auf Grund der verbesserten Anwendbarkeit vereinfachten Gleichung vertretbar. Somit ergibt sich eine vereinfachte Gleichung 7.19 für den Fall „Betonversagen“ und eine vereinfachte Gleichung 7.20 für den Fall „Stahlversagen“.

Betonversagen

$$P_{m,c} = 39,85 \cdot A_{Wulst,eff} \cdot f_{c,cyl}^{2/3} + 3,75 \cdot d^2 \cdot f_{c,cyl}^{1/3} \cdot f_u^{1/2} \quad (7.19)$$

Stahlversagen

$$P_{m,s} = 39,85 \cdot A_{Wulst,eff} \cdot f_{c,cyl}^{2/3} + 0,59 \cdot f_u \cdot d^2 \quad (7.20)$$

Mit:

$A_{Wulst,eff}$ wirksame projizierte Schweißwulstfläche (siehe Tabelle 7.2)

$f_{c,cyl}$ Einachsiale Zylinderdruckfestigkeit des Betons in $[\text{N/mm}^2]$

f_u Zugfestigkeit des Bolzenschaftes in $[\text{N/mm}^2]$

d Kopfbolzendurchmesser in $[\text{mm}]$

Die Anwendung der vereinfachten Gleichungen 7.19 und 7.20 führt zu einer Verbesserung des Mittelwerts der Quotienten $\frac{P_e}{P_t}$ auf 1,01 bei einem zugehörigen Variationskoeffizienten von 0,083. Dies bedeutet

eine 24,4 prozentige Verbesserung des Variationskoeffizienten im Vergleich zur normativen Regelung. Des Weiteren zeigen beide Teilgruppen hinsichtlich ihrer Streubreite bessere Werte als die normativen Ansätze nach Roik u. a. [97] (siehe Tabelle 7.4). Jedoch verringert sich die Datenbasis für den Fall „Betonversagen“ auf 71 Versuche, während 31 Versuche „Stahlversagen“ zuzuordnen sind. Dies bedeutet eine Veränderung von 25 Versuchen, bei denen durch Ansatz der vereinfachten Gleichungen 7.19 und 7.20 rechnerisch Stahlversagen auftritt. Die Unterschiede der ermittelten Tragfähigkeitswerte liegen jedoch unter 5 Prozent für die beiden unterschiedlichen Versagen. Auffallend ist, dass diese Versuche eine Betondruckfestigkeit von 41 Nmm^2 bis 59 Nmm^2 besitzen, also genau um die Betonfestigkeit (50 Nmm^2) liegen, bei der nach Döinghaus [30] (vgl. hierzu auch Hegger u. a. [55]) ein Kopfbolzen näherungsweise durch eine reine Schubbeanspruchung belastet wird, also die Grenze zum Stahlversagen erreicht. Dieser Bereich kann als Übergangsbereich betrachtet werden, in dem bei Versagensarten auftreten können bzw. die Bestimmungsgleichungen gleich gute Ergebnisse liefern.

Tab. 7.4: Verifikation des eigenen vereinfachten Ansatzes (siehe Gleichung 7.19 und Gleichung 7.20) und Vergleich mit den normativen Regelungen in Roik u. a. [97]

	„Betonversagen“		„Stahlversagen“		Gesamt	
	Versuche n=71		Versuche n=31		Versuche n=102	
	absolut	relativ zur Norm	absolut	relativ zur Norm	absolut	relativ zur Norm
Mittelwert μ	1,006	-1,49%	1,008	-1,06%	1,006	-1,20%
Standardab. σ	0,083	-30,22%	0,087	-10,59%	0,084	-25,46%
Variationsk. $VarK$	0,083	-29,16%	0,086	-9,64%	0,083	-24,44%

7.4.3 Betonfestigkeiten ab $f_{c,cyl} > 60 \text{ N/mm}^2$

Insgesamt liegen 33 Push-Out Ergebnisse vor. Während Gleichung 7.11 nach Döinghaus [30] nur „Stahlversagen“ berücksichtigt, ergibt sich für das eigene Modell bei 9 Versuchen „Betonversagen“ als maßgebender Versagensfall unter Berücksichtigung des „genauen“ eigenen Modells (siehe Gleichung 7.17 und Gleichung 7.18). Von diesen 9 Versuchen besitzen 6 Versuche eine hohe Betonfestigkeit $f_{c,cyl} = 91,6 - 96,1 \text{ N/mm}^2$ sowie eine sehr hohe Stahlzugfestigkeit von $f_u = 743,9 \text{ N/mm}^2$. Die Anwendung des eigenen Ansatzes erfolgt unter der Annahme, dass auch bei diesen Materialfestigkeiten von einem Verformungsverhalten, wie es in Bild 7.7(a) gezeigt wird und Grundlage des eigenen Modells ist, ausgegangen werden kann. Die beobachteten Verformungen bei Erreichen der Traglast (siehe Feldmann u. a. [39]) lassen die Annahme zu, dass auch bei diesen hohen Materialfestigkeiten ein Versagen vor dem Kopfbolzenfuß auftrat. Des Weiteren zeigt der Vergleich der Ergebnisse dieser 9 Push-Out Versuche im Vergleich zu dem Ansatz von Döinghaus [30] eine bessere Übereinstimmung, was ebenfalls für die Anwendbarkeit des eigenen Modells spricht. So ergibt sich für diese 9 Versuche ein Mittelwert von 0,944 für den eigenen Ansatz („Betonversagen“) und geringe 0,840 für den Ansatz nach Döinghaus [30] (siehe Tabelle 7.5) sowie einen deutlich geringeren Variationskoeffizienten von 0,054, was eine Verbesserung im Vergleich zu Döinghaus [30] von 38,3% bedeutet. Für den Fall „Stahlversagen“ kommt es ebenfalls zu einer Verbesserung des Mittelwerts von 0,981 zu 0,957, bei etwa gleich großen Variationskoeffizienten.

Die Anwendung des vereinfachten Ansatzes nach Gleichung 7.19 und Gleichung 7.20 führt, wie bereits

Tab. 7.5: Verifikation des eigenen Ansatzes (siehe Gleichung 7.17 und Gleichung 7.18) und Vergleich mit dem Ansatz nach Döinghaus [30] (siehe Gleichung 7.11)

	„Betonversagen“		„Stahlversagen“		Gesamt	
	Versuche n=9		Versuche n=24		Versuche n=33	
	absolut	relativ zu Gl. 7.11	absolut	relativ zu Gl. 7.11	absolut	relativ zu Gl. 7.11
Mittelwert μ	0,944	+12,37%	0,981	+5,06%	0,971	+4,96%
Standardab. σ	0,051	-30,69%	0,136	+7,60%	0,119	-4,56%
Variationsk. $VarK$	0,054	-38,32%	0,139	+4,96%	0,123	-9,06%

bei den Versuchen mit $f_{c,cyl} \leq 60 \text{ N/mm}^2$ zu einer Neubewertung des maßgebenden Versagens. Durch Anwendung der vereinfachten Gleichungen wird für alle Versuche der Fall „Stahlversagen“ maßgebend. Wie bereits im vorangegangenen Kapitel gezeigt, unterscheiden sich auch bei den 9 Versuchen, die infolge der Anwendung des vereinfachten Ansatzes ihren Versagensmechanismus „ändern“, die Tragfähigkeit um maximal 5 Prozent. Somit ergibt sich für den eigenen Ansatz ein Mittelwert von 0,961, während der Ansatz von Döinghaus [30] einen Mittelwert von 0,925 ergibt. Der Variationskoeffizient ist bei dem eigenen Modell geringfügig besser (vgl. Tabelle 7.6).

Tab. 7.6: Verifikation des eigenen vereinfachten Ansatzes (siehe Gleichung 7.19 und Gleichung 7.20) und Vergleich mit dem Ansatz nach Döinghaus [30] (siehe Gleichung 7.11)

	„Betonversagen“		„Stahlversagen“		Gesamt	
	Versuche n=[-]		Versuche n=33		Versuche n=33	
	absolut	relativ Gl. 7.11	absolut	relativ Gl. 7.11	absolut	relativ zu Gl. 7.11
Mittelwert μ	[-]	[-]	0,961	+3,87%	0,961	+3,87%
Standardab. σ	[-]	[-]	0,125	-0,21%	0,125	-0,21%
Variationsk. $VarK$	[-]	[-]	0,130	-3,93%	0,130	-3,93%

7.4.4 Statistische Auswertung nach DIN EN 1990 [24]

Auf Grund der Ergebnisse der vorangegangenen Abschnitten (siehe Abschnitt 7.4.2 und 7.4.3) erfolgt im Folgenden die statistische Auswertung für den Fall „Betonversagen“ für die vereinfachte Gleichung 7.19 und für den Fall „Stahlversagen“ für die vereinfachte Gleichung 7.20. Die guten ermittelten statistischen Kennwerte (siehe Abschnitt 7.4.2 und 7.4.3) erlauben die Verwendung einer gemeinsamen Datenbasis ohne Berücksichtigung der Betonfestigkeitsgrenze bei $f_{c,cyl} = 60 \text{ N/mm}^2$. Somit erfolgt die statistische Analyse nach DIN EN 1990 [24] durch eine 135 Push-Out Ergebnisse umfassende Datenbasis. Auf Grund der vorliegenden rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten P_i sind 71 Push-Out Ergebnisse Gleichung 7.19 („Betonversagen“) und 64 Push-Out Ergebnisse Gleichung 7.20 („Stahlversagen“) zuzuordnen.

Auf Erläuterungen zum in DIN EN 1990 [24] definierten Verfahren wird verzichtet und stattdessen auf die Norm DIN EN 1990 [24] bzw. auf die Literatur wie zum Beispiel Spaethe [109] und Fischer [43] verwiesen. Die statistische Auswertung folgt dem standardisierten Auswerteverfahren nach DIN EN 1990 [24], Abschnitt D.8. Die notwendigen Variationskoeffizienten der Basisvariablen V_{X_i} wurden in Analogie zu Roik u. a. [97] bzw. Döinghaus [30] gewählt und sind in Tabelle 7.7 gegeben. Hierbei ist zu beachten, dass

der Variationskoeffizient von Beton abhängig ist von der mittleren Betonfestigkeit (vgl. Popovics [88]) und somit der in Tabelle 7.7 gegebene Wert ein gemittelter Wert für die in der Datenbasis vorliegenden Betonfestigkeiten ist (siehe z.B. Roik u. a. [97]). Des Weiteren sei erwähnt, dass in der Literatur weitere unterschiedliche Variationskoeffizienten vorhanden sind. Insbesondere sei hier auf den, unter der Annahme einer Log-Normalverteilung der Betonfestigkeiten, niedrigen Variationskoeffizienten $V_{cm} = 0,06$ der Betondruckfestigkeit (siehe Tabelle 8.1) hingewiesen. Um die Vergleichbarkeit zwischen bestehender normativen Regelung und eigenem Ansatz zu gewährleisten, werden die Variationskoeffizienten in Tabelle 7.7 verwendet. Auf Grund der vorliegenden Widerstandsfunktionen bzw. Bestimmungsgleichungen

Tab. 7.7: Variationskoeffizienten der Basisvariablen V_{X_i} nach Roik u. a. [97] bzw. Döinghaus [30]

Stahlzugfestigkeit	Kopfbolzenschaftdurchmesser	Proj. Schweißwulstfläche	Betonfestigkeit
f_u	d	A_{Wulst}	f_c
0,05	0,03	0,20	0,15

(siehe Gleichung 7.19 bzw. Gleichung 7.20) ist bei der Bestimmung des Variationskoeffizienten V_{rt} nach Gleichung 7.21 eine Abhängigkeit von den eingehenden Mittelwerten X_M der Basisvariablen gegeben. So können die einzelnen partiellen Ableitungen $\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i}$ multipliziert mit der Standardabweichung δ_i nicht mehr in die Widerstandsfunktion g_{rt} überführt (siehe Gleichung 7.21) und anschließend gekürzt werden, wie es bei der statistischen Auswertung der Gleichungen 3.12 und 3.13 möglich ist, vgl. z.B. Roik u. a. [97] bzw. Hanswille und Porsch [51]. Aus diesem Grund wird V_{rt} für jeden einzelnen Versuch der vorliegenden Datenbasis nach Gleichung 7.21 bestimmt und der aus diesen Ergebnissen bestimmte Mittelwert im weiteren Verlauf der statistischen Analyse verwendet.

$$V_{rt}^2 = \frac{1}{g_{rt}^2(\underline{X}_m)} \times \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \times \sigma_i \right)^2 \quad (7.21)$$

Die für die Bestimmung der charakteristischen Werte P_{Rk} notwendigen Fraktilewerte k_n, k_∞ (siehe DIN EN 1990 [24], Tabelle D.1) sowie die Fraktilewerte $k_{d,n}, k_{d,\infty}$ für die Bestimmung der Bemessungswerte P_{Rd} (siehe DIN EN 1990 [24], Tabelle D.2) sind in Tabelle 7.8 gegeben.

Tab. 7.8: Fraktilewerte nach DIN EN 1990 [24], Tabelle D.1 und Tabelle D.2

	Beton Gl. 7.19	Stahl Gl. 7.20
k_n	1,68	1,69
k_∞	1,64	1,64
$k_{d,n}$	3,21	3,25
$k_{d,\infty}$	3,04	3,04

Tab. 7.9: Ergebnisse der Analyse nach DIN EN 1990 [24], Anhang D.8

	Betonversagen	Stahlversagen
	Gl. 7.19	Gl. 7.20
Anzahl der Versuche	n=71	n=64
Mittelwertkorrekturfaktor b		
$b = \frac{\sum P_{ei} \cdot P_{ti}}{\sum P_{ti}^2}$	0,992	0,961
Variationskoeffizienten V_δ der Streugröße δ		
$\delta_i = \frac{P_{ei}}{b \cdot P_{ti}}$	-	-
$\Delta_i = \ln(\delta_i)$	-	-
$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i$	0,010	0,017
$s_\Delta^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2$	0,007	0,013
$V_\delta^2 = \exp(s_\Delta^2) - 1$	0,007	0,013
Charakteristischen Wertes P_{Rk} der Widerstandsfunktion		
$V_{rt}^2 = \frac{1}{g_{rt}^2(\underline{X}_m)} \times \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \times \sigma_i \right)^2$	0,009	0,007
$V_r^2 = V_\delta^2 + V_{rt}^2$	0,015	0,020
$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)}$	0,093	0,086
$Q_\delta = \sqrt{\ln(V_\delta^2 + 1)}$	0,082	0,114
$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)}$	0,124	0,142
$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q}$	0,750	0,604
$\alpha_\delta = \frac{Q_\delta}{Q}$	0,664	0,800
$P_{Rk} = b \cdot g_R(\underline{X}_m) \cdot \exp(-k_\infty \alpha_{rt} Q_{rt} - k_n \alpha_\delta Q_\delta - 0,5Q^2)$	0,808 · $bg_R(\underline{X}_m)$	0,780 · $bg_R(\underline{X}_m)$
Bemessungswertes P_{Rd} der Widerstandsfunktion		
$P_{Rd} = b \cdot g_R(\underline{X}_m) \cdot \exp(-k_{d,\infty} \alpha_{rt} Q_{rt} - k_{d,n} \alpha_\delta Q_\delta - 0,5Q^2)$	0,675 · $bg_R(\underline{X}_m)$	0,630 · $bg_R(\underline{X}_m)$
$\gamma_R = \frac{r_k}{r_d}$	1,198	1,239

Die Ergebnisse der statistischen Analyse zeigen, dass die gefundenen Ansätze zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit für den Fall „Betonversagen“ bzw. „Stahlversagen“ (vgl. Gl. 7.19 bzw. Gl. 7.20) gut geeignet sind. Vergleicht man die ermittelten Mittelwertkorrekturfaktoren b (siehe Tabelle 7.9) zeigt vor allem Gleichung 7.19 (Beton) einen sehr guten Korrekturfaktor b von 0,992. Der Korrekturfaktor b für Gleichung 7.20 ist mit 0,961 etwas niedriger. Auf Grund der geringen Streuung der Widerstandsfunktion ergibt sich für Gleichung 7.19 ein Variationskoeffizient $V_r = \sqrt{0,015}$ von 0,124 und für Gleichung

7.20 ein Variationskoeffizient $V_r = \sqrt{0,020}$ von 0,141. Hieraus resultiert ein charakteristischer Bemessungswert P_{Rd} von 67,5% der Widerstandsfunktion für den Fall „Betonversagen“ und 63,0% für den Fall „Stahlversagen“. Vergleicht man diese Ergebnisse mit der statistischen Auswertung nach Hanswille und Porsch [51] für die Widerstandsfunktionen nach Roik u. a. [97] (normative Regelung) ist dies eine Verbesserung von 23,4 Prozent durch Anwendung von Gleichung 7.19 sowie eine geringe Verschlechterung von ca. 7,1 Prozent durch Anwendung von Gleichung 7.20. Hierbei muss jedoch berücksichtigt werden, dass die vorgeschlagene Widerstandsfunktion für Stahlversagen (siehe Gleichung 7.20) in einem deutlich größeren Anwendungsbereich untersucht wurde und hauptsächlich bei höherfesten Betonen zur Anwendung kommt. Aus diesem Grund sollte das Widerstandsmodell für den Fall „Stahlversagen“ eher mit dem Ansatz von Döinghaus [30] (siehe Gleichung 7.11) verglichen werden. Dieser Vergleich zeigt, dass beide Ansätze gleichwertig sind.

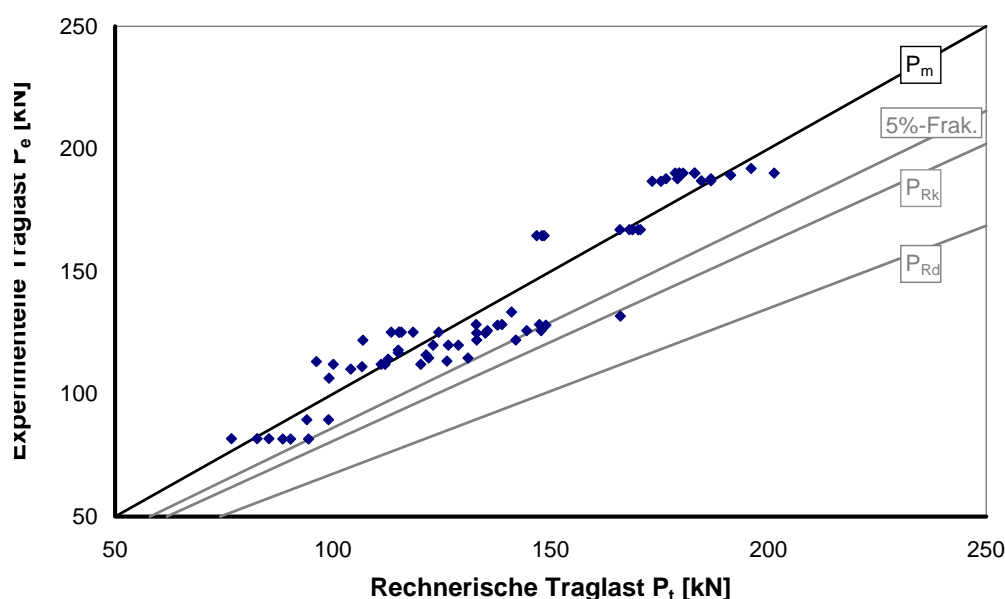


Bild 7.16: Vergleich der experimentellen Traglast P_e mit der rechnerischen Traglast P_t für den Fall „Betonversagen“ (Datenbasis $n=71$)

Wie durch die ermittelten Variationskoeffizienten bereits gezeigt, streut das Widerstandsmodell nach Gleichung 7.20 breiter (siehe Bild 7.17) als das Widerstandsmodell nach Gleichung 7.19 (siehe Bild 7.16). Hieraus resultiert die Notwendigkeit eines höheren Teilsicherheitsbeiwerts γ_R von 1,239 zu 1,198 (siehe Tabelle 7.9). Die Berücksichtigung charakteristischer Materialkennwerte (Eingangsgrößen) bei den Widerstandsfunktionen erfolgt durch Ergebnisvergleich nach Gleichung 7.22.

$$\Delta k = \frac{P_t(X_k)}{P_t(X_m)} \quad (7.22)$$

Die hierzu notwendige Bestimmung der charakteristischen Materialkennwerte erfolgt nach Gleichung 7.23 (Beton, siehe DIN 1045-1 [18]) bzw. Gleichung 7.24 (Stahl, siehe DIN EN 1990 [24], D7.2).

$$f_{ck,cyl} = f_{c,cyl} - 8 \text{ N/mm}^2 \quad (7.23)$$

$$f_{uk} = (1 - k_\infty \cdot V_{f_u}) \cdot f_u \quad (7.24)$$

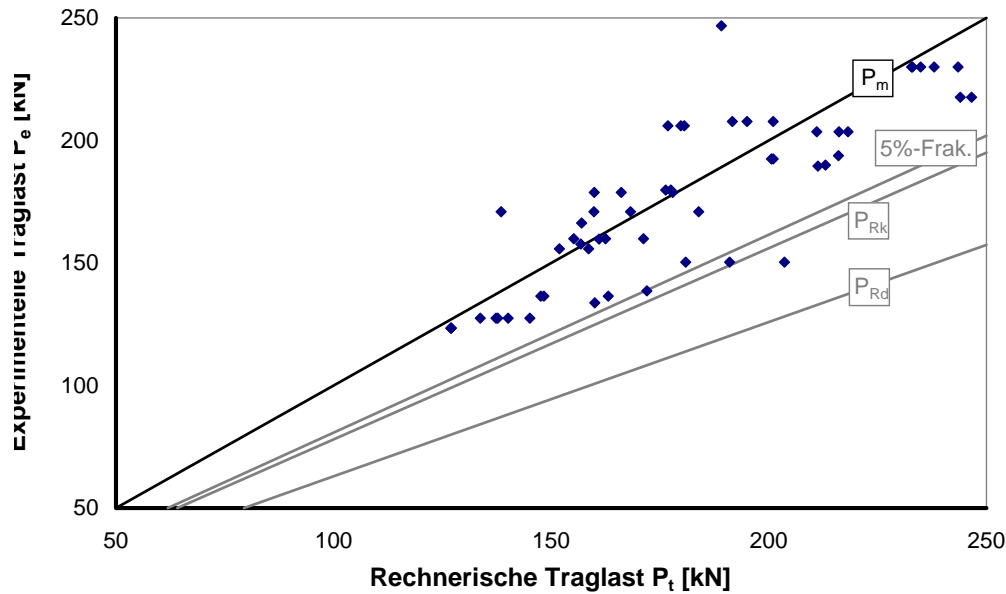


Bild 7.17: Vergleich der experimentellen Traglast P_e mit der rechnerischen Traglast P_t für den Fall „Stahlversagen“ (Datenbasis $n=64$)

Mit:

- $f_{ck,cyl}$ Charakteristische einachsiale Betonzylinderdruckfestigkeit
- $f_{c,cyl}$ Vorhandene Einachsiale Zylinderdruckfestigkeit des Betons
- f_u Vorhandene Zugfestigkeit des Kopfbolzen
- f_{uk} Charakteristische Stahlzugfestigkeit
- k_∞ =1,64 Fraktilefaktor nach DIN EN 1990 [24] für $n \rightarrow \infty$
- V_{f_u} =0,05 Variationskoeffizient der Stahlzugfestigkeit (siehe Tabelle 7.7)

Für den Fall „Betonversagen“ nach Gleichung 7.19 ergibt sich für die vorhandene Datenbasis ein $\Delta k = 0,81 \dots 0,89$ und für den Fall „Stahlversagen“ nach Gleichung 7.20 $\Delta k = 0,90 \dots 0,93$. Somit ergeben sich unter Berücksichtigung charakteristischer Materialkenngrößen auf der sicheren Seite die Teilsicherheitsbeiwerte γ_R^* (siehe Tabelle 7.9) zu:

Betonversagen

$$\gamma_R^* = \Delta k \cdot \gamma_R = 0,89 \cdot 1,198 = 1,066 \tag{7.25}$$

Stahlversagen

$$\gamma_R^* = \Delta k \cdot \gamma_R = 0,93 \cdot 1,239 = 1,152 \tag{7.26}$$

Bei Berücksichtigung eines gemeinsamen Teilsicherheitsbeiwerts γ_v , üblicherweise ist der Beiwert $\gamma_v = 1,25$, ergibt sich der Bemessungswert der Kopfbolzentragfähigkeit P_{Rd} mit charakteristischen Eingangs-

größen für den Fall „Betonversagen“ nach Gleichung 7.27 und für den Fall „Stahlversagen“ nach Gleichung 7.28.

Betonversagen

$$\begin{aligned}
 P_{Rd,c} &= 0,808 \cdot b g_R(\underline{X}_M) \cdot \frac{1}{\gamma_R} & (7.27) \\
 &= 0,808 \cdot b \cdot g_R(\underline{X}_k) \cdot \frac{1}{\gamma_R^*} \\
 &= \frac{0,808 \cdot 0,992}{1,066} \cdot g_R(\underline{X}_k) \cdot \frac{1,25}{\gamma_v} \\
 &= 0,940 \cdot g_R(\underline{X}_k) \cdot \frac{1}{\gamma_v}
 \end{aligned}$$

Stahlversagen

$$\begin{aligned}
 P_{Rd,s} &= 0,780 \cdot b g_R(\underline{X}_M) \cdot \frac{1}{\gamma_R} & (7.28) \\
 &= 0,780 \cdot b \cdot g_R(\underline{X}_k) \cdot \frac{1}{\gamma_R^*} \\
 &= \frac{0,780 \cdot 0,961}{1,152} \cdot g_R(\underline{X}_k) \cdot \frac{1,25}{\gamma_v} \\
 &= 0,813 \cdot g_R(\underline{X}_k) \cdot \frac{1}{\gamma_v}
 \end{aligned}$$

Angewandt auf die Gleichungen 7.19 bzw. 7.20 ergibt sich der Bemessungswert für einen Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte als kleinerer Wert nach Gleichung 7.29 bzw. Gleichung 7.30. Die Gleichungen wurden auf den Standardfall eines Kopfbolzens mit einer Zugfestigkeit $f_u = 500 \text{ N/mm}^2$ in einem Beton C30/37 ($f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$) normiert. Des Weiteren soll der Einfluss der Kurzzeitrelaxation auf die Kopfbolzentragfähigkeit berücksichtigt werden. Die Reduktion erfolgt nur bei der Kopfbolzentragfähigkeit für den Fall „Betonversagen“ (vgl. hierzu Hanswille [48], Hanswille und Porsch [51] bzw. DIN 18800-5 [20]). Die Höhe der Reduktion beträgt 10 Prozent. Die durch die vorliegende Versuchsdatenbasis definierten Anwendungsgrenzen sind in Abschnitt 9.5 näher erläutert.

Betonversagen

$$P_{Rd,c} = \left[326 \cdot A_{Wulst,eff} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{c,nom}} \right)^{2/3} + 220 \cdot d^2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{c,nom}} \right)^{1/3} \cdot \left(\frac{f_{uk}}{f_{u,nom}} \right)^{1/2} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad [\text{N}] \quad (7.29)$$

Stahlversagen

$$P_{Rd,s} = \left[313 \cdot A_{Wulst,eff} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{c,nom}} \right)^{2/3} + 240 \cdot \left(\frac{f_{uk}}{f_{u,nom}} \right) \cdot d^2 \right] \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad [\text{N}] \quad (7.30)$$

Mit:

$A_{Wulst,eff}$	wirksame projizierte Schweißwulstfläche [mm ²] (siehe Tabelle 7.2)
f_{ck}	charakteristische Betonzylinderdruckfestigkeit in [N/mm ²]
f_{uk}	charakteristische Zugfestigkeit des Kopfbolzens in [N/mm ²]
$f_{c,nom}$	charakteristische Betonzylinderdruckfestigkeit eines C30/37 in [N/mm ²]
$f_{u,nom}$	= 500 N/mm ² normierte Kopfbolzenzugfestigkeit
d	Kopfbolzendurchmesser in [mm]
γ_v	=1,25 Teilsicherheitsbeiwert

7.5 Zusammenfassung

Mit Hilfe „ingenieurmäßigen“ Überlegungen konnte ein Modell entwickelt bzw. 2 Gleichungen (siehe Gleichung 7.17 und Gleichung 7.18) zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte vorgeschlagen werden, die insgesamt gute Ergebnisse im Vergleich zu der momentan gültigen Regelung (siehe Roik u. a. [97]) liefern. Bezogen auf die eigene Datenbasis (siehe Anhang B), bis auf Betone mit $f_{c,cyl} > 60 \text{ N/mm}^2$ entspricht sie der Basis in Hanswille und Porsch [51], ergibt sich eine Verbesserung der Streubreite (Variationskoeffizient) des Quotienten aus Versuchslast P_e und der rechnerischen Traglast P_t von ca. 24%. Die Qualität des gefundenen Modells führte zu weiteren Vereinfachungen und zu einer Verbesserung der Anwendbarkeit. Auch die vorgeschlagenen vereinfachten Gleichungen 7.19 und Gleichung 7.20 zeigten die gleiche Qualität der Ausgangsgleichungen. Auch für diese Gleichungen ergab sich eine um 24% Prozent reduzierte Streubreite. Zusätzlich konnte gezeigt werden, dass die Anwendbarkeit des eigenen Ansatzes auch für hochfeste Betone gegeben ist. Der Vergleich mit dem Ansatz von Döinghaus [30] zeigte, dass das eigenen Modell gleiche Ergebnisse für Push-Out Versuchen mit ($f_{c,cyl} > 60 \text{ N/mm}^2$) liefert. Es konnte sowohl für Gleichung 7.17 und Gleichung 7.18 sowie für die vereinfachten Gleichungen 7.19 und Gleichung 7.20 eine Verbesserung hinsichtlich des Mittelwerts und des Variationskoeffizienten festgestellt werden.

Die Qualität der vereinfachten Gleichungen innerhalb der gesamten Datenbasis führte dazu, dass die statistische Analyse nach DIN EN 1990 [24] für die gesamte Datenbasis, ohne Berücksichtigung der gewählten Betonfestigkeitsgrenze, durchgeführt wurde. So ergibt sich für den Fall „Betonversagen“ eine Erhöhung des zulässigen Bemessungswertes P_{Rd} um über 23 Prozent im Vergleich zur momentan gültigen normativen Regelung. Dem gegenüber steht eine geringe Verschlechterung für den Fall „Stahlversagen“ von ca. 7%, bei jedoch deutlich größerem Anwendungsbereich.

Ausgehend von Bestimmungsgleichungen (siehe Gleichung 7.19 und 7.20) für Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte, die deutlich bessere Ergebnisse hinsichtlich ihrer Streubreite aufweisen, kann nun der Einfluss eines senkrecht spannenden Trapezbleches bzw. die hieraus resultierende Sickengeometrie auf die Kopfbolzentragfähigkeit untersucht werden.

8 FE-Untersuchungen

8.1 Überblick zum Vorgehen

Die in diesem Kapitel vorgestellten FE-Untersuchungen und Berechnungen erfolgen mit dem FE-Programm Abaqus [1, 2]. Vorangegangene Arbeiten haben die grundsätzliche Eignung des FE-Programms Abaqus [1, 2] für die Modellierung und numerische Untersuchungen an Verbundträgern und Push-Out Versuchen gezeigt (siehe z.B. Sauter [102], Baur [8], Fink und Petraschek [41], Fink u. a. [42]). Ausgehend von einem kurzen allgemeinen Überblick zur Modellbildung sowie zu den verwendeten Materialmodellen, liegt das Hauptaugenmerk auf der Verifikation des gewählten FE-Modells. Die Verifikation erfolgt einerseits durch Referenzversuche zur Überprüfung der Annahmen zum Betonmaterial, andererseits durch Kontrolle, ob typische Versagensbilder eines Kopfbolzens unter Zug bzw. Querlast darstellbar sind. Der Vergleich mit den eigenen Push-Out Versuchen (siehe Kapitel 5 bzw. Anhang A) schließt die Verifikation ab. Das so gefundene FE-Modell ist Grundlage einer Parameterstudie (siehe Abschnitt 8.3 und 8.4), die die geometrischen Haupteinflussgrößen auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Sicke eines senkrecht spannenden Trapezblechs qualitativ und quantitativ erfasst. Die FE-Ergebnisse der Parameterstudie sind zum großen Teil im Rahmen einer Diplomarbeit (siehe Sauter [102]) entstanden und bereits in [?] enthalten. Mit der Darstellung der Ergebnisse der Parameterstudie endet dieses Kapitel.

8.2 Modell und Verifikation

8.2.1 Allgemeines

Die Modellierung, der im nachfolgenden betrachteten FE-Modelle erfolgt im Normalfall mit dem Pre- und Postprocessor Abaqus/CAE [1, 2] und teilweise mit Femap [40]. Femap [40] dient zur Modellierung der notwendigen Volumenkörper, während Abaqus/CAE für das FE-Netz, die Definition der Kontaktflächen, den Last- und Randbedingungen sowie den Materialparameter (siehe Abschnitt 8.2.2) verwendet wird. Die Analyse bzw. die eigentliche Berechnung erfolgte mit Hilfe von Abaqus/Standard [1, 2].

Die Auswertung erfolgte wiederum mit Abaqus/CAE [1, 2]. Sowohl der Beton als auch die verschiedenen Stahlteile werden mit Volumenelementen (Hexader, Tetraeder) vernetzt. Im Gegensatz hierzu wird das Trapezblech aus 4-knotigen Shellelementen erzeugt. Die Verbindung zwischen Kopfbolzen und Trapezblech im Bereich der Schweißwulst wird für den Fall „Kopfbolzen durchgeschweißt“ mittels einer Zwangsbedingung der Knoten in diesem Bereich realisiert (vgl. Abaqus [1, 2]). Falls Bewehrung vorhanden ist, wird sie durch 2-knotigen Stabelemente modelliert, die mit dem Beton durch die Option „embedded region“ mit dem Betonnetz verbunden werden. Des Weiteren wird an den Kontaktflächen ein reibungs-

freier Kontakt modelliert. Da die eigenen Versuche (siehe Kapitel 5) weggesteuert gefahren wurden, wird die Belastung als Verformung aufgebracht. Des Weiteren wird, falls möglich, die Symmetrie des Modells berücksichtigt. Weitere Angaben zu den Last- und Randbedingungen sind in Bild 8.12 gegeben.

8.2.2 Materialmodelle

Betonmodell

Abaqus [1] kennt 3 unterschiedliche Materialmodelle für Beton:

- „Concrete smeared cracking“
- „Concrete damaged plasticity“
- „Cracking model for concrete“

Im Rahmen von Voruntersuchungen wurde jedoch nur die Eignung der beiden Modelle „Concrete smeared cracking“ und „Concrete Damaged Plasticity“ untersucht. Ein Grund für die Nichtberücksichtigung des 3. Modells ist, dass das Materialmodell „Cracking model for concrete“ nicht für die implizite Berechnung geeignet ist (siehe Abaqus [1, 2]).

Sowohl das Modell „Concrete smeared cracking“ als auch „Concrete Damaged Plasticity“ berücksichtigen die Rissentstehung im Beton über ein verschmiertes Rissbild, d.h. ein Reißen des Betons wird durch eine Reduktion der Elementsteifigkeiten berücksichtigt. Ein „Aufgehen“ eines Risses zwischen 2 Elementen, also ein Lösen der Elemente findet nicht statt. Dies ist ein möglicher Grund für Unterschiede im Nachbruchverhalten zwischen einer numerischen Berechnung und einem Versuch. Des Weiteren ist festzustellen, dass es bei der impliziten Rechnung nach Erreichen der Traglast zu Konvergenzproblemen bei der FE-Rechnung kommen kann.

Dennoch zeigen die nachfolgenden Betrachtungen sowie vorangegangene Arbeiten, wie z.B. Sauter [102], Baur [8], Fink und Petraschek [41], Fink u. a. [42] u.a., dass das Modell „Concrete damaged plasticity“ gute Ergebnisse liefert. Aus diesem Grund wird es im weiteren Verlauf der FE-Untersuchungen verwendet. Zur Beschreibung des Betonverhaltens unter Zug wird bei diesem Modell ein linear-elastisches Ansteigen der Zugfestigkeit bis zum Erreichen der Rissdehnung angenommen. Das Entfestigungsverhalten wird durch die Bruchenergie G_F , die ein Maß für die freiwerdende Energie bei Rissbildung ist, beschrieben (siehe Abaqus [1, 2]). Die Bestimmung der Bruchenergie G_F erfolgt nach CEB-FIB Model Code 1990 [15] (siehe Bild 8.1). Das Verhalten im Betondruckbereich (außerhalb des elastischen Bereichs) wird durch Wertepaare $\sigma_c, \tilde{\epsilon}_c^{in}$ definiert. Hierbei ist $\tilde{\epsilon}_c^{in}$ der inelastische Dehnungsanteil der Gesamtdehnung ϵ_c und definiert als

$$\tilde{\epsilon}_c^{in} = \epsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0}. \quad (8.1)$$

Als weitere notwendige Parameter sind der Winkel „dilation angle β “ zu nennen, der sich aus der inneren Reibung ϕ des Betons bestimmen lässt (siehe Müllers [82]) sowie die Parameter K , „eccentricity“ und „viscosity parameter“. Nach Müllers [82] haben diese Parameter nur einen geringen Einfluss auf

die Berechnung. Eigene Parametervariationen haben dies bestätigt. Aus diesem Grund werden für diese Parameter die „Default“-Werte nach Abaqus [1, 2] verwendet. Da, wie bereits erwähnt, das „Concrete Damaged Plasticity“-Modell Risse nicht direkt darstellt, kann die Rissentstehung bzw. der Rissfortschritt nur indirekt durch die auftretenden plastischen Dehnungen in den Elementen, die ein Maß für die Betonschädigung sind, dargestellt werden. Üblicherweise werden einzelne Elemente mit hoher plastischen Dehnungen als Riss interpretiert. Bei groben FE-Netzen ist dies jedoch auf Grund der Elementgröße nicht mehr möglich. In diesem Fall kann nur noch von Bereichen mit einer Betonschädigung inkl. Rissbildung ausgegangen werden.

Stahlmodell

Als Stahlmodell wird eine einfache bi-lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung gewählt, die durch den Elastizitätsmodul E , die Fließspannung f_y , die Zugfestigkeit f_u sowie die zugehörige Bruchdehnung ϵ_u definiert ist. Die Berücksichtigung von Stahlversagen ist mit diesem Modell nur durch Kontrolle, ob ein Überschreiten der maximalen Dehnung vorliegt, möglich. Es werden in Abaqus [1, 2] der linear-elastische Dehnungsbereich durch den Elastizitätsmodul E , sowie der plastische Dehnungsbereich durch 2 Wertepaare, Fließspannung und zugehörige plastische Dehnung ($\epsilon = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl}$) definiert. Das erste Wertepaar ist die Fließspannung f_y bei der noch keine plastische Dehnung auftritt, das zweite Wertepaar die Zugfestigkeit f_u mit der zugehörigen plastischen Dehnung $\epsilon_u - \frac{f_y}{E}$. Für die Umrechnung der Ingenieurspannungen in die wahren Spannungen, notwendig für die Eingabe in Abaqus [1], sei auf Müllers [82] bzw. auf Abaqus [1] selbst verwiesen.

8.2.3 Verifikation

Voruntersuchungen

In einem ersten Schritt wird das gewählte Betonmodell anhand von „einfachen“ Benchmarkversuchen aus der Literatur überprüft. Diese numerischen Berechnungen dienen zur Überprüfung, ob verschiedene Betonversagensformen, wie Versagen infolge Zugbeanspruchung (Mode I) bzw. kombiniertes Zug- und Schubversagen (Mode I+II), abbildbar sind. Die gewählten Versuche wurden auch von Leukert [75] verwendet und sind

- ein direkter Zugversuch (siehe Reinhardt [90]),
- ein 3-Punkt Biegeversuch von Petersson [87] (gefunden in Rots u. a. [100]),
- eine L-förmige Scheibe (siehe Winkler [113]).

Auf ausführliche Erläuterungen zu den einzelnen Versuchen wird in dieser Arbeit verzichtet. Stattdessen wird auf die jeweilige Literatur (siehe Reinhardt [90], Petersson [87], Winkler [113]) bzw. auf Leukert [75] verwiesen. Es werden 2 unterschiedliche Kurven (siehe Bild 8.1) für das Entfestigungsverhalten des

Betons im Zugbereich untersucht. Im zweiten Schritt wird überprüft, ob und wie weit, dass gewählte Be-

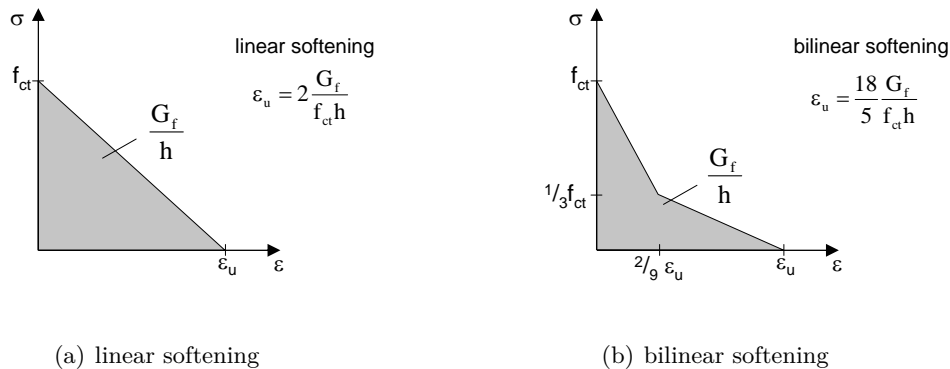


Bild 8.1: Lineare und bilineare Entfestigungsbereich in Abhängigkeit der Bruchenergie G_f nach Rots u. a. [100]

tonmodell sowie das zugehörige Stahlmodell typische Versagensformen eines Kopfbolzens auf Zug sowie ein Kopfbolzen unter Querlast in einer Vollbetonplatte bzw. in einer Betonsicke darstellen kann. Schließlich dienen die eigenen Push-Out Versuche (siehe Kapitel 5) zur endgültigen Verifikation des gewählten FE-Modells.

