

**Schubtragfähigkeit von
Verbundträgern mit Profilblechen
nach Eurocode 4 Teil 1-1**

T 3121

T 3121

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

2006

ISBN-10: 3-8167-7205-6

ISBN-13: 978-3-8167-7205-7

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

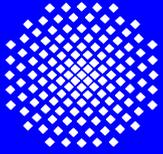
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de



Schubtragfähigkeit von Verbundträgern mit Profilblechen nach Eurocode 4 Teil 1-1

**Ulrike Kuhlmann
Jochen Raichle**

Schlussbericht

Im Auftrag des
Deutschen Instituts für Bautechnik

ZP 52-5- 17.15-1078/03

Schubtragfähigkeit
von Verbundträgern mit Profilblechen
nach Eurocode 4 Teil 1-1

Schlussbericht

Universität Stuttgart
Institut für Konstruktion und Entwurf

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Dipl.-Ing. Jochen Raichle

Juni 2006

Inhaltsverzeichnis

1. Einführung	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Problemstellung	1
1.3 Zielsetzung und Abgrenzung	2
1.4 Übersicht	2
2. Stand der Normung und Hintergrund	3
2.1 Allgemeines	3
2.2 Regelung nach prEN 1994-1-1	3
2.2.1 Allgemeines	3
2.2.2 Hintergrund	4
2.2.3 Profilblech parallel zum Träger	5
2.2.4 Profilblech quer zum Träger	6
2.2.5 Versuche für Verbundmittel	8
2.2.6 Duktilität	9
2.3 Regelung nach DIN V 18800-5	10
2.3.1 Allgemeines	10
2.3.2 Profilblech parallel zum Träger	10
2.3.3 Profilblech quer zum Träger	11
2.4 Regelungen nach Australischer Norm Standards Australia AS 2327.1	11
2.5 Zusammenfassung und Ausblick	13
3. Stand der Forschung	15
3.1 Allgemeines	15
3.2 Betrachtung zur Duktilität	15
3.3 Untersuchungen von Roik und Bürkner	15
3.4 Untersuchungen von Roik und Lungershausen	16
3.4.1 Allgemeines	16
3.4.2 Tragverhalten	16
3.4.3 Modellbildung	18
3.4.4 Zusammenfassung	20
3.5 Untersuchungen von Mottram und Johnson	20
3.6 Untersuchungen von Bode und Künzel	21
3.7 Untersuchungen von Ramm und Jenisch	23
3.7.1 Allgemeines	23
3.7.2 Versagensarten	23
3.7.3 Einflussparameter	24
3.7.4 Modellbildung	27
3.7.5 Zusammenfassung	27
3.8 Untersuchungen von Johnson und Yuan	28

3.8.1	Allgemeines	28
3.8.2	Versuche von Johnson und Yuan	28
3.8.3	Versagensarten	28
3.8.4	Bemessungsgleichungen	30
3.9	Untersuchungen von Rambo-Roddenberry	31
3.10	Untersuchungen von Zaki, Butterworth und Clifton	35
3.11	Untersuchungen von Patrick und Bridge	36
3.11.1	Allgemeines	36
3.11.2	Randbedingungen der Versuche	36
3.11.3	Versuche mit Profilblechen senkrecht zur Trägerachse	39
3.11.4	Versuche mit Profilblechen parallel zu Trägerachse	46
3.11.5	Zusammenfassung	53
3.12	Zusammenfassung und Bewertung	53
4.	Vergleich von Traglasten aus Versuchen mit Traglasten nach aktueller Norm und Modellen aus der Literatur	55
4.1	Allgemeines	55
4.2	Zu Grunde liegende Versuche	55
4.3	Vergleich von P_e mit P_{Rk} nach prEN 1994-1-1	66
4.3.1	Rippen senkrecht zur Trägerachse	66
4.3.2	Rippen parallel zur Trägerachse	67
4.4	Einordnung der Versuchswerte P_e anhand der mittleren Tragfähigkeit P_t	68
4.5	Vergleich mit dem Modell von Lungershausen	72
4.6	Vergleich mit dem Modell von Johnson und Yuan	73
4.7	Vergleich mit den Gleichungen von Rambo-Roddenberry	74
4.8	Zusammenfassung	76
5.	Zusammenfassung, Empfehlungen und Ausblick	77
5.1	Zusammenfassung	77
5.2	Empfehlungen	78
5.3	Ausblick	78
5.4	Danksagung	79
6.	Literatur	81
6.1	Normen, Regelwerke und Richtlinien	81
6.2	Publikationen	81
6.3	Versuchsdaten	84

1. Einführung

1.1 Allgemeines

Die Betongurte von Verbundträgern können mit einer massiven Stahlbetonplatte, mit Stahlbetonhalbfertigteilen und zusätzlichem Ortbeton sowie mit Trapezblechen und Ortbeton wirtschaftlich erstellt werden. Dabei können die Trapezbleche entweder orthogonal oder parallel zum Stahlträger angeordnet werden.

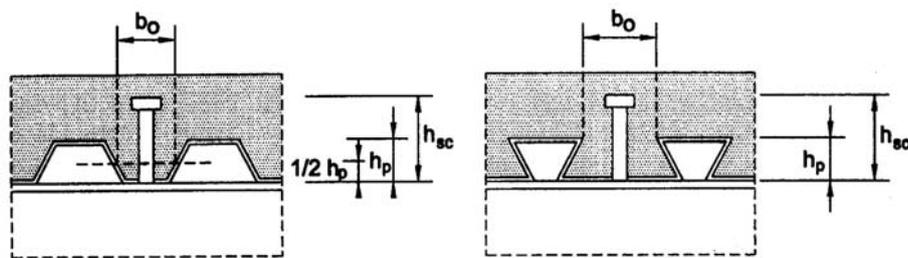


Bild 1-1 Anordnung der Trapezbleche orthogonal zum Stahlträger [1.11, Bild 6.13]

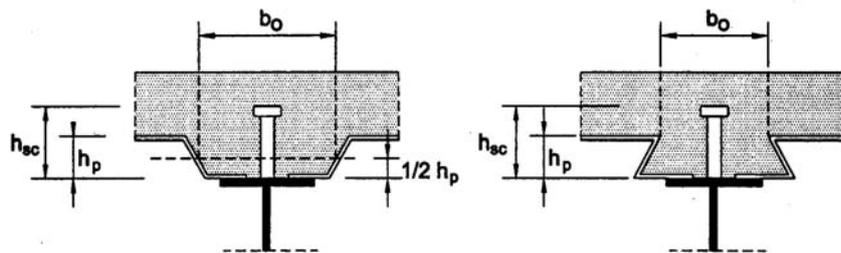


Bild 1-2 Anordnung der Trapezbleche parallel zum Stahlträger [1.11, Bild 6.12]

1.2 Problemstellung

Verbundträger werden in Europa überwiegend mit Kopfbolzendübeln als Verbundmittel zwischen Stahlträger und Stahlbetonplatte versehen. Infolgedessen enthält die endgültige Fassung der europäischen Verbundbaunorm prEN 1994-1-1 [1.11] und die DIN V 18800, Teil 5 [1.5] im Unterschied zur Vornorm ENV 1994-1-1 [1.4] nur noch Angaben über die Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln als Verbundmittel. Die Angaben zu anderen Verbundmitteln sind nationalen Regelungen oder Zulassungen zu entnehmen. Aber auch in den neuen Regeln [1.11] [1.5] wird wie bisher die Tragfähigkeit der Dübel bei Verbundträgern mit Profilblechen aus der Tragfähigkeit der Kopfbolzen in Vollbetonplatten durch Reduktion mit einem Korrekturfaktor k ermittelt, der vor allem von der Ausrichtung der Bleche längs oder quer zum Träger abhängt. Zusätzliche konstruktive Regeln zur Blechgeometrie und zur Bewehrung des Betons sollen eine duktile Schubübertragung in der Verbundfuge sicherstellen und die Anwendung der Tragfähigkeitsregeln auf einen experimentell abgesicherten Bereich einschränken.

Umfangreiche Untersuchungen von Prof. Patrick und Prof. Bridge in Sydney, Australien [2.32] führen aber zu dem Ergebnis, dass die bisher getroffenen Regelungen unzureichend sind und Sicherheitsbedenken bestehen, weil Schubversuche an Verbundfugen mit Profilblechen spröde und bei geringeren Traglasten als nach [1.11] erwartet versagten.

1.3 Zielsetzung und Abgrenzung

(a) Zielsetzung

Die Zielsetzung der hier durchgeführten Untersuchungen ist die Auswertung der Untersuchungsergebnisse von Patrick/Bridge und weiteren Forschern zur Überprüfung der Regelungen zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verbundträgern mit Profilblechen nach prEN 1994-1-1 [1.11] bzw. DIN V 18800, Teil 5 [1.5]. Es soll die Frage beantwortet werden, ob gegen die Regeln in prEN 1994-1-1 [1.11] und DIN V 18800, Teil 5 [1.5] Sicherheitsbedenken bestehen. Es wird untersucht, ob sich durch die Ergebnisse zusätzliche Einschränkungen z. B. hinsichtlich der Geometrie der Profilbleche oder ob zusätzliche Anforderungen z. B. an die Bewehrungsführung gestellt werden müssen. Der Schwerpunkt richtet sich auf die in Deutschland üblichen Profilbleche und Geometrien. Es werden jedoch auch die Grenzen dieser Regelungen hinsichtlich neuen wirtschaftlichen Geometrien aufgezeigt und Empfehlungen für die weitere Entwicklung dieser Regeln gegeben.

(b) Abgrenzung

In Deutschland kommt hauptsächlich die Ausführung der Trapezbleche orthogonal zum Hauptträger zum Einsatz. Außerdem wurden die meisten verfügbaren Untersuchungen mit Anordnung der Trapezbleche orthogonal zum Stahlträger durchgeführt.

Deshalb liegt der Schwerpunkt der Betrachtung auf Systemen mit Anordnung des Trapezblechs orthogonal zum Stahlträger. Die vorliegenden Versuchsergebnisse von Patrick/Bridge mit einer Anordnung der Profilbleche parallel zum Träger werden jedoch ebenfalls ausgewertet.

Das Tragsystem der Decke senkrecht zur Achse des Verbundträgers wird im Rahmen dieser Untersuchungen nicht weiter berücksichtigt. In praktischen Anwendungen wird die Decke i. allg. einachsig gespannt. In diesen Fällen werden die Profilbleche nicht nur als verlorene Schalung eingesetzt, sondern auch zur Lastabtragung im Rahmen der Verbunddecke mit herangezogen. Die Tragwirkung des Profilbleches bzw. der Verbunddecke wird als entkoppelt vom hier untersuchten Trägersystem betrachtet.

1.4 Übersicht

Dieser Bericht gibt einen Überblick über die Regelungen zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verbundträgern mit Profilblechen.

In **Kapitel 2** werden die normativen Regelungen in Europa (prEN 1994-1-1), Deutschland (DIN V 18800-5) und Australien (AS 2327.1) aufgeführt und die Hintergründe dargestellt.

In **Kapitel 3** werden die Versuchsergebnisse unterschiedlicher Forscher dargestellt und analysiert.

In **Kapitel 4** werden die Traglasten der in Kapitel 3 beschriebenen Untersuchungen mit den Tragfähigkeiten nach prEN 1994-1-1 [1.11], DIN V 18800, Teil 5 [1.5] sowie den Modellen einiger Forscher verglichen. Auswirkungen dieser Forschungsergebnisse auf die Regeln in diesen Normen sowie Verbesserungsmöglichkeiten werden aufgezeigt.

Kapitel 5 fasst die Ergebnisse dieser Arbeit zu Schlussfolgerungen zusammen.

2 Stand der Normung und Hintergrund

2.1 Allgemeines

Im Folgenden ist die Ermittlung der Traglasten nach aktuellem europäischer Normentwurf prEN 1994-1-1 [1.11] [1.12] wie sie aus der Überarbeitung der ENV 1994-1-1 [1.4] hervorgegangen ist, nach aktueller deutscher Vornorm DIN V 18800-5 [1.5] und nach dem entsprechenden australischen Regelwerk Standards Australia (AS 2327.1-2003) [1.13] dargestellt.

prEN 1994-1-1 [1.11] [1.12], Anhang B gibt informativ Angaben zu experimentellen Untersuchungen. Die wesentlichen Regelungen sind hier im Abschnitt 2.2.5 aufgeführt.

2.2 Regelungen nach prEN 1994-1-1

2.2.1 Allgemeines

Die *Bemessungstragfähigkeit* der Kopfbolzen in Vollbetongurten wird in prEN 1994-1-1 [1.11], Abschnitt 6.6.3 durch den Nachweis des umgebenden Betons und des Bolzens ermittelt, vgl. Gl. (2-1) und Gl. (2-2).

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

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

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

γ_v	der Teilsicherheitsbeiwert
d	der Nenndurchmesser des Dübelschaftes mit $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$,
f_u	die spezifizierete Zugfestigkeit des Bolzenmaterials, die jedoch höchstens mit 500 N/mm^2 in Rechnung gestellt werden darf,
f_{ck}	der im maßgebenden Alter vorhandene charakteristische Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons mit einer Dichte nicht kleiner als 1750 kg/m^3 ,
h_{sc}	der Nennwert der Gesamthöhe des Dübels

Der Einfluss von Profilblechen auf die Grenzscherkraft des Dübels wird durch die Multiplikation eines Korrekturfaktors k mit der Grenzscherkraft für Vollbetonplatten ermittelt. Dabei wird zwischen einer Profilblechanordnung parallel bzw. senkrecht zur Trägerachse unterschieden.

Für beide möglichen Ausrichtungen des Profilbleches gilt nach prEN 1994-1-1 [1.11], Abschnitt 6.6.5.8:

- Einbindetiefe des Dübels in den Beton oberhalb des Profilbleches im aufgeschweißten Zustand: $> 2 d_l$
- Minimale Breite der ausbetonierten Rippen: 50 mm
- Falls eine zentrische Anordnung der Dübel nicht möglich ist, sind die Dübel alternierend exzentrisch in den Rippen anzuordnen.

Außerdem darf allgemein eine maximale Zugfestigkeit des Bolzenmaterials von 450 N/mm^2 angenommen werden.

Nicht eindeutig ist die Regelung 6.6.5.1 in prEN 1994-1-1 [1.11] zur Sicherung gegen Abheben der Betonplatte. Dort soll die untere Bewehrung 30 mm unter der Unterseite des Kopfes der Kopfbolzendübel liegen. Es ist nicht eindeutig, ob diese Regelung auch für Platten mit Profilblechen gilt. In Bild 6.16 der prEN 1994-1-1 [1.11] ist z.B. keine untere Bewehrung für den Fall senkrechter Rippen zum Träger dargestellt, vgl. auch Abschnitt 2.3.1. Die in diesem Bild eingezeichnete einlagige Bewehrung ist direkt unterhalb des Dübelkopfes angeordnet.

Die anzusetzende Profilblechhöhe h_p hat einen wesentlichen Einfluss auf die rechnerische Tragfähigkeit. Die Bestimmung, welche Höhe tatsächlich anzusetzen ist, ist jedoch in prEN 1994-1-1 [1.11] nicht zweifelsfrei eindeutig festgehalten, vgl. Abschnitt 3.11.2.

2.2.2 Hintergrund

Die Gleichungen (4.5) und (4.6) im Hintergrundbericht [1.8] beschreiben die Tragfähigkeiten auf der Grundlage des dort verwendeten Berechnungsmodells von Kopfbolzendübeln in massiven Platten. Sie lauten:

Betonversagen:

$$P_t = 0,36 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot E_{cm}} \quad (2-3)$$

Stahlversagen:

$$P_t = 0,85 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad (2-4)$$

Anhand von Versuchsergebnissen erfolgt im Hintergrundbericht [1.8] eine statistische Auswertung der Gleichungen (2-3) und (2-4). Im Durchschnitt über alle getesteten Dübel Durchmesser ergeben sich dort folgende Mittelwertkorrekturfaktoren b [1.8; Tabelle 4.11]:

	Betonversagen	Stahlversagen
Mittelwertkorrekturfaktor b	1,038	1,179

Damit ergeben sich die Gleichungen für die *mittlere Tragfähigkeit* zu:

Betonversagen:

$$P_t = 0,374 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot E_{cm}} \quad (2-5)$$

Stahlversagen:

$$P_t = 1,00 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad (2-6)$$

Eine neue, umfangreiche Untersuchung von Ernst [2.23], die auch neuere Versuchsergebnisse einschließt, führt zu den Vorfaktoren 0,37 für Betonversagen und 0,94 für Dübelversagen. Der Vorfaktor für Betonversagen wird damit bestätigt. Für das Dübelversagen ergibt sich ein etwas geringerer Wert. Die daraus abgeleiteten mittleren Tragfähigkeiten der Gleichungen (2-7) und (2-8) werden im Weiteren für die Vergleiche der Versuchsergebnisse P_e mit der mittleren Tragfähigkeit P_t verwendet.

Betonversagen:

$$P_t = 0,37 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot E_{cm}} \quad (2-7)$$

Stahlversagen:

$$P_t = 0,94 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad (2-8)$$

2.2.3 Profilblech parallel zum Träger

Nach prEN 1994-1-1 [1.11], Abschnitt 6.6.4.1 ergibt sich der Korrekturfaktor k_1 für *Profilbleche längs zum Träger* in Übereinstimmung mit Bild 2-1 wie folgt:

$$k_1 = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (2-9)$$

mit: b_0 Rippenbreite (siehe Bild 2-1)
 h_p Gesamthöhe des Profilbleches (ohne Sicken bzw. Noppen)
 $h_{sc} \leq h_p + 75 \text{ mm}$ Dübelhöhe (ohne Sicken bzw. Noppen)

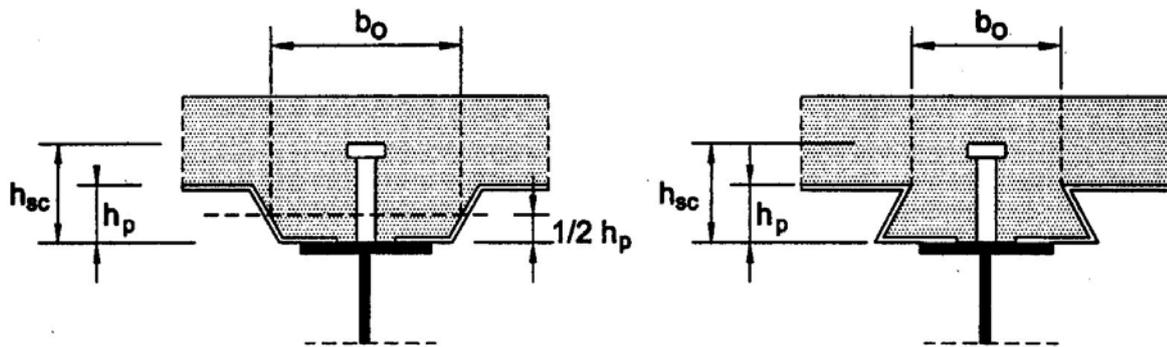


Bild 2-1 Profilbleche mit Rippen parallel zum Träger [1.11, Bild 6.12]

Für nicht durchlaufende Profilbleche werden weitere Anforderungen an die konstruktive Durchbildung gemäß Bild 2-2 hinzugefügt:

- Die Seitenbegrenzungen der Betonrippe sollten außerhalb einer Linie unter 45° ausgehend von der Außenkante des Dübelfußes liegen.
- Die Betondeckung seitlich des Dübelfußes sollte mindestens 50 mm betragen.
- Die Dübelverankerung innerhalb des Bewehrungskorbes sollte mindestens 40 mm betragen.

In ENV 1994-1-1 [1.4] galten diese Regelungen nur für Vouten ohne Profilbleche.

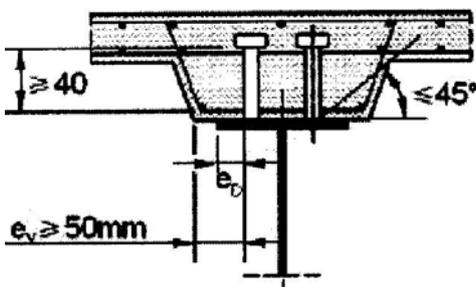


Bild 2-2 Konstruktive Durchbildung bei nicht durchlaufenden Profilblechen parallel zum Träger nach prEN 1994-1-1 [1.11; Bild 6.14].

Für den Fall der Verwendung von Profilblechen, unabhängig von der Orientierung parallel oder quer, darf die maximale Zugfestigkeit f_u des Bolzenmaterials mit 450 N/mm^2 in Rechnung gestellt werden.

2.2.4 Profilblech quer zum Träger

2.2.4.1 Norm

Der Einfluss von *Profilblechen rechtwinklig zum Träger* wird gemäß prEN 1994-1-1 [1.11], Abschn. 6.6.4.2 mit einem Korrekturfaktor k_t in Übereinstimmung mit Bild 2-3 erfasst:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_R}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} \quad (2-10)$$

mit: $n_R \leq 2$ Anrechenbare Dübelanzahl je Rippe
 $b_0 \geq h_p$ Rippenbreite (siehe Bild 2-3)
 $h_p \leq 85$ mm Gesamthöhe des Profilbleches (ohne Sicken bzw. Noppen)
 h_{sc} Dübelhöhe
 $k_{t,max}$ Oberer Grenzwert für Korrekturfaktor k_t gemäß Tabelle 2-1

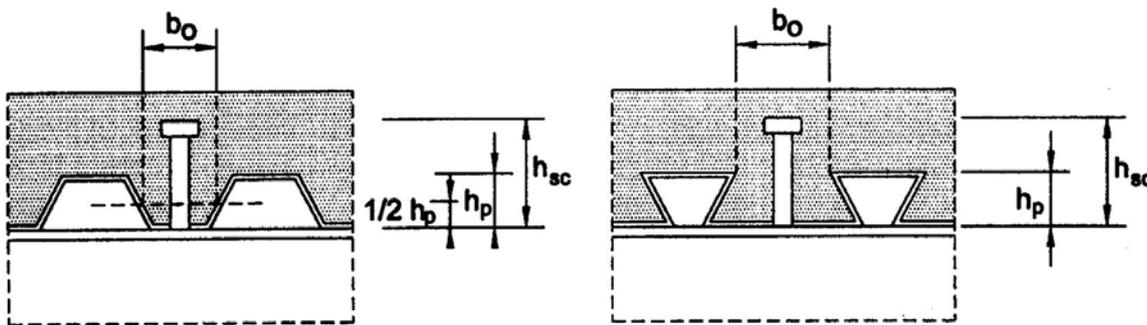


Bild 2-3 Profilbleche mit Rippen senkrecht zum Träger [1.11, Bild 6.13]

In prEN 1994-1-1 [1.11] werden die oberen Grenzwerte aus DASt-Richtlinie 104 [1.3] im Prinzip übernommen und für den Fall von durchgeschweißten Kopfbolzen mit Blechdicken größer als 1 mm ergänzt, siehe Tabelle 2-1.

Tabelle 2-1 Obere Grenzwerte $k_{t,max}$ nach prEN 1994-1-1 [1.11]

Dübelanzahl je Rippe	Dicke des Profilbleches	Dübel durchgeschweißt $d \leq 20$ mm	Profilblech vorgelocht $d = 19$ bzw. 22 mm
$n_R = 1$	≤ 1 mm	0,85	0,75
	> 1 mm	1,0	
$n_R = 2$	≤ 1 mm	0,7	0,6
	> 1 mm	0,8	

2.2.4.2 Hintergrund

Die Gleichung zur Ermittlung des Reduktionsfaktors k_t , siehe Gl. (2-10), entstand bereits im Jahr 1977 auf Grundlage von *Trägerversuchen* durch Grant et al. [2.10]. In dem damaligen Ansatz wurde ein Vorfaktor η von 0,85 statt 0,7 wie folgt hergeleitet:

$$k_t = \frac{0,85}{\sqrt{n_R}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (2-11)$$

Eine statistische Neuauswertung zahlreicher deutscher Scherversuche ist im Hintergrundbericht [1.8] aus dem Jahre 1988 dargestellt. Entscheidend dabei ist, dass der Auswertung zur Bestimmung

des Vorfaktors in [1.8] die Gleichungen (2-1) und 2-2) zur Ermittlung der Dübeltragfähigkeit in Vollbetonplatten zu Grunde liegen. Wie bereits in Abschnitt 2.2.2 gezeigt sind die tatsächlichen mittleren Tragfähigkeiten in Vollbetonplatten größer. Eine Auswertung des Abminderungsfaktors k_t , die sich auf den tatsächlichen Mittelwert bezieht, würde daher zu geringeren Abminderungsfaktoren führen.

