

Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Einsatz von Profilblechen

T 3212

T 3212

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2009

ISBN 978-3-8167-8074-8

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

Im Auftrag des
Deutschen Instituts für Bautechnik

ZP 52-5-17.20-1260/07

Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Einsatz von Profilblechen

Schlussbericht

Universität Stuttgart
Institut für Konstruktion und Entwurf

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Dipl.-Ing. Matthias Konrad

Januar 2009

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Tragverhalten von Kopfbolzen.....	3
2.1	Tragverhalten in einer Vollbetonplatte	3
2.2	Tragverhalten bei Verwendung von Trapezprofilblechen	5
3	Normen.....	9
3.1	Allgemeines	9
3.2	DIN 18800-5	9
3.3	Eurocode 4 Teil 1-1	11
3.4	Hintergrundbericht.....	12
3.5	Britisch Standard BS 5950-3.1	13
3.6	American National Standard ANSI/AISC 360-05	16
3.7	Australischer Norm Standards Australia AS 2327.1-2003	18
3.8	Zusammenfassung	20
4	Diskussion der Regelungen in DIN 18000-5	23
5	Ansätze zur Bestimmung der Tragfähigkeiten.....	27
5.1	Modell nach Roik, Lungershausen	27
5.2	Modell nach Jenisch.....	29
5.3	Modell nach Johnson und Yuan.....	31
5.4	Ansatz nach Ernst	33
6	Versuche.....	41
6.1	Allgemeines	41
6.2	Versuchskörper	42
6.3	Versuchsdurchführung.....	45
7	Experimentelle Untersuchungen	47
7.1	Allgemeines	47
7.2	Versuche Gruppe ThyssenKrupp (V1-V6)	47

7.2.1	Versuchskörper V1-TK-2f.....	47
7.2.2	Versuchskörper V2-TK-2f.....	49
7.2.3	Versuchskörper V3-TK-2u	51
7.2.4	Versuchskörper V4-TK-2u	52
7.2.5	Versuchskörper V5-TK-2a	54
7.2.6	Versuchskörper V6-TK-2a	55
7.3	Versuche Gruppe Cofrastra (V7-V12).....	58
7.3.1	Versuchskörper V7-Co-1f.....	58
7.3.2	Versuchskörper V8-Co-1f.....	59
7.3.3	Versuchskörper V9-Co-1f.....	60
7.3.4	Versuchskörper V10-Co-1u.....	62
7.3.5	Versuchskörper V11-Co-1u.....	64
7.3.6	Versuchskörper V12-Co-1u.....	65
7.4	Versuche Hoesch/ Holorib (V13-V17)	67
7.4.1	Versuchskörper V13-Hoe-1m.....	67
7.4.2	Versuchskörper V14-Hoe-1m.....	69
7.4.3	Versuchskörper V15-Hoe-1u.....	70
7.4.4	Versuchskörper V16-Hoe-1f.....	72
7.4.5	Versuchskörper V17-Hoe-2a	73
7.5	Zusammenfassung.....	75
8	Vergleich der Versuchsergebnisse mit bestehenden Modellen/Normen	77
8.1	Vergleich mit DIN 18800-5	77
8.2	Vergleich mit Modell nach Roik, Lungershausen.....	79
8.3	Vergleich mit Modell nach Johnson, Yuan.....	81
8.4	Vergleich mit Modell Jenisch	83
8.5	Vergleich mit Ansatz von Ernst	85
9	Schlussbetrachtung	87
9.1	Zusammenfassung.....	87

9.2	Ausblick.....	88
	Literatur.....	89
	Abbildungsverzeichnis.....	93
	Tabellenverzeichnis.....	99

1 Einleitung

Verbundträger werden häufig mit Profilblechen und Ortbeton zeit- und kostengünstig hergestellt. Hierbei unterscheidet man Verbundträger mit Profilblechen die rechtwinklig (vgl. Bild 1-1) bzw. parallel (vgl. Bild 1-2) zum Verbundträger spannen. Es ist davon auszugehen, dass in Deutschland überwiegend Profilbleche, die rechtwinklig zum Träger spannen, ausgeführt werden.

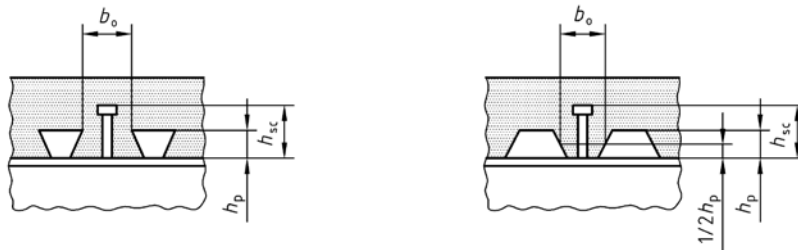


Bild 1-1: Anordnung Profilbleche rechtwinklig zum Träger

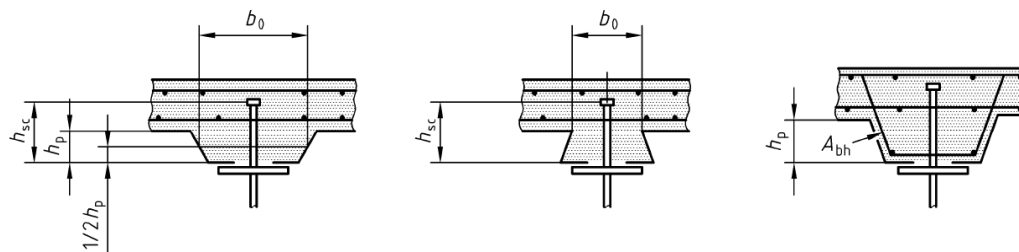


Bild 1-2: Anordnung Profilbleche parallel zum Träger

In der derzeit gültigen Verbundbaunormung sowohl national [DIN 18800-5] wie auch europäisch wird der Einfluss des Profilbleches auf die Kopfbolzentragfähigkeit $P_{Rd,k}$ durch Multiplikation eines Abminderungsfaktors k mit der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte berücksichtigt. Hierbei wird der Abminderungsfaktor k durch eine Funktion in Abhängigkeit der Profilblechgeometrie b_0/h_p und der Einbindetiefe in den Aufbeton h_{sc}/h_p (vgl. Bild 1-1 und Bild 1-2) bestimmt und durch einen oberen Grenzwert $k_{t,max}$ im Falle von Profilblechen senkrecht zum Verbundträger spannend begrenzt. Dieser Ansatz berücksichtigt jedoch nicht, die, im Vergleich zur Vollbetonplatte unterschiedlichen Versagensmechanismen (vgl. Abschnitt 2). Es musste jedoch festgestellt werden, dass die Einbindetiefe und die Profilblechgeometrie nur unzureichend sowie die Position der Kopfbolzen in der Sicke überhaupt nicht berücksichtigt werden. Dennoch hat das prinzipielle Vorgehen „Abminderungsfaktor auf Kopfbolzentragfähigkeit in Vollbetonplatte“ Eingang in zahlreiche Normen (vgl. Abschnitt 3) gefunden. Restriktive Anwendungsgrenzen führen jedoch dazu (vgl. Abschnitt 4), dass in der Mehrzahl aller untersuchten Fälle der obere Grenzwert maßgebend ist.

Dies hat zur Folge, wie in [Kuhlmann 2006] durch Vergleich und Neubewertung von zahlreichen Versuchen gezeigt, dass die Regelungen bzw. die getroffenen Annahmen zur Ermittlung der Kopfbolzentragfähigkeit unzureichend sind. Außerdem zeigte sich, dass die Annahme eines duktilen Verhaltens des Verbindungsmittels trotz Einhaltung der vorgeschriebenen Regeln unter Umständen nicht sichergestellt werden kann. So haben bereits frühere Untersuchungen auf diese Tatsachen hingewiesen und Modelle bzw. Abminderungsfaktoren vorgeschlagen, die die unterschiedlichen Versagensmechanismen berücksichtigen (vgl. Abschnitt 5) und somit ein genaueres und sicheres Vorhersagen der Kopfbolzentragfähigkeit und des Verformungsverhaltens ermöglichen sollen. Diese Modelle haben jedoch bis heute keinen Eingang in die gängige Normung gefunden.

Ausgehend von 17 eigenen Versuchen (vgl. Abschnitt 6 und 7) mit Profilblechen, die sich im Anwendungsbereich der [DIN 18800-5] befinden und senkrecht zum Verbundträger spannen, sollen die Haupteinflussgrößen bestimmt werden. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Ansatz nach [DIN 18800-5] und die Beurteilung der Qualität der vorgestellten Modelle in Abschnitt 8 und 9 schliessen diese Arbeit ab.

2 Tragverhalten von Kopfbolzen

2.1 Tragverhalten in einer Vollbetonplatte

In einer Vollbetonplatte unterscheidet man 4 unterschiedlichen Traglastanteile, die mit steigender Schubkraft T bzw. Verformung w (siehe Bild 2-1) unterschiedlich stark ausgeprägt sind (vgl. [Lungershausen 1988], [Bode 1991]).

Bei geringer Verformung w (siehe Bild 2-2) erfolgt die Schubkrafteinleitung vor allem durch Ausbildung von flachen Druckstreben, die sich auf den Kopfbolzenfuß und der Schweißwulst abstützen (Traglastanteil A). Ein Überschreiten der aufnehmbaren Betonpressungen am Bolzenfuß und die daraus resultierende Schädigung des Betons führen zu einer Schubkraftumlagerung in den Dübelschaft, der nun auf Biegung beansprucht wird. Es treten plastische Verformungen im unteren Schaftbereich auf. (Traglastanteil B).

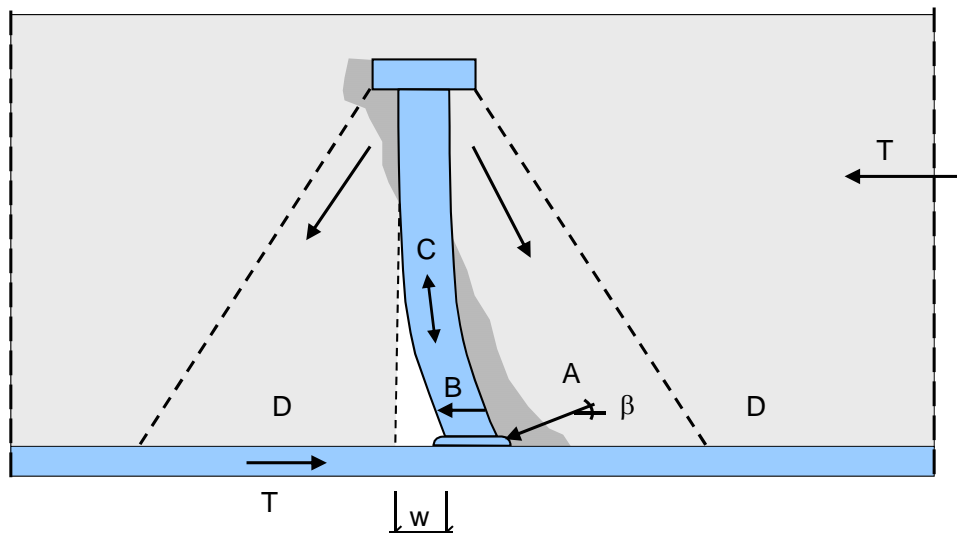


Bild 2-1: Tragverhalten eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte nach [Lungershausen 1988]

Die behinderte Verformung des Dübelkopfes erzeugt eine Zugkraft im Schaft die mit Druckkräften im Beton unterhalb des Dübelkopfes im Gleichgewicht stehen (Traglastanteil C). Mit steigender Zugkraft bzw. Druckkräften im Beton entstehen Reibungskräfte zwischen Betonkegel und der Gurtoberfläche als vierter Traglastanteil (Lastanteil D). Hierbei 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. Diese 2 unterschiedlichen Versagensmodi sind durch 2 unterschiedliche Bestimmungsgleichungen (vgl. Gl. 3.1 und Gl. 3.2) für die Tragfähigkeit des Kopfbolzens berücksichtigt.

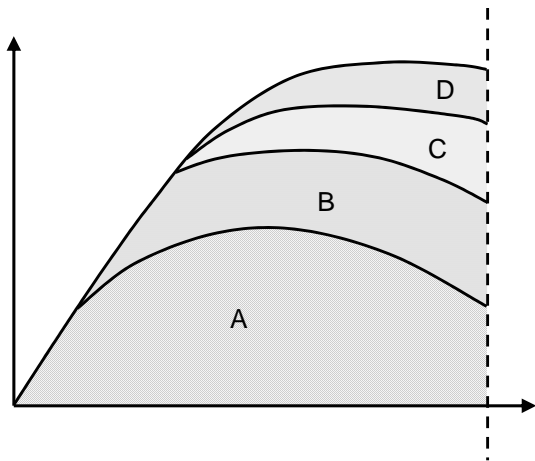


Bild 2-2: Traglastanteile bei einem Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte nach [Lungershausen 1988]

Nach [Lungershausen 1988] konnten folgende Parameter, die die Kopfbolzentragfähigkeit beeinflussen, bestimmt werden:

- Schub- und Biegetragfähigkeit des Kopfbolzendübels
- Materialeigenschaften des Betons und die daraus resultierenden Kopfbolzenbettung
- Normalkraft im Dübel infolge geometrischer Nichtlinearität
- Ausbildung der Schweißwulst
- Fuge zwischen Beton und Gurtoberfläche (Reibung)

2.2 Tragverhalten bei Verwendung von Trapezprofilblechen

Während die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte (vgl. Abschnitt 2.1) hauptsächlich durch die Materialeigenschaften des Bolzenmaterials bzw. des umgebenden Beton charakterisiert ist, sind bei Verwendung von Trapezprofilblechen zusätzliche Einflüsse infolge der geringen Plattenhöhe zwischen den Profilblechsicken 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 (z.B. [Roik 1989], [Lawson 1992] u.a.) gezeigt, dass zusätzlich die Lage des Kopfbolzens in der Sicke (vgl. Bild 2-4 bzw. Bild 2-5), die Anzahl der Kopfbolzens je Sicke und die Einbindetiefe eines Kopfbolzens in den Aufbeton Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten des Kopfbolzens haben.

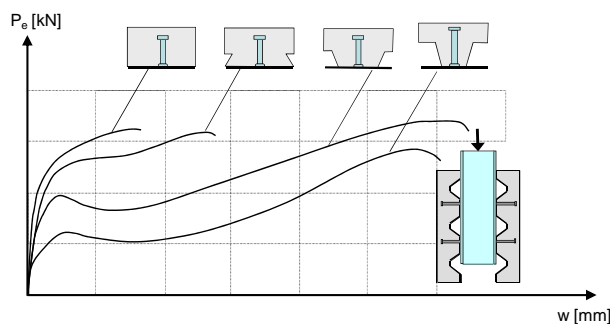


Bild 2-3: Last-Verformungsverhalten eines Kopfbolzens in Abhängigkeit der Rippengeometrie nach [Roik 1989]

Grundsätzlich unterscheidet man 3 unterschiedliche Positionen des Kopfbolzens in der Sicke wie sie in Bild 2-4 bzw. Bild 2-5 dargestellt sind:

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

Während sich bei Anordnung des Kopfbolzens in „Strong“ bzw. „Normal Position“ im Normalfall die Druckstrebe noch auf den Bolzenfuß abstützen kann, muss in der „Weak Position“ von einem hierzu unterschiedlichen Tragmechanismus ausgegangen werden, vgl. Bild 2-6. [Jenisch 2000], [Lungershausen 1988], [Johnson 1998a], [Hintergrundbericht EC4] u.a. haben diesen Traglastanteil beobachtet und den hieraus resultierenden zusätzlichen Traglastanteil teilweise in ihren Modellen zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in Trapezblech berücksichtigt.

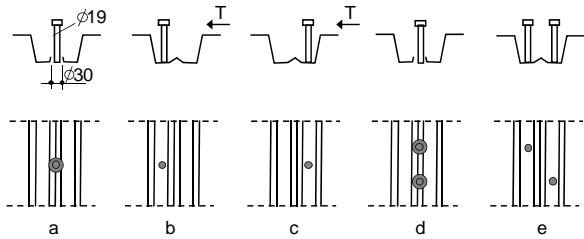


Bild 2-4: Dübelanordnung nach [Roik 1989]

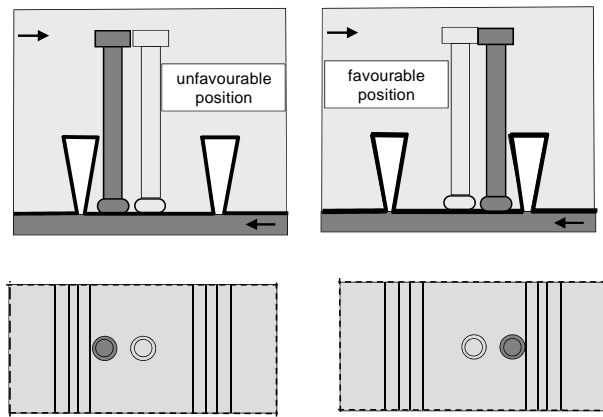


Bild 2-5: „(a) „Strong and Normal Position“ (b) „Normal and Weak Position““ nach [Jenisch 2000]

In Abhängigkeit dieser geometrischen und materiellen Randbedingungen sind im Vergleich zu einer Vollbetonplatte unterschiedliche Last- und Verformungsverhalten und daraus resultierend unterschiedliche Versagensmechanismen zu erwarten.

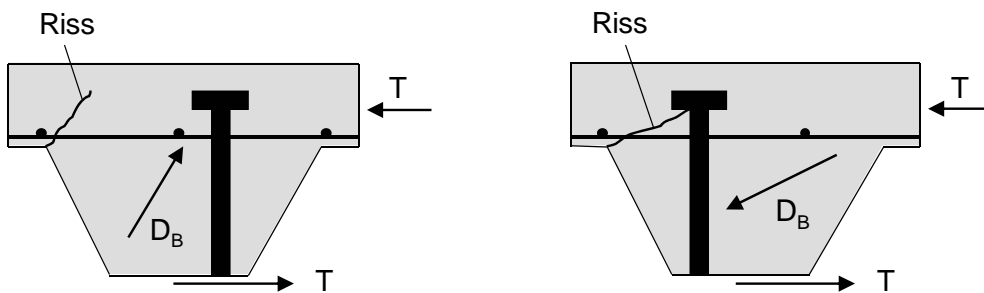


Bild 2-6: Druckstrebenverlauf bei nicht mittig angeordneten Kopfbolzen nach [Roik 1989]

Eine der ersten Beschreibungen dieser zusätzlichen Versagensmechanismen erfolgte durch [Hawkins 1984]. Für Kopfbolzen in Trapezblechen, die senkrecht zum Träger verlaufen, wurden durch Hawkins und Mitchell vier unterschiedliche Versagensmechanismen definiert:

- „Stud-shearing failure“ (Abscheren des Kopfbolzens) infolge einer zu großen Zug- und Schubbeanspruchung des Kopfbolzens
- „Stud pull-out failure“ (Herausziehen des Kopfbolzens aus dem Beton) infolge einer unzureichenden Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton.
- „Rib shearing failure“ (Rippenabscheren) infolge Überschreitungen der Betonzugfestigkeit zwischen Rippen- und Aufbeton.
- „Rib punch through failure“ (Betonausbruch) infolge Versagen des Betons vor dem Kopfbolzen

Nach [Jenisch 2000] tritt dieses Versagen vor allem bei hinterschnittenen Trapezprofilen auf, während [Hawkins 1984] den Abstand des Kopfbolzens zum freien Rand als Einflussgröße definiert.

„Rib punch-through failure“ (Betonversagen vor dem Bolzenfuss) ist das typische Versagen bei [Lungershausen 1988]. Während der Beton vor dem Bolzenfuss versagt, erfolgt die Schubkrafteinleitung durch Biegung des Bolzens bei ausreichender Bolzeneinbindetiefe (vgl. Bild 2-8).

Während das Modell nach [Ernst 2006] (vgl. Abschnitt 4.4) nur auf diese vier Versagensmechanismen beruht, definiert Johnson in [Johnson 1997], [Johnson 1998a] fünf Versagensmechanismen für Kopfbolzen in senkrecht zum Träger spannde Trapezbleche.

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.

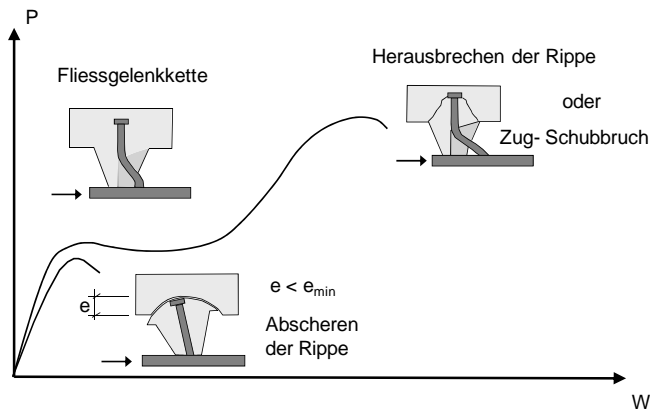


Bild 2-7: Beobachtete Versagensmechanismen in [Lungershausen 1988]

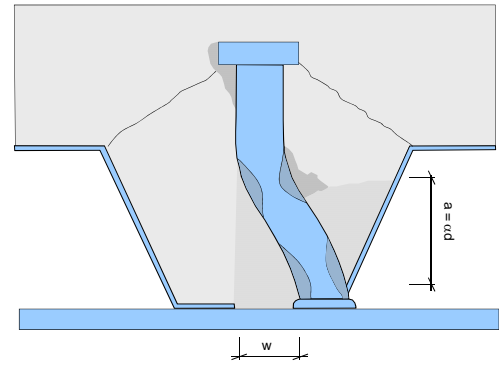


Bild 2-8: Schubkrafteinleitung durch Bolzen-biegung nach [Lungershausen 1988]

3 Normen

3.1 Allgemeines

Die hier dargestellten unterschiedlichen normativen Regelungen sind in Teilen bereits in [Kuhlmann 2006] veröffentlicht. Für eine ausführliche Darstellung der normativen Regelung sei auf [Kuhlmann 2006] bzw. auf die Normen selbst (z.B. [AS 2327.1], [DIN 18800-5], [DIN EN 1994-1-1] etc.) verwiesen.

3.2 DIN 18800-5

In der momentan gültigen nationalen Verbundbaunorm [DIN 18800-5] wird die Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von Profilblechen durch Anwendung eines Abminderungsfaktors auf die Kopfbolzentragfähigkeiten P_{Rd} in Vollbetonplatten bestimmt.

Die Bestimmung von $P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}; P_{Rd,2})$ erfolgt durch Anwendung der Gl. 3.1 (Stahltragfähigkeit) bzw. Gl. 3.2 (Betontragfähigkeit).

$$P_{Rd,1} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_v} \quad \text{Gl. 3.1}$$

$$P_{Rd,2} = \frac{0,25 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad \text{Gl. 3.2}$$

Hierbei sind:

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

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

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} charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit (Zylinderdruckfestigkeit)

h_{sc} Gesamthöhe des Kopfbolzendübels

E_{cm} Sekanten-Emodul nach [DIN 1045-1]

Für Kopfbolzendübel mit Profilblechen mit Rippen parallel zur Trägerachse ergibt sich der Reduktionsfaktor k_1 nach Gl. 3.3, vgl. [DIN 18800-5], Element (938). Hierbei ist zu beachten, dass die in Rechnung zustellende Gesamtlänge des Dübels h_{sc} die Höhe des Profilblechs nur um 75mm überschreiten darf, während sich die Breite b_0 nach [DIN 18800-5], Bild 14 bzw. Bild 29 bestimmt.

$$k_1 = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad \text{Gl. 3.3}$$

Bei offener Profilblechgeometrie mit $h_p \geq 60\text{mm}$ und bei über dem Träger gestoßenen Profilblechen ist zusätzliche Bewehrung in der Rippe anzuordnen (vgl. [DIN 18800-5], Element (938)) und die Bedingungen nach [DIN 18800-5], Element (946) zur Ausbildung einer Voute sind einzuhalten.

Bei Profilblechen mit Rippen senkrecht zur Trägerachse muss der Bemessungswert P_{Rd} durch Anwendung eines Abminderungsfaktors k_1 (vgl. Gl. 3.4) nach [DIN 18800-5], Element (939) bestimmt werden.

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} \quad \text{Gl. 3.4}$$

Mit:

- n_r Anzahl Kopfbolzendübel je Rippe (jedoch maximal $n_r=2$ anrechenbar)
- h_p Profilblechhöhe
- h_{sc} Gesamthöhe des Kopfbolzendübels
- b_0 Profilblechbreite nach [DIN 18800-5], Bild 15

Im Gegensatz zu Profilblechen mit Sicken parallel zur Trägerachse hat der Reduktionsfaktor k_t einen variablen oberen Grenzwert $k_{t,max}$ (vgl. Tabelle 3.1).

Es wird nach der Dicke des Profilbleches, sowie nach durchgeschweißten Kopfbolzen bzw. nicht durchgeschweißten, bei Verwendung von vorgelochten Profilen unterschieden.

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

Anzahl der Dübel je Rippe	Blechdicke t [mm] des Profilblechs	Dübel durchgeschweißt $d < 20\text{mm}$	Profilbleche vorgelocht Dübel-durchmesser $19\text{mm} < d < 22\text{mm}$
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

Die Anwendung der Gl. 3.4 ist nach [DIN 18800-5] nur bei Verwendung von Profilen mit Rippenhöhen h_p kleiner 85mm und mit Rippenbreite b_0 nicht kleiner als die Rippenhöhe h_p zulässig. Des Weiteren sind, wie in Tabelle 3.1 sichtbar, der maximal zulässige Dübel-durchmesser d beschränkt.

Außerdem darf nach [DIN 18800-5], Element (947) die Länge des Kopfbolzens oberhalb des Profilbleches nicht kleiner als der 2-fache Schaftdurchmesser des Dübels sein und die minimale Breite einer ausbetonierten Rippe nicht kleiner als 50mm gewählt werden. Des Weiteren fordert [DIN 18800-5], Element (942) einen lichten Abstand der Unterseite des Kopfes des Kopfbolzendübels zur unteren Bewehrungslage von mindestens 30mm.

Zusätzlich kann eine Verbindung mit Trapezblechen als duktil angenommen werden, wenn folgende Anforderungen aus [DIN 18800-5], Element (926) erfüllt sind:

- 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 76mm ist und der Nennwert des Schaftdurchmessers 19mm 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 $h_p \geq 60\text{mm}$ und
- die Gurtnormalkraft nach [DIN 18800-5], 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] unterscheiden sich im Vergleich zu [DIN 18800-5] durch den unterschiedlichen Vorfaktor bei der Bestimmung der Betontragfähigkeit (vgl. Gleichung Gl. 3.2 und Gl. 3.5).

Die Reduktion des Vorfaktors in [DIN 18800-5] erfolgte auf Grund neu ausgewerteter Versuche in [Hanswille 2003]. So konnte gezeigt werden, dass infolge auftretender Relaxation die Bestimmung des Betonsversagens ohne das geforderte Sicherheitsniveau erfolgte, während die Änderung des Vorfaktors 0,8 in Gleichung Gl. 3.1 auf Grund eines ausreichend vorhandenem Sicherheitsniveau unnötig ist.

$$P_{Rd,2} = \frac{0,29 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad \text{Gl. 3.5}$$

Des Weiteren erlaubt [DIN EN 1994-1-1] den Ansatz von 500N/mm² als spezifische Zugfestigkeit f_u des Bolzenmaterials. Demgegenüber steht eine maximale ansetzbare Zugfestigkeit in [DIN 18800-5] von 450N/mm². Hieraus resultiert eine etwa 10% höhere Tragfähigkeit beim Nachweis gegen Stahlversagen.

Außerdem unterscheiden sich die mittleren Sekanten-Elastizitätsmodule, die notwendig zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Betonversagen sind. Nach [DIN 1045-1] kann das Tangentenmodul E_{c0m} nach Gl. 3.7 bestimmt werden.

Der zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit notwendige Sekantenmodul kann anschließend mit einem Umrechnungsfaktor α_i (siehe Gl. 3.8) ermittelt werden. [DIN EN 1992-1-1] bestimmt den Sekantenmodul E_{cm} über Gl. 3.6, was zu deutlichen Tragfähigkeitsunterschieden im Hinblick auf Betonversagen zwischen den beiden Normen [DIN 18800-5] und [DIN EN 1994-1-1] von 27%-21% führt.

Dieser Unterschied verringert sich jedoch bei höherwertigen Betonen, da die Tragfähigkeit des Kopfbolzens infolge Stahlversagen maßgebend wird (vgl. Bild 3-1).

DIN EN 1992-1-1:

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3} \quad [\text{GPa}] \quad \text{Gl. 3.6}$$

DIN 1045-1:

$$E_{c0m} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gl. 3.7}$$

Umrechnungsfaktor α_i :

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot (f_{cm} / 88) \leq 1,0 \quad \text{Gl. 3.8}$$

Prozentuale Steigerung der Kopfbolzentragfähigkeit $P_{RK} = \min(P_{RK1}, P_{RK2})$ bei Anwendung von DIN EN 1994-1-1 im Vergleich zur DIN 18800-5

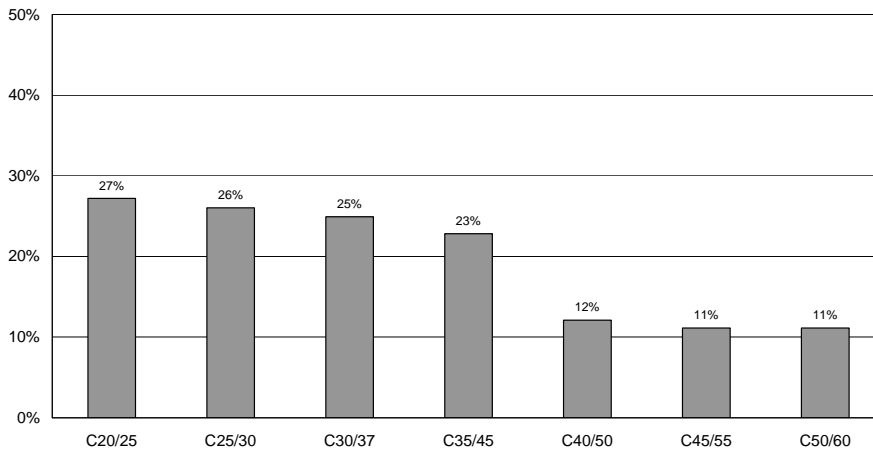


Bild 3-1: Unterschied der Kopfbolzentragfähigkeiten P_{RK} nach [DIN EN 1994-1-1] bezogen auf [DIN 18800-5] in Abhängigkeit des verwendeten Betons

Da sich die Bestimmung der Abminderungsfaktoren k_1 (Trapezblech parallel zum Träger) und k_t (Trapezblech senkrecht zum Träger) nicht im Vergleich zu [DIN 18800-5] unterscheiden (siehe Gl. 3.3 und Gl. 3.4), ergibt sich somit eine um 27 bis 11 Prozent höhere rechnerische Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in Trapezblechen bei Verwendung von [DIN EN 1994-1-1].

3.4 Hintergrundbericht

Ausgehend von den Gleichungen Gl. 3.9 und Gl. 3.10 nach [Hintergrundbericht EC4], die die Tragfähigkeiten von Kopfbolzendübeln in einer Vollbetonplatte beschreiben, konnte infolge einer statistischen Auswertung (vgl. [Hintergrundbericht EC4]) die mittleren Tragfähigkeiten bestimmt werden.

Stahlversagen:

$$P_t = 0,85 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad \text{Gl. 3.9}$$

Betonversagen:

$$P_t = 0,36 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot E_{cm}} \quad \text{Gl. 3.10}$$

Der Mittelwertkorrekturfaktor b , vgl. [DIN EN 1090], Abschnitt D, ergibt sich in [Hintergrundbericht EC4] zu 1,038 bei Betonversagen und 1,179 bei Stahlversagen.

Hieraus ergeben sich die mittlere Kopfbolzendübeltragfähigkeit nach [Hintergrundbericht EC4] zu:

Betonversagen:

$$P_t = 0,374 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot E_{cm}} \quad \text{Gl. 3.11}$$

Stahlversagen:

$$P_t = 1,00 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad \text{Gl. 3.12}$$

Untersuchungen von [Ernst 2005] schlagen für die Vorfaktoren nach Gl. 3.11 (Betonversagen) 0,37 und für Gl. 3.12 (Stahlversagen) 0,94 vor. Während der Vorfaktor für Beton somit bestätigt wurde, weicht der Vorfaktor für Stahl- bzw. Dübelversagen leicht von dem nach [Hintergrundbericht EC4] ab.

Da eine erneut durchgeführte Auswertung von [Hanswille 2007] die Gl. 3.11 und Gl. 3.12 bestätigt, werden zur Bestimmung der mittleren Tragfähigkeiten P_t Gl. 3.11 bzw. Gl. 3.12 ohne Änderung verwendet.

3.5 Britisch Standard BS 5950-3.1

In [BS 5950-3.1] ist der charakteristische Wert der Tragfähigkeit Q_k eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte durch Tabelle 3.2 gegeben (vgl. [BS 5950-3.1] Abschnitt 5.4.6).

Während nach [DIN 18800-5] Kopfbolzendurchmesser kleiner als 16mm nicht zugelassen sind, darf in [BS 5950-3.1] Kopfbolzen bis zu einem Durchmesser von 13mm verwendet werden.

Der Einfluss von Trapezblechen auf die Tragfähigkeit der Kopfbolzen wird, wie bei [DIN 18800-5] bzw. [DIN EN 1994-1-1] durch Anwendung eines Abminderungsfaktors nach Gl. 3.13, Gl. 3.14 bzw. Gl. 3.15 in Abhängigkeit der Spannrichtung des Trapezbleches auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte (vgl. Tabelle 3.2) ermittelt.

Im Gegensatz zu [DIN 18800-5] dürfen mehr als 2 Kopfbolzen je Sicke bei Trapezblechen senkrecht zum Träger (siehe Gl. 3.15) in Rechnung gestellt werden.

Tabelle 3.2: Charakteristische Kopfbolzentragfähigkeit Q_k aus [BS 5950-3.1]

Dimension of stud shear connectors		Characteristic strength of concrete $f_{c,cube}$				
Nominal shank diameter	Nominal height	As-welded height	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
			25	30	35	40
mm	mm	mm	kN	kN	kN	kN
25	100	95	146	154	161	168
22	100	95	119	126	132	139
19	100	95	95	100	104	109
19	75	70	82	87	91	96
16	75	70	70	74	78	82
13	65	60	44	47	49	52
Note 1: For concrete of characteristic strength greater than 40 N/mm ² use the values for 40 N/mm ²						
Note 2: For connectors of heights greater than tabulated use the values for the greatest tabulated						

Somit ergibt sich der Abminderungsfaktor k für den Fall Trapezbleche senkrecht zum Träger in Abhängigkeit der Anzahl der Kopfbolzen je Sicke zu:

Ein Kopfbolzen je Sicke

$$k = 0,85 \cdot (b_r / D_p) \cdot ((h / D_p) - 1) \leq 1 \quad \text{Gl. 3.13}$$

Zwei Kopfbolzen je Sicke

$$k = 0,6 \cdot (b_r / D_p) \cdot ((h / D_p) - 1) \leq 0,8 \quad \text{Gl. 3.14}$$

Drei und mehr Kopfbolzen je Sicke

$$k = 0,85 \cdot (b_r / D_p) \cdot ((h / D_p) - 1) \leq 0,6 \quad \text{Gl. 3.15}$$

Mit:

b_r	Breite der Sicke
D_p	Profilblechhöhe
h	Kopfbolzenhöhe (maximal ansetzbar $\min(2D_p; D_p+75\text{mm})$)

Ein variabler oberer Grenzwert des Abminderungsfaktors in Abhängigkeit der Trapezprofilblechdicken etc., wie er in [DIN 18800-5] (vgl. Tabelle 3.1) definiert ist, ist hier nicht gegeben.