Referenzversuche

Direkter Zugversuch Als erster Referenzversuch dient ein direkter Zugversuch aus Reinhardt [90]. Die Abmessungen des gekerbten Probekörpers (siehe Bild 8.2(a)) beträgt $l/b/t = 250/60/50$ mm. Da bei diesem Versuch eine starke lokale Betonschädigung im Bereich der Kerben zu erwarten war, wurden Dehnmessstreifen mit einer Messlänge von 35 mm mittig auf Höhe der Kerben angebracht und hiermit die Differenzverschiebung δ ermittelt. Soweit möglich wurden die Materialdaten aus Leukert [75] bzw. Reinhardt [90] verwendet. Die notwendige Bruchenergie G_f wurde, da keine Werte vorlagen, nach CEB-FIB Model Code 1990 [15] abgeschätzt. Unter der Annahme eines Größtkorndurchmessers von $d = 16$ mm ergibt sich somit eine Bruchenergie von ca. $0,9 \text{ N/mm}$. Des Weiteren ist in Reinhardt [90] die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ mit $3,20 \text{ N/mm}^2$ mit einer Standardabweichung von $0,30 \text{ N/mm}^2$ gegeben. Eine Umrechnung in die einaxiale Zugfestigkeit f_{ctm} kann nach CEB-FIB Model Code 1990 [15] erfolgen. Vergleicht man jedoch die Last-Verformungskurve des Versuchs in Bild 8.2(b) muss angenommen werden, dass im vorliegenden Fall die einaxiale Zugfestigkeit bei ca. $3,50 \text{ N/mm}^2$ ($f_{ct,sp} + 0,30 \text{ N/mm}^2$) liegt. Aus diesem Grund wird für die numerischen Berechnungen dieser Wert verwendet. Die Ergebnisse der numerischen Nachrechnung (siehe Bild 8.2(b)) bestätigen diese Annahme. Auffallend ist, dass der lineare Ansatz (siehe Bild 8.1(a)) der nach CEB-FIB Model Code 1990 [15] ermittelten Bruchenergie G_f ein deutlich zu steifes Nachbruchverhalten zeigt. Eine Reduktion der Bruchenergie auf $G_f = 0,04 \text{ N/mm}$ führt im Nachbruchverhalten zu einem deutlich besseren Ergebnis. Aus diesem Grund wird der bilineare Ansatz nach Bild 8.1(b) nur mit $G_f = 0,04 \text{ N/mm}$ untersucht. Wie in Bild 8.2(b) zu sehen, zeigt sich für diesen Ansatz, die beste Übereinstimmung zwischen Versuchskurve und numerischer Berechnung im interessanten Verformungsbereich kurz nach Erreichen der Traglast. Dieses erste Ergebnis deutet daraufhin, dass unter Umständen die nach CEB-FIB Model Code 1990 [15] bestimmte Bruchenergie zu hoch abgeschätzt wird. So wird bei

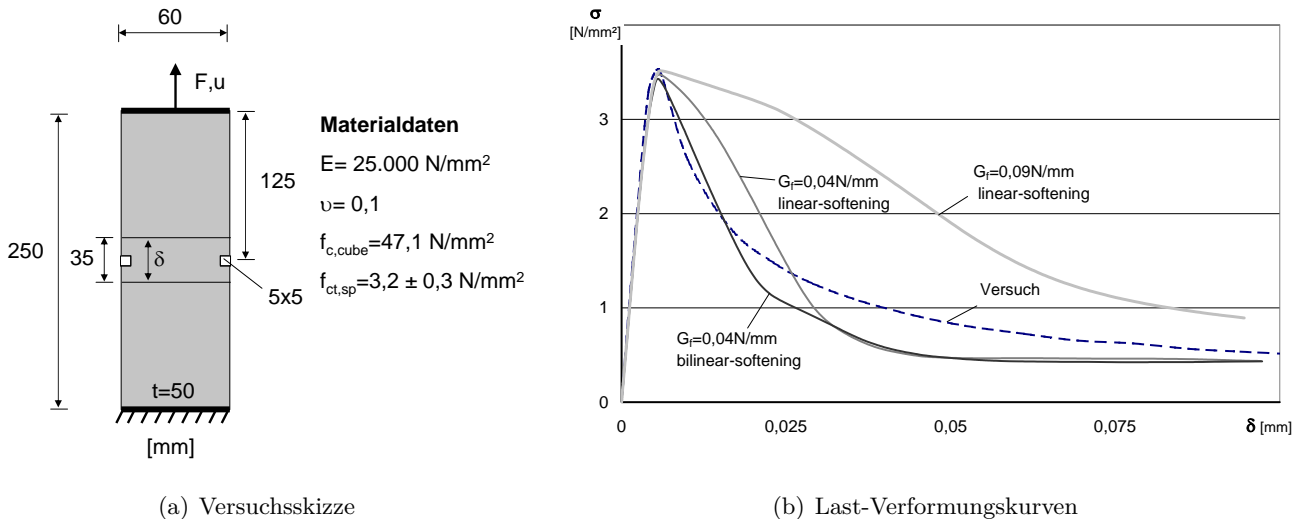


Bild 8.2: Versuchsskizze und Materialdaten (siehe Leukert [75] bzw. Rots u. a. [100]) sowie Vergleich der numerisch ermittelten und beobachteten Last-Verformungskurven

den nachfolgenden Versuchen als zusätzliche Bestimmungsgleichung für die Bruchenergie G_f Gleichung 8.2 verwendet. Sie beruht auf der Arbeit von Vos [112] und wurde in Cervenka u. a. [16] gefunden.

$$G_f = 0,025 \cdot f_{ctm} \quad (8.2)$$

Mit:

f_{ctm} einaxiale Betonzugfestigkeit in $[\text{N/mm}^2]$

Dreipunktbiegebalken Als weiterer Referenzversuch dient ein 3 Punktbiegeversuch von Petersson [87]. Die Kerbe mit einer Abmessung von $h/b = 100/20 \text{ mm}$ liegt mittig unter der Lasteinleitung. Die weiteren Abmessungen sowie die zugehörigen Materialdaten des Balkens können Bild 8.3 entnommen werden. Die zugehörige Bruchenergie G_f ist in Rots u. a. [100] zu $0,124 \text{ N/mm}$ gegeben und liegt somit oberhalb der nach CEB-FIB Model Code 1990 [15] für ein Höchstkorndurchmesser von $d_{max} = 16 \text{ mm}$ bestimmten Bruchenergie. Die numerische Berechnung erfolgt auf Grund der vorliegenden Symmetrie am halben System. Petersson [87] hat mehrere gleiche Versuche durchgeführt. Aus diesem Grund ist in Bild 8.4(b) eine Last-Verformungsfläche gegeben, die eine Zusammenfassung aller vorhandenen Last-Verformungskurven darstellt. Die numerischen Ergebnisse zeigen, dass, wie bereits im vorangegangenen Versuch beobachtet, der lineare Ansatz nach Bild 8.1(a) für das Entfestigungsverhalten eine zu hohe Tragfähigkeit sowie ein unbefriedigendes Nachbruchverhalten ergibt. Dies gilt sowohl für die Berechnung der Bruchenergie $G_f = 0,124 \text{ N/mm}$ (nach Rots u. a. [100]) als auch für $G_f = 0,083 \text{ N/mm}$ nach Gleichung 8.2 (siehe Bild 8.4(b)). Im Gegensatz hierzu zeigt der bilineare Ansatz nach Bild 8.1(b) für die Bruchenergie $G_f = 0,083 \text{ N/mm}$ (siehe Gleichung 8.2) einen guten, für eine um ca. 20% reduzierte Bruchenergie $G_f = 0,068 \text{ N/mm}$, sogar einen sehr guten Verlauf (siehe Bild 8.4(b)). Neben den numerisch ermittelten Last-Verformungskurven zeigen, wie in Bild 8.4(a) zu sehen, die plastischen Dehnungen des Betons, die als Rissort (vgl. Abschnitt 8.2.2) interpretiert werden können, einen für die vorhandene Belastung typischen

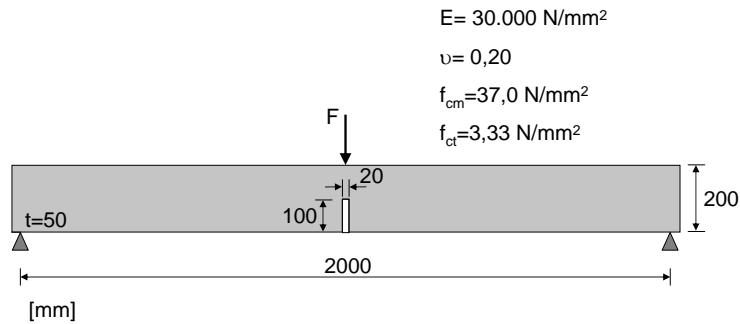
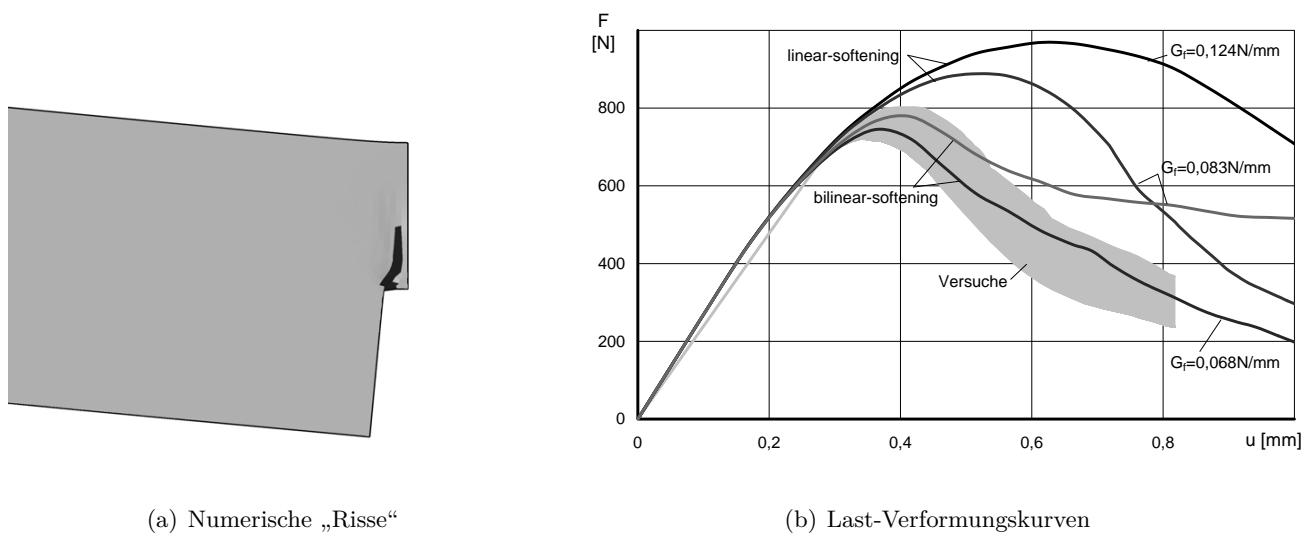


Bild 8.3: Versuchsskizze und Materialdaten nach Petersson [87](aus Leukert [75] bzw. Rots u. a. [100])

Verlauf (siehe Bild 8.4(a)).

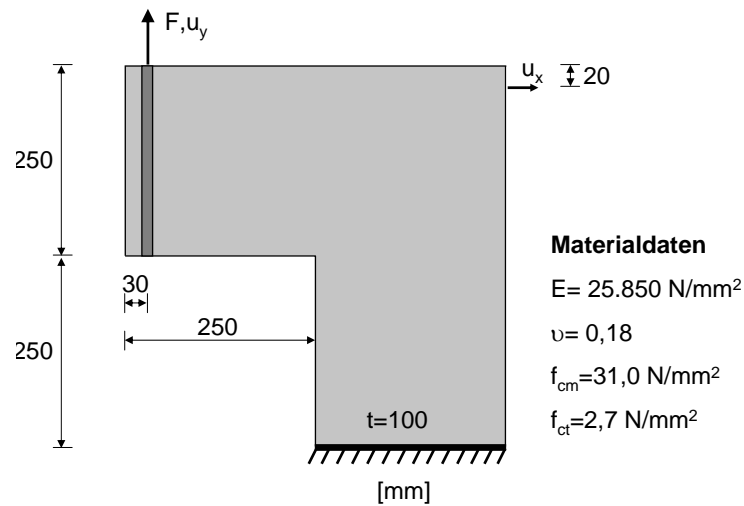


(a) Numerische „Risse“

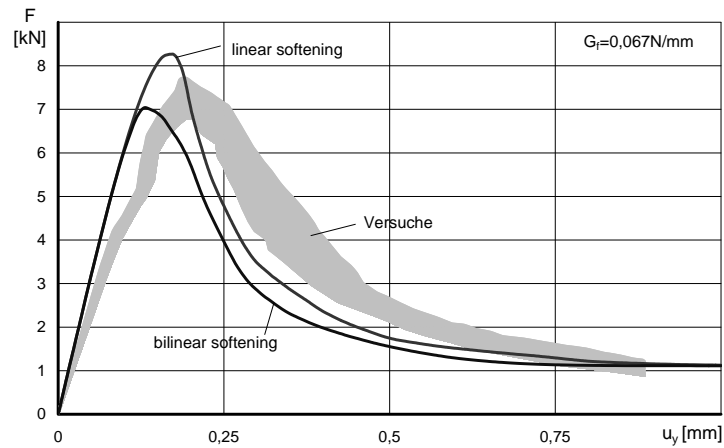
(b) Last-Verformungskurven

Bild 8.4: Numerisch ermittelte plastische Dehnungen („Risse“) sowie Vergleich der numerisch ermittelten und beobachteten Last-Verformungskurven

L-förmige Scheibe Als weiterer Referenzversuch wird die L-förmige Scheibe (siehe Bild 8.5(a)) gewählt. Beide Schenkel haben eine Länge von 500 mm und eine Höhe von 250 mm. Die Dicke des Probekörpers beträgt 100 mm. Die Materialdaten sowie die Versuchsergebnisse stammen aus Winkler [113], der 6 gleiche unbewehrte Betonwinkel getestet hat. Aus diesem Grund sind, wie bereits beim 3-Punktbiegeversuch, die vorliegenden Last-Verformungskurven zu einem Last-Verformungsband zusammengefasst (siehe Bild 8.5(b)). Im Gegensatz zu den beiden vorangegangenen Referenzversuchen kommt es bei diesem Versuch zu einem kombinierten Zug- und Schubversagen (Mode I+Mode II) (vgl. Leukert [75]). Weitere Informationen zum Versuchsaufbau, Betonzusammensetzung, Versagensbilder sind in Winkler [113] gegeben. Auf Grund der Ergebnisse aus den beiden vorangegangenen Referenzversuchen, wird die Bruchenergie G_f zu $0,0675 \text{ N/mm}$ nach Gleichung 8.2 bestimmt. Vergleicht man die gefundenen Lastverformungskurven in Bild 8.5(b) ergibt sich für den bilinearen Ansatz im Falle eines kombinierten Zug-Schubversagens (siehe Bild



(a) Versuchsskizze



(b) Last-Verformungskurven

Bild 8.5: Versuchsskizze und Materialdaten (siehe Leukert [75] bzw. Winkler [113]) sowie Vergleich der numerisch ermittelten und beobachteten Last-Verformungskurven

8.1(b)) eine nur leicht bessere Übereinstimmung der numerisch ermittelten Kurve mit der Versuchskurve. Das Nachbruchverhalten zeigt bei beiden Kurven ein ähnliches Verhalten. Insgesamt ist festzustellen, dass die in Bild 8.1(b) dargestellten numerischen Kurven bereits im linear-elastischen Bereich ein steiferes Verhalten zeigen. Die Variation der Elementart sowie der Elementgrößen zeigen, dass sie nicht allein ursächlich für diese Verhalten sein können. Obwohl die absoluten Unterschiede sehr gering sind, könnte das gewählte Betonmodell neben einem zu hohen Elastizitätsmodul sowie einer nicht vollständigen starren Einspannung des Betonwinkels im Versuch ursächlich hierfür sein. Dennoch kann, vergleicht man die auftretenden plastischen Dehnungen (siehe Bild 8.6(a)) bzw. die auftretenden Betonrisse (vgl. Abschnitt 8.2.2) mit den im Versuch beobachteten Betonrisse (siehe Bild 8.6(b)) von einem ähnlichem bzw. übereinstimmenden Versagen ausgegangen werden.



Bild 8.6: Gegenüberstellung der numerisch ermittelten plastischen Dehnungen („Risse“) und im Versuch beobachteten Risse (Skizze gefunden in Leukert [75])

Typische Versagensbilder Kopfbolzen

Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte unter Zuglast Charakteristisch ist für einen Kopfbolzen unter Zuglast, vorausgesetzt, dass kein Überschreiten der Zugfestigkeit des Bolzenmaterials auftritt, das Entstehen eines Betonausbruchkegels. Die Bruchfläche des Kegels verläuft etwa unter einem Winkel von $\alpha = 37,5^\circ$ (vgl. Eligehausen und Mallée [33]). Nach Eligehausen und Sawade [34] sind bei ausreichender Verankerungstiefe des Kopfbolzen auf Traglastniveau bereits Risse um den Kopf des Bolzens entstanden (siehe Bild 8.7(a)). Diese Risse, die entlang des Mantels des Ausbruchkegels laufen, haben bei Traglast bereits eine Länge von ca. 0,45 der Länge der Mantelfläche erreicht. Wie in den Bildern 8.7(a) und 8.7(b) gezeigt, konnten sowohl die Risse bei Traglast sowie der Rissfortschritt bis zum endgültigen Betonausbruch durch Vergleich der plastischen Dehnungen dargestellt werden. Selbst der in Bild 8.8 dargestellte

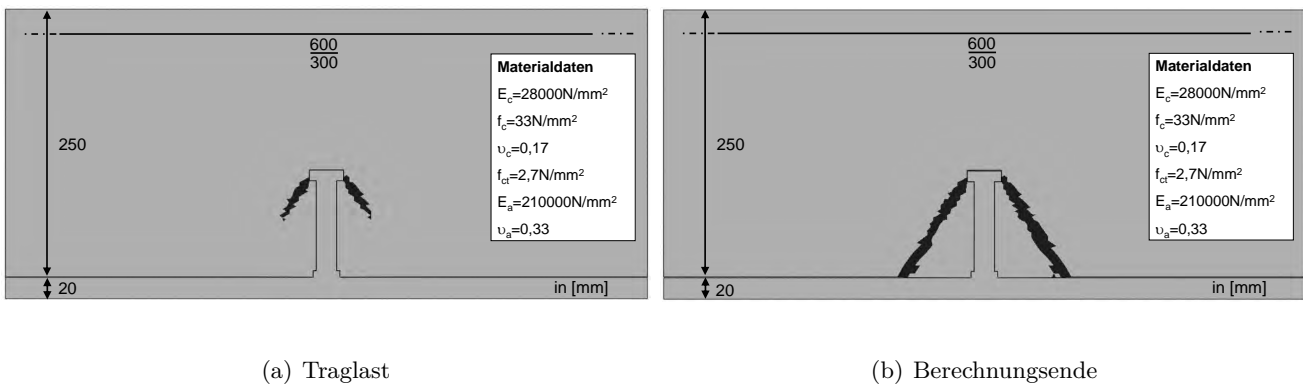


Bild 8.7: Numerisch ermittelte plastische Dehnungen „Risse“ eines Kopfbolzens ($h = 100 \text{ mm}, d = 19 \text{ mm}$) bei Traglast bzw. bei Berechnungsende unter Zug

Ausbruchkegel stimmt relativ gut mit der Realität überein. Vergleicht man für den numerisch untersuchten Kopfbolzen die ermittelte Tragfähigkeit mit dem Ansatz von Eligehausen und Mallée [33] ergibt sich eine gute Übereinstimmung. So ergibt sich nach der Gleichung von Eligehausen und Mallée [33] eine mittlere Tragfähigkeit von ca. 75 kN nach Gleichung 8.3 für die gewählten Materialspezifikationen, während die numerische Berechnung die Tragfähigkeit zu 73 kN bestimmt wird.

$$N_{u,c}^0 = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad [\text{N}] \tag{8.3}$$

Mit:	
$N_{u,c}^0$	Mittlere Bruchlast eines Kopfbolzens auf Zug
β_w	Betonwürfeldruckfestigkeit in $[\text{N}/\text{mm}^2]$
h_{ef}	Kopfbolzenverankerungslänge in $[\text{mm}]$
k	$= [15,5 \text{ N}^{0,5}/\text{mm}^{0,5}]$ nach Eligehausen u. a. [32]

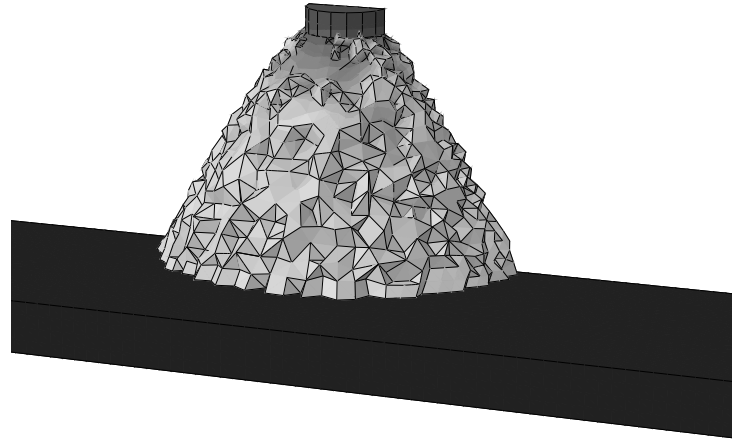


Bild 8.8: Darstellung des Ausbruchkegels bei einem Kopfbolzen unter Zuglast (numerische Berechnung)

Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte unter Querlast Nach Eligehausen und Mallée [33] wächst die Betondruckkraft vor dem Bolzenfuß mit zunehmender Querkraft an. Hieraus resultieren Betonabplatzungen in diesem Bereich. Mit zunehmender Beanspruchung (Biegebeanspruchung des Kopfbolzen) kann es infolge einer zu geringen Verankerungstiefe des Kopfbolzens zu einem Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite kommen (vgl. Eligehausen und Mallée [33]). In ähnlicher Weise beschreibt Lungershausen [78] das Tragverhalten eines Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte (vgl. Abschnitt 2.1). Die auftretenden Ausbruchkegel werden bei Eligehausen und Mallée [33] jedoch flacher beschrieben als bei Kopfbolzen im Verbundbau. Wie bereits in Abschnitt 3.2 beschrieben, sollte im Verbundbau eine Mindesteinbindetiefe von $4d$ vorhanden sein (siehe Abschnitt 3.2 bzw. Jenisch [60], Slutter [105], Slutter und Driscoll [106, 107], Maeda u. a. [79]), anderenfalls ist die Tragfähigkeit durch einen Abminderungsfaktor α (siehe Gleichung 3.3) zu reduzieren. Die unterschiedliche Ausbildung der Ausbruchkegel liegt womöglich an den unterschiedlichen Versuchsspezifikationen. So beschreiben Eligehausen und Mallée [33] das Verhalten von Kopfbolzen, die auf Ankerplatten aufgeschweißt sind. Im Gegensatz dazu sind die Kopfbolzen im Verbundbau üblicherweise auf durchlaufenden Stahlblechen (Trägerflansch) aufgeschweißt. Vergleicht man die „Rissbilder“ (siehe Bild 8.9(a) und 8.9(b)) eines Kopfbolzens mit einer Einbindetiefe von $3d$ und eines Kopfbolzen mit einer Einbindetiefe von ca. $5,3d$ auf Traglastniveau erkennt man, dass bei beiden eine Schädigung vor dem Kopfbolzen erfolgt. Die plastischen Dehnungen/ Risse auf der Rückseite jedoch bei dem kurzen Kopfbolzen bis zum Betonrand verlaufen. Dies kann als Herausbrechen des Bolzens auf Traglastniveau betrachtet werden.

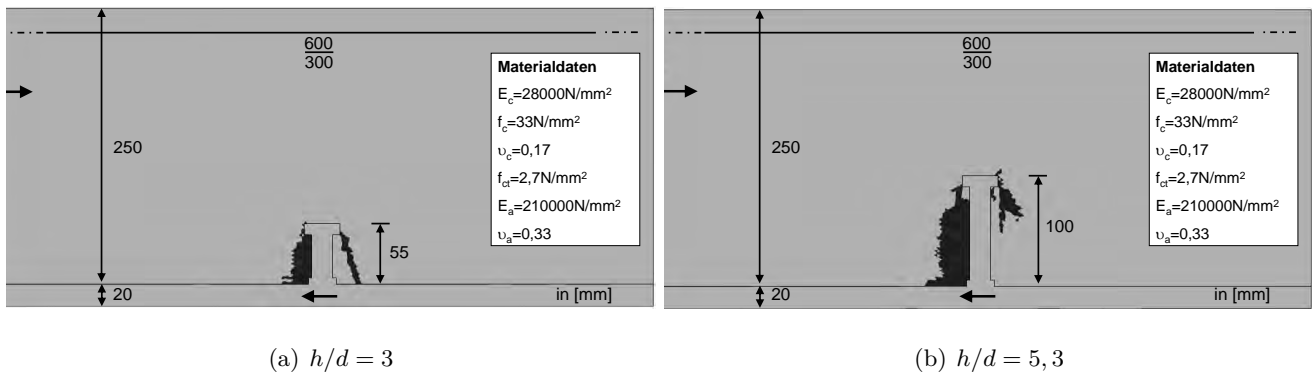


Bild 8.9: Vergleich der plastischen Dehnungen / Betonschädigung bei Kopfbolzen ($d = 19$ mm mit unterschiedlichen h/d -Verhältnissen

Kopfbolzen in der Sicke eines hinterschnittenen Profils Bei ausreichender Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton ist ein übliches Versagen „rib punch-through failure“. Hierbei versagt der Beton vor dem Kopfbolzenfuß durch Herausbrechen. Wie in Bild 8.11 zu erkennen, konnte dieses Versagen ausreichend genau in der numerischen Berechnung dargestellt werden. Bild 8.10(a) zeigt einen Kopfbolzen mit ausreichender Verankerungslänge in der durch ein Hoesch Holorib HR51/150 Profil geformten Betonrippe bei Erreichen der maximalen Traglast. Es ist zu beachten, dass bei dieser Berechnung das Trapezprofilblech nicht modelliert wurde. Dieses Versagen ist jedoch nicht ohne die Betonschädigung am Bolzenfuß möglich. So erkennt man in Bild 8.10(b) die hohen plastischen Dehnungen/ Schädigungen am Bolzenschaft bei Berechnungsende.

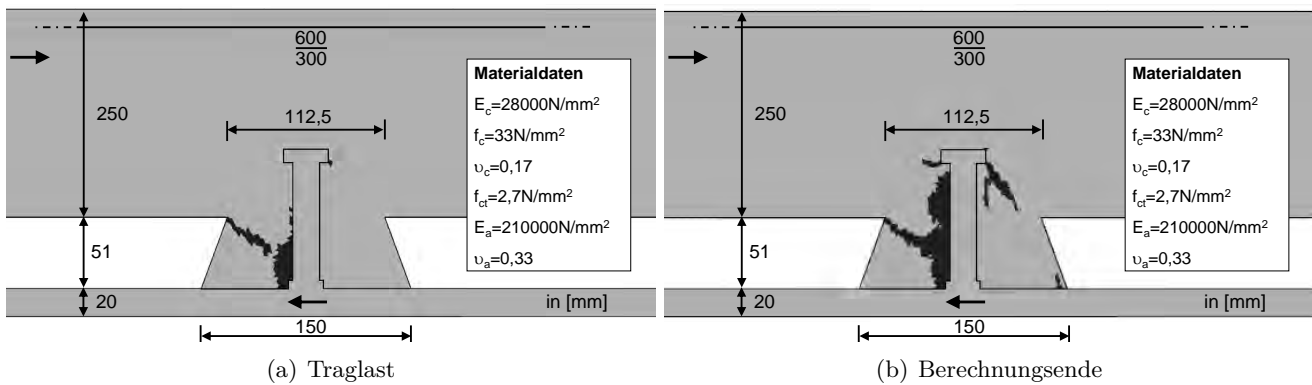


Bild 8.10: Numerisch ermittelte plastische Dehnungen „Risse“ eines Kopfbolzens ($h = 100$ mm, $d = [19]$ mm) bei Traglast bzw. bei Berechnungsende

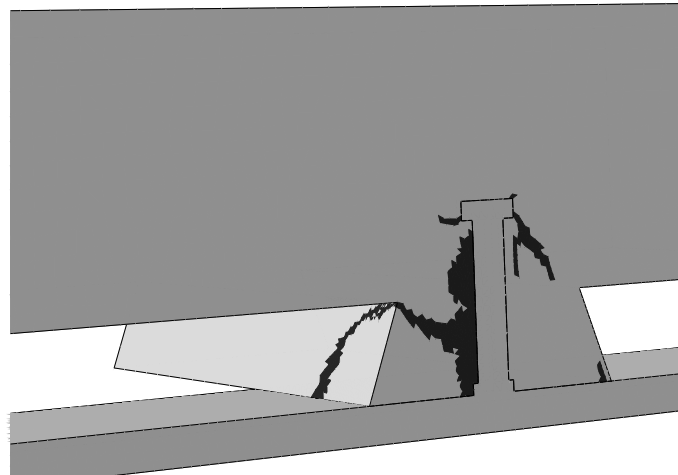


Bild 8.11: Isometrie der plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzens in einer Sicke (HR51/150) bei Abbruch der numerischen Berechnung

Vergleich mit eigenen Versuchen

Zusätzlich zu den vorangegangenen FE-Voruntersuchungen wird das gewählte FE-Modell anhand von Vergleichsrechnungen mit vorhandenen Push-Out Versuchen überprüft. Hierzu dienen die in Kapitel 5 vorgestellten eigenen Push-Out Versuche. Die verwendeten Materialmodelle sowie eine kurze Erläuterung zur Netzmodellierung wird in den vorangegangenen Abschnitten 8.1 und 8.2.2 gegeben. Auf Grund der Doppelsymmetrie der Push-Out Körper wird nur ein Viertel des Versuchskörpers modelliert. Die bei den numerischen Berechnungen gewählten Randbedingungen (U Translationsfreiheitsgrad, UR Rotationsfreiheitsgrad) zur Definition der Lager- und Symmetriebedingungen sind in Bild 8.12 gegeben. Außerdem ist in Bild 8.12 exemplarisch das FE-Modell des Versuchskörpers V12-Co-1u mit und ohne Betonplatte auf Traglastniveau inkl. der zugehörigen plastischen Dehnungen gegeben. Zur besseren Übersicht wird bei den

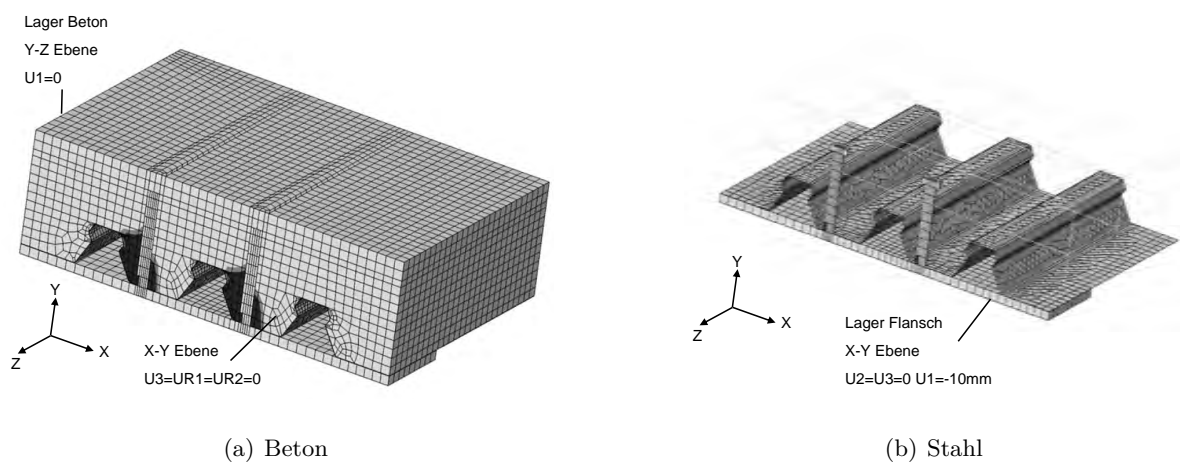


Bild 8.12: Darstellung des FE-Modells des Versuchs V12-Co-1u inkl. plastischer Dehnungen bei 2 mm Schlupf

nachfolgenden FE-Bildern auf die Darstellung der Knoten und Elementkanten, wie bereits bei den vorangegangenen Untersuchungen, verzichtet. Eine Übersicht über die verwendeten Trapezbleche, Kopfbolzen sowie den Versuchskörperabmessungen etc. ist in Tabelle 5.1 gegeben. Die vorhandenen Materialfestigkeiten können Tabelle 5.3 entnommen werden bzw. sind für die Versuche in Anhang A aufgeführt. Wie die vorangegangenen Betrachtungen gezeigt haben, kann durch Variation der Eingangsgrößen bei der FE-Berechnung, hierbei sind insbesondere die Zug- und Druckfestigkeit sowie die Bruchenergie des Betons zu nennen, sowohl die rechnerische Tragfähigkeit als auch das Nachbruchverhalten beeinflusst werden. Gleichzeitig streuen die Eingangsgrößen, wie in Tabelle 8.1 zu sehen, stark. Aus diesem Grund wurde bei den nachfolgenden numerischen Berechnungen die Eingangsgrößen der Materialfestigkeiten im Rahmen der in Tabelle 8.1 gegebenen Streuungen variiert. Der Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen

Tab. 8.1: Streuung der Materialeigenschaften des Betons bei Annahme einer Log-Normalverteilung nach JCSS [59]

Materialeigenschaft		Mittelwert μ [-]	Variationskoeffizient VarK [-]
Druckfestigkeit	f_{cm}	1,0	0,06
Zugfestigkeit	f_{ctm}	1,0	0,30
E-Modul	E_{c0m}	1,0	0,15
Druckbruchdehnung	ϵ_{cu}	1,0	0,15

P_e und den numerisch ermittelten Traglasten P_{FE} zeigt vor allem für offene Profile der ThyssenKrupp-Reihe TK T85.1 gute bis sehr gute Ergebnisse (vgl. Bild 8.13 bzw. Tabelle 8.2). Der Mittelwert μ der Quotienten P_e (Versuchslast) zu P_{FE} (numerisch ermittelte Traglast) ergibt sich zu 0,97, während die Standardabweichung δ bei geringen 0,05 liegt. Vor allem für die Versuche mit unterer Bewehrungslage

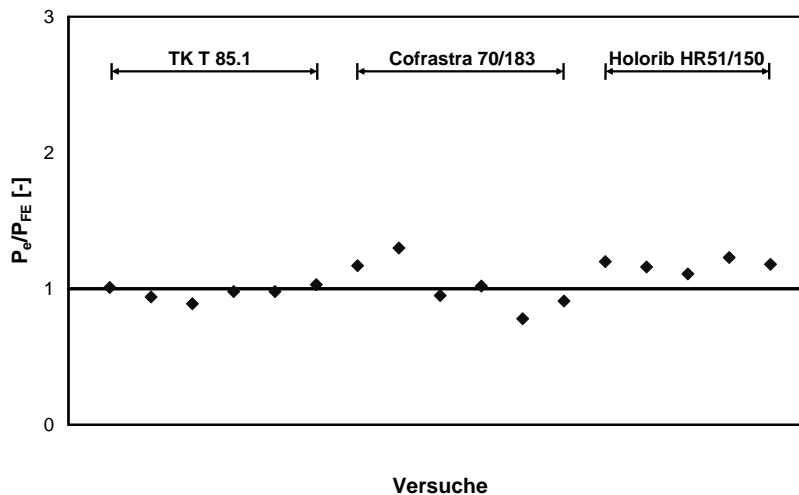


Bild 8.13: Grafische Darstellung des Quotienten Versuchslast P_e zu numerisch ermittelter Last P_{FE}

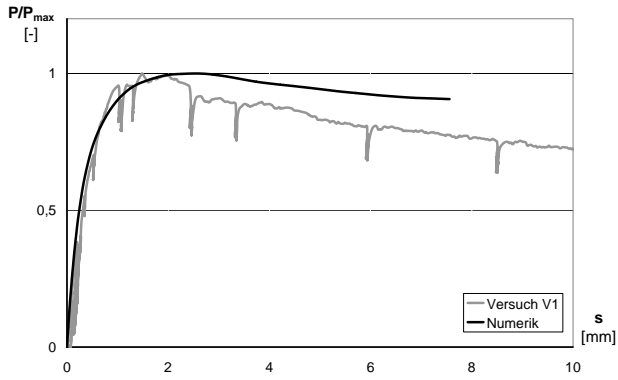
in „favourable-position“ bzw. „alternating-position“ ergeben sich gute Übereinstimmungen zwischen den numerisch ermittelten Last-Verformungskurven und den Versuchskurven. Exemplarisch sind die Last-Verformungskurven für die Push-Out Versuche V1-TK-2f und V5-TK-2a gegeben (siehe Bild 8.14(a) und 8.14(b)).

Tab. 8.2: Statische Kenngrößen numerische Berechnungen

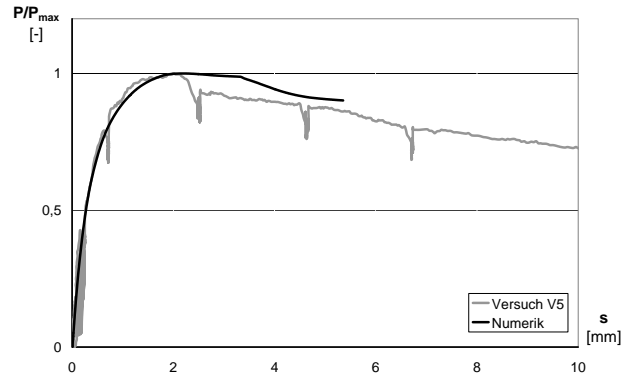
lfd. Nr.	Versuchsbez.	P_e/P_{FE}	Mittelwert μ	Standardab. δ
1	V1-TK-2f	1,01		
2	V2-TK-2f	0,94		
3	V3-TK-2u	0,89	0,97	0,05
4	V4-TK-2u	0,98		
5	V5-TK-2a	0,98		
6	V6-TK-2a	1,03		
7	V7-Co-1f	1,17		
8	V8-Co-1f	1,30		
9	V9-Co-1f	0,95	1,02	0,18
10	V10-Co-1u	1,02		
11	V11-Co-1u	0,78		
12	V12-Co-1u	0,91		
13	V13-Hoe-1m	1,20	1,18	0,05
14	V14-Hoe-1m	1,16		
15	V15-Hoe-1u	1,11		
16	V16-Hoe-1f	1,23		
17	V17-Hoe-2a	1,18		

Auch für Kopfbolzen in „unfavourable-position“, Bild 8.14(c) zeigt die Lastverformungskurve des Versuchs V3-TK-2u, wird eine relativ gute Übereinstimmung zwischen numerischer und im Versuch beobachteter Last-Verformungskurve beobachtet. Bei allen Nachrechnungen kommt es jedoch zu einem geringeren Abfall der Last-Verformungskurve im Nachtraglastbereich bei der numerischen Berechnung im Vergleich zu den Versuchsbeobachtungen (siehe Bild 8.14). Dies dürfte an dem gewählten Materialmodell (siehe Abschnitt 8.2.2) des Betons, das sprödes Versagen nicht ohne Weiteres abbilden kann, liegen. Außerdem zeigt sich, dass das gewählte Entfestigungsverhalten (vgl. Bild 8.1) nur einen relativ geringen Einfluss auf die Traglast hatte. Zusammenfassend kann jedoch festgestellt werden, dass sowohl für Kopfbolzen in „favourable-position“ als auch in „unfavourable-position“ das Betonversagen vor dem Kopfbolzenfuß Traglast bestimmend ist (siehe Bild 8.15). Insbesondere die plastischen Dehnungen bei Versuchskörper V3-TK-2u zeigen, dass der gesamte Beton vor dem Bolzenfuß geschädigt ist (siehe Bild 8.15(b)), während bei V1-TK-2f die Betonschädigung noch nicht den kompletten Beton vor dem Bolzenfuß zerstört hat (siehe Bild 8.15(a)). Unabhängig von der Kopfbolzenposition in der Sicke, bildet sich eine Druckstrebe auf den Kopfbolzenfuß aus, die abhängig von der Kopfbolzenposition unterschiedlich geneigt ist (vgl. Bild 8.16). Somit bestätigen die FE-Ergebnisse, einerseits die Modellannahme von Jenisch [60] (vgl. Abschnitt 4.3), andererseits die eigenen Versuchsbeobachtungen hinsichtlich der verschiedenen Versagensmechanismen (vgl. Abschnitt 5.7). Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das gewählte FE-Modell durchaus geeignet ist, die geometrischen und materiellen Einflüsse auf die Kopfbolzentragfähigkeit zu erfassen und das Last-Verformungsverhalten innerhalb der Anwendungsgrenzen der gewählten Materialmodelle (siehe Abschnitt 8.2.2) darzustellen.

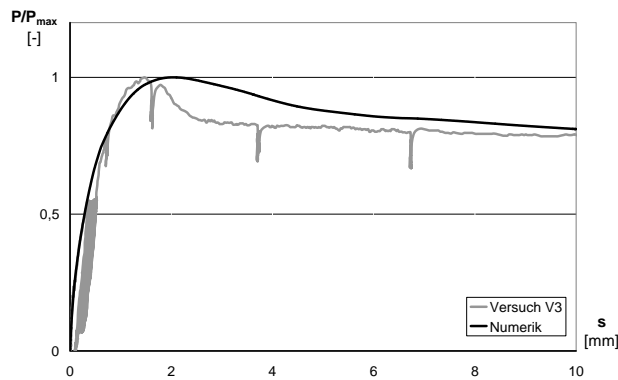
Im Gegensatz dazu unterschreiten die numerischen Ergebnisse bei den hinterschnittenen Profilen der Hoesch HR 51/150 Reihe die Versuchsergebnisse (siehe Bild 8.13 bzw. Tabelle 8.2). Dies hat zur Folge, dass der Mittelwert μ aus P_e/P_{Fe} bei 1,18 liegt. Interessanterweise bei einer ebenso guten Standardab-



(a) V1-TK-2f

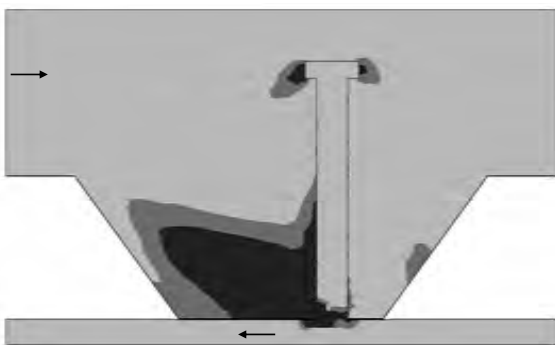


(b) V5-TK-2a

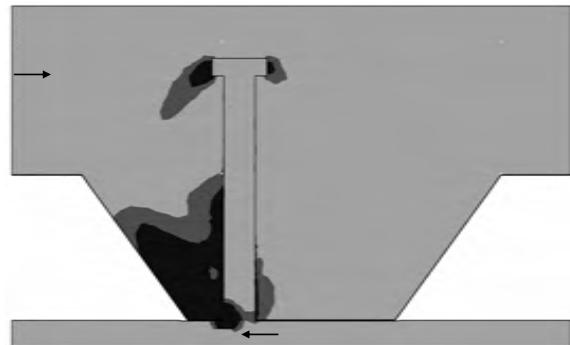


(c) V3-TK-2u

Bild 8.14: Vergleich numerisch ermittelter Last-Verformungskurven mit Versuchskurven an ausgewählten Push-Out Tests aus Kuhlmann und Konrad [67, 68]



(a) V1-TK-2f



(b) V3-TK-2u

Bild 8.15: Plastische Dehnungen/Betonschädigungen bei Erreichen der rechnerischen Traglast der Versuche V1-TK-2f und V3-TK-2u

weichung δ von 0,05. Die geringe Standardabweichung lässt die Vermutung zu, dass durch das gewählte Modell bei der numerischen Berechnung systematisch Traganteile des Trapezbleches unberücksichtigt

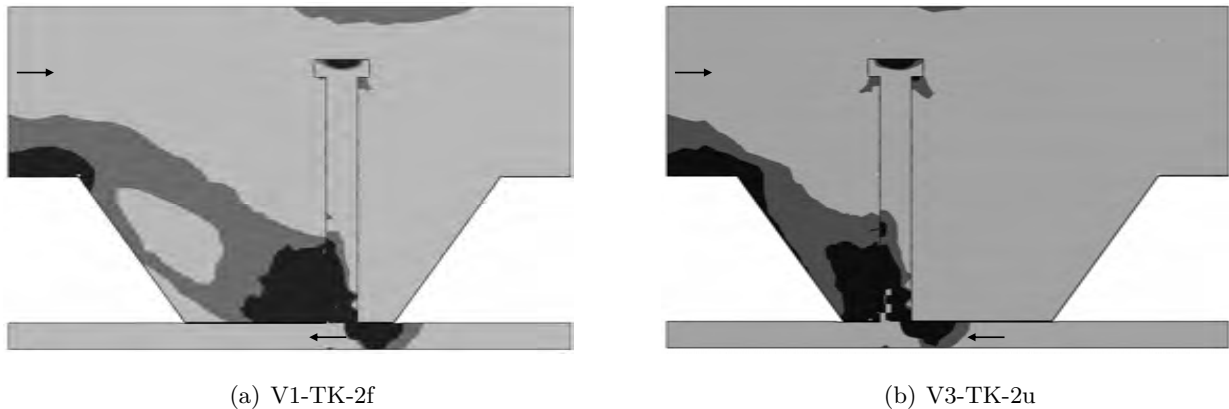


Bild 8.16: Druchspannungen in Belastungsrichtung bei Erreichen der rechnerischen Traglast der Versuche V1-TK-2f und V3-TK-2u

bleiben und nicht, wie ebenfalls möglich, die Materialeingangsparameter stark streuen. Bei der Kontaktmodellierung wurde auf Grund von Konvergenzproblemen bei der Kontaktfindung auf die Modellierung von Reibung verzichtet. Infolge des verhinderten Abhebens (im Vergleich zu offenen Profilen) der Betonplatte bei hinterschnittenen Profilen, dürften hier zusätzliche Schubkräfte durch Reibung übertragen werden, die in der numerischen Berechnung nicht erfasst werden. So bezeichnet Jenisch [60] (vgl. Abschnitt 4.3) diese Effekte als „indirekter Lastanteil“ und schlägt hierfür eigene Bestimmungsgleichungen für diesen Lastanteil vor, die gerade bei hinterschnittenen Profilen vergleichsweise hohe Kraftanteile ergeben. Lungershausen [78] bzw. das erweiterte Modell aus Roik u. a. [97] (vgl. Abschnitt 4.5) erhöht die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bei hinterschnittenen Profilen um den Faktor 1,1. Die Berücksichtigung dieses Erhöhungsfaktors auf die numerischen Werte würde den Mittelwert der Quotienten P_e/P_{FE} auf 1,07 reduzieren.

Die numerischen Ergebnisse der Cofrastra Trapezprofilreihe zeigen die größten Abweichungen zwischen Versuchsergebnissen und numerischer Berechnung (Standardabweichung $\delta = 0,18$). Interessanterweise bei dem besten Mittelwert μ von 1,02 der Quotienten P_e/P_{FE} (siehe Tabelle 8.2).

Gerade in dieser Versuchsreihe sind bei der Mehrzahl aller Versuche die Versagensmechanismen Rippenabscheren und Kopfbolzenabscheren als alleiniger oder auch in Kombination mit anderen Versagensmechanismen auftretender Mechanismus beobachtet worden (vgl. Kuhlmann und Konrad [67, 68] bzw. Kapitel 5). Wie bereits in den vorangegangenen Abschnitten, insbesondere in Abschnitt 8.2.2 dargelegt, sind diese Versagensmechanismen, wie z.B. Kopfbolzenabscheren, auf Grund der gewählten Materialmodelle nicht darstellbar. Auch deuten Fotos eines abgescherten Kopfbolzens bei den Versuchskörpern V9-Co-1f und V11-Co-1u daraufhin, dass sich die Schweißwulst unter Umständen nicht richtig ausgebildet hat (siehe Bild 5.43 zu V9-Co-1f und Bild 5.44 zu V11-Co-1u). Gerade Versuchskörper V9-Co-1f erreichte nur 78% der rechnerisch ermittelten Traglast (siehe Tabelle 8.2). Dem gegenüber stehen die Versuche V7-Co-1f und V8-Co-1f, die die rechnerische Tragfähigkeit deutlich überschreiten. Wie bereits bei den Hoesch HR51/150 Profilen könnten auch hier nicht berücksichtigte Traglastanteile des Trapezbleches eine Rolle spielen. Da wie beschrieben diese Unwägbarkeiten die Versuchsergebnisse beeinflussen, wird darauf verzichtet zu versuchen durch Variation der materiellen Eingangsgrößen eine bessere Übereinstimmung der

numerischen Berechnung zu erreichen. Neben der Wahl der richtigen Rand- und Geometriebedingungen sowie Kontaktdefinitionen bei der Modellentwicklung hat vor allem das gewählte Betonmaterialmodell eine hohe Anzahl von Materialparametern, die teilweise nur schwierig bestimmbar sind bzw. nur aus Erfahrungswerten abgeschätzt werden können. Gleichzeitig unterliegen bereits die typischen Materialparameter des Betons großen Streuungen (vgl. Tabelle 8.1). Trotz der durchaus vorhandenen Probleme bei der Modellierung von Push-Out Versuchen mit Hilfe der gewählten FE-Modelle zeigen die erzielten Ergebnisse, dass eine Parameteruntersuchung der Haupteinflussgrößen, Lage der Kopfbolzen in der Sicke, Profilblechgeometrie ausreichend zuverlässige Ergebnisse liefert. Insgesamt kann festgestellt werden, dass gerade für offene Trapezblechgeometrien eine gute Abbildung erzielt werden kann. Weitere Informationen zur Modellierung sind Kuhlmann und Konrad [69] zu entnehmen.

8.3 Parameterbereich

Auf Grund der Ergebnisse in Abschnitt 8.2.3 werden offene Trapezprofilblechgeometrien modelliert. Auf die Modellierung unterschiedlicher Kopfbolzendurchmesser wird verzichtet, da dieser Einfluss bereits bei den Bestimmungsgleichungen für die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte enthalten ist. Die Breite der Betonplatte wird zu 800 mm gewählt und ebenfalls nicht variiert. Im Gegensatz hierzu wird die Höhe der Platte je nach Modellspezifikation auf Grund unterschiedlicher Kopfbolzenlängen h_{sc} verändert.

Die Bestimmung der jeweiligen geometrischen Einflüsse auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in Abhängigkeit seiner Position in einer Profilblechsicke $P_{Tr,FE}$ erfolgt durch Vergleich der erreichten Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte $P_{Solid,FE}$ mit der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bei Verwendung eines Trapezbleches (siehe Gl. 8.4).

$$k_{FE} = \frac{P_{Tr,FE}}{P_{Solid,FE}} \quad (8.4)$$

Die untersuchten geometrischen Einflussgrößen für die 3 möglichen Kopfbolzenpositionen eines Kopfbolzens „favourable-position“, „unfavourable-position“ und „mid-position“ sowie für den Fall 2 Kopfbolzen in „alternating-position“ sind:

- Die Rippenhöhe h_p (siehe Bild 1.1) in den Grenzen $40 \text{ mm} \leq h_p \leq 200 \text{ mm}$
- Die Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton, hierzu wird das Verhältnis Kopfbolzenhöhe h_{sc} zu Profilblechhöhe h_p (siehe Bild 1.1) im Bereich von $0,94 \leq \frac{h_{sc}}{h_p} \leq 2,19$ variiert.
- Die Rippengeometrie des verwendeten Profilblechs. Die Beschreibung der Rippengeometrie erfolgt durch das Verhältnis der mittleren Rippenbreite b_m zur Rippenhöhe h_p (siehe Bild 1.1) im Bereich $0,75 \leq \frac{b_m}{h_p} \leq 5,00$.