Diese statistische Auswertung zeigt unter Annahme eines Reduktionsfaktors entsprechend Gl. (2-11), dass das Verhältnis von Versuchswert zu rechnerischem Wert für ein und zwei Dübel je Rippe im Mittel bei 0,838 liegt. Die zu Grunde gelegte Gesamtheit betrug dabei 57 Versuche. Dementsprechend ergibt sich ein etwas reduzierter Vorfaktor η :

$$\eta = 0,85 \cdot 0,838 = 0,712 \approx 0,7 \quad (2-12)$$

Dieser modifizierte Vorfaktor wurde auch durch die statistischen Auswertungen von Stark & van Hove [2.38, part 1, page 28] bestätigt. Außerdem bestätigen die Untersuchungen von Hanswille [2.26] aus dem Jahr 1993 den modifizierten Vorfaktor η von 0,7.

Eine statistische Auswertung unter den von Ernst [2.23] hergeleiteten Vorfaktoren würde zu einem geringeren Faktor η führen.

In [2.26] werden für durchgeschweißte Kopfbolzen mit Blechdicken größer als 1 mm reduzierte Werte angegeben, siehe Tabelle 2-2.

Tabelle 2-2 Obere Grenzwerte $k_{t,max}$ nach Hanswille [2.25]

Dübelanzahl je Rippe	Dicke des Profilbleches	Dübel durchgeschweißt $d \leq 20$ mm	Profilblech vorgelocht $d = 19$ bzw. 22 mm
$n_R = 1$	≤ 1 mm	0,85	0,75
	$\leq 1,2$ mm	0,90	
$n_R = 2$	≤ 1 mm	0,70	0,60
	$\leq 1,2$ mm	0,75	

Die statistische Neuauswertung von insgesamt 183 internationalen Versuchen (aus 13 Veröffentlichungen) mit Profilblech quer zum Träger in Johnson & Yuan [2.12] [2.28] hat gezeigt, dass die rechnerischen Dübeltragfähigkeiten unter Berücksichtigung der oberen Grenzwerte $k_{t,max}$ nach Hanswille [2.26] entsprechend Tabelle 2-2 bessere Werte liefern als die bisherigen Grenzwerte nach ENV 1994-1-1 [1.4], vgl. Tabelle 2-3.

Tabelle 2-3 Obere Grenzwerte $k_{t,max}$ nach ENV 1994-1-1 [1.4]

Dübelanzahl je Rippe	Dicke des Profilbleches	Dübel durchgeschweißt $d < 20$ mm	Profilblech vorgelocht $d < 20$ mm
$n_R = 1$	–	1,0	1,0
$n_R \geq 2$	–	0,8	1,0

In der Tabelle 2-4 sind die Wertebereiche in Abhängigkeit von der Dübelanzahl n_R je Rippe, der Dübelposition innerhalb der Rippe und Rippenschlankheit b_0/h_p dargestellt.

Tabelle 2-4 Verhältnswerte von Versuchswert P_e zu Rechenwert P_t der Dübeltragfähigkeit nach Johnson & Yuan [2.11; Table 3]

Dübelanzahl n_R je Rippe	1			2	
Dübelposition	schwach	mittig	stark	zweireihig	einreihig
Rippenschlankheit b_0/h_p	2,4 ÷ 3,2	0,7 ÷ 2,6	2,0 ÷ 3,2	1,3 ÷ 3,1	2,0 ÷ 3,2
P_e / P_t nach ENV 1994-1-1 [1.4]	0,62 ÷ 1,02	0,81 ÷ 1,45	0,92 ÷ 1,50	0,66 ÷ 1,49	0,79 ÷ 1,54
P_e / P_t nach Hanswille	0,99 ÷ 1,54			0,90 ÷ 1,62	

Im Hinblick auf die Sicherheit und Zuverlässigkeit der Verbundsicherung liefern die Dübeltragfähigkeiten nach Hanswille [2.26] zumindest für den Fall von einem Dübel je Rippe Werte auf der sicheren Seite. Für den Fall von zwei Dübeln je Rippe ist die untere Grenze des Verhältnswertes mit 0,90 in einem akzeptablen Toleranzbereich. Die Tragfähigkeiten nach ENV 1994-1-1 [1.4] liegen sehr häufig auch unterhalb eines Schwellenwertes von 0,8, d. h. die experimentelle Tragfähigkeit weicht mehr als 20 % von der rechnerischen Tragfähigkeit ab. Dennoch bleibt festzuhalten, dass die Korrelation zwischen den Versuchs- und Rechenwerten in beiden Fällen letztlich unbefriedigend ist. In einigen Situationen liegen die experimentellen Tragfähigkeiten sogar mehr als 50 % über den rechnerischen Tragfähigkeiten.

2.2.5 Versuche für Verbundmittel

prEN 1994-1-1 [1.11], Anhang B stellt informativ Angaben zur Versuchsanordnung, zur Herstellung der Versuchskörper, zur Versuchsdurchführung und zur Versuchsauswertung bereit.

Bild 2-4 stellt einen Versuchskörper für Standard-Abscherversuche in Vollbetonplatten dar. Ein spezieller Versuchskörper mit Profilblechen ist nicht dargestellt. Jedoch liegt in der Regel den durchgeführten Versuchen mit Profilblechen ein auf diesem Körper basierender Versuchskörper, der an die speziellen Bedingungen bei Profilblechen angepasst ist, zu Grunde. Bei Profilblechen mit Rippen senkrecht zum Träger ist es gängige Praxis die Kopfbolzen in zwei Rippen anzuordnen.

Vor dem eigentlichen Versuch soll eine Vorbelastung in Stufen bis 40 % der erwarteten Bruchlast aufgebracht werden. Anschließend sind 25 Lastwechsel mit Ober- bzw. Unterlasten von 40 % bzw. 5 % der erwarteten Bruchlast aufzubringen. Erst im Anschluss daran soll die Last gleichmäßig bis zur Bruchlast gesteigert werden. Der Schlupf ist dabei so lange zu messen, bis die Versuchslast um 20 % unter den Wert der Maximallast abgefallen ist.

Wenn die Abweichung vom Mittelwert von drei Versuchen mit nach Nennwerten identischen Versuchskörpern nicht größer ist als 10 %, dann kann der charakteristische Wert der Dübeltragfähigkeit P_{Rk} durch die um 10 % verringerte kleinste Versuchslast ermittelt werden. Für den Fall einer größeren Abweichung als 10 % sind mindestens drei weitere Versuche erforderlich. Dann ist die Versuchsauswertung nach EN 1990 [1.7], Anhang D durchzuführen.

Da den Gleichungen in prEN 1994-1-1 [1.11] eine statistische Auswertung vieler Versuche zu Grunde liegt, wird für den Vergleich zwischen den im Versuch ermittelten Traglasten und den rechnerischen Traglasten P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 [1.11] in den Abschnitten 3.10 und 4 die maximal im

Versuch ermittelte Traglast P_e verwendet und keine Abminderung der Traglast P_e um 10 % durchgeführt.

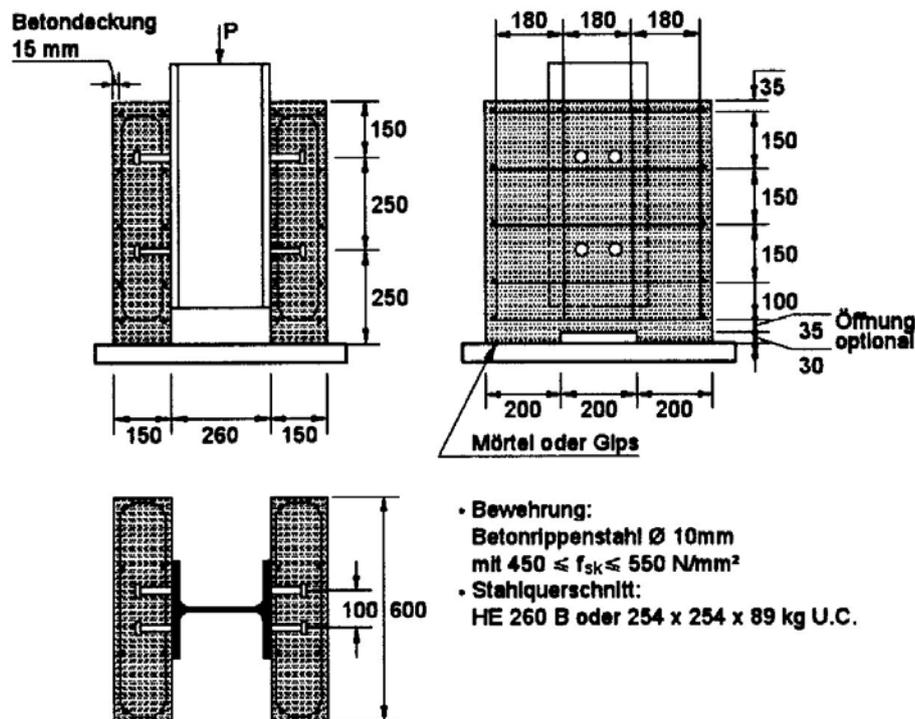


Bild 2-4 Versuchskörper für Standard-Abscherversuche [1.11, Bild B.1]

2.2.6 Duktilität

Nach prEN 1994-1-1 [1.11], 6.6.1.1 (5) kann ein Verbundmittel als duktil eingestuft werden, wenn das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} mindestens 6 mm beträgt. Das Verformungsvermögen eines Dübels δ_u wird in prEN 1994-1-1 [1.11], Abschnitt B.2.5 (4) durch den maximalen Schlupf bei Wiedererreichen der charakteristischen Tragfähigkeit nach Bild 2-5 bestimmt. Der charakteristische Wert δ_{uk} kann dabei entweder durch den um 10% reduzierten kleinsten Versuchswert oder durch eine statistische Auswertung nach EN 1990 [1.7], Anhang D ermittelt werden.

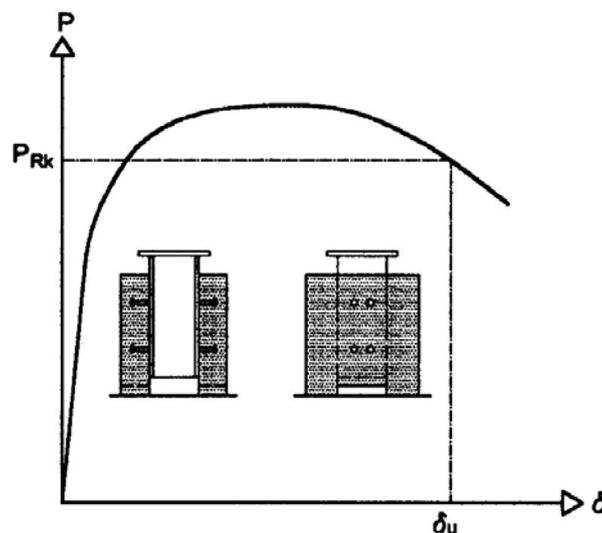


Bild 2-5 Ermittlung des Verformungsvermögens δ_u [1.11, Bild B.2]

Mit den Versuchen, die der prEN 1994-1-1 [1.11] zugrunde liegen, wurde eine statistische Auswertung durchgeführt. Daher werden in Abschnitt 3.11 die Verformungsvermögen δ_{uk} der einzelnen

Versuche von Patrick nicht um 10 % abgemindert, sondern direkt dem Vergleichswert von 6 mm für ausreichende Duktilität gegenüber gestellt.

2.3 Regelungen nach DIN V 18800-5

2.3.1 Allgemeines

Die Bestimmung des Dübelversagens in Vollbetonplatten stimmt mit den Regelungen in prEN 1994-1-1 [1.11], vgl. Gleichung (2-1), überein. Lediglich bei der Zugfestigkeit des Bolzenmaterials f_u darf auch in massiven Platten maximal 450 N/mm^2 verwendet werden. Zur Bestimmung des Betonversagens in Vollbetonplatten gibt DIN V 18800-5 [1.5] gegenüber dem Vorfaktor von 0,29 der prEN 1994-1-1 [1.11] lediglich 0,25 an, vgl. Gl. (2-13).

$$P_{Rd} = \frac{0,25 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (2-13)$$

In [2.27] wird festgestellt, dass die Auswertung der verformungsgesteuerten Versuche zur Bestimmung der Dübeltragfähigkeit P_{Rd} ohne Berücksichtigung der Relaxation ermittelt wurde. Eine statistische Auswertung in [2.27] kommt zum Schluss, dass mit Berücksichtigung der Relaxation der Vorfaktor 0,8 zur Bestimmung des Dübelversagens zwar ausreichend ist aber der Vorfaktor 0,29 zur Bestimmung des Betonversagens auf der unsicheren Seite liegt. Auf Basis dieser statistischen Auswertung wird in [2.27] der Vorfaktor 0,25 vorgeschlagen. Da bei den in Kapitel 3 und 4 ausgewerteten Versuchen weitgehend nur die maximalen und nicht die relaxierten Tragfähigkeiten P_e vorliegen kann in diesem Bericht kein sinnvoller Vergleich zwischen den Versuchstragfähigkeiten P_e und der Tragfähigkeit P_{Rk} nach DIN V 18800-5 [1.5] durchgeführt werden.

Die weiteren in DIN V 18800-5 [1.5], Element (938) und (939) angegebenen Bemessungsregeln entsprechen weitgehend den Regelungen in prEN 1994-1-1 [1.11], vgl. Abschnitt 2.2. Die zu prEN 1994-1-1 [1.11] abweichenden Regelungen werden in den folgenden beiden Abschnitten aufgeführt.

In DIN V 18800-5 [1.5], Element (942) ist der Wortlaut zur Regelung zur Sicherung gegen Abheben der Betonplatte gegenüber der prEN 1994-1-1 [1.11] geändert worden. Der Geltungsbereich der Regelung ist hier auf *Vollbetonplatten und ohne Vouten* eingeschränkt. Aus dieser Regelung geht aber auch nicht eindeutig hervor, ob für Platten mit Profilblechen keine Abhebesicherung notwendig ist, oder ob es hierzu keine Regelung gibt.

2.3.2 Profilblech parallel zum Träger

In DIN V 18800, Teil 5 [1.5], El. (946) sind die Regelungen zur konstruktiven Durchbildung bei der Ausbildung von Vouten identisch mit prEN 1994-1-1 [1.11], siehe Bild 2-4.

Allerdings sind nach Element (938) die Grenzen, wann Element (946) anzuwenden ist, enger gesetzt. Während nach prEN 1994-1-1 [1.11] die Regelung erst greift, wenn die Profile nicht kraftschlüssig verbunden werden, sind die Regelungen in DIN V 18800-5 [1.5] generell auch bei offenen Profilblechgeometrien mit $h_p \geq 60 \text{ mm}$ anzuwenden.

Während in prEN 1994-1-1 [1.11] der Nachweis innerhalb der Voute an einer definierten Dübelumrissfläche zu erfolgen hat, wird in DIN V 18800-5 [1.5] für diesen Fall vertikale Bügelbewehrung innerhalb der Rippen nach Bild 2.6c und Gleichung 2-14 verlangt.

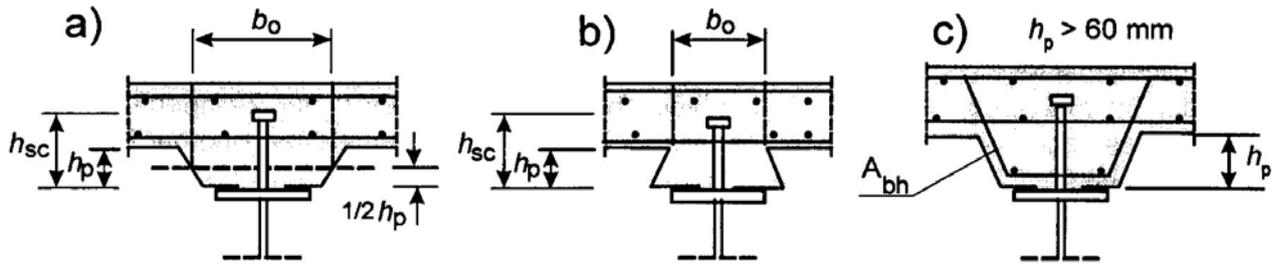


Bild 2-6 Konstruktive Regelungen mit parallel zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen [1.5; Bild 14]

$$A_{bh} \geq 0,30 \cdot k_l \cdot P_{Rd} / f_{sd} \quad (2-14)$$

P_{Rd} ist dabei die Dübeltragfähigkeit in Vollbetonplatten.

2.3.3 Profilblech quer zum Träger

Die Regelungen entsprechen prEN 1994-1-1 [1.11].

2.4 Regelungen nach australischer Norm Standards Australia AS 2327.1-2003

AS 2327.1 [1.13, Abs. 8.2.2.1] verlangt eine Einbindetiefe des Dübels in den Beton oberhalb des Profilbleches im aufgeschweißten Zustand von mindestens 40 mm. Da in der Regel Dübel mit Durchmessern 15,9 oder 19 mm verwendet werden sollen, entspricht dies ziemlich genau der Mindesteinbindelänge von $2d$ in prEN 1994-1-1 [1.11].

Sowohl für Vollbetonbetonplatten als auch für Verbunddecken mit Profilblechen werden für Stahlversagen und Betonversagen die Gleichungen (2-15) und (2-16) angegeben.

$$f_{vs} = 0,63 \cdot d_{bs}^2 \cdot f_{uc} \quad (2-15)$$

$$f_{vs} = 0,31 \cdot d_{bs}^2 \cdot \sqrt{f_c^1 \cdot E_c} \quad (2-16)$$

Die Zugfestigkeit der Kopfbolzendübel darf allgemein mit maximal 500 N/mm^2 angenommen werden. In Verbunddecken mit offenen Rippen rechtwinklig zum Träger und paarweise Anordnung der Kopfbolzendübel gilt ein Maximalwert von 410 N/mm^2 .

Da bei Decken mit Profilblechen keine Abminderungsfaktoren verwendet werden, sind die Randbedingungen eng gesetzt. Abschnitt 1.2.4 in [1.13] legt folgende Forderungen fest, vgl. Bild 2-7:

- 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.

Außerdem werden „open-rib“ Profile und „closed-rib“ Profile definiert. Versuche haben gezeigt, dass sich „closed rib“ profiles nach Bild 2.7(c) wie eine massive Platte verhalten. Daher wird kein Mindestabstand der Verdübelung vom Profilblech gefordert.

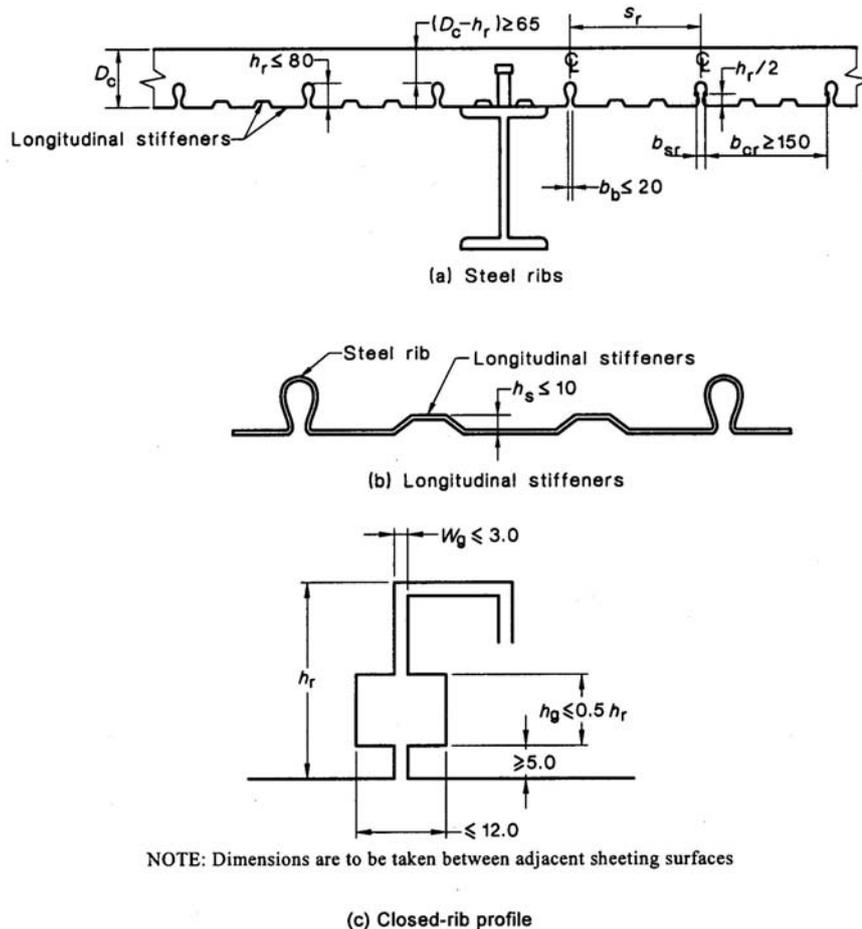


Bild 2-7 Profilblechgeometrie nach [1.13, Bild 1.2.4]

Für den Fall paralleler Rippen zum Träger ist ein Nachweis für die kleinste der in Bild 2.8 dargestellten Schubflächen zu führen. Die erforderliche Bewehrung, die durch eine Mindestbewehrung begrenzt ist, muss mindestens 30 mm unterhalb des Kopfes der Dübel angeordnet werden [1.13, Abs. 9.7.1 (c)].

Unterschiedliche Forderungen aus den beiden Normen prEN 1994-1-1 [1.11] und AS 2327.1 [1.13] führen bei Randträgern zur Verhinderung von zwei unterschiedlichen Versagensformen. Nach prEN 1994-1-1 [1.11, Abschnitt 6.6.5.3] ist bei Randträgern voll zu verankernde Querbewehrung einzubauen. Um die *Rissbildung in Trägerlängsrichtung* zu verhindern ist bei einem Plattenüberstand kleiner als 300 mm horizontale Schlaufenbewehrung um den Dübel anzuordnen. Zur Verhinderung des *Abscherens der Rippen* ist nach AS 2327.1 [1.13, Abs. 9.8] schräge bis vertikale Bewehrung anzuordnen, vgl. Bild 2-9. Dies gilt generell bei der Anordnung von zwei Dübeln pro Sicke und außerdem bei der Anordnung von einem Dübel je Sicke, wenn der Plattenüberstand kleiner als 600 mm ist.

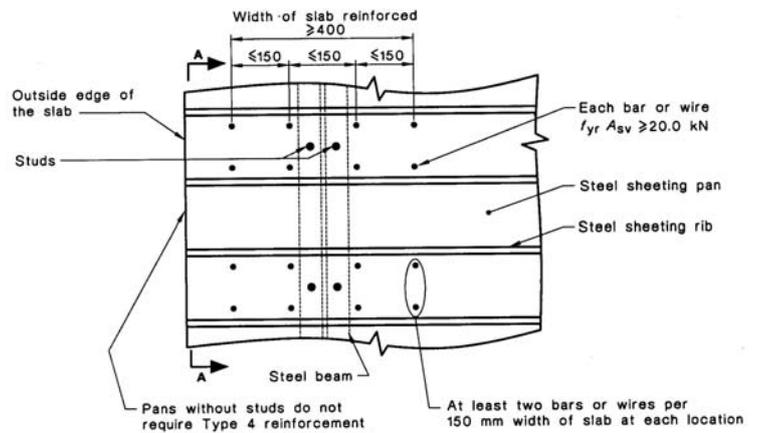
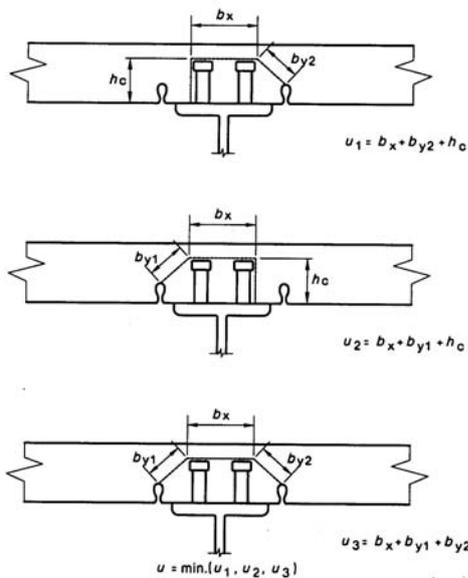


Bild 2-8 Konstruktive Regelungen mit parallel zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen [1.13; Bild 9.4.2.5]

Bild 2-9 Bewehrung Randträgern mit zwei Kopfbolzen je Sicke oder einem Plattenüberstand $< 600 \text{ mm}$ [1.13; Bild 9.8.2]

2.5 Zusammenfassung und Bewertung

Die Beziehungen, die die Tragfähigkeit von Betongurten mit Profilblechen aus den Werten für Vollbetonplatten mittels Abminderungsfaktoren herleiten, beruhen im Wesentlichen auf statistischen Auswertungen von Versuchen. Die Korrelation von Versuchswerten P_e und den Rechenwerten ist nicht zufrieden stellend, vgl. Abschnitt 2.2.3.2. Schon frühere Untersuchungen z. B. von Roik und Lungershausen [2.4], [2.17] haben die Grenzen dieser Vorgehensweise aufgezeigt und ein mechanisches Tragfähigkeitsmodell (Fließgelenkkette im Bolzenschaft) hergeleitet. Der Hintergrundbericht zu Eurocode 4 von Roik et al. [1.8] empfiehlt sogar die Anwendung dieses Bemessungsmodells, das allerdings für die Wirkung von zwei Dübeln je Rippe und hinsichtlich der erforderlichen Einbindetiefe in den Aufbeton verbessert wird. Der Hintergrundbericht [1.8] führte auch dazu, dass über das Nationale Anwendungsdokument DASt Richtlinie 104 [1.3] und E DIN 18800, Teil 5 [1.6] die oben genannten Einschränkungen der Tabelle 6.2 in prEN 1994-1-1 [1.11] eingeführt wurden. Weitere mechanische Modelle zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verbundträgergurten mit Profilblechen, diesmal nach den Stabwerkmodellen des Massivbaus, wurden von Jenisch am Lehrstuhl von Prof. Bode in Kaiserslautern hergeleitet [2.2]. Sie gingen aber bisher nicht in die Normung ein. Ebenfalls nicht in eine Norm eingeflossen sind die Abminderungsfaktoren nach Lawson [2.13] [2.29] [2.30] [2.31], die die exzentrische Anordnung der Dübel berücksichtigen sowie das Verfahren nach Wijte, das in [2.38] dargestellt ist.