Des Weiteren ist zu beachten, dass in [BS 5950-3.1] maximal die 2-fache Trapezprofilhöhe D_p bzw. $D_p+75\text{mm}$ als rechnerische Höhe des Kopfbolzens anzusetzen ist.

Eine Reduzierung der maximalen Kopfbolzenhöhe ($D_p+75\text{mm}$), wie sie hier vorgeschrieben wird, ist auch in [DIN 18800-5] zu finden, jedoch bei der Bestimmung des Abminderungsfaktors bei Trapezblechen parallel zum Träger.

Für Trapezbleche parallel zum Träger ist der Abminderungsfaktor k in Abhängigkeit der Sickenbreite b_r zur Profilhöhe D_p zu bestimmen (vgl. Gleichung Gl. 3.16 und Gl. 3.17).

Wenn $b_r / D_p \geq 1,5$:

$$k = 1 \quad \text{Gl. 3.16}$$

Wenn $b_r / D_p < 1,5$:

$$k = 0,6 \cdot (b_r / D_p) \cdot ((h / D_p) - 1) \leq 1,0 \quad \text{Gl. 3.17}$$

Die Anwendbarkeit der Gleichungen Gl. 3.13 bis Gl. 3.17 sind durch ähnliche Randbedingungen sicherzustellen, wie sie schon in [DIN 18800-5] und [DIN EN 1994-1-1] gefordert sind.

Im Einzelnen sind zu beachten, dass die Profilblechhöhe D_p zwischen 35mm und 80mm liegt, die mittlere Breite der Sicke b_r nicht kleiner als 50mm und Kopfbolzen mit einem maximalen Schaftdurchmesser von 19mm verwendet werden.

Ein Vergleich der charakteristischen Tragfähigkeiten P_{Rk} zwischen [DIN 18800-5] und [DIN EN 1994-1-1] auf der einen Seite und [BS 5950-3.1] auf der anderen Seite ist nur bedingt möglich, da man von unterschiedlichen Sicherheitskonzepten und somit unterschiedlichen Sicherheitsniveaus ausgehen muss. Nach [BS 5950-3.1], Abschnitt 5.4.3 ergibt sich die ansetzbare Tragfähigkeit Q_p eines Kopfbolzens im positiven Momentenbereich zu $Q_p=0,8Q_k$, was dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_v=1,25$ entspricht. Im negativen Momentenbereich wird im Unterschied dazu die Tragfähigkeit durch $Q_p=0,6Q_k$ bestimmt, was einen Teilsicherheitsbeiwert γ_v von über 1,6 gleich kommt.

Vergleicht man die rechnerischen Tragfähigkeiten nach [DIN 18800-5] mit denen in Tabelle 3.2 zeigt sich, dass vor allem bei niedrigen Betonfestigkeiten [BS 5950-3.1] höhere rechnerische Tragfähigkeiten liefert als [DIN 18800-5] (vgl. Bild 3-2).

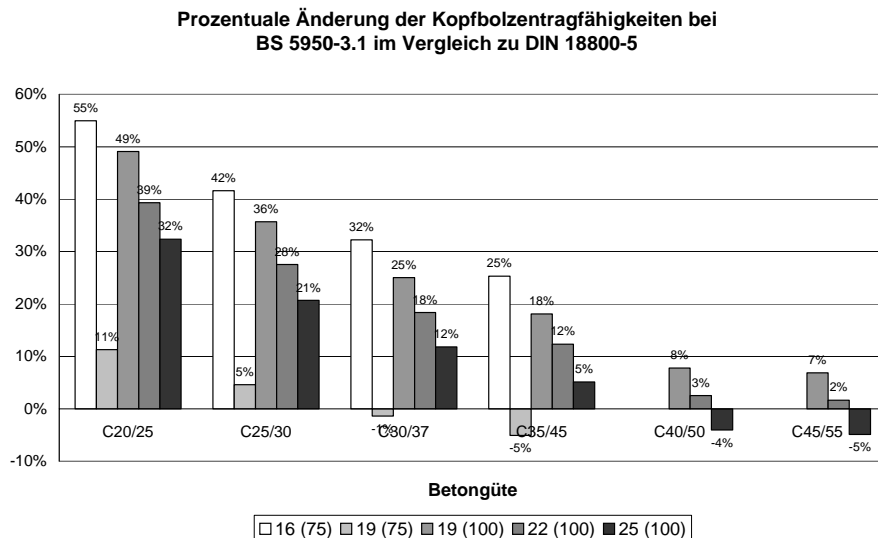


Bild 3-2: Unterschied der Kopfbolzentragfähigkeiten P_{Rk} nach [BS 5950-3.1] bezogen auf [DIN 18800-5] in Abhängigkeit des verwendeten Kopfbolzendübeldurchmesser d und -höhe h (z.B. $d(h)=16(75)$)

Als Erstes ist festzustellen, dass im Gegensatz zur [DIN 18800-5] bzw. [DIN EN 1994-1-1] mehr als 2 Kopfbolzendübel rechnerisch berücksichtigt werden können.

Auf Grund des höheren Vorfaktors bei Gleichung Gl. 3.13 im Vergleich zu Gl. 3.4 ergibt sich somit für einen Kopfbolzen je Sicke eine etwa 21prozentige höhere rechnerische Tragfähigkeit. Da die Reduktion des Vorfaktors für 2 Kopfbolzen je Sicke auf 0,6 nach Gleichung Gl. 3.14 der Reduktion in [DIN 18800-5] für 2 Kopfbolzen entspricht, kann hier ebenfalls eine 21prozentige höhere rechnerische Tragfähigkeit angenommen werden.

Es ist jedoch davon auszugehen, dass ebenso wie bei [DIN 18800-5] der obere Grenzwert (vgl. Kapitel 4) in der Mehrzahl aller Fälle maßgebend wird. Infolge der unterschiedlichen oberen Grenzwerte $k_{l,max}$ nach [DIN 18800-5] bzw. [DIN EN 1994-1-1] (vgl. Tabelle 3.1) ([BS 5950-3.1] kennt diese Unterscheidungen nicht) variiert somit der Abminderungsfaktor bis zu 25%.

Hieraus resultiert einen maximaler Unterschied in der rechnerischen Tragfähigkeit bei Kopfbolzen bei Verwendung von Trapezprofilen senkrecht zum Träger von bis zu 67%. Im Normalfall dürfte dieser Wert jedoch eher bei 30%, je nach ansetzbaren Kopfbolzentragfähigkeit P_{Rk} (vgl. Bild 3-2)) liegen.

3.6 American National Standard ANSI/AISC 360-05

In [ANSI/AISC 360-05] ergibt sich die rechnerische Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte nach Gl. 3.18.

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot F_u \quad \text{Gl. 3.18}$$

Hierbei sind:

- A_{sc} Die Querschnittsfläche eine Kopfbolzens
- f_u Charakteristische Zugfestigkeit des Kopfbolzensmaterials
- f'_c Charakteristische Betondruckfestigkeit
- E_c Elastizitätsmodul ($0,043 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c}$) in MPa,
Betondichte $1500 \leq w_c \leq 2500 \text{ kg/m}^3$

Durch zwei Multiplikationsfaktoren R_g und R_p wird sowohl der Einfluss von Profilblechen als auch von mehreren Kopfbolzen auf der Flansch berücksichtigt (vgl. Gleichung Gl. 3.19). Die Abminderungsfaktoren sind in Tabelle 3.3 gegeben.

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u \quad \text{Gl. 3.19}$$

Tabelle 3.3: Abminderungsfaktor R_g und R_p nach [ANSI/AISC 360-05]

Condition	R_g	R_p
No decking	1,0	1,0
Decking oriented parallel to the steel shape		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1,5$	1,0	0,75
$\frac{w_r}{h_r} < 1,5$	0,85**	0,75
Decking oriented perpendicular to the steel shape		
Number of studs occupying the decking rib		
1	1,0	0,6 ⁺
2	0,85	0,6 ⁺
3 or more	0,7	0,6 ⁺
h_r = nominal rib height		
w_r = average width of concrete rib or haunch		
* to qualify as "no decking", stud shear connectors shall be welded directly to the steel shape and not more than 50 percent of the top flange of the steel shape may be covered by decking or sheet steel, such as girder filler material		
** for a single stud		
+ this value may be increase to 0,75 when $emid\text{-}ht > 51\text{mm}$		

Wie bereits schon bei [DIN EN 1994-1-1] festgestellt wurde, hat auch hier die unterschiedliche Bestimmung des E-Moduls Einfluss auf die Kopfbolzentragfähigkeit bei Betonen niedriger Festigkeit. Bild 3-3 zeigt den Vergleich der E-Module von [ANSI/AISC 360-05] und [DIN 18800-5].

Betonwichten, die im Bereich von Leichtbetonen liegen, werden bei der weiteren Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeiten nicht berücksichtigt. Auf Grund der unterschiedlichen Sicherheitskonzepte (vgl. Tabelle 3.4) liegt die Kopfbolzentragfähigkeit nach [ANSI/AISC 360-05] im Bereich der Mittelwerte der Kopfbolzentragfähigkeiten nach [Hintergrundbericht EC4]. Aus diesem Grund ist ein Vergleich der Tragfähigkeiten nicht ohne weiteres möglich.

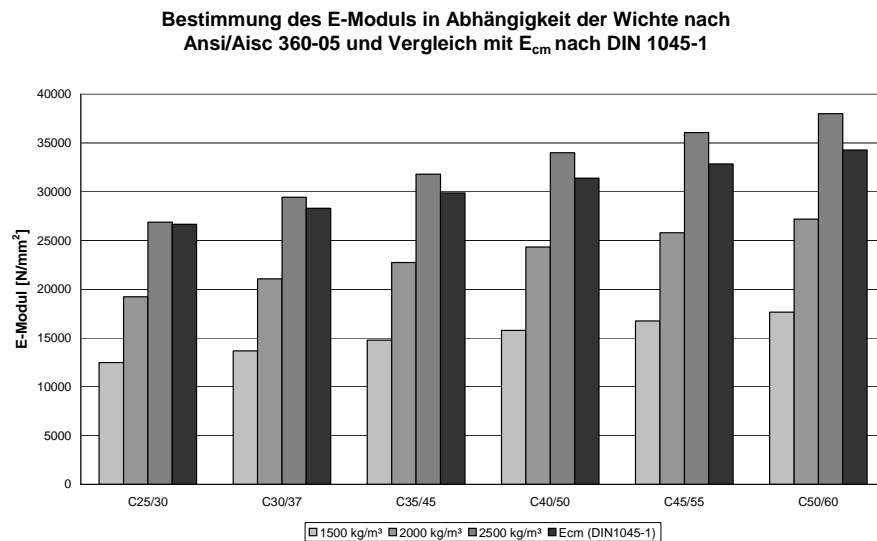


Bild 3-3: E-Module nach [ANSI/AISC 360-05] im Vergleich zu [DIN 1045-1]

Des Weiteren berücksichtigt [ANSI/AISC 360-05] im Gegensatz zu den anderen hier vorgestellten Normen die Position des Kopfbolzens in der Sicke durch Erhöhung des Grenzwertes R_p in Tabelle 3.3 von 0,6 auf 0,75.

3.7 Australischer Norm Standards Australia AS 2327.1-2003

Im Gegensatz zu [DIN 18800-5] bzw. [DIN EN 1994-1-1] kennt der Australischer Standard [AS 2327.1] keinen Reduktionsfaktor auf die Kopfbolzentragfähigkeit zur Berücksichtigung des Einflusses eines Trapezprofilbleches.

Analog zur Vollbetonplatte werden die Tragfähigkeiten nach Gl. 3.20 bzw. Gl. 3.21 bestimmt.

$$f_{vs} = 0,63 \cdot d_{bs}^2 \cdot f_{uc} \quad \text{Gl. 3.20}$$

$$f_{vs} = 0,31 \cdot d_{bs}^2 \cdot \sqrt{f_c^l \cdot E_c} \quad \text{Gl. 3.21}$$

Durch eng gesetzte Randbedingungen wird die berechnete Tragfähigkeit sichergestellt.

So fordert [AS 2327.1], Abschnitt 1.2.4 (vgl. Bild 3-4), dass die Mindestbreite einer Betonrippe b_{cr} beträgt 150 mm, die Öffnungsbreite der Rippe b_b darf nicht größer als 20 mm sein und die Fehlfläche des Betonquerschnitts durch die Sicken der Profilbleche darf nicht größer sein als 20 % der Gesamtfläche, die sich über die Höhe der Profilbleche ergibt.

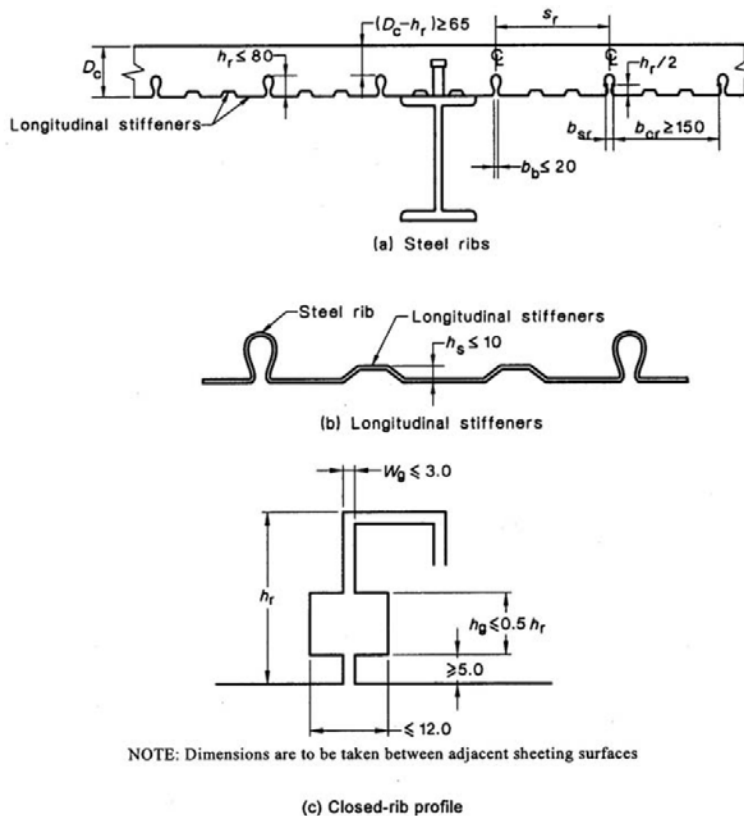


Bild 3-4: Profilblechgeometrie nach [AS 2327.1], Bild 1.2.4

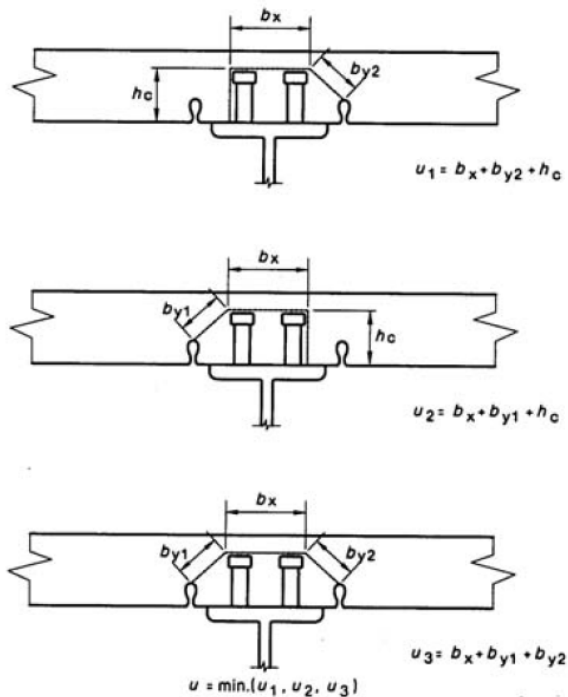


Bild 3-5: Konstruktive Regelungen mit parallel zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen

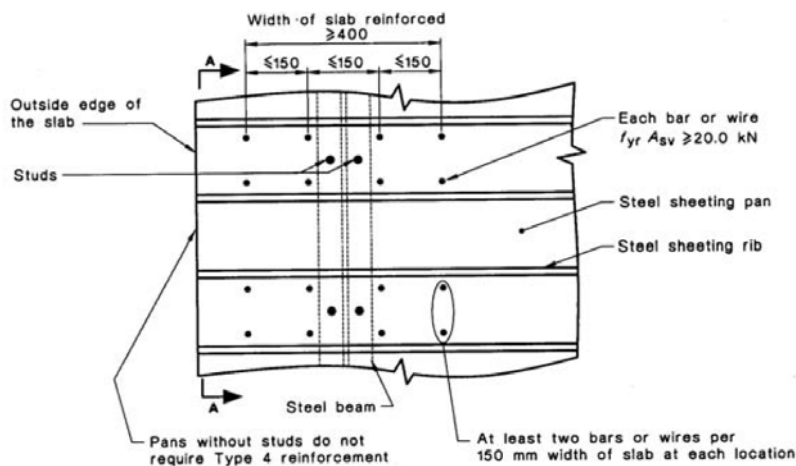


Bild 3-6: Bewehrung Randträgern mit zwei Kopfbolzen je Sicke oder einem Überstand <600 mm

Für „closed rib“ Profile wird im Gegensatz zu „open rib“ Profile kein Mindestabstand der Verdübelung gefordert, da hier von einem Verhalten wie in einer Vollbetonplatte ausgegangen werden kann.

Des Weiteren wird analog zur geforderten Bewehrung gegen Abheben in [DIN 18800-5] eine Mindestbewehrung, die 30mm unter dem Dübelkopf geführt werden muss, vorgeschrieben.

Die Anordnung von zusätzlich schräg bzw. vertikal verlaufender Bewehrung in der Sicke soll ein mögliches Abscheren der Sicke, als zur Vollbetonplatte unterschiedlichen Versagensmechanismus, verhindern ([AS 2327.1], Abs. 9.8), vgl. Abschnitt 2.2.

3.8 Zusammenfassung

Bis auf [BS 5950-3.1] wird die Tragfähigkeit eines Kopfbolzendübels bei den hier vorgestellten Normen durch die Gleichungen Gl. 3.22 (Betonversagen) und Gl. 3.23 (Stahlversagen) bestimmt, wobei der kleinere Wert der Tragfähigkeit maßgebend ist.

Betonversagen:

$$P_{Dü} = c_c \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} \cdot A_{sc} \quad \text{Gl. 3.22}$$

Stahlversagen:

$$P_{Dü} = c_u \cdot f_u \cdot A_{sc} \quad \text{Gl. 3.23}$$

Mit:

- A_{sc} Dübelsquerschnittsfläche
- f_c Betondruckfestigkeit
- E_c E-Modul Beton
- f_u Zugfestigkeit des Kopfbolzenmaterials
- c_c, c_u Vorfaktoren in Abhängigkeit des vorhandenen Sicherheitskonzept und Sicherheitsniveaus (vgl. Tabelle 3.4)

Dieser Ansatz beruht auf der Arbeit von [Ollgaard 1971], in der dieses methodische Vorgehen vorgestellt wurde.

In Tabelle 3.4, vgl. [Ernst 2006] sind die, in Abhängigkeit der jeweiligen Norm, verwendeten Vorfaktoren c_c und c_u dargestellt. Infolge unterschiedlicher Sicherheitskonzepte unterscheiden sich die Vorfaktoren teilweise deutlich, so liegen die Vorfaktoren in [ANSI/AISC 360-05] im Bereich des [Hintergrundbericht EC4], somit bei der mittleren Tragfähigkeit eines Kopfbolzendübels, während die Tragfähigkeiten nach [DIN 18800-5] und [DIN EN 1994-1-1] in etwa dem 5%-Fraktilwert entsprechen.

Tabelle 3.4: Vorfaktoren in Abhängigkeit verschiedener Regelwerke (vgl. [Ernst 2006])

	[DIN 18800-5]	[DIN EN 1994-1-1]	[ANSI/AISC 360-05]	[Hintergrundbericht EC4]
c_u	0,80	0,80	1,00	1,00
c_c	0,32	0,37	0,50	0,48

Im Gegensatz hierzu sind die in [BS 5950-3.1] in tabellarischer Form gegebene Tragfähigkeiten auf Grundlage der Gl. 3.24 nach [Oehlers 1987] bestimmt worden. (siehe [Ernst 2006]).

$$f_{vs} = 4,1 \cdot \left(\frac{f_{cu}}{f_{uc}} \right)^{0,35} \cdot \left(\frac{E_c}{E_{sc}} \right)^{0,40} \cdot A_{sc} f_u \quad \text{Gl. 3.24}$$

Dies hat, wie in Bild 3-7 dargestellt, auf die ansetzbare Dübels tragfähigkeit nur geringen Einfluss. Jedoch ist zu berücksichtigen, dass nach Gleichung Gl. 3.24 (siehe [Oehlers 1987]) keine obere Grenze der Dübels tragfähigkeit infolge Stahlversagen des Dübels vorhanden ist.

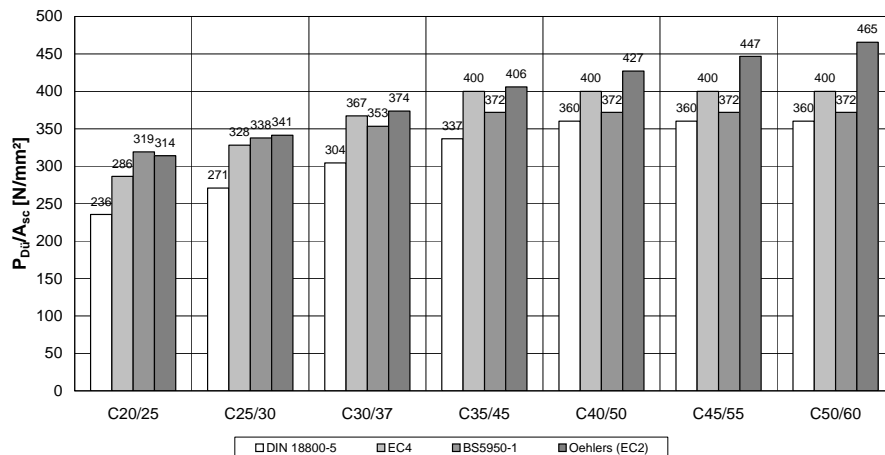
Kopfbolzentragfähigkeit je mm² Dübelquerschnittsfläche

Bild 3-7: Vergleich der ansetzbaren Dübeltragfähigkeit je mm² Dübelfläche A_{sc} in Abhängigkeit der verwendeten Normen. (Hinweis: Werte nach [BS 5950-3.1]) gemittelt.)

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_t (vgl. Gleichung Gl. 3.25) berücksichtigt.

Dieser von [Grant 1977] vorgeschlagenen Ansatz findet sich heute in vielen gängigen Normen, siehe zum Beispiel [BS 5950-3.1], [DIN 18800-5] und [DIN EN 1994-1-1].

$$k_t = \frac{0,85}{\sqrt{n_x}} \cdot \frac{b_{cr}}{h_r} \left(\frac{h_c - h_r}{h_r} \right) \leq 1,0 \quad \text{Gl. 3.25}$$

Mit:

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

Im Gegensatz hierzu kennt die australische Norm [AS 2327.1] keinen Abminderungsfaktor auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzensdübels in einer Vollbetonplatte um Trapezbleche 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], hier werden durch konstante Abminderungsfaktoren (vgl. Kapitel 3.6) die reduzierte Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von Profilblechen berücksichtigt. Vergleicht man die gegebenen Abminderungsfaktoren in [ANSI/AISC 360-05], liegen diese im Bereich der Grenzwerte $k_{t,max}$ nach [DIN 18800-5] (s. Tabelle 0.1) bzw. [DIN EN 1994-1-1].

4 Diskussion der Regelungen in DIN 18000-5

Die grafische Darstellung der Gl. 3.4 für unterschiedliche Profilblechbreiten b_0 in den Grenzen zwischen 50mm und 250mm ist in Bild 4-1 dargestellt. Die Profilblechhöhe h_p wurde von 30mm bis zur, nach Norm [DIN 18800-5] maximal zulässigen Grenzprofilblechhöhe von 85mm variiert.

Des Weiteren wurde die Höhe des Kopfbolzens ($n_r=1$; $d=19\text{mm}$) in Abhängigkeit der geforderten Mindesteinbindetiefe ($2d$) in den Aufbeton bestimmt. Da ab einer Profilblechbreite von 275mm k_t unabhängig von der gewählten Trapezprofilhöhe immer größer 1 ist, endet die grafische Auswertung bei einer ansetzbaren Profilblechbreite von 250mm.

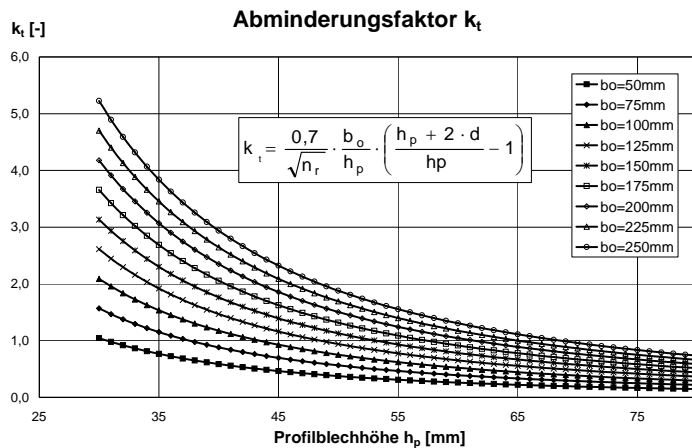


Bild 4-1: Grafische Auswertung der Gl. 3.4

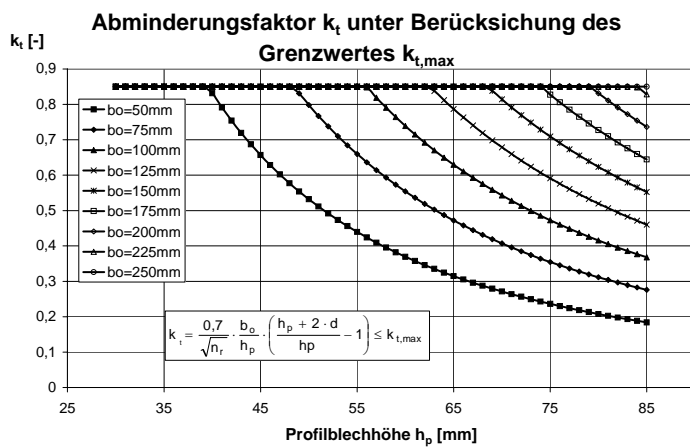


Bild 4-2: Grafische Auswertung von Gl. 3.4 unter Berücksichtigung eines Grenzwertes $k_{t,max}=0,85$

Auffallend bei der Betrachtung von Bild 4-1 ist, dass vor allem bei niedrigen Profilblechhöhen die Werte deutlich oberhalb der nach Tabelle 3.1 definierte Grenzwerte $k_{t,max}$ sind und somit die oberen Grenzwerte nach Tabelle 3.1 maßgebend werden.

Für den Fall „ein Kopfbolzen ($d=19\text{mm}$) durchgeschweißt bei einer Trapezblechdicke $t=0,75\text{mm}$ “, nach Tabelle 3.1 hieraus resultiert ein Grenzwert $k_{t,max}$ von 0,85 (vgl. Bild 4-2), zeigt sich, dass ab einer Sickenbreite $b_0=200\text{mm}$ unabhängig von der Profilblechhöhe nur noch die Grenzwerttabelle maßgebend wird.

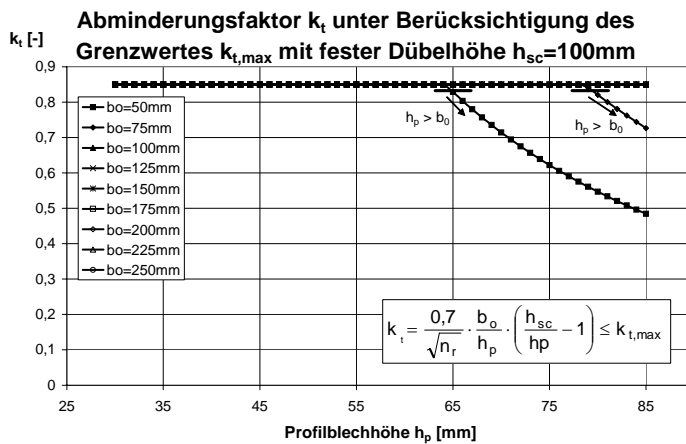


Bild 4-3: Grafische Auswertung der Gl. 3.4 unter Berücksichtigung eines Grenzwertes $k_{t,max}=0,85$ und einer Mindestdübelhöhe $h_{sc}=100\text{mm}$

Der größere Anwendungsbereich der Gleichung Gl. 3.4 bei kleineren Sickenbreiten beruht jedoch hauptsächlich auf der geringen gewählten Kopfbolzendübelhöhe h_{sc} . Des Weiteren ist die geforderte Bedingungen Rippenbreite b_0 nicht kleiner als die Rippenhöhe h_p unberücksichtigt geblieben.

Bei einer Mindestdübelhöhe von $h_{sc}=100\text{mm}$, was teilweise ein Unterschreiten der Mindesteinbindetiefe des Dübels bedeutet, wäre die Gl. 3.4 irrelevant, vgl. Bild 4-3 bei der Bestimmung des Abminderungsfaktors k_t , stattdessen wird der Grenzwert $k_{t,max}$ nach Tabelle 3.1 maßgebend.

Des Weiteren liegen die abfallenden Äste in Bild 4-3 für die Sickenbreiten $b_0=50\text{mm}$ bzw. 75mm außerhalb der Anwendungsgrenzen der Gl. 3.4 (vgl. [DIN 18800-5], Element (939)).

Vergleicht man marktübliche Profilblechgeometrien (siehe [IFBS 2007]) bleibt festzustellen, dass das Verhältnis der anrechenbaren Sickenbreite b_0 zu Profilblechhöhe h_0 zwischen 1,09 und 7,93 für Trapezbleche im Anwendungsbereich von [DIN 18800-5] liegt. Die Auswertung, sowohl für 1 Kopfbolzen als auch für 2 Kopfbolzen in der Sicke zeigt jedoch, dass ab einem Verhältniswert von $b_0/h_p = 3$ (vgl. Bild 4-4) bei einem Kopfbolzen und von $b_0/h_p = 2,3$ bei zwei Kopfbolzen (vgl. Bild 4-5) in der Sicke der obere Grenzwert $k_{t,max}$ nach Tabelle 3.1 maßgebend wird.

Bei größeren Verhältniswerten der Kopfbolzenhöhe h_{sc} zur Profilblechhöhe h_p als 2, ist davon auszugehen, dass unabhängig von b_0/h_p -Verhältnis nur noch der obere Grenzwert $k_{t,max}$ nach Tabelle 3.1 maßgebend ist (vgl. Bild 4-4 bzw. Bild 4-5). Während gerade für höhere Profile ein kleinerer Verhältnisswert h_{sc}/h_p von z. B. 1,5 zu erwarten ist, haben diese Profile in den meisten Fällen ein so großes b_0/h_p -Verhältnis, was zur Folge hat, dass der „negative“ Einfluss der geringen Einbindetiefe in Gl. 3.4 bei der Bestimmung des Abminderungsfaktors unbedeutend ist.

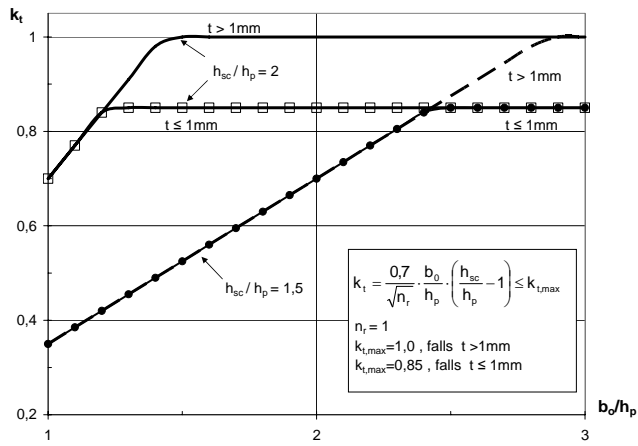


Bild 4-4: Grafische des Abminderungsfaktors k nach Gl. 3.4 in Abhängigkeit unterschiedlicher Parameter für $n_r=1$

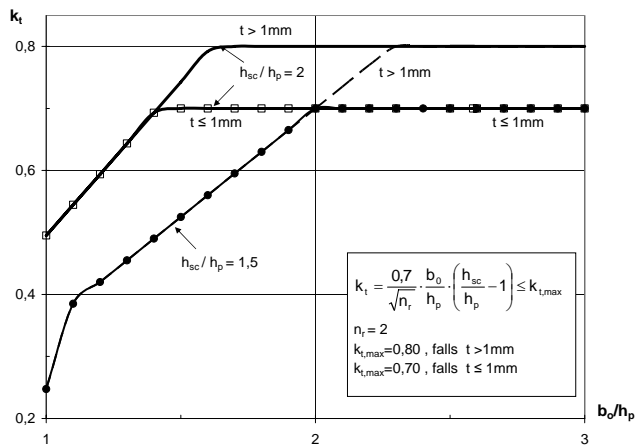


Bild 4-5: Grafische des Abminderungsfaktors k nach Gl. 3.4 in Abhängigkeit unterschiedlicher Parameter für $n_r=2$

5 Ansätze zur Bestimmung der Tragfähigkeiten

5.1 Modell nach Roik, Lungershausen

Roik und Lungershausen stellen in [Roik 1989], [Lungershausen 1988] bzw. [Hintergrundbericht EC4] ein Modell zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Einsatz von Trapezblechen die senkrecht zur Tragfähigkeit verlaufen vor, dass auf Grundlage der Fließgelenktheorie die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bestimmt (vgl. Bild 5-1).