- Die Profilblechdicke t in den Grenzen von $0,50 \text{ mm} \leq t \leq 1,50 \text{ mm}$
- Die Anzahl der Kopfbolzen in der Sicke ($1 \leq n_r \leq 5$)

Der Einfluss der Rippenhöhe h_p wird, durch Variation der Rippenhöhe h_p in den Grenzen von 40 mm und 200 mm mit einer Schrittweite von 40 mm untersucht. Hierzu werden sowohl die Rippenbreite b_0 , die Profilblechdicke t , als auch die Kopfbolzenhöhe h_{sc} konstant gehalten. Dies hat zur Folge, dass mit steigender Rippenhöhe h_p , der Kopfbolzen nicht mehr in den Aufbeton einbindet. Das gleiche Bild ergibt sich bei der Untersuchung der Einbindetiefe h_{sc}/h_p . Durch Variation der Kopfbolzenhöhe h_{sc} bei konstanter Rippenhöhe h_p ergeben sich ebenfalls im Vergleich zur Norm DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] eine zu geringe Einbindetiefe in den Aufbeton. Die gewählten Kopfbolzenhöhen h_{sc} von 75 mm-175 mm (Schrittweite 25 mm) ergeben h_{sc}/h_p -Verhältnisse von 0,94, 1,25, 1,56, und 1,88. Der Einfluss der Rippengeometrie wird durch Variation des Verhältnisses b_m/h_p untersucht. Hierzu wird bei konstanter Höhe h_p von 80 mm die mittlere Rippenbreite b_m von 60 mm bis auf 320 mm variiert. Des Weiteren wird für diesen Parameter auf die Berücksichtigung des Falls 2 Kopfbolzen in der Sicke in „alternating-position“ verzichtet. Da das Hauptaugenmerk auf den Beton vor dem Kopfbolzen liegt und im Fall von 2 Kopfbolzen in „alternating-position“ hierzu keine eindeutige Aussage getroffen werden kann.

Die beiden letzten untersuchten Parameter sind die Profilblechdicke t sowie die Anzahl der Kopfbolzen in der Sicke n_r . In beiden Fällen wurde die Position des Kopfbolzens in der Sicke nicht variiert, sondern nur ein Kopfbolzen in „mid-position“ betrachtet. Die Profilblechdicke t wurde von 0,5 mm bis 1,50 mm bei einer Schrittweite von 0,25 mm variiert. Obwohl DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] nur 2 Kopfbolzen je Sicke als maximal anrechenbar zulässt, wurde die Kopfbolzenanzahl von 1 bis 5 geändert.

8.4 Ergebnisse

8.4.1 Einfluss der Rippenhöhe h_p

Wie in Bild 8.17 zu erkennen, sinkt mit zunehmender Rippenhöhe h_p bei gleichbleibender Kopfbolzenhöhe h_{sc} , was eine Reduktion der Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton zur Folge hat, der Reduktionsfaktor. Dieses Verhalten ist unabhängig von der gewählten Kopfbolzenposition in der Sicke. Die Kopfbolzenposition wirkt sich jedoch auf die Absolutwerte des Reduktionsfaktors aus. So erreichen, wie zu erwarten ist, die Kopfbolzen in „favourable-position“ die höchste Tragfähigkeit. Während die Kopfbolzen in „unfavourable-position“ die niedrigsten Werte erreichen. Kopfbolzen in „mid-position“ bzw. 2 Kopfbolzen in „alternating-position“ liegen zwischen diesen beiden Grenzen. Interessanterweise lagen die Reduktionsfaktoren für Kopfbolzen in „mid-position“ oberhalb der Reduktionsfaktoren für die „alternating-position“.

Für die jeweilige Kopfbolzenposition werden die einzelnen numerischen Ergebnisse durch Regressionskurven angenähert. Hierbei zeigt sich, dass die Wahl eines Polynom 2. Ordnung für die Regressionskurven eine gute Übereinstimmung mit den numerischen Ergebnissen zeigt. So liegen alle Werte des „Bestimmtheitsmaßes“ (R^2) über 0,97 (vgl. Bild 8.17).

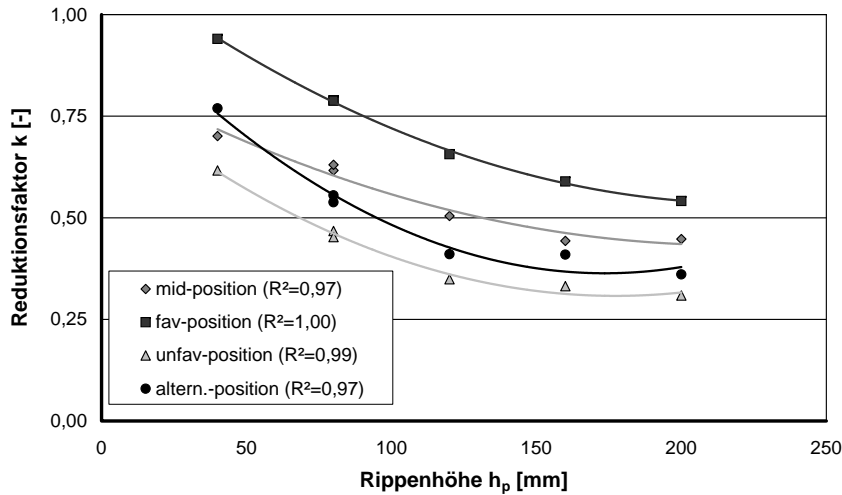


Bild 8.17: Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Rippenhöhe h_p

8.4.2 Einfluss der Einbindetiefe des Kopfbolzens h_{sc}/h_p

Die grafische Darstellung der Reduktionsfaktoren in Abhängigkeit der Einbindetiefe h_{sc}/h_p zeigt, dass ab einem Verhältniswert von $h_{sc}/h_p = 1,56$ für den untersuchten Parameterbereich keine weitere Verbesserung der Tragfähigkeit des Kopfbolzens bzw. eine Erhöhung der Reduktionsfaktoren erfolgt (siehe Bild 8.18). Unterhalb von $h_{sc}/h_p = 1,56$ zeigen hingegen die Ergebnisse eine gute bis sehr gute Übereinstimmung mit einer linearen Regressionskurve. Alle Werte des „Bestimmtheitsmaßes“ (R^2) liegen oberhalb von 0,94.

Auch zeigt sich, wie bereits in vorangegangenen Abschnitt 8.4.1 festgestellt, die gleiche Abstufung der Tragfähigkeiten in Abhängigkeit der Kopfbolzenposition in der Sicke.

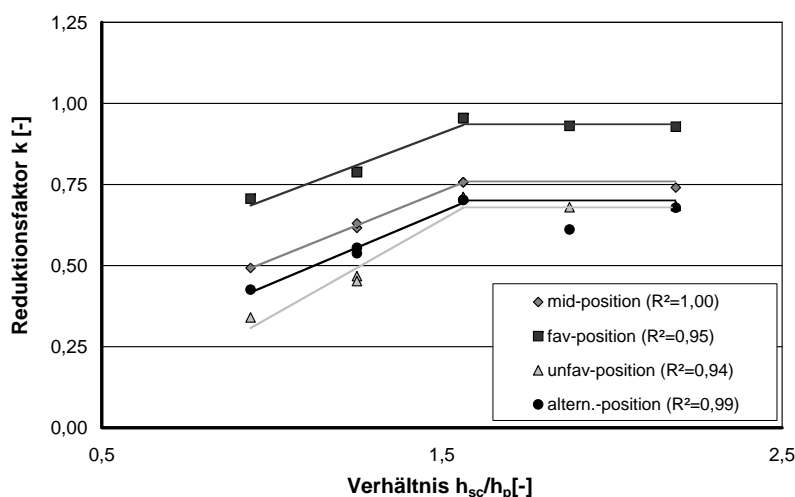


Bild 8.18: Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton

8.4.3 Einfluss der Profilblechgeometrie b_m/h_p

Auch die Variation der Profilblechgeometrie b_m/h_p zeigt insgesamt eine gute Übereinstimmung zwischen den Regressionskurven und den FE-Ergebnissen (vgl. Bild 8.19). Das „Bestimmtheitsmaß“ (R^2) als Maß für die Genauigkeit der Regressionskurve im Vergleich zu den FE-Ergebnissen liegt je nach Kopfbolzenposition in der Sicke zwischen 0,92 und 1,00. Auf Grund des gewählten Polynoms 2. Ordnung für die Regressionsgleichungen hat die Gleichung für den Fall Kopfbolzen in „favourable-position“ ein Maximum ($k > 1$) innerhalb des betrachteten Parameterbereichs (vgl. Bild 8.19). Gleichzeitig überschreitet diese Gleichung den maximal möglichen Wert des Abminderungsfaktor $k_{max} = 1,0$. Aus diesem Grund wird bei den weiteren Betrachtungen der Reduktionsfaktor unter Berücksichtigung einer oberen Grenze von 1,0 bestimmt. Ebenfalls zeigt sich wieder die Abhängigkeit des Abminderungsfaktors bzgl. der gewählten Kopfbolzenposition (siehe Bild 8.19).

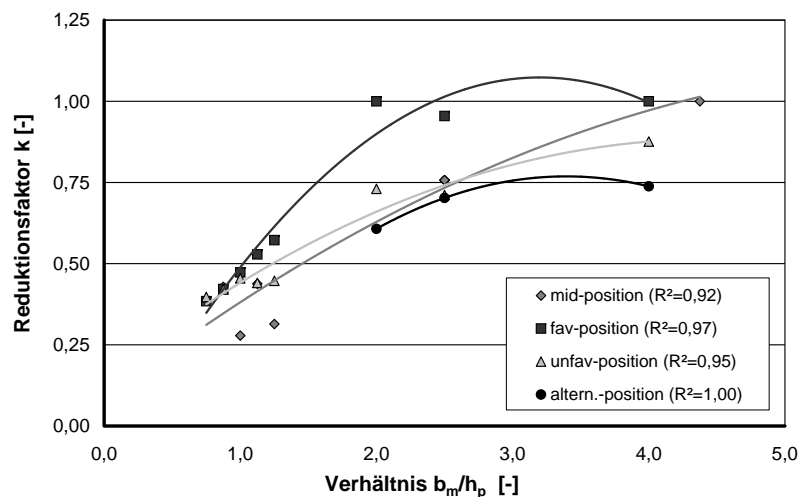


Bild 8.19: Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Rippengeometrie

8.4.4 Einfluss der Profilblechdicke t

Vergleicht man in Bild 8.20 den Einfluss unterschiedlicher Trapezprofildecken t auf den Abminderungsfaktor k zeigt sich, dass mit steigender Trapezprofildicke t der Reduktionsfaktor zunimmt. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass auf der einen Seite nur Kopfbolzen in „mid-position“ untersucht wurden. Auf der anderen Seite nur offene Trapezprofilblechgeometrien modelliert worden sind. Der Vergleich mit bestehenden Modellen (siehe z.B. Jenisch [60]) deutet jedoch daraufhin, dass bei hinterschnittenen Profilen, der Einfluss des Trapezbleches somit also auch der Trapezblechdicke größer sein dürfte. Die gefundene Regressionsgleichung, ebenfalls ein Polynom 2. Ordnung, zeigt eine gute Übereinstimmung mit den FE-Ergebnissen. ($R^2 = 0,97$).

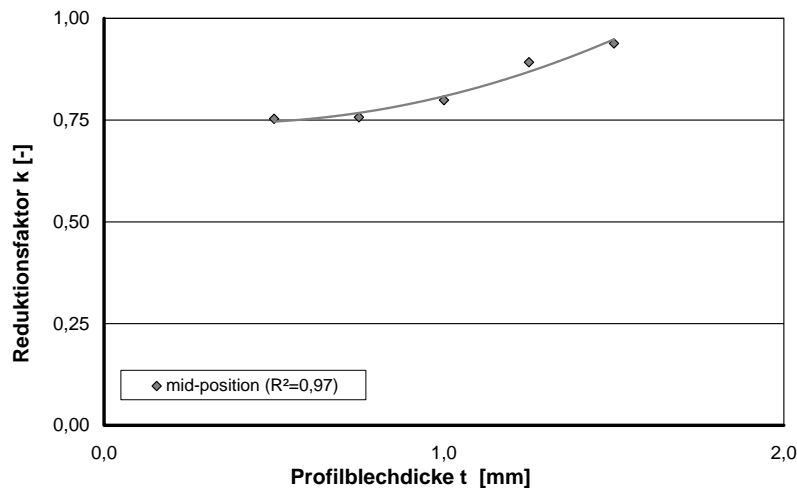


Bild 8.20: Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Profilblechdicke t

8.4.5 Einfluss der Kopfbolzenanzahl n_r

Obwohl nach Norm maximal 2 Kopfbolzen je Sicke anrechenbar sind, wird die Kopfbolzenanzahl bis auf 5 Kopfbolzen erhöht. Die Anordnung erfolgt in „mid-position“. Hierbei werden die Kopfbolzen in einem Achsabstand von $4d$ quer zur Belastungsrichtung angeordnet. Diese Anordnung ist sicherlich ab einer Kopfbolzenanzahl von 3 bis 4 Kopfbolzen auf Grund in der Praxis vorhandener Profilblechgeometrien und Flanschbreiten des Stahlträgers sehr unwahrscheinlich. Eine Anordnung in Reihe, also in Belastungsrichtung bzw. in Dübelgruppen würde jedoch in der numerischen Berechnung zu unterschiedlichen Kopfbolzenbelastungen in einer Sicke führen. Des Weiteren liegen keine Push-Out Versuche zur Verifikation für Dübelgruppen in der Datenbasis vor. Als Ergebnis zeigt sich, dass, abgesehen von einem „Ausreißerergebnis“ bei einer Kopfbolzenanzahl von $n = 3$, eine sehr gute Übereinstimmung zwischen der Regressionsgleichung und den FE-Ergebnissen ($R^2 = 1,0$). Vergleicht man den Abminderungsfaktor nach Norm ($1/\sqrt{2} \approx 0,71$) zeigt sich für den hier untersuchten Fall 1 Kopfbolzen zu 2 Kopfbolzen in „mid-position“, dass die FE-Ergebnisse zu einer geringeren Reduktion führen. Die Bestimmung des Abminderungsfaktors mit Hilfe der Regressionsgleichung führt zu einem Reduktionsfaktor auf die einzelne Kopfbolzentragfähigkeit von ca. 0,9 für 2 Kopfbolzen in der Sicke. Hierbei ist zu beachten, dass der Abminderungsfaktor k_{FE} (siehe Gleichung 8.4) für einen Kopfbolzen bzw. für zwei Kopfbolzen mit unterschiedlichen Kopfbolzentragfähigkeiten in der Vollbetonplatte bestimmt worden ist. Der Vergleich der numerisch ermittelten absoluten Kopfbolzentragfähigkeiten bei Trapezprofilblechen führt zu einem größeren Abminderungsfaktor von 0,8.

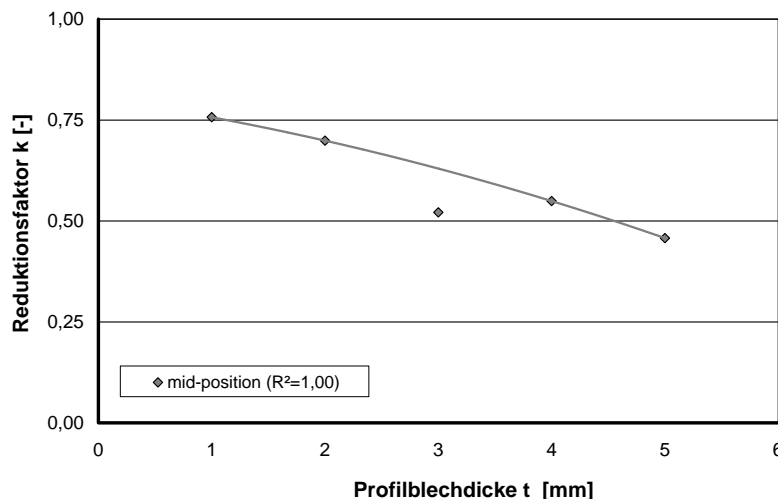


Bild 8.21: Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Kopfbolzenanzahl je Sicke

8.4.6 Zusammenfassung

Als erstes Ergebnis der vorangegangenen Parameteruntersuchung ist festzustellen, dass die Vernachlässigung der Kopfbolzenposition in der Sicke bei der Bestimmung des Abminderungsfaktors nach Norm DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] zu hinterfragen ist. Außerdem hat die Rippenhöhe h_p einen direkten Einfluss auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in der Sicke ebenso wie die Einbindetiefe h_{sc}/h_p (siehe Abschnitt 8.4.1 bzw. 8.4.2). Bei der Einbindetiefe h_{sc}/h_p konnte ab einem Wert von 1,56 keine eindeutige Laststeigerung mehr festgestellt werden. Unter Berücksichtigung der konstruktiven Regeln von DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] kann dieser Grenzwert mit der Mindesteinbindetiefe $2d$ verglichen werden. So ergibt sich für einen Kopfbolzen mit einem Durchmesser von $d = 19$ mm nach Norm eine konstante Einbindetiefe von 38 mm, während die gefundene Abhängigkeit $h_{sc}/h_p \leq 1,56$ für Trapezblechhöhen h_p von 40 mm bis 80 mm zu einer Einbindetiefe von 22 mm bis 45 mm führt. Als weiterer Haupteinfluss konnte die Rippengeometrie (siehe Abschnitt 8.4.3) bestimmt werden. Hierbei ist auffallend, dass erst mit steigendem b_m/h_p -Verhältnis die Lage der Kopfbolzen in der Sicke eine entscheidende Rolle spielten. Der Einfluss der Profilblechdicke t bei offenen Profilen kann nach den FE-Ergebnissen als gering betrachtet werden. Ebenso zeigen die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen, dass die Norm einen zu hohe Abminderung ($1/\sqrt{2} \approx 0,71$) für 2 Kopfbolzen in der Sicke vorsieht. Schließlich sei darauf hingewiesen, dass eine Trennung der Einflussgrößen nicht ohne weiteres möglich ist. So führt eine Veränderung der Rippenhöhe h_p bei gleichbleibender Kopfbolzenlänge h_{sc} immer auch zu einer veränderten Einbindetiefe. Gleichzeitig führt die Variation der Sickenbreite b_m zu einer veränderten Position des Kopfbolzen in der Sicke und somit auch zu einem variablen Abstand zum Trapezblechsteg.

9 Neue Reduktionsfaktoren

9.1 Überblick zum Vorgehen

Der Vergleich der normativen Regelungen und existierenden alternativen Modellen in Kapitel 6 mit Versuchsergebnissen zeigt, dass die Kopfbolzentragfähigkeit bei senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton durch die Regeln in DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] überschätzt werden (siehe Tabelle 6.1). Die ebenfalls untersuchten Alternativen stellen auch keine eindeutige Verbesserung, hinsichtlich Anwendbarkeit, Genauigkeit und Anwendungsgrenzen dar (siehe Kapitel 6). Aus diesem Grund sollen, ausgehend von den numerischen Berechnungen und den Ergebnissen der Parameterstudie in Kapitel 8 sowie den Ausführungen in Abschnitt 5.7 neue Abminderungsfaktoren ermittelt werden, die die Haupteinflussgrößen auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Trapezblechsicke erfassen. Die Abminderungsfaktoren sollen auf das verbesserte Modell zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeiten in einer Vollbetonplatte in Kapitel 7 bezogen werden.

Als maßgebende Einflussgrößen auf die Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton werden definiert:

- Einbindetiefe h_{sc}/h_p des Kopfbolzens in den Aufbeton
- Profilblechgeometrie b_m/h_p
- Position des Kopfbolzens in der Sicke
- Profilblechhöhe h_p

Auf Grund der Einschränkungen bei der Parameterstudie, es wurden nur offene Profilbleche mit durchgeschweißten Kopfbolzen modelliert, werden die zu bestimmenden Abminderungsfaktoren vorerst auf diese Ausführungsvariante beschränkt. Vergleicht man die in Kapitel 8 gefundenen Abhängigkeiten bzgl. der Trapezblechdicke t , es konnten bei offenen Trapezprofilblechen nur geringe Traglastunterschiede durch die Variation der Blechdicke festgestellt werden, und die geringen unterschiedlichen Trapezblechdicken t in der vorliegenden Datenbasis (siehe Anhang C) kann dieser Einfluss bei der Bestimmung der Abminderungsfaktoren zuerst unberücksichtigt bleiben. Gleichzeitig muss davon ausgegangen werden, dass der Einfluss des Trapezbleches bei der Bestimmung der neuen Abminderungsfaktoren (siehe Abschnitt 9.2) infolge der Verifikation mit vorhandenen Push-Out Ergebnissen bereits anteilig enthalten ist. Der Einfluss von 2 Kopfbolzen in der Sicke wird durch einen Vorfaktor von 0,8 (siehe Abschnitt 8.4.5) berücksichtigt. Des Weiteren haben die Untersuchungen bzgl. einer variablen Profilblechhöhe h_p (vgl. Abschnitt 8.4.1) gezeigt, dass ein Einfluss der Profilblechhöhe h_p vorhanden ist. Jedoch wurden bei diesen Untersuchungen die Kopfbolzenhöhe h_{sc} konstant gehalten, somit muss davon ausgegangen werden, dass die reduzierten

Abminderungsfaktoren mit steigender Profilblechhöhe h_p aus der reduzierten Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton resultieren (vgl. Abschnitt 8.4.2). Aus diesem Grund wird die Profilblechhöhe h_p als Einzelkomponente nicht berücksichtigt. Die gefundenen Ergebnisse im vorangegangenen Kapitel (siehe Kapitel 8) stützen diese Annahme. Wie bereits Rambo-Roddenberry [89] u. a. in ihren Modellen/ Ansätzen gezeigt haben, ist es sinnvoll die Position eines Kopfbolzen („mid-position“, „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“) über den Abstand e (in Belastungsrichtung) des Kopfbolzens zum Steg des Trapezbleches zu definieren. Ausgehend von den numerischen Berechnungen wird die Lage eines Kopfbolzens in der Sicke wie folgt definiert (siehe Bild 9.4):

- „unfavourable-position“ $e \leq 55$ mm (siehe Rambo-Roddenberry [89])
- „mid-position“ 55 mm $< e \leq 100$ mm
- „favourable-position“ $e > 100$ mm

Hierbei ist der Abstand e bei offenen Trapezblechen, der Abstand von der Mitte des Kopfbolzens bis zur mittleren Höhe der Blechrippe auf lastzugewandter Seite und für hinterschnittene Trapezbleche der kleinste Abstand, definiert durch die obere Sickenbreite b_o , zur Blechrippe. Die Abminderungsfaktoren werden anhand der Versuchsergebnisse aus Johnson und Mottram [61] Johnson und Yuan [66], Roik und Bürkner [94], Roik & Lungershausen aus Roik u. a. [97], Robinson [92], Lloyd und Wright [77], Ernst [37] und Kuhlmann und Konrad [67, 68] verifiziert. Die Versuchsergebnisse von Rambo-Roddenberry [89] bleiben auf Grund der teilweise sehr stark streuenden Versuchsergebnissen sowie wegen der unüblichen Trapezblechgeometrien vorerst unberücksichtigt. Infolge der Berücksichtigung des in diesem Abschnitt beschriebenen Anwendungsbereichs liegen somit „nur“ 107 Versuchsergebnisse zur Entwicklung und Überprüfung der gefundenen neuen Abminderungsfaktoren vor. Hiervon sind 47 Push-Out Versuche mit Kopfbolzen in „mid-position“, 27 Push-Out Versuche mit Kopfbolzen in „favourable-position“ und 33 Kopfbolzen in „unfavourable-position“. Die Bestimmung der Abminderungsfaktoren erfolgt mit Hilfe der im vorangegangenen Kapitel gefunden Abhängigkeiten (Regressionsgleichungen). Durch die Trennung der Abminderungsfaktoren in ihre einzelnen, unterschiedlichen Kopfbolzenpositionen und durch Vernachlässigung der Profilblechhöhe als eigenständige Einflussgröße kann der gesuchte Abminderungsfaktor durch die Einbindetiefe $\frac{h_{sc}}{h_p}$ des Kopfbolzens in den Aufbeton sowie durch die Profilblechgeometrie $\frac{b_m}{h_p}$ beschrieben werden. Der quadratische Term in Gleichung 9.1 beruht auf der in Abschnitt 8.4.3 gefundenen quadratischen Regressionsgleichung. Demgegenüber wird die Abhängigkeit der Einbindetiefe ausreichend genau mit einer linearen Regression dargestellt. Die Vorfaktoren C_1 , C_2 und C_3 sind die konstanten Vorfaktoren der Regressionsgleichungen, während die Vorfaktoren x_1 , x_2 und x_3 Wichtungsfaktoren zur Berücksichtigung des unterschiedlich starken Einflusses der einzelnen geometrischen Parameter sind.

$$k = x_1 \cdot C_1 \cdot \frac{h_{sc}}{h_p} + x_2 \cdot C_2 \cdot \frac{b_m}{h_p} + x_3 \cdot C_3 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right)^2 \quad (9.1)$$

Mit:

- b_m Mittlere Sickenbreite in [mm]
- h_p Trapezprofilblechhöhe in [mm]
- h_{sc} Kopfbolzenhöhe in [mm]

C_i	Vorfaktoren nach Regressionsgleichungen
x_i	Wichtungsfaktoren

Mit dieser Ausgangsgleichung wird der Mittelwert μ sowie die Standardabweichung δ des Quotienten aus Versuchslast P_e und dem theoretischen Wert $k \cdot P_t$ für die jeweiligen Datenbasis gebildet. Mit Hilfe der in Microsoft Excel implementierten erweiterten Zielwertsuche kann nun der unterschiedlich starke Einfluss der einzelnen Parameter bestimmt werden. Hierzu wird als Zielwert eine minimale Standardabweichung, als Nebenbedingung ein Mittelwert von 1 sowie als veränderliche Eingangsgrößen x_1 bis x_3 definiert. Die so gefundenen Wichtungsfaktoren x_1 bis x_3 multipliziert mit aus den Regressionsgleichungen bekannten Vorfaktoren C_1 bis C_3 ergeben schliesslich die jeweilige Funktion zur Bestimmung des Abminderungsfaktors.

Im Gegensatz zur Regelung nach DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] (vgl. Abschnitt 3.2 bzw. Abschnitt 3.3) wird der Abminderungsfaktor nur auf die Betontragfähigkeit nach Gleichung 7.19 des eigenen Modells (siehe Kapitel 7) angewendet. Nach Ansicht des Autors widerspricht die Anwendung eines Abminderungsfaktors, abhängig von der Sickengeometrie somit von dem Beton in der Sicke, auf die Kopfbolzentragfähigkeit für den Fall Stahlversagen dem beobachteten Versagensmechanismus Kopfbolzenabscheren. Aus diesem Grund wird die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in der Sicke durch Vergleich der reduzierten Betontragfähigkeit nach Gleichung 7.19 und der Stahltragfähigkeit (ohne Reduktion) nach Gleichung 7.20 (siehe Kapitel 7) bestimmt. Hierbei ist der kleinere Wert maßgebend.

9.2 Abminderungsfaktoren

9.2.1 Für Kopfbolzen in „mid-position“

Die Untersuchungen zur Einbindetiefe h_{sc}/h_p eines Kopfbolzens in den Aufbeton haben gezeigt, dass ab einem Verhältniswert von $h_{sc}/h_p = 1,56$ keine weitere Traglaststeigerung erfolgt (siehe Abschnitt 8.4.2 bzw. Bild 8.18). Aus diesem Grund wird dieser Wert als Fallunterscheidung bei der Bestimmung der Abminderungsfaktoren berücksichtigt. Ausgehend von den in Kapitel 8 gefundenen Abhängigkeiten (Regressionsgleichungen) und durch Verifikation und Koeffizientenvariation anhand der in Abschnitt 9.1 beschriebenen Versuchsdatenbasis ergeben sich folgende Gleichungen zur Bestimmung des Abminderungsfaktors:

Für $h_{sc}/h_p \leq 1,56$:

$$k_{mid,1} = k_n \cdot \left[6,79 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right)^2 + 0,170 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right) + 0,250 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} \right) \right] \leq 1,0 \quad (9.2)$$

Für $h_{sc}/h_p > 1,56$:

$$k_{mid,2} = k_n \cdot \left[5,34 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right)^2 + 0,042 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right) + 6,83 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} \right) + 0,663 \right] \leq 1,0 \quad (9.3)$$

Mit:

b_m Mittlere Sickenbreite in [mm]

h_p Trapezprofilblechhöhe in [mm]

h_{sc} Kopfbolzenhöhe in [mm]

k_n Vorfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzenanzahl n

$$k_n = \begin{cases} 1,00 & \text{falls } n = 1 \\ 0,80 & \text{falls } n = 2 \end{cases}$$

Auffallend bei beiden Gleichungen (siehe Gleichung 9.2 und 9.3) ist, dass der Vorfaktor des Terms $\left(\frac{b_m}{h_p} \right)^2$ so niedrig ist, dass dieser Summand bei der Bestimmung des Abminderungsfaktors keine Rolle spielt. Hieraus lässt sich schließen, dass innerhalb des betrachteten Parameterbereichs, definiert durch die vorliegenden Versuchsdatenbasis, eine lineare Abhängigkeit zwischen dem Abminderungsfaktor und dem Quotienten aus mittlere Breite b_m und Profilblechhöhe h_p vorliegt.

Des Weiteren zeigt sich bei Gleichung 9.3, dass der Einfluss der Einbindetiefe $h_{sc}/h_p > 1,56$, wie bereits die Betrachtungen in Abschnitt 8.4.2 gezeigt haben, vernachlässigbar ist. Unter Berücksichtigung einer Mindesteinbindetiefe $h_{sc}/h_p > 1,56$ ergibt sich somit ein Abminderungsfaktor nach Gleichung 9.4 für Kopfbolzen in „mid-position“ (Abstand e zum Trapezblechsteg in Belastungsrichtung $55 \text{ mm} < e \leq 100 \text{ mm}$).

$$k_{mid,3} = k_n \cdot \left[0,042 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right) + 0,663 \right] \leq 1,0 \quad (9.4)$$

Mit:

b_m Mittlere Sickenbreite in [mm]

h_p Trapezprofilblechhöhe in [mm]

k_n Vorfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzenanzahl n

$$k_n = \begin{cases} 1,00 & \text{falls } n = 1 \\ 0,80 & \text{falls } n = 2 \end{cases}$$

Die Qualität der Gleichungen 9.2 und 9.3 sowie der vereinfachten Gleichung 9.4 im Vergleich zur normativen Regelung für die zu Grunde gelegte Datenbasis zeigt sich anhand der statistischen Kenngrößen (vgl. Tabelle 9.1). Hierbei ist zu beachten, dass der Auswertung des vereinfachten Ansatzes nach Gleichung 9.4 eine verringerte Datenbasis von $n=41$ statt $n=47$ zu Grunde liegt.

Tab. 9.1: Vergleich der statistischen Größen für den Abminderungsfaktor in „mid-position“

Ansatz	Mittelwert μ [-]	Standardabweichung δ [-]	Variationskoeffizient $VarK$ [-]
Roik u. a. [97]	0,84	0,16	0,19
Gleichung 9.2 und 9.3	1,01	0,09	0,09
Gleichung 9.4 (vereinfacht)	1,01	0,08	0,08

9.2.2 Für Kopfbolzen in „favourable-position“

Für 1 Kopfbolzen in „favourable-position“ ergeben sich in Abhängigkeit der Einbindetiefe h_{sc}/h_p folgende Gleichungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens:

Für $h_{sc}/h_p \leq 1,56$:

$$k_{fav,1} = k_n \cdot \left[0,030 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right)^2 + 0,145 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right) + 0,240 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} \right) \right] \leq 1,0 \quad (9.5)$$

Für $h_{sc}/h_p > 1,56$:

$$k_{fav,2} = k_n \cdot \left[0,003 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right)^2 + 0,103 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right) + 0,318 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} \right) \right] \leq 1,0 \quad (9.6)$$

Mit:

b_m Mittlere Sickenbreite in [mm]

h_p Trapezprofilblechhöhe in [mm]

h_{sc} Kopfbolzenhöhe in [mm]

k_n Vorfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzenanzahl n

$$k_n = \begin{cases} 1,00 & \text{falls } n = 1 \\ 0,80 & \text{falls } n = 2 \end{cases}$$

Unter Vernachlässigung des quadratischen Terms $\left(\frac{b_m}{h_p} \right)^2$ in Gleichung 9.6 und durch Ersatz des Summanden $0,318 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} \right)$ in Gleichung 9.6 durch den konstanten Term aus Gleichung 9.4 ergibt sich mit Hilfe eines erneuten Vergleichs mit Versuchsergebnissen:

$$k_{fav,3} = k_n \cdot \left[0,084 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right) + 0,663 \right] \leq 1,0 \quad (9.7)$$

Mit:

- b_m Mittlere Sickenbreite in [mm]
 h_p Trapezprofilblechhöhe in [mm]
 k_n Vorfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzenanzahl n
- $$k_n = \begin{cases} 1,00 & \text{falls } n = 1 \\ 0,80 & \text{falls } n = 2 \end{cases}$$

Durch diese Vereinfachung unterscheiden sich Gleichung 9.7 und Gleichung 9.4 nur durch den unterschiedlichen Vorfaktor des Parameters $\frac{b_m}{h_p}$. Eine spätere Zusammenführung beider Gleichungen ist somit möglich. Wie in Tabelle 9.2 zu erkennen, ergeben sich für Gleichungen 9.5 und 9.6 bezogen auf eine Datenbasis mit 27 Versuchen gleich gute statistische Kenngrößen wie für die normativen Regelungen (siehe Roik u. a. [97]). Infolge der Vernachlässigung geringer Einbindetiefen ($h_{sc}/h_p < 1,56$) ergeben sich für die vereinfachte Gleichung 9.7 sogar bessere Kenngrößen als bei den Ausgangsgleichungen. Infolge dieser Vereinfachung reduziert sich die vorliegenden Versuchszahl auf $n=21$. Auffallend bei den normativen Kenngrößen ist, dass die Qualität des Abminderungsfaktors nach Norm (siehe DIN 18800-5 [20]) bezogen auf den Mittelwert μ deutlich besser als bei Kopfbolzen in der „mid-position“ ist. Die Verbesserung durch die neuen Gleichungen ist deshalb nicht so deutlich wie für „mid-position“, zumal auch die Variationskoeffizienten vergleichbar sind.

Tab. 9.2: Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor in „fav-position“

Ansatz	Mittelwert μ [-]	Standardabweichung δ [-]	Variationskoeffizient $VarK$ [-]
Roik u. a. [97]	1,03	0,15	0,14
Gleichung 9.5 und 9.6	1,00	0,15	0,15
Gleichung 9.7 (vereinfacht)	1,00	0,13	0,13

9.2.3 Für Kopfbolzen in „unfavourable-position“

Für Kopfbolzen in „unfavourable-position“ ergeben sich Abminderungsfaktoren nach Gleichung 9.8 und 9.9. Auffallend ist hierbei, dass gerade für Einbindetiefen $h_{sc}/h_p < 1,56$, dieser Parameter einen sehr großen Einfluss auf den Abminderungsfaktor hat. Während für Einbindetiefen $h_{sc}/h_p > 1,56$ der Quotient aus mittlerer Sickenbreite b_m zu Sickenhöhe h_p bestimmend ist.

Für $h_{sc}/h_p \leq 1,56$:

$$k_{unfav,1} = k_n \cdot \left[0,036 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right)^2 + 0,004 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right) + 0,305 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p}\right) - 0,095 \right] \leq 0,8 \tag{9.8}$$

Für $h_{sc}/h_p > 1,56$:

$$k_{unfav,2} = k_n \cdot \left[0,029 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right)^2 + 0,266 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right) + 0,026 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p}\right) \right] \leq 0,8 \tag{9.9}$$

Mit:

b_m Mittlere Sickenbreite in [mm]

h_p Trapezprofilblechhöhe in [mm]

h_{sc} Kopfbolzenhöhe in [mm]

k_n Vorfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzenanzahl n

$$k_n = \begin{cases} 1,00 & \text{falls } n = 1 \\ 0,80 & \text{falls } n = 2 \end{cases}$$

Insgesamt zeigen die neu definierten Gleichungen die niedrigste Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen P_e und rechnerischer Traglast P_t (vgl. Tabelle 9.3). Während für Gleichung 9.8 bezogen auf eine Datenbasis von $n=13$ der Mittelwert μ zu 1,00 und die Standardabweichung δ zu 0,32 bestimmt wurde, ergibt sich für Gleichung 9.9 ein Mittelwert μ von 1,00 bei einer Standardabweichung δ von 0,24. Der Vergleich der dieser Auswertung zu Grunde liegenden Versuche zeigt, dass alle Versuchsgeometrien sehr ähnliche Spezifikationen haben. Dies lässt darauf schließen, dass die großen Streuungen der Versuchsergebnisse auf unterschiedlichen Versagensmechanismen beruhen, die durch die beiden Gleichungen, insbesondere Gleichung 9.8, nur unzureichend erfasst werden. Insgesamt muss von einer schlechteren Qualität der neuen Gleichungen ausgegangen werden, da ein oberer Grenzwert von 0,8 für Gleichung 9.9 definiert werden muss. Der Grund ist in den Versuchsergebnissen von Johnson und Mottram [61] mit Kopfbolzen in „unfavourable-position“ zu finden. Johnson und Mottram [61] verwendet bei diesen Versuchen Trapezbleche mit einer mittleren Rippenbreite $b_m = 170$ mm und positioniert unüblicherweise den Kopfbolzen dennoch direkt am Trapezblechsteg. Hieraus ergeben sich Kopfbolzenrandabstände, die dazu führen, dass Gleichung 9.9 die Kopfbolzentragfähigkeit überschätzt. Der gewählte obere Grenzwert verhindert dies. Des Weiteren wird dieser Grenzwert für Gleichung 9.8 zur Vereinheitlichung übernommen. Bzgl. der Streubreite (Variationskoeffizient) zeigt der normative Ansatz vergleichbare Ergebnisse. Auch für ihn muss davon ausgegangen werden, dass er die möglicherweise unterschiedliche auftretenden Versagensmechanismen nur unzureichend berücksichtigt.

Dennoch lässt durch erneuten Vergleich der Versuchsergebnisse aus der zu Grunde gelegten Datenbasis ein vereinfachter Abminderungsfaktor (siehe Gleichung 9.10) für Gleichung 9.9 unter der Annahme einer alleinigen Abhängigkeit des Quotienten aus Rippenbreite b_m durch Profilblechhöhe h_p definieren (siehe Tabelle 9.3).

$$k_{unfav,3} = k_n \cdot \left[0,317 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right) + 0,06 \right] \leq 0,8 \quad (9.10)$$

Mit:

b_m Mittlere Sickenbreite in [mm]

h_p Trapezprofilblechhöhe in [mm]

k_n Vorfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzenanzahl n

$$k_n = \begin{cases} 1,00 & \text{falls } n = 1 \\ 0,80 & \text{falls } n = 2 \end{cases}$$

Tab. 9.3: Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor in „unfavourable-position“

Ansatz	Mittelwert μ [-]	Standardabweichung δ [-]	Variationskoeffizient $VarK$ [-]
Roik u. a. [97]	0,81	0,21	0,26
Gleichung 9.8 und 9.9	1,00	0,27	0,27
Gleichung 9.10 (vereinfacht)	0,99	0,22	0,22

9.2.4 Zusammenfassung

Ausgehend von einer FE-Parameterstudie (vgl. Kapitel 8) konnten neue Abminderungsfaktoren für die Bestimmung der Tragfähigkeit hergeleitet werden, die anhand von 107 Push-Out Ergebnissen verifiziert worden sind. Vergleicht man die statistischen Kenngrößen (siehe Tabelle 9.4) zeigt sich die Qualität des gefundenen Ansatzes sowohl für den „genauen“ Ansatz als auch für den hieraus bestimmten „vereinfachten“ Ansatz im Vergleich zur gültigen normativen Regelung. Jedoch wurde für Kopfbolzen in „unfavourable-position“ eine deutlich schlechtere Übereinstimmung zwischen Versuche und rechnerischer Traglast im Vergleich zu den beiden anderen Kopfbolzenpositionen festgestellt. Dieses Ergebniss deutet auf, infolge der randnahen Lage der Kopfbolzen in Belastungsrichtung, unterschiedliche auftretende Versagensarten hin, die ggf. nur bedingt mit dem gewählten FE-Modell (vgl. Kapitel 8) berücksichtigt werden können. Die Vernachlässigung dieser Versuche, Kopfbolzen in „unfavourable-position“, führt zu einer deutlichen Verbesserung der statistischen Kenngrößen, wie in Tabelle 9.5 zu sehen. Wie bereits in den vorangegangenen Abschnitten gezeigt, führt die Berücksichtigung einer Mindesteinbindetiefe von $h_{sc}/h_p > 1,56$ zu einer verbesserten Übereinstimmung zwischen Versuche und rechnerischer Tragfähigkeit. Hierbei muss jedoch erwähnt werden, dass gerade für Kopfbolzen in „mid-position“ und „favourable-position“ nur eine relativ geringe Anzahl an Versuche mit Kopfbolzeneinbindetiefen $h_{sc}/h_p \leq 1,56$ vorliegen.

Tab. 9.4: Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor in beliebiger Kopfbolzenposition

Ansatz	Mittelwert μ [-]	Standardabweichung δ [-]	Variationskoeffizient $VarK$ [-]
Roik u. a. [97]	0,87	0,20	0,22
genauer Ansatz	1,00	0,18	0,18
vereinfachter Ansatz	1,00	0,14	0,14

Unter Vernachlässigung der Kopfbolzen in „unfavourable-position“ ergibt sich auch für die normative Regelung nach DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] eine geringere Streubreite als in Kapitel 6 für diese Normen festgestellt. Die hier gemachten Beobachtungen und die Ergebnisse in Abschnitt 6.2 erlauben die Erweiterung des Ansatzes auf hinterschnittene sowie vorgelochte Trapezbleche. Dies ist zur Sicherstellung eines, zur Norm vergleichbaren, Anwendungsbereichs notwendig.

Tab. 9.5: Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor eines Kopfbolzens in „mid-position“ bzw. „favourable-position“

Ansatz	Mittelwert μ [-]	Standardabweichung δ [-]	Variationskoeffizient $VarK$ [-]
Roik u. a. [97]	0,91	0,18	0,20
genauer Ansatz	1,00	0,11	0,11
vereinfachter Ansatz	1,01	0,10	0,10

9.3 Erweiterung des Anwendungsbereich

Die in den vorangegangenen Abschnitten bestimmten Reduktionsfaktoren haben eine relativ gute Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen und den rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten gezeigt. Hierbei ist zu beachten, dass verschiedene Einflussfaktoren bzw. Variationsmöglichkeiten bei der Ausführung unberücksichtigt geblieben sind:

- Kopfbolzen durchgeschweißt oder Trapezprofilblech vorgelocht
- Hinterschnittenes oder offenes Trapezprofilblech
- Trapezprofilblechdicke t

Ohne Berücksichtigung dieser Einflussfaktoren wären die neu definierten Abminderungsfaktoren bei einer Vielzahl von Ausführungsvarianten nicht anwendbar. Aus diesem Grund soll in diesem Abschnitt der Anwendungsbereich auf die o.g. zusätzlichen Variationsmöglichkeiten erweitert werden. Infolge der Ergebnisse aus dem vorangegangenen Abschnitt (siehe Abschnitt 9.2.4) werden Kopfbolzen in „unfavourable-position“ nicht berücksichtigt, da der zugehörige relativ hohe Variationskoeffizient (siehe Tabelle 9.10) auf unerwünschte und durch die vorangegangenen numerischen Untersuchungen (siehe Kapitel 8) möglicherweise nicht berücksichtigte Versagensmechanismen schliessen lässt, die mit dem gewählten FE-Modell nicht dargestellt werden können. Da nur Kopfbolzen mit einem Randabstand $e \leq 55$ mm in Belastungsrichtung betroffen sind, ist hierdurch jedoch nur eine geringe Anwendungseinschränkung für die neuen Abminderungsfaktoren geben. Da Kopfbolzen mit zu geringer Einbindetiefe ($h_{sc}/h_p \leq 1,56$) ebenfalls deutlich größere Variationskoeffizienten zeigten, werden diese ebenfalls bei der weiteren Betrachtung nicht berücksichtigt. Des Weiteren wird, im Gegensatz zu den Modellen von Ernst u. a. [36] als auch Jenisch [60] (vgl. Kapitel 4) auf die Berücksichtigung eines eigenen Traganteils des Trapezprofilbleches verzichtet. Gerade bei offenen Trapezprofilblechen ergeben sich bei beiden Modellen nur geringe eigenständige Tragfähigkeiten. Dieses Ergebnis deckt sich mit den eigenen FE-Untersuchungen. Bezogen auf eine mittlere Trapezblechdicke t von 1 mm ergibt sich in den Grenzen der Blechdicke von 0,5 mm bis 1,5 mm bei der numerischen Parameterstudie eine Änderung des Abminderungsfaktors um ca. ± 10 bis 12% (siehe Bild 8.20). Daraus kann gefolgert werden, dass Kopfbolzenverbindungen mit vorgelochten Trapezblechen also Blechen, die nicht über den durchgeschweißten Kopfbolzen zur Lastabtragung aktiviert werden, eine um ca. 10-12 Prozent geringe Tragfähigkeit haben als die der Parameterstudie zu Grunde liegenden 1 mm dicken durchgeschweißten Trapezbleche. Aus diesem Grund werden die Abminderungsfaktoren bei Verwendung von vorgelochten Trapezblechen um 10 Prozent reduziert. Vergleicht man die oberen Grenzwerte

$k_{t,max}$ in Tabelle 3.1 in Abschnitt 3.2 (siehe auch DIN 18800-5 [20]) für durchgeschweißte Kopfbolzen bzw. vorgelochte Trapezbleche zeigt sich, dass der Einfluss der Trapezprofile mit einer Blechdicke $t < 1$ mm in der Norm ca. 15 Prozent beträgt.

Für 1 bzw. 2 Kopfbolzen in „mid-position“ bzw. „favourable-position mit einer Mindesteinbindetiefe von $h_{sc}/h_p > 1,56$ und vorgelochten Trapezprofilblechen ergibt sich somit der Abminderungsfaktor nach Gleichung 9.11.