Die Sicherung gegen Abheben der Betonplatte ist in prEN 1994-1-1 [1.11] und DIN V 18800-5 [1.5] für den Fall mit Profilblechen unterschiedlich und nicht eindeutig geregelt.

Die Festlegung der anzusetzenden Profilblechhöhe ist in prEN 1994-1-1 [1.11] nicht zweifelsfrei definiert.

3 Stand der Forschung

3.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird eine kurze Betrachtung zur Duktilität angestellt. Im Wesentlichen werden Untersuchungen verschiedener Forscher dargestellt und einige zugehörige mechanische Modelle beschrieben. Besonders werden die verschiedenen Versagensarten erläutert. Die Darstellung ist jedoch nicht vollständig. Einen ausführlichen Überblick der Untersuchungen bis ins Jahr 1999 gibt Jenisch [2.2] in seiner Dissertation.

3.2 Betrachtung zur Duktilität

Ausreichende Duktilität von Verbundmittel garantiert die Umlagerungen von Schubkräften. Sie ist insbesondere bei Teilverdübelung und einer äquidistanten Anordnung der Kopfbolzendübel für die Tragfähigkeit eine wesentliche Voraussetzung.

Die Regelungen von prEN 1994-1-1 [1.11] sind bereits in Abschnitt 2.2.5 erläutert worden.

Diesem Bericht liegen nur einige Last-Verformungskurven der dargestellten Versuche vor. Die Last-Verformungskurven, die den angegebenen Literaturstellen zu entnehmen sind, zeigen bei vielen Versuchen eine ausreichende Duktilität. Einige dieser Kurven lassen jedoch auf eine unzureichende Duktilität schließen.

Von Hicks und Couchman wird in [2.22] auf einige Versuche hingewiesen, die das 6 mm-Kriterium nicht erreichen. Dabei fällt auf, dass gerade eine Dübelanordnung in „weak position“ ein höheres Verformungsvermögen aufweist als eine Dübelanordnung in der „strong position“. Es existieren somit Anzeichen, dass eine ausreichende Duktilität u. U. nicht immer gewährleistet ist.

Im Rahmen dieses Berichts kann nicht intensiver auf diese Problematik eingegangen werden. Nähere, systematische Betrachtungen zur Duktilität sind jedoch dringend zu empfehlen.

3.3 Untersuchungen von Roik und Bürkner

Roik und Bürkner stellen in [2.16] Untersuchungen zu Verbundträgern mit Profilblechen orthogonal zur Trägerachse vor. Zum einen wurde eine vorgelochte, zentrische Anordnung mit ein oder zwei Kopfbolzendübeln je Sicke und zum anderen eine durchgeschweißte, exzentrische Dübelanordnung untersucht. Außerdem werden die Ergebnisse einer versetzten Anordnung von zwei Dübeln je Sicke vorgestellt, vgl. Bild 3-1. Direkt auf die Obergurte der Profilbleche wurde kreuzweise Bewehrung angeordnet.

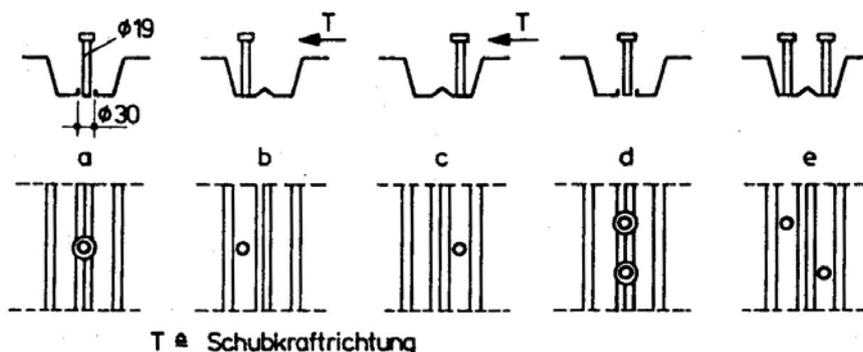


Bild 3-1 Untersuchte Dübelanordnungen von Roik und Bürkner [2.16]

Dabei wird festgestellt, dass zwei versetzt angeordnete Kopfbolzendübel, vgl. Bild 3-1e, zu einer höheren Traglast führen als die zentrische Anordnung nach Bild 3.1d. Die höhere Tragfähigkeit bei der Dübelstellung in Bild 3-2b wird durch den tieferen Angriffspunkt der Betondruckstrebe D_B erklärt.

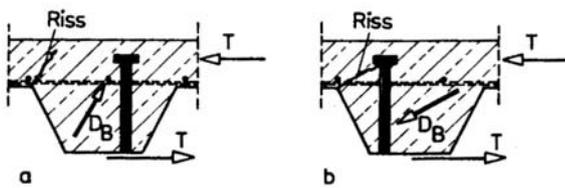


Bild 3-2 Kraftverlauf bei nicht mittig angeordneten Kopfbolzendübeln [2.16]

Bei zunehmender Blechhöhe wird die Verbundfuge weicher. Versetzt angeordnete Kopfbolzendübel führen zu einer steiferen Verbundfuge. Als wichtige Voraussetzung zur Gewährleistung des elastisch-plastischen Verhaltens wird eine ausreichende Einbindetiefe der Kopfbolzendübel in den Aufbeton angeführt.

Außer den Untersuchungen in [2.16] mit Blechhöhen von 60 und 80 mm wurden von Roik und Bürkner Versuche mit hohen Profilblechen von $h_p = 106$ bzw. 125 mm durchgeführt [2.37][1.8].

3.4 Untersuchungen von Roik und Lungershausen

3.4.1 Allgemeines

Die Untersuchungen von Roik und Lungershausen [2.4] [2.17] [1.8] sind auf unterbrochene Verbundfugen mit vorgelochten Profilblechen quer zum Stahlträger beschränkt.

3.4.2 Tragverhalten

Die Untersuchungen von Roik und Lungershausen [2.4] [2.17] [1.8] zeigen, dass sich das Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in profilierten Betongurten erheblich von dem in Vollbetongurten unterscheidet. Die unterschiedlichen Tragmechanismen führen zu abweichenden Versagensmechanismen der Verbundfuge. Neben dem Trag- und Verformungsverhalten wird besonders die Tragfähigkeit je Dübel maßgeblich durch die Geometrie des Profilbleches beeinflusst. Im Folgenden wird das allgemeine Trag- und Verformungsverhalten von Kopfbolzendübeln in profilierten Betongurten auf Grundlage der Untersuchungen von Roik und Lungershausen [2.4] [2.17] entsprechend den Bildern 3-3 und 3-4 kurz zusammengefasst.

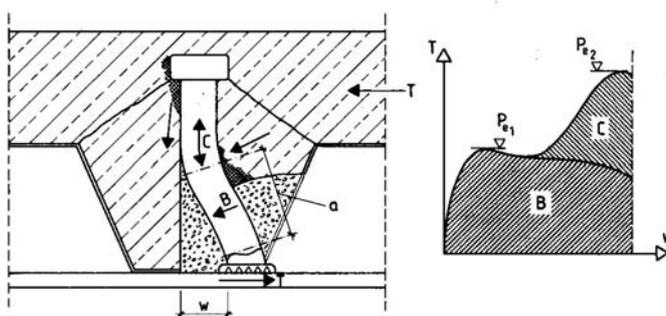


Bild 3-3 Traganteile von Kopfbolzen in profilierten Betongurten [2.17]

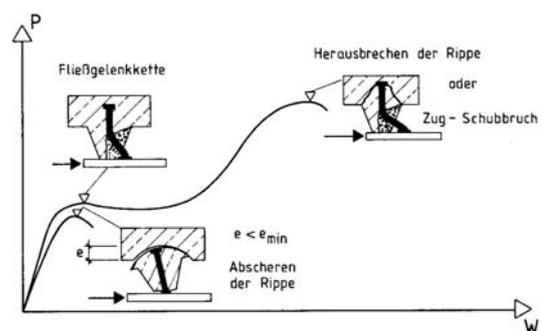


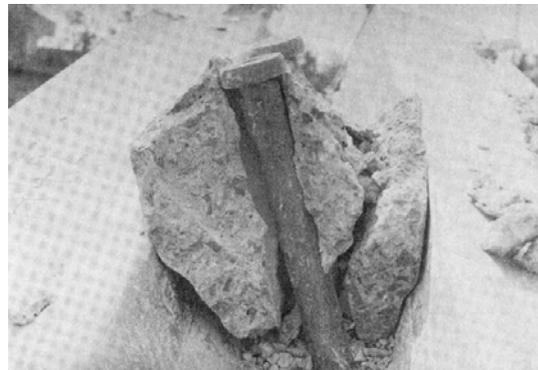
Bild 3-4 Versagensarten von Kopfbolzen in profilierten Betongurten [2.17]

Gegenüber Vollbetongurten kann in profilierten Betongurten infolge der Blechgeometrie die Schubkraft i. allg. nicht direkt am Dübelfuß eingeleitet werden. Dieser Traganteil, der von Lungershausen als Traganteil A bezeichnet wird, entfällt dadurch. Mit zunehmender Beanspruchung bricht die Betonkante auf der lastzugewandten Seite des Dübels heraus. Es entsteht ein trapezförmiger Betonbruchkörper. Die Geometrie des Bruchkörpers hängt vorrangig von der Blechgeometrie ab. Infolge der umschnürenden Wirkung des Profilbleches, das eine Verformungsbehinderung des Betons bewirkt, führt der Betonausbruch zu einer Biegebeanspruchung des Dübelschaftes bzw. zu einem Traganteil B. Ein Teil der Schubkraft wird aber auch durch das Profilblech in den Aufbeton eingeleitet. Mit Überschreiten einer ersten Tragfähigkeit P_{e1} bilden sich über die Schaftlänge zwei Fließgelenke aus. Die im Rahmen des Fließgelenkmechanismus übertragbare Schubkraft je Dübel hängt dabei stark von dem Abstand a der Fließgelenke ab. Unter Annahme einer ausreichenden Verankerung bzw. Einbindetiefe des Kopfbolzens in den oberen Bereich der Betonplatte baut sich mit zunehmender Schlupfverformung eine Zugbeanspruchung im Dübel und entsprechende Druckkräfte im umgebenden Beton auf. Die Horizontalkomponente der Dübelzugkraft verursacht schließlich den Traganteil C, der u. U. auch einen gewissen Reibanteil enthält. Die zweite Tragfähigkeit P_{e2} wird je nach Wirksamkeit der Dübelkopfverankerung entweder durch das *Herausbrechen eines großen Teils der Betonrippe* oder durch das *Abscheren der Dübel* als sog. Zug-Schub-Bruch bestimmt.

Insbesondere bei einer unzureichenden Einbindetiefe des Dübels oder bei zwei nebeneinander angeordneten Kopfbolzen kann bereits frühzeitig ein *Abscheren der Betonrippe* auftreten. In diesem Fall bildet sich kein zweites oberes Fließgelenk aus und dementsprechend tritt auch keine zweite Tragfähigkeit P_{e2} auf. Die Verbundfuge verhält sich relativ spröde. In diesen Fällen tritt kein Dübel- sondern Betonversagen auf. Beispielhafte Versagensbilder in Abhängigkeit der Einbindetiefe der Kopfbolzen sind in Bild 3-5 dargestellt.



(a) Ausreichende Einbindetiefe
= Herausbrechen der Rippe



(b) Unzureichende Einbindetiefe
= Abscheren der Rippe

Bild 3-5 Versagensbilder in Abhängigkeit der Einbindetiefe der Kopfbolzen [2.17]

Darüber hinaus beeinflusst auch die allgemeine Form der Rippengeometrie die Tragfähigkeit je Dübel. Beispielsweise liegen die Tragfähigkeiten von Verbundfugen mit hinterschnittenen Profilblechen ungefähr 10 % über den Werten mit offenen Profilblechen. Dieser zusätzliche Traganteil infolge hinterschnittener Blechgeometrie ergibt sich entsprechend dem Kraftfluss, wie in Bild 3-6 gezeigt. In diesem Fall kann sich im Rippenbereich auf der lastabgewandten Seite des Dübels eine schräge Druckstrebe D abstützen. Dabei wird die Horizontalkomponente D_H der Druckstrebe über Zug Z_{BL} im Profilblech in den Rippenbereich vor dem Bolzen, d. h. auf der lastzugewandten Seite des Dübels, über eine mitwirkende Breite rückgehängt. Die Kraftweiterleitung zum Dübelfuß erfolgt über Druckstreben. Im Unterschied zu offenen Rippen tritt durch die hinterschnittene Form eine Art Klemmwirkung auf.

Das Bild 3-7 zeigt qualitativ das typische Kraft-Schlupf-Verhalten von Kopfbolzen in profilierten Betongurten in Abhängigkeit von der allgemeinen konstruktiven Durchbildung des Betongurtes. Es ist zu erkennen, dass mit zunehmender Schlankheit der Rippe auch die maximale Traglast abnimmt. Gegenüber der Vollbetonplatte steigert sich aber auch die maximale Verschiebung in der Verbundfuge.

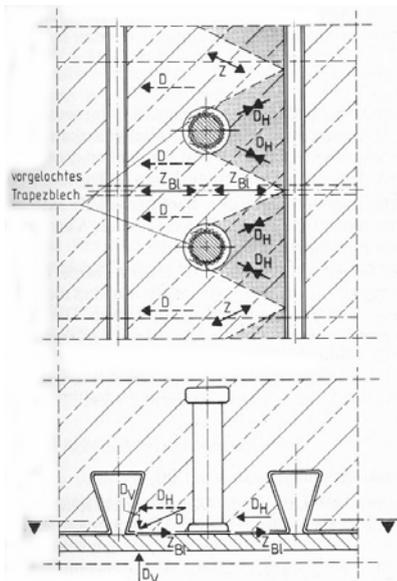


Bild 3-6 Zusätzlicher Traganteil infolge hinterschnittener Blechgeometrie [2.17]

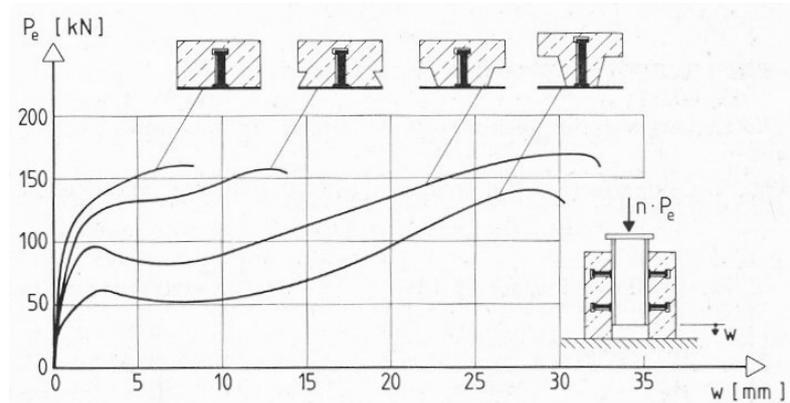


Bild 3-7 Typisches Kraft-Schlupf-Verhalten in Abhängigkeit von der konstruktiven Durchbildung des Betongurtes [2.17]

3.4.3 Modellbildung

Für die Modellbildung nach Roik und Lungershausen [2.4] [2.17] für Kopfbolzendübel in querlaufenden Rippen von Profilblechen wird aufgrund der großen Schlupfverformungen bei P_{e2} die erste Tragfähigkeit P_{e1} entsprechend Bild 3-3 zugrunde gelegt. Unter Annahme einer *ausreichenden Verankerung des Kopfbolzens im Aufbeton* kann sich ein zweites Fließgelenk entlang des Dübelschaftes ausbilden. Die Bildung der Fließgelenkkette ermöglicht ein duktileres Verhalten der Verbundmittel, vgl. Abschnitt 3.3.2.

Aufbauend auf Versuchsbeobachtungen wird in Roik und Lungershausen [2.4] [2.17] folgendes mechanisches Modell zur Ermittlung der Dübeltragfähigkeit P_t in Abhängigkeit von plastischen Momententragfähigkeit $M_{pl,Dü}$ des Dübelschaftes und des Abstandes a der Fließgelenke entsprechend Bild 3-8 und wie folgt hergeleitet:

$$P_t = 2 \cdot M_{pl,Dü} / a \quad \rightarrow \quad P_t = f_u \cdot (d_{Dü})^2 / (3 \cdot \alpha) \quad (3-1)$$

$$\text{mit: } M_{pl,Dü} = f_u \cdot (d_{Dü})^3 / 6 \quad (3-1a)$$

$$\alpha = a / d_{Dü} \quad (3-1b)$$

$M_{pl,Dü}$ Plastische Momententragfähigkeit des Dübelschaftes

a Abstand der beiden Fließgelenke entlang des Dübelschaftes

f_u Zugfestigkeit des Bolzenmaterials

$d_{Dü}$ Schaftdurchmesser des Kopfbolzens

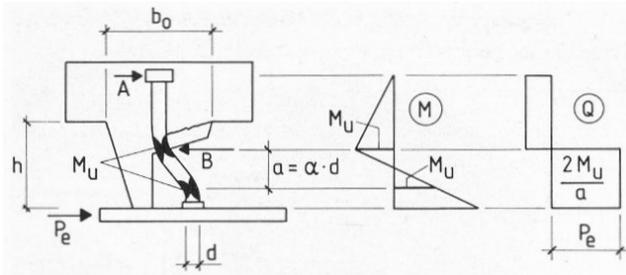


Bild 3-8 Mechanisches Modell zur Ermittlung der Dübeltragfähigkeit [2.17]

Die dargestellte Modellbildung basiert vorrangig auf der *Biegetragfähigkeit des Dübelschaftes*. Der Modellansatz geht davon aus, dass die Dübeltragfähigkeit mit der Bildung von zwei Fließgelenken erreicht wird. Darüber hinaus gehen aber auch die *Bettungseigenschaften der Kopfbolzen* im profilierten Betongurt, die maßgeblich durch die Rippengeometrie und untergeordnet durch die Betonfestigkeit beeinflusst werden, indirekt über den Abstand a der Fließgelenke ein. Eine Mitwirkung des Profilbleches wird vernachlässigt. Aufgrund der Schwierigkeit einer theoretischen Bestimmung des Abstandes a , d. h. der Lagerungsbedingungen der Kopfbolzen im Rippenbeton, wird von Roik und Lungershausen [2.4] [2.17] ein empirischer Ansatz zur Bestimmung von α auf Grundlage von Versuchsergebnissen gewählt:

$$\alpha = 0,8 \cdot (h_R / b_0)^2 + 0,6 \quad (3-2)$$

Die Gl. (3-2) zeigt für gedrungene Rippengeometrien kleinere und für schlanke Rippengeometrien größere Abstände der Fließgelenke. Die Gültigkeit der Gl. (3-2) ist auf die Anordnung eines Dübels je Rippe beschränkt. Eine Korrelationsbetrachtung zeigt eine recht gute Übereinstimmung zwischen den rechnerischen und experimentellen Dübeltragfähigkeiten, vgl. [1.8] und Abschnitt 4.5.

Auf Grundlage einer statistischen Auswertung von Versuchsergebnissen wird im Hintergrundbericht [1.8, Abschnitt 6.3] folgende Gleichung zur Bestimmung der Bemessungstragfähigkeit je Dübel angegeben:

$$P_{Rd} = f_{uk} \cdot A_{Dü} \cdot \beta \cdot \alpha_n / (3 \cdot \alpha \cdot \gamma_V) \quad (3-3)$$

mit: $A_{Dü} = \pi \cdot (d_{Dü})^2 / 4$

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

$$\alpha_n = 0,3 + 0,15 \cdot (h_{Dü} - h_R) / d_{Dü} \leq 1$$

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

$$\gamma_V = 1,2$$

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
$h_{Dü}$	Bolzenlänge
b_0	Obere Rippenbreite
h_R	Rippenhöhe; ≤ 140 mm
$h_{Dü} - h_R$	Einbindetiefe der Bolzen; $> 2 \cdot d_{Dü}$
$h_c - h_R$	Dicke des Aufbetons; ≥ 50 mm
γ_V	Teilsicherheitsbeiwert

Im Hintergrundbericht [1.8, Abschnitt 6.3], werden die Vorteile und die Güte des mechanischen Modellansatzes aufgezeigt. Darüber hinaus zeigt eine Korrelationsbetrachtung eine bessere Übereinstimmung dieses Modellansatzes mit den Versuchsergebnissen als der empirische Ansatz, der den aktuellen Normen zugrunde liegt. Außerdem wird auf den beschränkt untersuchten Parameterbereich der empirischen Beziehung nach Eurocode 4 hingewiesen.

3.4.4 Zusammenfassung

Im Gegensatz zu den Gleichungen in prEN 1994-1-1 [1.11], die auf der Auswertung von Versuchen beruhen und nur für einen bestimmten Parameterbereich der Rippengeometrie hergeleitet wurden, ist es Roik/Lungershausen gelungen, ein allgemeines Modell für Profilbleche senkrecht zum Träger zu bilden. Da ein unterschiedliches Tragverhalten zu Vollbetonplatten beobachtet wurde, nimmt das Modell, anders als die Regelungen in prEN 1994-1-1 [1.11], keinen Bezug auf die Tragfähigkeiten von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten.

3.5 Untersuchungen von Mottram & Johnson

Die Untersuchungen von Mottram & Johnson [2.14] an 35 Push-out Körpern mit durchgeschweißten Kopfbolzendübeln und Profilblechen senkrecht zum Träger haben gezeigt, dass die Duktilität der Verbindung mit einer Erhöhung der Dübelanzahl je Rippe von eins auf zwei stark abnimmt. Alle Versuche mit einem Dübel je Rippe haben charakteristische Werte des Verformungsvermögens von höher als 10 mm. In ca. der Hälfte der Versuche mit zwei Dübeln je Rippe werden charakteristische Schlupfwerte von gerade einmal 5 mm erreicht. Dabei wird in dieser Veröffentlichung die Verformbarkeit als Verformung bei einer Kraft, die erstmals 10 % unter die charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} fällt, definiert.

Einige Versuche wurden mit einer exzentrischen Anordnung der Kopfbolzen durchgeführt. Quantitativ wird der Unterschied zwischen verschiedenen Anordnungen mit 35 % der Traglast beziffert.