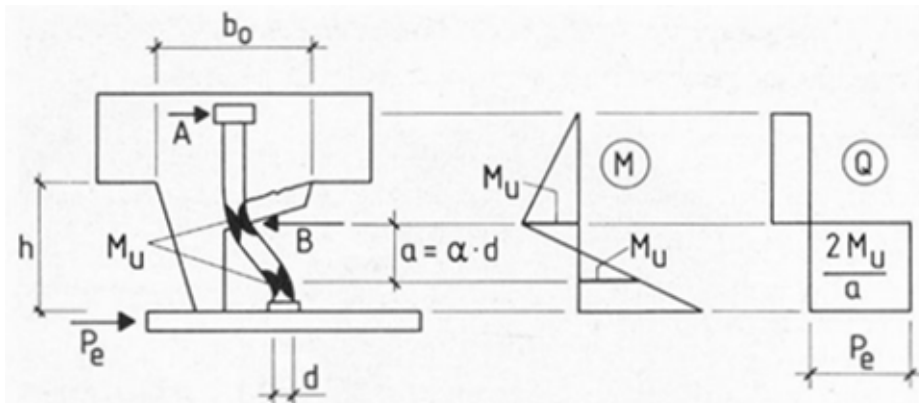


Bild 5-1: Fließgelenkmechanismus nach [Roik 1989], [Lungershausen 1988]

Die so bestimmte Kopfbolzenkraft entspricht dem ersten Traglastniveau P_{e1} (vgl. Abschnitt 2.2). Obwohl eine weitere Laststeigerung infolge steigender Schubverformung möglich ist (Zugkraft im Kopfbolzendübel), wird dieser zweite Traglastanteil P_{e2} (vgl. Abschnitt 2.2) nicht berücksichtigt, da nach [Lungershausen 1988] der Traglastanteil P_{e2} erst bei Schubverformungen von 30 bis 40mm erreicht wird.

Somit bestimmt sich die aufnehmbare Schubkraft P_t eines Kopfbolzens zu:

$$P_t = 2 \cdot M_{pl,Dü} / a \quad \rightarrow \quad P_t = f_u \cdot (d_{Dü})^2 / (3 \cdot \alpha) \quad \text{Gl. 5.1}$$

$$M_{pl,Dü} = f_u \cdot (d_{Dü})^3 / 6 \quad \text{Gl. 5.2}$$

Mit:

a	= $a / d_{Dü}$ (Abstand Fließgelenke/ Dübeldurchmesser)
$M_{pl,Dü}$	Plastische Momententragfähigkeit des Dübelschaftes
a	Abstand der beiden Fließgelenke entlang des Dübelschaftes
f_u	Zugfestigkeit des Bolzenmaterials
$d_{Dü}$	Schaftdurchmesser des Kopfbolzens

Betrachtet man die Gl. 5.1 und Gl. 5.2, erkennt man, dass die Grundlage bzw. die Voraussetzung für das Modell von [Lungershausen 1988], die Entstehung zweier Fließgelenke im Kopfbolzendübelchaft ist. Der dazugehörige Versagensmodus ist nach [Lungershausen 1988] 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 1988] 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. 5.1) erfolgt über die empirisch bestimmte Gl. 5.3.

$$\alpha = 0,8 \cdot (h_R / b_0)^2 + 0,6 \quad \text{Gl. 5.3}$$

Eine Erweiterung des Ansatzes von [Lungershausen 1988] erfolgt in [Hintergrundbericht EC4]. 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:

$$P_{Rd} = f_{uk} \cdot A_{Dü} \cdot \beta \cdot \alpha_n / (3 \cdot \alpha \cdot \gamma_v) \quad \text{Gl. 5.4}$$

Mit:

$$A_{Dü} = \pi \cdot (d_{Dü})^2 / 4$$

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

$$\alpha_n = 0,3 + 0,15 \cdot (h_{Dü} - h_R) / d_{Dü}$$

$$\beta = 1 \text{ bzw. } 1,1 \text{ offene bzw. hinterschnittene Geometrie des Profilbleches}$$

$$\gamma_v = 1,2$$

α	Einflussparameter für die Rippenschlankheit
α_n	Abminderungsfaktor bei zwei Dübeln je Rippe
β	Einflussparameter für die Art des Profilbleches
f_{uk}	Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Bolzenmaterials
$A_{Dü}$	Querschnittsfläche des Bolzenschaftes
$d_{Dü}$	Bolzendurchmesser
b_0	Obere Rippenbreite
h_R	Rippenhöhe; $\leq 140\text{mm}$
$h_{Dü} - h_R$	Einbindetiefe der Bolzen; $> 2 \cdot d_{Dü}$
$h_c - h_R$	Dicke des Aufbetons; $\geq 50\text{mm}$
γ_v	Teilsicherheitsbeiwert

Im [Hintergrundbericht EC4] wird auf die Qualität des Modells nach [Lungershausen 1988] hingewiesen. Dies konnte in [Kuhlmann 2006] durch eine Korrelationsbetrachtung, die eine bessere Übereinstimmung des Modells als die Regelungen in [DIN EN 1994-1-1] aufgezeigt hat, bestätigt werden. Dem gegenüber stehen jedoch Betrachtungen von [Johnson 1998b], die zeigen, dass der Ansatz nach [Lungershausen 1988] eine unzureichende Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen hat und unter Umständen die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens überschätzt werden könnte.

5.2 Modell nach Jenisch

Aufbauend auf den Arbeiten von Bode und Künzel stellt [Jenisch 2000] ein Modell zur Bestimmung der Tragfähigkeit anhand von zwei Fachwerkmodellen (vgl. Bild 5-2 und Bild 5-3) vor. [Jenisch 2000] unterscheidet zwischen einer direkten Lasteinleitung, dem Tragenteil der über den Kopfbolzen eingeleitet wird, und einer indirekten Lasteinleitung, dem Tragenteil der über das Trapezblech eingeleitet wird.

Die Gesamtkraft V_u ergibt sich somit nach Gl. 5.5 durch Addition der beiden Traganteile.

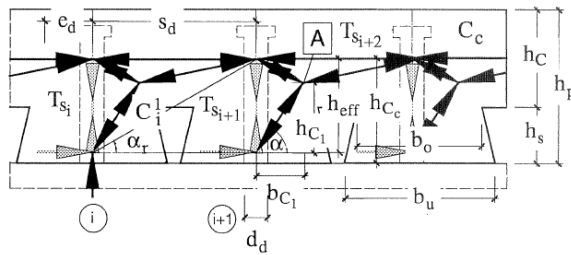


Bild 5-2: Fachwerkmodell für die „direkte“ Lasteinleitung nach [Jenisch 2000]

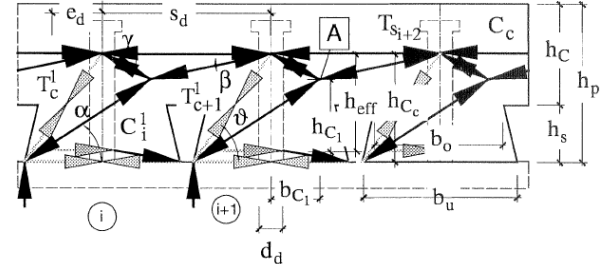


Bild 5-3: Fachwerkmodell für die „indirekte“ Lasteinleitung nach [Jenisch 2000]

$$V_u = V_{u,c} + V_{u,sh} \quad \text{Gl. 5.5}$$

- $V_{u,c}$ 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. 5.6). Der indirekte Lastenteil $V_{u,sh}$ erreicht seine Tragfähigkeit infolge Erreichen der Fließspannung des Trapezbleches nach Gl. 5.7. 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 Profilbleches aufgenommen werden.

Nach [Jenisch 2000] ist hierbei zwischen offenen Profilen (Biegung des Trapezbleches) und hinterschnittenen Profilen (Zugkraft im Beton) zu unterscheiden.

Direkte Lasteinleitung

$$V_{u,c} = A_{c,ci} \cdot v \cdot f_{c,cube} \cdot \cos \alpha \quad \text{Gl. 5.6}$$

- $A_{c,ci}$ Querschnittsfläche Betondruckstrebe
- $f_{c,cube}$ Würfeldruckfestigkeit Beton
- α Betondruckstrebenwinkel
- v Beiwert zur Berücksichtigung einer gezogenen (=0,6) bzw. gedrückten (=0,8) Betonplatte

Indirekte Lasteinleitung

$$V_{u,sh} = b_{m,sh,t} \cdot t_{sh} \cdot f_{y,sh} \quad \text{Gl. 5.7}$$

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 2000] 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 kombinierter Schubbeanspruchung und Zugbeanspruchung infolge direkter Lasteinleitung nach Gleichung Gl. 5.8 möglich ist.

$$\left(\frac{V}{V_{u,s}}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_{u,s}}\right)^2 \leq 1,0 \quad \text{Gl. 5.8}$$

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 2000] das Modell von [Lungershausen 1988], wie es in Abschnitt 5.1 beschrieben ist, vor.

Schlussendlich erfolgt der Nachweis der Rückverankerung der Bolzenzugkraft in den Aufbeton durch Gl. 5.9, die auf Untersuchungen von Bode und Künzel (z.B. [Bode 1988], [Bode 1991]) und von [Jenisch 2000] verifiziert und bestätigt worden ist.

$$T_{u,c} = 15,64 \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot h_{d,e,l}^{0,75} \cdot h_{d,e,q}^{0,75} \quad \text{Gl. 5.9}$$

$h_{d,e,l}$	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 infolge der hier vorgestellten Fachwerkmodelle eine Möglichkeit besteht, das komplexe Tragverhalten von Kopfbolzen in Trapezprofilblechen mit seinen unterschiedlichen Versagensmodi zu untersuchen und die daraus resultierende Tragfähigkeit eines Kopfbolzens zu bestimmen.

5.3 Modell nach Johnson und Yuan

Auf Grundlage von über 300 neu bewerteten und 34 eigenen Versuchen konnten in [Johnson 1997], [Johnson 1998a] und [Johnson 1998b] bzw. in [Yuan 1996] für Profilbleche senkrecht zum Träger 5 verschiedene Versagensmechanismen (vgl. Abschnitt 2.2) 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. 3.10).

$$P_{Rd,PB} = k \cdot P_{Rd} \quad \text{Gl. 5.10}$$

Mit:

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

P_{Rd} Dübeltragfähigkeit in Vollbetongurt nach [DIN EN 1994-1-1], vgl. Gleichung Gl. 3.5 und Gl. 3.1

k Reduktionsfaktor für profilierten Betongurt, siehe Gl. 5.11-Gl. 5.14

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

$$n_R = 1 \quad k = k_{nR} = 1 = \min\{k_{RP}, k_{CP}\} \\ \text{„Rib Punching“} \\ k_{RP} = (t_p \cdot h_{Dü} + 4,3 \cdot e_f) / (4 \cdot h_p + 3 \cdot e_f) \leq 1,0 \quad \text{Gl. 5.11}$$

$$\text{„Concrete Pull-Out“} \\ k_{CP} = 0,02 \cdot (e_f + 6 \cdot h_{Dü}) / h_p + 0,7 \leq 1,0 \quad \text{Gl. 5.12}$$

$$n_R = 2: \\ \text{Zwei Dübel hintereinander oder diagonal versetzt:} \\ k_{t1} = 0,25 \cdot (4 \cdot s_t + 3 \cdot t_p \cdot h_{Dü}) / (2 \cdot h_p + 3 \cdot e) \leq 1,0 \quad \text{Gl. 5.13}$$

$$\text{Zwei Dübel in paralleler Position:} \\ k_{t2} = 0,18 \cdot (e_f + 4,2 \cdot h_{Dü}) / h_p + 0,27 \leq 1,0 \quad \text{Gl. 5.14}$$

Der Vergleich der verschiedenen Veröffentlichungen ([Johnson 1997], [Johnson 1998a], [Johnson 1998b] und [Yuan 1996]) zeigt, dass die Vorfaktoren für den Fall zwei Kopfbolzen in der Sicke sich unterscheiden.

Die dabei verwendeten Geometrieparameter sind in Bild 5-4 näher erläutert und verwenden die Einheit mm.

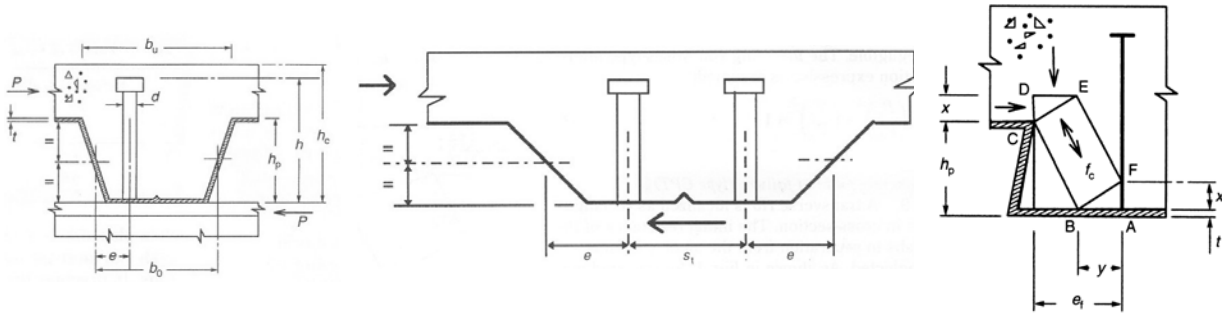


Bild 5-4: Geometrieparameter für Bemessungsvorschlag nach Johnson & Yuan ([Johnson 1998a], [Johnson 1998b])

Die in den Bestimmungsgleichungen verwendeten Parameter sollten folgende Randbedingungen einhalten:

- Dübeldurchmesser: $16 \leq d_{Dü} \leq 20 \text{ mm}$
- Zugfestigkeit des Bolzenmaterials: $f_u \geq 400 \text{ N/mm}^2$
- Charakteristische Betondruckfestigkeit: $20 \leq f_{ck} \leq 35 \text{ N/mm}^2$
- Dicke des Profilbleches: $0,7 \leq t \leq 1,5 \text{ mm}$
- Rippenschlankheit: $0,8 \leq b_0 / h_p \leq 3,2$
- 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: $h - h_p \geq 35 \text{ mm}$

5.4 Ansatz nach Ernst

Nach [Ernst 2006] kann die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens f_{vs} unter Berücksichtigung der verschiedenen Versagensmechanismen (vgl. Abschnitt 2.2): 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 5.1). Wie in dieser Tabelle sichtbar kann durch zusätzliche konstruktive Maßnahmen, wie z. B. ein Kopfbolzenring (stud enhancement device, vgl. Bild 5-5) oder einer zusätzlichen Sickenbewehrung (waveform element, vgl. Bild 5-6 und Bild 5-7) ein duktileres Verformungsverhalten erreicht werden.

Tabelle 5.1: Kopfbolzenverformungsverhalten in Abhängigkeit der Versagensmechanismen nach [Ernst 2006]

Failure mode	Stud capacity	Verformungsverhalten			
		Conventionally reinforcement	Stud device	Stud enha. waveform element	Stud enha. device + waveform element
Rip punch-through	$P_{RPT,max}/P_{RPT,min}^1$	brittle/ductile	brittle/ductile	ductile/N/A	ductile/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

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

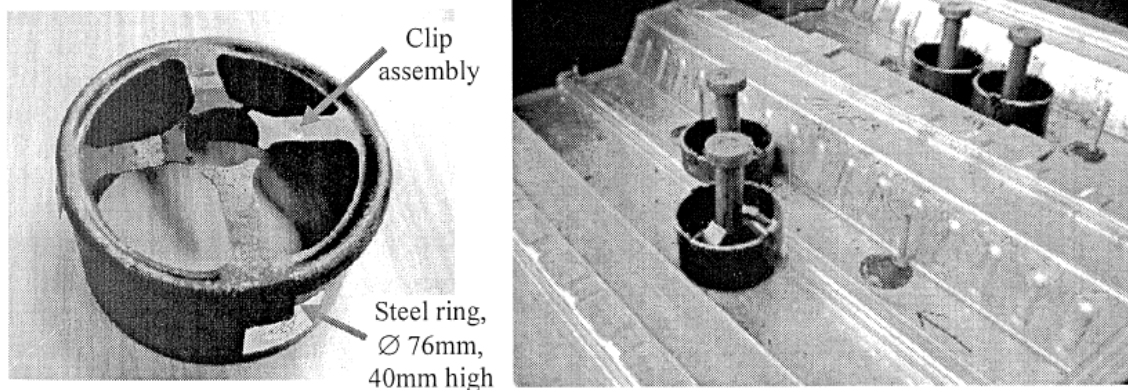


Bild 5-5: Beispiel für einen Kopfbolzenring nach [Ernst 2006]

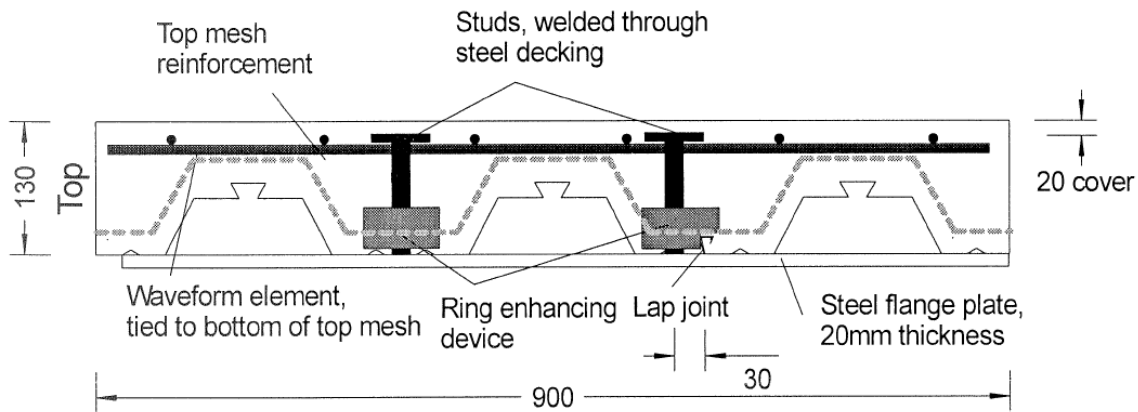


Bild 5-6: Schematische Darstellung eines Versuchskörpers aus [Ernst 2006] mit zusätzlicher Sickenbewehrung und Kopfbolzenringen

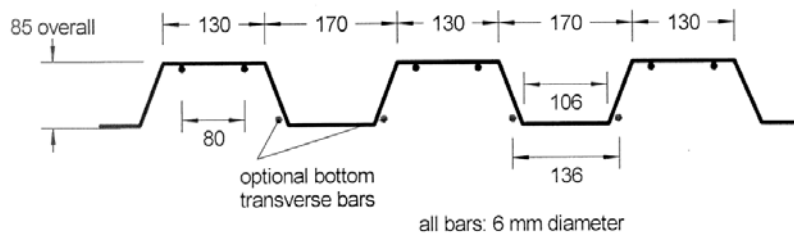


Bild 5-7: Sickenbewehrung (waveform element) für eine Profilblechgeometrie KF70 aus [Ernst 2006]

Folgende Vorgehensweise soll nach [Ernst 2006] zur Bestimmung der maximalen Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von Trapezprofilblechen senkrecht zur Träger Längsrichtung angewendet werden:

- Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in Abhängigkeit der verschiedenen Versagensmodi ($P_{RPT,max}$, P_{RS} , P_{SP} , P_{Solid}) (vgl. Gl. 5.15-Gl. 5.21)
- Definition des zu erwartenden Versagensmodus $\min(P_{RPT,max}, P_{RS}, P_{SP}, P_{Solid})$ unter zu Hilfenahme der Tabelle 5.1
- 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 5.1) ein duktileres Verformungsverhalten angesetzt werden (siehe Bild 5-8).
- In allen anderen Fällen (sprödes Verhalten) muss durch zusätzliche Maßnahmen (wie Dübelringe oder Sickenbewehrung) der Verbund ertüchtigt werden.

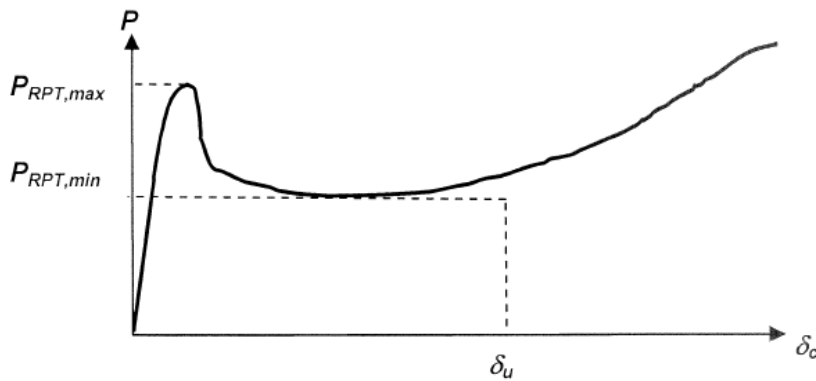


Bild 5-8: Definition von $P_{RPT,min}$ und $P_{RPT,max}$ aus [Ernst 2006]

Die Kopfbolzentragfähigkeit in Abhängigkeit des jeweiligen Versagensmodus ergibt sich zu:

Stud shearing (P_{Solid})

$$P_{Solid} = 0,47 \cdot \sqrt{f_c} \cdot E_c \cdot A_{sc} \quad \text{Gl. 5.15}$$

$$P_{Solid} = 0,94 \cdot f_u \cdot A_{sc} \quad \text{Gl. 5.16}$$

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 Gl. 5.17 und besteht einerseits aus dem Traglastanteil der „reinen“ Betonplatte und einem zusätzlichen Traglastanteil P_{sh} des Trapezblechs (vgl. Bild 5-9).

$$P_{RPT,max} = \frac{1}{n_x} \left[\left(\frac{h_{ec} + 1,5e_t}{h_r} \right) \cdot P_{wed} + P_{sh}(\delta_c = 2mm) \right] \quad \text{Gl. 5.17}$$

Hierbei ist n_x die Anzahl der Kopfbolzendübel je möglichen Ausbruchkegel, der infolge der Kraft P_{wed} nach Bild 5-9, entsteht. Sie ergibt sich durch Multiplikation der Bruchflächen mit der dazugehörigen Zugspannungsverteilung, vgl. [Ernst 2006], Abschnitt 6.3.

Des Weiteren sind h_r die Rippenhöhe, e_t der mittlere Abstand des Kopfbolzens zum Trapezprofilblechsteig und h_{ec} die effektive Kopfbolzenhöhe nach [Oehlers 1987].

Nach Entstehung des Ausbruchkegels in der Rippe, kann eine Mindesttragfähigkeit $P_{RPT,min}$ nach Gleichung Gl. 5.18 angenommen werden (vgl. Bild 5-8).

$$P_{RPT,min} = \frac{1}{n_x} \left[\left(\left(\frac{h_{ec} + 1,5e_t}{h_r} \right) - 1 \right) \cdot P_{wed} + P_{sh}(\delta_c = 3mm) \right] \quad \text{Gl. 5.18}$$

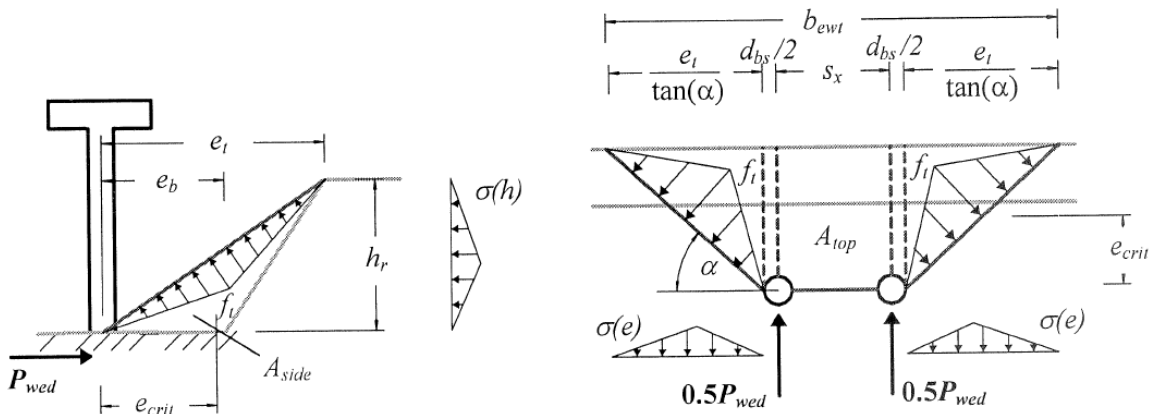


Bild 5-9: Angenommene Bruchflächen nach[Ernst 2006] bei Erreichen von P_{wed}

Die Bestimmung von P_{wed} und P_{sh} erfolgt nach den Gl. 5.19 und Gl. 5.20 (vgl. [Ernst 2006]). Hierbei sind für P_{sh} die unterschiedlichen Tragmechanismen nach Bild 5-10 zu unterscheiden.

$$P_{wed} = \frac{1}{2} f_t h_r [s_x + d_{bs} + 0,9 b_{0,side}] \text{ mit } b_{0,side} = \frac{e_t + e_b}{\tan(\alpha)} = \frac{2e}{\tan(\alpha)} \quad \text{Gl. 5.19}$$

$$P_{sh}(\delta_c) = p_{sh,b}(\delta_c) \cdot l + p_{sh,t}(\delta_c) \cdot l \quad \text{Gl. 5.20}$$

Mit:

- f_t Betonzugfestigkeit $f_t = 0,5f_{cm}^{0,5}$
- h_r Rippenhöhe
- s_x Abstand der Kopfbolzen nach Bild 5-9
- d_{bs} Kopfbolzendübeldurchmesser
- e_t Maximaler Abstand Kopfbolzendübel zu Trapezprofilblechsteg nach Bild 5-9
- e_b Minimaler Abstand Kopfbolzendübel zu Trapezprofilblechsteg nach Bild 5-9
- $p_{sh,b}(\delta_c)$ Traganteil des Profilblechs infolge Biegebeanspruchung
- $p_{sh,t}(\delta_c) \cdot l$ Traganteil des Profilblechs infolge Membranwirkung
- l Steglänge des Trapezprofilblech nach Bild 5-9
- δ_c Kopfbolzenverformung

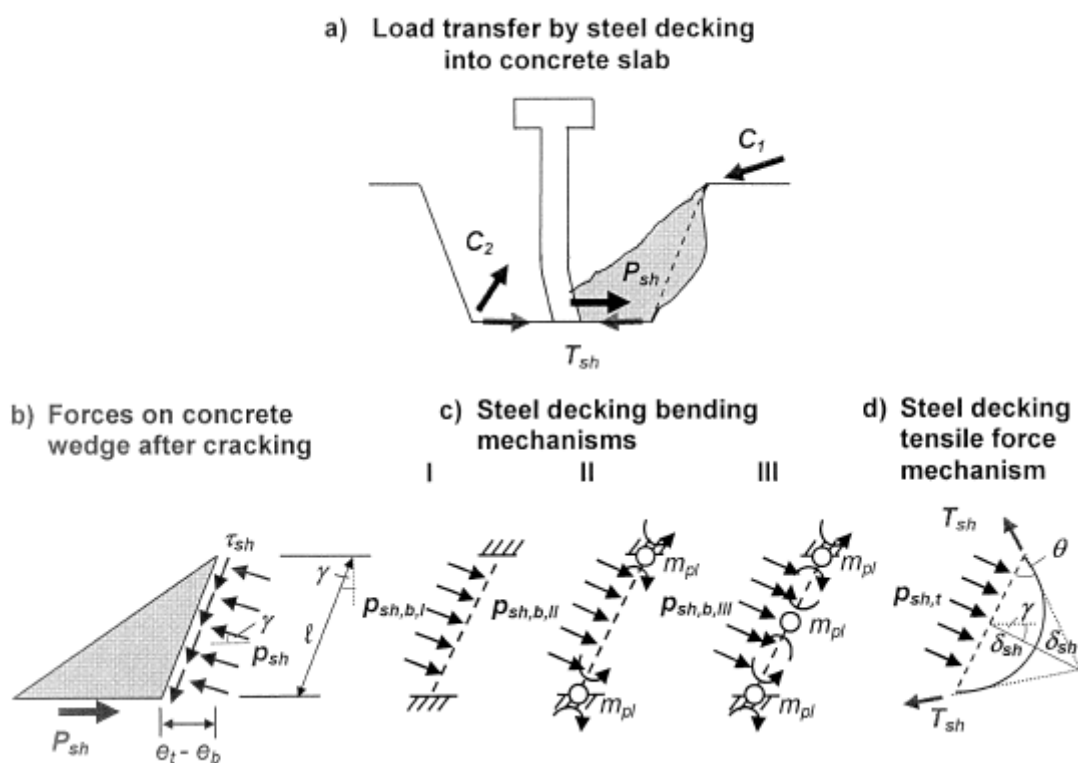


Bild 5-10: Tragmechanismen Profilblechsteg in Abhängigkeit der Durchbiegung δ_{sh} nach [Ernst 2006]

Rib shearing und Stud pull-out

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 2006] eine gemeinsame Nachweisgleichung Gl. 5.21 zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in Abhängigkeit der Versagensmodi her.

$$P_{RS/SP} = \frac{1}{6} \frac{k_{ec} b_{eff} (b_{rt})^2}{n_x h_r} k_{\sigma} f_t \tag{Gl. 5.21}$$

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 $f_t = 0,5f_{cm}^{0,5}$
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 2006] $k_{\sigma} = 0,85$

Die ansetzbare effektive Rippenbreite b_{eff} ergibt sich nach Gl. 5.22 in Abhängigkeit der verschiedenen Versagensmodi zu:

$$\left. \begin{array}{l} b_{eff,SP} = b_{ewt} \\ b_{eff,RS} = 0,9 \min(b_{ewt}; b_{cf}) \end{array} \right\} \text{ mit } \begin{cases} b_{cone} \geq b_{cf} \\ b_{cone} < b_{cf} \end{cases} \quad \text{Gl. 5.22}$$

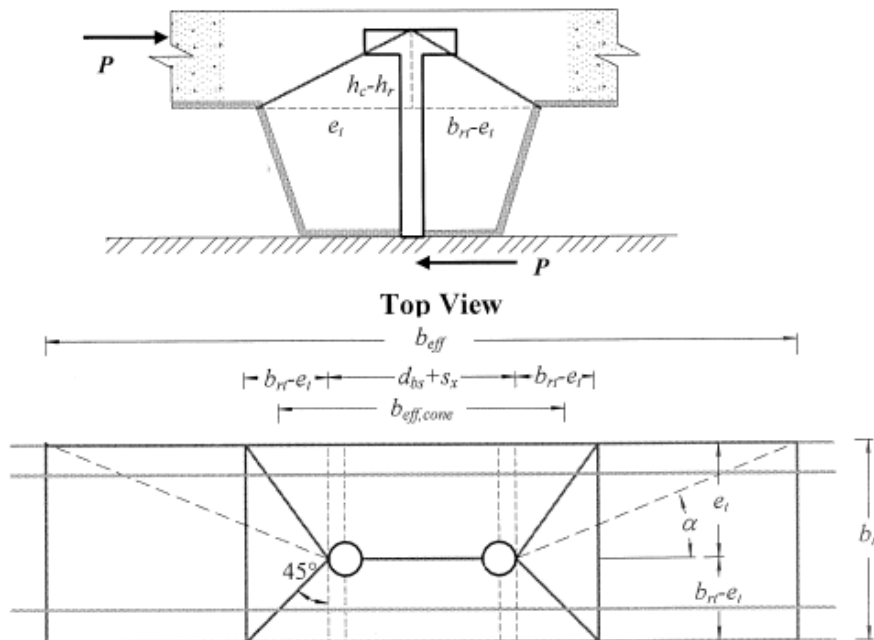


Bild 5-11: Bruchflächen infolge Rib shearing bzw. stud pull-out nach [Ernst 2006]

Der Korrekturfaktor k_{ec} zur Berücksichtigung der Kopfbolzendübeleinbindetiefe wird über das Verhältnis der Bruchfläche A_{cone} zu der horizontal projizierten Bruchfläche $A_{straight}$ bestimmt (vgl. Gl. 5.23). Zur Bestimmung der beiden Bruchflächen sei auf die Berechnung von [Ernst 2006] verwiesen.

$$k_{ec} = \frac{A_{cone}}{A_{straight}} \quad \text{Gl. 5.23}$$

Ausgehend von den hier dargestellten Gleichungen zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit schlägt [Ernst 2006] als vereinfachende Methode zur Berücksichtigung von Trapezprofilblechen senkrecht zum Träger einen Abminderungsfaktor $k_{l,m}$ (vgl. auf die Kopfbolzentragfähigkeit P_{solid} in einer Vollbetonplatte vor (vgl. Gl. 5.24). Der Abminderungsfaktor kann in Abhängigkeit der jeweiligen Profilblechgeometrie nach Tabelle 5.2 bestimmt werden.

$$P_{\text{simp},m} = k_{t,m} \cdot P_{\text{solid}}$$

Gl. 5.24

Tabelle 5.2: Reduktionsfaktor $k_{t,m}$ zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von senkrecht zum Träger spannenden Profilblechen

Geometry	Number of studs 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	0,75 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	0,65
¹ : CR conventional reinforces 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 $h_c \leq 150\text{mm}$, otherwise N/A									

In wieweit das Verfahren nach [Ernst 2006] auf andere Profilgeometrien als auf die beiden untersuchten KF70 und W-Dek Profile anwendbar ist, muss sich zeigen. Hier wäre sicherlich eine Parameterstudie im Anwendungsbereich der [DIN EN 1994-1-1] bzw. [DIN 18800-5] sinnvoll. Zusammenfassend kann festgestellt, dass die Anwendbarkeit des gesamten Verfahrens vor allem auf der Verwendung von zusätzlichen Hilfsmitteln zur Sicherstellung eines duktilen Verhaltens beruht. Außerdem zeigt vor allem das vorgeschlagene vereinfachte Verfahren deutliche Anwendungsbeschränkungen.

6 Versuche

6.1 Allgemeines

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden 17 Push-Out Tests geplant. Hierbei wurden nur Trapezbleche senkrecht zum Träger spannend verwendet. Bei allen Push-Out Körpern wurden die Kopfbolzen durch die Trapezbleche durchgeschweißt. Bild 6-1 zeigt beispielhaft einen Push-Out Körper mit verwendetem ThyssenKrupp T85.1 Trapezblech. Die Planung sowie die Versuchsdurchführung orientiert sich an [DIN EN 1994-1-1], Anhang B.2 „Versuche für Verbundmittel“. Während jedoch [DIN EN 1994-1-1], Bild B.1 als Achsabstand zwischen 2 Kopfbolzen 100mm angibt, wurde bei den Versuchskörpern mit 2 Kopfbolzen je Sicke (vgl. Tabelle 6.1) der Kopfbolzenabstand auf die minimal zulässige Größe von $4d$ nach [DIN EN 1994-1-1], Abschnitt 6.6.5.7 (4) bzw. [DIN 18800-5], Element (941) reduziert.

Neben dem ThyssenKrupp T85.1 Profil (vgl. Bild 6-2) kamen ein Cofrastra Profil 70/183 (ArcelorMittal, vgl. Bild 6-3) und ein HR51/150 (Hoesch/ Holorib, vgl. Bild 6-4) zur Verwendung.