Vorgelochte Trapezprofilbleche

$$k_{\perp} = k_n \cdot \left[k_e \cdot 0,038 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right) + 0,597 \right] \leq 1,0 \tag{9.11}$$

Mit:

b_m Mittlere Sickenbreite in [mm]

h_p Trapezprofilblechhöhe in [mm]

k_n Vorfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzenanzahl n

$$k_n = \begin{cases} 1,00 & \text{falls } n = 1 \\ 0,80 & \text{falls } n = 2 \end{cases}$$

k_e Vorfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzenposition in der Sicke

$$k_e = \begin{cases} 1 & \text{falls } 55 \text{ mm} < e \leq 100 \text{ mm} \\ 2 & \text{falls } e > 100 \text{ mm} \end{cases}$$

e Abstand des Kopfbolzens in der Sicke in Belastungsrichtung

Demgegenüber stehen durch das Trapezblech geschweißte Kopfbolzen, die Grundlage der FE-Untersuchungen in Kapitel 8 bzw. der neu definierten Abminderungsfaktoren in den Abschnitten 9.2.1 bis 9.2.3 sind. Durch Vergleich der Traglasten von Kopfbolzen mit hinterschnittenen Trapezprofilblechen aus der vorliegenden Versuchsdatenbasis mit den rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten zeigt sich, dass bei der Verwendung von hinterschnittenen Trapezprofilblechen eine im Mittel 25 Prozent höhere Tragfähigkeit im Vergleich zu offenen Trapezblechgeometrien zu erwarten ist. Dies wird durch einen Erhöhungsfaktor k_{Tr} auf die Bestimmungsgleichung des Reduktionsfaktors (siehe Gleichung 9.12) berücksichtigt. Des Weiteren ist zu berücksichtigen, dass bei der Bestimmung der neuen Abminderungsfaktoren bzw. bei der zugehörigen FE-Parameterstudie offene Trapezblechgeometrien mit einer Standarddicke von 1mm verwendet wurden, obwohl die Versuche, die zur Verifikation der neuen Abminderungsfaktoren Trapezblechdicken zwischen 0,75mm bis 1,2mm aufweisen. Infolge der geringen Streugrößen, vor allem bei Kopfbolzen in „mid-position“ und „favourable-position“ lässt sich schließen, dass die geringe Variation der Blechdicke keinen nennenswerten Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Dies wurde durch die FE-Untersuchung zum Einfluss der Trapezprofilblechdicke t (siehe Bild 8.20) bestätigt. Aus diesem Grund kann für Trapezbleche mit einer Dicke $t \geq 0,75\text{mm}$ Gleichung 9.12 verwendet werden. Für niedrigere Blechdicken wäre jedoch vereinfachend und auf der sicheren Seite Gleichung 9.11 zu verwenden. Dieser Ansatz führt zu einer Verbesserung der Anwendbarkeit, vernachlässigt jedoch die höhere Tragfähigkeit von Trapezprofilen mit Blechdicken $t > 1,2$ mm sowie die etwas höhere Tragfähigkeit bei Verwendung von hinterschnittenen Trapezprofilen mit Blechdicken $t < 0,75$ mm. Diese Grenzbereiche sind jedoch mit der vorliegenden Versuchsdatenbasis nicht überprüfbar.

Für 1 bzw. 2 Kopfbolzen in „mid-position“ bzw. „favourable-position“ mit einer Mindesteinbindetiefe von $h_{sc}/h_p > 1,56$ und durch das Trapezblech ($t \geq 0,75$ mm) geschweißte Kopfbolzen ergibt sich somit der Abminderungsfaktor nach Gleichung 9.12.

Durchgeschweißte Kopfbolzen

$$k_{\perp} = k_n \cdot k_{Tr} \cdot \left[k_e \cdot 0,042 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right) + 0,663 \right] \leq 1,0 \quad (9.12)$$

Mit:

b_m Mittlere Sickenbreite in [mm]

h_p Trapezprofilblechhöhe in [mm]

k_n Vorfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzenanzahl n

$$k_n = \begin{cases} 1,00 & \text{falls } n = 1 \\ 0,80 & \text{falls } n = 2 \end{cases}$$

k_e Vorfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzenposition in der Sicke

$$k_e = \begin{cases} 1 & \text{falls } 55 \text{ mm} < e \leq 100 \text{ mm} \\ 2 & \text{falls } e > 100 \text{ mm} \end{cases}$$

e Abstand des Kopfbolzens in der Sicke in Belastungsrichtung

k_{Tr} Vorfaktor zur Berücksichtigung der Trapezblechgeometrie

$$k_{Tr} = \begin{cases} 1,25 & \text{falls } \text{hinterschnittene Trapezblechgeometrie} \\ 1,00 & \text{falls } \text{offene Trapezblechgeometrie} \end{cases}$$

Die bis zum jetzigen Zeitpunkt vernachlässigte Ausführungsvariante Kopfbolzen in „staggered-position“ alternierende Anordnung der Kopfbolzen, kann vereinfachend und auf der sicheren Seite wie 2 Kopfbolzen in „mid-position“ betrachtet werden. Bedingung hierfür ist der ausreichende Mindestabstand $e > 55$ mm des in Belastungsrichtung randnäheren Kopfbolzen. Die eigenen Versuchsergebnisse (vgl. Kapitel 5) bestätigen diese Annahme.

9.4 Verifikation und statistische Analyse nach DIN EN 1990 [24]

9.4.1 Allgemein

Die Verifikation erfolgt analog zum Vorgehen in Abschnitt 7.4 durch Vergleich mit der bestehenden Regelung nach DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26]. Hierzu werden sowohl für den eigenen Ansatz, Abminderungsfaktoren nach Gleichung 9.11 bzw. 9.12 und Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte nach Gleichung 7.19 bzw. 7.20 sowie für die normativen Regelungen (vgl. Kapitel 3) die Quotienten aus Versuchslast P_e und zugehöriger rechnerischer Tragfähigkeit P_t bestimmt. Die statistischen Kenngrößen, Mittelwert μ , Standardabweichung δ sowie Variationskoeffizient $VarK$ der so ermittelten Quotienten dienen zur Überprüfung des neu definierten Ansatzes.

Anschließend wird, ebenfalls analog zu Abschnitt 7.4 eine statistische Analyse nach DIN EN 1990 [24] durchgeführt. Diese erneute Analyse ist notwendig, da, wie nachfolgender Abschnitt zeigt, der ermittelte Variationskoeffizient höher ist als bei den eigenen Bestimmungsgleichungen für die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte (siehe Gleichung 7.19 bzw. 7.20). Des Weiteren, kommen durch die Anwendung der neuen Reduktionsfaktoren zusätzliche streuende Eingangsgrößen hinzu, hier wären die mittlere Sickenbreite b_m sowie die Profilblechhöhe h_p zu nennen, die ebenfalls berücksichtigt werden müssen.

9.4.2 Verifikation

Die Überprüfung der neuen Abminderungsfaktoren erfolgt durch Vergleich mit den bestehenden Regelungen nach DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26]. Da die neuen Abminderungsfaktoren auf die Kopfbolzentragfähigkeit (siehe Gleichung 7.19 und 7.20) einer Vollbetonplatte angewendet werden, sind die zugehörigen normativen Randbedingungen hinsichtlich des Kopfbolzendurchmessers in einer Vollbetonplatte bzw. für durch das Trapezblech geschweißte Kopfbolzen bzw. vorgelochte Trapezprofilbleche einzuhalten. Dies gilt auch für die eigenen Bestimmungsgleichungen 7.19 und 7.20 (vgl. Kapitel 7). Außerdem gelten die im vorangegangenen Abschnitt 9.3 gemachten Anwendungsbestimmungen. Hieraus resultiert, dass aus der gesamten Versuchsdatenbasis (ca. n=300, vgl. Anhang C) 128 Push-Out Versuche die im Anwendungsbereich des eigenen Ansatzes liegen zur Verifikation zur Verfügung stehen. Nur diese Push-Out Versuche werden zur Bestimmung der statistischen Kenngrößen der normativen Regelung nach DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] verwendet. Dies führt zu einer Verbesserung der statistischen Kenngrößen der Norm. Während im gesamten zulässigen normativen Anwendungsbereichs der Mittelwert $\mu = 0,87$, die Standardabweichung $\delta = 0,20$ und der Variationskoeffizient $VarK = 0,23$ beträgt (vgl. Tabelle 6.1), ergibt sich nun ein Mittelwert $\mu = 0,90$, eine Standardabweichung $\delta = 0,17$ und ein Variationskoeffizient $VarK = 0,19$ (vgl. Tabelle 9.6), was bezogen auf den Variationskoeffizienten $VarK$ eine 17 prozentige Verbesserung bedeutet. Dem gegenüber steht der eigene Ansatz, der sowohl bezogen auf

Tab. 9.6: Vergleich der statistischen Kenngrößen der Norm und dem eigenen Ansatz bezogen auf den Anwendungsbereich des eigenen Ansatzes

Modell/ Ansatz	Mittelwert μ	Standardabweichung δ	Variationskoeffizient $VarK$
Roik u. a. [97], DIN 18800-5 [20]	0,90	0,17	0,19
Eigener Ansatz	0,97	0,14	0,15

den Mittelwert $\mu = 0,97$, Standardabweichung $\delta = 0,14$ und Variationskoeffizient $VarK = 0,15$ bessere Ergebnisse liefert. Die Anwendung des eigenen Ansatzes führt zu einer Verbesserung der Streubreite von 21 Prozent im Vergleich zur Norm liefert. Wie in Bild 9.1 zu erkennen ist, streuen die Versuche von Rambo-Roddenberry [89] am stärksten. Dabei streuen sogar die Versuche mit gleichen Spezifikationen stark untereinander. Hier wären zum Beispiel die Versuche D28-D33 sowie D76-D78 (vgl. Anhang B) zu nennen, die alle infolge „Stud Shearing“ (nach Rambo-Roddenberry [89]) versagten und bei der Versuchslast P_e weit auseinander liegen. Vielleicht sind hier teilweise die Schweißwülste fehlerhaft ausgeführt worden. Des Weiteren hat Rambo-Roddenberry [89] eine horizontale Vorbelastung bis zu 20% der erwarteten Traglast des Push-Out Versuche aufgebracht. Ob dies ein weiterer Grund für die großen Streuungen ist, kann nicht endgültig geklärt werden.. Eine nicht Berücksichtigung der o.g. Versuche bei

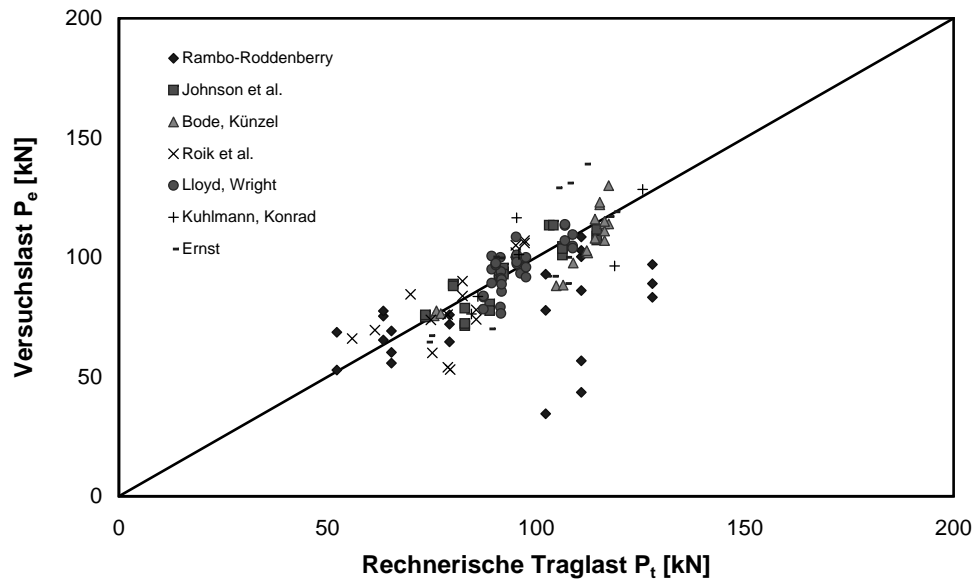


Bild 9.1: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t („eigener Ansatz“) mit allen Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich

einer statistischen Auswertung wäre aus diesen Gründen vertretbar. Die Vernachlässigung dieser Versuche führt zu einer deutlichen Verbesserung der statistischen Kenngrößen, wie in Tabelle 9.7 bzw. Bild 9.2 zu erkennen. So ergibt sich eine Verbesserung der Streubreite, dargestellt durch den Variationskoeffizienten von 35 Prozent bei einem besseren Mittelwert μ von 0,99 im Vergleich zur Norm.

Tab. 9.7: Vergleich der statistischen Kenngrößen der Norm und dem eigenen Ansatz bezogen auf den Anwendungsbereich des eigenen Ansatzes unter Vernachlässigung von Versuchen von Rambo-Roddenberry [89]

Modell/ Ansatz	Mittelwert μ	Standardabweichung δ	Variationskoeffizient $VarK$
Roik u. a. [97], DIN 18800-5 [20]	0,91	0,16	0,17
Eigener Ansatz	0,99	0,11	0,11

9.4.3 Statistische Auswertung nach DIN EN 1990 [24]

Wie bereits ausgeführt, muss auf Grund einer größeren Streubreite der Quotienten Versuchslast P_e durch zugehöriger rechnerischer Traglast P_t sowie zusätzlicher streuender Eingangsgrößen eine eigene statistische Auswertung nach DIN EN 1990 [24] durchgeführt werden. Da die Abminderungsfaktoren bei dem eigenen Ansatz nur auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte für den Fall Betonversagen (siehe Gleichung 7.19) angewendet werden, beschränkt sich die statistische Auswertung auf diesen Fall. Hierbei muss erwähnt werden, dass bei allen vorliegenden Versuchen nur dieser Fall maßgebend ist. Auf eine genaue Darstellung des Vorgehens zur statistischen Auswertung wird in diesem Abschnitt verzichtet und stattdessen auf Abschnitt 7.4.4 bzw. auf DIN EN 1990 [24] verwiesen. Zusätzlich zu den bereits für die statistische Auswertung der eigenen Bestimmungsgleichungen für die Kopfbolzentragfähigkeit in einer

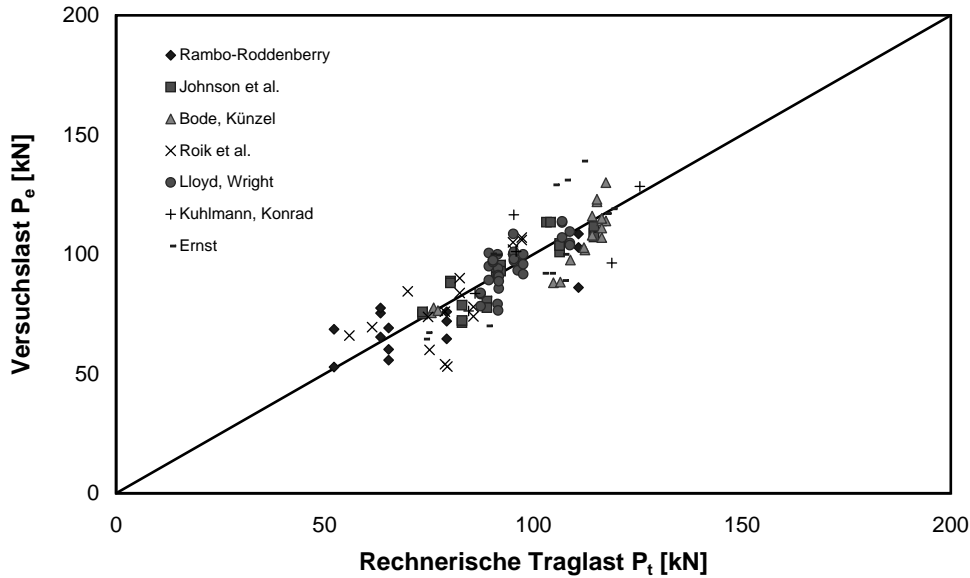


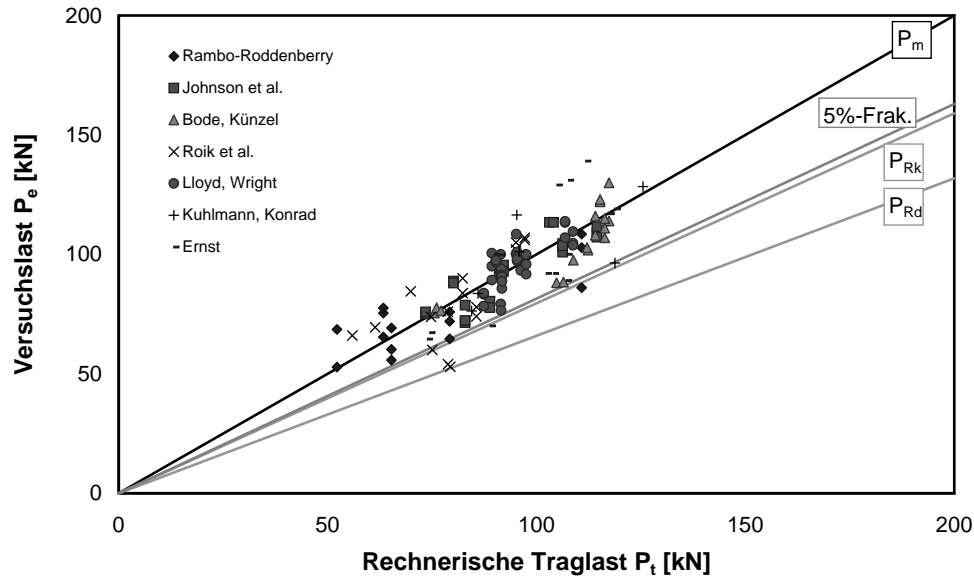
Bild 9.2: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t („eigener Ansatz“) mit um Rambo-Roddenberry [89] Versuchen reduzierten Versuchsergebnissen P_e im Anwendungsbereich

Vollbetonplatte definierten Variationskoeffizienten V_{X_i} (siehe Tabelle 7.7) werden für die weiteren Basisvariablen, die in Tabelle 9.8 angegebenen Variationskoeffizienten definiert. Die Variationskoeffizienten für die Geometrie des Trapezbleches werden unter Berücksichtigung der Grenzmaße der Profilgeometrie nach DIN 18807 [21] abgeschätzt. Die weiteren Eingangsgrößen (siehe Gleichung 9.11 bzw. 9.12) werden als nicht streuend angenommen.

Tab. 9.8: Variationskoeffizienten der Basisvariablen V_{X_i} aus Vorabinformationen

Trapezprofilblech			Kopfbolzen	
mittl. Breite	Höhe	Geometrieform	Pos. in Sicke	Anzahl
b_m	h_p	k_{Tr}	k_e	k_n
0,05	0,05	-	-	-

Die nach DIN EN 1990 [24] ermittelte charakteristische Widerstandsfunktion P_{Rk} und der Bemessungswert P_{Rd} der Widerstandsfunktion sowie die zur Bestimmung notwendigen Zwischenwerte sind in Tabelle 9.9 gegeben. Wie in Tabelle 9.9 zu erkennen, ergibt sich der charakteristische Wert P_{Rk} zu $0,795 \cdot bg_R(\underline{X}_m)$ und der Bemessungswert P_{Rd} zu $0,659 \cdot bg_R(\underline{X}_m)$. Hieraus resultiert ein geforderter Teilsicherheitsbeiwert γ_R von 1,206. Die grafische Darstellung der Versuchsergebnisse P_e bezogen auf die rechnerische Traglast $k \cdot P_t$, wie in Bild 9.3 zu erkennen, bestätigt die angenommenen Streuergößen nach Tabelle 7.7 und Tabelle 9.8. Es muss berücksichtigt werden, dass der Ansatz Abminderungsfaktor multipliziert mit der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte höhere Sicherheiten (vgl. Tabelle 9.9) fordert als die alleinige Bestimmungsgleichung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte (vgl. Tabelle 7.9). Das bedeutet, dass die Anwendung der Abminderungsfaktoren nach Gleichung 9.11 und 9.12 auf den charakteristischen Wert der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte (siehe Gleichung 7.29) unter Umständen unsichere Tragfähigkeiten liefert. Aus diesem Grund muss neben der bereits bestehenden Abminderung für den charakteristischen Wert der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte


 Bild 9.3: Vergleich der experimentellen Traglast P_e mit der rechnerischen Traglast P_t

nach Gleichung 7.29, der Abminderungsfaktor u.U. zusätzlich abgemindert werden. So ergibt sich der geforderte Abminderungsfaktor γ_R^* bezogen auf die charakteristischen Eingangsgrößen in Analogie zu Gleichung 7.25 nach Gleichung 9.13.

$$\gamma_R^* = \Delta k \cdot \gamma_R = 0,89 \cdot 1,206 = 1,073 \quad (9.13)$$

Hieraus folgt der Bemessungswert P_{Rd} der Tragfähigkeit eines Kopfbolzen in einer Trapezblechsicke unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwerts von $\gamma_v = 1,25$ zu:

$$\begin{aligned} P_{Rd} &= 0,795 \cdot b g_R(\underline{X}_M) \cdot \frac{1}{\gamma_R} = \frac{0,795 \cdot 0,99}{\gamma_R} \cdot k(\underline{X}_M) \cdot P_{t,c}(\underline{X}_M) \\ &= \frac{0,787}{\gamma_R^*} \cdot k(\underline{X}_M) \cdot P_{t,c}(\underline{X}_k) = \frac{0,787}{1,073} \cdot k(\underline{X}_M) \cdot \frac{P_{Rk,c}(\underline{X}_k)}{0,94} \cdot \frac{1,25}{\gamma_v} \\ &= 0,975 \cdot k(\underline{X}_M) \cdot P_{Rk,c}(\underline{X}_k) \cdot \frac{1}{\gamma_v} \\ &\approx 1,00 \cdot k(\underline{X}_M) \cdot P_{Rk,c}(\underline{X}_k) \cdot \frac{1}{\gamma_v} \end{aligned} \quad (9.14)$$

Mit:

b Mittelwertkorrekturfaktor aus Tabelle 9.9

$g_R(\underline{X}_M)$ = $k(\underline{X}_M) \cdot P_{t,c}(\underline{X}_M)$ Widerstandsfunktion mit Eingangsgrößen auf Mittelwertniveau

$k(\underline{X}_M)$ Abminderungsfaktoren nach Gleichung 9.11 bzw. 9.12

$P_{t,c}(\underline{X}_M)$ Mittlere Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte nach Gleichung 7.19 (Betonversagen)

γ_R geforderter Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 9.9

$P_{t,c}(\underline{X}_k)$ Mittlere Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte mit charakteristischen Materialeingangsgrößen

γ_R^* Reduzierter Teilsicherheitsbeiwert unter Berücksichtigung charakteristischer

Tab. 9.9: Ergebnisse der Analyse nach DIN EN 1990 [24], Anhang D.8

	$k \cdot P_t$
Anzahl der Versuche	n=128
Mittelwertkorrekturfaktor b	
$b = \frac{\sum P_{ei} \cdot P_{ti}}{\sum P_{ti}^2}$	0,99
Variationskoeffizienten V_δ der Streugröße δ	
$\delta_i = \frac{P_{ei}}{b \cdot P_{ti}}$	-
$\Delta_i = \ln(\delta_i)$	-
$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i$	-0,013
$s_\Delta^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2$	0,013
$V_\delta^2 = \exp(s_\Delta^2) - 1$	0,013
Charakteristischen Wertes P_{Rk} der Widerstandsfunktion	
$V_{rt}^2 = \frac{1}{g_{rt}^2(\underline{X}_m)} \times \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \times \sigma_i \right)^2$	0,005
$V_r^2 = V_\delta^2 + V_{rt}^2$	0,018
$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)}$	0,134
$P_{Rk} = b \cdot g_R(\underline{X}_m) \cdot \exp(-k_\infty Q_{rt} - 0,5Q^2)$	0,795 · $bg_R(\underline{X}_m)$
Bemessungswertes P_{Rd} der Widerstandsfunktion	
$P_{Rd} = b \cdot g_R(\underline{X}_m) \cdot \exp(-k_{d,\infty} Q - 0,5Q^2)$	0,659 · $bg_R(\underline{X}_m)$
$\gamma_R = \frac{r_k}{r_d}$	1,206

Eingangsgrößen nach Gleichung 9.13

$$P_{Rk,c}(\underline{X}_k) = 0,94 \cdot P_{t,c}(\underline{X}_k) \text{ nach Gleichung 7.27}$$

$$\gamma_v = 1,25 \text{ geforderter Teilsicherheitsbeiwert nach DIN 18800-5 [20]}$$

Auf Grund des vorliegenden Mittelwertkorrekturfaktors b kann auf eine Reduktion verzichtet werden. Stattdessen kann, wie in Gleichung 9.14 gezeigt, der Abminderungsfaktor k nach 9.11 bzw. 9.12 auf die charakteristische Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte ohne einen höheren Teilsicherheitsbeiwert angewandt werden. Dies ist nur auf Grund der relativ guten Übereinstimmung der statistischen Kenngrößen des eigenen Ansatzes möglich. Die statistischen Kenngrößen des momentan gültigen normativen Ansatzes, vgl. Abschnitt 6.9 zeigen, dass dies für diesen Ansatz nicht zulässig ist, sondern die Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen überschätzt wird.

9.5 Zusammenfassung und Bemessungsvorschlag

Mit Hilfe der numerischen Parameterstudie in Kapitel 9.4 konnten in diesem Kapitel Reduktionsfaktoren bestimmt werden, die die Haupteinflussgrößen bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen berücksichtigen. Diese Anwendungsfaktoren haben in ihrem definierten Anwendungsbereich die besten statistischen Kenngrößen aller in dieser Arbeit vorgestellten Modelle (vgl. Tabelle 6.1 mit Tabelle 9.7). Neben der hohen Qualität und Genauigkeit des eigenen Ansatzes, der deutlich besser als die momentan gültigen Regelungen ist, sei auch auf den großen zulässigen Anwendungsbereich hingewiesen, der auf der einen Seite durch die Anwendungsgrenzen der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte (siehe Kapitel 7), andererseits durch die Grenzen bzw. Parameterbereich der vorliegenden Datenbasis beschränkt ist. Des Weiteren, wie bereits im vorangegangenen Abschnitt gezeigt, führt die Anwendung des neuen Abminderungsfaktors auf die neu bestimmte Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte, im Gegensatz zur normativen Regelung nach DIN 18800-5 [20] bzw. EN 1994-1-1 [35] zu keiner Reduktion der nach DIN EN 1990 [24] geforderten Sicherheit.

Somit kann die Kopfbolzentragfähigkeit $P_{Rd,Tr}$ eines Kopfbolzens bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezprofilblechen nach Gleichung 9.15 bestimmt werden.

$$P_{Rd,Tr} = k \cdot P_{Rk,c} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \leq P_{Rk,s} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (9.15)$$

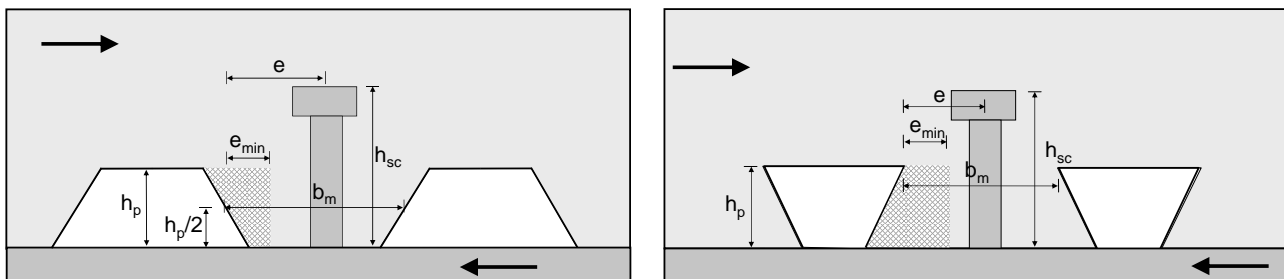
Mit:

k	Abminderungsfaktor nach Gleichung 9.11 bzw. 9.12
$P_{Rk,c}$	charakteristische Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte („Betonversagen“) nach Gleichung 7.29
$P_{Rk,s}$	charakteristische Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte („Stahlversagen“) nach Gleichung 7.30
γ_v	=1,25 Teilsicherheitsbeiwert

Hierbei sind nachfolgende Anwendungsgrenzen einzuhalten, die sich auf die Anwendung des eigenen Ansatzes zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte beziehen sowie zusätzlich die Anwendbarkeit der neuen Abminderungsfaktoren sicherstellen. Gerade die geforderten minimalen bzw. maximalen Materialfestigkeiten bzw. Dübeldurchmesser beruhen auf der vorliegenden Datenbasis und bedeuten nicht, dass außerhalb dieser Grenzen der eigene Ansatz ungültig ist oder zu schlechteren Ergebnissen führt. Vielmehr sollten diese Grenzbereiche durch weitere Versuche untersucht werden, die das Ziel haben, den Anwendungsbereich zu vergrößern bzw. die Anwendbarkeit zu bestätigen. So konnte durch die Erweiterung der Datenbasis durch Versuche mit hochfesten Betonen, der eigene Ansatz auf Betondruckfestigkeiten von bis zu 100 N/mm^2 erweitert werden. Des Weiteren wurde auf die Reduktion der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bei zu geringer Einbindetiefe in einer Vollbetonplatte, wie sie DIN 18800-5 [20] für Kopfbolzenlänge h_{sc} zu Dübeldurchmesser d (vgl. Abschnitt 3.2) verzichtet. Stattdessen wird ein Mindestverhältnis h_{sc}/d von 4 gefordert.

- Regeln zur Bestimmung eines Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte (vgl. auch DIN 18800-5 [20] bzw. Abschnitt 3.2)
 - Dübeldurchmesser $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$
 - Verhältnis Dübellänge zu Dübeldurchmesser $\frac{h_{sc}}{d} \geq 4$
 - Betonfestigkeit $20 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ck} \leq 100 \text{ N/mm}^2$
 - Kopfbolzenzugfestigkeit $f_{uk} \leq 740 \text{ N/mm}^2$

- Zusätzliche Regeln zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezprofilblechen nach Gleichung 9.11 bzw. Gleichung 9.12
 - Kopfbolzenzugfestigkeit $f_{uk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$
 - $16 \text{ mm} \leq d \leq \begin{cases} 20 \text{ mm} & \text{Kopfbolzendübel durchgeschweißt} \\ 22 \text{ mm} & \text{Trapezprofilblech vorgelocht} \end{cases}$
 - Mindesttrapezblechabstand $e > e_{min} = 55 \text{ mm}$ (siehe Bild 9.4)
 - Mindesteinbindetiefe $\frac{h_{sc}}{h_p} \geq 1,56$
 - Kopfbolzenanzahl je Sicke $n \leq 2$



(a) Offene Trapezprofilblechgeometrie

(b) Hinterschnittene Trapezblechgeometrien

Bild 9.4: Darstellung der geometrischen Kenngrößen zur Bestimmung der neuen Abminderungsfaktoren nach Gleichung 9.11 bzw. nach Gleichung 9.12

Die Reduktion der zulässigen Kopfbolzenzugfestigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen erfolgt auf Grund der fehlenden Push-Out Versuche mit hohen Materialfestigkeiten in der zur Verifikation verwendeten Versuchsdatenbasis (vgl. Anhang C). Die Überprüfung des neuen Ansatzes durch Versuche mit höherfesten Materialien kann zu einem größeren Anwendungsbereich führen. Zusätzlich sind die Regelungen zu den Mindest- und Maximalabständen der Kopfbolzendübel nach DIN 18800-5 [20], Element (943) einzuhalten. Die in DIN 18800-5 [20], Element (942) geforderte untere Bewehrungslage sollte weiterhin angeordnet werden, da sie sich wie der Vergleich zwischen Versuchen mit und ohne untere Bewehrungslage (vgl. Kapitel 5) vor allem für Kopfbolzen in „favourable-position“ positiv auf die

Duktilität der Verbindung auswirkt (vgl. hierzu auch Ernst [37]). Die Bewehrung sollte jedoch nicht, wie gefordert mindestens 30mm unter dem Dübelkopf angeordnet, sondern zur Verhinderung eines Rippenabscherens auf das Trapezblech gelegt werden. Im Gegensatz hierzu müssen die zusätzlichen Regelungen, zur Sicherstellung einer ausreichenden Duktilität bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen (vgl. DIN 18800-5 [20], Element(926)) hinterfragt werden. Die eigenen Versuchsbeobachtungen widersprechen den gemachten Duktilitätsanforderungen und würden die Vernachlässigung rechtfertigen.

10 Zusammenfassung und Ausblick

10.1 Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Arbeit konnte gezeigt werden, dass die momentan gültige Regelung, vgl. hierzu Kapitel 3, nach DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26] zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezprofilen mit Aufbeton im Vergleich zu Push-Out Ergebnissen ungenau und hinsichtlich des geforderten Sicherheitsniveaus unsichere Ergebnisse liefern. Hierbei ist zu beachten, dass der Abminderungsfaktor, obwohl die Norm eine Bestimmungsgleichung definiert (siehe Abschnitt 3.2 bzw. 3.3) infolge der existierenden Trapezprofilblechgeometrien sowie des geforderten oberen Grenzwerts des Abminderungsfaktors de facto konstant ist (siehe Abschnitt 3.6).

Existierende alternative Ansätze bzw. Modelle (siehe Kapitel 4) schlagen verbesserte Bestimmungsgleichungen für die Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezprofilblechen vor. Hierbei können zwei Vorgehensweisen unterschieden werden. Auf der einen Seite Ansätze bzw. Modelle, die einen verbesserten Abminderungsfaktor auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte zur Berücksichtigung des Trapezblecheinflusses vorschlagen. Auf der anderen Seite Ansätze bzw. Modelle, die ausgehend von den im Versuch beobachteten Versagensmechanismen (siehe Kapitel 2) mehrere Bestimmungsgleichungen für diese Mechanismen vorschlagen, wobei der so ermittelte kleinste Tragfähigkeitswert maßgebend ist.

Zur Überprüfung der in Kapitel 4 vorgestellten Modelle sowie der normativen Regelung nach DIN 18800-5 [20] bzw. DIN EN 1994-1-1 [26], wurden 17 eigenen Push-Out Versuche durchgeführt (siehe Kapitel 5). Es musste festgestellt werden, dass die in Abschnitt 2.2 beschriebenen Versagensmechanismen bei Kopfbolzen in Trapezblechsicken bei den eigenen Versuchen erst bei sehr großen Verformungen auftraten (siehe Abschnitt 5.7). Gleichzeitig konnten auf Traglastniveau keine Hinweise, wie z.B. Risse auf der Betonplatte festgestellt werden, die eindeutig auf einen Versagensmechanismus hindeuteten. Stattdessen ist infolge der eigenen Versuchsbeobachtungen davon auszugehen, dass ein Versagen des Betons vor dem Bolzenfuß Traglastbestimmend ist und Versagensmechanismen, wie z.B. ein Herausziehen des Kopfbolzens aus der Betonplatte, unter Umständen eine nachgeordnete bzw. eine sekundäre Versagensart sind.

Der Vergleich der eigenen Versuchsergebnisse sowie von Versuchsergebnissen aus der Literatur (siehe Kapitel 6), insgesamt lagen für Push-Out Versuche mit senkrecht spannenden Trapezprofilblechen eine Datenbasis von ca. 300 Versuchen vor, zeigte auf der einen Seite, dass die normative Regelung die Tragfähigkeit bei Push-Out Versuchen mit senkrecht spannenden Trapezblechen im Anwendungsbereich der Norm unterschätzt und gleichzeitig eine hohe Streubreite aufweist (siehe Abschnitt 6.9). Des Weiteren zeigten die Ansätze bzw. Modelle, die einen Abminderungsfaktor auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte vorsehen, keine schlechteren bzw. sogar eine bessere Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnis und theoretischem Wert.

Die eigenen Versuchsergebnisse bzw. -beobachtungen sowie der Modellvergleich anhand der Versuchsda-

tenbasis führte zu der Entwicklung eines eigenen Modells zur genaueren Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Vollbetonplatten als auch bei senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton. Die neuen Bestimmungsgleichungen der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbeton wurden notwendig, da sie als oberer Grenzwert für die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen betrachtet werden können und ohne sie eine Verbesserung der Abminderungsfaktoren nicht möglich ist.

So konnte für Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte unter Berücksichtigung der maßgebenden Traganteile eines Kopfbolzens (siehe Abschnitt 2.1 bzw. Lungershausen [78]) ein Modell (siehe Kapitel 7) entwickelt werden, das sowohl für den genauen Ansatz (siehe Gleichung 7.17 und Gleichung 7.18) als auch für den vereinfachten Ansatz (siehe Gleichung 7.19 und Gleichung 7.20) eine um ca. 24prozentige Verbesserung des Variationskoeffizienten (Streubreite) im Anwendungsbereich der Norm besitzt. Die Qualität der entwickelten Bestimmungsgleichungen zeigt sich außerdem darin, dass auch für höherfeste Betone ($f_{c,cyl} > 60 \text{ N/mm}^2$) sowohl der genaue Ansatz als auch der vereinfachte Ansatz (siehe Abschnitt 7.4.3) in etwa gleiche, bezogen auf die Streubreite sogar etwas bessere Ergebnisse liefert als der Ansatz von Döinghaus [30]. Auf Grund der insgesamt guten Ergebnisse konnte der Anwendungsbereich auf diese härtesten Betone erweitert werden.

Die statistische Auswertung nach DIN EN 1990 [24] der vereinfachten Bestimmungsgleichungen nach Gleichung 7.19 und Gleichung 7.20 ergibt für den Fall Betonversagen eine um 23 Prozent höhere charakteristische Tragfähigkeit im Vergleich zur Norm unter Berücksichtigung des Einflusses der Kurzzeitrelaxation auf die Kopfbolzentragfähigkeit für den Fall Betonversagen. Dem gegenüber steht eine geringfügig geringere charakteristische Tragfähigkeit ($\approx 7\%$) für den Fall Stahlversagen, ursächlich hierfür ist der deutlich größere Anwendungsbereich des eigenen Ansatzes und die größeren Streubreiten (Variationskoeffizienten) bei härtesten Stahlgüten (siehe Abschnitt 7.4.4). Dennoch kann insgesamt von einer deutlichen Verbesserung im Vergleich zur Norm ausgegangen werden.

Im weiteren Verlauf der Arbeit konnte mit Hilfe einer umfangreichen FE-Parameterstudie (siehe Kapitel 8) die geometrischen Haupteinflussgrößen der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezprofilblechen ermittelt werden. Neben dem Vergleich von eigenen Versuchsergebnissen (Last-Verformungskurven) mit numerischen Ergebnissen zur Verifikation des entwickelten FE-Modells wurde das gewählte FE-Modell anhand von Referenzversuchen sowie durch Vergleich typischer Versagensbilder von Kopfbolzen (siehe Abschnitt 8.2.3), mit insgesamt guten Ergebnissen überprüft.

Mit Hilfe der Parameterstudie konnte gezeigt werden, dass neben der Sickengeometrie, die Position des Kopfbolzens sowie die Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton massgebend für die Kopfbolzentragfähigkeit ist (vgl. Abschnitt 8.4). Diese Ergebnisse führten zu neuen Abminderungsfaktoren (siehe Kapitel 9), die unabhängig von der vorliegenden Kopfbolzenposition, die Tragfähigkeit eines durchgeschweißten Kopfbolzen bei offenen Trapezprofilblechen genauer als die Norm bei einer geringeren Streubreite bestimmen. Zusätzlich konnten durch Berücksichtigung einer Mindesteinbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton vereinfachte Gleichungen definiert werden, die zu einer weiteren Verbesserung führten. Unter Vernachlässigung von Kopfbolzen in „unfavourable-position“ sowie der Forderung einer Mindesteinbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton konnte durch ergänzende Faktoren der Einfluss von vorgelochten bzw. hinterschnittenen Trapezprofilbleche sowie deren Blechdicken berücksichtigt werden (siehe Abschnitt 9.3).

Der Vergleich mit Versuchsergebnissen im definierten Anwendungsbereich des eigenen Ansatzes ergab, dass der eigene Ansatz im Vergleich zur Norm eine um ca. 35 Prozent geringere Streubreite (Variationskoeffizient) sowie einen verbesserten Mittelwert μ von 0,99 anstelle von 0,92 besitzt (siehe Abschnitt

9.4). Infolge der hohen Qualität der eigenen Abminderungsfaktoren können diese ohne Reduktion der geforderten Sicherheit auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte angewandt werden, wie in Abschnitt 9.4 durch eine statistische Auswertung nach DIN EN 1990 [24] gezeigt wurde.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die in dieser Arbeit entwickelten und vorgestellten Ansätze zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte bzw. bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezprofilblechen bessere Ergebnisse liefern als die momentan gültigen normativen Regelungen, ohne jedoch in der Anwendbarkeit komplexer oder in dem Anwendungsbereich eingeschränkter zu sein.

10.2 Ausblick

Wie in dieser Arbeit gezeigt, ist die Tragfähigkeit von Kopfbolzen abhängig von einer Vielzahl von Einflussfaktoren, deren Berücksichtigung zu einer genaueren Ermittlung der rechnerischen Tragfähigkeit führt. Obwohl mit Hilfe von FE-Berechnungen diese Einflussfaktoren qualitativ und näherungsweise quantitativ erfasst werden können, sind zur Verifikation der gefundenen Bestimmungsgleichungen bzw. Abminderungsfaktoren weiterhin Versuchsergebnisse notwendig. So sind die gewählten Anwendungsgrenzen weniger dem entwickelten Ansatz bzw. Modell, sondern eher den vorliegenden Versuchsspezifikationen der vorliegenden Datenbasis geschuldet. Im Fall der beiden Bestimmungsgleichungen für die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte sind hier der Kopfbolzendurchmesser sowie die zulässigen Materialfestigkeiten zu nennen. Die Ergebnisse der neuen Bestimmungsgleichungen zeigen, dass sie auch bei höherfesten Materialien anwendbar sind. Mit steigender Zugfestigkeit des Kopfbolzens kann auch bei höherfesten Betonen die Bestimmungsgleichung für den Fall „Betonversagen“ maßgebend werden, was die Modellannahme eines biegebeanspruchten Schafts voraussetzt. Die Überprüfung dieses Falls bzw. dieser Modellannahme mit Hilfe weiterer Versuche ist wünschenswert.

Ein ähnliches Bild zeigt sich für die Abminderungsfaktoren auf die Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von senkrecht spannenden Trapezblechen mit Aufbeton. So konnten die Einflüsse des Trapezbleches mit Hilfe der numerischen Berechnungen ermittelt werden, ohne dabei einen oberen Grenzwert der Rippenhöhe h_p , wie er z.B. in DIN 18800-5 [20] definiert ist, zu benötigen. Betrachtet man die zur Verifikation vorliegenden Versuche mit Trapezblechen zeigt sich, dass zur Überprüfung der Anwendbarkeit bei hohen Profilblechen keine Versuchsergebnisse vorliegen. Das Gleiche gilt für Kopfbolzen bei vorgelochten Trapezblechen, die Begrenzung auf einen Kopfbolzendurchmesser $d \leq 22\text{mm}$ beruht auf den fehlenden Versuchen mit größeren Kopfbolzendurchmessern und nicht auf der fehlenden Eignung des vorhandenen Modells. Auch für diese Parameter wären weitere Versuche zur Vergrößerung des Modellanwendungsbereichs und seiner Verifikation wünschenswert. Außerdem wäre die Entwicklung von Abminderungsfaktoren für Kopfbolzen bei Verwendung von parallel spannenden Trapezblechen denkbar und wünschenswert. Die neuen Abminderungsfaktoren für Kopfbolzen bei senkrecht spannenden Trapezblechen zeigen, dass durch die in dieser Arbeit vorgestellten, Vorgehensweise auch für Trapezbleche parallel zum Verbundträger neue Abminderungsfaktoren entwickelt werden können die zu besseren Ergebnissen als die Regeln der Norm führen.

Ein weiterer Punkt wäre die Beurteilung der Verformungskapazität der gewählten Verbindung sowohl bei Kopfbolzen in Vollbetonplatten als auch bei der Verwendung von Trapezblechen. Die eigenen Versuchsbeobachtungen als auch die Ergebnisse von z.B. Hicks [56] oder Smith und Couchman [108] zeigen, dass

die normativen Regelungen zur Sicherstellung einer ausreichenden Duktilität der Kopfbolzenverbindung mit dem 6 mm Duktilitätskriterium ungenügend und unzutreffend ist. So konnte kein Zusammenhang zwischen der im Versuch beobachteten Duktilität der Kopfbolzenverbindung und der Einhaltung der normativen Regelungen (siehe DIN 18800-5 [20], Element 926) festgestellt werden. Gleichzeitig treten vor allem bei niedrigen Verdübelungsgraden unter Umständen größere Verformungen in der Verbundfuge als 6 mm auf. Für diesen Fall wäre es sinnvoll die ansetzbare Kopfbolzentragfähigkeit in Abhängigkeit des Schlupfs zu bestimmen.

Abschliessend sei noch auf die Arbeit von Geißler und Heyde [45] hingewiesen, in der die Unterschiede zwischen Bauteilen aus einem Werkstoff, z.B. Betonträger zu Verbundträgern bei der Anwendung des semiprobabilistischen Sicherheitskonzept diskutiert werden. So zeigt Geißler und Heyde [45] mit Hilfe einer probabalistischen Berechnung am Beispiel eines klassischen Verbundträgers mit starrem Verbund, dass für diesen Fall z.B. ein geringerer Betonteilsicherheitsbeiwert möglich ist. Eine zuverlässigkeitstheoretische Untersuchungen auf Bauteilebene (Verbundträger) unter Berücksichtigung der gefundenen Bestimmungsgleichungen für Kopfbolzentragfähigkeiten in der Verbundfuge würde gegebenenfalls zu einer höheren ansetzbaren Schubkraft in der Verbundfuge führen.