Beim Vergleich der Traglasten der Versuche mit den Rechenwerten P_{Rk} werden Abweichungen von bis zu 15% auf der sicheren Seite und 33% auf der unsicheren Seite festgestellt. Entgegen der heutigen Regelung in prEN 1994-1-1 [1.11] wurde der Abminderungsfaktor k_t nicht mit dem Vorfaktor 0,7 sondern mit dem Faktor 0,85 bestimmt, vgl. Gleichung (2-9). Ein Vergleich mit dem aktuellen Faktor 0,7 würde daher sicherere Ergebnisse liefern. Die Streubreite ändert sich jedoch nicht. Ein weiterer Vergleich mit dem Vorfaktor k_l nach *Lawson* anstatt k_t , der die exzentrische Anordnung der Kopfbolzen berücksichtigt, vgl. Gleichung (3-4), zeigt eine bessere Übereinstimmung zwischen den Traglasten der Versuche und den Rechenwerten.

$$k_l = \frac{0,75 \cdot r}{\sqrt{n_R}} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_{sc} + h_p} \right) \leq 1 \quad (3-4)$$

In Gleichung (3-4) wird die Anordnung der Kopfbolzen durch den Faktor r berücksichtigt. Weitere Informationen zum Abminderungsfaktor nach *Lawson* sind in [2.13] [2.29] [2.30] [2.38] zu finden.

Folgender Sachverhalt wird von den Autoren in [2.14] bemängelt: Bei den Versuchen mit einem Dübel ergeben sich rechnerisch teilweise Abminderungswerte k_t größer als 1,41. Diese sind durch einen Maximalwert $k_{t,max}$ auf 1,0 begrenzt. Bei einer Anordnung von zwei Dübeln und ansonsten identischen Voraussetzungen ergibt sich aus dem Faktor $1/(n_r)^{0,5}$, vgl. Gleichung (2-4), immer noch der Beiwert k_t zu $\geq 1,0$. Die Tragfähigkeit P_{Rk} von ein und zwei Dübeln unterscheidet sich unter solchen Bedingungen rechnerisch daher nicht.

Die geringere Tragfähigkeit bei zwei Dübeln wird inzwischen durch einen geringeren maximalen k_t -Wert gegenüber einer Ausführung mit einem Dübel wieder eingebracht, vgl. Tabelle 2-1. Dennoch legt dies Verbesserungsmöglichkeiten zur Bestimmung von k_t offen.

3.6 Untersuchungen von Bode und Künzel

Die Untersuchungen von Bode & Künzel [2.24] wurden mit der Intention, den Anwendungsbereich des Verfahrens „Durchschweißen von Kopfbolzen mit Hubzündung“ zur Herstellung von Verbundträgern mit Profilblechen zu überprüfen, durchgeführt. Neben Scherversuchen zum Trag- und Verformungsverhalten durchgeschweißter Kopfbolzendübel wurden zum Vergleich Push-out Körper mit vorgelochten Profilblechen geprüft. Insgesamt wurden aufgrund der Vorbehalte hinsichtlich der erreichbaren Schweißqualität bei durchgeschweißten Kopfbolzendübeln auf der Baustelle u. a. 24 Scherversuche mit ausschließlich quer zur Trägerachse angeordneten Profilblechen durchgeführt. Der Durchmesser der Kopfbolzendübel beträgt bei allen Versuchen 19 mm. Es wurde eine geringe Flächenbewehrung aus einer Betonstahlmatte Q 131 eingebaut.

Es wurde festgestellt, dass die Länge der Bolzen für den Fall „nicht durchgeschweißt“ sehr genau die Solllänge von 100 mm erreicht haben. Die „durchgeschweißten“ Proben sind jedoch im Mittel um 5% kürzer gemessen worden. Dadurch verkürzt sich die Einbindelänge in den Aufbeton.

Die Parametervariation und die Ergebnisse der Versuche sind in Tabelle 3-1 dokumentiert. P_e entspricht dabei dem Mittelwert der maximalen Dübelkraft aus drei identischen Versuchen. Neben der Verschiebung bei der maximalen Dübelkraft ist die Verschiebung bei Wiedererreichen von 90 % der Dübelkraft sowie die Verhältnisse der Dübelkraft bei 5 mm, 7 mm und 10 mm Schlupf zur maximalen Tragfähigkeit P_e angegeben.

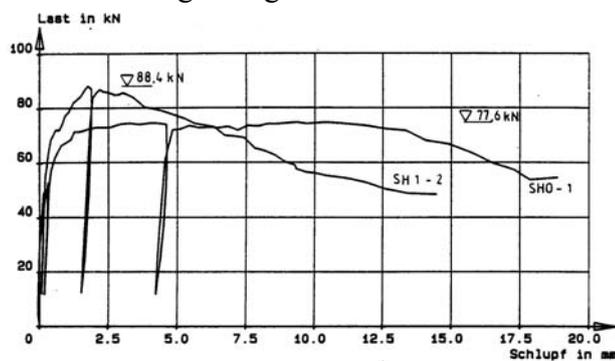
Tabelle 3-1 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse von Bode & Künzel [2.24]

Bez.	f_c [N/mm ²]	P_e [kN]	s_t [mm]	$s_{90\%}$ [mm]	P_5 / P_t [%]	P_7 / P_t [%]	P_{10} / P_t [%]	Bemerkung
SH0	28,2	76,5	5,2	9,8	95,2	93,6	89,5	Superholorib 152,5/51/1,0 Vorgelocht
SH1	28,8	91,4	2,4	4	85,4	76,6	64,0	Superholorib 152,5/51/1,0 durchgeschweißt
SH2	32,3	102,3	2,5	4,2	87,2	81,9	77,3	Superholorib 152,5/51/1,0 durchgeschweißt, Querbiegung
SH3	29,8	138,9	1,4	3,5	80,3	67,9	57,7	Superholorib 152,5/51/1,0 Bleche nicht durchlaufend
CS0	27,2	83,5	9,5	15,5	94,3	93,5	95,1	Cofradal 200/59/1,0 Vorgelocht
CS1	28,9	87,9	1,4	6,6	93,1	87,5	81,7	Cofradal 200/59/1,0 durchgeschweißt
CD0	28,1	51,1	2,5	7,4	92,0	83,6	–	Cofradal 150/40/0,88 Vorgelocht
CD1	28,9	55,8	2,1	3,3	87,8	71,5	–	Cofradal 150/40/0,88 durchgeschweißt
Hinweis								
– Alle Versuchsergebnisse sind Mittelwerte aus insgesamt drei identischen Versuchen.								
– $s_{90\%}$: Schlupf bei Wiedererreichen von 90 % der Tragfähigkeit.								
– P_5 / P_t : Verhältnis der Dübelkraft bei 5 mm Schlupf zur Tragfähigkeit								
– P_7 / P_t : Verhältnis der Dübelkraft bei 7 mm Schlupf zur Tragfähigkeit								
– P_{10} / P_t : Verhältnis der Dübelkraft bei 10 mm Schlupf zur Tragfähigkeit								

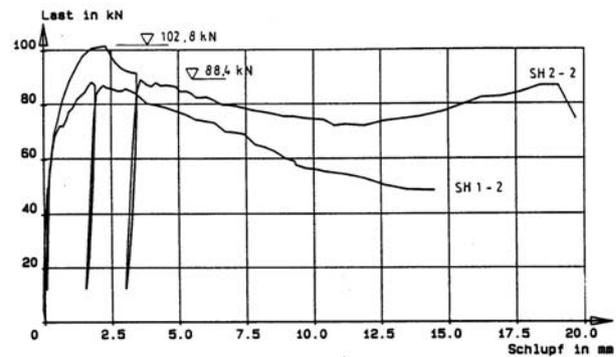
Die Versuchsergebnisse entsprechend Tabelle 3-1 lassen folgende Schlüsse zu:

- Die Tragfähigkeit liegt bei **durchgeschweißten gegenüber nicht durchgeschweißten Kopfbolzen** (vorgelochte Bleche) im Mittel ca. 11 % höher, siehe Bild 3-9.
- Auf der Grundlage eines erforderlichen Schlupfes von 7 mm liegen die Traglasten P_e je Dübel bei durchgeschweißten Dübeln und vorgelochten Blechen in etwa gleich.
- Gegenüber vorgelochten Blechen zeigen die durchgeschweißten Kopfbolzen eine etwas reduzierte Resttragfähigkeit und Duktilität.
- Mit zusätzlicher **Querbiegung** erhöht sich nicht nur die Tragfähigkeit der durchgeschweißten Kopfbolzen (im Mittel ca. 20 %) sondern auch die Resttragfähigkeit und Duktilität nehmen zu, siehe Bild 3-10.
- Bei Verbundfugen mit **nicht durchlaufenden Profiblechen** nimmt die Dübeltragfähigkeit gegenüber durchlaufenden Blechen im Mittel ca. 36 % zu. Daneben ist eine Zunahme der Anfangssteifigkeit zu erkennen. Das Verformungsvermögen reduziert sich jedoch deutlich, siehe Bild 3-11.

Außerdem stellen Bode und Künzel in [2.24] fest, dass auf der Grundlage eines erforderlichen Schlupfes von 7 mm die Traglasten je Dübel bei durchgeschweißten Dübeln und vorgelochten Blechen in etwa gleich groß sind.



SH0-1 (vorgelocht) und SH1-2 (durchgeschweißte)



SH1-2 (durchgeschweißte) und SH2-2 (Querbiegung)

Bild 3-9. Dübelkraft-Schlupf-Beziehung für durchgeschweißte Kopfbolzen und Kopfbolzen mit vorgelochten Profiblechen nach Bode & Künzel [2.24, Abb. 3.1]

Bild 3-10. Dübelkraft-Schlupf-Beziehung für durchgeschweißte Kopfbolzen mit und ohne Querbiegung nach Bode & Künzel [2.24, Abb. 3.3]

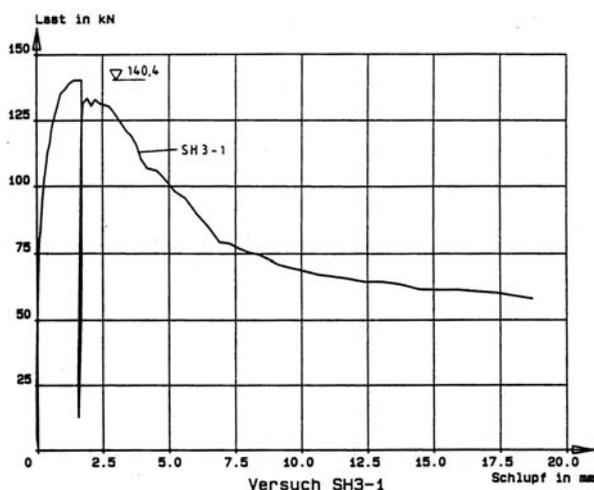


Bild 3-11. Dübelkraft-Schlupf-Beziehung für durchgeschweißte Kopfbolzen mit nicht durchlaufendem Profiblech nach [2.24, Abb. 3.4]

Das unterschiedliche Tragverhalten von durchgeschweißten Kopfbolzen und Kopfbolzen in vorgelochten Profilblechen lässt sich wie folgt erklären:

Aufgrund des Formschlusses wird bei durchgeschweißten Kopfbolzen das umliegende Blech bei der Kraftübertragung sofort mit herangezogen. Durch die sofortige Aktivierung des Bleches nimmt die Anfangssteifigkeit gegenüber vorgelochten Blechen zu und die etwas höhere Tragfähigkeit wird bei vergleichsweise geringeren Schlupfwerten erreicht. Andererseits kommt es durch die frühzeitige Aktivierung des Bleches auch frühzeitig zu einem Blechversagen (Aufreißen), das zu einem vergleichsweise früheren Kraftabfall führt.

Demgegenüber wird bei Kopfbolzen in vorgelochten Blechen die Mitwirkung des Bleches erst mit zunehmendem Schlupf aktiviert. Dadurch sind die Betonrippen auch bei größeren Schlupfverformungen durch das Blech länger gestützt. Die Verbindung verhält sich etwas duktiler.

3.7 Untersuchungen von Ramm und Jenisch

3.7.1 Allgemeines

Von Ramm und Jenisch wurden Push-Out Versuche und Trägerversuche mit orthogonal zum Längsträger angeordneten Profilblechen durchgeführt. Dabei wurde hauptsächlich der Einfluss der Querbiegung untersucht.

3.7.2 Versagensarten

Gegenüber den Untersuchungen von Roik und Lungershausen, siehe Abschnitt 3.3, zeigen die Untersuchungen von Jenisch [2.2] insgesamt drei qualitativ unterschiedliche Dübelkennlinien unabhängig von der Kopfbolzenanzahl je Rippe:

- Kurven mit zwei Traglastniveaus und duktilem Verhalten,
- Kurven mit einem Traglastniveau und duktilem Verhalten bzw. mit einem Fließplateau,
- Kurven mit einem Traglastniveau und sprödem Verhalten.

Die Kurven mit einem ausgeprägten Fließplateau konnten nur in Sonderfällen festgestellt werden. Bei den Versuchen mit einem Traglastniveau und anschließend sprödem Verhalten wurde gegenüber den Untersuchungen von Roik & Lungershausen nicht nur ein *Abscheren der Rippe* vom Aufbeton sondern auch ein *Herausziehen der Kopfbolzen* aus dem Aufbeton beobachtet. Diese beiden Versagensarten wurden bei geringen Einbindetiefen der Dübel, bei schlanken Rippengeometrien, bei dünnen Aufbetondicken oder bei mehreren Dübeln je Rippe beobachtet.

Das Abscheren der Rippe wird durch die Bildung von horizontalen und vertikalen Rissen begleitet. Die horizontale Rissbildung liegt i. d. R. an der schmalsten Stelle bei hinterschnittenen Profilblechgeometrien vor. Die vertikale Rissbildung entsteht durch die Verdrehung der Rippen infolge der Versatzmomente. Bei offenen Profilblechgeometrien entstehen auf der lastabgewandten Seite schräge Risse ausgehend von der Unterseite des Aufbetons in Richtung Dübelkopf. In allen spröden Versagensarten überlagern sich die Biegebeanspruchung in der Rippe und die Zugbeanspruchung infolge Dübelverankerung, siehe Bild 3-12.

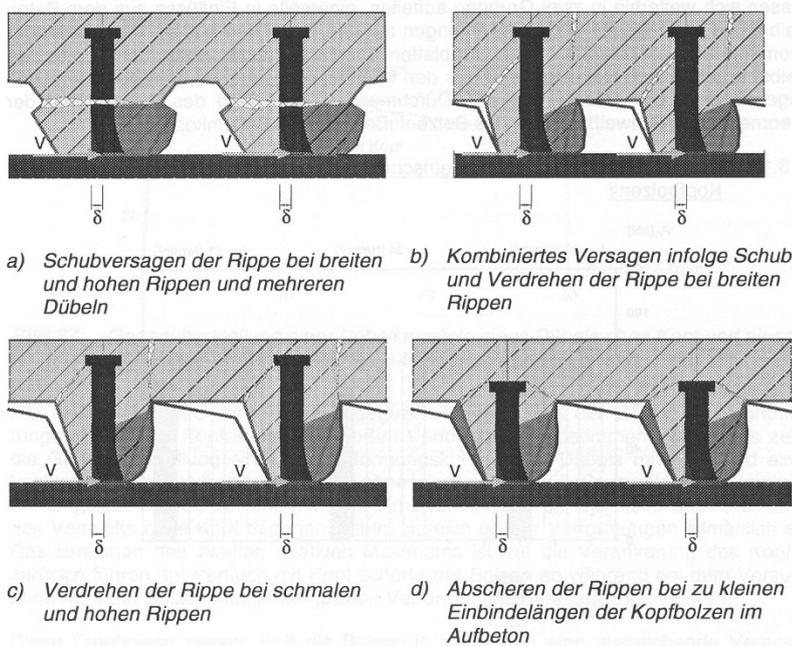


Bild 3-12 Rissbildung und Versagensmechanismen [2.2]

3.7.3 Einflussparameter

3.7.3.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Einflussparameter, die sich aus der Besonderheit eines profilierten Betongurts ergeben, auf Grundlage von Jenisch [2.2, Abschnitt 2.3.2], kurz zusammengefasst.

3.7.3.2 Blechdicke

Die Steigerung der Profilblechdicke wirkt sich i. allg. günstig auf die Tragfähigkeit aus. Eine Erhöhung der Blechdicke bewirkt eine bessere umschnürende Wirkung und eine größere Biegesteifigkeit des Bleches.

3.7.3.3 Rippengeometrie

Die allgemeine Rippengeometrie bzw. -schlankheit hat einen bedeutenden Einfluss auf das Tragverhalten. In Fällen schmalere und hoher Rippen erhöht sich einerseits der Blechanteil an der resultierenden Tragfähigkeit; andererseits nimmt gleichzeitig der Betonanteil infolge der stärker geneigten Druckstrebe und der reduzierten Betonquerschnittsfläche ab. Darüber hinaus ist in diesen Fällen mit größeren Versatzmomenten, d. h. größeren Rippenverdrehungen zu rechnen.

3.7.3.4 Rippenbewehrung

Ein Einfluss des *Querbewehrungsgrads* auf die Dübeltragfähigkeit ist nicht zwingend erkennbar. Während die Bewehrung oberhalb des Profilblechs angeordnet wird, erfolgt die Einleitung der Spaltzugkräfte bereits zum Großteil am Dübelfuß. Die Spaltzugkräfte werden daher unmittelbar durch das nahe Profilblech aufgenommen. Allerdings zeigt eine gleichmäßig verteilte Quer- und Längsbewehrung bei einem Versagen durch Ausbrechen eines Betonkegels eine günstige Wirkung auf die Tragfähigkeit.

Dagegen übt eine zusätzlich angeordnete *Bewehrung in den Betonrippen* entsprechend Bild 3-13 (a) einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit je Dübel aus. Je nach Art der Rippenbewehrung wurde eine Zunahme der Tragfähigkeit von ca. 20 % festgestellt. Eine Verbesserung der Verformbarkeit konnte jedoch bei den zu Grunde liegenden Untersuchungen nicht festgestellt werden. Jenisch [2.2] erklärt dies durch einen geänderten Versagensmechanismus. Bei trapezförmigen Rippengeometrien kommt es ohne Rippenbewehrung zu einem Biegeversagen des Kopfbolzens nach Erreichen eines zweiten lokalen Maximums. Dagegen werden Untersuchungen mit Fischer 60/200-Profilblechen mit Rippenbewehrung beschrieben, die durch ein Betonversagen bei gleichzeitigem Abscheren der Kopfbolzen gekennzeichnet sind.

Zusätzliche Bewehrungselemente wie z. B. Stahlformteile und Stahlwendeln führen zu einer Steigerung der Tragfähigkeit um bis zu 50 %. Beim Einsatz von Stahlformteilen nach Bild 3-13 (b) stützt sich ein Teil der Schubkraft auf den Flansch des Formteils. Die Formteile wirken daher wie ein weiterer Dübel. Im Fall von Stahlformteilen entsprechend Bild 3-13 (b) verringert sich die Duktilität der Verbundfuge jedoch deutlich. Es kommt zu einer Änderung der Versagensart. Die Versuche mit Formteilen neigen zu einem Versagen des Rippenbetons. Dies führt zu einem vergleichsweise spröden Versagen.

Der Einbau von Bewehrung oder Stahlformteilen zeigt keinen Einfluss auf die Anfangssteifigkeit der Lastverformungskurven.

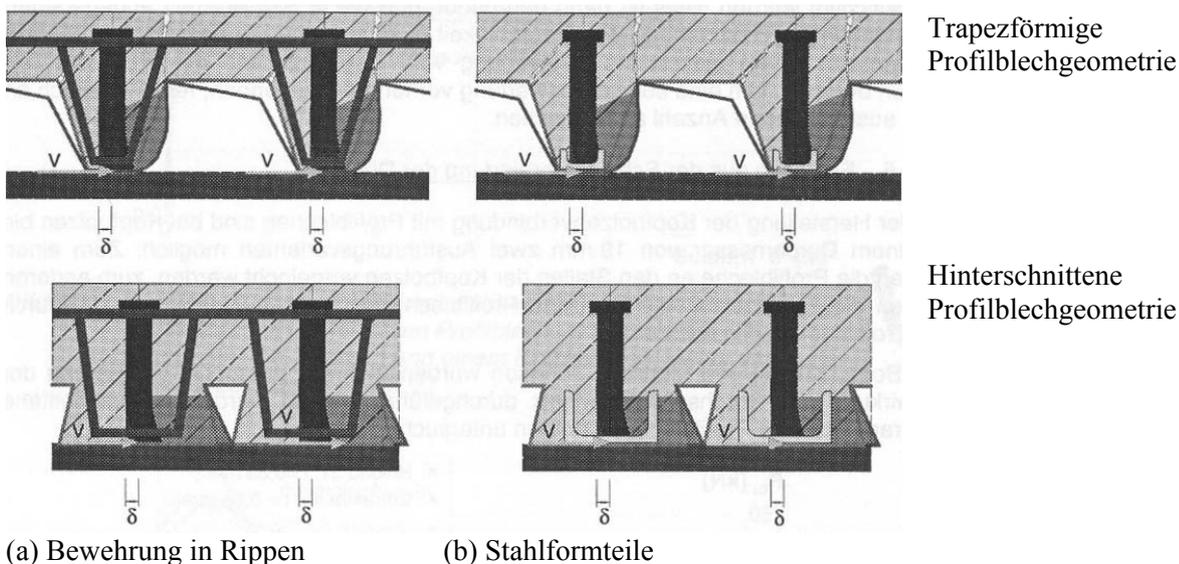


Bild 3-13 Zusätzliche Rippenbewehrung und Versagensmechanismen [2.2]

3.7.3.5 Art der Schweißverbindung

Gegenüber den vorgelochten Blechen erhöht sich durch das Durchschweißen der Bolzen die Dübeltragfähigkeit. Die Duktilität der Verbindung wird nicht erkennbar beeinflusst. Die unterschiedlichen Tragfähigkeiten lassen sich durch abweichende Tragmechanismen begründen.

Im Fall **vorgelochter Bleche** gibt es keine direkte Verbindung zwischen Dübel und Profilblech. In diesem Fall wird die horizontale Komponente der Druckstrebe auf der lastabgewandten Seite des Dübels über eine Zugbeanspruchung des Bleches auf die lastzugewandte Seite des Dübels rückgehängt.

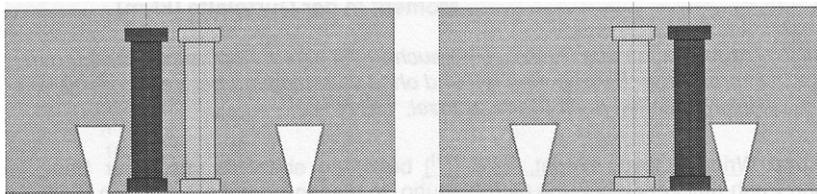
Durch die Anwendung der **Durchschweißtechnik** wird eine direkte Verbindung zwischen Dübel und Profilblech geschaffen, die schon bei sehr kleinen Schlupfverformungen zu einem nennenswer-

ten Traganteil durch das Blech führt. In diesem Fall wirkt das Profilblech praktisch wie ein Dübel mit, da sich eine zusätzliche Druckstrebe auf das umgekannte Blech absetzen kann. Die hohen Beanspruchungen des Bleches nahe dem Dübelfuß können u. U. zu einem Reißen der Bleche führen. Aus diesem Grund ist die Tragfähigkeitssteigerung wiederum von der vorhandenen Blechdicke abhängig.

3.7.3.6 Dübelanordnung in den Rippen

Die Anordnung der Kopfbolzen innerhalb der Rippe relativ zur Krafrichtung hat einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit und Versagensart. Dabei wird entsprechend Bild 3-14 zwischen drei verschiedenen Positionen wie folgt unterschieden:

- „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.