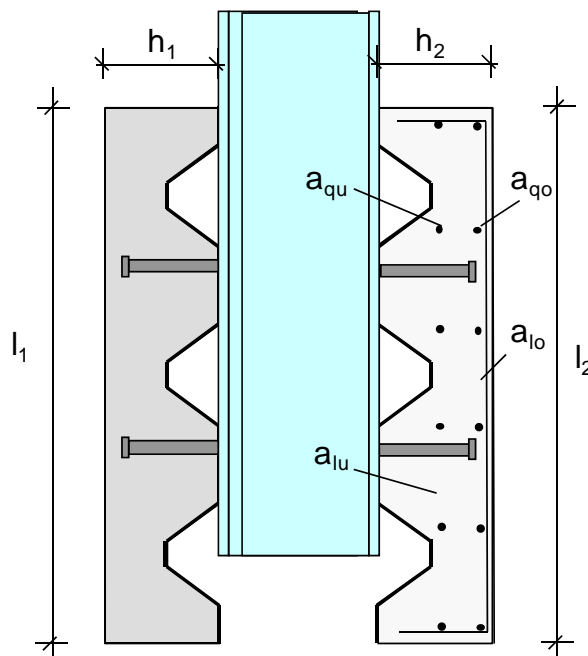


Bild 6-1: Schematische Darstellung eines Push-Out Körpers mit ThyssenKrupp T85.1 Profil

Wie bereits in Abschnitt 3.2 dargestellt, dürfen nur Trapezbleche mit einer maximalen Höhe von 85mm verwendet werden, somit konnte durch die Wahl der drei Trapezprofile mit einer Höhe von 83mm (ThyssenKrupp T85.1), 70mm (Cofrastra 70/183) und 51mm (Hoesch HR 51/150) der gesamte Anwendungsbereich der [DIN 18800-5] untersucht werden.

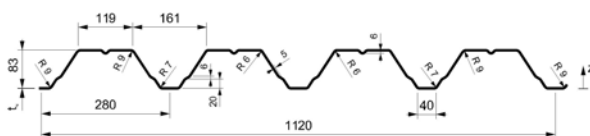


Bild 6-2: Abmessungen Trapezprofil ThyssenKrupp T85.1

Des Weiteren kann der Einfluss der Profiblechgeometrie „offen“ bzw. „hinterschnitten“, wie er z.B. durch die Erweiterung des Modells von [Lungershausen 1988] in [Hintergrundbericht EC4] (vgl. Abschnitt 5.1, Gl. 5.4) erfolgte, überprüft werden.

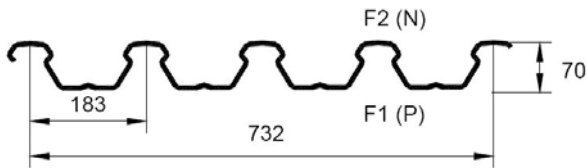


Bild 6-3: Abmessungen Trapezprofil ArcelorMittal Cofrastra 70/183

Neben den Einflussgrößen Profiblechhöhe und Profiblechgeometrie („offen“ bzw. „hinterschnitten“) wurden bei der Dimensionierung der Versuchskörper folgende Parameter variiert (vgl. Tabelle 6.1): Position des Kopfbolzens in der Sicke als eine der Haupteinflussgrößen auf die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten des Kopfbolzens, die Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton, Anzahl der Kopfbolzen je Sicke sowie ihre Position zu einander und der Einfluss der unteren Bewehrungslage auf die Tragfähigkeit des Kopfbolzens und seine Verformbarkeit. Die gemittelten Werkstoffkennwerte können [Kuhlmann 2009a] entnommen werden.

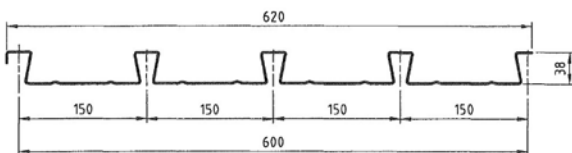


Bild 6-4: Abmessungen Trapezprofil Hoesch/ Holorib HR51/150

6.2 Versuchskörper

Die Versuchskörper teilen sich in 3 Gruppen auf. Je 6 Push-Out Körper mit TK T85.1 (ThyssenKrupp) und Cofrastra 70/183 sowie 5 Push-Out Körper bei HR 51/150 (Holorib). Wie in Tabelle 6.1 dargestellt, wird in der ThyssenKrupp-Gruppe (V1-V6) die Lage der Kopfbolzen zueinander sowie die Lage in der Sicke variiert vgl. Bild 6-6, ob und wie groß der Einfluss einer vorhandenen unteren Bewehrungslage ist, soll hier ebenfalls untersucht werden. Die untere Bewehrungslage (d=10, s=150, kreuzweise) ist hierzu bei den Versuchen (V2, V4 und V6) nicht eingebracht.

Tabelle 6.1: Übersicht Versuchskörperabmessungen (vgl. Bild 6-5)

	Trapezblech			Kopfbolzen					Betonkörper			
	Bez.	Höhe h_p [mm]	Dicke t	Durchmes. d_s [mm]	Höhe h_s [mm]	Anzahl in der Sicke	Position in der Sicke	Position zueinander	Höhe h_c [mm]	Breite b_c [mm]	Betongüte	Untere Bewehrungslage
1	Thyssen Krupp T85.1	83	0,75	19	150	2	favourable	parallel	180	800	C25/30	ja
2							favourable	parallel				nein
3							unfavourable	parallel				ja
4							unfavourable	parallel				nein
5							-	alternierend				ja
6							-	alternierend				nein
7	Cofrastra 70/183	70	1,00	19	100	1	favourable	-	180	800	C25/30	ja
8					125		favourable					
9					150		favourable					
10					100		unfavourable					
11					125		unfavourable					
12					150		unfavourable					
13	Hoesch Holorib HR51/150	51	0,75	19	75	1	mid-position	-	130	800	C25/30	ja
14					100	1	mid-position	-				
15					100	1	favourable	-				
16					100	1	unfavourable	-				
17					100	2	-	alternierend				

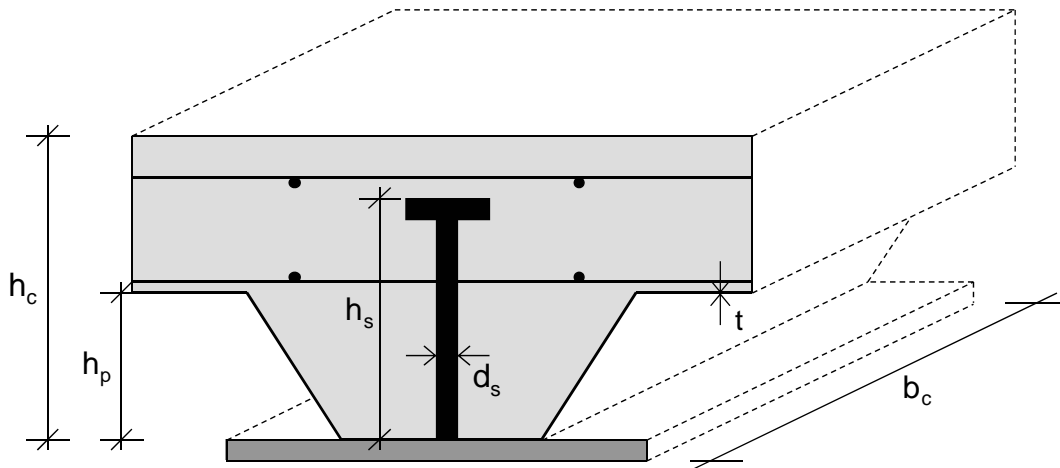


Bild 6-5: Darstellung der geometrischen Kenngrößen

Bild 6-5 und Bild 6-6 zeigen sowohl die geometrischen Kenngrößen als auch die verschiedenen möglichen Positionen der Kopfbolzen in der Sicke bei den hier untersuchten Versuchskörpern. Da in früheren Untersuchungen der Einfluss der Kopfbolzenposition in der Sicke eine eher untergeordnete Rolle im Vergleich z. B. der Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton oder auch die Profilblechgeometrie bei der Planung der Versuche hatte, soll dieser Parameter als ein Hauptparameter untersucht werden, vgl. Tabelle 6.1.

Auf eine Variation der Betonhöhe innerhalb einer Versuchsgruppe wurden ebenso wie auf die Variation der Trapezprofilblechdicken und des Kopfbolzendurchmesser wegen der beschränkten Anzahl von möglichen Versuchen verzichtet. (vgl. hierzu Tabelle 6.2).

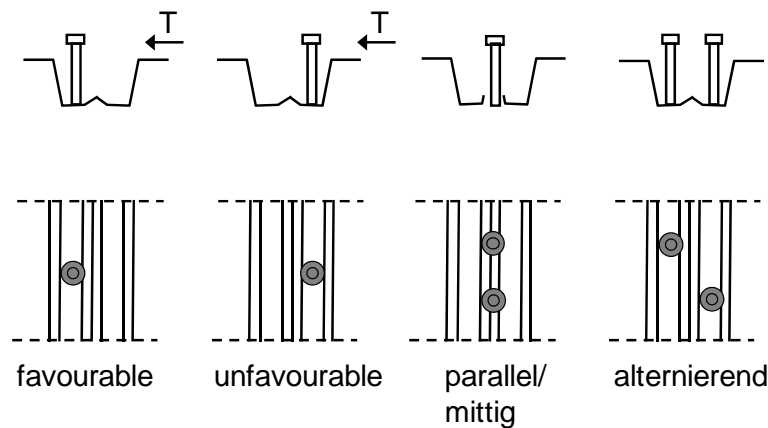


Bild 6-6: Beispielhafte Lage von Kopfbolzen in der Sicke

Tabelle 6.2: Tragfähigkeiten nach [DIN 18800-5] (siehe Gl. 3.4)

	Trapezblech				Kopfbolzen			Tragfähigkeit je Kopfbolzen		
	Bez.	Höhe h_p [mm]	Dicke t [mm]	Breite b_0 [mm]	Durchm. d [mm]	Höhe h_s [mm]	Koboanzahl n_r	Red.-Faktor k_t	$k_t \cdot P_t$	$k_t \cdot P_{Rk}$
1	Thyssen Krupp T85.1	83	0,75	179,5	19	150	2	0,70*	89	52
2										
3										
4										
5										
6										
7	Cofrastra 70/183	70	1,00	120	19	100	1	0,51	65	38
8						125		0,85*	108	63
9						150		0,85*	108	63
10						100		0,51	65	38
11						125		0,85*	108	63
12						150		0,85*	108	63
13	Hoesch Holorib HR51/150	51	0,75	114	19	75	1	0,74	94	55
14						100		0,85*	108	63
15						100		0,85*	108	63
16						100		0,85*	108	63
17						100		0,7*	89	52

Tabelle 6.2 enthält die rechnerisch ermittelten Traglasten je Kopfbolzen. Die Bestimmung erfolgte mit den nominellen Material- und Geometrie Kennwerten (vgl. Tabelle 6.1) auf charakteristischem Niveau $k_t \cdot P_{Rk}$ (vgl. Gl. 3.1, Gl. 3.2) bzw. auf Mittelwertniveau $k_t \cdot P_t$ (vgl. Gl. 3.9, Gl. 3.10). Der notwendige Abminderungsfaktor, der ebenfalls Tabelle 6.2 geben ist, wurde nach Gleichung Gl. 3.4 unter Berücksichtigung von Tabelle 3.1 bestimmt. Es zeigt sich, dass bei den meisten der untersuchten Versuchsgeometrien der obere Grenzwert $k_{t,max}$ nach Tabelle 3.1 maßgebend wird. Nur bei den Versuchskörpern, die deutlich von den Anwendungsgrenzen nach [DIN 18800-5] abweichen, dies wären die Versuchskörper V7-Co-1f, V9-Co-1u und V13-Hoe-1m (vgl. Tabelle 6.3) wird die Bestimmungsgleichung Gl. 3.4 nach [DIN 18800-5] maßgebend.

Es zeigt sich, dass die genannten Versuchskörper alle eine geringe Einbindetiefe in den Aufbeton habe, was (vgl. Gl. 3.4) einen geringen Abminderungsfaktor zur Folge hat. Die weiteren Anwendungsgrenzen, die nachfolgend aufgeführt Anforderungen nach [DIN 18800-5]:

- Rippenhöhe $h_p \leq 85\text{mm}$
- Ansetzbare Rippenbreite $b_0 \geq \max(h_p; 50\text{mm})$ (vgl. DIN18800-5, Bild 15)
- Einbindetiefe $2 \cdot d \geq h_s - h_p$
- Lichter Abstand der Bewehrungslage zur Unterkante des Dübelkopfes 30mm
- Dübeldurchmesser $16\text{mm} \leq d \leq 19\text{mm}$ (durchgeschweißt)

Tabelle 6.3: Einhaltung der Anwendungsgrenzen nach [DIN 18800-5]

	Bez.	h_p $\leq 85\text{mm}$	b_0 $\geq \max(h_p; 50\text{mm})$	b_0/h_p	$(h_s - h_p) - 2 \cdot d$	lichter Abstand unterer Bew. zu UK Dübelkopf >30mm
1	Thyssen Krupp	83	179,5	2,16	29	37
2						n.v.
3						37
4						n.v.
5						37
6						n.v.
7	Cofrastra 70/183	70	120	1,71	-8	0
8					17	25
9					42	50
10					-8	0
11					17	25
12					42	50
13	Hoesch Holorib HR51/150	51	114	2,24	-14	-6
14					11	19
15					11	19
16					11	19
17					11	19

☐ nicht im Anwendungsbereich nach [DIN 18800-5], Element (947)

6.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung erfolgt nach [DIN EN 1994-1-1], Anhang B. Im Besonderen fordert [DIN EN 1994-1-1], Anhang B.2.4 die Belastung bis zu 40% der erwarteten Bruchlast stufenweise zu steigern. Nach Erreichen der 40% Bruchlast sind 25 Lastwechsel mit einer Ober- und Unterlast von 40% bzw. der 5% der Bruchlast aufzubringen (vgl. Tabelle 6.4).

Anschließend ist die Belastungsgeschwindigkeit bei gleichmäßiger Belastung so zu wählen, dass die Bruchlast nicht innerhalb der ersten 15min erreicht wird.

Tabelle 6.4: Ober- und Unterlast für Wechsellast nach [DIN EN 1994-1-1], Anhang B

	Anzahl Kopfbolzen	Traglast je Kopfbolzen	Traglast je Versuchskörper	Oberlast	Unterlast
	n	$k_t \cdot P_t$	$P = k_t \cdot P_t \cdot n$	$0,4 \cdot P$	$0,05 \cdot P$
Thyssen Krupp T85.1	8	89	710	284	35
Cofrastra 70/183	4	65	259	103	13
		108	431	172	22
		108	431	172	22
		65	259	103	13
		108	431	172	22
		108	431	172	22
Hoesch Holorib HR51/150	4	94	375	150	19
		108	431	172	22
		108	431	172	22
		108	431	172	22
	8	89	710	284	35

Auf Grund bekannter Versuchsergebnisse aus der Literatur vgl. z.B. [Ernst 2005], [Jenisch 2000], [Johnson 1998b] 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, werden die Oberlasten nach Tabelle 6.4 ggf. reduziert, um ein vorzeitiges Versagen durch Überschätzen der Traglast zu verhindern. Die geänderten Oberlasten können, ebenso wie die bestimmten Material- und Geometriedaten [Kuhlmann 2009a] entnommen werden.

7 Experimentelle Untersuchungen

7.1 Allgemeines

Der Vergleich der im Versuch beobachteten Traglasten mit den erwarteten Traglasten erfolgt durch Anwendung der Gleichungen Gl. 3.11 bzw. Gl. 3.12. Im Gegensatz zu Tabelle 6.2 sind die mittleren Tragfähigkeiten mit den wahren Materialkenngrößen verwendet worden (vgl. [Kuhlmann 2009a]). Die Bezeichnung der einzelnen Versuchskörper setzt sich wie in Bild 7-1 beschrieben zusammen.

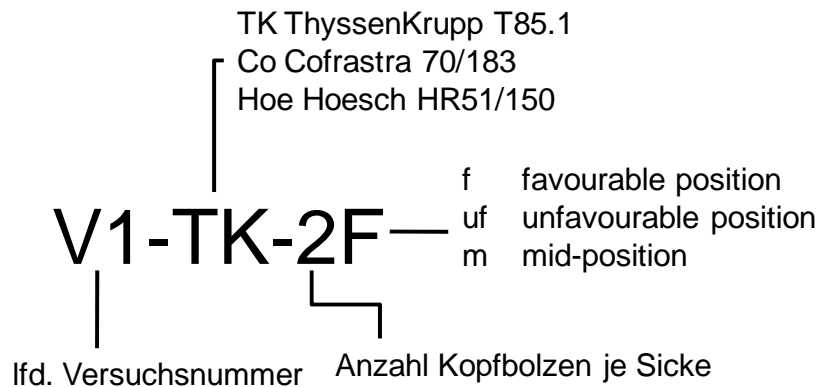


Bild 7-1: Erläuterung zu Versuchskörperbezeichnung

Um ausreichende Stützstellen für die statische Last-Verformungskurve zu erhalten, wird der Maschinenweg zur Ermittlung des Einflusses der Kurzzeitrelaxation auf die Tragfähigkeit mehrfach vor sowie nach Erreichen der Traglast angehalten. Die Haltepunkte sind durch den Rückgang der gemessenen Kraft bei gleich bleibender Verformung, wie sie zum Beispiel in Bild 7-2 zu sehen sind, definiert. Der Versuch startet mit den nach [DIN EN 1994-1-1], Anhang B geforderten 25 Lastwechseln. Die aufgebrachten Ober- bzw. Unterlasten können Tabelle 6.4 entnommen werden. Während das ersten Lastspiel weggesteuert mit einer Pressengeschwindigkeit von 0,01mm/s gefahren wird, werden die weiteren Lastwechsel (2-24) kraftgesteuert mit den nach Tabelle 6.4 definierten Ober- bzw. Unterlasten gefahren. Bei Erreichen des 25 Lastwechsels erfolgt wieder ein Wechsel auf eine weggesteuerte Belastung mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,01mm/s. Die bis zum Erreichen der Traglast bzw. dem ersten Traglastniveau (vgl. [Lungershausen 1988]) beibehalten wird.

7.2 Versuche Gruppe ThyssenKrupp (V1-V6)

7.2.1 Versuchskörper V1-TK-2f

Der gewählte Versuchskörper dessen Kopfbolzen in „favourable position“ angeordnet sind, erreicht bei 1,49mm Schlupf seine maximale Traglast P_e , die etwa bei 97 Prozent der ermittelten Traglast P_t nach Gleichungen Gl. 3.11 bzw. Gl. 3.12 unter Berücksichtigung des zugehörigen Abminderungsfaktors k_t nach Gleichung Gl. 3.4 bzw. Tabelle 5.2 liegt (vgl. Bild 7-2).

Nach 6mm, was den geforderten Duktilitätsanforderungen bzw. Verformungsverhaltens für Verbundmittel nach [DIN EN 1994-1-1] bzw. [DIN 18800-5] entspricht, ist noch 77% der ermittelten Tragfähigkeit P_t vorhanden. Der Einfluss der dynamischen Belastung, bzw. die Reduktion der ermittelten Tragfähigkeit infolge Kurzzeitrelaxation (siehe Bild 7-3) ergibt im Mittel eine um etwa 12-15% reduzierte Tragfähigkeit, was in etwa dem Wert von 10% nach [Hanswille 2006] entspricht.

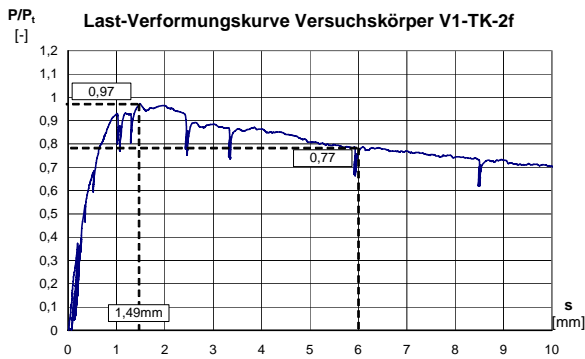


Bild 7-2: Last-Verformungskurve V1-TK-2f

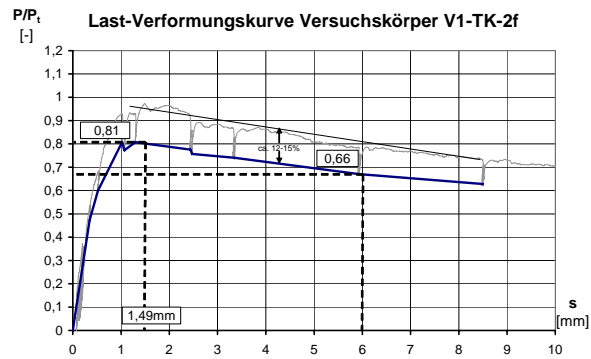


Bild 7-3: Statische Last-Verformungskurve V1-TK-2f

Somit ergibt sich eine reduzierte Tragfähigkeit von $0,81P_t$ auf Traglastniveau und $0,66P_t$ bei 6mm Schlupf. Während des Versuches konnte bei Erreichen der Traglast keine Risse, die auf das Versagen hindeuten, festgestellt werden. Es muss davon ausgegangen werden, dass die Traglast durch Versagen des Betons vor dem Kopfbolzenfuß definiert wurde. Bild 7-4 zeigt den Versuchskörper kurz nach Erreichen der Traglast. Eine erneute Laststeigerung wurde nicht festgestellt. Die Belastung wurde solange fortgesetzt, bis die Sicke 1, wie in Bild 7-5 bzw. Bild 7-6 dargestellt, abscherete.



Bild 7-4: V1-TK-2f kurz nach Erreichen der Traglast



Bild 7-5: V1-TK-2f bei ca. 60mm Verformung

Vergleicht man die Sicken 1 und 2 (siehe Bild 7-7) erkennt man, dass nur der Beton in der oberen Sicke (Sicke 1) bis an den Rand abscherete. Im Gegensatz hierzu sind deutlich der Ausbruchkegel in Sicke 2 (untere Sicke) und die noch im Beton steckenden Kopfbolzen zu erkennen. Infolge der Verformungen der Kopfbolzen am Bolzenfuß kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die Kopfbolzen erst nach Erreichen der Traglast abschereten.



Bild 7-6: Abscheren der Sicke 1 bei V1-TK-2f



Bild 7-7: Innenansicht Betongurt V1-TK-2f_1

7.2.2 Versuchskörper V2-TK-2f

Gegenüber dem Versuchskörper V1-TK-2f besitzt V2-TK-2f bei sonst gleicher Ausführung keine untere Bewehrungslage (siehe Tabelle 6.1). Dies scheint auf die beobachtete Traglast P_e einen geringen Einfluss zu haben. So liegt die im Versuch beobachtete Tragfähigkeit P_e bei 92% (bei einem Schlupf von 1,1mm) der rechnerischen Tragfähigkeit P_t (vgl. Bild 7-8). Der Traglastverlust infolge Kurzzeitrelaxation wurde mit ca. 13%, was eine Reduktion der Traglast P_e auf $0,80P_t$ zur Folge hat, bestimmt.

Die geringe Verformbarkeit im Nachtraglastbereich der Kopfbolzen im Gegensatz zu V1-TK-2f resultiert aus dem plötzlichen Abscheren einer Betonsicke (vgl. Bild 7-10) und dem damit verbundenen Tragfähigkeitsverlust. Das Abscheren der Sicke erfolgte jedoch erst nach Erreichen der Traglast. Auf Traglastniveau konnten wie schon bei V1-TK-2 keine Risse im Beton festgestellt werden.

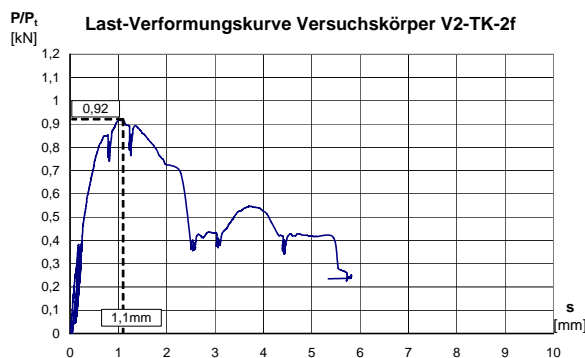


Bild 7-8: Last-Verformungskurve V2-TK-2f

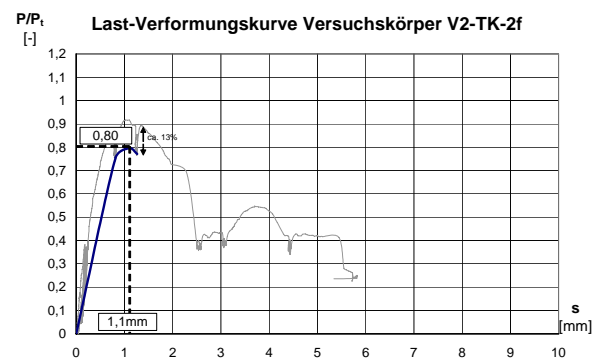


Bild 7-9: Statische Last-Verformungs-kurve V2-TK-2f

Infolge des Abscherens wurden die Wegnehmer abgebaut. Aus diesem Grund enden die Last-Verformungskurven in Bild 7-8 bzw. Bild 7-9 unterhalb von 6mm enden. Nach Abbau der Wegnehmer wurde der Versuch weiter gefahren. Hierbei wurde eine erneute Laststeigerung infolge Umlagerungen auf niedrigem Niveau beobachtet, bis schließlich auch die anderen Betonsicken abscheren (vgl. Bild Bild 7-11 und Bild 7-12).



Bild 7-10: Abscheren der linken, unteren Betonsicke bei V2-TK-2f



Bild 7-11: Abscheren weitere Betonsicken bei V2-TK-2f



Bild 7-12: Innenansicht eines Betongurts von V2-TK-2f

7.2.3 Versuchskörper V3-TK-2u

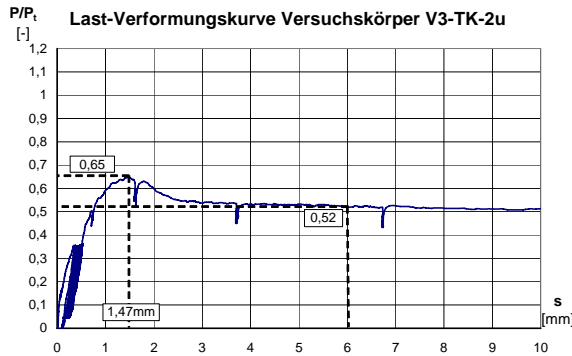


Bild 7-13: Last-Verformungskurve V3-TK-2u

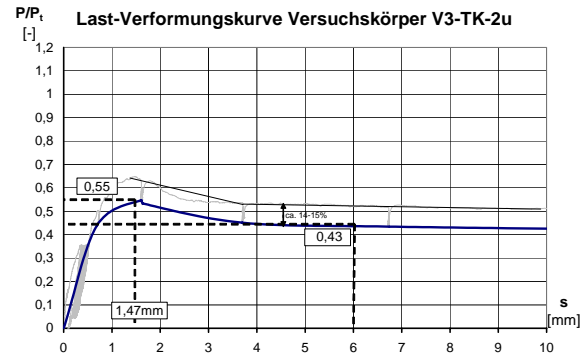


Bild 7-14: Statische Last-Verformungs-kurve V3-TK-2u

Die Kopfbolzen wurden beim V3-TK-2u in der „unfavourable position“ angeordnet, was bedeutet, dass im Vergleich zu V1-TK-2f eine deutlich niedrigere Traglast P_e von nur 65 Prozent der rechnerischen Traglast P_t (vgl. Bild 7-13) erreicht wurde. Die statische Last-Verformungskurve liegt, wie bereits bei den beiden vorher betrachteten Versuchskörpern etwa 14-15% niedriger, so dass die Traglast sich auf 55% von P_t reduziert. Im Gegensatz zu V2-Tk-2f, der keine untere Bewehrungslage hatte, zeigt die Kopfbolzenverbindung wieder ein deutlich duktileres Verhalten, so ist bei 6mm Schlupf noch 52% der rechnerisch ermittelten Traglast P_t im Versuch beobachtet worden (vgl. Bild 7-13). Unter Berücksichtigung der Kurzzeitrelaxation reduziert sich dieser Wert auf 43% von P_t . Wie schon bei den vorangegangenen Versuchen traten bei Erreichen der Traglast (1,47mm Schlupf) keine Risse, die das Erreichen des Traglastniveaus ankündigten, auf. Wie in Bild 7-15 bzw. Bild 7-16 zu sehen, sind ebenfalls Kopfbolzen abgeschert. Die hohe Verschiebung des Kopfbolzensfußes lässt jedoch wieder darauf schließen, dass das Abscheren der Kopfbolzen nicht maßgebend für die Traglast bei 1,47mm Schlupf war.



Bild 7-15: Innenansicht des Betongurts 1 von V3-TK-2u



Bild 7-16: Innenansicht des Betongurts 2 von V3-TK-2u

Eine Besonderheit stellt bei diesem Versuchskörper im Vergleich zu den beiden vorhergehenden die Tatsache dar, dass die beobachtete Traglast bei 1,47mm nicht der Absolutwert der Traglast war. Im weiteren Fortgang des Versuches stieg die Traglast bei einer Verformung von ca. 35mm auf den

Maximalwert von 71% von der rechnerisch ermittelten Traglast P_t an. Nach Erreichen dieses 2. Traglastniveaus fiel die Versuchslast bis auf 11% von P_t bei einer Verformung von mehr als 70mm ab. Die Kopfbolzenfußpunktverschiebungen, wie sie in Bild 7-15 bzw. Bild 7-16 zu sehen, 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. Dieses Verformungsverhalten wurde bereits von [Lungershausen 1988] beschrieben und ist nach [Lungershausen 1988] typisch für den Bruchmechanismus mit zwei Fließgelenken, vgl. Bild 7-17.



Bild 7-17: Kopfbolzenverformung am Versuchskörper V3-TK-2u_1

7.2.4 Versuchskörper V4-TK-2u

Der Unterschied zwischen Versuchskörper V3-TK-2u und dem hier betrachteten Versuchskörper besteht nur in der fehlenden unteren Bewehrungslage. Dies hat jedoch keinen signifikanten Traglastunterschied zur Folge (vgl. Bild 7-18 bzw. Bild 7-19). Es konnte sogar eine etwas höhere Traglast im Vergleich zu Versuchskörper V3-TK-2u von 0,69 (P/P_t) statt 0,65 beobachtet werden. Dieser Unterschied liegt jedoch in etwa in der gleichen Größenordnung wie bei den beiden Versuchskörpern V1-TK-2f bzw. V2-TK-2f, somit kann kein signifikanter Einfluss der unteren Bewehrungslage auf die Traglast festgestellt werden. Des Weiteren erreichte V4-TK-2u mit 51% der erwarteten Traglast P_t die gleiche Tragfähigkeit bei 6mm wie der Versuchskörper V3-Tk-2u (52%). Somit ergibt sich auch für die statische Versuchskurve (vgl. Bild 7-19) ein ähnliches Bild wie bei V3-Tk-2u.

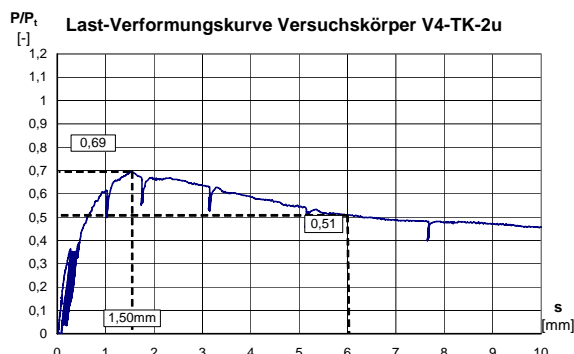


Bild 7-18: Last-Verformungskurve V4-TK-2u

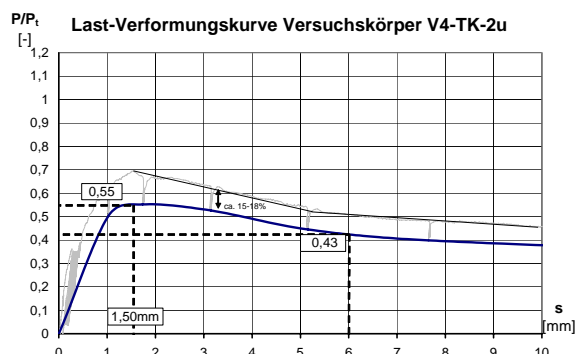


Bild 7-19: Statische Last-Verformungs-kurve V4-TK-2u

Im betrachteten Verformungsbereich (0-10mm) konnte kein signifikanter Unterschied im Nachtraglastbereich zwischen den Versuchskörpern V3-TK-2u und V4-TK-2u festgestellt werden. Auch dieser Versuchskörper zeigte ein erneutes Ansteigen der Last-Verformungskurve (vgl. V3-TK-

2u) auf ein zweites Traglastniveau bei ca. 28mm Verformung, das im Gegensatz zum V3-TK-2u mit 48% der erwarteten Traglast P_1 jedoch unterhalb der Traglast bei 1,5mm (1. Traglastniveau) blieb.

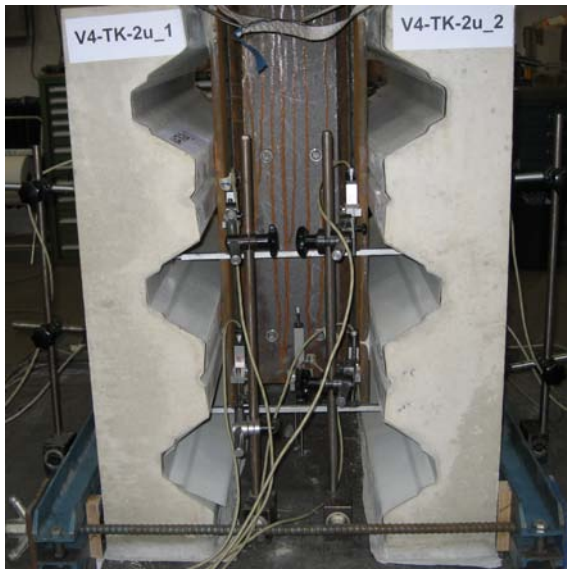


Bild 7-20: Seitenansicht V4-TK-2u kurz nach Erreichen der Traglast

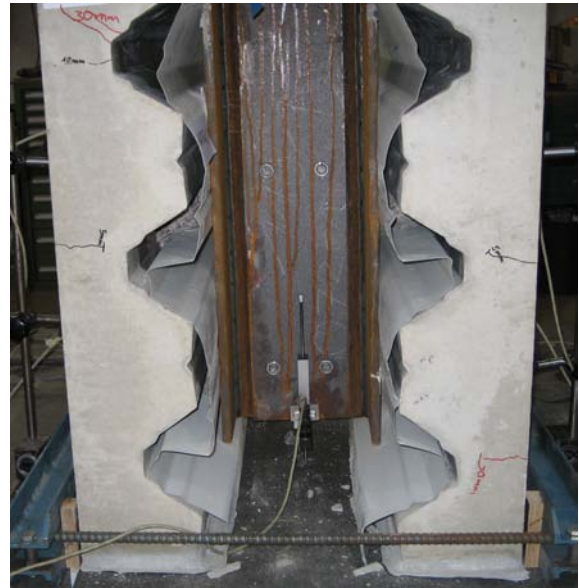


Bild 7-21: Seitenansicht V4-TK-2u bei Versuchsende

Wie bereits bei den vorangegangenen Versuchen konnten bei Erreichen der Traglast (Verformung 1,50mm) keine Risse am Versuchskörper festgestellt werden (vgl. Bild 7-20). Der Versuch wurde schließlich bei 75mm und deutlichem Betonausbruch vor dem Kopfbolzen, wie in Bild 7-21 und Bild 7-22 zu erkennen, abgebrochen. Das Abscheren der Kopfbolzen wie in Bild 7-23 zu sehen, 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.