Literaturverzeichnis

- [1] ABAQUS: Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Abaqus/CAE, Abaqus/Standard, Documentation Vers. 6.5.
- [2] ABAQUS: Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Abaqus/CAE, Abaqus/Standard, Documentation Vers. 6.9.
- [3] AN, L. ; CEDERWALL, K.: Push-Out tests on stud connectors in normal and high strength concrete / Report 91:6, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, Schweden. November 1991. – Forschungsbericht
- [4] AN, L. ; CEDERWALL, K.: Push-out tests on studs in high strength and normal strength concrete. In: *Journal of Constructional Steel Research* 36(1) (1996), S. 15–29
- [5] ANDERSON, N.S. ; MEINHEIT, D.F.: Pryout capacity of cast-in headed stud anchors. In: *PCI Journal Constrct. Steel Research* 50(2) (2005), S. 90–112
- [6] ANSI/ AISC 360-05: Specification for Structural Building , American Insitute of Steel Construction. (2005)
- [7] AS 2327.1: Standards Australia: Composite Structures Standard - Simply Support Beams, Part 1. (2003)
- [8] BAUR, V.: *Numerische Untersuchungen an Ein- und Zweifeld-Slim-Floor Trägern mit dem FE-Programm ABAQUS*, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Prüfer: Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann, Betreuer: Matthias Konrad, Nr. 2009-24X, Diplomarbeit, 2009
- [9] BODE, H. ; KÜNZEL, R.: Anwendung der Durchschweißtechnik im Verbundbau, 3. überarbeitete Auflage, Universität Kaiserslautern / Bauen mit Stahl. 1999. – Forschungsbericht
- [10] BODE, H. ; KÜNZEL, R.: Steifigkeit und Verformbarkeit von Verbundmitteln im Hochbau. In: *International Symposium, Composite Steel Concrete Structures, Vol. I, Bratislava*, 1987
- [11] BODE, H. ; KÜNZEL, R.: Zur Traglast von Verbundträgern unter besonderen Berücksichtigung einer nachgiebigen Verdübelung / Universität Kaiserslautern. 1991. – Forschungsbericht
- [12] BOOGAARD, W.J. van den ; STARK, J.W.B.: Statisch bepaalde staal-beton liggers, theorie en richtlijnen, Gezamenlijke Publikatie Van Staalbouwkundig Genootschap, Rotterdam / Betonvereniging (CUR), Zoetermeer. September 1974. – Forschungsbericht

- [13] BS 5950-3.1: Structural use of steelwork in building - Part 3: Design in composite construction - Section 3.1 Code of practice for design of simple and continuous composite beams. (1990)
- [14] BULLO, S. ; DI MARCO, R.: Effects of high -performance concrete on shear connector behavior. In: *Nordic Steel Construction Conference, Malmö, 1995*
- [15] CEB-FIB MODEL CODE 1990: Comité Euro-International du Béton. (1993)
- [16] CERVENKA, V. ; JENDELE, L. ; CERVENKA, J.: *ATENA theory manual (2006)*, „ATENA Program Documentation - Part 1: Theory“, Revision 09/2006. Cervenka Consulting, 2006
- [17] DIAZ, B. ; EASTERLING, W. S. ; MURRAY, T. M.: Behavior of Welded Shear Studs Used with 1.0 C Deck / Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA. 1998 (Internal Report). – Forschungsbericht
- [18] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. (2001)
- [19] DIN 1048-5: Prüfverfahren für Beton - Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper. (1991), Juni
- [20] DIN 18800-5: Stahlbauten - Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton - Bemessung und Konstruktion. (2007), März
- [21] DIN 18807: Stahltrapezprofile - Allgemeine Anforderung, Ermittlung der Tragfähigkeitswerte durch Berechnung. (1987), Juni
- [22] DIN EN 10002-1: Zugversuch Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur; Deutsche Fassung EN 10002-1:2001. (2001)
- [23] DIN EN 10204: Metallische Erzeugnisse - Arten von Prüfbescheinigungen; Deutsche Fassung EN 10204:2004. (2005), Januar
- [24] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Deutsche Fassung EN 1990:2002. (2002), Oktober
- [25] DIN EN 1992-1-1: 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)
- [26] DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004. (2006)
- [27] DIN EN 1994-1-1 BERICHTIGUNG 1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln

- für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004, Berichtigung zu DIN EN 1994-1-1:2006-07; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004/AC:2009. 2009
- [28] DIN EN 1994-1-1/NA: Nationaler Anhang - Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. (2009)
- [29] DIN EN ISO 18265: Metallische Werkstoffe - Umwertung von Härtewerten (ISO 18265:2003; Deutsche Fassung EN ISO 18265:2003. (2004), Februar
- [30] DÖINGHAUS, P.: *Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern*, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Dissertation, 2001
- [31] DÖINGHAUS, P. ; HEGGER, J. ; TRUMPF, H. ; SEDLACEK, G.: Untersuchungen zur Duktilität der Verbundmittel bei Anwendung von hochfestem Stahl und hochfestem Beton / P486/25/99 / AiF-Nr. 12124 N Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e.V., Studiengesellschaft Stahlanwendung e.V. 2000. – Forschungsbericht
- [32] ELIGEHAUSEN, R. ; FUCHS, W. ; ICK, U. ; MALLÉE, R. ; REUTER, M. ; SCHIMMELPFENNIG, K. ; SCHMAL, B.: Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen bei zentrischer Zugbeanspruchung. In: *Bauingenieur* 67 (1992), S. 183–196
- [33] ELIGEHAUSEN, R. ; MALLÉE, R.: *Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau*. Ernst & Sohn, 2000
- [34] ELIGEHAUSEN, R. ; SAWADE, G.: A Fracture based description of the Pull-Out Behaviour of headed Stud embedded in Concrete. In: *Fracture Mechanics of Concrete Structures, From Theory to Applications*. Efgren, L., Chapman and Hall, London, New York, 1989
- [35] EN 1994-1-1: EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for Buildings, CEN. (2005), Dezember
- [36] ERNST, E. ; BRIDGE, R. Q. ; WHEELER, A.: Strength of Headed Stud Shear Connection in Composite Beams. In: *Australian Structural Engineering Conference, September*, September 2005
- [37] ERNST, S.: *Factors affecting the behaviour of the shear connection of steel-concrete composite beams*, University of Western Sydney, Dissertation, 2006
- [38] FA. KÖSTER & CO.: Bolzenkatalog. (2010)
- [39] FELDMANN, M. ; HEGGER, J. ; HECHLER, O. ; RAUSCHER, S.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbundmitteln unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Verwendung von hochfester Werkstoffe / Forschung aus der Praxis P621, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. 2007. – Forschungsbericht
- [40] FEMAP: Siemens PLM Software Femap Vers. 8.3 Documetation.

- [41] FINK, A. ; PETRASCHKEK, T.: Tragmodelle zur Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit des Kronendübels als neuartiges Verbindungsmittel im Verbundbau. In: *Stahlbau* 76 10 (2007), S. 761–770
- [42] FINK, J. ; PETRASCHKEK, T. ; ONDRIS, L.: Weitere neue Dübelformen für Verbundbau und numerische Simulation von Push-Out-Versuchen mit ABAQUS. In: http://www.zid.tuwien.ac.at/fileadmin/files_zid/projekte/2007/07-212-2.pdf. – Institut für Tragkonstruktionen-Stahlbau, TU Wien
- [43] FISCHER, L. ; SPEZIAL, Bautechnik (Hrsg.): *Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen - Ein Leitfaden für Bauingenieure, Architekten und Studenten*. Ernst & Sohn, 2001
- [44] FUCHS, W.: *Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast im ungerissenen Beton*, Universität Stuttgart, Dissertation, 1990
- [45] GEISLER, K. ; HEYDE, S.: Zum zuverlässigkeitstheoretischen Konzept der Verbundträgerbemessung. In: *Stahlbau* 77 44 (2008), S. 274–283
- [46] GOBLE, G. G.: Shear Strength of Thin Flange Composite Beams with Formed Steel Deck. In: *Engineering Journal, AISC* 14(1) (1968), S. 62–65
- [47] GRANT, J.A. ; FISCHER, J.W. ; SLUTTER, R.G.: Composite Beams with Formed Steel Deck. In: *AISC Engineering Journal* 14 (1977), S. 24–43
- [48] HANSWILLE, G.: Anwendungsrichtlinie zu Eurocode 4 - Ergänzende Regelungen für die Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verwendung von vorgelochten Profilblechen / Bergische Universität-Gesamthochschule Wuppertal Fachbereich 11 - Bautechnik, Fachgebiet Stahlbau und Verbundkonstruktionen. 2003. – Forschungsbericht
- [49] HANSWILLE, G. ; JOST, K. ; ÜSTÜNDAG, C.: Versuchsbericht über die Durchführung von 77 Push-Out-Versuchen (Förderzeitraum 2002-2004), Forschungsprojekt: Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton / Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 7, Bergische Universität Wuppertal. April 2006. – Forschungsbericht
- [50] HANSWILLE, G. ; PORSCH, M.: Zur Festlegung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten in DIN 18800-5 und EN 1994-1-1. In: *Festschrift Rolf Kindmann, Schriftenreihe des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum*. M. Kraus, 2007
- [51] HANSWILLE, G. ; PORSCH, M.: Zur Festlegung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln von Vollbetonplatten nach DIN 18800-5. (2007)
- [52] HANSWILLE, G. ; TROST, K. ; TRILLMICH, R. ; SCHMITT, Ch.: Experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln mit grossen Schaftdurchmesseren. In: *Stahlbau* 67 7 (1998), S. 555–560

- [53] HAUF, G.: *Trag- und Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern unter Biegebeanspruchung*, Mitteilung des Institut für Konstruktion und Entwurf , Nr.2010-1, Universität Stuttgart, Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann, Dissertation, 2010
- [54] HAWKINS, N.M. ; MITCHELL, D.: Seismic Response of composite shear connections. In: *Journal of Structural Engineering Journal* 110(9) (1984), S. 2120–2136
- [55] HEGGER, J. ; GORALSKI, C. ; RAUSCHER, S. ; KERKENI, N.: Finite-Elemente-Berechnungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Kopfbolzendübeln. In: *Stahlbau* 70 1 (2004), S. 20–25
- [56] HICKS, S.: Strength and ductility of headed stud connectors welded in modern profiled steel sheeting. In: *Struct. Eng.* 85 (2007), Nr. 10, S. 33–38
- [57] HIRAGI, H. ; MIYOSHI, E. ; KURITA, A. ; UGAI, M. ; AKAO, S.: Static Strength of Shear Stud Connectors in SRC Structures. In: *Transactions of the Japan Concrete Institute* 3 (1981), S. 453–460
- [58] IFBS: Produkte - Trapezprofile, Wellprofile, Sonderprofile, Hrsg: Industrieverband für Bausysteme im Metalleichtbau (IFBS). In: *Heft 3.02* (2007), März
- [59] JCSS: JCSS Probabilistic Model Code, Joint Committee on Structural Safety. In: <http://www.jcss.ethz.ch> (2002), Mai
- [60] JENISCH, F. M.: *Einflüsse des profilierten Betongurtes und der Querbiegung auf das Tragverhalten von Verbundträgern*, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, Dissertation, 2000
- [61] JOHNSON, R. P. ; MOTTRAM, J.T.: Push tests on studs welded through profiled steel sheetings. In: *The Structural Engineer* 68 (1990), S. 187–193
- [62] JOHNSON, R. P. ; YUAN, H.: Resistance of stud shear connectors in troughs of profiled sheeting, Research Report CE 55 / Department of Engineering, University of Warwick. 1997. – Forschungsbericht
- [63] JOHNSON, R. P. ; YUAN, H.: Models and design rules for stud shear connectors in troughs of profiled sheeting. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures & Buildings*, 128, 1998, S. 252–263
- [64] JOHNSON, R.P. ; OEHLERS, D.J.: Analysis and design for longitudinal shear in composite T-beams. In: *Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2* 71 (1981), Dezember, S. 989–1021
- [65] JOHNSON, R.P. ; YUAN, H.: Existing rules and new tests for stud shear connectors in troughs of profiled steel sheeting. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures & Buildings*, 1998, S. 244–251
- [66] JOHNSON, R.P. ; YUAN, H.: Models and design rules for stud shear connectors in troughs of profiled

- sheeting. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures & Buildings* 128 (1998), S. 252–263
- [67] KUHLMANN, U. ; KONRAD, M.: Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Einsatz von Profilblechen / Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2009-1X, DIBt-Forschungsvorhaben ZP 52-5-17.20-1260/07, Fraunhofer IRB-Verlag. 2009. – Forschungsbericht
- [68] KUHLMANN, U. ; KONRAD, M.: Versuchsbericht zu DIBt-Forschungsvorhaben „Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Einsatz von Profilblechen“, ZP 52-5-17.20-1260/07 / Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, unveröffentlicht, Nr.2009-4X. 2009. – Forschungsbericht
- [69] KUHLMANN, U. ; KONRAD, M.: Sicherstellung ausreichender Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln bei Einsatz von Profilblechen / Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2010-3X, DIBt-Forschungsvorhaben ZP 52-5-17.20-1287/08, Fraunhofer IRB-Verlag. 2010. – Forschungsbericht
- [70] KUHLMANN, U. ; RAICHEL, J.: *Schubtragfähigkeit von Verbundträgern mit Profilblechen nach Eurocode 4 Teil 1-1*. Fraunhofer IRB Verlag, 2006
- [71] LAM, D.: New test for shear connectors in composite construction. In: *Composite Construction IV, Engineering Foundation Conference, Banff, Alberta, Kanada*, 2000
- [72] LAM, D. ; ELLIOTT, K.S. ; NETHERCOT, D.A.: Parametric study on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs. In: *Journal of Construction Steel Research* 54 (2000), S. 283–304
- [73] LAWSON, R.M.: Shear connection in composite beams. In: *Steel Construction Today* (1992), July, S. 171–176
- [74] LEONHARDT, F.: Kritische Bemerkungen zur Prüfung der Dauerfestigkeit von Kopfbolzen für Verbundträger. In: *Bauingenieur* 63 (1988), S. 307–310
- [75] LEUKERT, M.: *Kombinierte anisotrope Schädigung und Plastizität bei kohäsiven Reibungsmaterialien*, Universität Stuttgart, Institut für Baustatik, Dissertation, 2001
- [76] LIEBERUM, K.-H.: *Das Tragverhalten von Beton bei extremer Teilflächenbelastung*, Technische Universität Darmstadt, Dissertation, 1987
- [77] LLOYD, R.M. ; WRIGHT, H.D.: Shear connection between composite slabs and steel beams. In: *Journal Constrct. Steel Research* 15 (1990), S. 255–285
- [78] LUNGERSHAUSEN, H.: *Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln*, Mitteilung Nr. 88-7, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Dissertation, 1988
- [79] MAEDA, Y. ; MATSUI, S. ; HIRAGI, H.: Effects of Concrete Placing direction on Static and Fatigue Strengths of Stud Shear Connectors / Osaka University. 1983. – Forschungsbericht

- [80] MAINSTONE, R.J. ; MENZIES, J.B.: Shear connectors in steel-concrete beams for bridges. In: *Concrete* 1(9) (1967), S. 291–302
- [81] MENZIES, J.B.: CP117 and shear connectors in steel-concrete composite beams mad with normal-density or lightweight concrete. In: *The Structural Engineer* 49(3) (1971), S. 137–154
- [82] MÜLLERS, I.: *Zur Robustheit im Hochbau, Stützenausfall als Gefährdungsbild für Stahlbetontragwerke, Nr. 17276*, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Dissertation, 2007
- [83] OEHLERS, D. J.: Splitting induced by shear connectors in composite beams. In: *Journal of Structural Engineering* 115(2) (1989), S. 341–362
- [84] OEHLERS, D. J. ; JOHNSON, R. P.: The strength of stud shear connections in composite beams. In: *The Strutural Engineer* 65(2) (1987), S. 44–48
- [85] OEHLERS, D.J.: Results on 101 Push-Specimens and comosite Beams, Research Report CE 8 / Universty of Warwick, Department of Civil Eng. January 1981. – Forschungsbericht
- [86] OLLGAARD, J. G. ; SLUTTER, R. G. ; FISCHER, J. W.: Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete. In: *AISC Engineering Journal* 8(2) (1971), S. 55–64
- [87] PETERSSON, P.E.: Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials / Internal Report TVBM-1006, Division of Building Materials, University of Lund, Schweden. 1985. – Forschungsbericht
- [88] POPOVICS, Sándor: *Strength and related properties of concrete - A quantitativ approach*. John Wiley & Sons, 1998
- [89] RAMBO-RODDENBERRY, M.D.: *Behavior and strength of welded shear studs connectors*. Virginia, Virgina Polytechnic Institute and State University, Dissertation, April 2002
- [90] REINHARDT, H. W.: Fracture Mechanics of an Elastic Softening Material like Concrete. In: *Heron* 29 (2) (1984), S. 1–35
- [91] RIEG, A.: *Verformungsbezogene mittragende Breite niedriger Verbundträger, Nr. 2006-2*, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann, Dissertation, 2006
- [92] ROBINSON, H.: Multiple stud shear connections in deep ribbed metaldeck. In: *Canadian Journal of Civil Engineering* 15 (1988), S. 553–569
- [93] ROIK, K. ; BÜRKNER, K.-E.: Untersuchungen des Trägerverbundes unter Verwendung von Stahltrapezprofilen mit einer Höhe >80mm / Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl, Düsseldorf. 1980. – Forschungsbericht

- [94] ROIK, K. ; BÜRKNER, K.-E.: Beitrag zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Verbundträgern mit Stahlblechen. In: *Bauingenieur* 56 (1981), S. 97–101
- [95] ROIK, K. ; HANSWILLE, G.: Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln. In: *Der Stahlbau* 10 (1983), S. 301–308
- [96] ROIK, K. ; HANSWILLE, G.: Zur Dauerfestigkeit von Kopfbolzen bei Verbundträgern. In: *Bauingenieur* 62 (1987), S. 273–285
- [97] ROIK, K. ; HANSWILLE, G. ; CUNZE, A. ; LANNA, O.: Hintergrundbericht zur Eurocode 4 - Abschnitt 6.3.2: Bolzendübel EC4/8/88 / Ruhr-Universität Bochum. Dezember 1988. – Forschungsbericht
- [98] ROIK, K. ; LUNGERSHAUSEN, H.: Verbundträger mit Stahltrapezprofilblechen mit Rippenhöhen >80mm / Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Projekt 99. 1988. – Forschungsbericht
- [99] ROIK, K. ; LUNGERSHAUSEN, H.: Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Verbundträgern mit unterbrochener Verbundfuge (Trapezprofildecken). In: *Stahlbau* 58 9 (1989), S. 269–273
- [100] ROTS, J. ; NAUTA, P. ; KUSTERS, G.M. ; BLAAUWENDRAAD, J.: Smearred crack approach and fracture localization in concrete. In: *Heron* 30 (1985), S. 3–45
- [101] SAUERBORN, I. ; SAUERBORN, N.: Geschossdecken mit Profilblechen. In: *Stahlbaukalender 2002*. Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann, 2002
- [102] SAUTER, A.: *Neue Abminderungsfaktoren zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verbundträgern mit Profilblechen*, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Prüfer: Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann, Betreuer: Matthias Konrad, Diplomarbeit, 2009
- [103] SCHEELE, J.: *Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln unter formschlüssiger Belastung*, Universität Kaiserslautern, Dissertation, 1991
- [104] SCHULZE, G.: *Die Metallurgie des Schweißen*. Springer Verlag Berlin, 2004
- [105] SLUTTER, R.G.: *Push-Out Tests of Stud Shear connectors in Lightweight Concrete*. June 1963. – Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory Reports No. 200.65.360.1 and 200.66.360.1
- [106] SLUTTER, R.G. ; DRISCOLL, G.C.: Test Results and Design Recommendations for Composite Beams / Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory Report No. 279.10. January 1962. – Forschungsbericht
- [107] SLUTTER, R.G. ; DRISCOLL, G.C.: Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams. In: *Journal of Structural Division* (1965), April, S. 71–99
- [108] SMITH, A.L. ; COUCHMAN, G.H.: Strength and ductility of headed shear connectors in profiled steel sheeting. In: *Journal of Constructional Steel Research* 66 (2010), S. 748–754

- [109] SPAETHE, G.: *Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen*. 2. Auflage. Springer Verlag Wien New York, 1992
- [110] SUBLETT, C. N. ; S., Easterling. W. ; MURRAY, T. M.: *Strength of Welded Headed Studs in Ribbed Metal Deck on Composite Joints / Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA. 1992 (Report No. CE/VPI-ST 92-03)*. – Forschungsbericht
- [111] VERBUNDTRÄGER-RICHTLINIE: *Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern - Überarbeitete Fassung der Ausgabe Juni 1974. (1981), März*
- [112] VOS, E.: *Influence of loading rate and radial pressure on bond in RC*, Delft University, Dissertation, 1983
- [113] WINKLER, B.J.: *Traglastuntersuchungen von unbewehrten und bewehrten Betonstrukturen auf der Grundlage eines objektiven Werkstoffgesetzes für Beton*, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Dissertation, 2001
- [114] WRIGHT, H.D. ; HARDING, P.W. ; EVANS, H.R.: *The use of pushout tests to simulate shear stud connection in composite beam construction. In: Proc. Int. Conf. Desing of Croncrete Structures B.R.E., 1985*
- [115] WWW.MESTEEL.COM: Online.
- [116] YAMAMOTO, M. ; NAKAMURA, S.: *The study on Shear Connectors, Vol.5, Research Paper 9 / The Public Works Research Institute, Construction Ministry Japan,. 1962. – Forschungsbericht*
- [117] YUAN, H.: *The resistance of stud shear connectors with profiled sheeting*, Departement of Engineering, University of Warwick, Dissertation, 1996
- [118] ZHAO, G.: *Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch*, University of Stuttgart, Dissertation, 1993

Tabellenverzeichnis

3.1	Grenzwert $k_{t,max}$ nach DIN 18800-5 [20]	21
3.2	Vorfaktoren für Gl. 3.14 bzw. Gl. 3.15 in Abhängigkeit verschiedener Regelwerke bzw. Literaturstellen	24
4.1	Kopfbolzenverformungsverhalten in Abhängigkeit der Versagensmechanismen nach Ernst [37]	30
4.2	Reduktionsfaktor $k_{t,m}$ zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von senkrecht zum Träger spannenden Profilblechen nach Ernst [37]	35
5.1	Übersicht Abmessungen Push-Out Tests	54
5.2	Einhaltung der Anwendungsgrenzen nach DIN 18800-5 [20]	55
5.3	Werkstoffkenngrößen	56
5.4	Rechnerische Kopfbolzentragfähigkeit nach DIN 18800-5 [20] mit den wahren Materialwerten	57
5.5	Ober- und Unterlasten nach EN 1994-1-1 [35], Anhang B	58
5.6	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse (V1-V17)	74
6.1	Statistische Kenngrößen der überprüften Modelle (Versuchslast / rechnerische Tragfähigkeit	93
7.1	Zugfestigkeiten, Härtemessung und Lage der Messpunkte für Bild 7.4 aus Anderson und Meinheit [5] und eigener Messung (siehe Bild 7.5)	100
7.2	Ansetzbare Fläche der Schweißwulst	102
7.3	Verifikation des eigenen Ansatzes (siehe Gleichung 7.17 und Gleichung 7.18) und Vergleich mit den normativen Regelungen in Roik u. a. [97]	114
7.4	Verifikation des eigenen vereinfachten Ansatzes (siehe Gleichung 7.19 und Gleichung 7.20) und Vergleich mit den normativen Regelungen in Roik u. a. [97]	115
7.5	Verifikation des eigenen Ansatzes (siehe Gleichung 7.17 und Gleichung 7.18) und Vergleich mit dem Ansatz nach Döinghaus [30] (siehe Gleichung 7.11)	116
7.6	Verifikation des eigenen vereinfachten Ansatzes (siehe Gleichung 7.19 und Gleichung 7.20) und Vergleich mit dem Ansatz nach Döinghaus [30] (siehe Gleichung 7.11)	116
7.7	Variationskoeffizienten der Basisvariablen V_{X_i} nach Roik u. a. [97] bzw. Döinghaus [30] . .	117
7.8	Fraktilenwerte nach DIN EN 1990 [24], Tabelle D.1 und Tabelle D.2	117
7.9	Ergebnisse der Analyse nach DIN EN 1990 [24], Anhang D.8	118
8.1	Streuung der Materialeigenschaften des Betons bei Annahme einer Log-Normalverteilung nach JCSS [59]	134
8.2	Statische Kenngrößen numerische Berechnungen	135
9.1	Vergleich der statistischen Größen für den Abminderungsfaktor in „mid-position“	149
9.2	Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor in „fav-position“	150

9.3	Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor in „unfavourable-position“	152
9.4	Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor in beliebiger Kopfbolzenposition	152
9.5	Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor eines Kopfbolzens in „mid-position“ bzw. „favourable-position“	153
9.6	Vergleich der statistischen Kenngrößen der Norm und dem eigenen Ansatz bezogen auf den Anwendungsbereich des eigenen Ansatzes	156
9.7	Vergleich der statistischen Kenngrößen der Norm und dem eigenen Ansatz bezogen auf den Anwendungsbereich des eigenen Ansatzes unter Vernachlässigung von Versuchen von Rambo-Roddenberry [89]	157
9.8	Variationskoeffizienten der Basisvariablen V_{X_i} aus Vorabinformationen	158
9.9	Ergebnisse der Analyse nach DIN EN 1990 [24], Anhang D.8	160
B.1	Push-Out Versuche mit Vollbetonplatte	223
C.1	Push-Out Tests mit senkrecht spannenden Trapezblechen	228
D.1	„Gauge Deck“ Profilblechdickenangaben nach www.mesteel.com [115]	237

Abbildungsverzeichnis

1.1	Verbundträger mit senkrecht spannenden Trapezblechen aus DIN 18800-5 [20]	9
1.2	Verbundträger mit parallel spannenden Trapezblechen aus DIN 18800-5 [20]	9
2.1	Tragverhalten eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte nach Lungershausen [78]	13
2.2	Traglastanteile bei einem Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte nach Lungershausen [78]	14
2.3	Last-Verformungsverhalten eines Kopfbolzens in Abhängigkeit der Rippengeometrie nach Roik und Lungershausen [99]	15
2.4	Darstellung von möglichen Kopfbolzenpositionen nach Roik und Lungershausen [99] bzw. Jenisch [60]	16
2.5	Druckstrebenverlauf bei nicht mittig angeordneten Kopfbolzen nach Roik und Bürkner [94]	16
2.6	Beobachtete Versagensmechanismen und Schubkrafteinleitung durch Biegung nach Lungershausen [78]	17
3.1	Vergleich der ansetzbaren Dübeltragfähigkeit je mm^2 Dübelfläche A_{sc} in Abhängigkeit der verwendeten Normen (Hinweis: Werte nach BS 5950-3.1 [13] gemittelt; Oehlers(EC2): Kopfbolzentragfähigkeit nach Gl. 3.16 mit Eingangsgrößen nach DIN EN 1992-1-1 [25])	25
3.2	Grafische Darstellung des Abminderungsfaktors k_{\perp} nach Gl. 3.5 für einen Kopfbolzen in der Sicke ($n_r = 1$)	26
3.3	Grafische Darstellung des Abminderungsfaktors k_{\perp} nach Gl. 3.5 für zwei Kopfbolzen in der Sicke ($n_r = 2$)	27
4.1	Beispiel für einen Kopfbolzenring aus Ernst [37]	30
4.2	Schematische Darstellung eines Versuchskörpers aus Ernst [37] mit zusätzlicher Sickenbewehrung und Kopfbolzenringen	30
4.3	Sickenbewehrung (waveform element) für eine Profilblechgeometrie KF70 aus Ernst [37]	31
4.4	Definition von $P_{RPT,min}$ und $P_{RPT,max}$ aus Ernst [37]	31
4.5	Angenommene Bruchflächen nach Ernst [37] bei Erreichen von P_{wed}	33
4.6	Tragmechanismen Profilblechsteg in Abhängigkeit der Durchbiegung δ_{sh} nach Ernst [37]	33
4.7	Bruchflächen infolge Rib shearing bzw. Stud pull-out nach Ernst [37]	34
4.8	Fachwerkmodell für die „direkte“ Lasteinleitung nach Jenisch [60]	36
4.9	Fachwerkmodell für die „indirekte“ Lasteinleitung nach Jenisch [60]	36
4.10	Geometrieparameter für Bemessungsvorschlag nach Johnson und Yuan [63]	40
4.11	Fließgelenkmechanismus nach Lungershausen [78]	41
5.1	Verwendete Trapezprofilblechgeometrien	47
5.2	Erläuterung zur Versuchskörperbeschreibung	48
5.3	Darstellung des Kraftflusses in dem Betongurt eines Verbundträgers aus Roik und Hanswille [96]	49

5.4	Darstellung des Kraftflusses in dem Betongurt eines Push-Out Versuchs aus Roik und Hanswille [96]	50
5.5	Qualitative Darstellung eines Teilverbunddiagramms und Skizze eines Trägerversuchs unter Berücksichtigung der Symmetrie	51
5.6	Qualitative Darstellung eines Teilverbunddiagramms unter Berücksichtigung der Momententragfähigkeit der Betonplatte nach Sauerborn und Sauerborn [101]	52
5.7	Darstellung der unterschiedlichen Kopfbolzenpositionen bei den eigenen Versuchen	53
5.8	Erläuterung der geometrischen Kenngrößen der Push-out Tests (siehe Tabelle 5.1)	53
5.9	Last-Verformungskurve V1-TK-2f	59
5.10	Versuchsende V1-TK-2f	59
5.11	Last-Verformungskurve V2-Tk-2f (ohne untere Bewehrungslage)	60
5.12	Versuchsende V2-TK-2f	60
5.13	Last-Verformungskurve V3-TK-2u	61
5.14	Innenansicht Betongurt V3-TK-2u	61
5.15	Last-Verformungskurve V4-TK-2u (ohne untere Bewehrungslage)	62
5.16	Versuchsende V4-TK-2u	62
5.17	Last-Verformungskurve V5-TK-2a	63
5.18	Seitenansicht V5-TK-2a bei Versuchsende	63
5.19	Last-Verformungskurve V6-TK-2a (ohne untere Bewehrungslage)	64
5.20	Seitenansicht V6-TK-2a bei Versuchsende	64
5.21	Last-Verformungskurve V7-Co-1f	65
5.22	Seitenansicht V7-Co-1f bei Versuchsende	65
5.23	Last-Verformungskurve V8-Co-1f	65
5.24	Seitenansicht V8-Co-1f bei Versuchsende	65
5.25	Last-Verformungskurve V9-Co-1f	66
5.26	Ansicht Trapezblech V9-Co-1f nach Versuchsende	66
5.27	Last-Verformungskurve V10-Co-1u	67
5.28	Ansicht Trapezblech V10-Co-1u nach Versuchsende	67
5.29	Last-Verformungskurve V11-Co-1u	68
5.30	Ansicht Trapezblech V11-Co-1u nach Versuchsende	68
5.31	Last-Verformungskurve V12-Co-1u	68
5.32	Ansicht V12-Co-1u nach Versuchsende	68
5.33	Last-Verformungskurve V13-Hoe-1m	69
5.34	Seitenansicht V13-Co-1m	69
5.35	Last-Verformungskurve V14-Hoe-1m	70
5.36	Seitenansicht V14-Hoe-1m	70
5.37	Last-Verformungskurve V15-Hoe-1u	71
5.38	Ansicht Trapezblech V15-Hoe-1u nach Versuchsende	71
5.39	Last-Verformungskurve V16-Hoe-1f	72
5.40	Seitenansicht V16-Hoe-1f nach Versuchsende	72
5.41	Last-Verformungskurve V17-Hoe-2a	72
5.42	Ansicht Trapezblech V17-Hoe-2a nach Versuchsende	72
5.43	Ansicht der Stahlträgerflansch bei Versuch V9-Co-1f sowie Nahaufnahme der unteren Schweißwulst	75

5.44	Ansicht der Stahlträgerflansch V11-Co-1u sowie Nahaufnahme der oberen Schweißwulst	76
5.45	Ansicht Trapezblech der Versuche V9-Co-1f und V11-Co-1u nach Versuchsende	76
5.46	Innenansicht der Betongurte der Versuche V1-TK-2f und V2-TK-2f (ohne untere Bewehrungslage)	77
5.47	Seitenansichten des Versuchs V10-Co-1u, Seite 1	78
6.1	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [97] mit allen Versuchswerten P_e	79
6.2	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [97] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich von [20] bzw. [35]	80
6.3	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [97] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“	80
6.4	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [97] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“	81
6.5	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [37] mit allen Versuchswerten P_e	81
6.6	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [37] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“	82
6.7	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [37] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“	82
6.8	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [60] mit allen Versuchswerten P_e	83
6.9	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [60] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel zw. für Kopfbolzen in „mid-position“	83
6.10	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [60] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“	84
6.11	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [66, 117] mit allen Versuchswerten P_e	85
6.12	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [66, 117] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich des Modells	85
6.13	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [66, 117] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“	86
6.14	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [66, 117] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“	86
6.15	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweiterten“ Modell nach Lungershausen [78] (vgl. auch Roik u. a. [97]) mit allen Versuchswerten P_e	87
6.16	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweiterten“ Modell nach Lungershausen [78] (vgl. auch Roik u. a. [97]) mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich des Modells	87
6.17	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweiterten“ Modell nach Lungershausen [78] (vgl. auch Roik u. a. [97]) mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzen in der Sicke bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“	88
6.18	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweiterten“ Modell nach Lungershausen [78] (vgl. auch Roik u. a. [97]) mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“	88
6.19	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [89] mit allen Versuchswerten P_e	89
6.20	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [89] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich von [89]	90

6.21	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [89] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“	90
6.22	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [89] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“	90
6.23	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [73] mit allen Versuchswerten P_e	91
6.24	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [73] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich von [73]	92
6.25	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [73] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“	92
6.26	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [73] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“	93
7.1	Vergleich der Trendlinie aus Versuchsergebnissen aus Lieberum [76] mit Gleichung 7.1 und Gleichung 7.2	97
7.2	Elastische Spannungsverteilung unter einer Einheitskraft in Abhängigkeit der Stempelgeometrie	97
7.3	Spannungsverteilung im Abstand von 5 mm von der Kontaktfläche Stempel und „Grundmaterial“	98
7.4	Lage Messpunkte nach Anderson und Meinheit [5] bei Rockwellhärtemessung	99
7.5	Lage Messpunkte bei eigener Messung nach Vickers	100
7.6	Einfluss der Schweißnaht in Abhängigkeit des Dübeldurchmessers und der Betonfestigkeit (siehe Jenisch [60])	102
7.7	Reale ¹ und schematische Verformungsfigur	103
7.8	Ersatzlasten am unverformten Kopfbolzen und zugehörige Schnittgrößenverlauf (qualitativ)	104
7.9	Ersatzsystem inkl. Belastung zur Bestimmung der Schubkraft $V_{u,c}$	105
7.10	Grafische Darstellung der numerisch ermittelten Hauptdruckspannungen am verformten System (überhöht dargestellt)	106
7.11	Numerisch ermittelter Momenten- und Querkraftverlauf eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte	107
7.12	Numerisch ermittelte plastische Dehnungen bzw. Vergleichspannungen eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte	107
7.13	Kopfbolzentragfähigkeit in Abhängigkeit des Kopfbolzenkopfs und der Betonfestigkeit	110
7.14	Ersatzsystem zur Bestimmung der Horizontalkomponente H_{Kopf} nach Gleichung 7.15	110
7.15	Last-Schlupf-Kurven für verschiedene Betonfestigkeiten (siehe z.B. Jenisch [60])	111
7.16	Vergleich der experimentellen Traglast P_e mit der rechnerischen Traglast P_t für den Fall „Betonversagen“ (Datenbasis n=71)	119
7.17	Vergleich der experimentellen Traglast P_e mit der rechnerischen Traglast P_t für den Fall „Stahlversagen“ (Datenbasis n=64)	120
8.1	Lineare und bilinearer Entfestigungsbereich in Abhängigkeit der Bruchenergie G_f nach Rots u. a. [100]	126
8.2	Versuchsskizze und Materialdaten (siehe Leukert [75] bzw. Rots u. a. [100]) sowie Vergleich der numerisch ermittelten und beobachteten Last-Verformungskurven	127
8.3	Versuchsskizze und Materialdaten nach Petersson [87](aus Leukert [75] bzw. Rots u. a. [100])	128

8.4	Numerisch ermittelte plastische Dehnungen („Risse“) sowie Vergleich der numerisch ermittelten und beobachteten Last-Verformungskurven	128
8.5	Versuchsskizze und Materialdaten (siehe Leukert [75] bzw. Winkler [113]) sowie Vergleich der numerisch ermittelten und beobachteten Last-Verformungskurven	129
8.6	Gegenüberstellung der numerisch ermittelten plastischen Dehnungen („Risse“) und im Versuch beobachteten Risse (Skizze gefunden in Leukert [75])	130
8.7	Numerisch ermittelte plastische Dehnungen „Risse“ eines Kopfbolzens ($h = 100 \text{ mm}$, $d = 19 \text{ mm}$) bei Traglast bzw. bei Berechnungsende unter Zug	130
8.8	Darstellung des Ausbruchkegels bei einem Kopfbolzen unter Zuglast (numerische Berechnung)	131
8.9	Vergleich der plastischen Dehnungen / Betonschädigung bei Kopfbolzen ($d = 19 \text{ mm}$ mit unterschiedlichen h/d -Verhältnissen)	132
8.10	Numerisch ermittelte plastische Dehnungen „Risse“ eines Kopfbolzens ($h = 100 \text{ mm}$, $d = [19] \text{ mm}$) bei Traglast bzw. bei Berechnungsende	132
8.11	Isometrie der plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzens in einer Sicke (HR51/150) bei Abbruch der numerischen Berechnung	133
8.12	Darstellung des FE-Modells des Versuchs V12-Co-1u inkl. plastischer Dehnungen bei 2 mm Schlupf	133
8.13	Grafische Darstellung des Quotienten Versuchslast P_e zu numerisch ermittelter Last P_{FE}	134
8.14	Vergleich numerisch ermittelter Last-Verformungskurven mit Versuchskurven an ausgewählten Push-Out Tests aus Kuhlmann und Konrad [67, 68]	136
8.15	Plastische Dehnungen/Betonschädigungen bei Erreichen der rechnerischen Traglast der Versuche V1-TK-2f und V3-TK-2u	136
8.16	Druckspannungen in Belastungsrichtung bei Erreichen der rechnerischen Traglast der Versuche V1-TK-2f und V3-TK-2u	137
8.17	Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Rippenhöhe h_p	140
8.18	Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton	140
8.19	Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Rippengeometrie	141
8.20	Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Profilblechdicke t	142
8.21	Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Kopfbolzenanzahl je Sicke	143
9.1	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t („eigener Ansatz“) mit allen Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich	157
9.2	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t („eigener Ansatz“) mit um Rambo-Roddenberry [89] Versuchen reduzierten Versuchsergebnissen P_e im Anwendungsbereich	158
9.3	Vergleich der experimentellen Traglast P_e mit der rechnerischen Traglast P_t	159
9.4	Darstellung der geometrischen Kenngrößen zur Bestimmung der neuen Abminderungsfaktoren nach Gleichung 9.11 bzw. nach Gleichung 9.12	162

A Datenblätter eigene Push-Out Versuche

Versuchskörper V1-TK-2f

Materialien

Trapezprofilblech	ThyssenKrupp T85.1	$R_{p0.2} = 357,6 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 396,9 \text{ N/mm}^2$

Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl} = 31,6 \text{ N/mm}^2$
		$E_{c0m} = 30098 \text{ N/mm}^2$
		$E_{cm} = 26253 \text{ N/mm}^2$

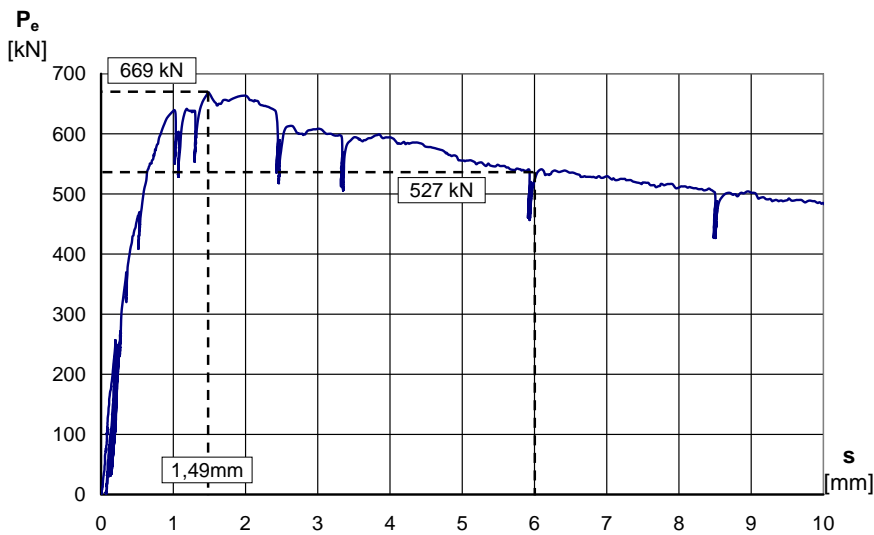
Kopfbolzen	Köco SD 19x150	$R_{p0.2} = 529 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 570 \text{ N/mm}^2$

Bewehrung	BSt 500A	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
-----------	----------	-------------------------------

Abmessung Betonplatte	Länge $l = 840 \text{ mm}$
	Breite $b = 800 \text{ mm}$
	Höhe $h = 180 \text{ mm}$

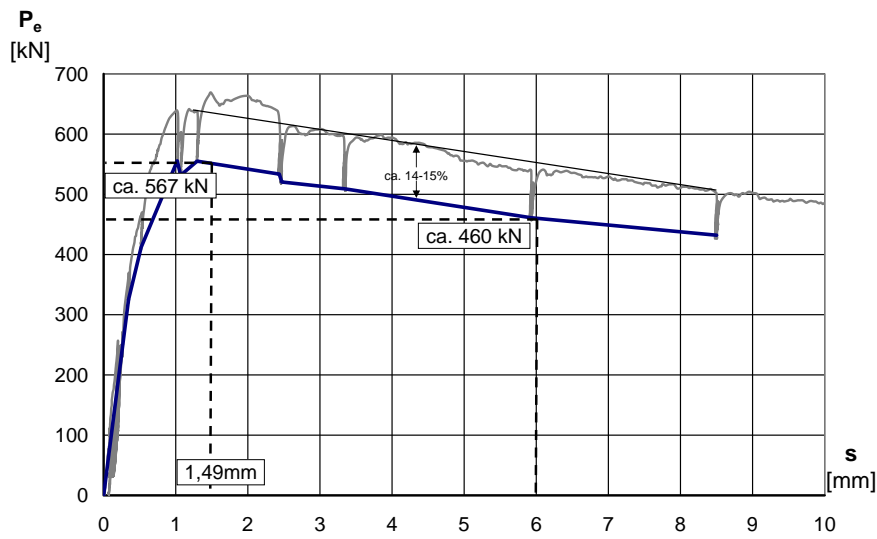
Versuch

max. Traglast	$P_{max} = 669 \text{ kN}$
Schlupf bei max. Traglast	$s_{max} = 1,49 \text{ mm}$
Schlupf bei Versuchsende	$P_{6mm} = 527 \text{ kN}$
Versagensmechanismen	Rippenabscheren, Betonausbruch, Kopfbolzenabscheren



Last-Verformungskurve V1-TK-2f

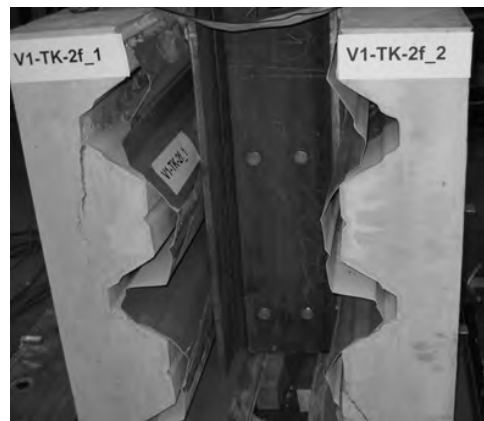
¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



Statische Last-Verformungskurve V1-TK-2f



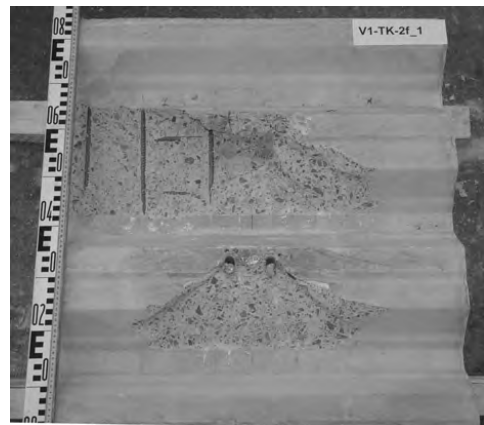
V1-TK-2f kurz nach Erreichen der max. Traglast



V1-TK-2f bei ca. 60mm Verformung



Abscheren der Sicke 1 bei V1-TK-2f



Innenansicht Betongurt V1-TK-2f Seite 1

Versuchskörper V2-TK-2f

Materialien

Trapezprofilblech	ThyssenKrupp T85.1	$R_{p0.2} = 357,6 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 396,9 \text{ N/mm}^2$

Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl} = 30,3 \text{ N/mm}^2$
		$E_{c0m} = 29617 \text{ N/mm}^2$
		$E_{cm} = 25733 \text{ N/mm}^2$

Kopfbolzen	Köco SD 19x150	$R_{p0.2} = 529 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 570 \text{ N/mm}^2$

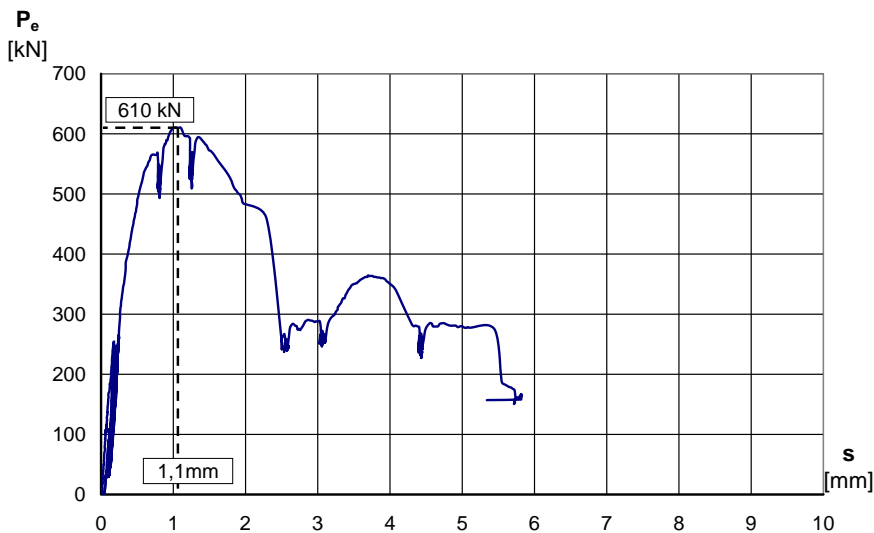
Bewehrung	BSt 500A	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
-----------	----------	-------------------------------

Abmessung Betonplatte

Länge l	=	840 mm
Breite b	=	800 mm
Höhe h	=	180 mm

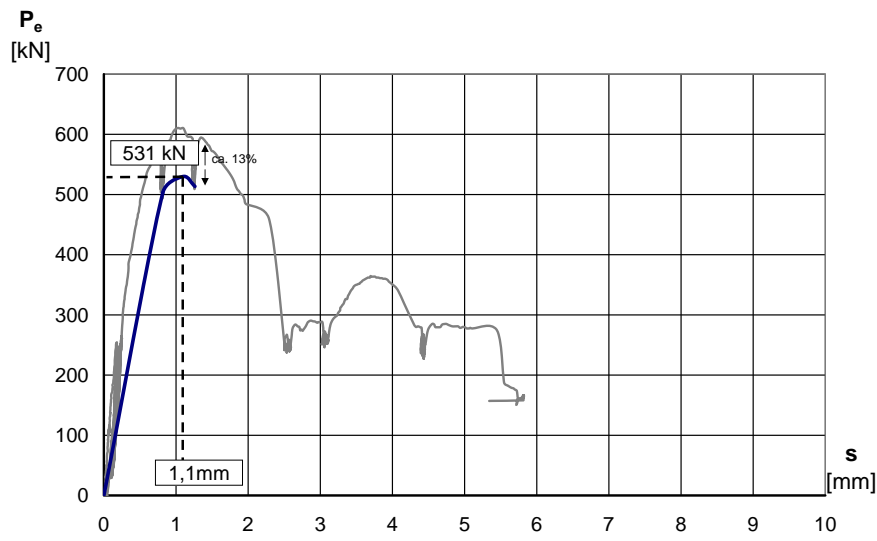
Versuch

max. Traglast	$P_{max} = 610,5 \text{ kN}$
Schlupf bei max. Traglast	$s_{max} = 1,1 \text{ mm}$
Traglast bei 6mm Schlupf	$P_{6mm} = - \text{ kN}$
Versagensmechanismen	Rippenabscheren