(a) „Strong and Normal Position“ (b) „Normal and Weak Position“

Bild 3-14 Anordnung der Dübel in einer Rippe [2.2]

Eine Verschiebung des Dübels von der mittigen Position zur lastzugewandten Seite („Weak Position“) führt zu vergleichsweise geringeren Tragfähigkeiten bei größeren Schlupfwerten. In dieser Position weist die Verbundfuge ein duktileres Verhalten auf. Im Gegensatz dazu zeigt eine Verschiebung des Dübels zur lastabgewandten Seite („Strong Position“) ein eher sprödes Verhalten auf, vgl. Bild 3-15. Der Unterschied der Tragfähigkeiten liegt in der Größenordnung von ca. 30 %. Die Differenz der maximalen Tragfähigkeit resultiert vorrangig aus dem Unterschied der mitwirkenden Breite des Profilbleches und der Größe des Betonkörpers auf der lastzugewandten Seite des Bolzens. Jenisch [2.2, S. 81] begründet das frühzeitige Versagen an Cofrastra 70-Profilblechen folgendermaßen: „So versagt die Verbundfuge bei den Versuchen mit Cofrastra 70-Bleche dadurch, dass sich an der schmalsten Stelle der Rippen ein horizontaler Riss in den Rippen bei allen Versuchen ausbildet. Dieser Riss wird durch einen größeren Anteil der Schubkraft, der unter Mitwirkung des Profilbleches direkt in den Aufbeton eingeleitet wird, und den damit verbundenen größeren Zugkräften auf der lastabgewandten Seite hervorgerufen. Durch die Anordnung der Dübel auf der lastabgewandten Seite der Dübel in der „strong position“ wird der Anteil im Profilblech infolge der größeren mitwirkenden Breite des Profilbleches weiter erhöht, was im Vergleich zu den Versuchen mit zentrischer Anordnung der Kopfbolzen zu größeren Zugkräften im Rippenbeton führt. Dies hat zur Folge, dass ein vorzeitiges Versagen der Verbundfuge bei kleineren Schubkräften, aber bei gleichen Zugkräften, im Bolzen auftritt.“

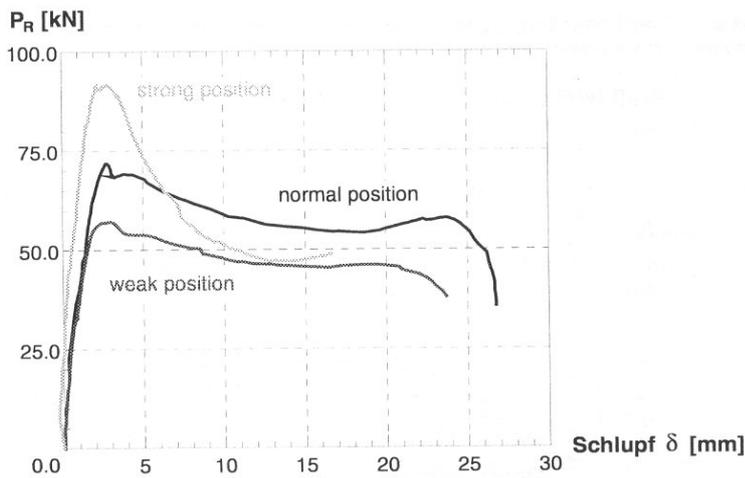


Bild 3-15 Tragverhalten von durchgeschweißten Kopfbolzen für unterschiedliche Anordnungen nach [2.39] aus [2.2]

Abschließend bleibt anzumerken, dass die verbleibende Resttragfähigkeit bei einem Schlupf von ca. 10 mm in beiden Grenzfällen in etwa gleich groß ist.

3.7.4 Modellbildung

Ausgehend von den Versagensarten Abscheren der Bolzen, Versagen des Betons vor dem Kopfbolzen, Herausziehen der Kopfbolzen, Abscheren der Rippen, Versagen des Profilbleches durch Fließen des Profiluntergurtes und Lösen des Profilbleches vom Rippenbeton stellt Jenisch [2.2, S. 150 ff] Stabwerkmodelle zur Ermittlung der Traglast auf. Er unterscheidet dabei zwei wesentliche Modelle. Zum einen ein Stabwerkmodell, das die *direkte* Einleitung der Dübelkräfte vom Bolzenfuß in den Aufbeton erklärt, vgl. Bild 3-16, und zum anderen ein Stabwerkmodell das zur Erläuterung der indirekten Lasteinleitung der Dübelkräfte unter Mitwirkung der Profilbleche in den Aufbeton herangezogen wird, vgl. Bild 3-17.

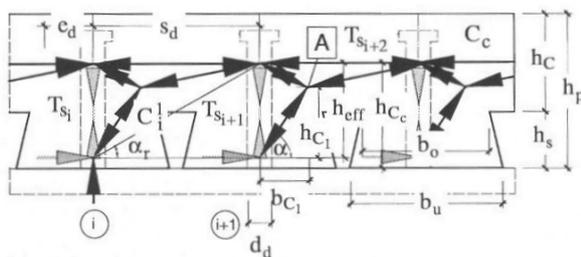


Bild 3-16 Beanspruchung der Gurtplatte infolge der *direkten* Lasteinleitung in den Rippen der Betongurte am Beispiel der Profilierung mit Superholorib E51-Blechen [2.2]

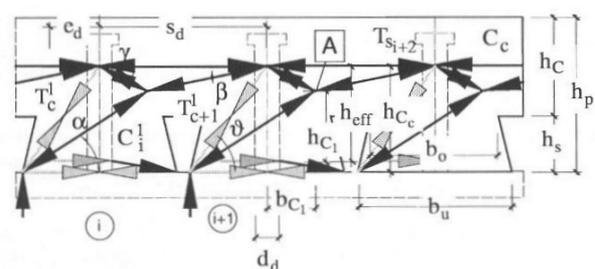


Bild 3-17 Beanspruchung der Gurtplatte infolge der *indirekten* Lasteinleitung nach Modell 2 in den Rippen der Betongurte von Push-out-Versuchen mit Superholorib E51-Blechen [2.2]

Dabei geht der bisher nicht erwähnte Parameter „Normalkraft in der Stahlbetonplatte“ in den Nachweis ein. Bei gedrückten Gurtplatten ergibt sich eine höhere Traglast als bei gezogenen Gurtplatten.

3.7.5 Zusammenfassung

Wie andere Forscher auch, bemängelt Jenisch [2.2], dass bei der Ermittlung der Traglasten bei Vollbetonplatten kein mechanisches Modell zugrunde liegt. Obwohl bei profilierten Betongurten andere Versagensarten als bei Vollbetonplatten auftreten, geht der Abminderungsfaktor k_t nicht darauf ein.

Er stellt ein Stabwerkmodell bereit, mit dessen Hilfe die verschiedenen Versagensarten berücksichtigt werden können.

3.8 Untersuchungen von Johnson und Yuan

3.8.1 Allgemeines

In Johnson & Yuan [2.11] [2.12] [2.28] werden bereits vorhandene Versuchsdaten für den Fall der Trapezbleche senkrecht zum Träger statistisch neu ausgewertet und durch neue Versuchsergebnisse weiter ergänzt und vervollständigt. Insgesamt gehen über 300 Versuche in diese Untersuchungen ein. Auf Grundlage dieser Datenbank werden die experimentellen Dübeltragfähigkeiten mit den rechnerischen Werten aktueller Regelwerke verglichen und auch hinsichtlich der Sicherheit bewertet, siehe Abschnitt 2.2.4.2. Neben den Tragfähigkeiten werden auch die unterschiedlichen Trag- und Versagensmechanismen näher untersucht und insgesamt sieben verschiedene Versagensarten festgestellt, siehe Abschnitt 3.8.3. Aufbauend auf der ausführlichen Datenbasis und unter Einbeziehung der verschiedenen Tragmechanismen werden relativ komplexe Traglastmodelle hergeleitet, die für die Anwendung in der Bemessungspraxis weiter vereinfacht werden. Der vereinfachte Bemessungsvorschlag, siehe Abschnitt 3.8.4, ist kompatibel, d. h. er ist so aufgebaut, dass er sehr einfach in die aktuell gültigen Bemessungsregeln der prEN 1994-1-1 [1.11] integriert werden kann.

3.8.2 Versuche von Johnson und Yuan

In Johnson & Yuan [2.11] [2.12] [2.28] sind die Ergebnisse von 34 neu durchgeführten Versuchen dokumentiert. Die Versuchsbeobachtungen lassen sich auf folgende Punkte zusammenfassen:

- Die Schlupfwerte, die hier als Verformung bei 80 % der Traglast definiert werden, streuen sehr und es lassen sich keine erkennbaren Abhängigkeitsbeziehungen ableiten.
- Die aufgetretenen Schlupfwerte für Profilbleche parallel zum Träger sind i. d. R. günstiger als quer zum Träger. Die Werte bei Blechen quer zum Träger sind häufig kleiner als 6 mm.
- Die Anordnung einer Mattenbewehrung unterhalb der Dübelköpfe führen bei den Versuchen mit Blechen quer zum Träger nicht zu einer erkennbaren Verbesserung des Verformungsverhaltens.

Die in den Versuchen beobachteten Versagensarten sind in Abschnitt 3.8.3 dokumentiert.

3.8.3 Versagensarten

Auf der Grundlage von über 300 Versuchen sind in Johnson & Yuan [2.12] [2.28] insgesamt sieben verschiedene Versagensarten dokumentiert. Für *quer zum Träger angeordnete Profilbleche* wird zwischen fünf verschiedenen Versagensarten unterschieden:

- **„Shank Shearing (SS)“**

Ein Abscheren der Dübel nur in zentrischer Bolzenanordnung oder Anordnung auf der lastabgewandten Seite.

- **„Rib Punching“**

Ein Betonkantenbruch bei einer Dübelanordnung auf der lastzugewandten Seite ohne anschließendem Abscheren der Dübel, vgl. Bild 3-18.

- **„Rib Punching with Shank Shearing“**

Ein Betonkantenbruch bei einer Dübelanordnung auf der lastzugewandten Seite mit anschließendem Abscheren der Dübel.

– „Concrete Pull-Out“

Infolge unzureichender Verankerung der Kopfbolzen kann der Bolzen im Bereich des Dübelfußes nicht plastizieren sondern wird aus der Betonumgebung herausgezogen. Es entsteht ein kegelförmiger Betonausbruchkörper, vgl. Bild 3-19.

– „Rib Punching with Concrete Pull-Out“

Ein kombiniertes Versagen aus „Rib Punching“ und „Concrete Pull-Out“.

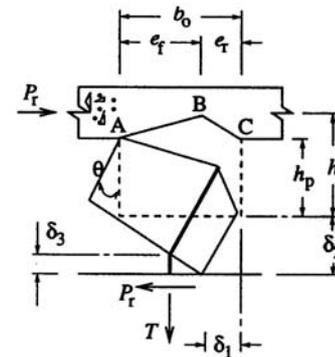
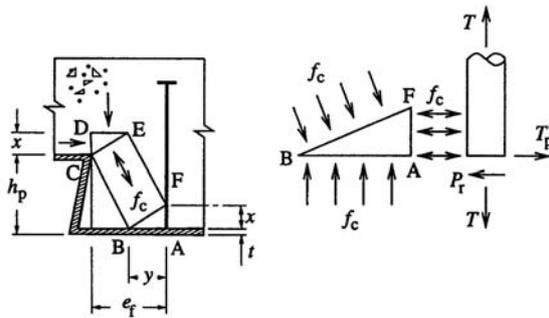


Bild 3-18 Modell zum Versagensmechanismus *Rip Punching* [2.28]

Bild 3-19 Modell zum Versagensmechanismus *Concrete pull out* [2.28]

Für *parallel zum Träger angeordnete Profilbleche* wird zwischen zwei verschiedenen Versagensarten differenziert:

– „Splitting of Concrete“

Infolge der Lasteinleitung vom Dübelfuß in die Betonrippe entstehen Spaltzugkräfte, die eine Aufreißen des Betons in Krafrichtung verursachen, vgl. liegende bzw. randnahe Kopfbolzendübel unter Längsschub [2.1] [2.3] [2.6].

– „Concrete Pull-Out with Parallel Sheeting“

Besonders in schmalen Betonrippen wird der Kopfbolzen infolge unzureichender Verankerung aus der Betonumgebung herausgezogen. Es entsteht ein kegelförmiger Betonausbruchkörper, vgl. Bild 3-20.

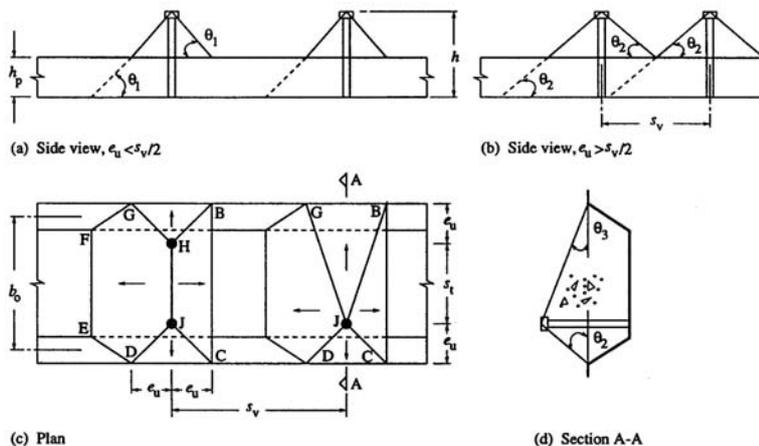


Bild 3-20 Modell zum Versagensmechanismus *Concrete Pull-out with parallel sheeting* [2.28]

3.8.4 Bemessungsgleichungen

Die Untersuchungen von Johnson & Yuan [2.11], [2.12] [2.28] zur Tragfähigkeit von durchgeschweißten Kopfbolzen in profilierten Betongurten mit *quer zum Stahlträger angeordneten Profillechen* münden in einen Bemessungsvorschlag ähnlich zu den Regelungen in prEN 1994-1-1 [1.11]. Die Bestimmungsgleichungen sind von Traglastmodellen abgeleitet, weiter vereinfacht und anhand der Versuchsdaten kalibriert. Dabei werden folgende Bemessungsgleichungen vorgestellt:

$$P_{Rd,PB} = k \cdot P_{Rd} \quad (3-5)$$

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

k Reduktionsfaktor für profilierten Betongurt, siehe Gl. (3-8) bis (3-10)

P_{Rd} Dübeltragfähigkeit in Vollbetongurt nach Eurocode 4 [1.11]

$$P_{Rd} = \min \{ P_{Rd,B}; P_{Rd,S} \}$$

$$P_{Rd,B} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d_{Dü}^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5} / \gamma_v \quad (3-6)$$

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

$$\gamma_v = 1,25$$

$$P_{Rd,S} = 0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d_{Dü}^2 / 4 / \gamma_v \quad (3-7)$$

Der Reduktionsfaktor k ergibt sich in Abhängigkeit von der Dübelanzahl n_R je Rippe, Versagensart und Art der Dübelanordnung wie folgt [2.12]:

$$- n_R = 1: \quad k = k_{nR=1} = \min \{ k_{RP}; k_{CP} \} \quad (3-8)$$

$$- \text{„Rib Punching“:} \quad k_{RP} = (t_p \cdot h_{Dü} + 4,3 \cdot e_f) / (4 \cdot h_p + 3 \cdot e_f) \leq 1 \quad (3-8a)$$

$$- \text{„Concrete Pull-Out“:} \quad k_{CP} = 0,02 \cdot (e_f + 6 \cdot h_{Dü}) / h_p + 0,7 \leq 1 \quad (3-8b)$$

$$- n_R = 2: \quad k = k_{nR=2} = \min \{ k_{t1}; k_{t2} \} \quad (3-9)$$

- Zwei Dübel hintereinander oder diagonal versetzt:

$$k_{t1} = 0,25 \cdot (4 \cdot s_t + 3 \cdot t_p \cdot h_{Dü}) / (2 \cdot h_p + 3 \cdot e) \leq 1 \quad (3-10a)$$

- Zwei Dübel nebeneinander (zentrisch oder in der „strong position“):

$$k_{t2} = 0,018 \cdot (e_f + 4,2 \cdot h_{Dü}) / h_p + 0,27 \leq 1 \quad (3-10b)$$

Die dabei verwendeten Geometrieparameter sind in Bild 3-21 näher erläutert und verwenden die Einheit mm.

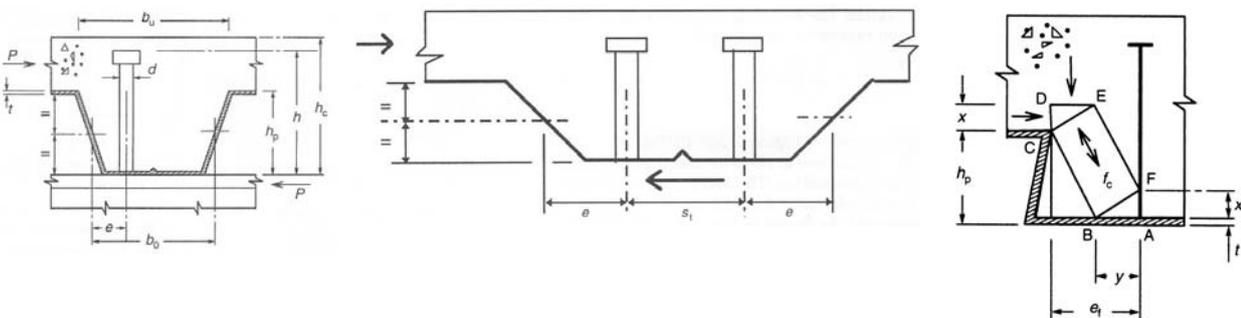


Bild 3-21 Geometrieparameter für Bemessungsvorschlag nach Johnson & Yuan [2.11] [2.12]

Die in den Bestimmungsgleichungen (3-6) und (3-7) 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: $h - h_p \geq 35 \text{ mm}$

Analog zu den Auswertungen von Roik et al. [1.8] wird auch von Johnson & Yuan [2.11] [2.12] [2.28] vereinfacht angenommen, dass der Reduktionsfaktor k für die rechnerische Dübeltragfähigkeit identisch mit dem Reduktionsfaktor für den charakteristischen Wert und Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit ist. Nur für den Fall von zwei Dübeln je Rippe sind für die Bemessung die Reduktionsfaktoren gegenüber den rechnerischen Werten um 10 % abgemindert.

3.9 Untersuchungen von Rambo-Roddenberry

In der Dissertation von Rambo-Roddenberry [2.5] werden 93 Versuche an Push-out Körpern mit Profilblechen, die Rippen senkrecht zur Trägerachse aufweisen, beschrieben. Die Versuchslast wurde ohne vorhergehende Lastwechsel kontinuierlich aufgebracht. Um eine Vertikallast als Ersatz für das Eigengewicht des Stahlbetongurts eines Verbundträgers zu simulieren, wurde bei diesen Versuchen zusätzlich 10% der Versuchslast als Normalkraft senkrecht auf die Betongurte aufgebracht. Durch die Aufbringung der Vertikallast kommt es u. A. durch Reibungseffekte zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit, vgl. [2.20]. Daher können die von Rambo-Roddenberry durchgeführten Versuche nicht mit den anderen hier dargestellten Versuchen, die alle ohne zusätzliche Normalkraft durchgeführt wurden, verglichen werden.

In Bild 3-22 werden die erreichten Traglasten der Versuche von Rambo-Roddenberry mit der mittleren Tragfähigkeit P_t verglichen. Die Bestimmung des Faktors k_t erfolgte dabei nach prEN 1994-1-1 [1.11]. Die Bestimmung der mittleren Tragfähigkeit von Kopfbolzen in massiven Platten wurde mit den angepassten Vorfaktoren nach Ernst, Bridge und Wheeler [2.23] nach den Gleichungen (2-7) und (2-8) durchgeführt.

In Bild 3-23 erfolgt ein Vergleich mit der charakteristischen Tragfähigkeit nach prEN 1994-1-1 [1.11].

Um den Einfluss der Verankerung der Kopfbolzen zu ermitteln, wurden innerhalb dieser Testreihe Versuche mit abgetrenntem Kopf durchgeführt. Außerdem wurden teilweise Versuche durchgeführt, die außerhalb der Randbedingungen nach prEN 1994-1-1 [1.11] liegen: Es wurden Versuche mit Trapezblechhöhen $h_p > 85 \text{ mm}$ oder einem Kopfbolzendurchmesser von 7/8 inch (22,2 mm) bei durchgeschweißten Dübeln durchgeführt. Um den Vergleich mit prEN 1994-1-1 [1.11] zu ermöglichen, wurden diese Versuche in den Bildern 3-22 und 3-23 nicht aufgenommen. Außerdem wurden Versuche, die mit 5 bzw. 20% Normalkraft beaufschlagt wurden, nicht dargestellt. Den Diagrammen liegen damit 56 Versuchsergebnisse, die alle mit offenen Trapezprofilen ausgeführt wurden, zu Grunde.

Ein Hauptunterscheidungsmerkmal bei den Versuchen ist die Anordnung der Kopfbolzendübel innerhalb der Rippe zur Last. Die zentrische Anordnung, wie dies bei den meisten Versuchen anderer Forscher der Fall ist, wurde von Rambo-Roddenberry nicht untersucht. Die Anordnung der Kopfbolzendübel erfolgte entweder gegen die Kraftrichtung - „strong position“ - oder in Kraftrichtung -

„weak position“. „Strong position studs“ sind Dübel mit einer Betondeckung, gemessen ab Achse Schaft des Dübels bis zum Trapezblech, von mindestens 56 mm (2,2 inch). Bei „weak position studs“ ist die Betondeckung geringer als 56 mm [2.5; S. 255]. Daneben wurden Versuche durchgeführt, bei denen pro Rippe zwei Dübel gegen die Krafrichtung angeordnet wurden.

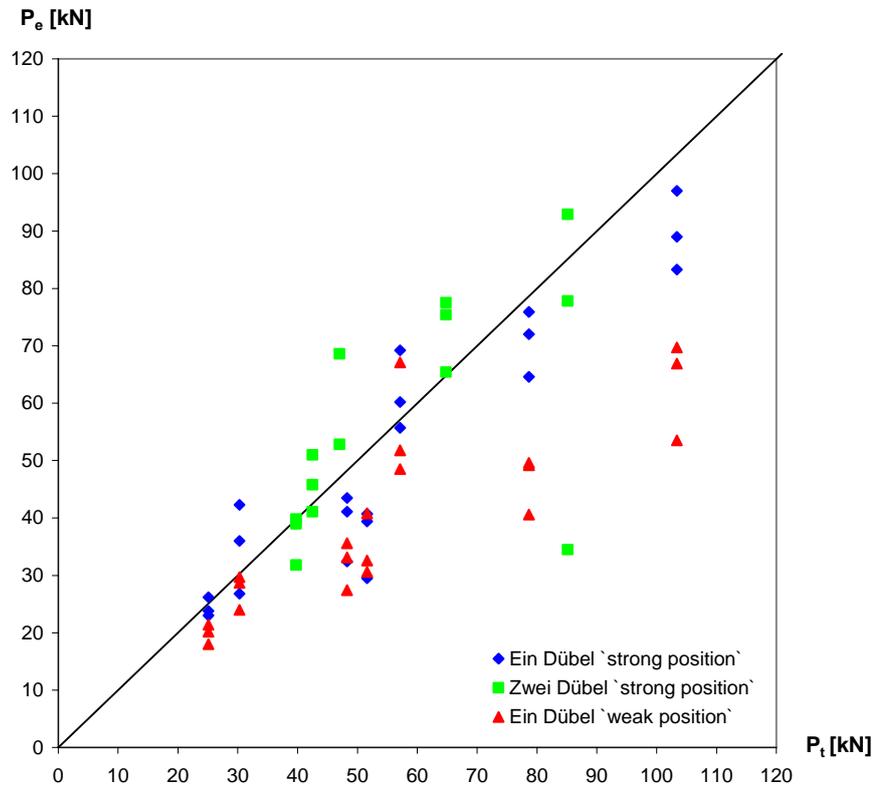


Bild 3-22 Vergleich der Versuchsergebnisse P_e von Rambo-Roddenberry [2.5] mit der mittleren Tragfähigkeit P_t nach den Gleichungen (2-7) und (2-8) und dem Faktor k_t nach prEN 1994-1-1 [1.11]

Bei der Auswertung nach Bild 3-22 ist der Einfluss der Anordnung deutlich zu erkennen. Während bei einer Anordnung nach der „strong position“ noch 14 der 35 Versuche die mittlere Tragfähigkeit P_t erreichen oder überschreiten, zeichnet sich bei der Anordnung entsprechend der „weak position“ ein andere Bild ab. Bei einem Versuch mit zwei Kopfbolzendübeln in der „strong position“ wurden nur 40% der mittleren Tragfähigkeit P_t erreicht. Da jedoch zwei weitere Versuche derselben Versuchsreihe mit identischen Randbedingungen den Mittelwert in einem Fall nahezu erreicht und in anderen Fall überschritten hat ist dieser Einzelwert nicht überzubewerten. Vier Versuche mit dieser Anordnung erreichen die charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} nicht, vgl. Bild 3-23.

20 von 21 der durchgeführten Versuche, die mit Dübeln mit einer Anordnung der Kopfbolzendübel in der „weak position“ durchgeführt wurden, erreichen die mittlere Tragfähigkeit P_t nicht. Die Unterschreitung ist dabei oft sehr groß. Dieses Ergebnis zeigt sich trotz der Normalkraft von 10%, die durch die Reibung zwischen Platte und Stahlteil eine gesteigerte Traglast erwarten lassen würde. Bild 3-23 zeigt, dass 12 der 21 Versuche auch die charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 [1.11] nicht erreichen.