Bild 7-22: Nahaufnahme Betonausbruch Sicke 1 von Versuchskörper V4-TK-2f



Bild 7-23: Innenansicht V4-TK-2f Seite 1

7.2.5 Versuchskörper V5-TK-2a

Es zeigte sich bei alternierender Anordnung, d.h. ein Kopfbolzen je Sicke in „favourable position“, der andere in „unfavourable position“, kein merklicher Unterschied bei 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 92 Prozent von P_t . 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 7-24 zu sehen, erst bei 2,0mm Schlupf auf.

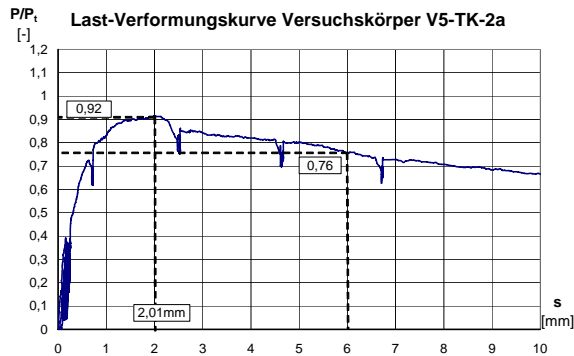


Bild 7-24: Last-Verformungskurve V5-TK-2a

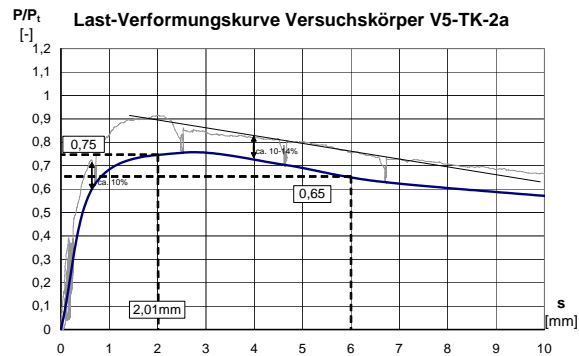


Bild 7-25: Statische Last-Verformungs-kurve V5-TK-2a

Der relativ große Unterschied zwischen der dynamischen Lastkurve mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,01mm/s zu der durch die Stützstellen definierten statischen Last-Verformungskurve im Bereich der Traglast beruht hauptsächlich auf der fehlenden Stützstelle im Bereich kurz vor der Traglast. Aus diesem Grund ergibt sich eine relativ große Differenz von $0,92P_t$ zu $0,75P_t$. Es ist jedoch davon auszugehen, dass auch hier im Traglastbereich der Einfluss auf 10-14% beschränkt ist (vgl. Bild 7-25).

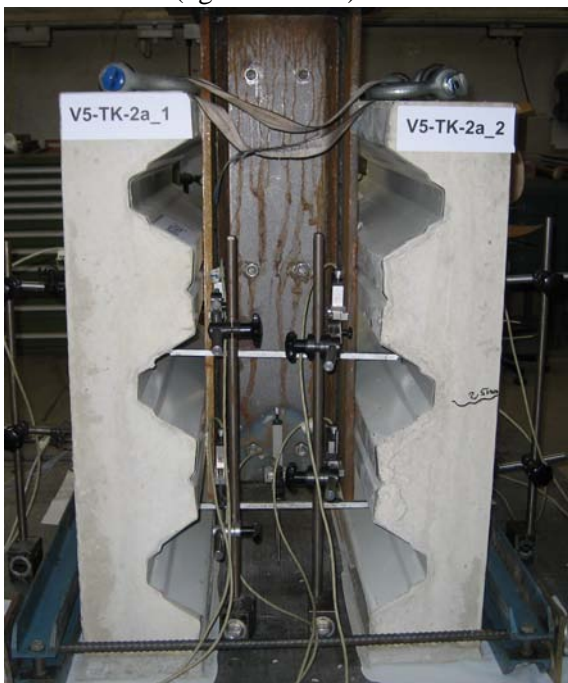


Bild 7-26: Seitenansicht V5-TK-2a kurz nach Erreichen der Traglast



Bild 7-27: Seitenansicht V5-TK-2a bei Versuchsende

Wie in Bild 7-28 zu sehen, 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 80mm abgebrochen, da wie in Bild 7-29, Bild 7-30 bzw. Bild 7-31 zu erkennen, davon auszugehen

war, dass zu diesem Zeitpunkt alle Kopfbolzen durch kombiniertes Kopfbolzenabscheren bei gleichzeitigem Herausziehen des Kopfbolzens versagt hatte.

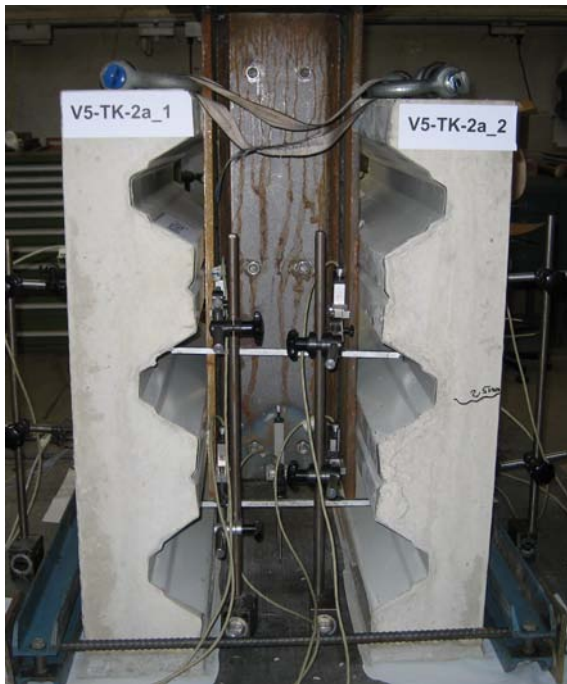


Bild 7-28: Seitenansicht V5-TK-2a kurz nach Erreichen der Traglast



Bild 7-29: Seitenansicht V5-TK-2a bei Versuchsende



Bild 7-30: Innenansicht des Betongurts 2 von V5-TK-2a

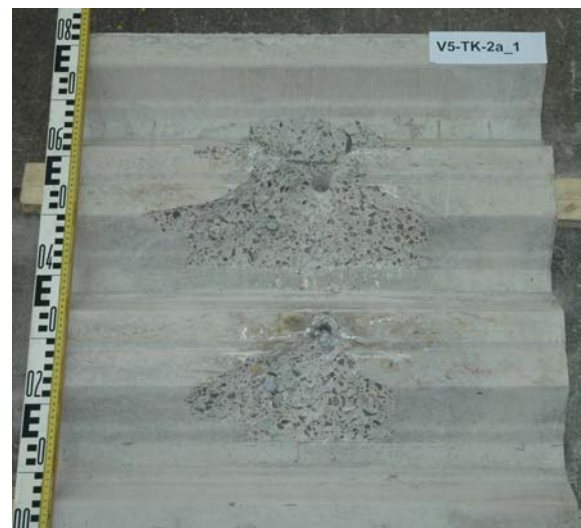


Bild 7-31: Innenansicht des Betongurts 1 von V5-TK-2a

7.2.6 Versuchskörper V6-TK-2a

Auch bei alternierender Anordnung kann kein Einfluss der unteren Bewehrungslage auf die Tragfähigkeit festgestellt werden. So erreichte der Versuchskörper V6-TK-2a 91 Prozent der erwarteten Tragfähigkeit P_t , während die Last bei 6mm Verformung bei 70% von P_t lag, was eine Reduktion von ca. 6% im Vergleich zu V5-TK-2a bedeutet. Der Unterschied zwischen der dynamischen Lastverformungskurve (Bild 7-32) und der durch die Stützstellen ermittelten statischen Last-Verformungskurve (Bild 7-33) liegt mit 13-16% Reduktion in etwa in der Größenordnung von V5-TK-2a.

Hieraus folgt eine statische Last-Verformungskurve mit einer Traglast von 78% von P_t und 59% von P_t bei 6mm.

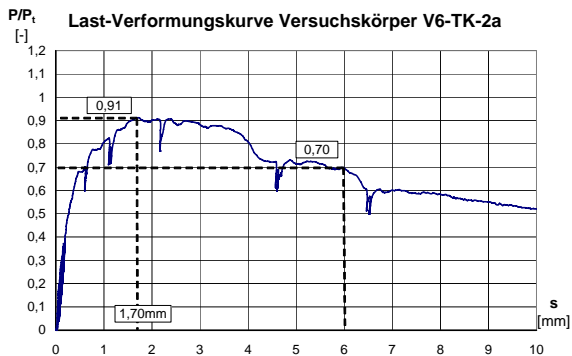


Bild 7-32: Last-Verformungskurve V6-TK-2a

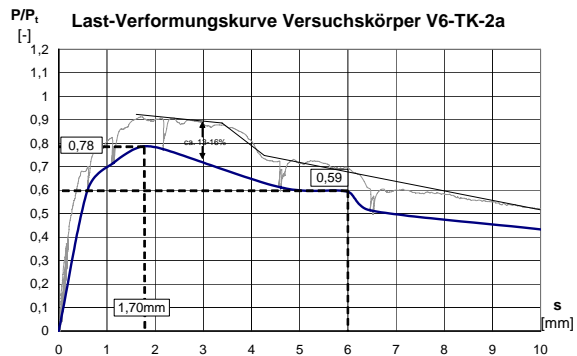


Bild 7-33: Statische Last-Verformungs-kurve V6-TK-2a

Wie in Bild 7-34 zu erkennen, zeigten sich bereits bei 1mm Verformung erste Biegerisse, die über die Aussenseite des Versuchskörpers liefen, während die maximale Traglast erst bei 1,70mm erreicht wurde. Ein erster Riss der auf die Versagensursache hindeutete, konnte jedoch erst bei einer Verformung von 6,5mm beobachtet werden, vgl. Bild 7-35.

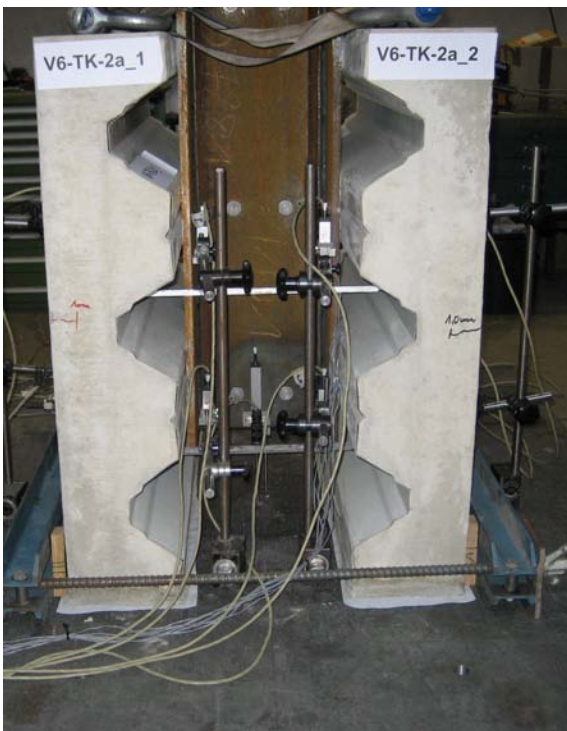


Bild 7-34: Seitenansicht V6-TK-2a bei Verformung 1mm



Bild 7-35: Seitenansicht V6-TK-2a bei 6,5mm Verformung

Die Lage des Risses als auch die Verformung des Trapezbleches zum betrachteten Zeitpunkt deuten daraufhin, dass ein Herausbrechen des Betons vor den Kopfbolzen ursächlich für das Versagen war (vgl. Bild 7-35). Diese Vermutung wird durch das Versagensbild (siehe Bild 7-36) bei Versuchsende als auch die Innenansicht des Betongurts des Teilkörpers 2 (siehe Bild 7-37) bzw. der Kopfbolzenverformung, vgl. Bild 7-38, bestätigt.



Bild 7-36: Seitenansicht V6-TK-2a bei ca. 25mm Verformung



Bild 7-37: Innenansicht des Betongurts 2 von V6-TK-2a



Bild 7-38: Kopfbolzenverformung am Versuchskörper V6-TK-2a_2

7.3 Versuche Gruppe Cofrastra (V7-V12)

7.3.1 Versuchskörper V7-Co-1f

Versuchskörper V7-Co-1f erreichte eine um 40 Prozent höhere Tragfähigkeit als die rechnerisch ermittelten Tragfähigkeit P_t bei einer Verformung von 1,24mm (vgl. Bild 7-39). Die notwendige Reduktion zur Ermittlung der statische Last-Verformungs-Kurve wurde zu 16-18 Prozent ermittelt, was zu einer statischen Traglast von ca. $1,17P_t$ führte (vgl. Bild 7-40).

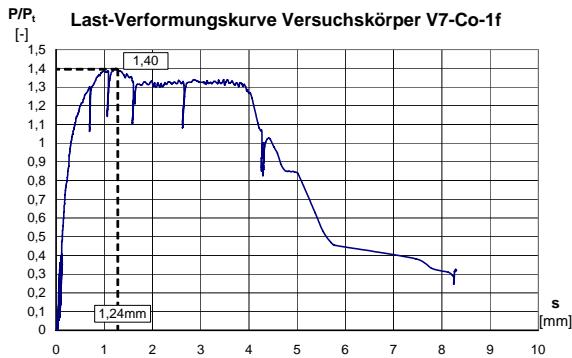


Bild 7-39: Last-Verformungskurve V7-Co-1f

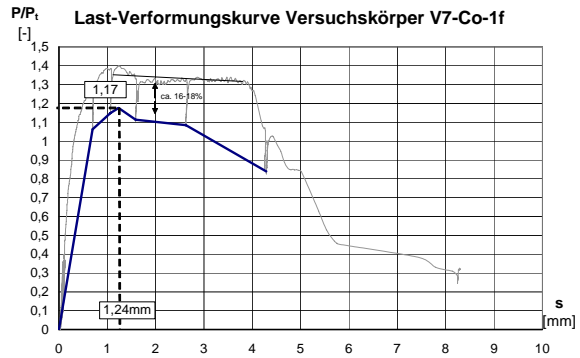


Bild 7-40: Statische Last-Verformungs-kurve V7-Co-1f

Wie bereits in den vorangegangenen Versuchen konnten bei maximaler Traglast bzw. der dazugehörigen Verformung von 1,24mm keine Risse am Versuchskörper, die auf das spätere Versagen hindeuten, festgestellt werden, vgl. Bild 7-41. Auch zeigte sich bis ca. 4,3mm Verformung ein relativ duktiler Verhalten der Kopfbolzenverbindung, das jedoch mit einem plötzlich auftretenden Riss durch eine Sicke, wie in Bild 7-41 zu sehen, endete.

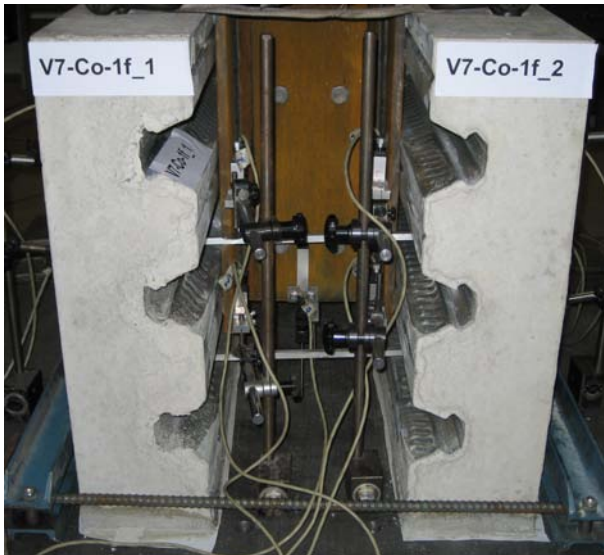


Bild 7-41: Seitenansicht V7-Co-1f kurz nach Erreichen der max. Traglast

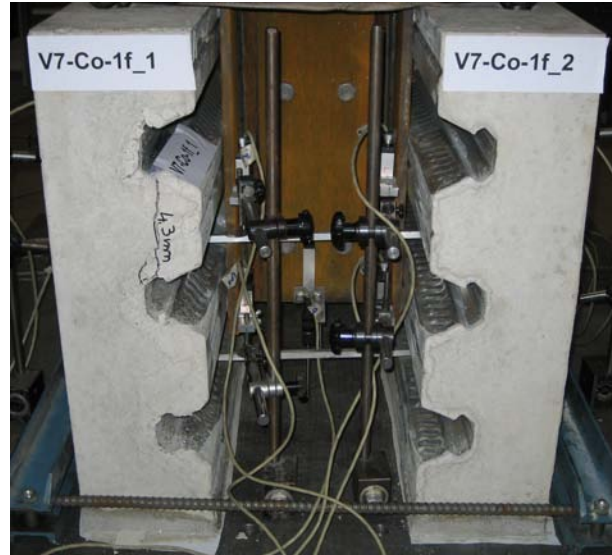


Bild 7-42: Seitenansicht V7-Co-1f nach erstem Rippenabscheren

Das plötzliche Rippenanbscheren führte zu einem schlagartigen Abfall der gemessenen Traglast und ist in der Last-Verformungskurve in Bild 7-39 deutlich zu sehen. Somit kann von einem Versagen vor dem 6mm Duktilitätskriterium ausgegangen werden. Trotz dieses deutlichen Versagens wurde der Versuch weitergefahren und erst nach weiterem Rippenabscheren bei ca. 8mm, vgl. Bild 7-43 beendet.

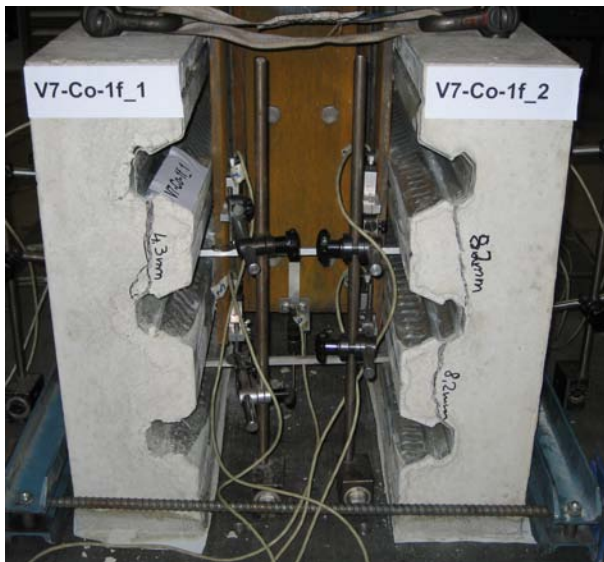


Bild 7-43: Seitenansicht V7-Co-1f nach weiterem Rippenabscheren

7.3.2 Versuchskörper V8-Co-1f

Versuchskörper V8-Co-1f erreichte seine maximale Tragfähigkeit, die 7% über der erwarteten Tragfähigkeit P_t lag, bei etwa 2mm (vgl. Bild 7-44). Des Weiteren zeigte sich eine nur 2prozentige Reduktion der Tragfähigkeit auf $1,05P_t$ bei 6mm. Der beobachtete Einfluss der Kurzzeitrelaxation auf die Tragfähigkeit wurde mit etwa 15-17% ermittelt. Hieraus resultierte eine reduzierte Traglast von $0,90P_t$ bei 2,0mm (maximale Traglast) bzw. $0,88P_t$ bei 6mm Verformung (siehe Bild 7-44 bzw. Bild 7-45)

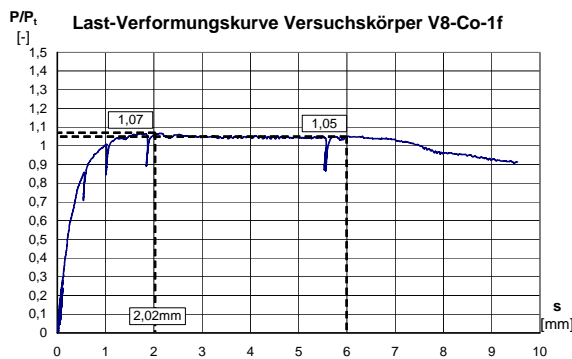


Bild 7-44: Last-Verformungskurve V8-Co-1f

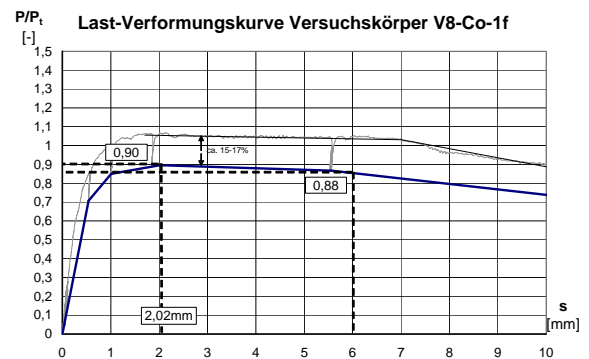


Bild 7-45: Statische Last-Verformungs-kurve V8-Co-1f

Wie bereits beim Versuchskörper V8-Co-1f konnten bei Erreichen der maximalen Traglast keine Risse auf dem Versuchskörper festgestellt werden. Es zeigten sich jedoch ab etwa 10mm die in Bild 7-48 dargestellten Biegerisse auf der Betonkörperoberseite.

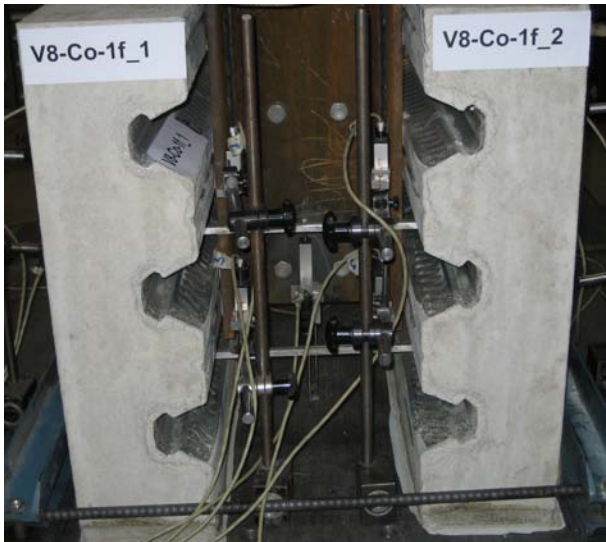


Bild 7-46: Seitenansicht V8-Co-1f kurz nach Erreichen der Traglast

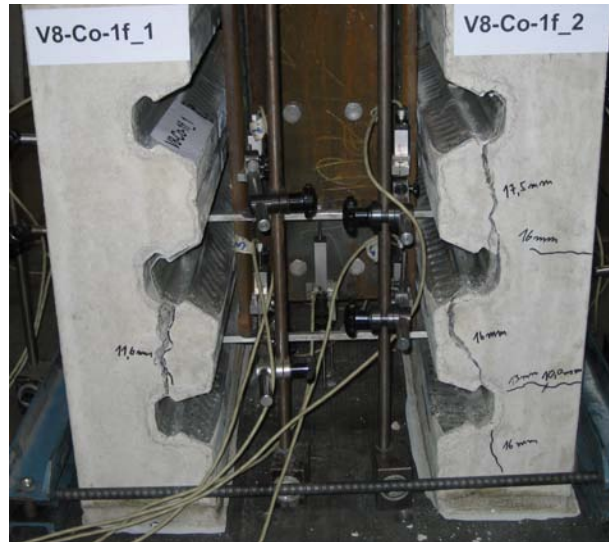


Bild 7-47: Seitenansicht V8-Co-1f bei Versuchsende

Wie, bereits bei V7-Co-1f beobachtet, scherte die Rippe auf der linken Seite (Seite 1, unten) bei ca. 11,6mm ab. Weitere Risse in der Sicke wurden auf der Versuchsrückseite bei 13mm bzw. auf der Vorderseite bei 16mm (Seite 2, untere Sicke) bzw. 17,5mm (Seite 2, obere Sicke) beobachtet, siehe Bild 7-47, was schliesslich zum Versuchsende führte.

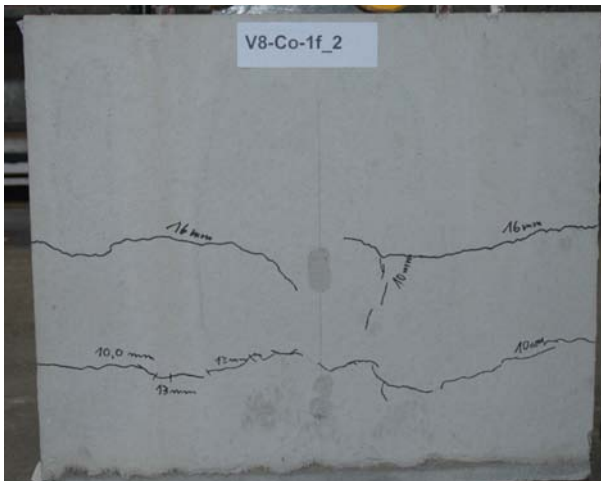


Bild 7-48: Rissbild Oberseite V8-Co-1f Seite 2

7.3.3 Versuchskörper V9-Co-1f

Im Gegensatz zu den Versuchskörpern V7-Co-1f und V8-Co-1f erreichte V9-Co-1f nur 92 Prozent der rechnerisch erwarteten Traglast P_t . Die hierbei festgestellte Verformung lag bei 1,67mm. Bei 6mm Verformung erreichte V9-Co-1f nur noch 77 Prozent von P_t , was den größten Abfall im Vergleich zu V7-Co-1f bzw. V8-Co-1f bedeutet.

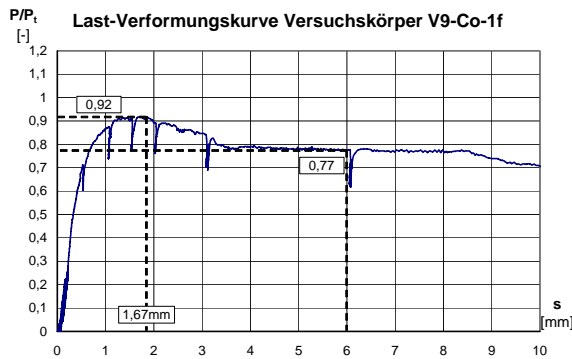


Bild 7-49: Last-Verformungskurve V9-Co-1f

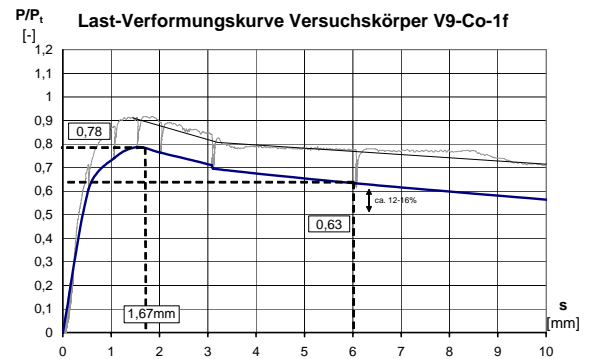


Bild 7-50: Statische Last-Verformungs-kurve V9-Co-1f

Die statische Last-Verformungs-Kurve, wie in Bild 7-50 zu sehen, liegt etwa 12-16 Prozent niedriger als die im Versuch gemessene Last-Verformungs-Kurve und erreichte eine maximalen Traglast von $0,78P_t$ bzw. bei 6mm eine Traglast von $0,63P_t$.

Wie bei den beiden vorangegangenen Versuchen zeigten sich keine Risse bei 1,67mm 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 7-53).

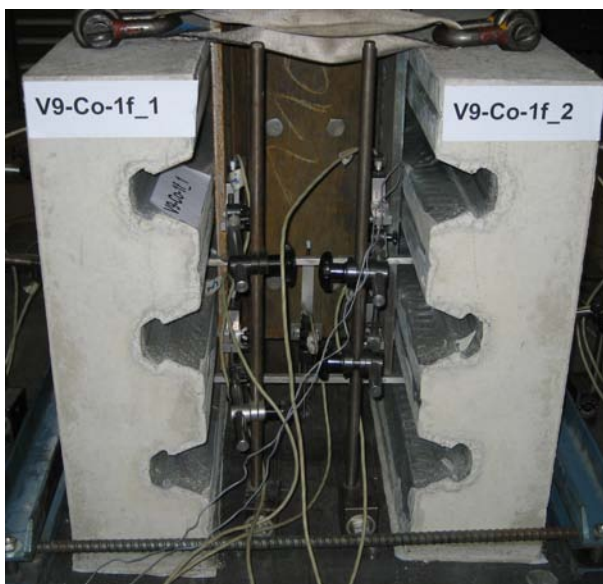


Bild 7-51: Seitenansicht V9-Co-1f kurz nach Erreichen der maximalen Traglast

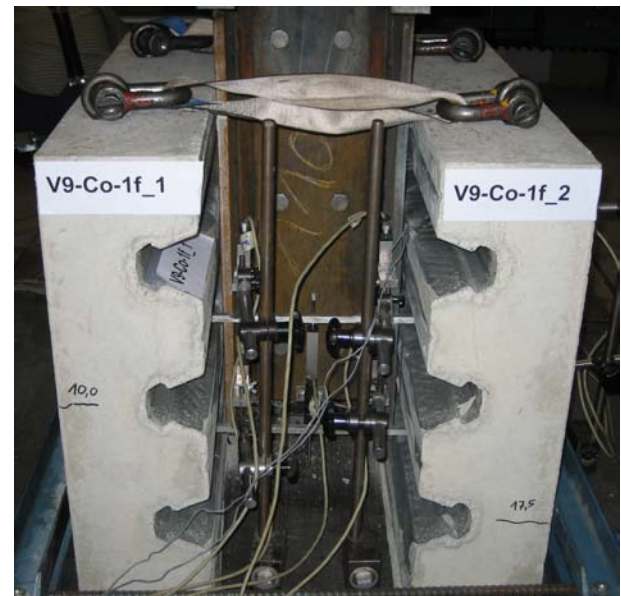


Bild 7-52: Seitenansicht V9-Co-1f bei Versuchsende

Hierbei ist vor allem die geringe Verformung des unteren Kopfbolzens interessant, die ein Versagen des Kopfbolzens infolge Abscheren vor Erreichen von 6mm Verformung nicht ausschließen lässt. Im Gegensatz hierzu zeigte der obere Kopfbolzen in Bild 7-53 eine so große Verformung, dass sein Abscheren mit dem Versuchsende bei über 25mm zusammenfiel.



Bild 7-53: Innenansicht Trapezblech V9-Co-1f
Seite 1

7.3.4 Versuchskörper V10-Co-1u

Bei Versuchskörper V10-Co-1u wurden 85 Prozent der erwarteten Traglast P_t bei 2,5mm erreicht. Mit steigender Verformung fiel die Traglast auf $0,71P_t$ bei 6mm Verformung, wie in Bild 7-54 zu sehen. Die durch mehrerer Stützstellen bestimmte statische Last-Verformungs-Kurve (siehe Bild 7-55) lag im Mittel ca. 16-18% unter der Versuchskurve. Hieraus folgte eine maximale Traglast von $0,70P_t$ bei 2,5mm bzw. $0,59P_t$ bei 6mm.

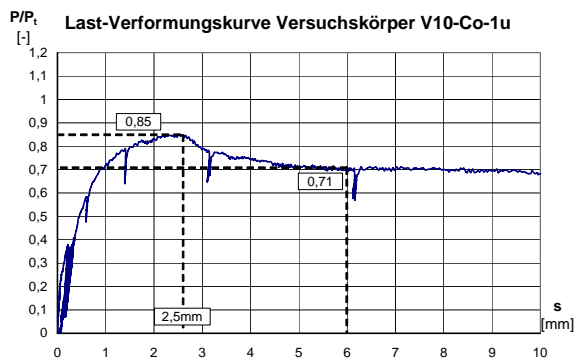


Bild 7-54: Last-Verformungskurve V10-Co-1u

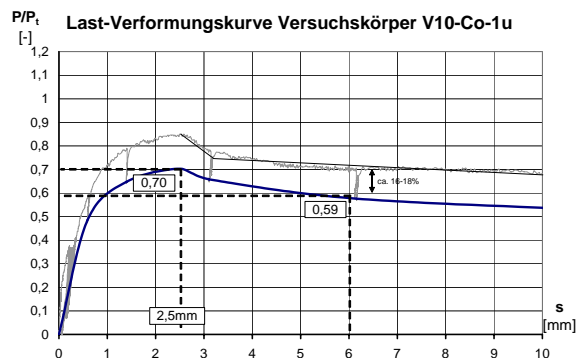


Bild 7-55: Statische Last-Verformungs-kurve V10-Co-1u

Auch bei diesem Versuch zeigten sich bei 2,5mm, also bei Erreichen der maximalen Traglast keine Risse auf dem Beton des Push-Out Körpers, wie in Bild 7-56 zu erkennen. Bei etwa 30mm Verformung zeigte sich ein Riss in der oberen Sicke der Seite 1 des Versuchskörpers (vgl. Bild 7-57), 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 7-58) und die Kopfbolzen aus dem Beton, wie in Bild 7-59 sichtbar, herausbrachen.

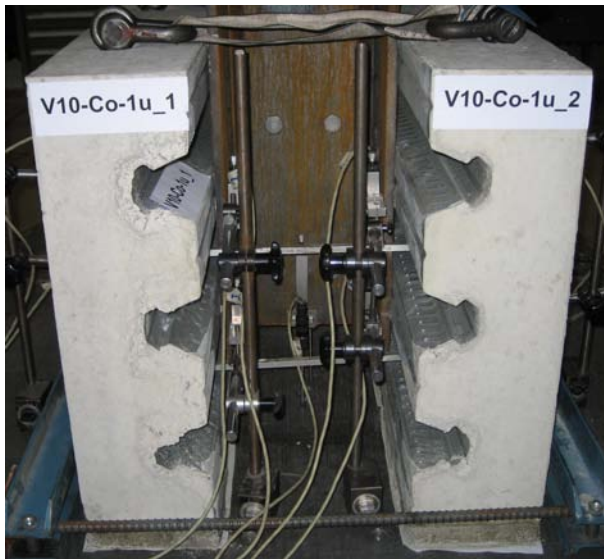


Bild 7-56: Seitenansicht V10-Co-1u kurz nach Erreichen der Traglast



Bild 7-57: Seitenansicht V10-Co-1u Versuchsende



Bild 7-58: Versagensbild V10-Co-1u



Bild 7-59: Trapezblech Innenansicht V10-Co-1u Seite 2

7.3.5 Versuchskörper V11-Co-1u

Bei 2,22mm erreichte V11-Co-1u seine maximale Tragfähigkeit von 43 Prozent (vgl. Bild 7-60) der erwarteten Tragfähigkeit P_t . Die durch die Stützstellen definierte statische Last-Verformungskurve lag etwa 12-16 Prozent (im Mittel) niedriger, was zu einer maximalen Traglast von $0,37P_t$ führte (siehe Bild 7-61).