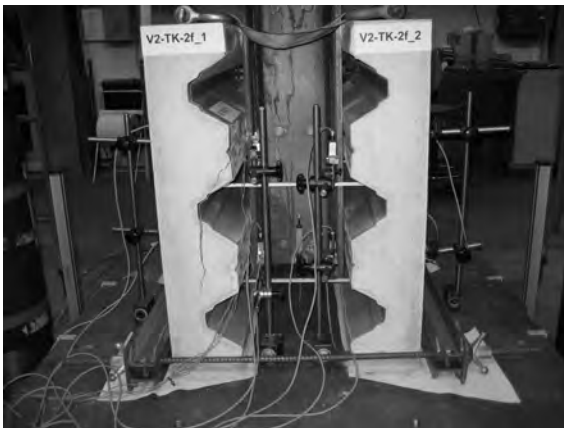


Last-Verformungskurve V2-TK-2f

¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



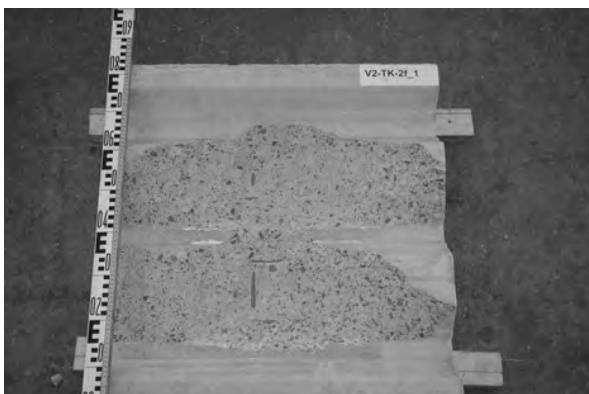
Statische Last-Verformungskurve V2-TK-2f



Abscheren der linken, unteren Betonsicke bei V2-TK-2f kurz nach Erreichen der max. Traglast



Abscheren weiterer Betonsicken bei V2-TK-2f



Innenansicht eines Betongurts von V2-TK-2f

Versuchskörper V3-TK-2u

Materialien

Trapezprofilblech	ThyssenKrupp T85.1	$R_{p0.2} = 357,6 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 396,9 \text{ N/mm}^2$

Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl} = 31,6 \text{ N/mm}^2$
		$E_{c0m} = 30034 \text{ N/mm}^2$
		$E_{cm} = 26185 \text{ N/mm}^2$

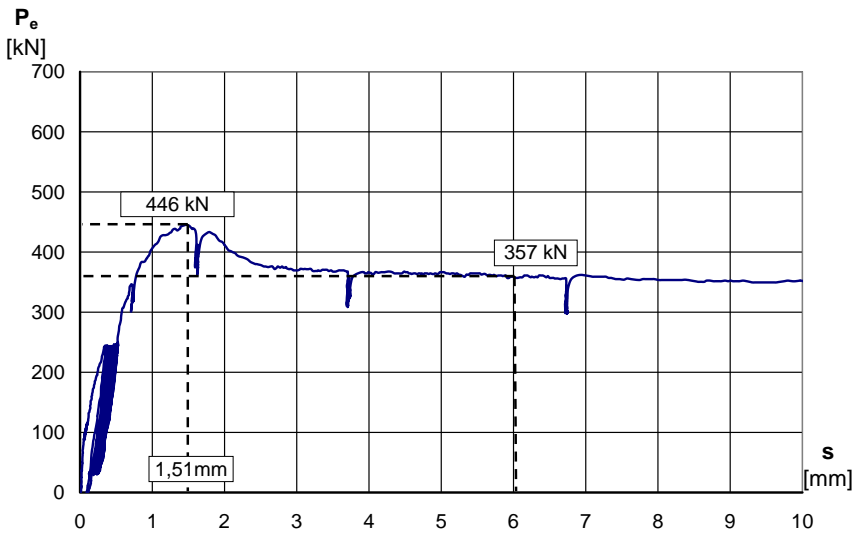
Kopfbolzen	Köco SD 19x150	$R_{p0.2} = 529 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 570 \text{ N/mm}^2$

Bewehrung	BSt 500A	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
-----------	----------	-------------------------------

Abmessung Betonplatte	Länge $l = 840 \text{ mm}$
	Breite $b = 800 \text{ mm}$
	Höhe $h = 180 \text{ mm}$

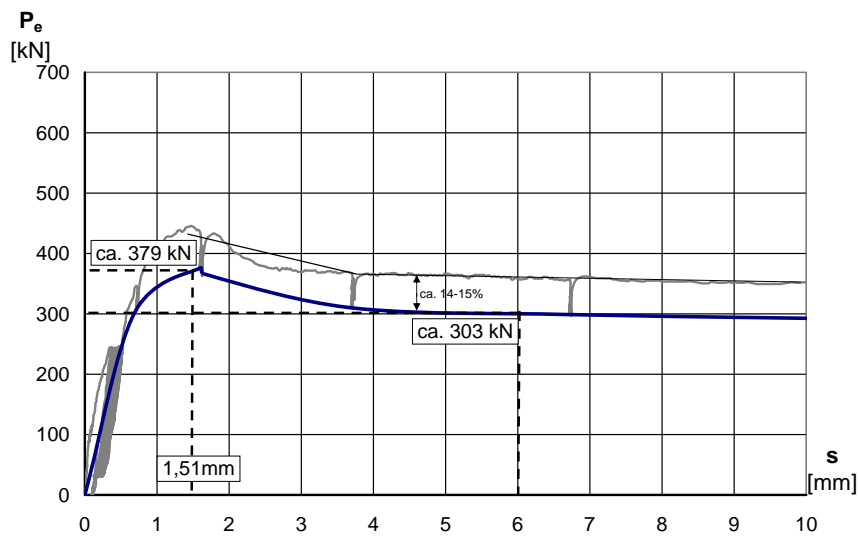
Versuch

max. Traglast	$P_{max} = 446,0 \text{ kN}$
Schlupf bei max. Traglast	$s_{max} = 1,51 \text{ mm}$
Traglast bei 6mm Schlupf	$P_{6mm} = 357 \text{ kN}$
Versagensmechanismen	Betonausbruch, Kopfbolzenabscheren



Last-Verformungskurve V3-TK-2u

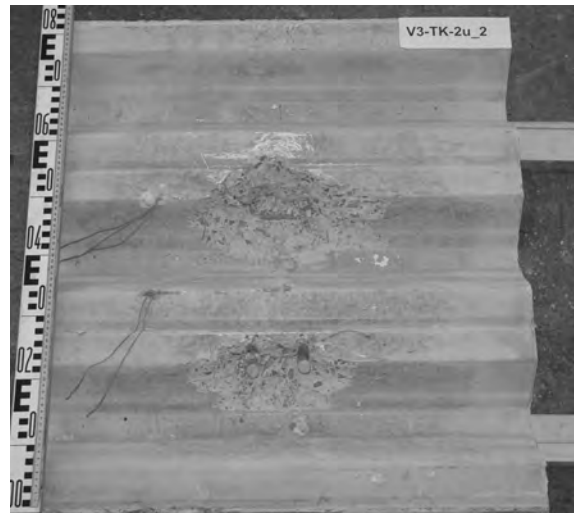
¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



Statische Last-Verformungskurve V3-TK-2u



Innenansicht des Betongurts Seite 1 bei V3-TK-2u



Innenansicht des Betongurts Seite 2 bei V3-TK-2u



Kopfbolzenverformung am Versuchskörper V3-TK-2u Seite 1

Versuchskörper V4-TK-2u

Materialien

Trapezprofilblech	ThyssenKrupp T85.1	$R_{p0.2} = 357,6 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 396,9 \text{ N/mm}^2$

Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl} = 31,8 \text{ N/mm}^2$
		$E_{c0m} = 30098 \text{ N/mm}^2$
		$E_{cm} = 26253 \text{ N/mm}^2$

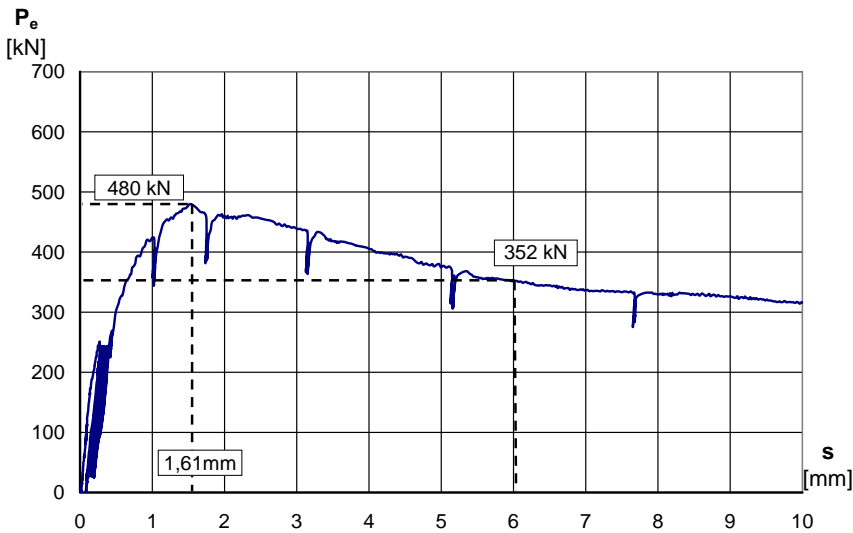
Kopfbolzen	Köco SD 19x150	$R_{p0.2} = 529 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 570 \text{ N/mm}^2$

Bewehrung	BSt 500A	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
-----------	----------	-------------------------------

Abmessung Betonplatte	Länge $l = 840 \text{ mm}$
	Breite $b = 800 \text{ mm}$
	Höhe $h = 180 \text{ mm}$

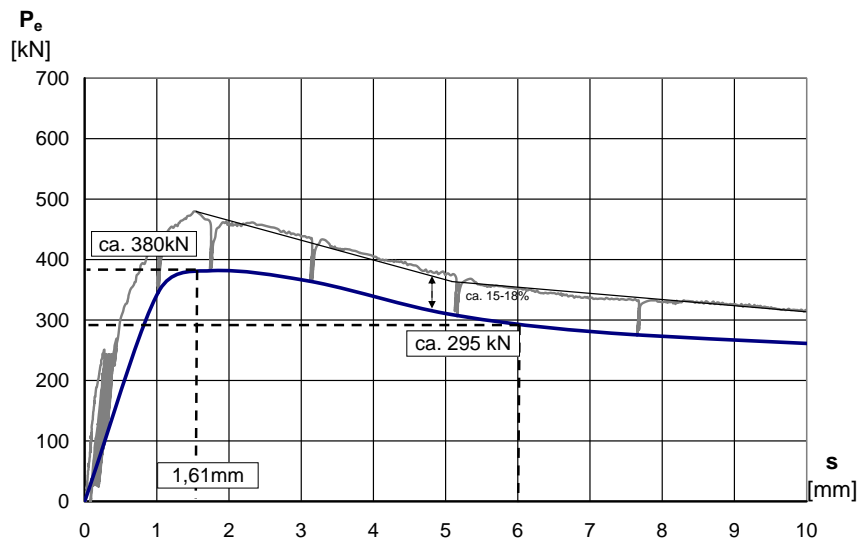
Versuch

max. Traglast	$P_{max} = 480 \text{ kN}$
Schlupf bei max. Traglast	$s_{max} = 1,61 \text{ mm}$
Traglast bei 6mm Schlupf	$P_{6mm} = 352 \text{ kN}$
Versagensmechanismen	Betonausbruch, Kopfbolzenabscheren

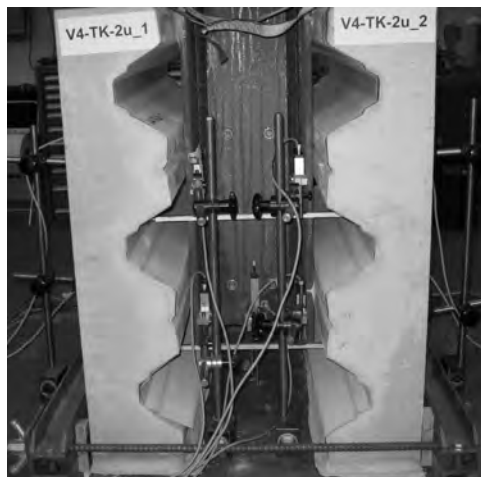


Last-Verformungskurve V4-TK-2u

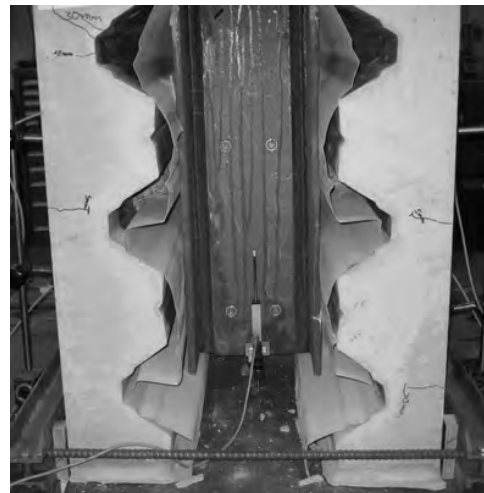
¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



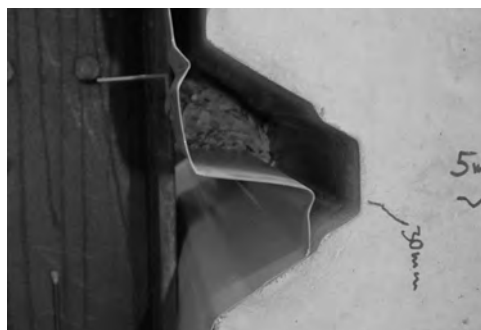
Statische Last-Verformungskurve V4-TK-2u



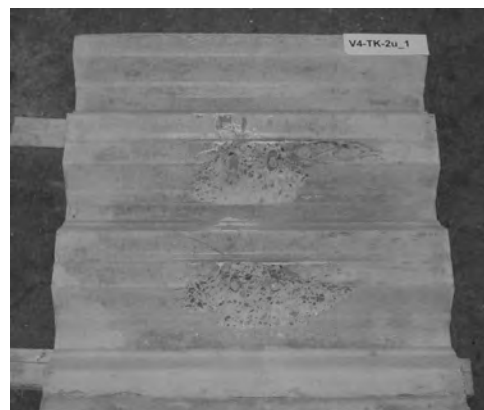
Seitenansicht V4-TK-2u kurz nach Erreichen der Traglast



Seitenansicht V4-TK-2u bei Versuchsende



Nahansicht Betonausbruch V4-TK-2u Sicke 1



Innenansicht V4-TK-2u Seite 1

Versuchskörper V5-TK-2a

Materialien

Trapezprofilblech	ThyssenKrupp T85.1	$R_{p0.2} = 357,6 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 396,9 \text{ N/mm}^2$

Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl} = 30,3 \text{ N/mm}^2$
		$E_{c0m} = 29617 \text{ N/mm}^2$
		$E_{cm} = 25733 \text{ N/mm}^2$

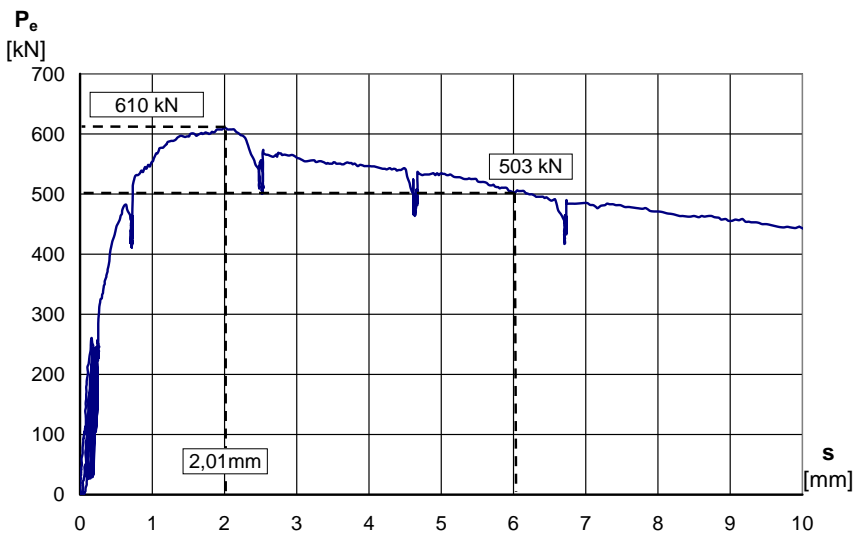
Kopfbolzen	Köco SD 19x150	$R_{p0.2} = 529 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 570 \text{ N/mm}^2$

Bewehrung	BSt 500A	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
-----------	----------	-------------------------------

Abmessung Betonplatte	Länge $l = 840 \text{ mm}$
	Breite $b = 800 \text{ mm}$
	Höhe $h = 180 \text{ mm}$

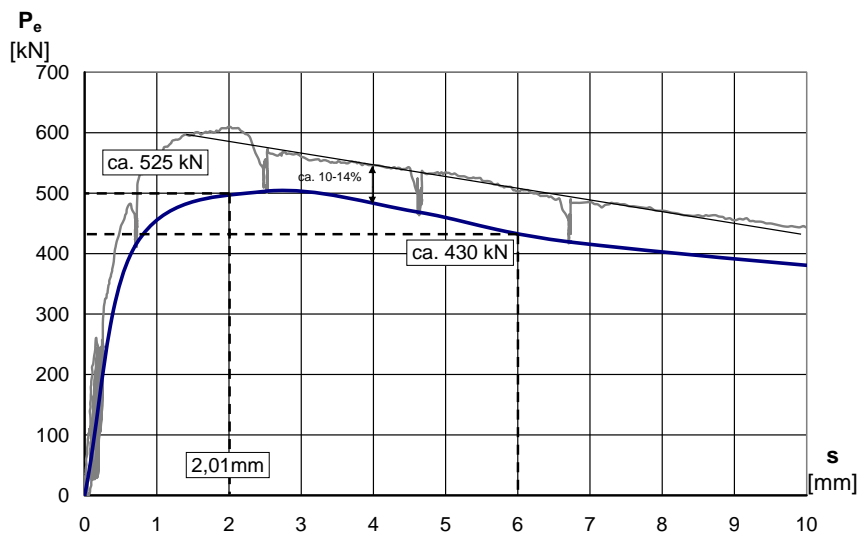
Versuch

max. Traglast	$P_{max} = 610 \text{ kN}$
Schlupf bei max. Traglast	$s_{max} = 2,01 \text{ mm}$
Traglast bei 6mm Schlupf	$P_{6mm} = 503 \text{ kN}$
Versagensmechanismen	Betonausbruch, Kopfbolzenabscheren

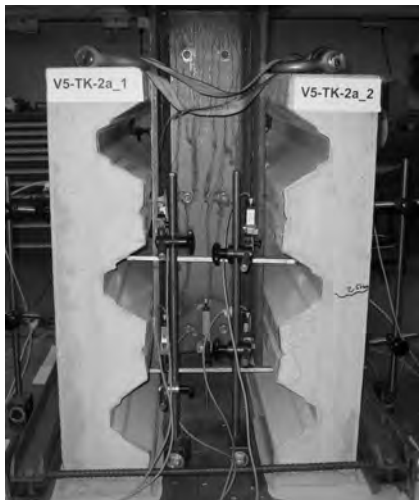


Last-Verformungskurve V5-TK-2a

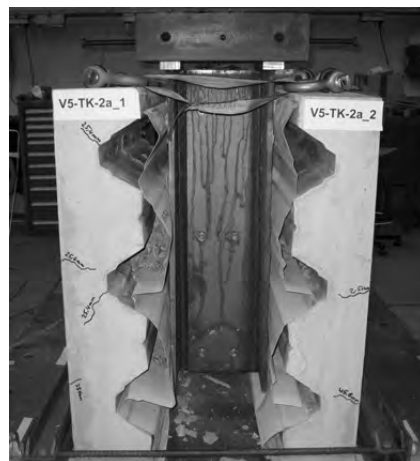
¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



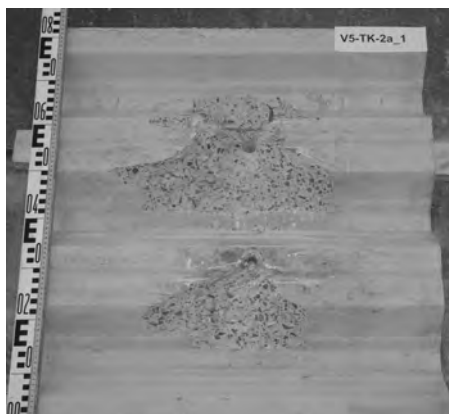
Statische Last-Verformungskurve V5-TK-2a



Seitenansicht V5-TK-2a kurz nach Erreichen der Traglast



Seitenansicht V5-TK-2a bei Versuchsende



Innenansicht V5-TK-2a Seite 1



Innenansicht V5-TK-2a Seite 2

Versuchskörper V6-TK-2a

Materialien

Trapezprofilblech	ThyssenKrupp T85.1	$R_{p0.2} = 357,6 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 396,9 \text{ N/mm}^2$

Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl} = 31,8 \text{ N/mm}^2$
		$E_{c0m} = 30098 \text{ N/mm}^2$
		$E_{cm} = 26253 \text{ N/mm}^2$

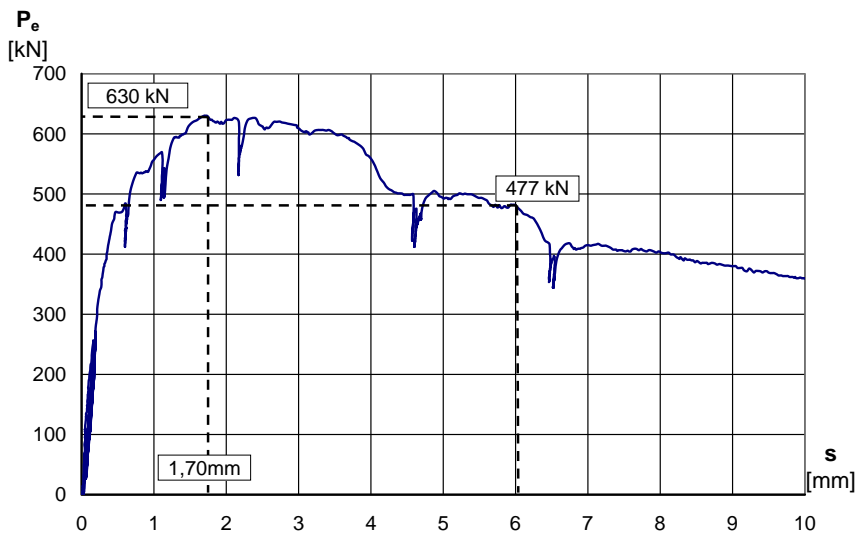
Kopfbolzen	Köco SD 19x150	$R_{p0.2} = 529 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 570 \text{ N/mm}^2$

Bewehrung	BSt 500A	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
-----------	----------	-------------------------------

Abmessung Betonplatte	Länge $l = 840 \text{ mm}$
	Breite $b = 800 \text{ mm}$
	Höhe $h = 180 \text{ mm}$

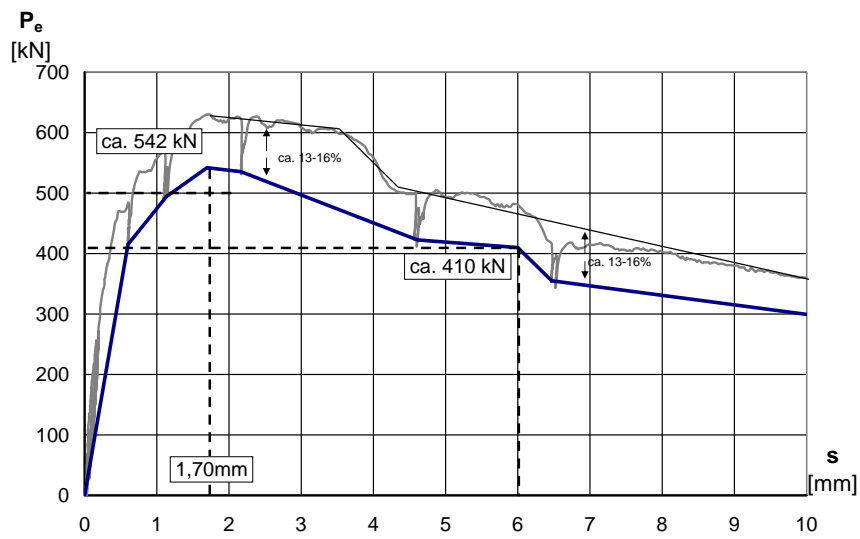
Versuch

max. Traglast	$P_{max} = 630 \text{ kN}$
Schlupf bei max. Traglast	$s_{max} = 1,70 \text{ mm}$
Traglast bei 6mm Schlupf	$P_{6mm} = 477 \text{ kN}$
Versagensmechanismen	Betonausbruch, Kopfbolzenabscheren

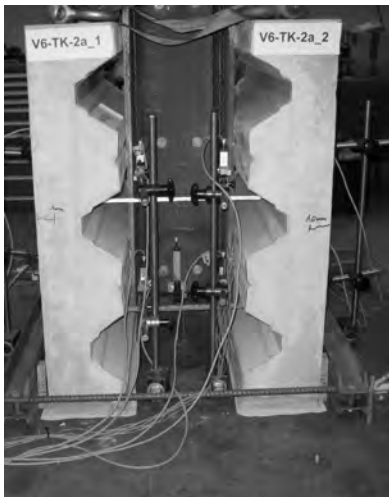


Last-Verformungskurve V6-TK-2a

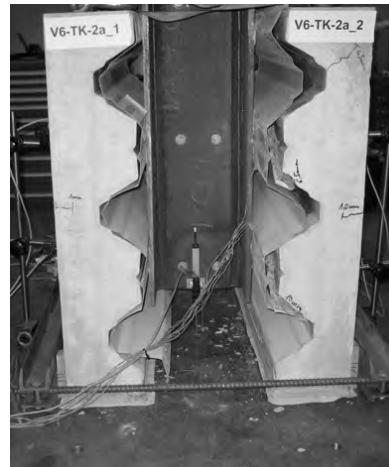
¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



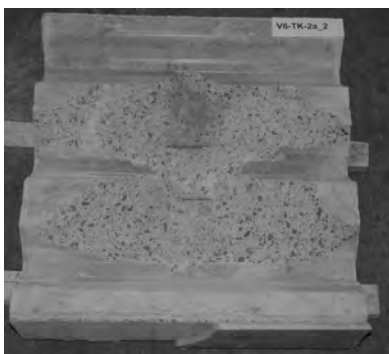
Statische Last-Verformungskurve V6-TK-2a



Seitenansicht V6-TK-2a kurz vor Erreichen der Traglast



Seitenansicht V6-TK-2a bei ca. 25mm Schlupf (Versuchsende)



Innenansicht V6-TK-2a Seite 2



Kopfbolzenverformung bei V6-TK-2a Seite 2

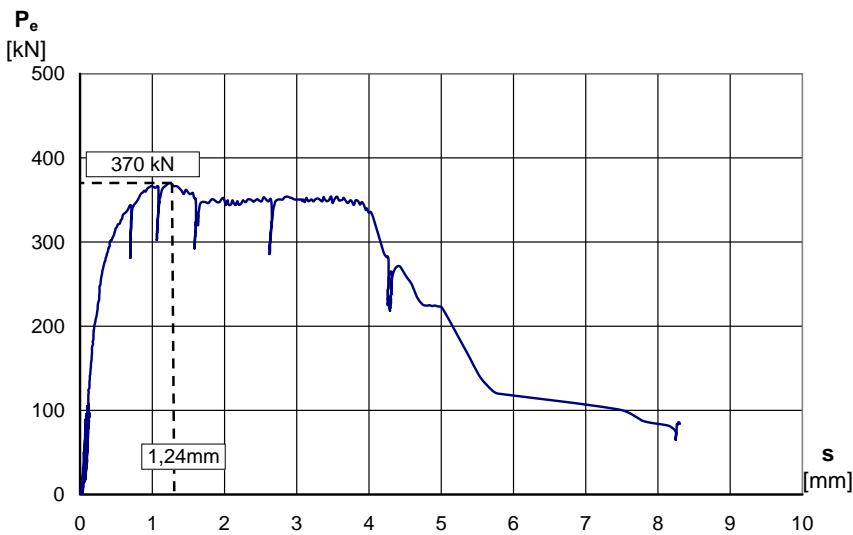
Versuchskörper V7-Co-1f

Materialien

Trapezprofilblech	ArcelorMittal Cofrastra 70/183	$R_{p0.2}$	=	326,7 N/mm ²
		R_m	=	405,8 N/mm ²
Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl}$	=	33,7 N/mm ²
		E_{c0m}	=	30686 N/mm ²
		E_{cm}	=	26899 N/mm ²
Kopfbolzen	Köco SD 19x100	$R_{p0.2}$	=	489 N/mm ²
		R_m	=	532 N/mm ²
Bewehrung	BSt 500A	f_{sk}	=	500 N/mm ²
Abmessung Betonplatte		Länge l	=	623 mm
		Breite b	=	800 mm
		Höhe h	=	180 mm

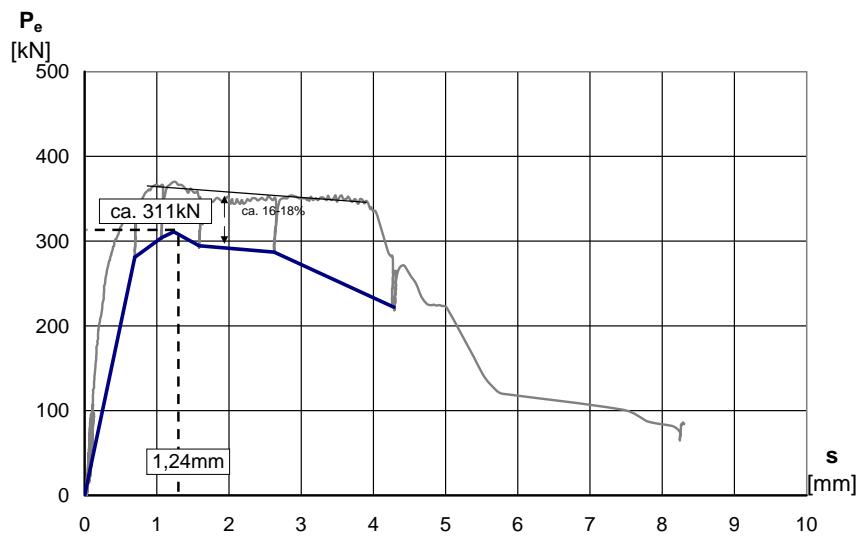
Versuch

max. Traglast	P_{max}	=	370 kN
Schlupf bei max. Traglast	s_{max}	=	1,24 mm
Traglast bei 6mm Schlupf	P_{6mm}	=	- kN
Versagensmechanismen Rippenabscheren			

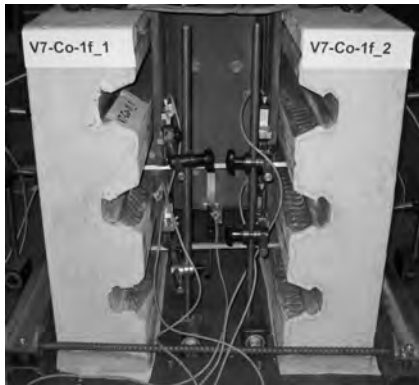


Last-Verformungskurve V7-Co-1f

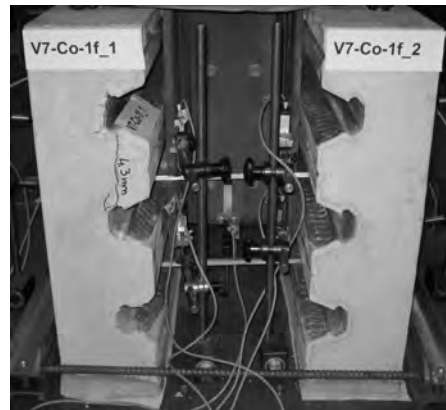
¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



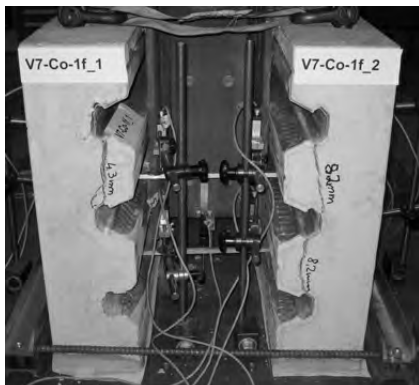
Statische Last-Verformungskurve V7-Co-1f



Seitenansicht V7-Co-1f kurz nach Erreichen der Traglast



Seitenansicht V7-Co-1f nach erstem Rippenabschren



Seitenansicht V7-Co-1f bei Versuchsende

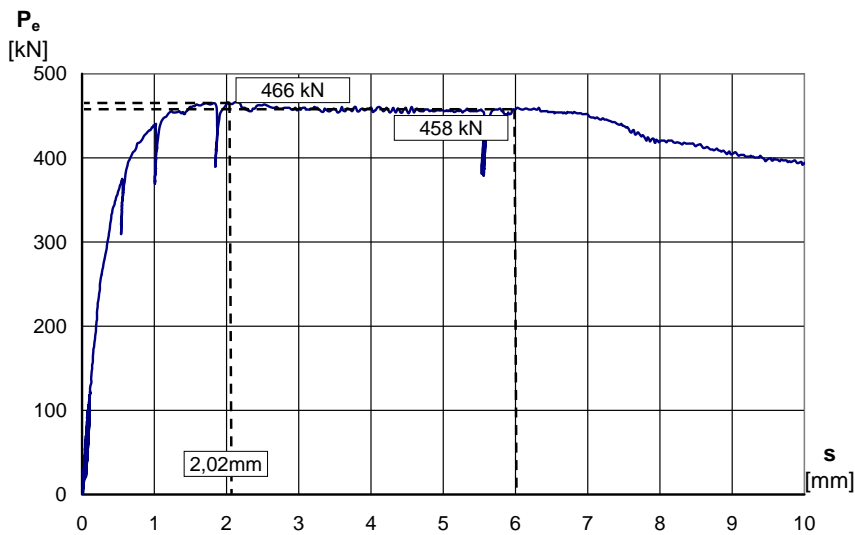
Versuchskörper V8-Co-1f

Materialien

Trapezprofilblech	ArcelorMittal Cofrastra 70/183	$R_{p0.2}$	=	326,7 N/mm ²
		R_m	=	405,8 N/mm ²
Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl}$	=	33,7 N/mm ²
		E_{c0m}	=	30686 N/mm ²
		E_{cm}	=	26899 N/mm ²
Kopfbolzen	Köco SD 19x125	$R_{p0.2}$	=	529 N/mm ²
		R_m	=	570 N/mm ²
Bewehrung	BSt 500A	f_{sk}	=	500 N/mm ²
Abmessung Betonplatte		Länge l	=	623 mm
		Breite b	=	800 mm
		Höhe h	=	180 mm

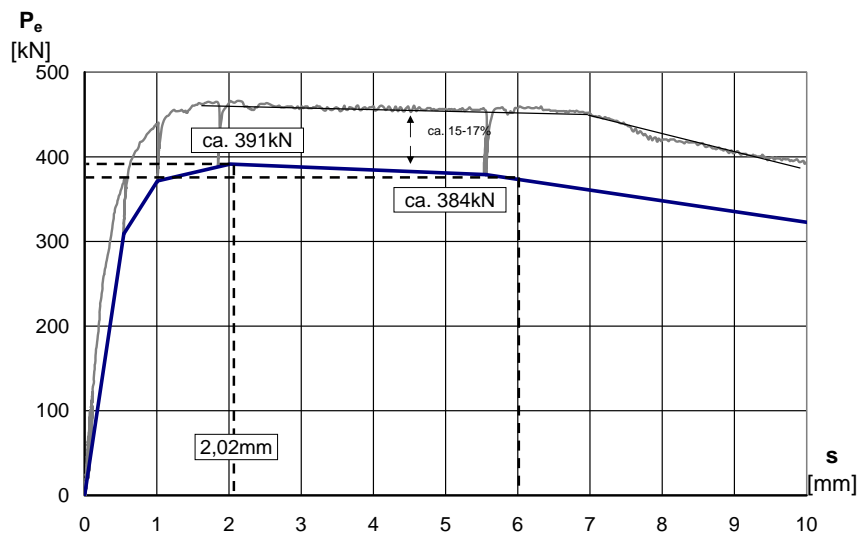
Versuch

max. Traglast	P_{max}	=	466 kN
Schlupf bei max. Traglast	s_{max}	=	2,02 mm
Traglast bei 6mm Schlupf	P_{6mm}	=	458 kN
Versagensmechanismen Rippenabscheren			

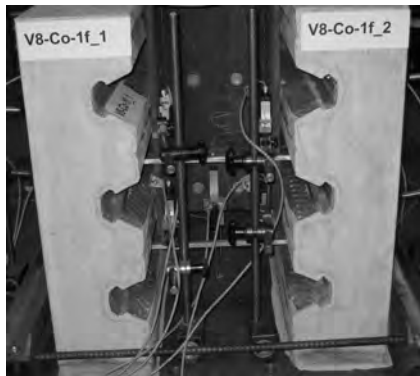


Last-Verformungskurve V8-Co-1f

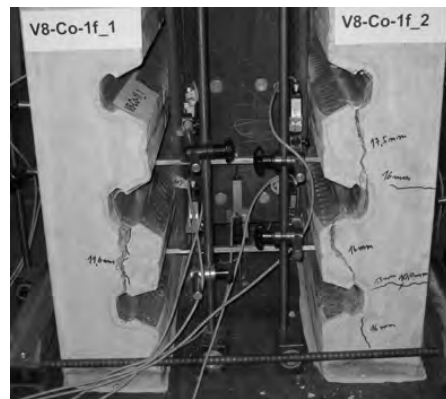
¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



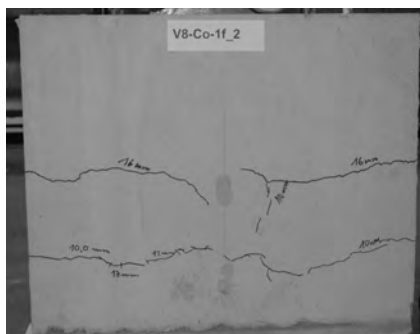
Statische Last-Verformungskurve V8-Co-1f



Seitenansicht V8-Co-1f kurz nach Erreichen der Traglast



Seitenansicht V8-Co-1f bei Versuchsende Rippenabscheren



Rissbild Oberseite V8-Co-1f Seite 2

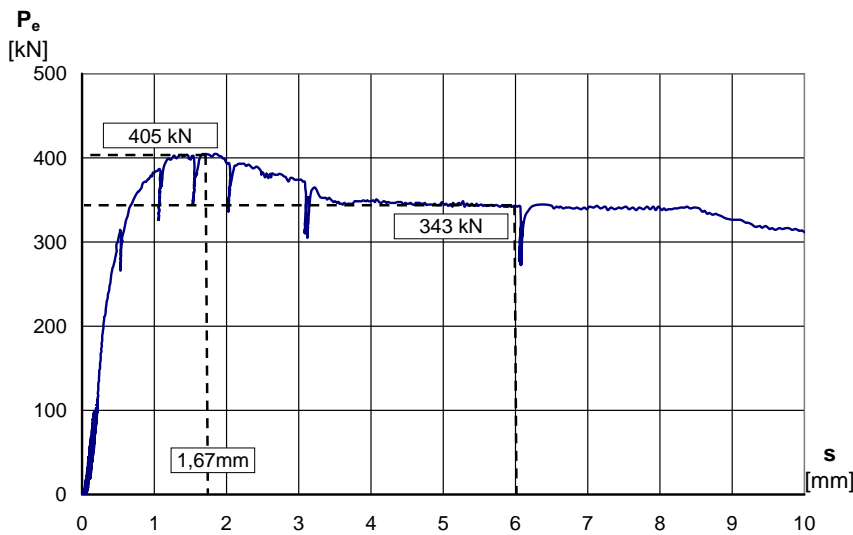
Versuchskörper V9-Co-1f

Materialien

Trapezprofilblech	ArcelorMittal Cofrastra 70/183	$R_{p0.2}$	=	326,7 N/mm ²
		R_m	=	405,8 N/mm ²
Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl}$	=	34,2 N/mm ²
		E_{c0m}	=	30837 N/mm ²
		E_{cm}	=	27066 N/mm ²
Kopfbolzen	Köco SD 19x150	$R_{p0.2}$	=	529 N/mm ²
		R_m	=	570 N/mm ²
Bewehrung	BSt 500A	f_{sk}	=	500 N/mm ²
Abmessung Betonplatte		Länge l	=	623 mm
		Breite b	=	800 mm
		Höhe h	=	180 mm

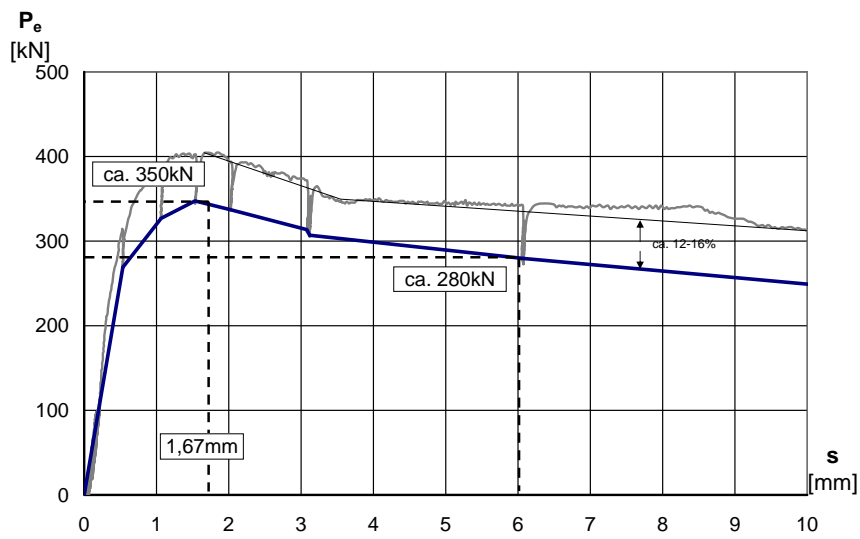
Versuch

max. Traglast	P_{max}	=	405 kN
Schlupf bei max. Traglast	s_{max}	=	1,67 mm
Traglast bei 6mm Schlupf	P_{6mm}	=	343 kN
Versagensmechanismen			
Kopfbolzenabscheren			

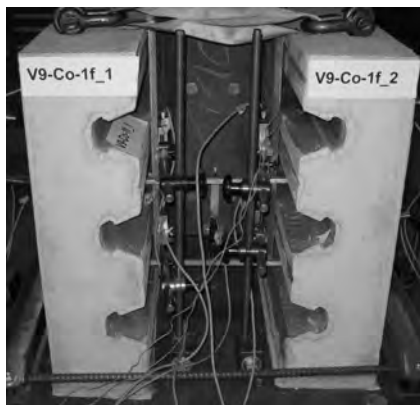


Last-Verformungskurve V9-Co-1f

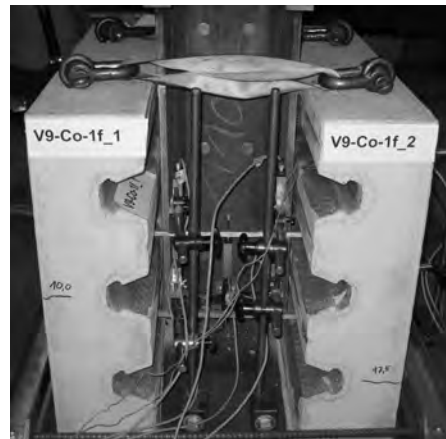
¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



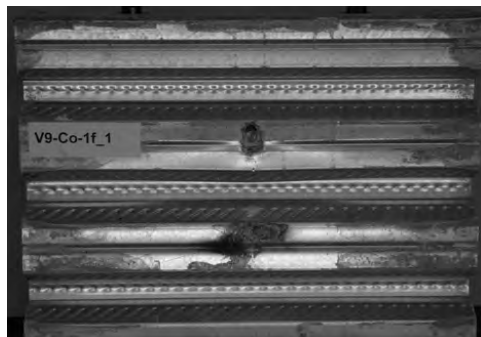
Statische Last-Verformungskurve V9-Co-1f



Seitenansicht V9-Co-1f kurz nach Erreichen der Traglast



Seitenansicht V9-Co-1f bei Versuchsende



Innenansicht Trapezblech V9-Co-1f Seite 1



Ansicht Stahlträger V9-Co-1f Seite 1

Versuchskörper V10-Co-1u

Materialien

Trapezprofilblech	ArcelorMittal Cofrastra 70/183	$R_{p0.2}$	=	326,7 N/mm ²
		R_m	=	405,8 N/mm ²

Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl}$	=	34,2 N/mm ²
		E_{c0m}	=	30837 N/mm ²
		E_{cm}	=	27066 N/mm ²

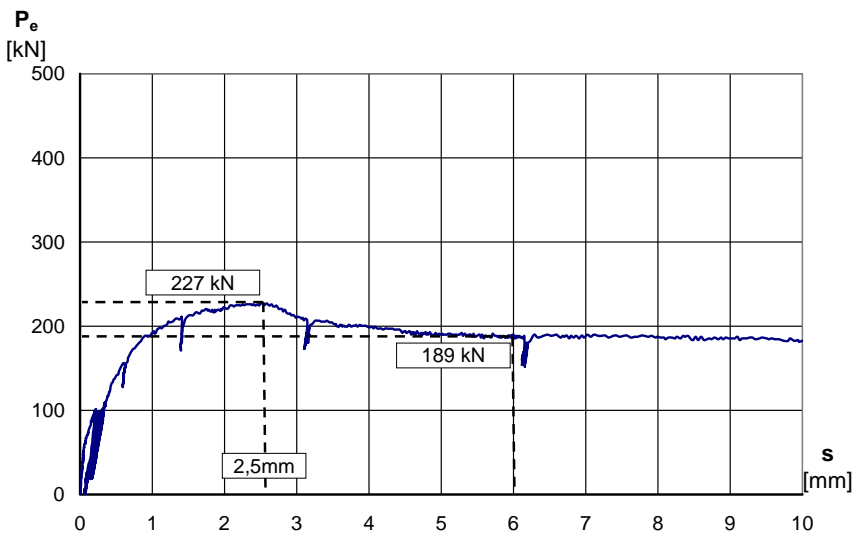
Kopfbolzen	Köco SD 19x100	$R_{p0.2}$	=	489 N/mm ²
		R_m	=	532 N/mm ²

Bewehrung	BSt 500A	f_{sk}	=	500 N/mm ²
-----------	----------	----------	---	-----------------------