In der Dissertation von Jenisch [2.2, S. 76f] wird von Versuchen von Easterling [2.8] berichtet, der diesen Einfluss ebenfalls untersucht hat. Dabei wird bei der unterschiedlichen Anordnung der Kopfbolzendübel ein Unterschied bei den Traglasten von 30% beobachtet. Mottram and Johnson [2.14] haben diesen Parameter ebenfalls analysiert, vgl. Abschnitt 3.5.

Dies macht den entscheidenden Einfluss der Anordnung der Kopfbolzen und damit dem Abstand des Dübelschafts zum Trapezblech deutlich.

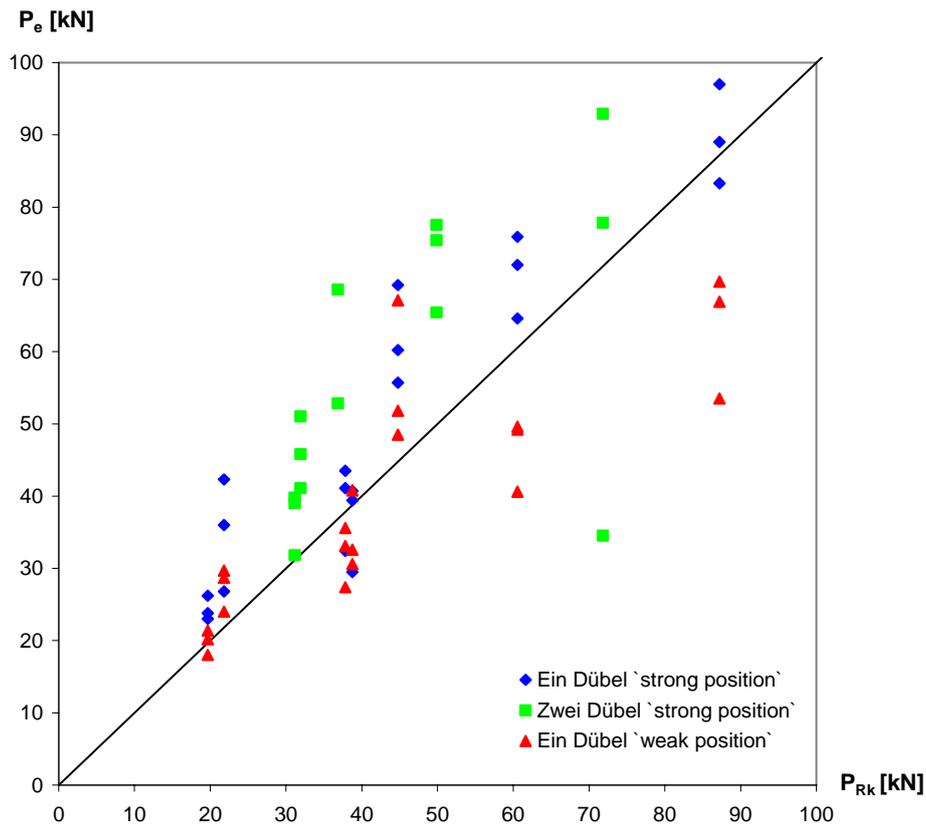


Bild 3-23 Vergleich der Versuchsergebnisse P_e von Rambo-Roddenberry [2.5] mit den charakteristischen Tragfähigkeit P_{Rk} nach prEN 1994-1-1[1.11]

Neben dem noch einmal selbst ausgewerteten Vergleich zur prEN 1994-1-1 [1.11] finden sich in Rambo-Roddenberry [2.5] auch Vergleiche zu Regelwerken in den USA - American Institute of Steel Construction (AISC) [1.1]- und in Kanada - Canadian Standards Association (CSA) [1.2]. Dabei wird bei den meisten Versuchen die erwartete Traglast nicht erreicht.

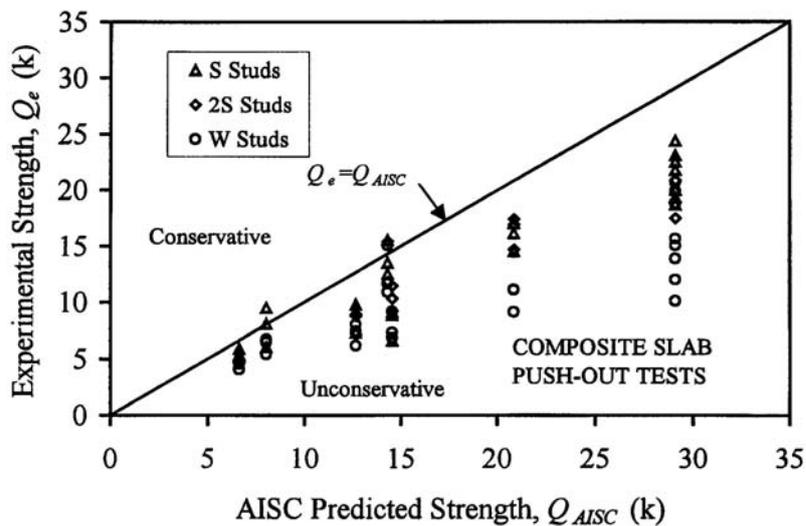


Bild 3-24 Vergleich der Versuchsergebnisse mit den rechnerischen Traglasten nach AISC [2.5]

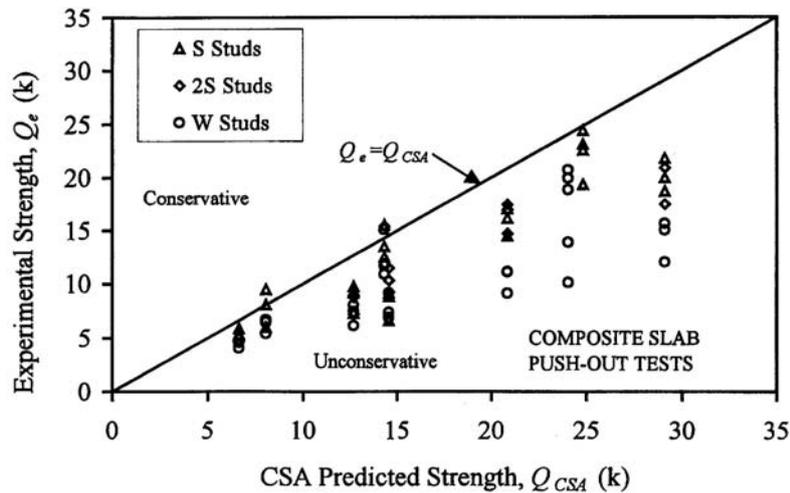


Bild 3-25 Vergleich der Versuchsergebnisse mit den rechnerischen Traglasten nach CSA [2.5]

Die Bilder 3-24 und 3-25 und der Vergleich mit den Bildern 3-22 und 3-23 zeigen, dass die Regelungen in prEN 1994-1-1 [1.11] konservativer sind als die Regelungen in den USA und Kanada.

Bei einem Dübeldurchmesser von 22,2 mm traten selbst unter Werkstattbedingungen Schweißfehler auf, die für diesen Durchmesser zu reduzierten Tragfähigkeiten geführt haben. Dies belegt die Notwendigkeit der Begrenzung auf einen Durchmesser von maximal 20 mm bei der Anwendung der Durchschweißtechnik entsprechend prEN 1994-1-1 [1.11, Abs. 6.6.4.2 (3)].

Rambo-Roddenberry [2.5] stellt bei den eigenen Untersuchungen keine Abminderung der Traglast bei Anordnung von zwei Dübeln in der „strong position“ gegenüber einer Anordnung von einem Dübel je Rippe fest [2.5, S. 142ff]. Sie verweist allerdings auf Versuche von Lyons et al [2.29], bei denen sich eine Abminderung im Verhältnis $P_{e-2Dübel}/P_{e-1Dübel} = 0,844$ ergibt. Bei einem Vergleich zwischen ein und zwei Dübeln liegt dies im Rahmen der oberen Grenzwerte von $k_{t,max}$ der Tabelle 6.2 der prEN 1994-1-1 [1.11], vgl. Tabelle 2-1. Sie begründet den Unterschied bei Lyons et al [2.29] dadurch, dass bei dem Vergleich Versuche mit zwei Dübeln höherer Betondruckfestigkeiten mit Versuchen mit einem Dübel geringerer Betondruckfestigkeit gegenüber gestellt wurden. Dennoch hält sie einen Abminderungsfaktor von 0,85 für sinnvoll. Die Abminderung mit dem Faktor $1/(n_r)^{0,5}$ nach dem amerikanischen Regelwerk [1.1] und prEN 1994-1-1 [1.11], vgl. Gl. (2.4), der sich bei zwei Dübeln zu 0,71 bestimmt, erscheint ihr dagegen zu groß zu sein.

Für eine mittige Anordnung von zwei Dübeln ist in Rambo-Roddenberry [2.5] eine Auflistung von Versuchen, die von Diaz [2.24] durchgeführt wurden, angegeben, aus der sich der Abminderungsfaktor 0,85 ergibt. Daher schlägt sie für diese Anordnung den Abminderungsfaktor 0,85 vor.

Rambo-Roddenberry stellt fest, dass bei der Anordnung von Profilblechen quer zum Trägerachse die Betonfestigkeit eine untergeordnete Rolle spielt [2.5, S. 147 ff]. Sie stellt in Abhängigkeit der Anordnung der Kopfbolzendübel in der Sicke sehr einfache Gleichungen zur Ermittlung der mittleren Tragfähigkeit auf:

$$\text{Ein Dübel pro Rippe „weak position“:} \quad Q_{1W} = 0,48 \cdot A_s \cdot F_u \quad (3-11a)$$

$$\text{Ein Dübel pro Rippe „middle position“} \quad Q_{1M} = 0,48 \cdot A_s \cdot F_u \quad (3-11b)$$

$$\text{Ein Dübel pro Rippe „strong position“:} \quad Q_{1S} = 0,68 \cdot A_s \cdot F_u \quad (3-11c)$$

$$\text{Zwei Dübel pro Rippe, einer je „weak“ und „strong position“:} \quad Q_{2stag} = 0,768 \cdot Q_{1S} = 0,52 \cdot A_s \cdot F_u \quad (3-11d)$$

$$\text{Zwei Dübel pro Rippe „strong position“} \quad Q_{2S} = 0,85 \cdot Q_{1S} = 0,58 \cdot A_s \cdot F_u \quad (3-11e)$$

Zwei Dübel pro Rippe „middle position“

$$Q_{2M} = 0,85 \cdot Q_{1M} = 0,41 \cdot A_s \cdot F_u \quad (3-11f)$$

mit A_s = Querschnittsfläche des Kopfbolzendübel

F_u = Zugfestigkeit des Bolzenmaterials

3.10 Untersuchungen von Zaki, Butterworth und Clifton

Die Autoren von [2.19] stellen fest, dass die nationale neuseeländische Norm [1.9] höhere Traglasten zulässt als in den Versuchen von Lin et al. [2.31] ermittelt wurden. Aus diesem Grund wurde ein Versuchsprogramm an Push-out Körpern mit 55 mm hohen Trapezblechen durchgeführt. Es wurden Körper mit zur Trägerachse parallelen und orthogonalen Rippen geprüft. Die Versuchsdurchführung erfolgte nach prEN 1994-1-1 [1.11], B 2.4. Die Versuchskörper weichen jedoch von der Ausbildung nach prEN 1994-1-1 [1.11] ab, vgl. Bild 2-4. Es wurden einseitige, horizontale Scherversuche durchgeführt.

Dabei wird der Versagensmechanismus „Rib Rolling Fracture“ beschrieben, vgl. Bild 3-26. Die Schubkraft in der Verbundfuge erzeugt durch den Abstand zur neutralen Achse des Aufbetons über den Rippen ein Moment, das zu Zugkräften an der Oberseite des Konstruktionsbetons führt. Die Autoren stellen fest, dass die Lage der Bewehrung einen sehr großen Einfluss auf die Beanspruchbarkeit hat. Zur Verhinderung dieses Versagens ist die Anordnung einer Bewehrungslage möglichst weit oben vorteilhaft.

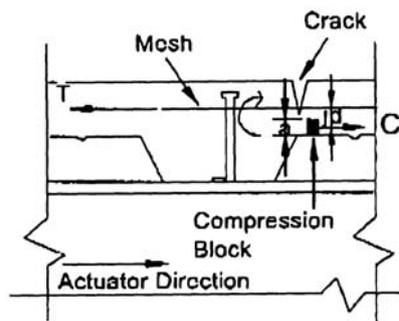


Bild 3-26 Versagen durch „Rib Rolling Fracture“ [2.19]

Bei Lungershausen [2.4, S.27 f], der das Versagen als Rippenverdrehung bezeichnet, trat ein derartiges Versagen bei zwei Dübeln pro Rippe, schmaler Rippengeometrie und dünner Plattendicke auf. Dabei kam es nicht zu einem plastischen Traglastniveau, vgl. Bild 3-27.

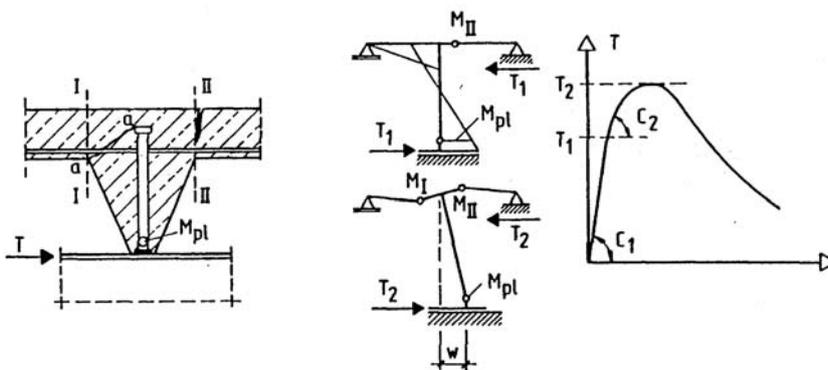


Bild 3-27 Versagensmechanismus durch Rippenverdrehung [2.4, Bild 2.21]

Das obere Fließgelenk im Kopfbolzen kann sich nicht ausbilden, da die Momentenbeanspruchung in den Schnitten I-I und II-II zu groß wird. Bei einer tiefen Anordnung der Bewehrung nach Bild 3-27

kommt es im Schnitt II-II zu einem Reißen des Betons an der Plattenoberseite und das Moment muss vom Schnitt I-I übertragen werden.

3.11 Untersuchungen von Patrick und Bridge

3.11.1 Allgemeines

In [2.33] werden von Patrick und Bridge einige Regelungen der prEN 1994-1-1 [1.11] kritisiert. Von Patrick wurden die ausführlichen Testergebnisse von sieben Versuchen mit Profilblechen orthogonal zum Träger und von fünf Versuchen mit Profilblechen parallel zum Träger bereitgestellt [3.1]. Die Ergebnisse von zwei weiteren Versuchen mit Rippen parallel zum Träger sind in [2.7] und [2.34] zu finden. In den folgenden Abschnitten werden die Testergebnisse dargestellt. In [2.34] ist ebenfalls eine Darstellung und Bewertung zu finden.

Ein direkter Vergleich mit anderen durchgeführten Versuchen und prEN 1994-1-1 [1.11] wird in Abschnitt 4 hergestellt.

3.11.2 Randbedingungen der Versuche

Um zu überprüfen, ob die von Patrick durchgeführten Versuche mit prEN 1994-1-1 [1.11] und DIN V 18800-5 [1.5] konform sind, wird in den folgenden Tabellen 3-2a und 3-2b überprüft, ob die Versuche die Randbedingungen der Norm einhalten. Tabelle 3-2a stellt den Vergleich der Anforderungen für den Fall Rippen senkrecht zur Trägerachse dar. In der Spalte mit den Anforderungen sind die Bezüge zu prEN 1994-1-1 [1.11] aufgeführt.

Tabelle 3-2a Überprüfung der Randbedingungen für senkrechte Ausrichtung zum Träger

Versuch	S-01	S-02	S-03	S-05	S-06	S-07	S-10
Maximale Anzahl der Kopfbolzen je Rippe ≤ 2 ; 6.6.4.2 (1)	1	1	1	2	2	2	2
	X	X	X	X	X	X	X
Schaftdurchmesser [mm] ≤ 20 mm (durchgeschweißt); 6.6.4.2 (3)	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8
	X	X	X	X	X	X	X
Maximale Profilblechhöhe $h_p \leq 85$ mm ¹⁾ 6.6.4.2 (3)	55/70	55/70	55/70	55/70	55/70	55/70	55/70
	X	X	X	X	X	X	X
Rippenbreite b_0 [mm] nicht kleiner als die Rippenhöhe h_p , 6.6.4.2 (3)	193	193	193	193	193	193	193
	X	X	X	X	X	X	X
Die Verankerungsfläche eines Verbundmittels soll mindestens 30 mm über der unteren Bewehrung des Betongurtes liegen ²⁾ ; 6.6.5.1 (1)	Bew. über Bolzen	Bew. in Rippen	Bew. in Rippen				
	(!)	(!)	(!)	(!)	(!)	X	X
Einbindetiefe des Dübels in den Beton oberhalb des Profilbleches $\geq 2d$ ³⁾ ; 6.6.5.8 (1)	2,4d / 1,6d	2,4d / 1,6d	2,4d / 1,6d				
	(X)/(!)	(X)/(!)	(X)/(!)	(X)/(!)	(X)/(!)	(X)/(!)	(X)/(!)
Minimale Breite der ausbetonierten Rippen [mm] ≥ 50 mm; 6.6.5.8 (2)	136	136	136	136	136	136	136
	X	X	X	X	X	X	X

X = eingehalten; ! = nicht eingehalten

(!) = nicht eingehalten, vgl. jedoch Index, (X) = eingehalten, vgl. Index

- 1) Ohne Berücksichtigung der Versteifungsrippe in der Mitte der Hochsicke beträgt die Höhe des Profilblechs 55 mm. Mit Berücksichtigung der Versteifungsrippe ist das Profilblech 70 mm hoch.
- 2) Die Forderung nach Einhaltung dieser Regelung ist fraglich, vgl. Abschnitt 2.2.1 und 2.3.1.
- 3) Wenn zur Ermittlung der Profilblechhöhe die Versteifungsrippe im Bereich der Hochsicke mit herangezogen wird, beträgt die Einbindetiefe $1,6d$ und die Forderung in prEN 1994-1-1 [1.11], 6.6.5.8 (1) ist nicht eingehalten.

Es stellt sich die Frage der anzusetzenden Profilblechhöhe. Für den Fall *Rippen parallel zur Trägerachse* ergibt sich die Profilblechhöhe nach prEN 1994-1-1 [1.11], Abschnitt 6.6.4.1 *ohne Berücksichtigung von Sicken und Noppen*. Für den Fall *Rippen senkrecht zur Trägerachse* fehlt diese Aussage. In Abschnitt 9.1.2.1 und dem dazugehörigen Bild 9.1 in [1.11] wird auf den mechanischen Verbund zwischen Profilblech und Aufbeton mittels Sicken und Noppen eingegangen, Dieser mechanische Verbund wird in Bild 9.1a [1.11] immer durch in Längsrichtung unterbrochene Verbundmittel erbracht. Demnach würde die Versteifungsrippe der von Patrick verwendeten Profile nicht unter den Begriff „Sicken und Noppen“ fallen und die Gesamthöhe – inklusive der Höhe für die Versteifungsrippe – wäre maßgebend. Im Allgemeinen Sprachgebrauch wird der Begriff Sicke jedoch für eine in rinnenförmige Vertiefung verwendet, so dass man die Höhe der Versteifungsrippe nicht zwingend zur Bestimmung der Profilblechhöhe heranziehen würde. Ein direkter Verweis von Abschnitt 6.6.4.1 [1.11] auf Abschnitt 9.1.2.1 mit Bild 9.1 findet nicht statt. Allerdings ist in der Formelbezeichnung [1.11, Abschnitt 1.6] h_p als *Profilblechhöhe ohne Berücksichtigung von Noppen* angegeben. Da h_p in der Gleichung zur Bestimmung des Abminderungsfaktors k_t eingeht, vgl. Gleichung [2.10], wird angenommen, dass auch für den Fall Rippen senkrecht zum Träger sich die Profilblechhöhe ohne Sicken und Noppen bestimmt. Eine konkrete Angabe ist in der Norm [1.11] jedoch nicht zu finden, Damit beträgt die Profilblechhöhe 55 mm und die Einbindetiefe der Kopfbolzendübel in den Aufbeton beträgt damit $2,4d$. Die geforderte Einbindetiefe von $2d$ ist damit eingehalten. In der englischen Fassung von prEN 1994-1-1 [1.12] bestimmt sich die Gesamthöhe in Abschnitt 6.6.4.1 folgendermaßen: „The depth of the haunch should be taken as h_p , the overall depth of the sheeting excluding *embossments*“. „*Embossments*“ sind dabei nur kleine Erhebungen zur Schubübertragung zwischen Trapezblech und Beton, wie dies den Noppen entspricht. Dies ist ein erster Hinweis darauf, dass die Formulierung in der deutschen Fassung korrigiert werden sollte.

Im Bereich der Kopfbolzendübel wurde bei den Versuchen S-01, S-02, S-03, S-05 und S-06 keine Bewehrung angeordnet die 30 mm unterhalb des Kopfes der Dübel liegt. Die Bewehrung in den Tiefsicken wurde nur am Rand der Versuchskörper eingebaut. Es ist aber nicht eindeutig, ob diese Regelung eingehalten werden muss, vgl. Abschnitt 2.2.1 und 2.3.1.

Tabelle 3-2b stellt den Vergleich der Anforderungen für den Fall Rippen parallel zur Trägerachse dar.

Tabelle 3-2b Überprüfung der Randbedingungen für parallele Ausrichtung zum Träger

Versuch	P-01a	P-01b	P-01c	P-02	P-03	P-04	P-05
Schaftdurchmesser [mm] ≤ 20 mm (durchgeschweißt); 6.6.4.2 (3)	19	19	19	19	19	19	19
	X	X	X	X	X	X	X
Profile sind über dem Träger gestoßen und nicht kraftschlüssig mit dem Träger verbunden	Nein	Nein	Nein	Ja	Ja	Ja	Ja
Winkel ausgehend vom Kopfbolzen zwischen Stahlträger und Außenseite der Voute $\leq 45^\circ$, 6.6.5.4 (1)	32°	32°	32°	23°	23°	23°	23°
	(X) ¹⁾	(X) ¹⁾	(X) ¹⁾	X	X	X	X

Tabelle 3-2b (Fortsetzung) Überprüfung der Randbedingungen für parallele Ausrichtung zum Träger

Versuch	P-01a	P-01b	P-01c	P-02	P-03	P-04	P-05
Seitliche Betondeckung e_v [mm] ≥ 50 mm 6.6.5.4 (2)	58 (X) ¹⁾	58 (X) ¹⁾	58 (X) ¹⁾	100 X	100 X	100 X	100 X
Lichter Abstand der unteren Querbewehrung und der für die Abhebesicherung erforderliche wirksamen Fläche [mm] ≥ 40 mm ; 6.6.5.4 (3)	10 (!) ¹⁾	10 (!) ¹⁾	10 (!) ¹⁾	10 !	10 !	65 X	65 X
Die Verankerungsfläche eines Verbundmittels soll mindestens 30 mm über der unteren Bewehrung des Betongurtes liegen ²⁾ ; 6.6.5.1 (1)	(!)	(!)	(!)	(!)	(!)	(X)	(X)
Einbindetiefe des Dübels in den Beton oberhalb des Profilbleches $\geq 2d$ ³⁾ ; 6.6.5.8 (1)	2,4d / 1,6d (X)/(!)	2,4d / 1,6d (X)/(!)	2,4d / 1,6d (X)/(!)	2,4d / 1,6d (X)/(!)	2,4d / 1,6d (X)/(!)	2,4d / 1,6d (X)/(!)	2,4d / 1,6d (X)/(!)