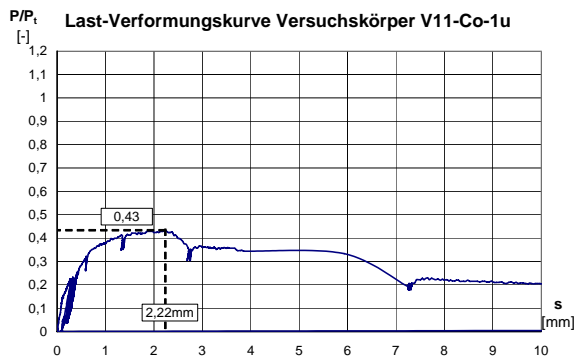


Bild 7-60: Last-Verformungskurve V11-Co-1u

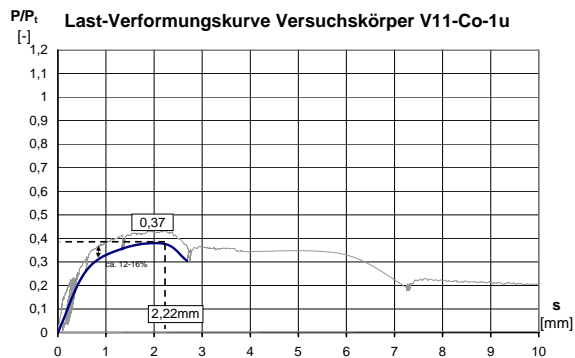


Bild 7-61: Statische Last-Verformungs-kurve V11-Co-1u

Auch bei diesem Versuch zeigten sich keine Risse bei der der maximalen Traglast zugehörigen Verformung, vgl. Bild 7-62.

Infolge des bei 4mm plötzlichen Abscherens der Kopfbolzen auf der linken Seite, was einen plötzlichen Anstieg der gemessenen Verformung, wie in Bild 7-60 zu sehen, zur Folge hatte und ursächlich für das Versagen des Versuchskörpers war, zeigten sich keine Risse, außer einem Biegeriss, der bei 4mm auftrat, auf dem Versuchskörper (vgl. Bild 7-63).



Bild 7-62: Seitenansicht V11-Co-1u kurz nach Erreichen der Traglast



Bild 7-63: Seitenansicht V11-Co-1u kurz vor Versuchsende

Bild 7-64 zeigt die Innenansicht der Seite 2 des Versuchskörpers V11-Co-1u mit den abgesicherten Kopfbolzen. Auf Grund der geringen Verformung von nur 4mm zeigte sich keine Verformung der Sicke. Im Gegensatz hierzu zeigte die Seite 1 des Versuchskörpers (vgl. Bild 7-65,) deutliche Anzeichen von Betonversagen und ein Aufreißen des Profilbleches.

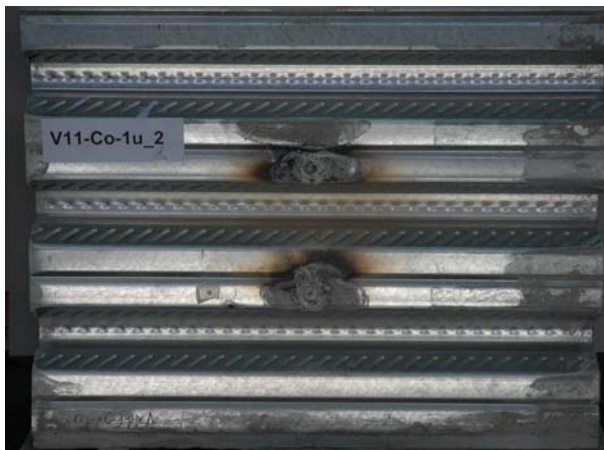


Bild 7-64: Trapezblech Innenansicht V11-Co-1u Seite 2



Bild 7-65: Trapezblech Innenansicht V11-Co-1u Seite 1

7.3.6 Versuchskörper V12-Co-1u

Versuchskörper V12-Co-1u erreichte seine maximale Traglast bei 1,95mm mit 58 Prozent der erwarteten rechnerischen Traglast, vgl. Bild 7-66.

Dieser Wert reduzierte sich auf 49 Prozent von P_t bei 6mm. Die reduzierte statische Last-Verformungskurve, zur Berücksichtigung der Kurzzeitrelaxation lag wie in Bild 7-67 zu erkennen, bei etwa 13-15 Prozent unter der Kurve aus Bild 7-66, was eine Reduktion der maximalen Traglast auf $0,49P_t$ und der Traglast bei 6mm auf $0,41P_t$ bedeutet.

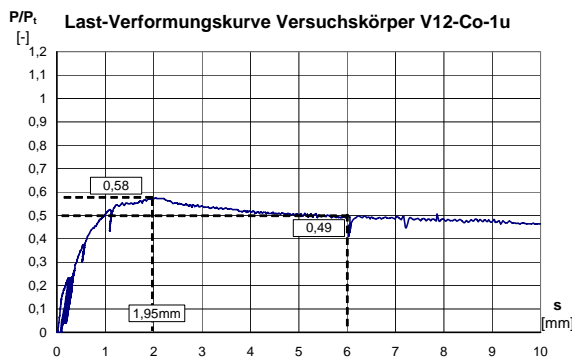


Bild 7-66: Last-Verformungskurve V12-Co-1u

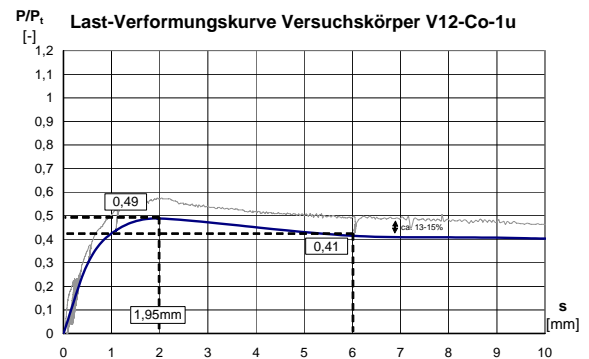


Bild 7-67: Statische Last-Verformungs-kurve V12-Co-1u

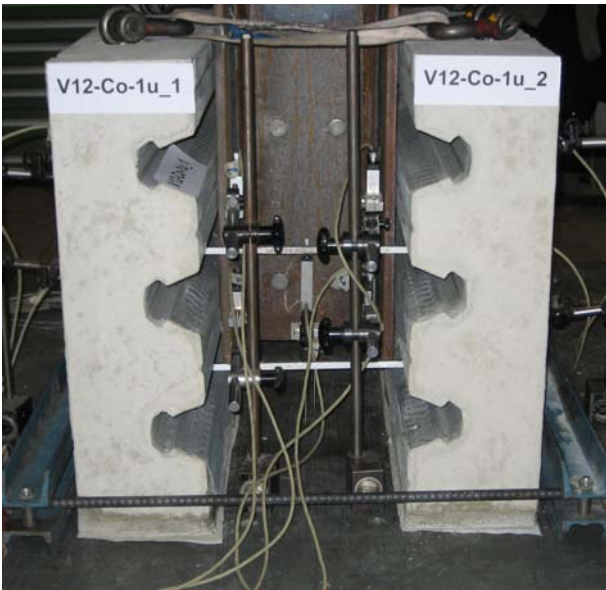


Bild 7-68: Seitenansicht V12-Co-1u kurz nach Erreichen der maximalen Traglast



Bild 7-69: Seitenansicht V12-Co-1u bei Versuchsende

Wie bereits bei den meisten vorangegangenen Versuchen zeigten sich, in Bild 7-68 zu sehen, keine Risse bei maximaler Traglast. Auch im weiteren Versuchsverlauf wurden Risse erst bei relativ großen Verformungen beobachtet (vgl. Bild 7-69). Es zeigte sich jedoch bereits relativ früh, bei ca. 10mm Verformung ein leichtes Ausbeulen des Trapezbleches vor den Kopfbolzen. Im weiteren Verlauf des Versuches riss das Trapezblech wie in Bild 7-70 und Bild 7-71 zu sehen, auf.



Bild 7-70: Seitenansicht V12-Co-1u Seite 1



Bild 7-71: Seitenansicht V12-Co-1u Seite 2

7.4 Versuche Hoesch/ Holorib (V13-V17)

7.4.1 Versuchskörper V13-Hoe-1m

Obwohl der Versuchskörper V13-Hoe-1m mit mittig angeordneten Kopfbolzen ausgestattet wurde, die mit 75mm Höhe nur etwas über 20mm in den Aufbeton einbinden, erreichte der Versuchskörper 95 Prozent der Traglast P_t . Gleichzeitig konnte eine hohe Duktilität der Verbundfuge festgestellt werden (vgl. Bild 7-72). Dies zeigt sich durch die hohe Tragfähigkeit bei 6mm. Hier konnten noch 90 Prozent der rechnerischen Tragfähigkeit festgestellt werden.

Infolge des durch die Stützstellen ermittelten Einflusses der Kurzzeitrelaxation von ca. 14-18%, ergibt sich eine statische Last-Verformungskurve (vgl. Bild 7-73) mit einer maximalen Traglast von 81% von P_t und 76% von P_t bei 6mm.

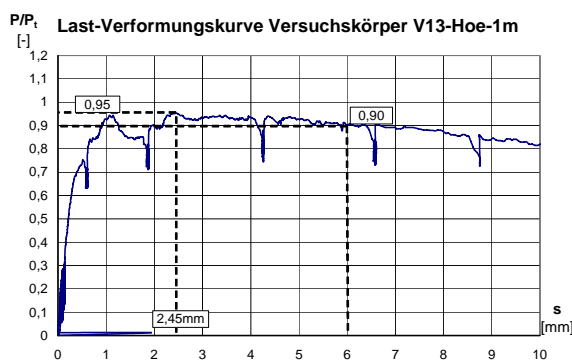


Bild 7-72: Last-Verformungskurve V13-Hoe-1m

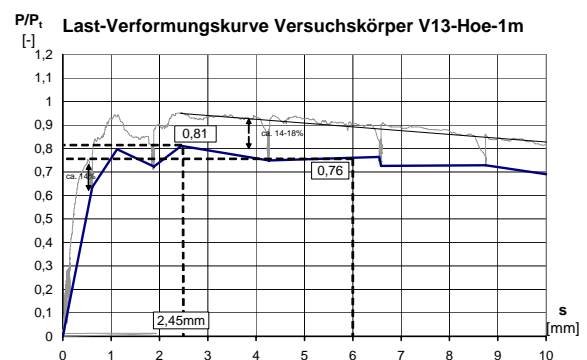


Bild 7-73: Statische Last-Verformungskurve V13-Hoe-1m

Jedoch musste schon bei 1,6mm neben Biegerissen auf der Bauteiloberseite (vgl. Bild 7-76) 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 7-74). Der Einbruch der Last-Verformungskurve bei ca. 1,6mm vor Erreichen der eigentlichen Traglast bei 2,45mm müsste mit dem Auftreten dieser Risse zusammen hängen. Obwohl weitere Risse in den Sicken bei 4mm auftraten, kam es zu keinem nennenswerten Abfall der Last-Verformungskurve, vgl. Bild 7-75.

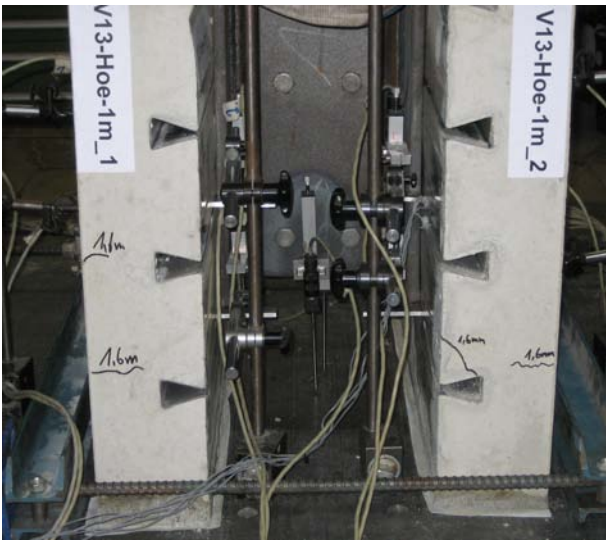


Bild 7-74: Seitenansicht V13-Hoe-1m bei 1,60mm Verformung

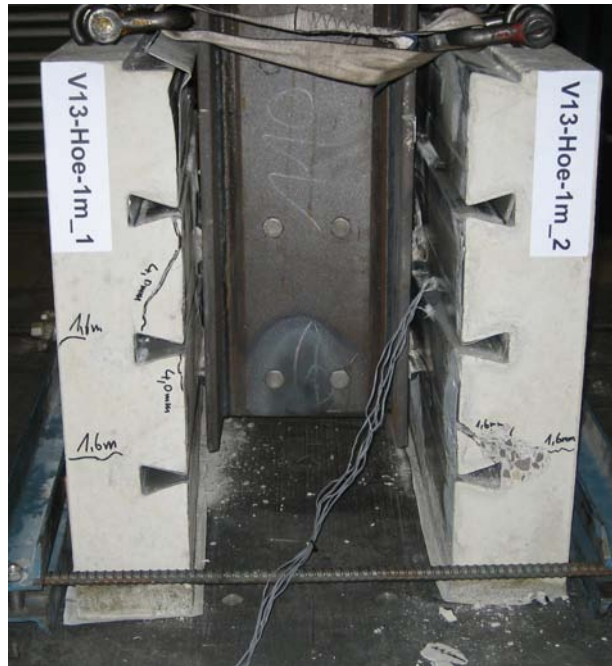


Bild 7-75: Seitenansicht V13-Hoe-1m bei Versuchsende

Der Versuch wird schliesslich bei über 60mm Verformung bei deutlichem Herausziehen der Kopfbolzen, wie in Bild 7-75 bzw. Bild 7-77 zu sehen, abgebrochen.

Zusammenfassend ist jedoch festzustellen, dass infolge der aufgetretenen Risse in zwei Sicken bei 1,6mm bzw. 4,0mm von einem früheren Versagen infolge Ausbrechen bzw. Versagen des Betons vor den Kopfbolzen ausgegangen werden muss. Jedoch widerspricht das duktile Verhalten der Verbundfuge im Nachtraglastbereich dieser Vermutung.

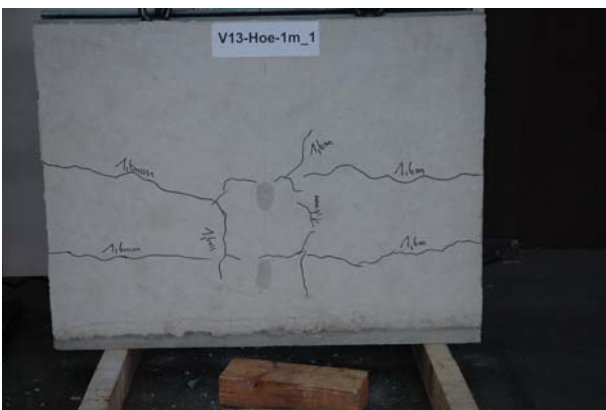


Bild 7-76: Ansicht Risse Betongurt V13-Hoe-1m Seite 1



Bild 7-77: Seitenansicht V13-Hoe-1m Seite 1

7.4.2 Versuchskörper V14-Hoe-1m

Der Versuchskörper V14-Hoe-1m hatte ebenfalls einen mittig angeordneten Kopfbolzen mit einer Kopfbolzenhöhe von 100mm statt 75mm wie bei Versuchskörper V13-Hoe-1m. Die im Versuch beobachtete Last-Verformungskurve zeigte ein sehr duktilen Verhalten mit einer maximalen Traglast von 90 Prozent der rechnerisch erwarteten Traglast P_t und einer nur geringfügigen niedrigeren Traglast von 87 Prozent von P_t bei 6mm. Die statische Last-Verformungskurve lag mit den Werten $0,76P_t$ bei maximaler Traglast bzw. $0,74P_t$ bei 6mm Verformung etwa 14-16 Prozent unterhalb des im Versuch beobachteten Verlaufes. Diese Abminderung stimmt in etwa mit den Werten von V13-Hoe-1m überein. Des Weiteren fällt auf, dass die maximale Traglast erst bei 3,40mm erreicht wurde, aber ab ca. 1,60mm Verformung die Last-Verformungskurve fast horizontal verläuft.

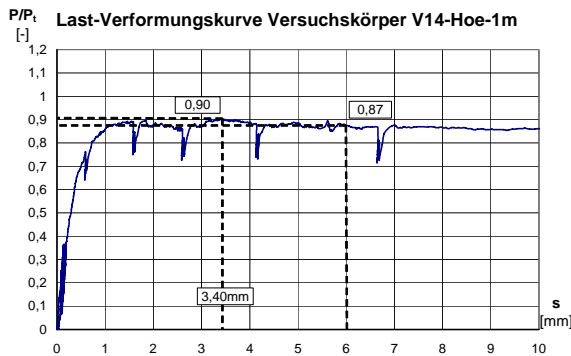


Bild 7-78: Last-Verformungskurve V14-Hoe-1m

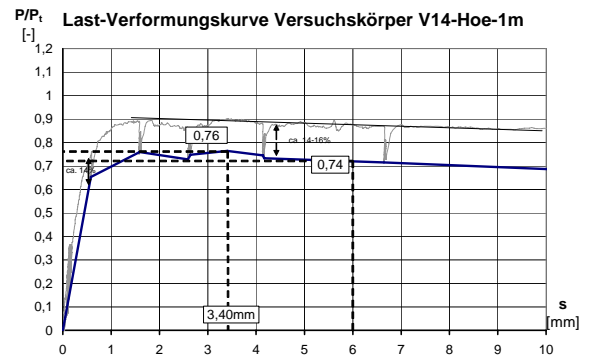


Bild 7-79: Statische Last-Verformungs-kurve V14-Hoe-1m

Vor Erreichen der Traglast bei etwa 3,4mm wurden im Gegensatz zu Versuchskörper V13-Hoe-1m nur Biegeerisse, die etwa bei 2,5mm Verformung auftraten, beobachtet. Während Risse in der Sicke kurz nach Erreichen der Traglast bei etwa 4mm bzw. bei über 20mm auftraten (vgl. Bild 7-81).

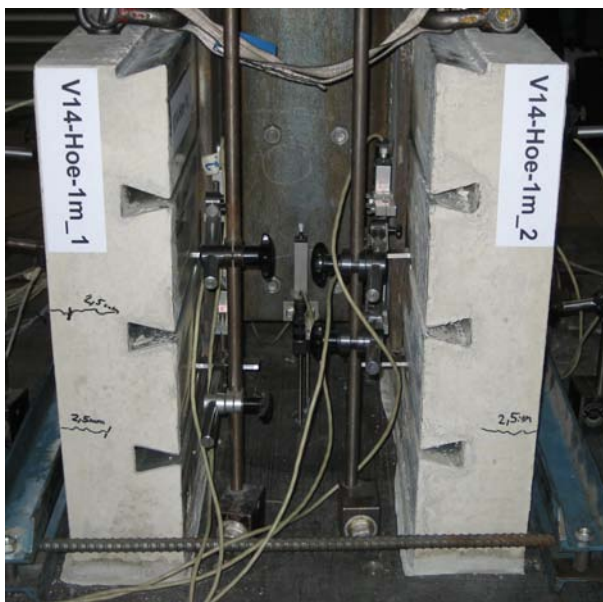


Bild 7-80: Seitenansicht V14-Hoe-1m bei 4mm Verformung

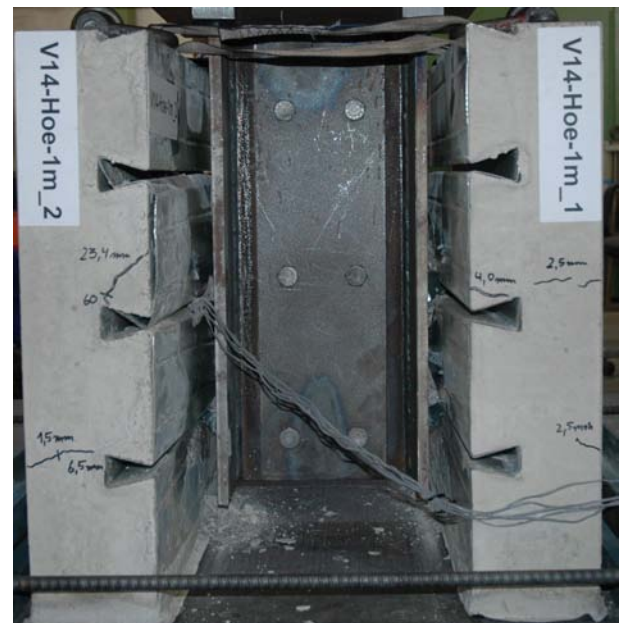


Bild 7-81: Seitenansicht V14-Hoe-1m bei Versuchsende

Der Versuch wurde nach einer Verformung von über 60mm abgebrochen. Es zeigte sich, dass die Kopfbolzen entweder aus der Sicke herausgezogen wurden oder absicherten (Bild 7-81 bzw. Bild 7-82) Die unterschiedlichen Verformungen der beiden Sicken in Bild 7-83 lassen darauf schliessen, dass die abgesicherten Kopfbolzen früher versagten als die Kopfbolzen, die aus der Sicke herausgebrochen sind. Gleichzeitig lässt jedoch der Vergleich der Verformungen den Schluss zu, dass beide Versagensarten weit nach Erreichen der Traglast erfolgten (vgl. auch Bild 7-81 obere Sicke).

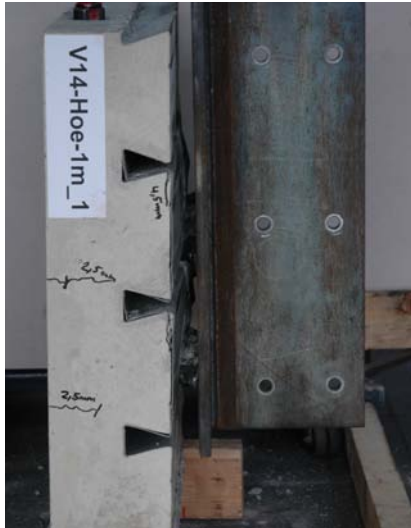


Bild 7-82: Seitenansicht V14-Hoe-1m Seite 1



Bild 7-83: Innenansicht Trapezblech V14-Hoe-1m Seite 2

7.4.3 Versuchskörper V15-Hoe-1u

Wie bereits die Versuchskörper V13-Hoe-1m und V14-Hoe-1m zeigt auch die Last-Verformungskurve des Versuchskörpers V15-Hoe-1u ein relativ duktiles Verhalten der Verbundfuge im betrachteten Verformungsbereich von 10mm. Jedoch kam es auch, wie schon bei anderen Versuchen mit Kopfbolzen in „unfavourable position“ beim V15-Hoe-1u, zu einem zweiten Traglastniveau bei über 30mm. Dieses Niveau erreichte mit $0,65P_t$ einen höheren Wert als das erste Traglastniveau bei 1,55mm, das nur 53 Prozent der rechnerisch erwarteten Traglast P_t erreichte. Des Weiteren erreichte die Traglast bei 6mm nur noch 44 Prozent von P_t (vgl. Bild 7-84). Die statische Kurve liegt im Mittel etwa 14-16% unter der dynamischen Kurve nach Bild 7-84, was zu einer statischen maximalen Traglast von $0,45P_t$ bei 1,55mm bzw. $0,37P_t$ bei 6mm führt (vgl. Bild 7-85).

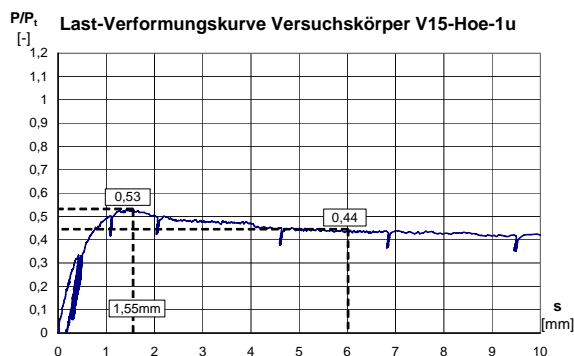


Bild 7-84: Last-Verformungskurve V15-Hoe-1u

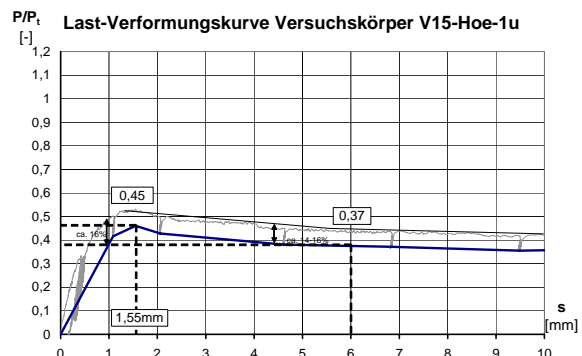


Bild 7-85: Statische Last-Verformungskurve V15-Hoe-1u

Es konnten bei 1,55mm Verformung (maximale Traglast) keine Risse auf der Betonaussenseite, die auf den Versagensmechanismus hindeuten, festgestellt werden (vgl. Bild 7-86). Obwohl bei etwa 60mm ein Riss durch eine Sicke lief (vgl. Bild 7-87), konnte deutlich früher ein Herausbrechen des Betons bzw. des Trapezbleches beobachtet werden (vgl. Bild 7-88 bzw. Bild 7-89). So wurde bei etwa 50mm 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.

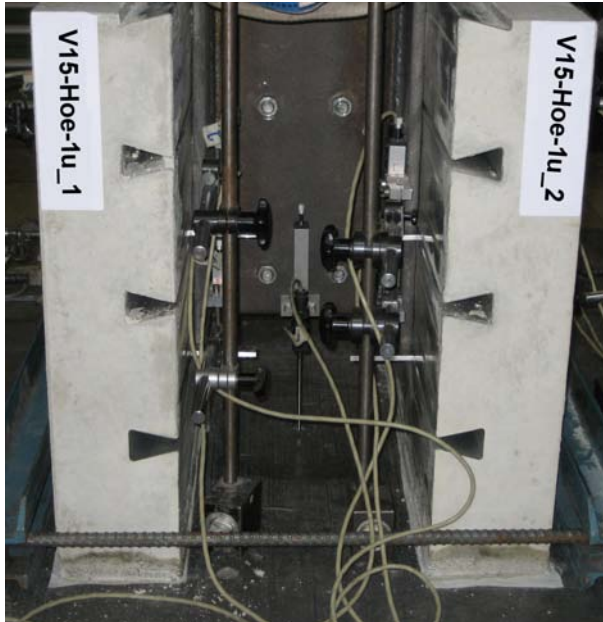


Bild 7-86: Seitenansicht V15-Hoe-1u bei 4,5mm



Bild 7-87: Seitenansicht V15-Hoe-1u bei Versuchsende

Trotz dieses offensichtlichen Versagens wurde der Versuch weitergefahren, was zur Folge hatte, dass der Versuch erst nach Abscheren aller Kopfbolzen endete (vgl. Bild 7-88 bzw. Bild 7-89)



Bild 7-88: Innenansicht Trapezblech V15-Hoe-1u Seite 1



Bild 7-89: Innenansicht Trapezblech V15-Hoe-1u Seite 2

7.4.4 Versuchskörper V16-Hoe-1f

Bei V16-Hoe-1f zeigten sich bereits bei etwa 1,2mm (vgl. Bild 7-92) erste Biegerisse, obwohl die Traglast erst bei 2,78mm (vgl. Bild 7-90) ihren maximalen Wert von 109 Prozent der rechnerisch erwarteten Traglast P_t erreichte. Die ebenfalls bestimmte Tragfähigkeit bei 6mm konnte mit 92 Prozent von P_t bestimmt werden (vgl. Bild 7-90).

Des Weiteren konnte die Abminderung zur Bestimmung der statischen Last-Verformungskurve, wie in Bild 7-91 dargestellt, mit ca. 14-16% bestimmt werden, was eine Reduktion der maximalen Traglast auf $0,92P_t$ bzw. der Traglast bei 6mm auf $0,78P_t$ zur Folge hatte.

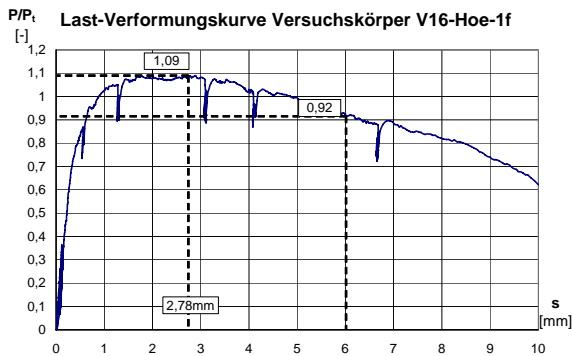


Bild 7-90: Last-Verformungskurve V16-Hoe-1f

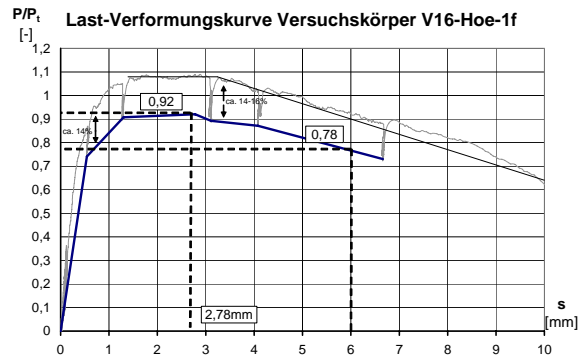


Bild 7-91: Statische Last-Verformungskurve V16-Hoe-1f

Ein erster Riss, der auf einen möglichen Versagensmechanismus hindeutet, wurde bei 4mm in der oberen rechten Sicke in Bild 7-93 beobachtet. Es zeigte sich jedoch, dass der Träger infolge kompletten Abscherens der beiden Kopfbolzen in den Sicken des Betongurtes der Seite 2 bei ca. 16mm versagte (siehe Bild 7-95). Vor allem die geringe Verformung des Fußpunktes des oberen Kopfbolzen in Bild 7-95 lässt den Schluss zu, dass dieser Kopfbolzen wahrscheinlich schon vor Erreichen der 16mm Verformung abscherete.

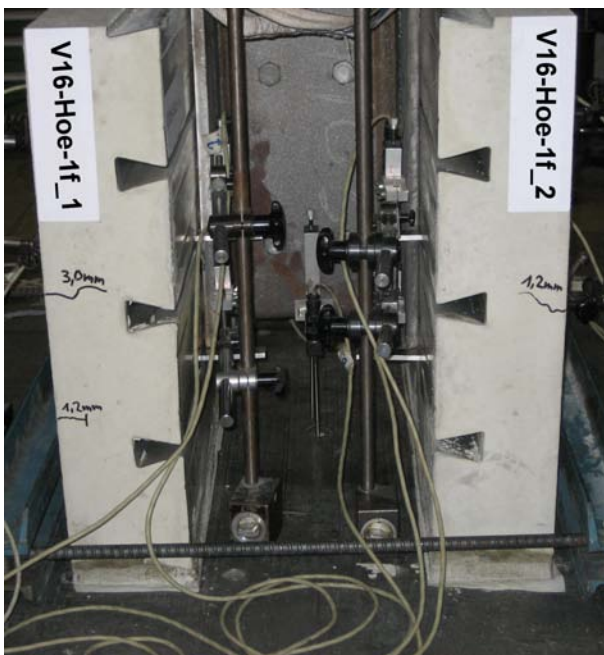


Bild 7-92: Seitenansicht V16-Hoe-1f kurz nach Erreichen der Traglast

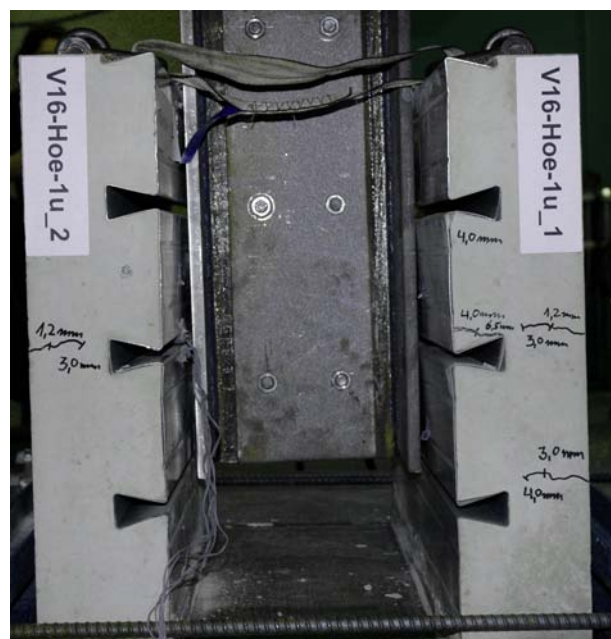


Bild 7-93: Seitenansicht V16-Hoe-1f bei Versuchsende

Gleichzeitig zeigt die Verformung des Trapezbleches in Bild 7-94 bereits Anzeichen eines Herausbrechens bzw. Herausziehens der beiden Kopfbolzen, was, wären die Kopfbolzen nicht abgesichert, das andere mögliche Versagen gewesen wäre.

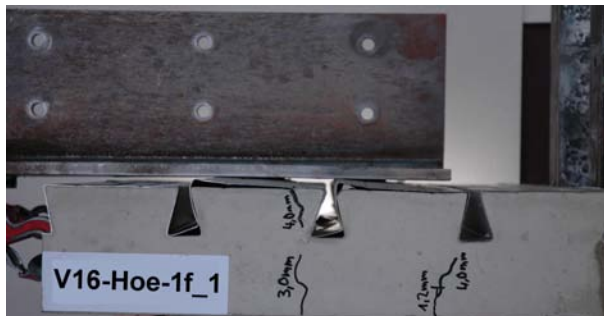


Bild 7-94: Seitenansicht V16-Hoe-1f Seite 1 nach Versuchsende



Bild 7-95: Innenansicht Trapezblech V16-Hoe-1f Seite 2 nach Versuchsende

7.4.5 Versuchskörper V17-Hoe-2a

Der Versuchskörper erreichte seine maximale Traglast von 94% der erwarteten Traglast P_t bei 2,44mm (vgl. Bild 7-96). Des Weiteren konnte ein relativ hoher Wert der Traglast bei 6mm von 88% von P_t im Vergleich zur maximalen Traglast beobachtet werden. Der Einfluss der Kurzzeitrelaxation ergab sich zu ca. 13-16% (vgl. Bild 7-97), was zur Folge hatte, dass die statische Last-Verformungskurve, wie in Bild 7-97 dargestellt, einen maximal Wert von $0,79P_t$ und bei 6mm von $0,74P_t$ hat.