Abmessung Betonplatte	Länge l	=	623 mm
	Breite b	=	800 mm
	Höhe h	=	180 mm

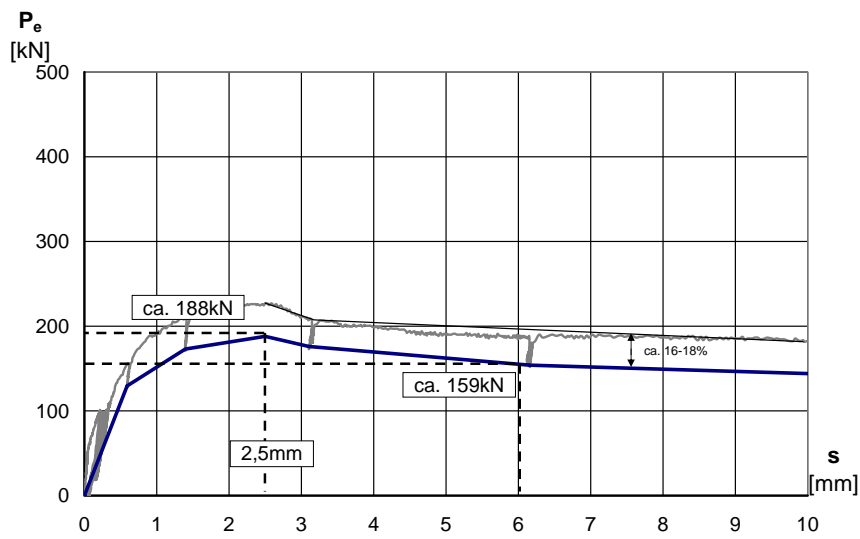
Versuch

max. Traglast	P_{max}	=	227 kN
Schlupf bei max. Traglast	s_{max}	=	2,5 mm
Traglast bei 6mm Schlupf	P_{6mm}	=	189 kN
Versagensmechanismen Betonausbruch, Rippenabscheren			

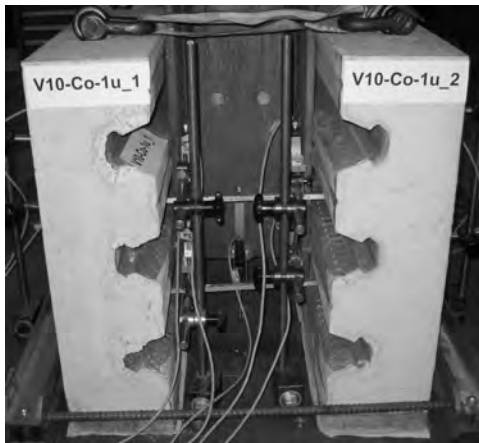


Last-Verformungskurve V10-Co-1u

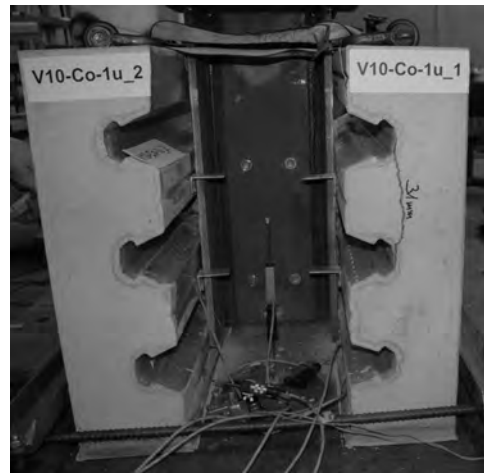
¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



Statische Last-Verformungskurve V10-Co-1u



Seitenansicht V10-Co-1u kurz nach Erreichen der Traglast



Seitenansicht V10-Co-1u bei Versuchsende



Betonausbruch bei V10-Co-1u Seite 1



Innenansicht Trapezblech V10-Co-1u Seite 2

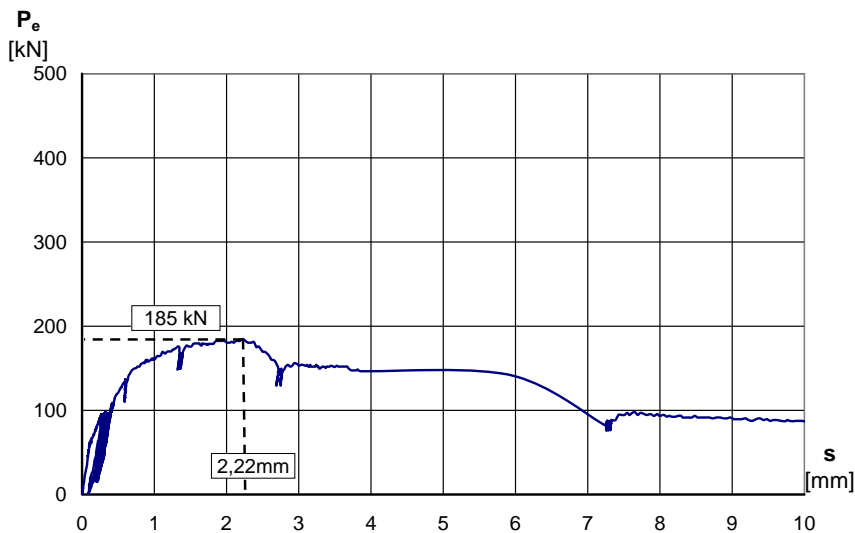
Versuchskörper V11-Co-1u

Materialien

Trapezprofilblech	ArcelorMittal Cofrastra 70/183	$R_{p0.2}$	=	326,7 N/mm ²
		R_m	=	405,8 N/mm ²
Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl}$	=	32,5 N/mm ²
		E_{c0m}	=	30317 N/mm ²
		E_{cm}	=	26493 N/mm ²
Kopfbolzen	Köco SD 19x125	$R_{p0.2}$	=	529 N/mm ²
		R_m	=	570 N/mm ²
Bewehrung	BSt 500A	f_{sk}	=	500 N/mm ²
Abmessung Betonplatte		Länge l	=	623 mm
		Breite b	=	800 mm
		Höhe h	=	180 mm

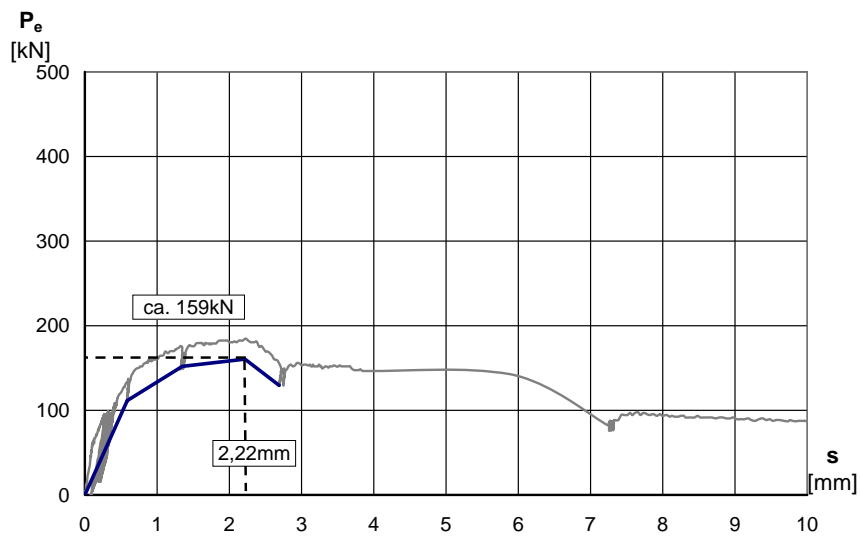
Versuch

max. Traglast	P_{max}	=	184,5 kN
Schlupf bei max. Traglast	s_{max}	=	2,22 mm
Traglast bei 6mm Schlupf	P_{6mm}	=	- kN
Versagensmechanismen			
Kopfbolzenabscheren, Betonausbruch			

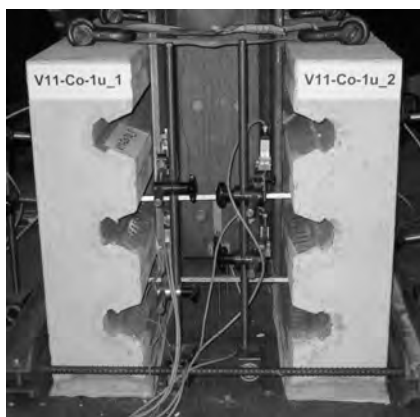


Last-Verformungskurve V11-Co-1u

¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



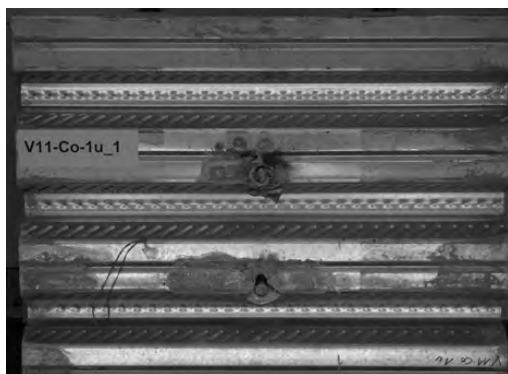
Statische Last-Verformungskurve V11-Co-1u



Seitenansicht V11-Co-1u kurz nach Erreichen der Traglast



Seitenansicht V11-Co-1u bei Versuchsende



Trapezblech Innenansicht V11-Co-1u Seite 1



Trapezblech Innenansicht V11-Co-1u Seite 2

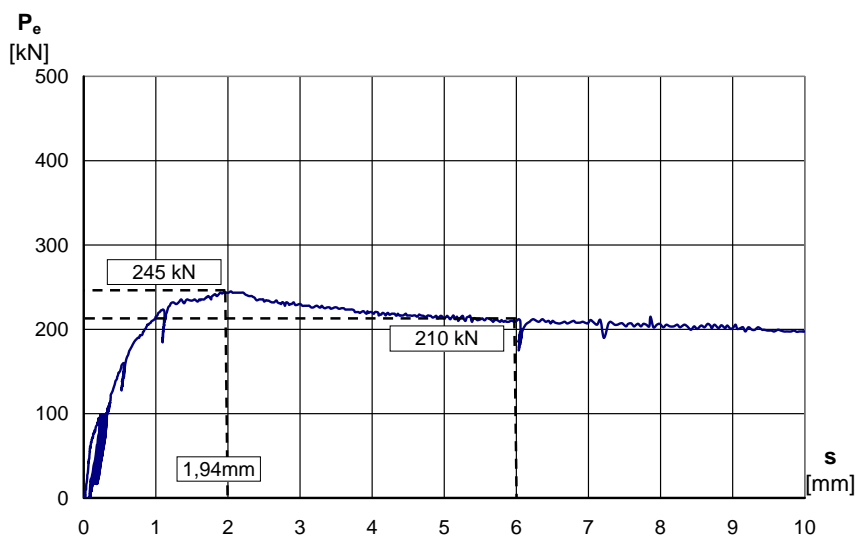
Versuchskörper V12-Co-1u

Materialien

Trapezprofilblech	ArcelorMittal Cofrastra 70/183	$R_{p0.2}$	=	326,7 N/mm ²
		R_m	=	405,8 N/mm ²
Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl}$	=	32,5 N/mm ²
		E_{c0m}	=	30317 N/mm ²
		E_{cm}	=	26493 N/mm ²
Kopfbolzen	Köco SD 19x150	$R_{p0.2}$	=	529 N/mm ²
		R_m	=	570 N/mm ²
Bewehrung	BSt 500A	f_{sk}	=	500 N/mm ²
Abmessung Betonplatte	Länge l	=	623 mm	
	Breite b	=	800 mm	
	Höhe h	=	180 mm	

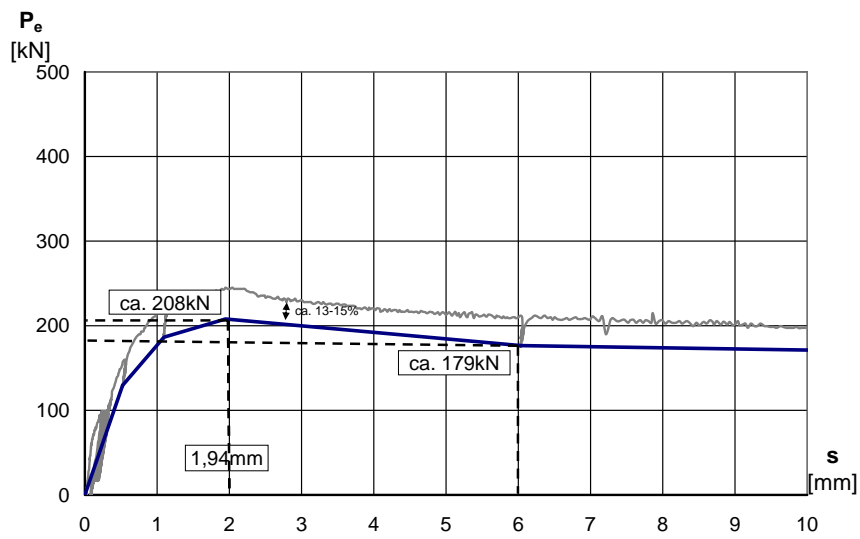
Versuch

max. Traglast	P_{max}	=	245 kN
Schlupf bei max. Traglast	s_{max}	=	1,94 mm
Traglast bei 6mm Schlupf	P_{6mm}	=	210 kN
Versagensmechanismen Betonausbruch			

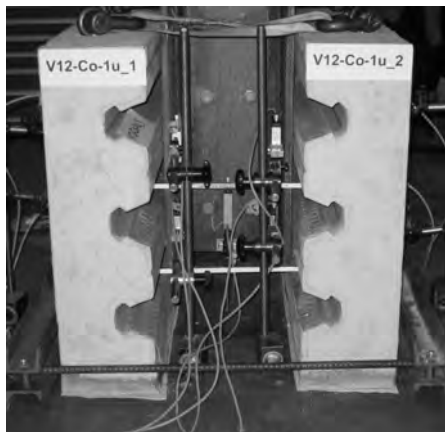


Last-Verformungskurve V12-Co-1u

¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



Statische Last-Verformungskurve V12-Co-1u



Seitenansicht V12-Co-1u kurz nach Erreichen der Traglast



Seitenansicht V12-Co-1u bei Versuchsende



Betonausbruch V12-Co-1u Seite 1



Betonausbruch V12-Co-1u Seite 2

Versuchskörper V13-Hoe-1m

Materialien

Trapezprofilblech	Hoesch Holorib HR51/150	$R_{p0.2} = 345,0 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 416,8 \text{ N/mm}^2$

Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl} = 32,7 \text{ N/mm}^2$
		$E_{c0m} = 30379 \text{ N/mm}^2$
		$E_{cm} = 26561 \text{ N/mm}^2$

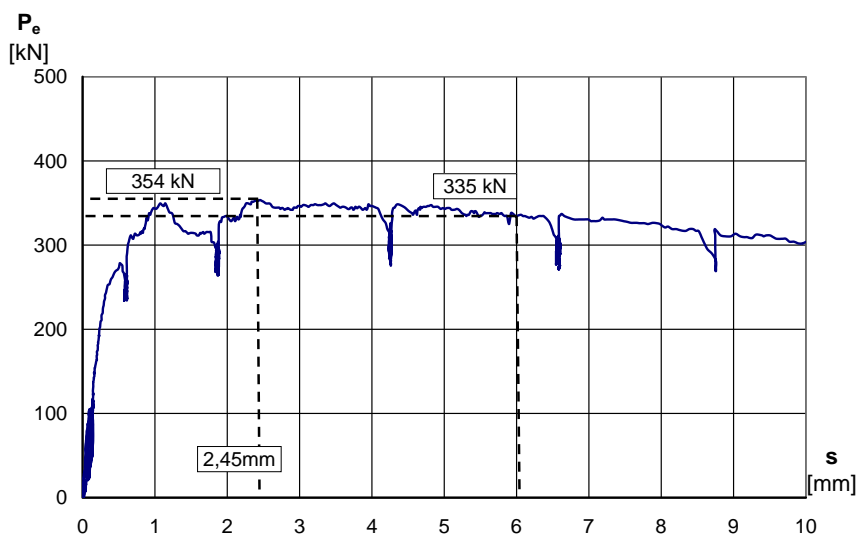
Kopfbolzen	Köco SD 19x75	$R_{p0.2} = 512 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 551 \text{ N/mm}^2$

Bewehrung	BSt 500A	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
-----------	----------	-------------------------------

Abmessung Betonplatte	Länge $l = 588 \text{ mm}$
	Breite $b = 800 \text{ mm}$
	Höhe $h = 130 \text{ mm}$

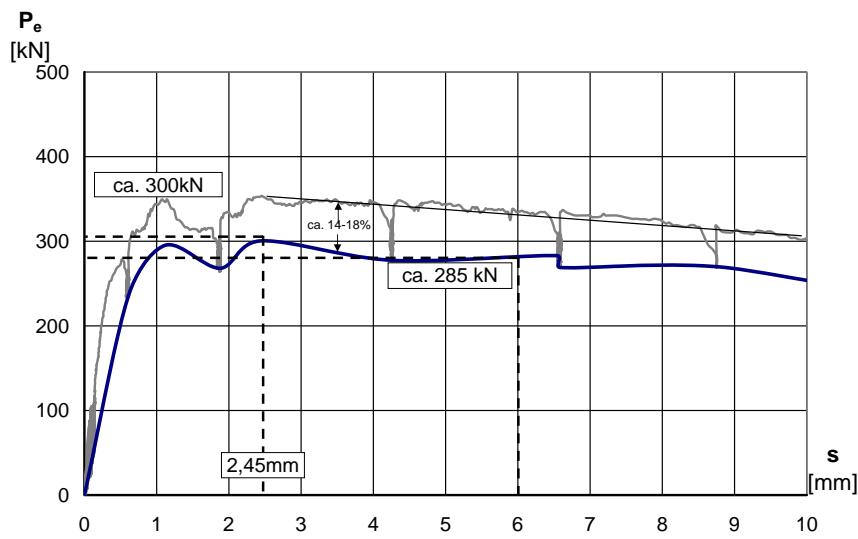
Versuch

max. Traglast	$P_{max} = 354 \text{ kN}$
Schlupf bei max. Traglast	$s_{max} = 2,45 \text{ mm}$
Traglast bei 6mm Schlupf	$P_{6mm} = 335 \text{ kN}$
Versagensmechanismen	Betonausbruch, Kopfbolzenherausziehen

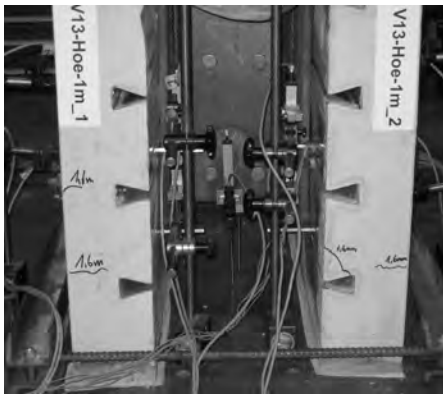


Last-Verformungskurve V13-Hoe-1m

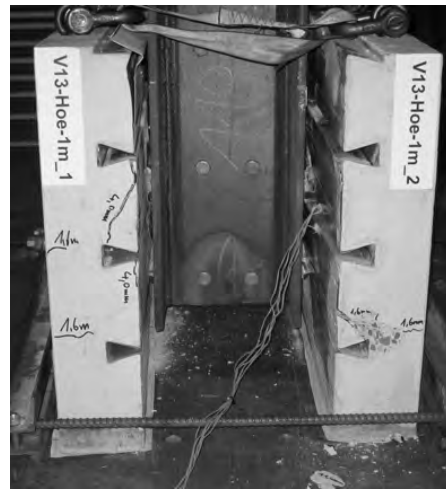
¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



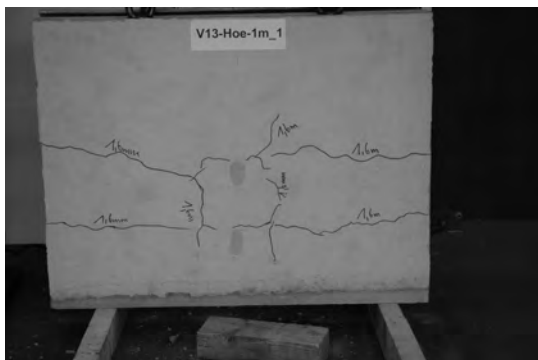
Statische Last-Verformungskurve V13-Hoe-1m



Seitenansicht V13-Hoe-1m kurz vor Erreichen der Traglast



Seitenansicht V13-Hoe-1m bei Versuchsende



Rissbild Betongurt V13-Hoe-1m Seite 1



Seitenansicht Seite 1 V13-Hoe-1m Seite 2

Versuchskörper V14-Hoe-1m

Materialien

Trapezprofilblech	Hoesch Holorib HR51/150	$R_{p0.2} = 345,0 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 416,8 \text{ N/mm}^2$

Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl} = 32,7 \text{ N/mm}^2$
		$E_{c0m} = 30379 \text{ N/mm}^2$
		$E_{cm} = 26561 \text{ N/mm}^2$

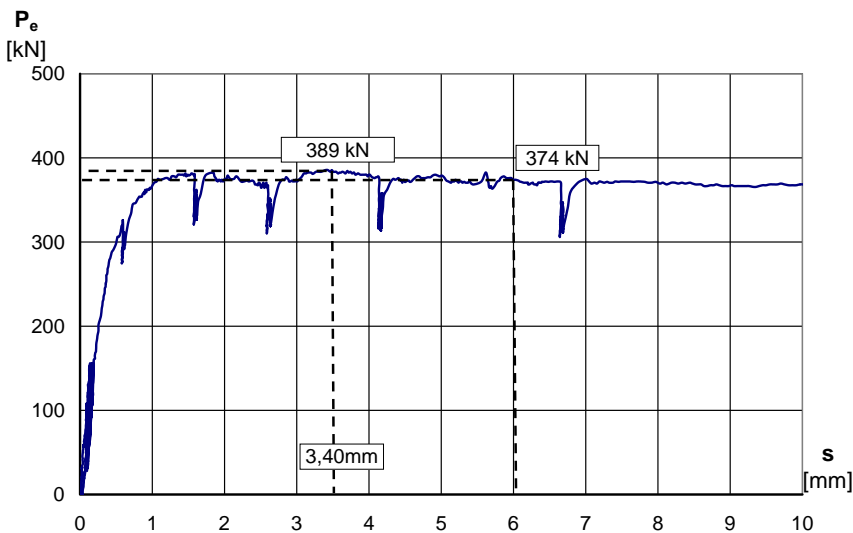
Kopfbolzen	Köco SD 19x100	$R_{p0.2} = 489 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 532 \text{ N/mm}^2$

Bewehrung	BSt 500A	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
-----------	----------	-------------------------------

Abmessung Betonplatte	Länge $l = 588 \text{ mm}$
	Breite $b = 800 \text{ mm}$
	Höhe $h = 130 \text{ mm}$

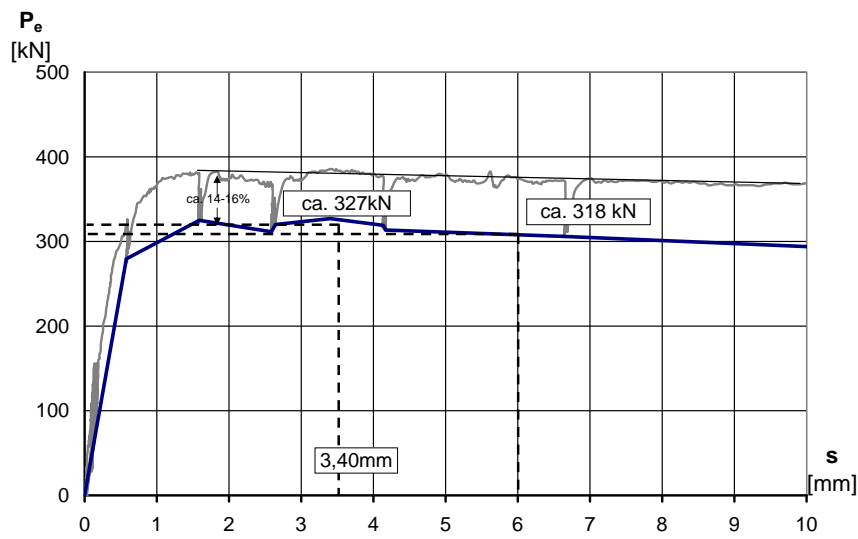
Versuch

max. Traglast $P_{max} = 389 \text{ kN}$
 Schlupf bei max. Traglast $s_{max} = 3,40 \text{ mm}$
 Traglast bei 6mm Schlupf $P_{6mm} = 374 \text{ kN}$
 Versagensmechanismen
 Kopfbolzenabscheren, Kopfbolzenherausziehen, Betonausbruch

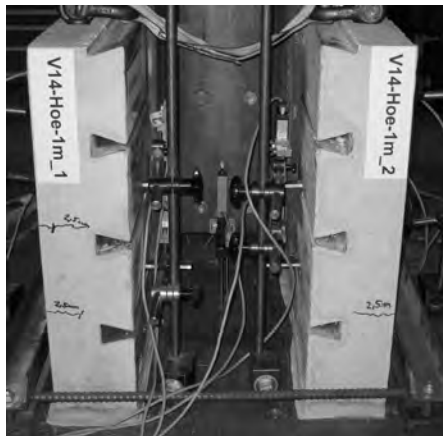


Last-Verformungskurve V14-Hoe-1m

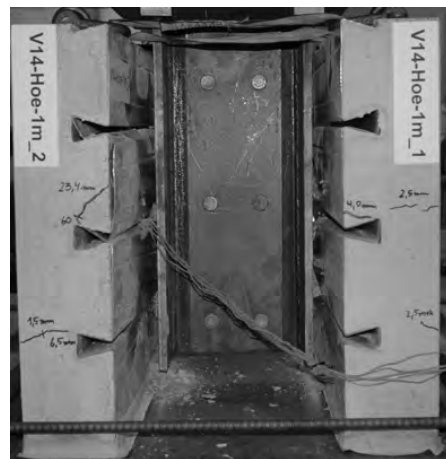
¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



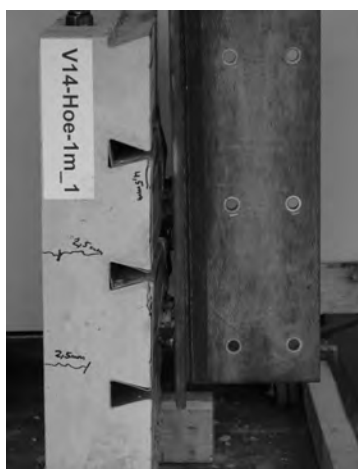
Statische Last-Verformungskurve V14-Hoe-1m



Seitenansicht V14-Hoe-1m kurz nach Erreichen der Traglast



Seitenansicht V14-Hoe-1m bei Versuchsende



Seitenansicht V14-Hoe-1m Seite 1



Innenansicht Trapezblech V14-Hoe-1m Seite 2

Versuchskörper V15-Hoe-1u

Materialien

Trapezprofilblech	Hoesch Holorib HR51/150	$R_{p0.2} = 345,0 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 416,8 \text{ N/mm}^2$

Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl} = 37,5 \text{ N/mm}^2$
		$E_{c0m} = 31798 \text{ N/mm}^2$
		$E_{cm} = 28149 \text{ N/mm}^2$

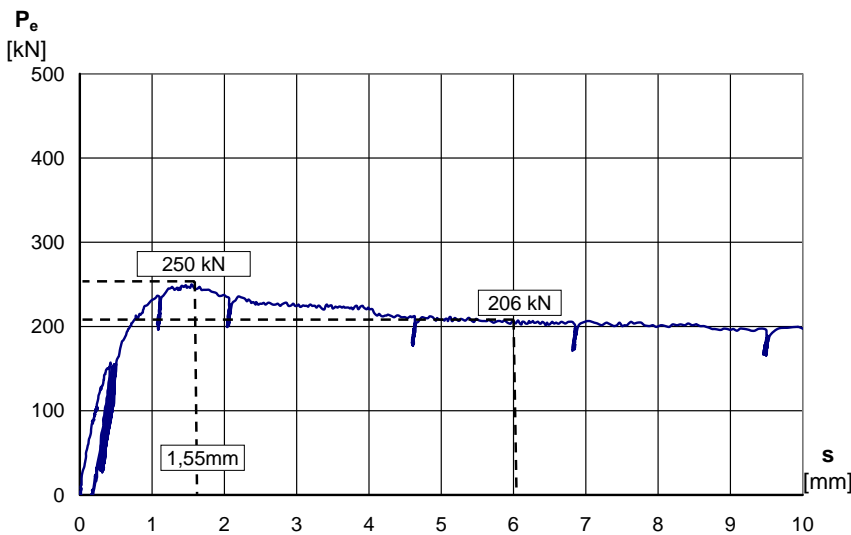
Kopfbolzen	Köco SD 19x100	$R_{p0.2} = 489 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 532 \text{ N/mm}^2$

Bewehrung	BSt 500A	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
-----------	----------	-------------------------------

Abmessung Betonplatte	Länge $l = 588 \text{ mm}$
	Breite $b = 800 \text{ mm}$
	Höhe $h = 130 \text{ mm}$

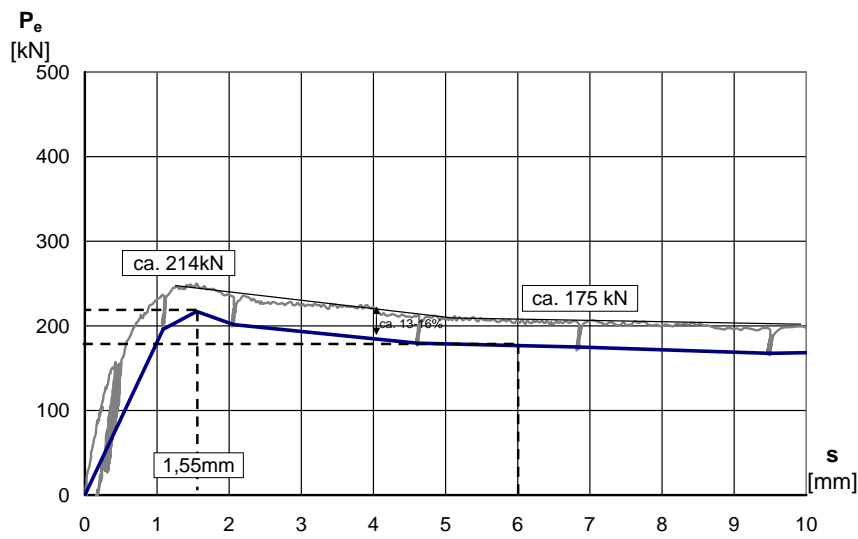
Versuch

- max. Traglast $P_{max} = 250 \text{ kN}$
- Schlupf bei max. Traglast $s_{max} = 1,55 \text{ mm}$
- Traglast bei 6mm Schlupf $P_{6mm} = 206 \text{ kN}$
- Versagensmechanismen
Kopfbolzenabscheren, Kopfbolzenherausziehen, Betonausbruch

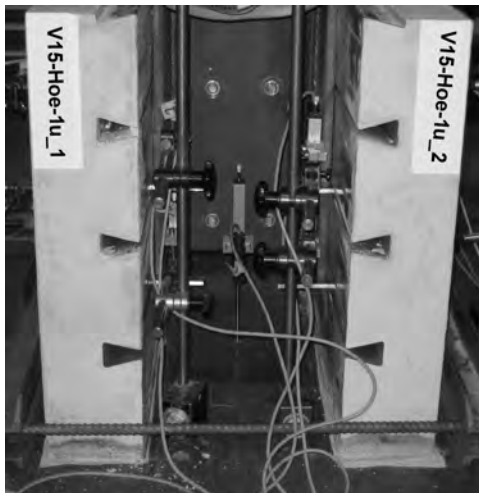


Last-Verformungskurve V15-Hoe-1u

¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



Statische Last-Verformungskurve V15-Hoe-1u



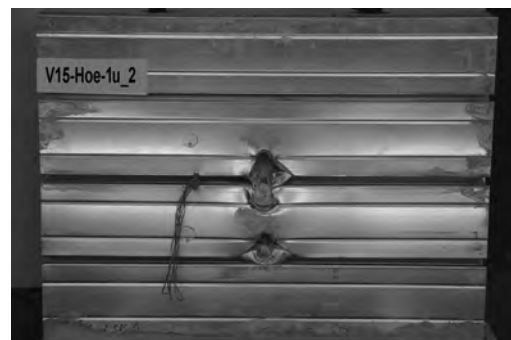
Seitenansicht V15-Hoe-1u bei ca. 4,5mm Schlupf



Seitenansicht V15-Hoe-1u bei Versuchsende



Innenansicht Trapezblech V15-Hoe-1u Seite 1



Innenansicht Trapezblech V15-Hoe-1u Seite 2

Versuchskörper V16-Hoe-1f

Materialien

Trapezprofilblech	Hoesch Holorib HR51/150	$R_{p0.2} = 345,0 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 416,8 \text{ N/mm}^2$

Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl} = 37,5 \text{ N/mm}^2$
		$E_{c0m} = 31798 \text{ N/mm}^2$
		$E_{cm} = 28149 \text{ N/mm}^2$

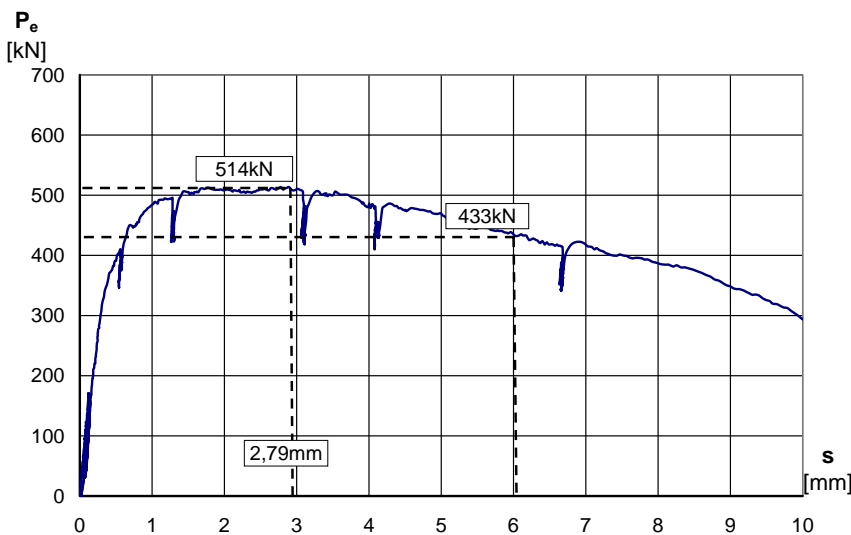
Kopfbolzen	Köco SD 19x100	$R_{p0.2} = 489 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 532 \text{ N/mm}^2$

Bewehrung	BSt 500A	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
-----------	----------	-------------------------------

Abmessung Betonplatte	Länge $l = 588 \text{ mm}$
	Breite $b = 800 \text{ mm}$
	Höhe $h = 130 \text{ mm}$

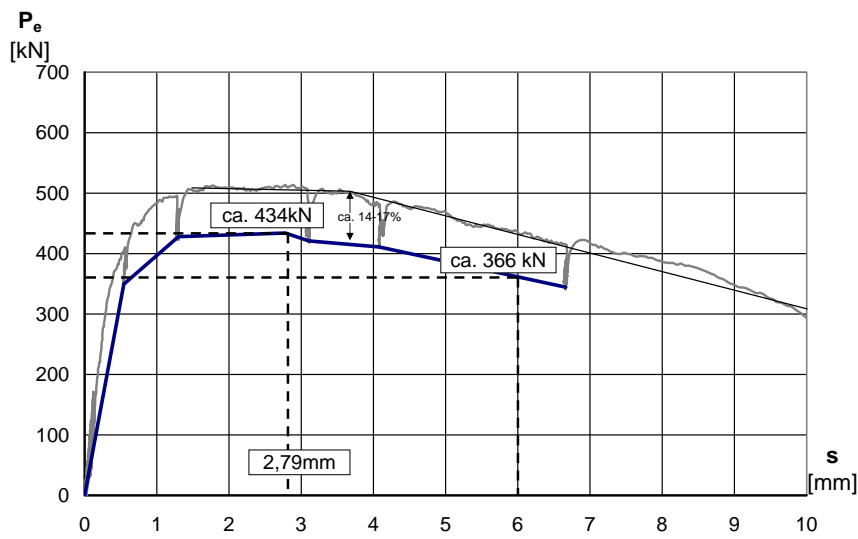
Versuch

max. Traglast	$P_{max} = 514 \text{ kN}$
Schlupf bei max. Traglast	$s_{max} = 2,79 \text{ mm}$
Traglast bei 6mm Schlupf	$P_{6mm} = 433 \text{ kN}$
Versagensmechanismen	Kopfbolzenabscheren, Betonausbruch

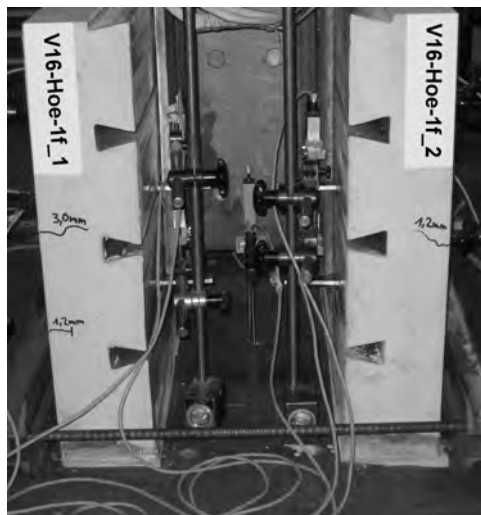


Last-Verformungskurve V16-Hoe-1f

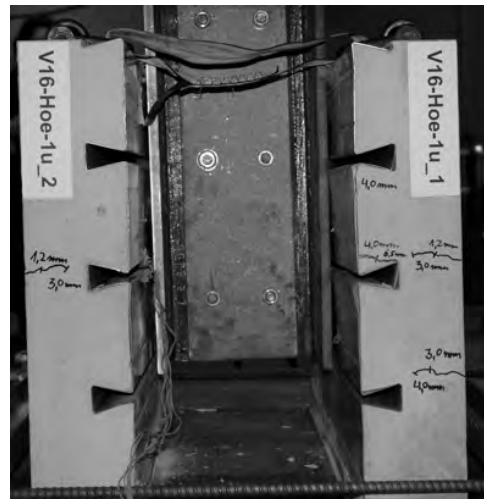
¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



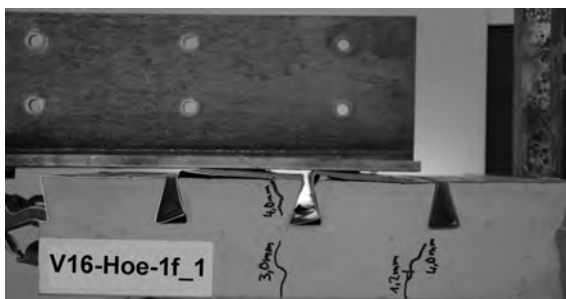
Statische Last-Verformungskurve V16-Hoe-1f



Seitenansicht V16-Hoe-1f kurz nach Erreichen der Traglast



Seitenansicht V16-Hoe-1f bei Versuchsende



Seitenansicht V16-Hoe-1f Seite 1 nach Versuchsende



Innenansicht Trapezblech V16-Hoe-1f Seite 2

Versuchskörper V17-Hoe-2a

Materialien

Trapezprofilblech	Hoesch Holorib HR51/150	$R_{p0.2} = 345,0 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 416,8 \text{ N/mm}^2$

Beton	C25/30 ¹	$f_{c,cyl} = 35,1 \text{ N/mm}^2$
		$E_{c0m} = 31105 \text{ N/mm}^2$
		$E_{cm} = 27365 \text{ N/mm}^2$

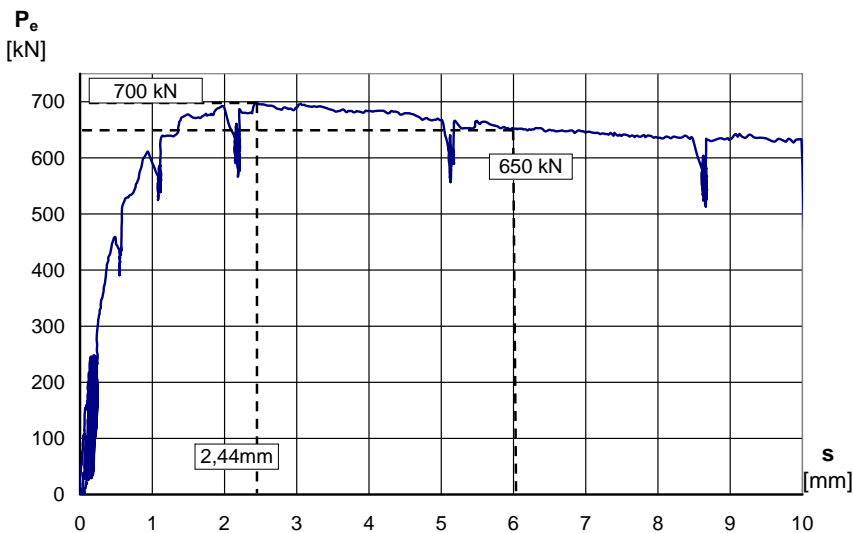
Kopfbolzen	Köco SD 19x100	$R_{p0.2} = 489 \text{ N/mm}^2$
		$R_m = 532 \text{ N/mm}^2$

Bewehrung	BSt 500A	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
-----------	----------	-------------------------------

Abmessung Betonplatte	Länge $l = 588 \text{ mm}$
	Breite $b = 800 \text{ mm}$
	Höhe $h = 130 \text{ mm}$

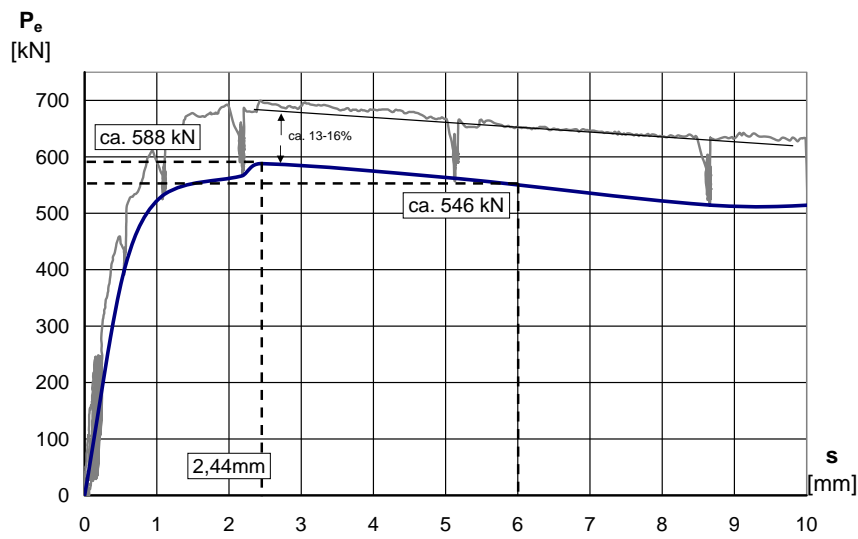
Versuch

max. Traglast	$P_{max} = 700 \text{ kN}$
Schlupf bei max. Traglast	$s_{max} = 2,44 \text{ mm}$
Traglast bei 6mm Schlupf	$P_{6mm} = 650 \text{ kN}$
Versagensmechanismen	Betonausbruch

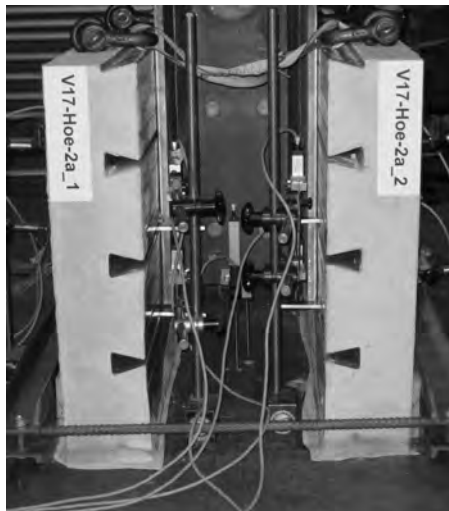


Last-Verformungskurve V17-Hoe-2a

¹: E-Modul rechnerisch nach DIN 1045-1 [18]



Statische Last-Verformungskurve V17-Hoe-2a



Seitenansicht V17-Hoe-2a kurz nach Erreichen der Traglast



Ansicht V17-Hoe-2a Seite 2 bei Versuchsende



Innenansicht Trapezblech V17-Hoe-2a Seite 1



Betongurt V17-Hoe-2a Seite 1 bei Versuchsende

B Datenbasis der Push-Out Versuche mit Vollbetonplatte

Tab. B.1: Push-Out Versuche mit Vollbetonplatte

Nr.	Quelle	Versuch	Kopfbolzen				Beton		
			n [-]	d [mm]	h/d [-]	f_u [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	P_e [kN]
1	[86]	SA1	8	16	4,75	493	28,2	25200	88,5
2	[86]	SA2	8	16	4,75	493	28,2	25200	94,4
3	[86]	SA3	8	16	4,75	493	28,2	25200	90,3
4	[86]	SB1	8	16	4,75	493	28,3	22300	82,6
5	[86]	SB2	8	16	4,75	493	28,3	22300	76,7
6	[86]	SB3	8	16	4,75	493	28,3	22300	85,3
7	[86]	A1	8	19	4,00	499	35,7	26300	132,9
8	[86]	A2	8	19	4,00	499	35,7	26300	147,4
9	[86]	A3	8	19	4,00	499	35,7	26300	138,8
10	[86]	LA1	8	19	4,00	499	25,6	24700	111,1
11	[86]	LA2	8	19	4,00	499	25,6	24700	120,2
12	[86]	LA3	8	19	4,00	499	25,6	24700	112,0
13	[86]	B1	8	19	4,00	499	33,6	22400	124,3
14	[86]	B2	8	19	4,00	499	33,6	22400	115,2
15	[86]	B3	8	19	4,00	499	33,6	22400	115,2
16	[86]	LB1	8	19	4,00	499	18,8	15400	83,0
17	[86]	LB2	8	19	4,00	499	18,8	15400	82,1
18	[86]	LB3	8	19	4,00	499	18,8	15400	78,5
19	[86]	2B1	8	19	4,00	499	33,6	22400	118,4
20	[86]	2B2	8	19	4,00	499	33,6	22400	115,7
21	[86]	2B3	8	19	4,00	499	33,6	22400	113,4
22	[85]	RSs1	2	19	5,26	620	27,0	24549	135,0
23	[85]	RSs2	2	19	5,26	620	27,0	24549	133,0
24	[85]	RSs3	2	19	5,26	620	21,8	22546	122,0
25	[85]	RSs4	2	19	5,26	620	21,8	22546	131,0
26	[85]	RSs5	2	19	5,26	620	25,5	23990	133,0
27	[85]	RSs6	2	19	5,26	620	25,5	23990	142,0
28	[80]	S3	4	19	5,33	600	29,0	25273	96,2
29	[80]	S4	4	19	5,33	600	28,3	25022	100,1
30	[80]	S5	4	19	5,33	600	27,7	24805	106,7
31	[80]	S6	4	19	5,33	600	29,1	25309	126,2
32	[80]	S8	4	19	5,33	600	30,7	25873	121,4
33	[80]	S11	4	19	5,33	600	29,6	25486	112,7
34	[80]	S16	4	19	5,33	600	31,3	26081	115,0
35	[80]	S19	4	19	5,33	600	32,0	26322	115,0
36	[80]	S22	4	19	5,33	600	34,7	27233	106,9