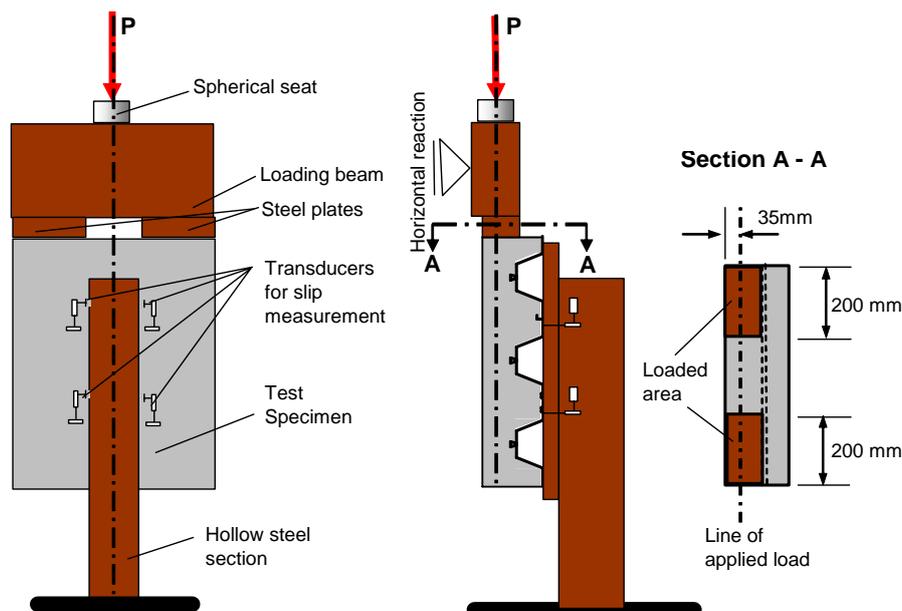
¹⁾ Da das Blech nicht gestoßen ist, ist die Einhaltung von 6.6.5.4 (1) bis (3) nicht erforderlich.

²⁾ Die Forderung nach Einhaltung dieser Regelung ist fraglich, vgl. Abschnitt 2.2.1 und 2.3.1.

³⁾ Wenn zur Ermittlung der Profilblechhöhe die Versteifungsrippe im Bereich der Hochsicke mit herangezogen wird, beträgt die Einbindetiefe 1,6d und die Forderung in prEN 1994-1-1 [1.11], 6.6.5.8 (1) ist nicht eingehalten.

Bei den Versuchen P-02 und P-03 liegt die Bewehrung 10 mm unter dem Kopf der Kopfbolzen. Die erforderlichen 40 mm nach Abschnitt 6.6.5.4 (3) [1.11] werden damit nicht erreicht. Bei Versuch P-01 liegt die Bewehrung ebenfalls 10 mm unter dem Kopf der Kopfbolzen. Da jedoch das Profilblech nicht gestoßen ist, muss diese Regelung nach Abschnitt 6.6.4.1 [1.11] nicht eingehalten werden.

In Bild 3-28 ist der prinzipielle Versuchsaufbau für die Versuche mit Profilblech senkrecht zum Träger dargestellt. Der Versuchsaufbau für die Versuche mit Profilblech parallel zum Träger unterscheidet sich, abgesehen von der Orientierung des Profilblechs, davon nicht.

**Bild 3-28** Versuchsaufbau der von Patrick und Bridge durchgeführten Versuche [3.1].

Die Versuchslast wurde zuerst bis ca. 40 % der erwarteten Buchlast gesteigert. Entgegen prEN 1994-1-1 [1.11], Abschnitt B.2.4 (1) wurden anschließend nicht 25 sondern 3 Lastwechsel durchgeführt. Anschließend wurde die Last kontinuierlich bis zum Bruch gesteigert.

Im Hinblick auf die Erläuterungen fallen die meisten durchgeführten Versuche in den Anwendungsbereich der prEN 1994-1-1 [1.11] und können somit für einen Vergleich herangezogen werden. Lediglich bei den Versuchen P-02 und P-03 wird die Lage der Bewehrung nicht eingehalten.

3.11.3 Versuche mit Profilblechen senkrecht zur Trägerachse

3.11.3.1 Allgemeines

Bei allen Versuchen mit senkrechter Anordnung der Profilbleche zum Träger wurde das in Bild 3-29 dargestellte Profilblech verwendet.

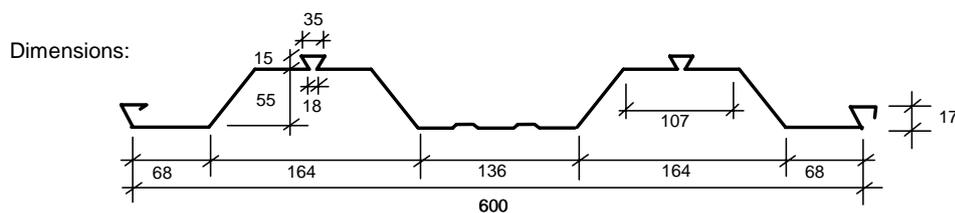


Bild 3-29 Profilblech für alle Versuche mit Profilblech senkrecht zum Träger und für den Versuch P-01 parallel zum Träger [3.1].

Die wesentlichen Unterscheidungsmerkmale der Versuche mit Profilblechen senkrecht zur Trägerachse sind:

- S-01: Anordnung von einem Dübel je Sicke, insgesamt 2 Dübel. Davon ein Kopfbolzendübel zentrisch in der mittleren Sicke und ein Kopfbolzendübel exzentrisch in der „strong position“ neben dem Überlappungsstoß der Bleche. Bewehrung in den Sicken wird nur am Rand des Versuchskörpers eingebaut um „rib shearing“ zu verhindern und um einen breiteren Versuchskörper zu simulieren. Im Bereich der Dübel keine Bewehrung in den Rippen. Die eingebaute Bewehrung liegt über den Kopfbolzen, vgl. Bild 3-30. Die Betondruckfestigkeit f_{cm} beträgt 29 N/mm^2 und die Profilblechdicke ist 1,0 mm.

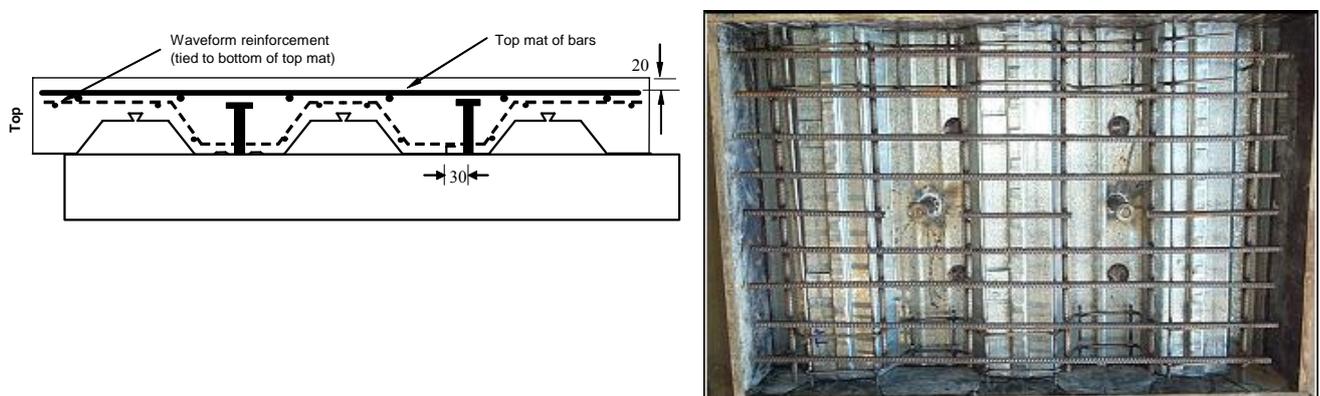


Bild 3-30 Ansicht des Versuchskörpers S-01 sowie Grundriss kurz vor dem Betonieren [3.1]

- S-02: Wie S-01, lediglich die Betondruckfestigkeit f_{cm} liegt bei 33 N/mm^2 .
- S-03: Wie S-01, lediglich die Betondruckfestigkeit f_{cm} liegt bei 40 N/mm^2 .

- S-05: Anordnung von zwei Dübeln je Sicke, insgesamt 4 Dübel. Davon zwei zentrisch in der mittleren Sicke und zwei exzentrisch in der „strong position“ neben dem Überlappungsstoß der Bleche. Bewehrung in den Sicken wird nur am Rand des Versuchskörpers eingebaut um „rib shearing“ zu verhindern und um einen breiteren Versuchskörper zu simulieren. Im Bereich der Dübel keine Bewehrung in den Rippen. Die obere Lage der Bewehrung liegt über den Kopfbolzen. Die untere Lage wird direkt auf die Sicken gelegt, vgl. Bild 3-31. Die Betondruckfestigkeit f_{cm} beträgt $36,5 \text{ N/mm}^2$ und die Profilblechdicke ist $0,75 \text{ mm}$.

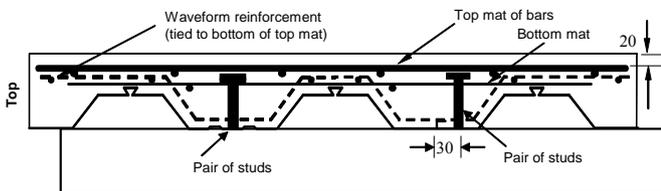


Bild 3-31 Ansicht des Versuchskörpers S-05 sowie Grundriss kurz vor dem Betonieren [3.1]

- S-06: Wie S-05. Die Betondruckfestigkeit f_{cm} liegt bei 32 N/mm^2 und die Profilblechdicke ist $1,0 \text{ mm}$. Die schwach bewehrte untere Lage wie bei S-05 wird nicht eingebaut.
- S-07: Anordnung von zwei Dübeln je Sicke, insgesamt 4 Dübel. Davon zwei zentrisch und zwei exzentrisch in der „strong position“. In Längsrichtung wird Bewehrung mit einem Abstand von 150 mm angeordnet und durch drei Bewehrungsstäbe, die allerdings nicht in den Sicken liegen, gehalten. Außerdem wird eine obere Lage eingebaut, vgl. Bild 3-32. Die Betondruckfestigkeit f_{cm} beträgt 32 N/mm^2 und die Profilblechdicke ist $1,0 \text{ mm}$.

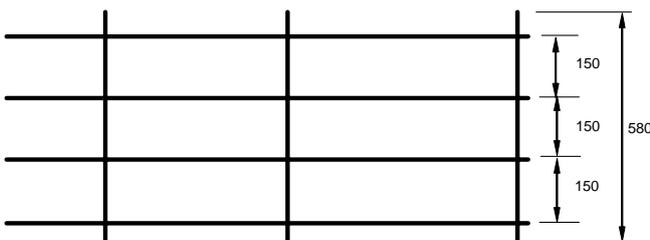
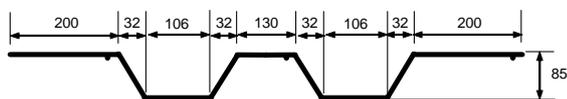
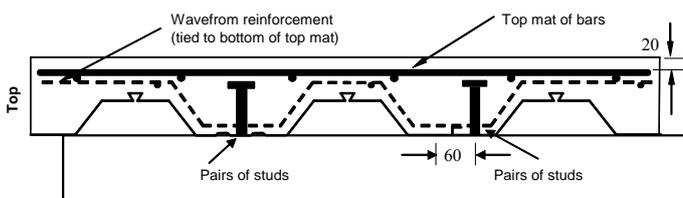


Bild 3-32 Ansicht des Versuchskörpers S-07, Bewehrung der Sicken sowie Grundriss kurz vor dem Betonieren [3.1]

- S-10: Anordnung von zwei Dübeln je Sicke, insgesamt 4 Dübel. Davon zwei zentrisch und zwei exzentrisch diagonal versetzt. Die Bewehrung entspricht dem Versuchskörper S-07. Zusätzlich werden jedoch in jeder Sicke zwei Stäbe als Querbewehrung in den Ecken des Tiefpunkts angeordnet, vgl. Bild 3-33. Die Betondruckfestigkeit f_{cm} beträgt 32 N/mm^2 und die Profilblechdicke ist $1,0 \text{ mm}$.

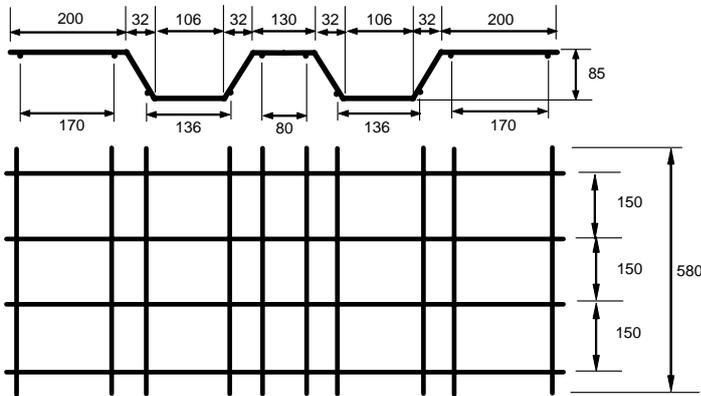


Bild 3-33 Bewehrung der Sicken von Versuch S-10 [3.1]

3.11.3.2 Versagensarten bei den Versuchen mit Profilblechen senkrecht zum Träger

Der Versuch S-01 versagte in der Sicke mit exzentrischer Anordnung des Kopfbolzens durch *Concrete pullout failure*, vgl. Bild 3-34a. Bei diesem Versagen kommt es zu einem *Herausbrechen eines Großteils der Betonrippe*. Der Kopfbolzendübel zeigte geringe Verformungen. Die Rippe mit zentrischer Anordnung des Kopfbolzens versagte durch *Rib punch through failure*. In Bild 3-34b ist der *Ausbruch der Betonrippe auf der lastzugewandten Seite* zu erkennen. Durch die am Rand der Versuchskörper vorhandene Sickenbewehrung wurde das Versagen durch ein komplettes Abscheren der Rippen – *rib shearing* – unterdrückt.



Bild 3-34a Versagen des Versuchskörpers S-01 in der Sicke mit exzentrischer Dübelanordnung [3.1]



Bild 3-34b Versagen des Versuchskörpers S-01 in der Sicke mit zentrischer Dübelanordnung [3.1]

Der Versuch S-02 versagte im Wesentlichen durch *Rib punch through failure*. Am exzentrisch angeordneten Dübel ist im Ansatz aber auch das Versagen durch *Concrete pullout* zu erkennen, vgl. Bild 3-35.



Bild 3-35 Versagen des Versuchskörpers S-02 in der Sicke mit exzentrischer Dübelanordnung [3.1]

Der Versuch S-03 zeigt ebenfalls diese beiden Versagensarten. Beim Versuch S-05 kam es zu einem sehr spröden Versagen durch *Concrete pullout*, vgl. Bild 3-36.



Bild 3-36 Versagen des Versuchskörpers S-05 durch *Concrete pullout* [3.1]

Bild 3-37 Verformungen der Kopfbolzendübel des Versuchskörpers S-06 [3.1]

Der Versuch S-06 zeigt bei einer geringen Traglast P_e ein duktileres Verhalten. Neben dem Versagen durch Herausbrechen der Betonrippen konnten bei den Kopfbolzendübeln plastische Verformungen festgestellt werden. Bei einem Dübel trat *Abscheren des Schaftes* auf, vgl. Bild 3-37.

Der Versuchskörper S-07 mit Sickenbewehrung in Längsrichtung zeigte ein kombiniertes Versagen. Neben *Rib punch through* durch die randnahe Anordnung der Kopfbolzen in den Sicken wurde ein kombiniertes Versagen von *Concrete Pullout* und *Rib Shearing* beobachtet, vgl. Bild 3-38. Die Anordnung der Sickenbewehrung ausschließlich in Längsrichtung konnte dieses kombinierte Versagen nicht unterbinden. Bei dem Versuchskörper S-10 mit Bewehrung in den Sicken in Längs- und Querrichtung konnte das kombinierte Versagen verhindert werden. Das Versagen durch *Rib punch through* trat schließlich gegenüber S-07 bei einer höheren Traglast und sehr duktil auf.



Bild 3-38 kombiniertes Versagen des Versuchskörpers S-07 [3.1]



Bild 3-39 Versagen des Versuchskörpers S-10 [3.1]

3.11.3.3 Tragfähigkeit

Zur Ermittlung der Dübeltragfähigkeiten P_t nach den Gleichungen (2.7) und (2.8) inklusive des Vorfaktors k_t nach Gleichung (2.10) und P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 [1.11], vgl. Abschnitt 2.2, werden die in den Versuchen ermittelten Betondruckfestigkeiten f_{cm} verwendet.

Ein Vergleich mit den Dübeltragfähigkeiten nach DIN V 18800-5 [1.5] würde auf Grund des reduzierten Vorfaktors für das Betonversagen – 0,25 gegenüber 0,29 in [1.11]- in vielen Fällen zu geringeren Ausnutzungen P_t/P_e bzw. P_{Rk}/P_e führen. Dieser Vergleich wird an dieser Stelle jedoch nicht geführt, da damit Versuchstraglasten P_e , die ohne Berücksichtigung der Relaxation ermittelt sind, mit Bemessungstraglasten P_{Rk} , bei denen die Relaxation berücksichtigt ist, verglichen werden würde, vgl. Abschnitt 2.3.1.

In Tabelle 3-3 sind die maximalen experimentellen Traglasten P_e der durchgeführten Versuche den mittleren Tragfähigkeiten P_t und den charakteristischen Tragfähigkeiten P_{Rk} gegenübergestellt. Da die Ermittlung der Tragfähigkeiten P_t und P_{Rk} auf Grundlage einer statistischen Auswertung erfolgt ist, werden für diesen Vergleich hier die einzelnen maximalen und nicht die um 10% abgeminderten Traglasten P_e herangezogen, vgl. Abschnitt 2.2.5.

Tabelle 3-3 Dübelbeanspruchbarkeiten P_e , P_t und P_{Rk} und die Verhältnisse P_t/P_e und P_{Rk}/P_e

Versuch	Maximale experimentelle Traglast P_e [kN]	P_t nach Gl. (2.7), (2.8) und (2.10) $h_p = 55$ mm		P_t nach Gl. (2.7), (2.8) und (2.10) $h_p = 70$ mm		P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 $h_p = 55$ mm		P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 $h_p = 70$ mm	
		P_t [kN]	P_t/P_e	P_t [kN]	P_t/P_e	P_{Rk} [kN]	P_{Rk}/P_e	P_{Rk} [kN]	P_{Rk}/P_e
S-01	92,2	104,5	1,13	86,9	0,94	81,9	0,89	68,1	0,74
S-02	99,8	107,2	1,07	89,1	0,89	86,8	0,87	72,2	0,72
S-03	116,9	107,2	0,92	89,1	0,76	86,8	0,74	72,2	0,62
S-05	68,4	88,2	1,29	63,0	0,92	71,4	1,04	51,0	0,75
S-06	53,8	88,2	1,64	63,0	1,17	71,4	1,33	51,0	0,95
S-07	77,4	88,2	1,14	63,0	0,81	71,4	0,92	51,0	0,66
S-10	90,2	88,2	0,98	63,0	0,70	71,4	0,79	51,0	0,57

Bei den drei bis auf die Betondruckfestigkeit identischen Versuchen S-01 bis S-03 ist der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Versuchsergebnisse erkennbar.

Die anzusetzende Profilblechhöhe h_p ist in den Normen [1.5] [1.11] nicht eindeutig zu entnehmen, vgl. Abschnitt 3.11.2. Die Auswertung erfolgt daher zum einen für die Höhe des Profilblechs $h_p = 55$ mm ohne die Versteifungsrippe im Bereich der Hochsicke und für $h_p = 70$ mm mit Berücksichtigung

der Versteifungsrippe. Bei den vorliegenden Versuchen weist die Versteifungsrippe eine Höhe von 27% des Profilblechs ohne Rippe auf.

Es ist zu erkennen, dass die Höhe des Profils einen erheblichen Einfluss auf die rechnerischen Traglasten aufweist. Daher ist eine klare Formulierung in den Normen, die angibt, welche Höhe anzuwenden ist, wünschenswert. Wenn man die Versteifungsrippen bei der Höhe h_p außer Acht lässt, dann überschätzen die Beanspruchbarkeiten P_{Rk} nach den Regelungen der prEN 1994-1-1 [1.11] die in zwei Versuchen erreichten Traglasten P_e . Für den Ansatz einer Höhe h_p inklusive der Versteifungsrippe werden alle Traglasten nach prEN 1994-1-1 [1.11] erreicht.

Der Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit den mittleren Traglasten P_t zeigt für eine Blechhöhe von 55 mm mit den Werten 0,92 bis 1,64 eine große Spannweite der Abweichungen vom Mittelwert. Zwei Versuche übertreffen die prognostizierte Traglast P_t und fünf Versuche unterschreiten P_t . Bei einer Betrachtung mit der Blechhöhe von 70 mm erreicht lediglich der Versuch S-06 die mittlere Traglast P_t nicht.

Aus den Verhältniswerten P_t/P_e und P_{Rk}/P_e ist die Traglast steigernde Wirkung der Bewehrung in den Sicken bei den Versuchen S-07 und S-10 zu erkennen. Gegenüber Versuch S-07 ohne Querbewehrung in den Sicken ist die Traglast P_e des Versuchskörpers S-10 mit zusätzlicher Querbewehrung in den Sicken höher.

Die Tabelle 3-4 zeigt die in den Versuchen tatsächlich aufgetretenen Abminderungen in Bezug zur mittleren Tragfähigkeit in massiven Platten nach den Gleichungen (2.7) und (2.8).

Tabelle 3-4 In den Versuchen aufgetretenen Abminderungsfaktoren und Abminderungsfaktoren k_t nach prEN 1994-1-1

Versuch	Maximale experimentelle Traglast P_e [kN]	Traglast P_e im Vergleich mit einer massiven Platte $P_{e,massiv}$ [kN] nach Gleichung (2.7) und (2.8)	tatsächliche Abminderungsfaktoren $P_e/P_{e,massiv}$ [-]	Abminderungsfaktor nach prEN 1994-1-1 k_t [-]	
				h= 55 mm	h=70 mm
S-01	92,2	122,9	0,75	0,85	0,71
S-02	99,8	126,1	0,79	0,85	0,71
S-03	116,9	126,1	0,93	0,85	0,71
S-05	68,4	126,1	0,54	0,70	0,50
S-06	53,8	126,1	0,43	0,70	0,50
S-07	77,4	126,1	0,61	0,70	0,50
S-10	90,2	126,1	0,72	0,70	0,50

Außerdem sind in dieser Tabelle die Abminderungsfaktoren k_t für die Profilblechhöhe von 55 mm ohne die Berücksichtigung der zusätzlichen Rippe und für die Gesamthöhe des Profilblechs ersichtlich. Dies macht den Einfluss der Sickenhöhe auf die rechnerische Tragfähigkeit deutlich.

3.11.3.4 Verformungsvermögen

In Tabelle 3-5 ist die Verschiebung bei Erreichen der Traglast und bei Wiedererreichen der charakteristischen Traglast P_{Rk} aufgelistet.

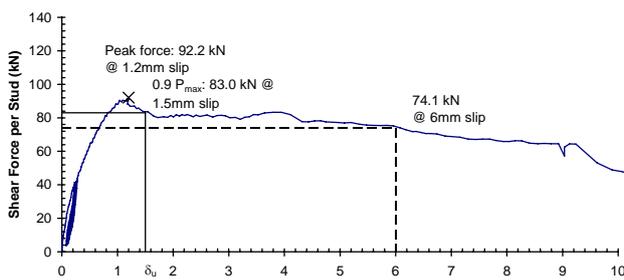
Nach prEN 1994-1-1 [1.11], Abschnitt 6.6.1.1 (5) kann ein Verbundmittel als duktil eingestuft werden, wenn das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} mindestens 6 mm beträgt. Bei drei vorliegenden Versuchen wird nach prEN 1994-1-1 [1.11]; B.2.5 (4) der charakteristische Wert des Verformungsvermögens δ_{uk} aus dem um 10 % reduzierten kleinsten Versuchswert ermittelt. Da keine drei Versuchskörper mit identischen Nennwerten hergestellt worden sind, existiert aus der Mittelung dreier Versuche keine Beanspruchbarkeit P_{Rk} . Da es an dieser Stelle nicht darum geht aus einer Ge-

samtheit von drei Versuchen das kleinste Verformungsvermögen zu bestimmen und eine Abgrenzung auf der sicheren Seite zu machen, sondern vielmehr überprüft werden soll, ob das Duktilitätskriterium in prEN 1994-1-1 [1.11], Abschnitt 6.6.1.1 (5) von $\delta_{uk} \geq 6$ mm bei den Versuchen eingehalten wird, werden die experimentell ermittelten Verformungen entsprechend prEN 1994-1-1 [1.11], Abschnitt B2.5 nicht mehr um 10 % abgemindert. Vergleiche hierzu auch die Begründung in Abschnitt 2.2.6.