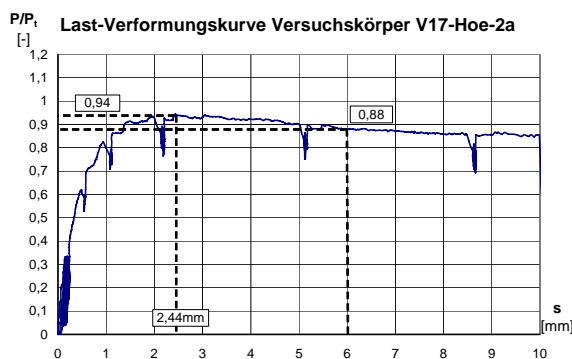


Bild 7-96: Last-Verformungskurve V17-Hoe-2a

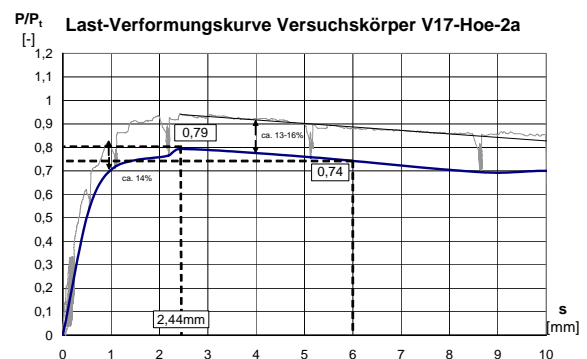


Bild 7-97: Statische Last-Verformungs-kurve V17-Hoe-2a

Obwohl sich erste Biegerisse 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 (vgl. Bild 7-98). Der zum Abbruch des Versuches führende Riss auf der Seite 2 des Versuchskörpers V17-Hoe-2a, wie er in Bild 7-99 gezeigt wird, wurde erst bei Verformungen von über 60mm beobachtet.

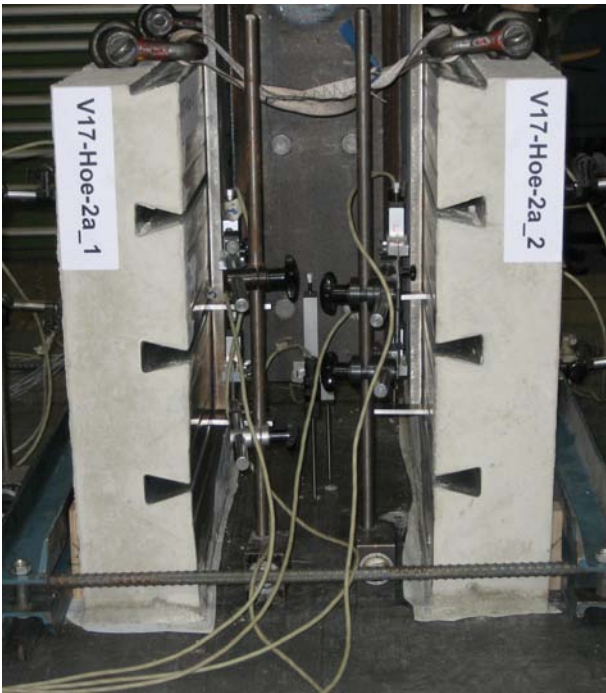


Bild 7-98: Seitenansicht V17-Hoe-2a kurz nach Erreichen der Traglast



Bild 7-99: Seitenansicht V17-Hoe-2a Seite 2 bei Versuchstopp

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 7-100 gezeigten Innenansicht des Trapezbleches nicht richtig. Deutlich erkennt man das aufgerissene Trapezblech und die abgescherten Kopfbolzendübel. So scheint der Versuchskörper auf Grund eines kombinierten Betonversagens vor dem Kopfbolzen mit anschliessendem Kopfbolzenabscherens versagt zu haben.

Diese Beobachtung wird durch Bild 7-101 bestätigt. Wie in Bild 7-101 zu sehen, kam es bei dem Betongurt (Seite 1) des Versuchskörpers zum Abplatzen des Betons oberhalb der Kopfbolzen. Hierbei lässt sich deutlich durch Vergleich der Kopfverdrehungen der Kopfbolzen feststellen, dass nur der obere linke Kopfbolzen die komplette Verformung mitgemacht hat. Die anderen Kopfbolzen hingegen scheinen ebenfalls, wie bereits die Kopfbolzen in Bild 7-100, abgeschert zu sein.



Bild 7-100: Innenansicht Trapezblech von V17-Hoe-2a Seite 2



Bild 7-101: Ansicht Betongurt V17-Hoe-2a Seite 1

7.5 Zusammenfassung

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass in den durchgeführten Versuchen nur 3 Versuchskörper die rechnerisch erwartete Traglast P_t , bestimmt durch Multiplikation der nach [Hintergrundbericht EC4] erwarteten Tragfähigkeit eines Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte (vgl. Gl. 3.11 bzw. Gl. 3.12) mit dem Abminderungsfaktor k_t nach [DIN 18800-5] bzw. [DIN EN 1994-1-1], überschritten (vgl. Tabelle 7.1, Spalte 2). Gerade die Kopfbolzen in „unfavourable position“ lagen mit maximal 65-69 Prozent für 2 Kopfbolzen in einer Sicke bzw. mit 43-85 Prozent bei 1 Kopfbolzen in der Sicke deutlich darunter (vgl. Tabelle 7.1, Spalte 2). Dagegen lagen die Versuchskörper mit Kopfbolzen in „favourable position“ darüber oder knapp unter der rechnerisch erwarteten Tragfähigkeit.

Des Weiteren zeigten sich bei den meisten Versuchskörpern keine Risse im Beton bzw. Verformungen an den Trapezblechen, die auf das Erreichen der maximalen Traglast der Versuche bzw. auf das Erreichen des ersten Traglastplateaus (vgl. [Lungershausen 1988]) hinwiesen.

Tabelle 7.1: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse (V1-V17)

1	$P_g/P_{t,kt}$ [-]	$u(P_g)$ [mm]	$P_{stat}/P_{t,kt}$ [-]	$P_{ef}/P_{t,kt}$ [-]	$P_{ef}/P_{Rk,kt}$ [-]	$P_{stat}/P_{t,kt}$ [-]	$k=P_g/P_t$ [-]	9
V1-TK-2f	0,97	1,49	0,81	0,77	1,33	0,67	0,68	Rippenabscheren/ Betonausbruch/ Kopfbolzenabscheren
V2-TK-2f	0,92	1,10	0,80	-	-	-	0,64	Rippenabscheren
V3-TK-2u	0,65	1,47	0,55	0,52	0,90	0,44	0,45	Betonausbruch + Kopfbolzenabscheren
V4-TK-2u	0,69	1,50	0,55	0,51	0,88	0,43	0,49	Betonausbruch + Kopfbolzenabscheren
V5-TK-2a	0,92	2,01	0,75	0,76	1,32	0,65	0,64	Betonausbruch + Kopfbolzenabscheren
V6-TK-2a	0,91	1,70	0,78	0,69	1,19	0,59	0,64	Betonausbruch
V7-Co-1f	1,40	1,24	1,18	-	-	-	0,72	Rippenabscheren
V8-Co-1f	1,07	2,02	0,89	1,05	1,80	0,88	0,91	Rippenabscheren
V9-Co-1f	0,92	1,67	0,79	0,78	1,33	0,63	0,78	Kopfbolzenabscheren
V10-Co-1u	0,85	2,50	0,70	0,71	1,21	0,60	0,44	Betonausbruch + Rippenabscheren
V11-Co-1u	0,43	2,22	0,37	-	-	-	0,37	Kopfbolzenabscheren + Betonausbruch
V12-Co-1u	0,58	1,95	0,49	0,49	0,85	0,42	0,49	Rippenabscheren
V13-Hoe-1m	0,95	2,45	0,81	0,90	1,56	0,77	0,70	Kopfbolzenherausziehen
V14-Hoe-1m	0,90	3,40	0,76	0,87	1,50	0,74	0,77	Kopfbolzenherausziehen + Kopfbolzenabscheren
V15-Hoe-1u	0,53	1,55	0,45	0,44	0,74	0,37	0,45	Betonausbruch + Kopfbolzenabscheren
V16-Hoe-1f	1,09	2,78	0,92	0,92	1,55	0,78	0,93	Kopfbolzenabscheren
V17-Hoe-2a	0,94	2,44	0,79	0,88	1,49	0,74	0,66	Betonausbruch

Dies liegt sicherlich an der geringen gemessenen Verformung bei Erreichen der maximalen Traglast innerhalb des betrachteten Verformungsbereichs. Es zeigte sich, dass die maximale Traglast sich bei einer Verformung im Bereich von 1mm-3,5mm einstellte (vgl. Tabelle 7.1, Spalte 3).

Gerade die Versuchskörper, die eine etwas höhere Verformung bei Erreichen der maximalen Traglast aufwiesen, zeigten jedoch einen ausgesprochenen horizontalen Verlauf ihrer Last-Verformungskurve vor Erreichen ihrer maximalen Traglast. Exemplarisch wäre hier Versuchskörper V14-Hoe-1m zu nennen, der mit 3,4mm Verformung (vgl. Tabelle 7.1, Spalte 3) den Maximalwert aller Versuchskörper aufzeigt, jedoch bereits bei ca. 1,5mm eine nur marginal niedrigere Traglast (vgl. Bild 7-78) als den Absolutwert bei 3,4mm erreichte.

Der Einfluss der Kurzzeitrelaxation auf die Traglast, die durch den Vergleich der statischen Last-Verformungskurve und der dazugehörigen Traglast P_{stat} mit der erwarteten Traglast $P_{t,kt}$ bestimmt wurden (vgl. Tabelle 7.1, Spalte 4), liegt in etwa bei 12-18 Prozent, was oberhalb der 10 prozentigen Abminderung nach [Hanswille 2006] liegt. Jedoch bleibt festzustellen, dass vor allem die Abschätzung

der maximalen Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Kurzzeitrelaxation schwierig ist. So muss davon ausgegangen werden, dass die Bestimmung der statischen Last-Verformungskurve durch Stützstellen großen Einflüssen unterworfen ist. Hier wäre die Stoppdauer, die Belastungsgeschwindigkeit, der Zeitpunkt des jeweiligen Stopps und nicht zuletzt die Versuchseinrichtung (Versuchspresse etc.) zu nennen.

Des Weiteren zeigt sich, dass obwohl die meisten Versuche die rechnerische Tragfähigkeit $P_{t,kt}$ unterschreiten, 10 Versuche das Duktilitätskriteriums ($P_{e6}/P_{Rk,kt} > 1,0$) bei 6mm Verformung, vgl. [DIN 18800-5], Element (924) einhalten.

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“ bzw. „alternate position“ und mit unterer Bewehrungslage über den Vergleichskörpern (vgl. Tabelle 7.1, Spalte 5/6).

Allen Versuchen gleich war, dass eine eindeutige Bestimmung des maßgebenden Versagensmechanismus nur schwierig möglich war. Gerade die Versuchskörper V1-V6 zeichnen sich durch kombiniertes Auftreten verschiedener Versagensmechanismen aus. So konnten zum Beispiel bei V1-TK-2f neben Rippenabscheren, ein Ausbrechen des Betons vor dem Kopfbolzen und im weiteren Versuchsverlauf das komplette Herausbrechen 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 10mm.bzw. Die restlichen Versuchskörper versagten unabhängig von der Versagensart erst bei deutlich größeren Verformungen. Somit ist die Zuordnung eines Versuchskörpers zu einem eindeutigen Versagensmechanismus, der teilweise erst nach dem Erreichen eines zweiten Traglastniveaus beobachtet wurde, oder bei gleichzeitigem Auftreten mehrerer Versagensmechanismen äußerst schwierig. Auch aus dem Grund, dass bei keinem Versuchskörper bei Erreichen der Traglast sowohl auf der Betonoberfläche in Form von Rissen, meistens konnten bei maximaler Traglast keine Risse festgestellt werden, bzw. beim Trapezblech in Form von Verformungen Indizien, die auf die Art des späteren Versagens hindeuten beobachtet wurden.

8 Vergleich der Versuchsergebnisse mit bestehenden Modellen/Normen

8.1 Vergleich mit DIN 18800-5

Wie bereits in Abschnitt 7.5 gezeigt, erreichen 14 von 17 Versuchen die rechnerisch erwartete Tragfähigkeit $P_{t,kt}$ nicht. Vor allem die Traglasten der Versuchskörper mit Kopfbolzen in „unfavourable position“ liegen hier deutlich darunter. Eine Besonderheit stellt der Versuchskörper V7-Co-1f da, obwohl er auf Grund seiner gewählten Kopfbolzenlänge in Relation zur Trapezprofilhöhe nicht im Anwendungsbereich der Norm liegt, erreichte er eine um 40 Prozent höhere Tragfähigkeit als nach Norm berechnet. Gleichzeitig muss festgestellt werden, dass auch Versuchskörper V13-Hoe-1m nur knapp unterhalb der erwarteten Tragfähigkeit bleibt, obwohl auch hier die Einbindetiefe deutlich zu klein war. Die Unterschreitung liegt in der größten Ordnung, wie sie auch bei den Versuchen mit ThyssenKrupp-Profilen und Kopfbolzen in „favourable position“ beobachtet wurden.

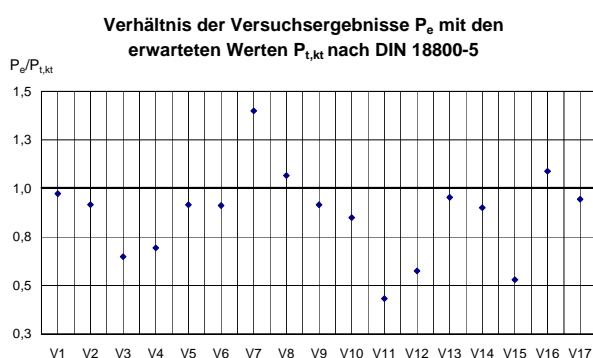


Bild 8-1: Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit den rechnerisch erwarteten Tragfähigkeiten $P_{t,kt}$

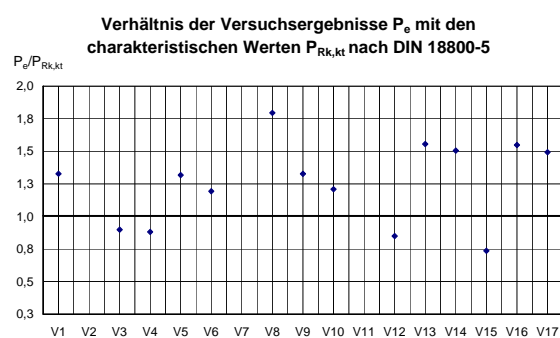


Bild 8-2: Beurteilung der Duktilität nach [DIN 18800-5], Element 924

In Tabelle 8.1 sind die Versuchsergebnisse maximale Traglast P_e , Traglast P_{e6} bei 6mm Schlupf bezogen auf die Traglast $P_{t,kt}$ bzw. auf den charakteristischen Traglastwert $P_{Rk,kt}$ sowie der notwendige Abminderungsfaktor k im Vergleich zu Reduktionsfaktor nach Norm dargestellt.

Gerade die Versuche (V1-V6) mit ThyssenKrupp-Profilen und Variation der Kopfbolzenlage innerhalb der Sicke haben gezeigt, dass die untere Bewehrungslage, obwohl sie nach [DIN 18800-5], Element 928 angeordnet wurden, keinen nennenswerten Einfluss auf die Tragfähigkeiten hat, vgl. Tabelle 8.1 Spalte 2, jedoch bei Kopfbolzen in alternierender Anordnung bzw. in „favourable position“ einen positiven Einfluss auf das Verformungsverhalten hat. Der geringe positive Einfluss der unteren Bewehrungslage konnte durch die weiteren Versuche in denen der geforderte lichte Mindestabstand teilweise deutlich unterschritten wurde, bestätigt werden.

Tabelle 8.1: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse (V1-V17)

	$P_e/P_{t,kt}$ [-]	$P_{ef}/P_{t,kt}$ [-]	$P_{ef}/P_{Rk,kt}$ [-]	k_t [DIN18800-5]	$k=P_e/P_t$ [-]	Anwendungsbereich nach DIN 18800-5, Abschnitt 9.4.4
1	2	3	4	5	6	7
V1-TK-2f	0,97	0,77	1,33	0,70	0,68	ja
V2-TK-2f	0,92	[-]	[-]		0,64	nein*
V3-TK-2u	0,65	0,52	0,90		0,45	ja
V4-TK-2u	0,69	0,51	0,88		0,49	nein*
V5-TK-2a	0,92	0,76	1,32		0,64	ja
V6-TK-2a	0,91	0,69	1,19		0,64	nein*
V7-Co-1f	1,40	[-]	[-]	0,51	0,72	nein
V8-Co-1f	1,07	1,05	1,80	0,85	0,91	nein*
V9-Co-1f	0,92	0,78	1,33		0,78	ja
V10-Co-1u	0,85	0,71	1,21	0,51	0,44	nein
V11-Co-1u	0,43	[-]	[-]	0,85	0,37	nein*
V12-Co-1u	0,58	0,49	0,85		0,49	ja
V13-Hoe-1m	0,95	0,90	1,56	0,74	0,70	nein
V14-Hoe-1m	0,90	0,87	1,50	0,85	0,77	nein*
V15-Hoe-1u	0,53	0,44	0,74		0,45	nein*
V16-Hoe-1f	1,09	0,92	1,55		0,93	nein*
V17-Hoe-2a	0,94	0,88	1,49	0,70	0,66	nein*

* Bedingung Abstand untere Bewehrungslage zu gering bzw. untere Bewehrungslage nicht vorhanden

Ebenfalls auffallend war, dass bei allen Versuchen die erwartete positive Auswirkung der Kopfbolzenanordnung in „favourable position“, nicht ausreichend ist, um die sehr niedrigen Tragfähigkeiten bei Kopfbolzenanordnung in „unfavourable position“ auszugleichen, obwohl dies in [DIN 18800-5], Element 947 durch die Forderung einer alternierenden Anordnung im Falle, dass eine mittige Anordnung nicht möglich ist, vorausgesetzt wird.

So muss im Hinblick auf die Tragfähigkeit bzw. auf den Abminderungsfaktor k zur Bestimmung des Einflusses des Trapezbleches bzw. der Rippengeometrie festgestellt werden, dass alle im Anwendungsbereich der Norm liegenden Versuchskörper den Abminderungsfaktor k zu hochansetzen (vgl. Tabelle 8.1 Spalte 5 mit Spalte 6), unter Vernachlässigung der „richtigen“ Anordnung der unteren Bewehrungslage überschreiten V8-Co-1f und V16-Hoe-1f hingegen die berechnete Tragfähigkeit.

Des Weiteren zeigt sich, dass trotz Unterschreiten der rechnerischen Tragfähigkeit bei 10 Versuchskörper die Kopfbolzenverbindung nach [DIN 18800-5], Element 924 als duktil eingestuft werden konnte, obwohl die geometrischen Bedingungen nach [DIN 18800-5], Element 926 nur teilweise eingehalten worden sind.

8.2 Vergleich mit Modell nach Roik, Lungershausen

Der Vergleich zwischen den vorliegenden Versuchsergebnissen und dem Modell nach Roik, Lungershausen erfolgt mit dem erweiterten Modell nach Gl. 5.4 aus [Hintergrundbericht EC4], da hier die Möglichkeit besteht die Varianten zwei Kopfbolzen pro Sicke, sowie offenen und hinterschnittene Profile zu berücksichtigen. Auffallend bei dem Vergleich der Versuchstragfähigkeiten mit den Tragfähigkeiten nach Roik/Lungershausen ist, dass vor allem die ThyssenKrupp-Profile (V1-V6) mit Kopfbolzen in „favourable position“ bzw. in alternierender Anordnung eine gute Übereinstimmung, ebenso wie die beiden Hoesch-Profile (V13-V14) mit Kopfbolzen in „mid-position“, zeigen. (vgl. Tabelle 8.2, Spalte 3 bzw Bild 8-3). Es zeigt sich, dass das Model von Roik, Lungershausen bzw. der erweiterte Ansatz nach [Hintergrundbericht EC4] im Vergleich zur [DIN 18800-5] (vgl. Tabelle 8.2, Spalte 3) ähnliche Tragfähigkeiten liefert.

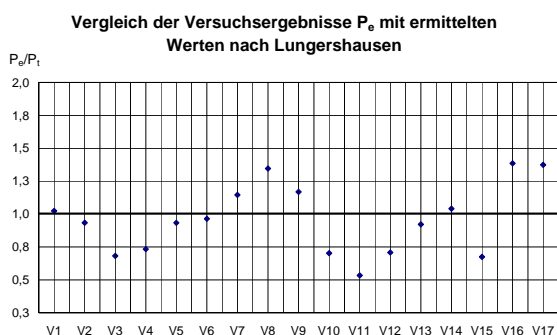


Bild 8-3: Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit dem Modell nach Roik, Lungershausen

Gleichzeitig muss jedoch festgestellt werden, dass im Falle von Kopfbolzen in „unfavourable position“ die Tragfähigkeit in allen Fällen überschätzt wird. Auf Grund des gewählten Modells bzw. dem dazugehörigen Versagensmechanismus (Fließgelenkkette) sollte die Qualität des Modells unabhängig von der Kopfbolzenposition sein. Da dies nicht der Fall ist, muss davon ausgegangen werden, dass weitere, nicht berücksichtigte Einflussgrößen, die Tragfähigkeit bestimmen. So zeigt V1-TK-2f (siehe Bild 8-4) eine Kopfbolzenverformung, die dem Versagensmechanismus nach dem Modell Roik, Lungershausen ähnelt, jedoch wurde bei Versuchskörper V2-TK-2f eine andere Kopfbolzenverformung festgestellt (vgl. Bild 8-5). Obwohl bei V2-TK-2f keine untere Bewehrungslage angeordnet wurde, erreichte der Versuchskörper eine etwa gleich große Tragfähigkeit wie V1-TK-2f (mit unterer Bewehrungslage).



Bild 8-4: Kopfbolzenverformung V1-TK-2f Seite 2



Bild 8-5: Kopfbolzenverformung V2-TK-2f Seite 1

Somit stellt sich die Frage, ob bei gleichen Tragfähigkeiten, der Versagensmechanismus, obwohl weitere Versagensursachen beobachtet wurden (vgl. Tabelle 8.2, Spalte 4) wie ihn das Modell nach Roik, Lungershausen zu Grunde legt, maßgebend bei der Bestimmung der maximalen Tragfähigkeit ist.

Tabelle 8.2: Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Model nach Roik, Lungershausen

	P_e/P_{Lung} [-]	$P_{Lung}/P_{t,kt}$ [-]	Versagen
1	2	3	4
V1-TK-2f	1,02	0,95	Rippenabscheren/ Betonausbruch/ Kopfbolzenabscheren
V2-TK-2f	0,93	0,98	Rippenabscheren
V3-TK-2u	0,68	0,95	Betonausbruch/ Kopfbolzenabscheren
V4-TK-2u	0,73	0,95	Betonausbruch/ Kopfbolzenabscheren
V5-TK-2a	0,93	0,98	Betonausbruch/ Kopfbolzenabscheren
V6-TK-2a	0,96	0,95	Betonausbruch
V7-Co-1f	1,15	1,22	Rippenabscheren
V8-Co-1f	1,35	0,79	Rippenabscheren
V9-Co-1f	1,17	0,78	Kopfbolzenabscheren
V10-Co-1u	0,70	1,21	Betonausbruch + Rippenabscheren
V11-Co-1u	0,53	0,81	Kopfbolzenabscheren + Betonausbruch
V12-Co-1u	0,71	0,81	Rippenabscheren
V13-Hoe-1m	0,92	1,04	Kopfbolzenherausziehen
V14-Hoe-1m	1,04	0,87	Kopfbolzenherausziehen + Kopfbolzenabscheren
V15-Hoe-1u	0,67	0,79	Betonausbruch + Kopfbolzenabscheren
V16-Hoe-1f	1,39	0,79	Kopfbolzenabscheren
V17-Hoe-2a	1,37	0,69	Betonausbruch

8.3 Vergleich mit Modell nach Johnson, Yuan

Das Modell von Johnson und Yuan ergibt bis auf die Versuchskörper V5-TK-2a und V6-TK-2a höhere Tragfähigkeiten als im Versuch beobachtet (vgl. Tabelle 8.3, Spalte 2 bzw. Bild 8-7). Hierbei ist jedoch zu beachten, dass nach [Yuan 1996] die Anwendbarkeit des Modells bei 2 Kopfbolzen nur in „favourable position“ bzw. „mid-position“ in einer Sicke mit einem Breiten- zu Höhenverhältnis b_0/h_p von größer/gleich 2,4 zulässig ist, was zur Folge hat, dass bei einem $b_0/h_p = 2,14$ (vgl. Tabelle 6.3) keiner der untersuchten Versuchskörper der ThyssenKrupp-Reihe im Anwendungsbereich des Modells liegt. Des Weiteren ist anzumerken, dass die Bestimmung der rechnerischen Traglast P_{Joh} mit den Abminderungsfaktoren nach [Yuan 1996] ermittelt worden sind, was bei 2 Kopfbolzen in einer Sicke zu anderen Abminderungsfaktoren führt als [Johnson 1997], [Johnson 1998a] und [Johnson 1998b].

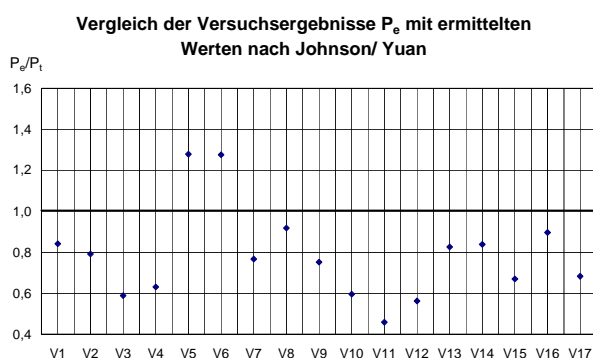


Bild 8-6: Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit dem Model nach Jenisch

Zusätzlich, vgl. Abschnitt 5.3, sind die Randbedingungen für die Anwendung des Modells nach Johnson/ Yuan so scharf formuliert, dass der Anwendungsbereich in etwa mit den Regelungen nach [DIN 18800-5] übereinstimmt.

Trotz dieser strengen Anwendungsregeln konnten im Vergleich zur [DIN 18800-5] keine bessere Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen P_e und den rechnerisch ermittelten Werten P_{Joh} festgestellt werden (vgl. Tabelle 8.3, Spalte 2). Es muss sogar eine insgesamt schlechtere Übereinstimmung, d. h. ein größeres Überschätzen der Tragfähigkeiten, zwischen Versuchsergebnis und Modell im Vergleich zu [DIN 18800-5] festgestellt werden (vgl. Tabelle 8.3, Spalte 3). Dieses Ergebnis widerspricht den Resultaten von [Johnson 1998a], [Johnson 1998b]. Jedoch liegen die Abweichungen in einer Größenordnung, die die Vermutung zulassen, dass der Abminderungsfaktor k nicht auf die Mittelwerte der Tragfähigkeiten eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte angewendet worden sind, vgl. hierzu die Gleichungen (1) und (3) in [Johnson 1998b].

Tabelle 8.3: Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Modell nach Johnson/ Yuan

	P_e/P_{Joh} [-]	$P_{Joh}/P_{t,kt}$ [-]	Versagen
1	2	3	4
V1-TK-2f	0,84	1,16	Rippenabscheren/ Betonausbruch/ Kopfbolzenabscheren
V2-TK-2f	0,79	1,16	Rippenabscheren
V3-TK-2u	0,59	1,10	Betonausbruch/ Kopfbolzenabscheren
V4-TK-2u	0,63	1,10	Betonausbruch/ Kopfbolzenabscheren
V5-TK-2a	1,28	0,72	Betonausbruch/ Kopfbolzenabscheren
V6-TK-2a	1,28	0,71	Betonausbruch
V7-Co-1f	0,77	1,82	Rippenabscheren
V8-Co-1f	0,92	1,16	Rippenabscheren
V9-Co-1f	0,75	1,22	Kopfbolzenabscheren
V10-Co-1u	0,60	1,43	Betonausbruch + Rippenabscheren
V11-Co-1u	0,46	0,94	Kopfbolzenabscheren + Betonausbruch
V12-Co-1u	0,56	1,02	Rippenabscheren
V13-Hoe-1m	0,83	1,15	Kopfbolzenherausziehen
V14-Hoe-1m	0,84	1,07	Kopfbolzenherausziehen + Kopfbolzenabscheren
V15-Hoe-1u	0,67	0,79	Betonausbruch + Kopfbolzenhabscheren
V16-Hoe-1f	0,90	1,21	Kopfbolzenabscheren
V17-Hoe-2a	0,68	1,38	Betonausbruch

8.4 Vergleich mit Modell Jenisch

Das Modell nach Jenisch zeigt, wie in Bild 8-7 bzw. in Tabelle 8.4, Spalte 2 zu erkennen, für die Profile der ThyssenKrupp-Reihe (V1-V6) eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Auffallend ist hierbei, dass der Einfluss der Kopfbolzenposition in der Trapezblechsicke bei diesen Versuchen durch das Modell von Jenisch relativ gut berücksichtigt wird.

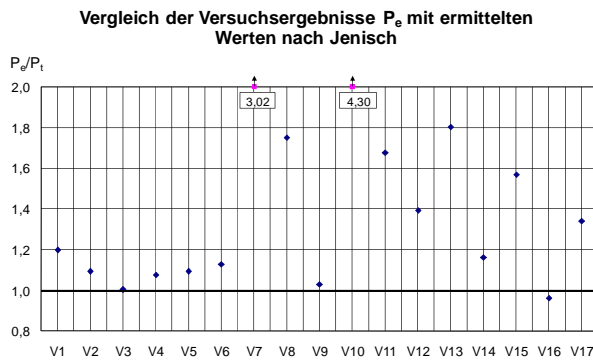


Bild 8-7: Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit dem Modell nach Jenisch

Ein etwas anderes Bild zeigt sich jedoch bei den restlichen Versuchen mit Cofrastra bzw. Hoesch Profilen. So musste eine teilweise grosse Abweichung zwischen rechnerisch erwarteten Wert P_{Jen} und den im Versuch beobachteten Tragfähigkeiten P_e festgestellt werden (vgl. Tabelle 8.4, Spalte 2). Hier wird der Quotient als Maß für die Qualität des Modells nach Jenisch dargestellt. Dies lässt die Vermutung zu, dass das Modell nach Jenisch einen relativ geringen Anwendungsbereich hat, bzw. hauptsächlich für Profilgeometrien, wie sie die Versuchskörper V1-V6 darstellen, geeignet ist. Die sehr grosse Abweichung der Versuchskörper V7 und V10 beruht auf der sehr geringen Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton und der geringen aufnehmbaren Zugkraft nach dem Modell Jenisch. Gerade die Abweichungen der Tragfähigkeiten der Versuchskörper, bei denen nach Jenisch die aufnehmbare Zugkraft maßgebend wird, unterschätzen die tatsächliche Tragfähigkeit deutlich. Hier ist Verbesserungspotential vorhanden. Insgesamt lässt sich feststellen, dass das Modell nach Jenisch im Mittel die Tragfähigkeiten eher überschätzt. Vergleicht man die Tragfähigkeiten nach Jenisch P_{Jen} mit den mittleren Tragfähigkeiten nach Norm, zeigt sich die gute Übereinstimmung zwischen den beiden Modellen für offenen Profile (V1/V2, V5/V6) mit Kopfbolzen in positiver bzw. alternierenden Anordnung und die besseren Ergebnisse bei offenen Profilen mit Kopfbolzen in negative Lage (V3/V4), vgl. (vgl. Tabelle 8.4, Spalte 3).

Tabelle 8.4: Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Model nach Jenisch

	P_e/P_{Jen} [-]	$P_{Jen}/P_{t,kt}$ [-]	Versagen
1	2	3	4
V1-TK-2f	1,20	0,81	Rippenabscheren/ Betonausbruch/ Kopfbolzenabscheren
V2-TK-2f	1,09	0,84	Rippenabscheren
V3-TK-2u	1,00	0,65	Betonausbruch/ Kopfbolzenabscheren
V4-TK-2u	1,08	0,64	Betonausbruch/ Kopfbolzenabscheren
V5-TK-2a	1,09	0,84	Betonausbruch/ Kopfbolzenabscheren
V6-TK-2a	1,13	0,81	Betonausbruch
V7-Co-1f	3,02	0,46	Rippenabscheren
V8-Co-1f	1,75	0,61	Rippenabscheren
V9-Co-1f	1,03	0,89	Kopfbolzenabscheren
V10-Co-1u	4,29	0,20	Betonausbruch + Rippenabscheren
V11-Co-1u	1,68	0,26	Kopfbolzenabscheren + Betonausbruch
V12-Co-1u	1,39	0,41	Rippenabscheren
V13-Hoe-1m	1,80	0,53	Kopfbolzenherausziehen
V14-Hoe-1m	1,16	0,78	Kopfbolzenherausziehen + Kopfbolzenabscheren
V15-Hoe-1u	1,57	0,34	Betonausbruch + Kopfbolzenabscheren
V16-Hoe-1f	0,96	1,13	Kopfbolzenabscheren
V17-Hoe-2a	1,34	0,70	Betonausbruch

8.5 Vergleich mit Ansatz von Ernst

Auffallend an dem Modell von Ernst ist, dass die rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten (vgl. Bild 8-8, Tabelle 8.5, Spalte 2), die im Versuch beobachtete Traglast P_e bis auf die Versuchskörper V1-TK-2f, V2-Tk-2f deutlich unterschätzt. Vor allem bei den niedrigen, hinterschnittenen Trapezprofilblechen der Hoesch-Reihe kam es zu sehr großen Abweichungen zwischen Versuchslast P_e zum rechnerischen Wert P_t nach Ernst. Die Abweichungen lagen unabhängig von der gewählten Sickenposition („favourable“ bzw. „unfavourable position“) in einer Größenordnung von 3,90 bis 5,17 (vgl. Bild 8-8).