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. B.1 Push-Out Versuche mit Vollbetonplatte - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Quelle	Versuch	Kopfbolzen				Beton		
			n [-]	d [mm]	h/d [-]	f_u [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	P_e [kN]
37	[80]	S26	4	19	5,33	600	24,9	23763	99,1
38	[80]	S29	4	19	5,33	600	27,1	24586	104,1
39	[81]	P1	4	19	5,33	600	16,6	20302	97,5
40	[81]	P2	4	19	5,33	600	16,6	20302	96,5
41	[81]	P3	4	19	5,33	600	16,6	20302	97,0
42	[81]	P4	4	19	5,33	600	40,8	29196	127,0
43	[81]	P5	4	19	5,33	600	40,8	29196	127,0
44	[81]	P6	4	19	5,33	600	40,8	29196	127,0
45	[116]	D1/1	4	16	6,25	580	30,2	25698	99,0
46	[116]	D1/2	4	16	6,25	580	30,2	25698	94,0
47	[116]	D2/1	4	19	5,26	500	30,2	25698	123,0
48	[116]	D2/2	4	19	5,26	500	30,2	25698	128,8
49	[116]	D2/3	4	19	5,26	500	30,2	25698	126,5
50	[116]	D3/1	4	22	4,54	548	30,2	25698	148,5
51	[116]	D3/2	4	22	4,54	548	30,2	25698	148,0
52	[116]	D3/3	4	22	4,54	548	30,2	25698	146,8
53	[57]	2A	4	19	3,68	485	40,3	29040	141,0
54	[57]	3A	4	19	5,26	485	39,1	28661	166,0
55	[57]	4A	4	19	5,26	485	47,1	31119	160,0
56	[57]	5A	4	19	5,26	485	57,5	34126	172,0
57	[52]	I/1	8	25	5,00	468,2	23,7	29445	179,5
58	[52]	I/2	8	25	5,00	468,2	23,7	29445	183,0
59	[52]	I/3	8	25	5,00	468,2	23,7	29445	180,4
60	[52]	I/4	8	25	5,00	468,2	23,7	29445	183,1
61	[52]	I/5	8	25	5,00	468,2	23,7	29445	178,6
62	[52]	II/1	8	25	5,00	468,2	41,3	34687	233,0
63	[52]	II/2	8	25	5,00	468,2	41,3	34687	238,0
64	[52]	II/3	8	25	5,00	468,2	41,3	34687	234,9
65	[52]	II/4	8	25	5,00	468,2	41,3	34687	243,5
66	[52]	II/5	8	25	5,00	468,2	41,3	34687	232,8
67	[95]	T1/1	8	19	5,26	460	36,7	27890	144,5
68	[95]	T1/2	8	19	5,26	460	36,7	27890	147,8
69	[95]	T1/3	8	19	5,26	460	36,7	27890	135,5
70	[95]	T1/4	8	19	5,26	460	38,3	28405	148,9
71	[95]	T1/5	8	19	5,26	460	38,3	28405	137,8
72	[95]	T3/1	8	19	5,26	460	44,7	30397	140,1
73	[95]	T3/2	8	19	5,26	460	44,7	30397	145,1
74	[95]	T4/1	8	19	5,26	460	44,7	30397	137,3
75	[95]	T4/2	8	19	5,26	460	44,7	30397	133,7
76	[95]	T4/3	8	19	5,26	460	44,7	30397	137,1
77	[95]	T2/1	8	22	4,50	471	36,3	27759	170,1
78	[95]	T2/2	8	22	4,50	471	36,3	27759	168,1
79	[95]	T2/3	8	22	4,50	471	36,3	27759	165,9

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. B.1 Push-Out Versuche mit Vollbetonplatte - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Quelle	Versuch	Kopfbolzen				Beton		
			n [-]	d [mm]	h/d [-]	f_u [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	P_e [kN]
80	[95]	T2/4	8	22	4,50	471	36,3	27759	170,6
81	[95]	T2/5	8	22	4,50	471	36,3	27759	168,8
82	[95]	T5/1	8	22	4,50	471	59,0	34546	176,3
83	[95]	T5/2	8	22	4,50	471	59,0	34546	177,5
84	[95]	T6/1	8	22	4,50	471	57,3	34069	166,1
85	[95]	T6/2	8	22	4,50	471	57,3	34069	159,9
86	[95]	T6/3	8	22	4,50	471	57,3	34069	177,9
87	[49]	S1-1a	8	22	5,68	528	44,2	36400	191,3
88	[49]	S1-1b	8	22	5,68	528	49,0	36400	211,3
89	[49]	S1-1c	8	22	5,68	528	49,7	36400	213,0
90	[49]	S2-1a	8	22	5,68	528	44,7	33800	201,3
91	[49]	S2-1b	8	22	5,68	528	42,8	33800	173,3
92	[49]	S2-1c	8	22	5,68	528	42,8	33800	175,3
93	[49]	S3-1a	8	22	5,68	528	56,2	39000	216,0
94	[49]	S3-1b	8	22	5,68	528	53,9	39000	200,6
95	[49]	S3-1c	8	22	5,68	528	53,9	39000	201,0
96	[49]	S4-1a	8	22	5,68	528	43,4	33900	186,8
97	[49]	S4-1b	8	22	5,68	528	43,4	33900	176,5
98	[49]	S4-1c	8	22	5,68	528	43,4	33900	179,1
99	[49]	S5-1a	8	22	5,68	528	42,9	33050	184,6
100	[49]	S5-1b	8	22	5,68	528	42,9	33050	186,8
101	[49]	S5-1c	8	22	5,68	528	45,8	33050	196,0
102	[3, 4]	HSC11	-	19	3,95	519	86,11	34080	156,8
103	[3, 4]	HSC12	-	19	3,95	519	81,26	34080	158,6
104	[3, 4]	HSC21	-	19	3,95	519	81,26	34080	151,9
105	[3, 4]	HSC22	-	19	3,95	519	91,24	34080	161,0
106	[14]	6019A	-	19	3,95	495	48,56	43110	148,3
107	[14]	6019B	-	19	3,95	495	48,56	43110	147,6
108	[14]	6019C	-	19	3,95	495	48,56	43110	163,1
109	[14]	6025A	-	25	5,00	495	48,56	43110	189,1
110	[14]	6025B	-	25	5,00	495	48,56	43110	256,2
111	[14]	6025C	-	25	5,00	495	48,56	43110	252,7
112	[14]	8019A	-	19	3,95	495	79,93	45644	203,6
113	[14]	8019B	-	19	3,95	495	79,93	45644	191,0
114	[14]	8019C	-	19	3,95	495	79,93	45644	180,9
115	[14]	8025A	-	25	4,80	495	79,93	45644	250,0
116	[14]	8025B	-	25	4,80	495	79,93	45644	293,2
117	[14]	8025C	-	25	4,80	495	79,93	45644	199,7
118	[31]	Serie 9/1	-	19	4,21	557,0	99,9	-	183,9
119	[31]	Serie 9/2	-	19	4,21	557,0	99,9	-	168,2
120	[31]	Serie 10/1	-	22	4,80	531,0	100,3	-	246,6
121	[31]	Serie 10/2	-	22	4,80	531,0	100,3	-	244,0
122	[31]	Serie 10/3	-	22	4,80	531,0	100,3	-	235,5

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. B.1 Push-Out Versuche mit Vollbetonplatte - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Quelle	Versuch	Kopfbolzen			Beton			P_e [kN]
			n [-]	d [mm]	h/d [-]	f_u [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	
123	[31]	Serie 11/1	-	19	4,21	557,0	72,3	-	171,2
124	[31]	Serie 11/2	-	19	4,21	557,0	72,3	-	162,5
125	[31]	Serie 11/3	-	19	4,21	557,0	72,3	-	155,2
126	[31]	Serie 12/1	-	22	4,55	531,0	72,3	-	216,1
127	[31]	Serie 12/2	-	22	4,55	531,0	72,3	-	211,0
128	[31]	Serie 12/3	-	22	4,55	531,0	72,3	-	218,2
129	[31]	Serie 13/1	-	25	4,80	452,0	74,1	-	210,9
130	[31]	Serie 13/2	-	25	4,80	452,0	74,1	-	225,1
131	[31]	Serie 13/3	-	25	4,80	452,0	74,1	-	254,4
132	[31]	Serie 27/1	-	19	4,21	557,0	99,9	-	157,0
133	[31]	Serie 27/2	-	19	4,21	557,0	99,9	-	159,8
134	[31]	Serie 27/3	-	19	4,21	557,0	99,9	-	138,5
135	[31]	Serie 34/1	-	19	4,21	743,9	91,6	-	180,6
136	[31]	Serie 34/2	-	19	4,21	743,9	91,6	-	176,8
137	[31]	Serie 34/3	-	19	4,21	743,9	91,6	-	179,8
138	[31]	Serie 35/1	-	19	4,21	743,9	96,1	-	191,6
139	[31]	Serie 35/2	-	19	4,21	743,9	96,1	-	201,0
140	[31]	Serie 35/3	-	19	4,21	743,9	96,1	-	195,0

C Datenbasis der Push-Out Versuche mit senkrecht spannenden Trapezblechen

Tab. C.1: Push-Out Tests mit senkrecht spannenden Trapezblechen

Nr.	Lit.	Versuch	Bez.	Profilblechgeometrie				Kopfbolzen				Decke			Beton		Erg. P_e [kN]
				D/V	h_p [mm]	b_u [mm]	b_o [mm]	t [mm]	n_r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	h [mm]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	
1	[93]	1.1	n.b.	V	106,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	150,0	460,0	156,0	26,7	28392	37,00
2	[93]	1.2	n.b.	V	106,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	150,0	460,0	156,0	26,7	28392	38,50
3	[93]	2.1	n.b.	V	106,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	206,0	24,6	27620	44,50
4	[93]	2.2	n.b.	V	106,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	206,0	24,6	27620	38,00
5	[93]	3.1	n.b.	V	106,0	140,0	210,0	0,75	1	M	19,00	150,0	460,0	156,0	31,0	29849	82,00
6	[93]	3.2	n.b.	V	106,0	140,0	210,0	0,75	1	M	19,00	150,0	460,0	156,0	31,0	29849	78,50
7	[93]	4.1	n.b.	V	106,0	140,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	206,0	33,3	30565	76,00
8	[93]	5.1	n.b.	V	125,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	175,0	26,9	28452	42,00
9	[93]	5.2	n.b.	V	125,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	175,0	26,9	28452	49,00
10	[93]	6.1	n.b.	V	125,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	225,0	24,6	27620	39,50
11	[93]	6.2	n.b.	V	125,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	225,0	24,6	27620	46,00
12	[93]	7.1	n.b.	V	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	175,0	31,5	30011	73,00
13	[93]	7.2	n.b.	V	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	175,0	31,5	30011	70,00
14	[93]	8.1	n.b.	V	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	225,0	25,0	27778	79,00
15	[93]	8.2	n.b.	V	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	225,0	25,0	27778	85,00
16	[93]	10.1	n.b.	V	106,0	140,0	210,0	0,75	2	M	22,00	175,0	460,0	206,0	23,7	27299	67,50
17	[93]	10.2	n.b.	V	106,0	140,0	210,0	0,75	2	M	22,00	175,0	460,0	206,0	23,7	27299	72,50
18	[93]	11.1	n.b.	V	106,0	140,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	206,0	24,7	27684	84,50
19	[93]	11.2	n.b.	V	106,0	140,0	210,0	0,75	2	M	19,00	175,0	460,0	206,0	24,7	27684	66,00
20	[93]	12.1	n.b.	V	106,0	140,0	210,0	0,75	2	Stagg	19,00	175,0	460,0	206,0	27,8	28778	147,50
21	[93]	13.1	n.b.	V	106,0	130,0	210,0	0,75	1	M	22,00	175,0	460,0	206,0	26,8	28422	82,00
22	[93]	13.2	n.b.	V	106,0	130,0	210,0	0,75	1	M	22,00	175,0	460,0	206,0	26,8	28422	96,00
23	[93]	16.1	n.b.	V	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	175,0	33,0	30461	79,00
24	[93]	16.2	n.b.	V	125,0	40,0	120,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	175,0	33,0	30461	35,00
25	[94]	1.1	T60/200	V	60,0	101,0	153,0	0,75	1	M	19,00	125,0	460,0	135,0	34,8	31016	83,80
26	[94]	1.2	T60/200	V	60,0	101,0	153,0	0,75	1	M	19,00	125,0	460,0	135,0	34,8	31016	90,00
27	[94]	2.1	T60/200	V	60,0	101,0	153,0	0,75	1	M	19,00	100,0	460,0	110,0	27,4	28640	73,80
28	[94]	2.2	T60/200	V	60,0	101,0	153,0	0,75	1	M	19,00	100,0	460,0	110,0	27,7	28744	60,00
29	[94]	3.1	T80/183	V	80,0	89,0	143,0	0,75	1	M	19,00	125,0	460,0	135,0	34,9	31046	53,00
30	[94]	3.2	T80/183	V	80,0	89,0	143,0	0,75	1	M	19,00	125,0	460,0	135,0	34,3	30867	54,00
31	[94]	4.1	T60/200	V	60,0	101,0	153,0	0,75	2	M	19,00	125,0	460,0	135,0	29,2	29254	69,50
32	[94]	4.2	T60/200	D	60,0	101,0	153,0	0,75	2	Stagg	19,00	125,0	460,0	135,0	29,2	29254	74,50
33	[94]	5.1	T60/200	D	60,0	101,0	153,0	0,75	2	Stagg	19,00	100,0	460,0	110,0	32,5	30317	61,50
34	[94]	5.2	T60/200	D	60,0	101,0	153,0	0,75	2	Stagg	19,00	100,0	460,0	110,0	29,8	29453	55,50
35	[94]	6.1	T80/183	D	80,0	89,0	143,0	0,75	2	Stagg	19,00	125,0	460,0	135,0	41,9	32996	41,50
36	[94]	6.2	T80/183	D	80,0	89,0	143,0	0,75	2	Stagg	19,00	125,0	460,0	135,0	37,1	31685	37,50
37	[94]	7.1	T60/200t	D	60,0	101,0	153,0	0,75	1	F	19,00	100,0	460,0	110,0	29,6	29387	74,00

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. C.1 Push-Out Tests mit senkrecht spannenden Trapezprofilblechen - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Bez. [-]	Profilblechgeometrie				Kopfbolzen				Decke		Beton		Erg. P_e [kN]	
				D/V	h_p [mm]	b_u [mm]	b_o [mm]	t [mm]	n_r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	h [mm]	f_{cm} [N/mm ²]		E_{cm} [N/mm ²]
38	[94]	7.2	T60/200	D	60,0	101,0	153,0	0,75	1	F	19,00	100,0	460,0	110,0	29,6	29387	78,00
39	[94]	8.1	T60/200	D	60,0	101,0	153,0	0,75	1	UF	19,00	100,0	460,0	110,0	29,6	29387	79,00
40	[94]	8.2	T60/200	D	60,0	101,0	153,0	0,75	1	UF	19,00	100,0	460,0	110,0	34,9	31046	75,00
41	[97]	B11	n.b.	D	110,0	40,0	129,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	200,0	33,3	30564	53,00
42	[97]	B12	n.b.	D	136,0	40,0	127,0	0,75	1	M	19,00	175,0	460,0	226,0	33,3	30564	46,00
43	[97]	A1	n.b.	D	136,0	40,0	127,0	0,75	1	M	22,00	200,0	460,0	226,0	37,3	31741	55,00
44	[97]	A2	n.b.	D	136,0	40,0	127,0	0,75	2	M	22,00	200,0	460,0	226,0	37,3	31741	45,00
45	[97]	H1	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	1,00	2	M	22,00	125,0	550,0	150,0	35,9	31339	107,00
46	[97]	H2	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	1,00	2	M	22,00	125,0	550,0	150,0	35,9	31339	96,50
47	[97]	H3	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	1,00	2	M	22,00	125,0	550,0	150,0	35,9	31339	106,00
48	[97]	H4	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	1,00	2	M	22,00	125,0	550,0	150,0	34,0	30776	102,00
49	[97]	H5	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	1,00	2	M	22,00	125,0	550,0	150,0	34,0	30776	105,00
50	[97]	H1	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	460,0	120,0	38,3	32023	114,00
51	[97]	H2	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	460,0	120,0	38,3	32023	107,00
52	[97]	H3	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	460,0	120,0	36,5	31513	108,00
53	[97]	H4	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	460,0	120,0	36,5	31513	116,00
54	[97]	H5	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	460,0	120,0	39,1	32244	114,00
55	[97]	H6	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	460,0	120,0	39,1	32244	130,00
56	[97]	H7	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	460,0	120,0	38,3	32023	111,00
57	[97]	H8	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	460,0	120,0	38,3	32023	115,00
58	[97]	H9	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	460,0	120,0	37,4	31770	122,00
59	[97]	H10	Holorib	V	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	460,0	120,0	37,4	31770	123,00
60	[9]	SH0-1	S-Holorib152/51	V	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	27,5	28666	75,50
61	[9]	SH0-2	S-Holorib152/51	V	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	28,0	28842	77,60
62	[9]	SH0-3	S-Holorib152/51	V	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	28,9	29159	76,40
63	[9]	SH1-1	S-Holorib152/51	D	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	27,5	28666	88,10
64	[9]	SH1-2	S-Holorib152/51	D	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	28,6	29045	88,40
65	[9]	SH1-3	S-Holorib152/51	D	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	30,2	29581	97,60
66	[9]	SH2-1	S-Holorib152/51	D	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	32,6	30363	101,80
67	[9]	SH2-2	S-Holorib152/51	D	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	32,5	30310	102,80
68	[9]	SH2-3	S-Holorib152/51	D	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	32,5	30310	102,20
69	[9]	SH3-1	S-Holorib152/51	V	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	29,3	29301	140,40
70	[9]	SH3-2	S-Holorib152/51	V	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	29,6	29385	144,20
71	[9]	SH3-3	S-Holorib152/51	V	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	31,8	30098	132,00
72	[9]	CS0-1	Cofrastra150/40	V	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	25,3	27878	77,10
73	[9]	CS0-2	Cofrastra150/40	V	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	26,0	28156	77,10
74	[9]	CS0-3	Cofrastra150/40	V	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	29,0	29188	96,30

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. C.1 Push-Out Tests mit senkrecht spannenden Trapezprofilblechen - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Bez.	Profilblechgeometrie				Kopfbolzen				Decke		Beton		Erg. P_e [kN]	
				D/V	h_p [mm]	b_u [mm]	b_o [mm]	t [mm]	n_r [-]	Pos.	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	h [mm]	f_{cm} [N/mm ²]		E_{cm} [N/mm ²]
75	[9]	CS1-1	Cofrastra150/40	D	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	28,4	28987	90,20
76	[9]	CS1-2	Cofrastra150/40	D	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	27,0	28488	85,10
77	[9]	CS1-3	Cofrastra150/40	D	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	463,0	130,0	30,8	29773	88,30
78	[9]	CD0-1	Cofradal200/59	V	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	446,0	130,0	26,0	28156	49,70
79	[9]	CD0-2	Cofradal200/59	V	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	446,0	130,0	30,8	29773	52,40
80	[9]	CD0-3	Cofradal200/59	V	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	446,0	130,0	27,4	28637	75,00
81	[9]	CD1-1	Cofradal200/59	D	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	446,0	130,0	26,5	28308	49,20
82	[9]	CD1-2	Cofradal200/59	D	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	446,0	130,0	27,4	28637	51,80
83	[9]	CD1-3	Cofradal200/59	D	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	446,0	130,0	28,9	29159	55,80
84	[92]	1	QI A	D	76,0	121,0	184,0	1,00	1	M	19,00	116,0	480,0	141,0	24,9	27741	83,55
85	[92]	2	B	D	76,0	121,0	184,0	1,00	1	M	19,00	116,0	480,0	141,0	24,9	27741	81,35
86	[92]	3	C	D	76,0	121,0	184,0	1,00	1	M	19,00	116,0	480,0	141,0	24,9	27741	79,75
87	[92]	4	QII A	D	76,0	121,0	184,0	1,00	2	M	19,00	116,0	480,0	141,0	24,9	27741	53,20
88	[92]	5	B	D	76,0	121,0	184,0	1,00	2	M	19,00	116,0	480,0	141,0	24,9	27741	53,78
89	[92]	6	TI A	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	F	19,00	116,0	480,0	141,0	24,9	27741	106,40
90	[92]	7	B	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	F	19,00	116,0	480,0	141,0	24,9	27741	104,85
91	[92]	8	C	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	F	19,00	116,0	480,0	141,0	24,9	27741	105,15
92	[92]	9	RI A	D	51,0	89,0	114,5	1,00	1	M	19,00	91,0	480,0	116,0	24,9	27741	82,00
93	[92]	10	B	D	51,0	89,0	114,5	1,00	1	M	19,00	91,0	480,0	116,0	24,9	27741	81,10
94	[92]	11	C	D	51,0	89,0	114,5	1,00	1	M	19,00	91,0	480,0	116,0	24,9	27741	86,00
95	[92]	12	RII A	D	51,0	89,0	114,5	1,00	2	M	19,00	91,0	480,0	116,0	24,9	27741	76,55
96	[92]	13	B	D	51,0	89,0	114,5	1,00	2	M	19,00	91,0	480,0	116,0	24,9	27741	75,25
97	[92]	14	C	D	51,0	89,0	114,5	1,00	2	M	19,00	91,0	480,0	116,0	24,9	27741	72,08
98	[92]	15	TVII A	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	480,0	141,0	24,9	27741	95,00
99	[92]	16	B	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	480,0	141,0	24,9	27741	95,45
100	[92]	17	C	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	480,0	141,0	24,9	27741	101,10
101	[92]	18	TII A	D	76,0	160,0	203,0	1,00	2	F	19,00	116,0	480,0	141,0	22,1	26660	128,60
102	[92]	19	B	D	76,0	160,0	203,0	1,00	2	F	19,00	116,0	480,0	141,0	22,1	26660	128,45
103	[92]	20	C	D	76,0	160,0	203,0	1,00	2	F	19,00	116,0	480,0	141,0	22,1	26660	130,45
104	[92]	21	TVIII A	D	76,0	160,0	203,0	1,00	2	UF	19,00	116,0	480,0	141,0	22,1	26660	90,50
105	[92]	22	B	D	76,0	160,0	203,0	1,00	2	UF	19,00	116,0	480,0	141,0	22,1	26660	97,65
106	[92]	23	C	D	76,0	160,0	203,0	1,00	2	UF	19,00	116,0	480,0	141,0	22,1	26660	98,20
107	[92]	24	TIV A	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	480,0	141,0	22,1	26660	48,05
108	[92]	25	B	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	480,0	141,0	22,1	26660	44,25
109	[92]	26	C	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	480,0	141,0	22,1	26660	37,20
110	[92]	27	D	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	480,0	141,0	22,1	26660	51,05
111	[92]	28	E	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	480,0	141,0	22,1	26660	42,70
112	[92]	29	F	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	480,0	141,0	22,1	26660	49,05

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. C.1 Push-Out Tests mit senkrecht spannenden Trapezprofilblechen - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Bez. [-]	Profilblechgeometrie				Kopfbolzen				Decke		Beton		Erg. P_e [kN]	
				D/V	h_p [mm]	b_u [mm]	b_o [mm]	t [mm]	n_r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	h [mm]	f_{cm} [N/mm ²]		E_{cm} [N/mm ²]
113	[77]	S1	450x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	35,8	31322	96,30
114	[77]	S1	450x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	35,8	31322	96,20
115	[77]	S1	450x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	35,8	31322	93,30
116	[77]	S2	675x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	28,2	28930	83,30
117	[77]	S2	675x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	28,2	28930	83,80
118	[77]	S2	675x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	28,2	28930	78,30
119	[77]	S3	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	31,6	30034	79,20
120	[77]	S3	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	31,6	30034	100,00
121	[77]	S3	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	31,6	30034	90,50
122	[77]	S4	1125x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	37,0	31668	95,80
123	[77]	S4	1125x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	37,0	31668	91,70
124	[77]	S4	1125x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	37,0	31668	100,00
125	[77]	S5	1350x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	34,9	31040	100,20
126	[77]	S5	1350x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	34,9	31040	108,50
127	[77]	S5	1350x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	34,9	31040	100,00
128	[77]	S6	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	35,0	31087	97,30
129	[77]	S6	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	35,0	31087	101,00
130	[77]	S6	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	35,0	31087	98,00
131	[77]	S7	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	29,8	29466	100,50
132	[77]	S7	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	29,8	29466	95,00
133	[77]	S7	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	29,8	29466	89,20
134	[77]	S8	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	31,7	30060	76,50
135	[77]	S8	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	31,7	30060	94,00
136	[77]	S8	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	31,7	30060	91,30
137	[77]	S9	600x600	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	31,8	30110	85,70
138	[77]	S9	600x600	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	31,8	30110	90,70
139	[77]	S9	600x600	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	31,8	30110	88,70
140	[77]	S10	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	30,6	29727	96,70
141	[77]	S10	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	30,6	29727	97,50
142	[77]	S10	900x900	D	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	450,0	115,0	30,6	29727	97,50
143	[77]	A1	900x900	D	50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	450,0	115,0	30,8	29779	113,30
144	[77]	A1	900x900	D	50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	450,0	115,0	30,8	29779	107,00
145	[77]	A1	900x900	D	50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	450,0	115,0	30,8	29779	113,80
146	[77]	A2	900x900	D	50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	450,0	115,0	32,2	30211	109,50
147	[77]	A2	900x900	D	50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	450,0	115,0	32,2	30211	104,70
148	[77]	A2	900x900	D	50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	450,0	115,0	32,2	30211	103,80
149	[77]	A3	900x900	D	50,0	140,0	180,0	1,20	1	Stagg	19,00	100,0	450,0	115,0	30,8	29779	98,00
150	[77]	A3	900x900	D	50,0	140,0	180,0	1,20	1	Stagg	19,00	100,0	450,0	115,0	30,8	29779	102,70
151	[77]	A3	900x900	D	50,0	140,0	180,0	1,20	1	Stagg	19,00	100,0	450,0	115,0	30,8	29779	95,80

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. C.1 Push-Out Tests mit senkrecht spannenden Trapezprofilblechen - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Bez.	Profilblechgeometrie				Kopfbolzen				Decke		Beton		Erg. P_e [kN]		
				D/V	h_p [mm]	b_u [mm]	b_o [mm]	t [mm]	n_r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	h [mm]	f_{cm} [N/mm ²]		E_{cm} [N/mm ²]	
152	[61]	SH1	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M		19,00	95,0	478,0	120,0	19,3	25474	93,80
153	[61]	SH2	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M		19,00	95,0	478,0	120,0	19,3	25474	95,50
154	[61]	SH3	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M		19,00	95,0	478,0	120,0	19,3	25474	92,90
155	[61]	SH4	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M		19,00	95,0	478,0	120,0	27,6	28710	104,50
156	[61]	SH5	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M		19,00	95,0	478,0	120,0	27,6	28710	100,90
157	[61]	SH6	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M		19,00	95,0	478,0	120,0	27,6	28710	103,60
158	[61]	SH7	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M		19,00	95,0	478,0	120,0	33,2	30533	108,90
159	[61]	SH8	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M		19,00	95,0	478,0	120,0	33,2	30533	107,20
160	[61]	SH9	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M		19,00	95,0	478,0	120,0	33,2	30533	111,60
161	[61]	SH10	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M		19,00	97,2	478,0	120,0	25,6	27999	113,40
162	[61]	SH11	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	2	M		19,00	98,9	478,0	120,0	25,9	28115	71,40
163	[61]	SH12	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	2	M		19,00	98,6	478,0	120,0	25,9	28115	72,30
164	[61]	SH13	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	2	M		19,00	98,9	478,0	120,0	25,9	28115	78,70
165	[61]	SH14	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	2	M		19,00	98,1	526,0	120,0	28,0	28848	80,40
166	[61]	SH15	S-Holorib	D	51,0	138,0	114,0	1,20	2	M		19,00	97,9	526,0	120,0	28,0	28848	77,70
167	[61]	R30-2-SD	Ribdeck60	D	60,0	155,0	185,0	1,20	2	Stagg		19,00	97,7	526,0	120,0	24,7	27674	79,50
168	[61]	R30-2-S	Ribdeck60	D	60,0	155,0	185,0	1,20	2	Stagg		19,00	97,7	526,0	120,0	24,7	27674	70,50
169	[61]	R30-2	Ribdeck60	D	60,0	155,0	185,0	1,20	2	M		19,00	96,5	526,0	120,0	28,0	28848	75,00
170	[61]	R30-2	Ribdeck60	D	60,0	155,0	185,0	1,20	2	M		19,00	96,3	526,0	120,0	28,0	28848	75,90
171	[61]	R30-1-U	Ribdeck60	D	60,0	155,0	185,0	1,20	1	UF		19,00	95,0	542,0	120,0	25,3	27881	73,20
172	[61]	R30-1-F	Ribdeck60	D	60,0	155,0	185,0	1,20	1	F		19,00	95,0	542,0	120,0	26,1	28173	113,40
173	[61]	R30-1-UD	Ribdeck60	D	60,0	155,0	185,0	1,20	1	UF		19,00	120,0	542,0	140,0	27,7	28737	89,30
174	[61]	P30-1-U	PMF CF46	D	46,0	105,0	158,0	1,00	1	UF		19,00	95,0	542,0	120,0	27,0	28514	88,40
175	[66]	G1aF	Multideck80	D	80,0	100,0	180,0	1,20	1	F		19,00	125,0	472,0	150,0	28,0	28848	93,10
176	[66]	G1bF	Multideck80	D	80,0	100,0	180,0	1,20	1	F		19,00	125,0	472,0	150,0	28,0	28848	90,60
177	[66]	G2aC	PMF CF70	D	55,0	136,0	188,0	0,90	1	M		19,00	125,0	472,0	140,0	21,8	26555	88,80
178	[66]	G2bC	PMF CF70	D	55,0	136,0	188,0	0,90	1	M		19,00	125,0	472,0	140,0	21,8	26555	88,00
179	[66]	G5aU	Multideck80	D	80,0	100,0	180,0	1,20	1	U		19,00	125,0	472,0	150,0	28,0	28848	70,90
180	[66]	G5bU	Multideck80	D	80,0	100,0	180,0	1,20	1	U		19,00	125,0	472,0	150,0	28,0	28848	67,50
181	[66]	G6aU	PMF CF60	D	60,0	90,0	136,0	0,90	1	U		19,00	95,0	486,0	120,0	21,8	26555	51,30
182	[66]	G6bU	PMF CF60	D	60,0	90,0	136,0	0,90	1	U		19,00	95,0	486,0	120,0	21,8	26555	53,80
183	[66]	G7aS	PMF CF60	D	60,0	90,0	136,0	0,90	2	S		19,00	95,0	486,0	120,0	25,8	28086	49,80
184	[66]	G7bS	PMF CF60	D	60,0	90,0	136,0	0,90	2	S		19,00	95,0	486,0	120,0	25,8	28086	51,60
185	[66]	G8aS	Multideck80	D	80,0	100,0	180,0	1,20	2	S		19,00	125,0	472,0	150,0	25,8	28086	61,40
186	[66]	G8bS	Multideck80	D	80,0	100,0	180,0	1,20	2	S		19,00	125,0	472,0	150,0	25,8	28086	60,10
187	[89]	D1	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F		12,70	101,6	510,2	152,4	30,6	29725	43,46
188	[89]	D2	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F		12,70	101,6	510,2	152,4	30,6	29725	32,43
189	[89]	D3	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F		12,70	101,6	510,2	152,4	30,6	29725	41,06

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. C.1 Push-Out Tests mit senkrecht spannenden Trapezprofilblechen - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Bez.	Profilblechgeometrie				Kopfbolzen				Decke		Beton		Erg. P_e [kN]	
				D/V	h_p [mm]	b_u [mm]	b_o [mm]	t [mm]	n_r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	h [mm]	f_{cm} [N/mm ²]		E_{cm} [N/mm ²]
190	[89]	D4	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	510,2	152,4	30,6	29725	39,81
191	[89]	D5	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	510,2	152,4	30,6	29725	38,97
192	[89]	D6	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	510,2	152,4	30,6	29725	31,85
193	[89]	D7	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	510,2	152,4	30,6	29725	27,40
194	[89]	D8	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	510,2	152,4	30,6	29725	35,63
195	[89]	D9	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	510,2	152,4	30,6	29725	33,09
196	[89]	D10	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	500,6	152,4	20,1	25829	55,74
197	[89]	D11	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	500,6	152,4	20,1	25829	60,23
198	[89]	D12	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	500,6	152,4	20,1	25829	69,17
199	[89]	D13	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	88,9	461,9	152,4	20,1	25829	67,08
200	[89]	D14	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	88,9	461,9	152,4	20,1	25829	51,82
201	[89]	D15	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	88,9	461,9	152,4	20,1	25829	48,49
202	[89]	D16	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	500,6	152,4	20,1	25829	52,80
203	[89]	D17	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	500,6	152,4	20,1	25829	68,59
204	[89]	D19	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	12,70	101,6	510,2	152,4	40,6	32654	39,41
205	[89]	D20	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	12,70	101,6	510,2	152,4	40,6	32654	40,66
206	[89]	D21	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	12,70	101,6	510,2	152,4	40,6	32654	29,49
207	[89]	D22	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	510,2	152,4	40,6	32654	41,06
208	[89]	D23	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	510,2	152,4	40,6	32654	45,82
209	[89]	D24	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	510,2	152,4	40,6	32654	50,98
210	[89]	D25	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	510,2	152,4	40,6	32654	40,79
211	[89]	D26	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	510,2	152,4	40,6	32654	32,56
212	[89]	D27	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	510,2	152,4	40,6	32654	30,60
213	[89]	D28	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	453,7	152,4	48,8	34720	89,01
214	[89]	D29	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	453,7	152,4	48,8	34720	83,27
215	[89]	D30	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	453,7	152,4	48,8	34720	96,97
216	[89]	D31	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	19,05	101,6	453,7	152,4	48,8	34720	34,52
217	[89]	D32	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	19,05	101,6	453,7	152,4	48,8	34720	77,80
218	[89]	D33	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	19,05	101,6	453,7	152,4	48,8	34720	92,92
219	[89]	D34	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	453,7	152,4	48,8	34720	66,95
220	[89]	D35	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	453,7	152,4	48,8	34720	53,51
221	[89]	D36	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	453,7	152,4	48,8	34720	69,70
222	[89]	D37	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	500,6	152,4	32,5	30309	71,97
223	[89]	D38	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	500,6	152,4	32,5	30309	75,93
224	[89]	D39	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	500,6	152,4	32,5	30309	64,63
225	[89]	D40	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	500,6	152,4	32,5	30309	65,39
226	[89]	D41	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	500,6	152,4	32,5	30309	75,40
227	[89]	D42	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	500,6	152,4	32,5	30309	77,53
228	[89]	D43	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	101,6	500,6	152,4	32,5	30309	40,57

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. C.1 Push-Out Tests mit senkrecht spannenden Trapezprofilblechen - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Bez.	Profilblechgeometrie				Kopfbolzen				Decke		Beton		Erg. P_e [kN]	
				D/V	h_p [mm]	b_u [mm]	b_o [mm]	t [mm]	n_r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	h [mm]	f_{cm} [N/mm ²]		E_{cm} [N/mm ²]
229	[89]	D44	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	101,6	500,6	152,4	32,5	30309	49,55
230	[89]	D45	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	101,6	500,6	152,4	32,5	30309	49,24
231	[89]	D46	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	101,6	546,1	152,4	27,1	28534	26,20
232	[89]	D47	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	101,6	546,1	152,4	27,1	28534	23,04
233	[89]	D48	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	101,6	546,1	152,4	27,1	28534	23,84
234	[89]	D49	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	101,6	444,7	152,4	27,1	28534	84,16
235	[89]	D50	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	101,6	444,7	152,4	27,1	28534	42,75
236	[89]	D51	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	101,6	444,7	152,4	27,1	28534	58,27
237	[89]	D52	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	101,6	546,1	152,4	27,1	28534	18,02
238	[89]	D53	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	101,6	546,1	152,4	27,1	28534	20,19
239	[89]	D54	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	101,6	546,1	152,4	27,1	28534	21,40
240	[89]	D55	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	101,6	444,7	152,4	27,1	28534	65,17
241	[89]	D56	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	101,6	444,7	152,4	27,1	28534	52,76
242	[89]	D57	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	101,6	444,7	152,4	27,1	28534	56,85
243	[89]	D58	T3	D	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	127,0	532,3	152,4	36,1	31406	26,82
244	[89]	D59	T3	D	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	127,0	532,3	152,4	36,1	31406	36,03
245	[89]	D60	T3	D	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	127,0	532,3	152,4	36,1	31406	42,26
246	[89]	D61	T3	D	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	127,0	439,9	152,4	36,1	31406	58,81
247	[89]	D62	T3	D	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	127,0	439,9	152,4	36,1	31406	53,25
248	[89]	D63	T3	D	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	127,0	439,9	152,4	36,1	31406	69,44
249	[89]	D64	T3	D	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	127,0	532,3	152,4	36,1	31406	24,02
250	[89]	D65	T3	D	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	127,0	532,3	152,4	36,1	31406	29,71
251	[89]	D66	T3	D	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	127,0	532,3	152,4	36,1	31406	28,74
252	[89]	D67	T3	D	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	127,0	439,9	152,4	36,1	31406	50,22
253	[89]	D68	T3	D	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	127,0	439,9	152,4	36,1	31406	83,98
254	[89]	D69	T3	D	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	127,0	439,9	152,4	36,1	31406	76,87
255	[89]	D76	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	453,7	146,1	34,5	30919	43,46
256	[89]	D77	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	453,7	146,1	34,5	30919	100,26
257	[89]	D78	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	453,7	146,1	34,5	30919	56,67
258	[89]	D79	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	453,7	146,1	34,5	30919	102,84
259	[89]	D80	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	453,7	146,1	34,5	30919	86,07
260	[89]	D81	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	453,7	146,1	34,5	30919	108,49
261	[89]	D82	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	453,7	152,4	32,3	30266	61,83
262	[89]	D83	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	453,7	152,4	32,3	30266	83,85
263	[89]	D84	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	453,7	152,4	32,3	30266	44,93
264	[89]	D85	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	453,7	152,4	32,3	30266	48,00
265	[89]	D86	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	453,7	152,4	32,3	30266	92,12
266	[89]	D87	T2	D	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	453,7	152,4	32,3	30266	88,56
267	[37]	S3	KF70	D	55,0	136,0	193,0	0,60	2	Stagg	19,00	100,0	460,0	130,0	33,9	30746	75,00

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. C.1 Push-Out Tests mit senkrecht spannenden Trapezprofilblechen - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Bez.	Profilblechgeometrie										Kopfbolzen			Decke		Beton		Erg. P_e [kN]
				D/V	h_p [mm]	b_u [mm]	b_o [mm]	t [mm]	n_r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	h [mm]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]					
268	[37]	S5	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	0,60	2	Stagg	19,00	100,0	460,0	130,0	36,2	31426	68,00			
269	[37]	SR1	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	460,0	130,0	28,4	28984	92,00			
270	[37]	SR2	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	0,60	1	F	19,00	100,0	460,0	130,0	41,0	32758	89,00			
271	[37]	SR3	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	460,0	130,0	41,0	32758	119,00			
272	[37]	SR13	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	1,00	2	F	19,00	130,0	417,0	130,0	38,2	31995	70,00			
273	[37]	S04	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	1,00	2	Stagg	19,00	100,0	460,0	130,0	26,6	28359	72,00			
274	[37]	S05	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	1,00	2	Stagg	19,00	100,0	460,0	130,0	31,3	29939	78,00			
275	[37]	S06	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	1,00	2	Stagg	19,00	100,0	460,0	130,0	32,3	30255	67,00			
276	[37]	S07	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	460,0	130,0	30,2	29584	129,00			
277	[37]	S08	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	460,0	130,0	32,2	30223	131,00			
278	[37]	S09	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	460,0	130,0	35,3	31164	139,00			
279	[37]	S10	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	460,0	130,0	29,6	29387	92,00			
280	[37]	S11	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	460,0	130,0	31,9	30129	100,00			
281	[37]	S12	KF70	D	55,0	136,0	193,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	460,0	130,0	39,8	32435	117,00			
282	[37]	SW1	W-Dek	D	78,0	143,0	212,0	212,0	0,75	1	M	19,00	127,0	509,0	150,0	29,6	29387	100,10			
283	[37]	SW2	W-Dek	D	78,0	143,0	212,0	212,0	0,75	1	M	19,00	127,0	509,0	150,0	30,7	29747	99,70			
284	[37]	SWR6	W-Dek	D	78,0	143,0	212,0	212,0	1,00	2	M	19,00	127,0	509,0	150,0	31,7	30066	64,50			
285	[37]	SWR7	W-Dek	D	78,0	143,0	212,0	212,0	1,00	2	M	19,00	127,0	509,0	150,0	32,3	30255	67,20			
286	[37]	SDM1	W-Dek	D	78,0	143,0	212,0	212,0	0,75	2	Stagg	19,00	127,0	550,0	150,0	31,2	29907	69,80			
287	[37]	SDM3	W-Dek	D	78,0	143,0	212,0	212,0	0,75	2	Stagg	19,00	127,0	550,0	150,0	33,0	30472	65,90			
288	[67]	V1	ThysKru	D	83,0	119,0	240,0	240,0	0,75	2	F	19,00	150,0	570,0	180,0	31,6	30034	83,63			
289	[67]	V2	ThysKru	D	83,0	119,0	240,0	240,0	0,75	2	F	19,00	150,0	570,0	180,0	30,2	29584	76,31			
290	[67]	V3	ThysKru	D	83,0	119,0	240,0	240,0	0,75	2	UF	19,00	150,0	570,0	180,0	31,6	30034	55,75			
291	[67]	V4	ThysKru	D	83,0	119,0	240,0	240,0	0,75	2	UF	19,00	150,0	570,0	180,0	31,8	30098	59,94			
292	[67]	V5	ThysKru	D	83,0	119,0	240,0	240,0	0,75	2	Stagg	19,00	150,0	570,0	180,0	30,2	29584	76,25			
293	[67]	V6	ThysKru	D	83,0	119,0	240,0	240,0	0,75	2	Stagg	19,00	150,0	570,0	180,0	31,8	30098	78,75			
294	[67]	V7	Cofrastra	D	70,0	92,0	130,0	130,0	1,00	1	F	19,00	100,0	532,0	180,0	33,7	30686	92,50			
295	[67]	V8	Cofrastra	D	70,0	92,0	130,0	130,0	1,00	1	F	19,00	125,0	570,0	180,0	33,7	30686	116,50			
296	[67]	V9	Cofrastra	D	70,0	92,0	130,0	130,0	1,00	1	F	19,00	150,0	570,0	180,0	34,2	30837	101,13			
297	[67]	V10	Cofrastra	D	70,0	92,0	130,0	130,0	1,00	1	UF	19,00	100,0	532,0	180,0	34,2	30837	56,88			
298	[67]	V11	Cofrastra	D	70,0	92,0	130,0	130,0	1,00	1	UF	19,00	125,0	570,0	180,0	32,5	30317	46,13			
299	[67]	V12	Cofrastra	D	70,0	92,0	130,0	130,0	1,00	1	UF	19,00	150,0	570,0	180,0	32,5	30317	61,25			
300	[67]	V13	Holorib	D	51,0	138,0	114,0	114,0	0,75	1	M	19,00	75,0	551,0	130,0	32,7	30379	88,38			
301	[67]	V14	Holorib	D	51,0	138,0	114,0	114,0	0,75	1	M	19,00	100,0	532,0	130,0	32,7	30379	96,38			
302	[67]	V15	Holorib	D	51,0	138,0	114,0	114,0	0,75	1	UF	19,00	100,0	532,0	130,0	37,5	31798	62,50			
303	[67]	V16	Holorib	D	51,0	138,0	114,0	114,0	0,75	1	F	19,00	100,0	532,0	130,0	37,5	31798	128,38			
304	[67]	V17	Holorib	D	51,0	138,0	114,0	114,0	0,75	2	Stagg	19,00	100,0	532,0	130,0	35,1	31105	87,44			

D „Gauge Deck“-Definition

„Gauge Deck“ ist eine Maßeinheit für die Dicke von Trapezprofilblechen. Sie wird nach amerikanischen bzw. britischen Richtlinien definiert und unterscheidet sich innerhalb dieser Richtlinien.

Tab. D.1: „Gauge Deck“ Profiblechdickenangaben nach www.mesteel.com [115]

Gauge No.	B.W.G. ¹		U.S.G. ²	
	inch	mm	inch	mm
6	0,203	5,156	0,203	5,16
7	0,18	4,572	0,188	4,76
8	0,165	4,191	0,172	4,37
9	0,148	3,759	0,156	3,97
10	0,134	3,404	0,141	3,57
11	0,12	3,048	0,125	3,18
12	0,109	2,769	0,109	2,78
13	0,095	2,413	0,094	2,38
14	0,083	2,108	0,078	1,98
15	0,072	1,829	0,07	1,79
16	0,065	1,651	0,063	1,59
17	0,058	1,473	0,056	1,43
18	0,049	1,245	0,05	1,27
19	0,042	1,067	0,044	1,11
20	0,035	0,889	0,038	0,953
21	0,032	0,813	0,034	0,873
22	0,028	0,711	0,031	0,794
23	0,025	0,635	0,022	0,714
24	0,022	0,559	0,025	0,635
25	0,02	0,508	0,022	0,556
26	0,018	0,457	0,019	0,478
27	0,016	0,406	0,017	0,437
28	0,014	0,356	0,016	0,396
29	0,013	0,33	0,014	0,358
30	0,012	0,305	0,013	0,318
31	0,01	0,254	0,011	0,277
32	0,009	0,229	0,01	0,259
33	0,008	0,203	0,009	0,239
34	0,007	0,178	0,009	0,218
35	0,005	0,127	0,008	0,198

¹ Birmingham Wire Gauge for Iron & Steel Wire

² US Standard Gauge for Stainless Steel

Lebenslauf

Name: Matthias Konrad
geboren: 27. Dezember 1975 in Würzburg
Familienstand: ledig

1995 Abitur am Friedrich-Koenig-Gymnasium, Würzburg
1995-1996 Wehrdienst in Veitshöchheim
1996-1997 Studium der Physik, Universität Würzburg
1997-2002 Studium des Bauingenieurwesens, Universität Stuttgart
2003-2004 Technisches Büro der Fa. Wolff & Müller
2004-2010 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart