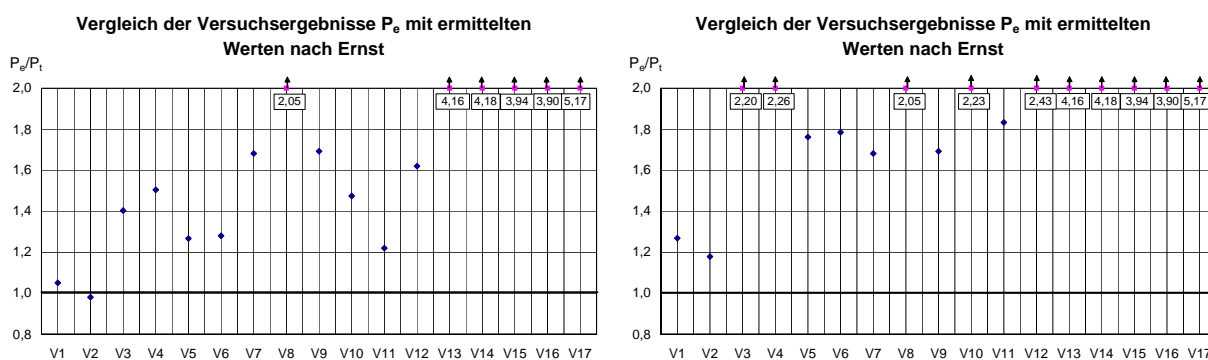


Bild 8-8: Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit dem Modell nach Ernst

Bild 8-9: Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit dem Modell nach Ernst unter Berücksichtigung von $P_{Ern,min}$ nach Tabelle 8.5

Da [Ernst 2006] nicht nur die einzelnen, Versagensmechanismen berücksichtigt (vgl. Abschnitt 5.4), sondern durch Zusatzmaßnahmen, wie z.B. Verwendung von Sickenbewehrung („Waveform reinforcement“), Kopfbolzenringen („Stud rings“), oder durch Reduktion der Widerstandskraft $P_{Rt,max}$ gegen „Rib Punch Through“-Versagen auf $P_{Rt,min}$, ein duktiler Verhalten der Verbundfuge sicherstellen will, ist in Bild 8-9 bzw. Tabelle 8.5, Spalte 3 das Verhältnis der Versuchslast P_e zur maßgebenden rechnerischen Traglast P_t , unter Berücksichtigung der reduzierten Widerstandskraft $P_{Rt,min}$ angegeben. Es zeigt sich, dass hierdurch, die Tragfähigkeit auch der größeren Profile, hier war der maßgebende Versagensfall „Rib Punch Through“ (vgl. Tabelle 8.5, Spalte 4), deutlich unterschätzt wird.

Obwohl, wie gezeigt, dass Modell nach Ernst die Tragfähigkeiten teilweise deutlich überschätzt, zeigt ein Vergleich der im Versuch beobachteten Versagensmechanismen mit denen durch das Modell von Ernst vorhergesagten Mechanismen durchaus Übereinstimmungen, wie der Vergleich der Tabelle 8.5, Spalte 4 mit Tabelle 7.1, Spalte 9 aus Abschnitt 7.5 zeigt.

In wieweit die großen Abweichungen des Modells nach Ernst eine Folge des, im Vergleich zu den hier durchgeführten Versuchen, unterschiedlichen Versuchsaufbaus ist, in [Ernst 2006] werden liegende Push-Out Tests beschrieben, wäre zu überprüfen.

Die, wie beschrieben, großen Abweichungen bei den Versuchskörpern V13-V17 (Hoesch Profile) könnten an der geringen Variation der Trapezblechgeometrien bei den Versuchsreihen aus [Ernst 2006] liegen. So untersucht Ernst Profile, die durch ihre Geometrie eher den ThyssenKrupp-Profilen ähneln.

Tabelle 8.5: Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Modell nach Ernst

	P_e/P_{Ern} [-]	$P_e/P_{Ern,min}$ [-]	Rechnerisch ermittelte Versagensmechanismus nach dem Modell nach Ernst (Spalte 2)
1	2	3	4
V1-TK-2f	1,05	1,27	"Rib shearing/ Stud Pullout"
V2-TK-2f	0,98	1,18	"Rib shearing/ Stud Pullout"
V3-TK-2u	1,40	2,20	"Rip Punch Through"
V4-TK-2u	1,50	2,36	"Rip Punch Through"
V5-TK-2a	1,27	1,76	"Rip Punch Through"
V6-TK-2a	1,28	1,78	"Rip Punch Through"
V7-Co-1f	1,68	1,68	"Rib shearing/ Stud Pullout"
V8-Co-1f	2,05	2,05	"Rib shearing/ Stud Pullout"
V9-Co-1f	1,69	1,69	"Rib shearing/ Stud Pullout"
V10-Co-1u	1,47	2,23	"Rip Punch Through"
V11-Co-1u	1,22	1,83	"Rip Punch Through"
V12-Co-1u	1,62	2,43	"Rip Punch Through"
V13-Hoe-1m	4,16	4,16	"Rib shearing/ Stud Pullout"
V14-Hoe-1m	4,18	4,18	"Rib shearing/ Stud Pullout"
V15-Hoe-1u	3,94	3,94	"Rib shearing/ Stud Pullout"
V16-Hoe-1f	3,90	3,90	"Rib shearing/ Stud Pullout"
V17-Hoe-2a	5,17	5,17	"Rib shearing/ Stud Pullout"

9 Schlussbetrachtung

9.1 Zusammenfassung

Wie bereits erwähnt, berücksichtigt die Regelung nach [DIN 18800-5] zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von Profilblechen, die senkrecht zum Träger spannen, die unterschiedlichen Versagensmechanismen im Vergleich zu einem Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte nicht. So wird die Tragfähigkeit durch Multiplikation eines Abminderungsfaktors (vgl. Abschnitt 3.2) mit den Tragfähigkeiten eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte bestimmt.

Die Anwendbarkeit wird durch restriktive Anwendungsgrenzen (vgl. Abschnitt 3.2) sichergestellt, die dazu führen, dass nur ein geringer Prozentsatz der vorhandenen Profilbleche anwendbar ist. In Tabelle 9.1 sind die Ergebnisse aus Kapitel 8 zusammengefasst und gegenübergestellt.

Trotz der definierten Anwendungsgrenzen werden durch [DIN 18800-5] vor allem die Tragfähigkeit von Kopfbolzen in „unfavourable position“ stark überschätzt (vgl. Tabelle 9.1, Spalte 2), während die ermittelte Tragfähigkeit von Kopfbolzen in „favourable position“ bzw. „mid-position“ relativ gut übereinstimmen. So liegen die Abweichungen für Kopfbolzen in „unfavourable position“ weit, über der erwarteten Streubreite, auf der unsicheren Seite.

Insgesamt zeigten alle Modelle, im Mittel die besten Übereinstimmungen für Kopfbolzen in „favourable position“ bzw. „mid-position“, während für Kopfbolzen in „unfavourable position“ die Tragfähigkeit entweder, wie bei [DIN 18800-5] deutlich überschätzt wurden, vgl. das Modell nach Johnson und Yuan (vgl. Tabelle 9.1, Spalte 7), oder sehr stark reduzierte rechnerische Tragfähigkeiten liefern (vgl. Tabelle 9.1, Spalte 4-6).

Ebenfalls auffällig ist, dass alle Modelle die beste Übereinstimmung bei den offenen Profilen der ThyssenKrupp-Reihe erreichten, obwohl dieses Profil an der oberen Grenze des Anwendungsbereichs der Regelung nach [DIN 18800-5] ($h_p < 85\text{mm}$) liegt.

Tabelle 9.1: Zusammenfassung der Ergebnisse aus Abschnitt 8

	DIN 18800-5		Roik, Lungershausen	Jenisch	Ernst	Johnson, Yuan
	$P_e/P_{t,kt}$ [-]	$P_{ee}/P_{Rk,kt}$ [-]	P_e/P_{Lung} [-]	P_e/P_{Jen} [-]	P_e/P_{Ern} [-]	P_e/P_{Joh} [-]
1	2	3	4	5	6	7
V1-TK-2f	0,97	1,33	1,30	1,20	1,05	0,84
V2-TK-2f	0,92	[-]	1,19	1,09	0,98	0,79
V3-TK-2u	0,65	0,90	0,87	1,00	1,40	0,59
V4-TK-2u	0,69	0,88	0,93	1,08	1,50	0,63
V5-TK-2a	0,92	1,32	1,19	1,09	1,27	1,28
V6-TK-2a	0,91	1,19	1,23	1,13	1,28	1,28
V7-Co-1f	1,40	[-]	1,46	3,02	1,68	0,77
V8-Co-1f	1,07	1,80	1,71	1,75	2,05	0,92
V9-Co-1f	0,92	1,33	1,49	1,03	1,69	0,75
V10-Co-1u	0,85	1,21	0,89	4,29	1,47	0,60
V11-Co-1u	0,43	[-]	0,68	1,68	1,22	0,46
V12-Co-1u	0,58	0,85	0,90	1,39	1,62	0,56
V13-Hoe-1m	0,95	1,56	1,17	1,80	4,16	0,83
V14-Hoe-1m	0,90	1,50	1,32	1,16	4,18	0,84
V15-Hoe-1u	0,53	0,74	0,86	1,57	3,94	0,67
V16-Hoe-1f	1,09	1,55	1,76	0,96	3,90	0,90
V17-Hoe-2a	0,94	1,49	1,75	1,34	5,17	0,68

Des Weiteren wurde beobachtet, dass die Modelle, die einen Abminderungsfaktor zur Anwendung auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte vorsehen (vgl. Abschnitt 3.2 bzw. Abschnitt 5.3) die größten Abweichungen bei Kopfbolzen in „unfavourable position“ besitzen.

Auch muss abschliessend festgestellt werden, dass bei den hier verglichenen Versuchsergebnissen keines der untersuchten Modelle eine deutlich genauere Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen in einer Sicke ermöglicht. Unter Sicherheitsaspekten, kein Überschätzen der Tragfähigkeit, wären die Modelle nach Roik/ Lungershausen, Jenisch und Ernst durchaus anwendbar, jedoch würden hier zum Teil sehr hohe Tragreserven ungenützt bleiben.

Eine weitere Möglichkeit wäre es, infolge der ungenauen Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit durch [DIN 18800-5] in „unfavourable position“, nur noch Kopfbolzen in „favourable position“ bzw. „mid-position“ statt der momentan gültigen Regelungen nach [DIN 18800-5] Element (947) zu zulassen.

In wieweit eine Abhebesicherung durch eine untere Bewehrungslage, vgl. [DIN 18800-5] Element (942) notwendig ist, kann auf Grund der durchgeführten Versuche nicht einwandfrei beurteilt werden, jedoch zeigte sich, vgl. Tabelle 9.1, Spalte 2 und 3, der positive Einfluss auf die Duktilität der Verbundfuge. Somit sollte eine untere Bewehrungslage zur Sicherstellung der Duktilität der Kopfbolzenverbindung angeordnet werden. Des Weiteren haben die Versuchsergebnisse die Duktilitätsanforderungen nach [DIN 18800-5], Element (926) nicht bestätigt. So zeigten auch Versuchskörper mit 2 Kopfbolzen und Profilblechhöhen h_p größer als 60mm duktilen Verhalten (vgl. Tabelle 9.1 3).

9.2 Ausblick

Auf Grund der geringen Anzahl von Versuchen (17 Versuche) ist eine Beurteilung, ob der in [DIN 18800-5] definierter Ansatz zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in Profilblechsicken, eine ausreichende Sicherheit aufweist, nicht durchzuführen. Jedoch deutet die Verteilung der Quotienten $P_e/P_{t,kt}$ vgl. Tabelle 9.1 um den erwarteten Mittelwert $P_e/P_{t,kt}=1,0$, daraufhin, dass hier ein Sicherheitsdefizit vorliegt. Dieser Verdacht wurde in den Arbeiten von Ernst, Johnson/Yuan, Kuhlmann/ Raichle u. a. (vgl. [Ernst 2005], [Johnson 1997], [Kuhlmann 2006], [Lungershausen 1988] usw.) ebenfalls geäußert. Aus diesem Grund soll in [Kuhlmann 2009b] auf Grundlage vorhandener Versuchsergebnisse aus der Literatur und den hier vorliegenden Versuchen eine Beurteilung der Sicherheit nach [DIN EN 1090] erfolgen und ggfs. durch Variation des Abminderungsfaktors berücksichtigt werden. Um die Anwendbarkeit der [DIN 18800-5] bei Profilhöhen h_p größer als den erlaubten 85mm zu untersuchen, soll mit Hilfe des FE-Programms [Abaqus] der untersuchte Parameterbereich vergrößert werden.

Des Weiteren soll auf Grundlage der bestehenden Modelle (vgl. Abschnitt 5) ein eigener Vorschlag für ein verbessertes Modell zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen in Profilblechsicken unter Berücksichtigung der maßgeblichen Einflussgrößen gemacht werden.

Literatur

- [Abaqus] ABAQUS Analysis User's für Abaqus Version 6.5
- [ANSI/AISC 360-05] ANSI/AISC 360-05: Specification for Structural Building, American Institute of Steel Construction, 2005
- [AS 2327.1] AS 2327.1: Standards Australia: Composite Structures Standard – Simply Sup-ported Composite Beams, Part 1, 2003
- [Bode 1988] Bode, H; Künzel, R: Steifigkeit und Verformbarkeit von Verbundmitteln im Hochbau, IABSE Symposium Composite Steel Concrete Structures, CSVTS Bratislava (132/1987)
- [Bode 1991] Bode, H; Künzel,R: Zur Traglast von Verbundträgern unter der besonderen Berücksichtigung einer nachgiebigen Verdübelung, Forschungsbericht, Universität Kaiserslautern, 1991
- [BS 5950-3.1] 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
- [DAfStb-Heft 525] DAfStb-Heft 525: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 525. Erläuterungen zu DIN 1045, 2003, Beuth Verlag
- [DIN 1045-1] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, 2001
- [DIN 18800-5] DIN 18800-5: Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton – Bemessung und Konstruktion, März 2007
- [DIN 50125] DIN 50125: Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben, 2004
- [DIN EN 10002-1] DIN EN 10002-1: Zugversuch –Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur, Deutsche Fassung EN 10002-1:2001
- [DIN EN 1090] DIN EN 1090: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Deutsche Fassung EN1990:2002
- [DIN EN 13928] DIN EN ISO 13918: Schweißen – Bolzen und Keramikringe für Lichtbogenschweißen (ISO/DIS 13918:2005); Deutsche Fassung prEN ISO 13918:2005
- [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
- [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, Juli 2006

- [DIN FB 102] DIN Fachbericht 102: Betonbrücken, 2. Auflage, Hrsg.: Deutsches Institut für Bautechnik, Beuth Verlag GmbH Berlin, 2003
- [Ernst 2005] Ernst, E., Bridge, R, Q., Wheeler, A.: Strength of Headed Stud Shear Connection in Composite Beams, Paper presented to the Australian Structural Engineering Conference, September 2005
- [Ernst 2006] Ernst S.: Factors affecting the behaviour of the shear connection of steel-concrete composite beams, Dissertation, University of Western Sydney, 2006
- [Grant 1977] Grant, J.A., Fischer, J.W., Slutter, R.G.: Composite Beams with Formed Steel Deck, AISC Engineering Journal, 14, S. 24-43
- [Hanswille 2003] Hanswille, G., Schmitt, C.: Push out tests with groups of studs, in: Eur 20583 Steel structures, Composite bridge design for small and mediums spans, 2003
- [Hanswille 2006] Hanswille G., Porsch M., Ünstandag C.: Neue Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzen, Stahlbau 75 (2006), Heft 4
- [Hanswille 2007] Hanswille, G., Porsch, M.: Zur Festlegung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten nach DIN 18800-5, 2007
- [Hawkins 1984] Hawkins, N.M., Mitchell, D.: Seismic Response of composite shear connections, Journal of Structural Engineering, 110(9), S. 2120-2136
- [Hillerborg 1976] Hillerborg, A., M. Modeer, and P. E. Petersson: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Research, vol. 6, pp. 773–782, 1976.
- [Hintergrundbericht EC4] Hintergrundbericht zu Eurocode 4, Teil 1-1, Abschnitt 6.3.2: Bolzendübel, Harmonisierung der europäischen Baubestimmungen; Minister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Nr. RS II 1-674102-8630, Bericht EC 4/8/88, Bearbeitung Roik et al. 1988
- [IFBS 2007] IFBS: Produkte – Trapezprofile, Wellprofile, Sonderprofile, Heft 3.02, März 2007, Hrsg.: Industrieverband für Bausysteme im Metalleichtbau (IFBS)
- [Jenisch 2000] Jenisch F.-M.: Einflüsse des profilierten Betongurtes und der Querbiegung auf das Tragverhalten von Verbundträgern, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, 2000
- [Johnson 1981] Johnson, R. P. and Oehlers, D.J.: Analysis and Design for longitudinal shear in composite T-beams
- [Johnson 1997] 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

-
- [Johnson 1998a] Johnson, R.P., Yuan, H.: Models and design rules for stud shear connectors in troughs of profiled sheeting, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures & Buildings, 128, S. 252-263
- [Johnson 1998b] Johnson, R.P., Yuan, H.: Existing rules and new tests for stud shear connectors in troughs of profiled steel sheeting, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures & Buildings, 128, S. 244-251
- [Kuhlmann 2006] Kuhlmann, U., Raichle, J.: Schubtragfähigkeit von Verbundträgern mit Profilblechen nach Eurocode 4 Teil 1-1, Schlussbericht, ISBN 978-3-8167-7205-7, Fraunhofer IRB Verlag, 2006
- [Kuhlmann 2009a] 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, 2009, unveröffentlicht, Nr.2009-4X
- [Kuhlmann 2009b] Kuhlmann, U., Konrad, M.: Sicherstellung ausreichender Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Einsatz von Profilblechen, ZP 52-5-17.20-1287/08, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, 2009, in Bearbeitung
- [Lawson 1992] Lawson, R.M.: Shear connection in composite beams, Proceedings of Composite Construction in Steel and Concrete II Conference, Potosi, USA, ASCE, S. 81-97
- [Lawson 1996] Lawson, R.M.: Shear connection in composite beams, Proceedings of Composite Construction in Steel and Concrete III Conference, Irsee, Germany, ASCE, S. 312-323
- [Lee 1998] Lee, J., Fenves, G. L.: Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures,” Journal of Engineering Mechanics, vol. 124, no.8, pp. 892–900, 1998.
- [Lubliner 1998] Lubliner, J., Oliver J., Oller, S., and Oñate, E.: A Plastic-Damage Model for Concrete, International Journal of Solids and Structures, vol. 25, pp. 299–329, 1989.
- [Lungershausen 1988] Lungershausen, H.: Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln; Mitteilung Nr. 88-7, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr – Universität Bochum, 1988
- [NABau] Normenausschuss Bauwesen (NABau): Auslegungen zu DIN 1045-1; Stand 15.03.2006
- [Oehlers 1987] Oehlers, D.J., Johnson, R.P.: The strength of stud shear connections in composite beams, The Structural Engineer, 65(2), S. 44-48
- [Oehlers 1989] Oehlers, D.J.: Splitting induced by shear connectors in composite beams, Journal of Structural Engineering, 115(2), S. 341-362
- [Ollgaard 1971] Ollgaard, J.G., Slutter, R.G., Fischer, J.W.: Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete, AISC
-

Engineering Journal, Seite 55-64

[Roik 1989] Roik, K., Lungershausen, H.: Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Verbundträgern mit unterbrochener Verbundfuge (Trapezprofildecken), Stahlbau 58 (1989), Heft 9, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 269-273

[SIA 161] SIA 161: Stahlbauten; Ausgabe 1990

[Yuan 1996] Yuan, Hui: The resistance of stud shear connectors with profiled sheeting, Ph.D-Thesis, University of Warwick, 1996

Abbildungsverzeichnis

Bild 1-1: Anordnung Profilbleche rechtwinklig zum Träger.....	1
Bild 1-2: Anordnung Profilbleche parallel zum Träger	1
Bild 2-1: Tragverhalten eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte nach [Lungershausen 1988]	3
Bild 2-2: Traglastanteile bei einem Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte nach [Lungershausen 1988] ..	4
Bild 2-3: Last-Verformungsverhalten eines Kopfbolzens in Abhängigkeit der Rippengeometrie nach [Roik 1989]	5
Bild 2-4: Dübelanordnung nach [Roik 1989].....	6
Bild 2-5: „(a) „Strong and Normal Position(b) „Normal and Weak Position“ nach [Jenisch 2000].....	6
Bild 2-6: Druckstrebenverlauf bei nicht mittig angeordneten Kopfbolzen nach [Roik 1989]	6
Bild 2-7: Beobachtete Versagens-mechanismen in [Lungershausen 1988].....	7
Bild 2-8: Schubkrafteinleitung durch Bolzenbiegung nach [Lungershausen 1988].....	7
Bild 3-1: Unterschied der Kopfbolzentragfähigkeiten P_{Rk} nach [DIN EN 1994-1-1] bezogen auf [DIN 18800-5] in Abhängigkeit des verwendeten Betons.....	12
Bild 3-2: Unterschied der Kopfbolzentragfähigkeiten P_{Rk} nach [BS 5950-3.1] bezogen auf [DIN 18800-5] in Abhängigkeit des verwendeten Kopfbolzendübeldurchmesser d und –höhe h (z.B. $d(h)=16(75)$).....	15
Bild 3-3: E-Module nach [ANSI/AISC 360-05] im Vergleich zu [DIN 1045-1].....	17
Bild 3-4: Profilblechgeometrie nach [AS 2327.1], Bild 1.2.4.....	18
Bild 3-5: Konstruktive Regelungen mit parallel zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen [1.13; Bild 9.4.2.5].....	19
Bild 3-6: Bewehrung Randträgern mit zwei Kopfbolzen je Sicke oder einem Plattenüberstand < 600 mm [1.13; Bild 9.8.2].....	19
Bild 3-7: Vergleich der ansetzbaren Dübeltragfähigkeit je mm^2 Dübelfläche A_{sc} in Abhängigkeit der verwendeten Normen. (Hinweis: Werte nach [BS 5950-3.1]] gemittelt.).....	21
Bild 4-1: Grafische Auswertung der Gl. 3.4	23
Bild 4-2: Grafische Auswertung von Gl. 3.4 unter Berücksichtigung eines Grenzwertes $k_{t,max}=0,85$..	23

Bild 4-3: Grafische Auswertung der Gl. 3.4 unter Berücksichtigung eines Grenzwertes $k_{t,max}=0,85$ und einer Mindestdübelhöhe $h_{sc}=100mm$ 24

Bild 4-4: Grafische des Abminderungsfaktors k nach Gl. 3.4 in Abhängigkeit unterschiedlicher Parameter für $n_r=1$ 25

Bild 4-5: Grafische des Abminderungsfaktors k nach Gl. 3.4 in Abhängigkeit unterschiedlicher Parameter für $n_r=2$ 25

Bild 5-1: Fliessgelenkmechanismus nach [Roik 1989],[Lungershausen 1988] 27

Bild 5-2: Fachwerkmodell für die „direkte“ Lasteinleitung nach[Jenisch 2000] 29

Bild 5-3: Fachwerkmodell für die „indirekte“ Lasteinleitung nach [[Jenisch 2000]..... 29

Bild 5-4: Geometrieparameter für Bemessungsvorschlag nach Johnson & Yuan ([Johnson 1998a],[Johnson 1998b]) 32

Bild 5-5: Beispiel für einen Kopfbolzenring nach [Ernst 2006]..... 33

Bild 5-6: Schematische Darstellung eines Versuchskörpers aus [Ernst 2006] mit zusätzlicher Sickenbewehrung und Kopfbolzenringen 34

Bild 5-7: Sickenbewehrung (waveform element) für eine Profilblechgeometri KF70 aus [Ernst 2006] 34

Bild 5-8: Definition von $P_{RPT,min}$ und $P_{RPT,max}$ aus [Ernst 2006]..... 35

Bild 5-9: Angenommene Bruchflächen nach[Ernst 2006] bei Erreichen von P_{wed} 36

Bild 5-10: Tragmechanismen Profilblechsteg in Abhängigkeit der Durchbiegung δ_{sh} nach [Ernst 2006] 37

Bild 5-11: Bruchflächen infolge Rib shearing bzw. stud pull-out nach [Ernst 2006] 38

Bild 6-1: Schematische Darstellung eines Push-Out Körpers mit ThyssenKrupp T85.1 Profil..... 41

Bild 6-2: Abmessungen Trapezprofil ThyssenKrupp T85.1 41

Bild 6-3: Abmessungen Trapezprofil ArcelorMittal Cofrastra 70/183 42

Bild 6-4: Abmessungen Trapezprofil Hoesch/ Holorib HR51/150 42

Bild 6-5: Darstellung der geometrischen Kenngrößen 43

Bild 6-6: Beispielhafte Lage von Kopfbolzen in der Sicke..... 43

Bild 7-1: Erläuterung zu Versuchkörperbezeichnung 47

Bild 7-2: Last-Verformungskurve V1-TK-2f.....	48
Bild 7-3: Statische Last-Verformungs-kurve V1-TK-2f.....	48
Bild 7-4: V1-TK-2f kurz nach Erreichen der Traglast.....	48
Bild 7-5: V1-TK-2f bei ca. 60mm Verformung.....	48
Bild 7-6: Abscheren der Sicke 1 bei V1-TK-2f.....	49
Bild 7-7: Innenansicht Betongurt V1-TK-2f_1.....	49
Bild 7-8: Last-Verformungskurve V2-TK-2f.....	49
Bild 7-9: Statische Last-Verformungs-kurve V2-TK-2f.....	49
Bild 7-10: Abscheren der linken, unteren Betonsicke bei V2-TK-2f.....	50
Bild 7-11: Abscheren weitere Betonsicken bei V2-TK-2f.....	50
Bild 7-12: Innenansicht eines Betongurts von V2-TK-2f.....	50
Bild 7-13: Last-Verformungskurve V3-TK-2u.....	51
Bild 7-14: Statische Last-Verformungs-kurve V3-TK-2u.....	51
Bild 7-15: Innenansicht des Betongurts 1 von V3-TK-2u.....	51
Bild 7-16: Innenansicht des Betongurts 2 von V3-TK-2u.....	51
Bild 7-17: Kopfbolzenverformung am Versuchskörper V3-TK-2u_1.....	52
Bild 7-18: Last-Verformungskurve V4-TK-2u.....	52
Bild 7-19: Statische Last-Verformungs-kurve V4-TK-2u.....	52
Bild 7-20: Seitenansicht V4-TK-2u kurz nach Erreichen der Traglast.....	53
Bild 7-21: Seitenansicht V4-TK-2u bei Versuchsende.....	53
Bild 7-22: Nahaufnahme Betonausbruch Sicke 1 von Versuchskörper V4-TK-2f.....	53
Bild 7-23: Innenansicht V4-TK-2f Seite 1.....	53
Bild 7-24: Last-Verformungskurve V5-TK-2a.....	54
Bild 7-25: Statische Last-Verformungs-kurve V5-TK-2a.....	54
Bild 7-26: Seitenansicht V5-TK-2a kurz nach Erreichen der Traglast.....	54
Bild 7-27: Seitenansicht V5-TK-2a bei Versuchsende.....	54
Bild 7-28: Seitenansicht V5-TK-2a kurz nach Erreichen der Traglast.....	55
Bild 7-29: Seitenansicht V5-TK-2a bei Versuchsende.....	55

Bild 7-30: Innenansicht des Betongurts 2 von V5-TK-2a.....	55
Bild 7-31: Innenansicht des Betongurts 1 von V5-TK-2a.....	55
Bild 7-32: Last-Verformungskurve V6-TK-2a.....	56
Bild 7-33: Statische Last-Verformungs-kurve V6-TK-2a.....	56
Bild 7-34: Seitenansicht V6-TK-2a bei Verformung 1mm.....	56
Bild 7-35: Seitenansicht V6-TK-2a bei 6,5mm Verformung.....	56
Bild 7-36: Seitenansicht V6-TK-2a bei ca. 25mm Verformung.....	57
Bild 7-37: Innenansicht des Betongurts 2 von V6-TK-2a.....	57
Bild 7-38: Kopfbolzenverformung am Versuchskörper V6-TK-2a_2.....	57
Bild 7-39: Last-Verformungskurve V7-Co-1f.....	58
Bild 7-40: Statische Last-Verformungs-kurve V7-Co-1f.....	58
Bild 7-41: Seitenansicht V7-Co-1f kurz nach Erreichen der max. Traglast.....	58
Bild 7-42: Seitenansicht V7-Co-1f nach erstem Rippenabscheren.....	58
Bild 7-43: Seitenansicht V7-Co-1f nach weiterem Rippenabscheren.....	59
Bild 7-44: Last-Verformungskurve V8-Co-1f.....	59
Bild 7-45: Statische Last-Verformungs-kurve V8-Co-1f.....	59
Bild 7-46: Seitenansicht V8-Co-1f kurz nach Erreichen der Traglast.....	60
Bild 7-47: Seitenansicht V8-Co-1f bei Versuchsende.....	60
Bild 7-48: Rissbild Oberseite V8-Co-1f Seite 2.....	60
Bild 7-49: Last-Verformungskurve V9-Co-1f.....	61
Bild 7-50: Statische Last-Verformungs-kurve V9-Co-1f.....	61
Bild 7-51: Seitenansicht V9-Co-1f kurz nach Erreichen der maximalen Traglast.....	61
Bild 7-52: Seitenansicht V9-Co-1f bei Versuchsende.....	61
Bild 7-53: Innenansicht Trapezblech V9-Co-1f Seite 1.....	62
Bild 7-54: Last-Verformungskurve V10-Co-1u.....	62
Bild 7-55: Statische Last-Verformungs-kurve V10-Co-1u.....	62
Bild 7-56: Seitenansicht V10-Co-1u kurz nach Erreichen der Traglast.....	63
Bild 7-57: Seitenansicht V10-Co-1u Versuchsende.....	63

Bild 7-58: Versagensbild V10-Co-1u	63
Bild 7-59: Trapezblech Innenansicht V10-Co-1u Seite 2	63
Bild 7-60: Last-Verformungskurve V11-Co-1u.....	64
Bild 7-61: Statische Last-Verformungs-kurve V11-Co-1u	64
Bild 7-62: Seitenansicht V11-Co-1u kurz nach Erreichen der Traglast.....	64
Bild 7-63: Seitenansicht V11-Co-1u kurz vor Versuchsende	64
Bild 7-64: Trapezblech Innenansicht V11-Co-1u Seite 2	65
Bild 7-65: Trapezblech Innenansicht V11-Co-1u Seite 1	65
Bild 7-66: Last-Verformungskurve V12-Co-1u.....	65
Bild 7-67: Statische Last-Verformungs-kurve V12-Co-1u	65
Bild 7-68: Seitenansicht V12-Co-1u kurz nach Erreichen der maximalen Traglast	66
Bild 7-69: Seitenansicht V12-Co-1u bei Versuchsende.....	66
Bild 7-70: Seitenansicht V12-Co-1u Seite 1	66
Bild 7-71: Seitenansicht V12-Co-1u Seite 2	66
Bild 7-72: Last-Verformungskurve V13-Hoe-1m.....	67
Bild 7-73: Statische Last-Verformungs-kurve V13-Hoe-1m	67
Bild 7-74: Seitenansicht V13-Hoe-1m bei 1,60mm Verformung	68
Bild 7-75: Seitenansicht V13-Hoe-1m bei Versuchsende.....	68
Bild 7-76: Ansicht Risse Betongurt V13-Hoe-1m Seite 1	68
Bild 7-77: Seitenansicht V13-Hoe-1m Seite 1	68
Bild 7-78: Last-Verformungskurve V14-Hoe-1m.....	69
Bild 7-79: Statische Last-Verformungs-kurve V14-Hoe-1m	69
Bild 7-80: Seitenansicht V14-Hoe-1m bei 4mm Verformung	69
Bild 7-81: Seitenansicht V14-Hoe-1m bei Versuchsende.....	69
Bild 7-82: Seitenansicht V14-Hoe-1m Seite 1	70
Bild 7-83: Innenansicht Trapezblech V14-Hoe-1m Seite 2	70
Bild 7-84: Last-Verformungskurve V15-Hoe-1u.....	70
Bild 7-85: Statische Last-Verformungs-kurve V15-Hoe-1u	70

Bild 7-86: Seitenansicht V15-Hoe-1u bei 4,5mm	71
Bild 7-87: Seitenansicht V15-Hoe-1u bei Versuchsende	71
Bild 7-88: Innenansicht Trapezblech V15-Hoe-1u Seite 1	71
Bild 7-89: Innenansicht Trapezblech V15-Hoe-1u Seite 2	71
Bild 7-90: Last-Verformungskurve V16-Hoe-1f	72
Bild 7-91: Statische Last-Verformungs-kurve V16-Hoe-1f	72
Bild 7-92: Seitenansicht V16-Hoe-1f kurz nach Erreichen der Traglast	72
Bild 7-93: Seitenansicht V16-Hoe-1f bei Versuchsende	72
Bild 7-94: Seitenansicht V16-Hoe-1f Seite 1 nach Versuchsende	73
Bild 7-95: Innenansicht Trapezblech V16-Hoe-1f Seite 2 nach Versuchsende	73
Bild 7-96: Last-Verformungskurve V17-Hoe-2a	73
Bild 7-97: Statische Last-Verformungs-kurve V17-Hoe-2a	73
Bild 7-98: Seitenansicht V17-Hoe-2a kurz nach Erreichen der Traglast	74
Bild 7-99: Seitenansicht V17-Hoe-2a Seite 2 bei Versuchstopp	74
Bild 7-100: Innenansicht Trapezblech von V17-Hoe-2a Seite 2	74
Bild 7-101: Ansicht Betongurt V17-Hoe-2a Seite 1	74
Bild 8-1: Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit den rechnerisch erwarteten Tragfähigkeiten $P_{t,kt}$..	77
Bild 8-2: Beurteilung der Duktilität nach [DIN 18800-5], Element 924	77
Bild 8-3: Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit dem Model nach Roik, Lungershausen	79
Bild 8-4: Kopfbolzenverformung V1-TK-2f Seite 2	79
Bild 8-5: Kopfbolzenverformung V2-TK-2f Seite 1	79
Bild 8-6: Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit dem Model nach Jenisch	81
Bild 8-7: Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit dem Model nach Jenisch	83
Bild 8-8: Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit dem Model nach Ernst	85
Bild 8-9: Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit dem Model nach Ernst unter Berücksichtigung von $P_{Em,min}$ nach Tabelle 8.5	85

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Grenzwert $k_{t,max}$ nach [DIN 18800-5].....	10
Tabelle 3.2: Charakteristische Kopfbolzentragfähigkeit Q_k aus [BS 5950-3.1].....	13
Tabelle 3.3: Abminderungsfaktor R_g und R_p nach [ANSI/AISC 360-05].....	16
Tabelle 3.4: Vorfaktoren in Abhängigkeit verschiedener Regelwerke (vgl. [Ernst 2006])	20
Tabelle 5.1 Kopfbolzenverformungsverhalten in Abhängigkeit der Versagensmechanismen nach [Ernst 2006].....	33
Tabelle 5.2: Reduktionsfaktor $k_{t,m}$ zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von senkrecht zum Träger spannenden Profilblechen	39
Tabelle 6.1: Übersicht Versuchskörperabmessungen (vgl. Bild 6-5).....	42
Tabelle 6.2: Tragfähigkeiten nach [DIN 18800-5] (siehe Gl. 3.4).....	44
Tabelle 6.3: Einhaltung der Anwendungsgrenzen nach [DIN 18800-5].....	44
Tabelle 6.4: Ober- und Unterlast für Wechsellast nach [DIN EN 1994-1-1], Anhang B	45
Tabelle 7.1: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse (V1-V17)	75
Tabelle 8.1: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse (V1-V17)	78
Tabelle 8.2: Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Model nach Roik, Lungershausen	80
Tabelle 8.3: Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Model nach Johnson/ Yuan	82
Tabelle 8.4: Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Model nach Jenisch	84
Tabelle 8.5: Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Model nach Ernst.....	86
Tabelle 9.1: Zusammenfassung der Ergebnisse aus Abschnitt 8	87