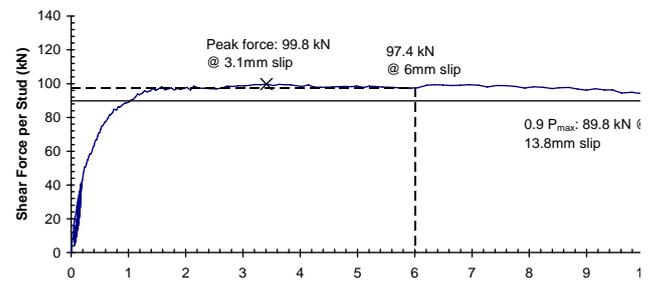
Tabelle 3-5 Verformungen der Versuche

Versuch	Maximale experimentelle Traglast P_e [kN]	Verformung δ_e bei der maximalen Traglast P_e [mm]	Verformung δ_u bei Wiedererreichen der Traglast P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 $h_p = 55$ mm	Verformung δ_u bei Wiedererreichen der Traglast P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 $h_p = 70$ mm	Traglast $P_{e,6mm}$ bei 6 mm Schlupf [kN]	P_{6mm}/P_e
S-01	92,2	1,2	1,6	7,0	74,1	0,80
S-02	99,8	3,1	> 10	>10	97,4	0,98
S-03	116,9	3,0	9,8	>10	103,5	0,89
S-05	68,4	1,0	P_{Rk} nicht erreicht	1,2	Nicht erreicht	-
S-06	53,8	1,2	P_{Rk} nicht erreicht	>10	51,9	0,97
S-07	77,4	2,6	3,8	7,3	57,1	0,74
S-10	90,2	3,7	> 10	>10	88,5	0,98

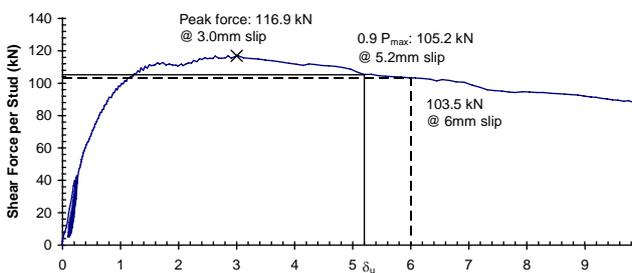
In Bild 3-40 Sind die Lastverformungskurven der Versuche S-01 bis S-10 dargestellt.



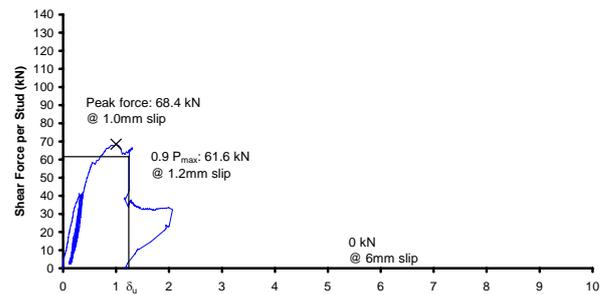
a) Versuch S-01



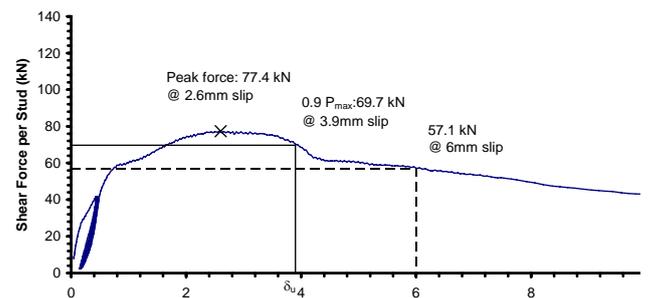
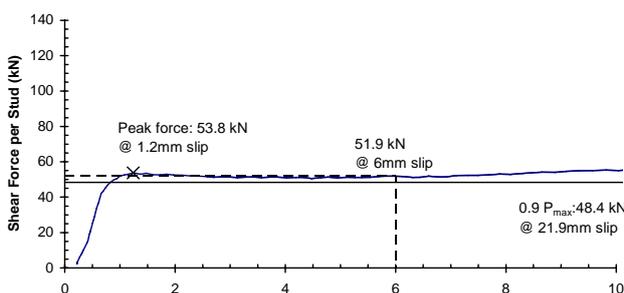
b) Versuch S-02



c) Versuch S-03

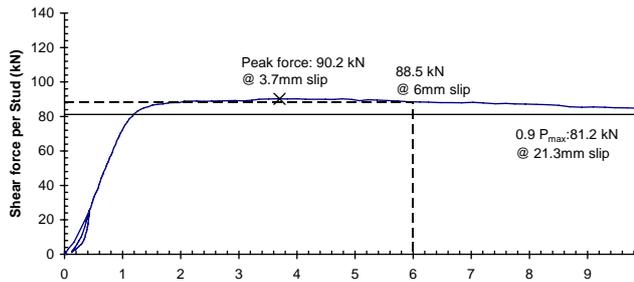


d) Versuch S-05



e) Versuch S-06

f) Versuch S-07



g) Versuch S-10

Bild 3-40 Last-Verformungs-Kurven der Versuche mit Profilblechen senkrecht zum Träger [3.1]

Auf Grund der geringen Anzahl an zur Verfügung stehenden Versuchen können hier nur Tendenzen aufgezeigt werden:

Unter Ansatz der Profilblechhöhe von 55 mm weist der Versuch S-01 mit der geringsten Betondruckfestigkeit und einem Kopfbolzendübel je Sicke sowie die Versuche mit zwei Kopfbolzendübeln je Sicke S-05, S-06 und S-07 eine geringere Verformbarkeit als 6 mm bei P_{Rk} und damit eine nicht ausreichende Duktilität auf. Unter Ansatz der gesamten Profilblechhöhe von 70 mm weist nur noch der Versuch S-05 eine nicht ausreichende Duktilität auf.

Der Versuch S-10 mit den höher bewehrten Rippen zeigt ein sehr duktilen Verhalten. Jedoch zeigen auch andere Versuche ohne Rippenbewehrung ein großes Verformungsvermögen.

3.11.4 Versuche mit Profilblechen parallel zur Trägerachse

3.11.4.1 Allgemeines

Für die Versuche P-01a, P-01b und P-01c mit der Ausrichtung der Profilbleche parallel zum Träger wird ebenfalls das Blech in Bild 3-29 verwendet. Für alle anderen Versuche mit Profilblech parallel zum Träger wird dieses aufgeschnitten, vgl. Bild 3-41.

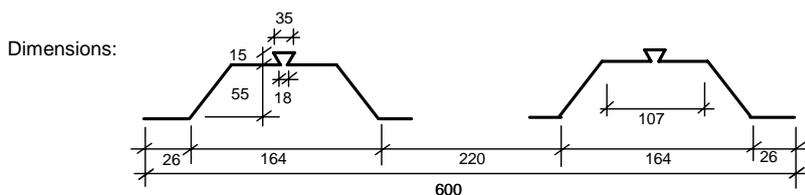


Bild 3-41 Profilblech für die Versuche P-02 bis P-05 mit Profilblech senkrecht zum Träger [3.1].

Die wesentlichen Unterscheidungsmerkmale der Versuche mit Profilblechen parallel zur Trägerachse sind:

- P-01: durchgehendes Profilblech, Bewehrung auf den Sicken aufliegend jedoch keine Bewehrung in den Sicken, vgl. Bild 3-42. Der Abstand der Bewehrung und der Unterseite des Kopfes des Dübels beträgt 10 mm. Da das Blech nicht gestoßen wird, ist der Abstand von 40 mm gemäß prEN 1994-1-1 [1.11], Abschnitt 6.6.5.4 (3) nicht erforderlich. Die Profilblechdicke ist 1,0 mm. Die Betondruckfestigkeit f_{cm} beträgt bei Versuch P-01a 30 N/mm^2 , bei Versuch P-01b 33 N/mm^2 und bei Versuch P-01c 41 N/mm^2 .

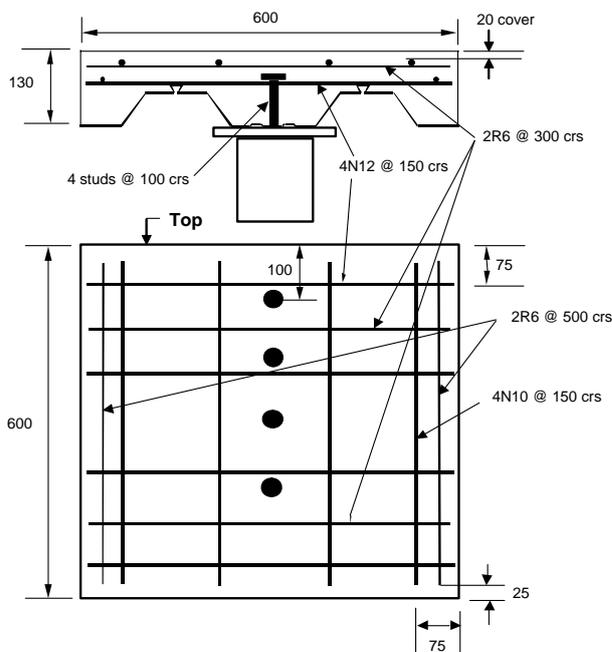


Bild 3-42 Ansicht und Grundriss des Versuchskörpers P-01 sowie Grundriss kurz vor dem Betonieren [3.1]

- P-02: gestoßenes Profilblech, Bewehrung auf den Sicken aufliegend jedoch keine Bewehrung in den Sicken, vgl. Bild 3-43. Entgegen prEN 1994-1-1 [1.11] beträgt der Abstand der Bewehrung und der Unterseite des Kopfes des Dübels statt 40 mm nur 10 mm. Die Betondruckfestigkeit f_{cm} beträgt $39,5 \text{ N/mm}^2$ und die Profilblechdicke ist $0,75 \text{ mm}$.

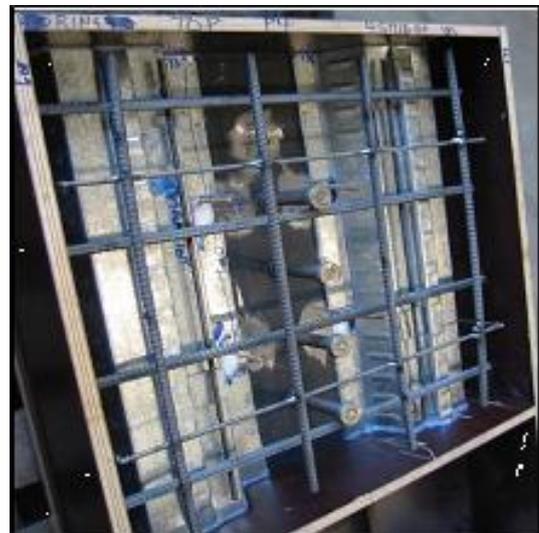
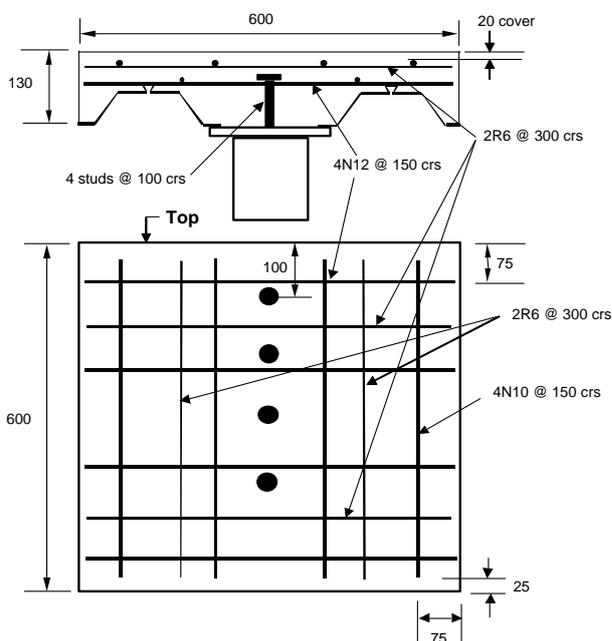


Bild 3-43 Ansicht und Grundriss des Versuchskörpers P-02 sowie Grundriss kurz vor dem Betonieren [3.1]

- P-03: gleich wie P-02, jedoch geringere Betondruckfestigkeit $f_{cm} = 26,5 \text{ N/mm}^2$.
- P-04: gestoßenes Profilblech, Bewehrung auf den Sicken aufliegend und zusätzlich eine leiterartige Bewehrung in der Tiefsicke, vgl. Bild 3-44. Die Betondruckfestigkeit f_{cm} beträgt $38,5 \text{ N/mm}^2$ und die Profilblechdicke ist $0,75 \text{ mm}$.

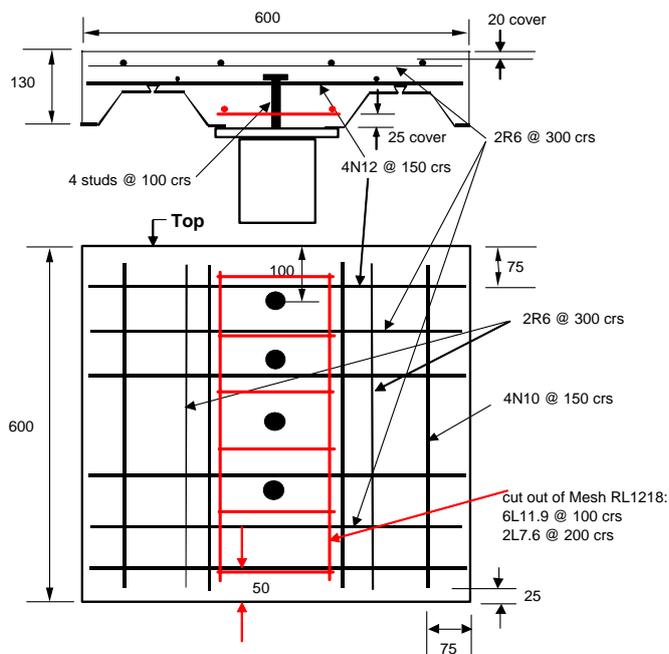


Bild 3-44 Ansicht und Grundriss des Versuchskörpers P-04 sowie Grundriss kurz vor dem Betonieren [3.1]

- P-05: gestoßenes Profilblech, Bewehrung auf den Sicken aufliegend und zusätzlich eine leiterartige Bewehrung in der Tiefsicke. Außerdem zusätzlich ein geschweißter Bewehrungskorb in den Sicken, vgl. Bild 3-45. Die Betondruckfestigkeit f_{cm} beträgt $38,5 \text{ N/mm}^2$ und die Profilblechdicke ist $0,75 \text{ mm}$.

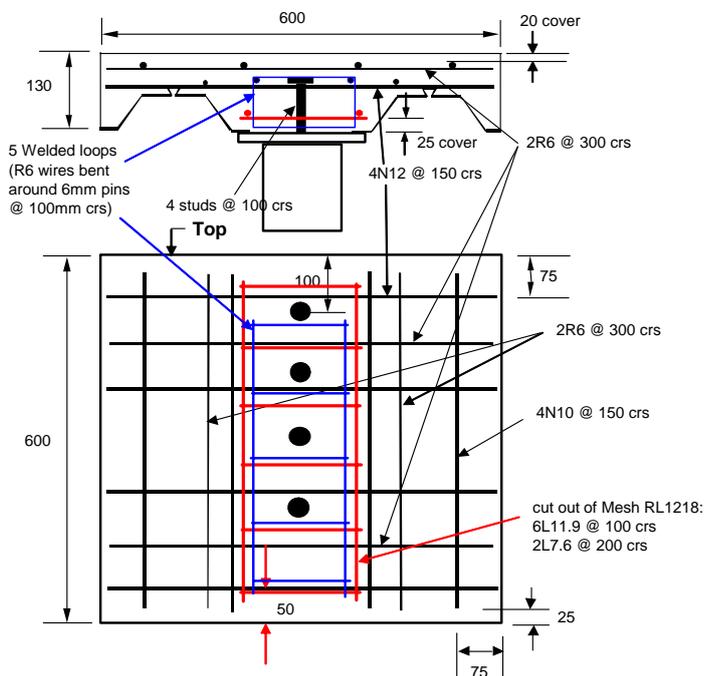


Bild 3-45 Ansicht und Grundriss des Versuchskörpers P-05 sowie Grundriss kurz vor dem Betonieren [3.1]

3.11.4.2 Versagensarten bei den Versuchen mit Profilblechen parallel zum Träger

Bei Versuch P-01b trat ein Versagen durch *Abscheren der Betonrippe* auf. Innerhalb der Sicken wurde keine Bewehrung angeordnet. In Bild 3-46 ist gut zu erkennen, dass die Rippe direkt unterhalb der Bewehrung abgesichert ist. Auffallend ist, dass die abgesicherte Fläche am Rand bis zu den Versteifungsrippen an den Hochsicken heran führt, und nicht bis zur weiter innen liegenden Kante am Übergang vom Steg zum Obergurt des Profilblechs. Daher stellt sich in der Tat die Frage, welche Profilblechhöhe h_p zu verwenden ist.

Die Versuche P-01a und P-01c versagten ebenfalls durch Abscheren der Rippen [2.7].



Bild 3-46 Versagen des Versuchskörpers P-01 durch Abscheren der Rippe[3.1]

Der Versuchskörper P-02 versagte durch *Spalten des Betons in Längsrichtung*. Da die Sickenbreite bei diesem Versuch größer ist als bei P-01 ist mit einem Abscheren der Betonrippe erst bei einer höheren Last zu rechnen. Es ist jedoch auch nicht auszuschließen, dass das durchgehende Blech bei Versuch P-01 das Versagen *Spalten des Betons* günstig beeinflusst.

Beim Versuch P-03 stellte sich das Versagen ebenfalls durch Spalten des Betons ein. In Bild 3-48 ist der Beginn des Spaltens ausgehend von der Außenkante des Versuchskörpers festzustellen.



Bild 3-47 Versagen des Versuchskörpers P-02 durch Spalten des Betons [3.1]



Bild 3-48 Versagen des Versuchskörpers P-03 durch Spalten des Betons [3.1]

Der Versuch P-04 mit einer leiterartigen Bewehrung weist dagegen wieder ein Versagen durch Abscheren der Rippe auf. In Bild 3-49 sind ausgehend von den Kopfbolzendübeln Risse im Winkel von ca. 45° zu erkennen. Offensichtlich hat die Bewehrung in den Sicken das Spalten verhindert. Der zusätzliche Bewehrungskorb im Versuchskörper P-05 konnte außerdem das Versagen durch Abscheren der Rippen unterbinden. Der Bewehrungskorb konnte verhindern, dass die aufgetreten Risse in der Sicke, vgl. Bild 3-50, zu einem Versagen führen. Dübelversagen konnte bei diesem Versuch nicht beobachtet werden. Der Versuch P-05 wurde bei einer Verschiebung von ca. 9,8 mm, bei der sich Risse an den Außenseiten des Betons zeigten, abgebrochen.



Bild 3-49 Versagen des Versuchskörpers P-04 durch Abscheren der Rippe [3.1]



Bild 3-50 Rissbildung in der Sicke des Versuchskörpers P-05 [3.1]

3.11.4.3 Tragfähigkeit

Nach prEN 1994-1-1 [1.11], 6.6.4.1 (1) darf die Voutenhöhe h_p für den Fall paralleler Rippen zum Träger ohne die Berücksichtigung von Sicken und Noppen bestimmt werden. Um den Einfluss der Rippenhöhe beurteilen zu können wird in Tabelle 3-6 neben der Höhe $h_p = 55$ mm ohne die Versteifungsrippe trotzdem auch die Gesamthöhe $h_p = 70$ mm ausgewertet.

Mit derselben Begründung wie in Abschnitt 3.11.3.3 wird an dieser Stelle kein Vergleich zu den charakteristischen Traglasten nach DIN V 18800-5 [1.5] durchgeführt, sondern nur mit prEN 1994-1-1 [1.11] verglichen.

Tabelle 3-6 Dübelbeanspruchbarkeiten P_e aus Versuchen, Beanspruchbarkeiten P_t und P_{Rk} sowie Verhältnisse P_t/P_e bzw. P_{Rk}/P_e

Versuch	Maximale experimentelle Traglast P_e [kN]	P_t nach Gl. (2.7), (2.8) und (2.10) $h_p = 55$ mm		P_t nach Gl. (2.7), (2.8) und (2.10) $h_p = 70$ mm		P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 [kN] $h_p = 55$ mm		P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 [kN] $h_p = 70$ mm	
		P_t [kN]	P_t/P_e	P_t [kN]	P_t/P_e	P_{Rk} [kN]	P_{Rk}/P_e	P_{Rk} [kN]	P_{Rk}/P_e
P-01a	74,0	122,6	1,66	74,3	1,00	98,5	1,33	59,7	0,81
P-01b	69,0	122,6	1,78	74,3	1,08	102,1	1,48	61,9	0,90
P-01c	86,0	122,6	1,43	74,3	0,86	102,1	1,19	61,9	0,72
P-02	108,8	122,6	1,13	112,1	1,03	102,1	0,94	93,4	0,86
P-03	66,0	115,7	1,75	105,8	1,60	90,7	1,37	83,0	1,26
P-04	107,8	122,6	1,14	112,1	1,04	102,1	0,95	93,4	0,87
P-05	120,9	122,6	1,01	112,1	0,93	102,1	0,84	93,4	0,77

Vier Versuche erreichen den charakteristischen Wert der Tragfähigkeit nach prEN 1994-1-1 [1.11] mit der Profilblechhöhe $h_p = 55$ mm nicht. Bei den Versuchen P-01a, P-01b und P-01c, die alle die

Randbedingungen der prEN 1994-1-1 [1.11] einhalten, ist der charakteristische Wert der Tragfähigkeit P_{Rk} zwischen 19 und 48 % höher als die im Versuch ermittelte Traglast P_e . Bei dem Vergleich zwischen der mittleren Traglast P_t und der im Versuch erreichten Traglast P_e ist zu erkennen, dass lediglich der Versuch P-05 mit dem zusätzlichen Bewehrungskorb in der Sicke die mittlere Tragfähigkeit P_t nahezu erreicht. Obwohl beim Versuch P-02 die Querbewehrung nach prEN 1994-1-1 [1.11] und DIN V 18800-5 [1.5] zu hoch angeordnet wurde, erreichte dieser Versuch eine ähnliche Tragfähigkeit P_e wie der Versuch P-04. Bei Versuch P-03 wurde die Bewehrung zu hoch angeordnet, vgl. Abschnitt 3.10.2. Dieser Versuch zeigt die größten Abweichungen zwischen experimenteller Tragfähigkeit P_e und der mittleren Tragfähigkeit P_t .

Wenn man die nach der Norm [1.11] vertretbare Blechhöhe $h_p = 55$ mm, vgl. Abschnitt 3.11.2, zu Grunde legt, wird bei den Versuchen P-01 ohne zusätzliche Bewehrung die mittlere Tragfähigkeit bei Weitem nicht erreicht. Es ist zu erkennen, dass der Ansatz der Profilblechhöhe h_p einen großen Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit P_{Rk} aufweist. Unter Ansatz der Profilblechhöhe von 70 mm zeigt sich eine wesentlich bessere Übereinstimmung. Daher wird empfohlen die Formulierung zur anzusetzenden Profilblechhöhe in der deutschen Version zu prEN 1994-1-1 [1.11] zu überarbeiten und an die englische Version [1.12] anzupassen.

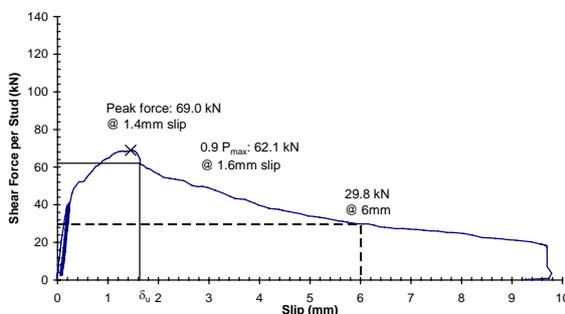
Versuch P-05 zeigt die Traglast steigernde Wirkung der Bewehrung in den Sicken. Durch diese Bewehrung wird die Tragfähigkeit einer massiven Platte erreicht.

Rechnerisch ist bei der Ermittlung der Tragfähigkeit P_t bei allen Versuchen Dübelversagen maßgebend. Alle durchgeführten Versuche zeigen jedoch, dass das Betonversagen die kritischere Komponente ist.

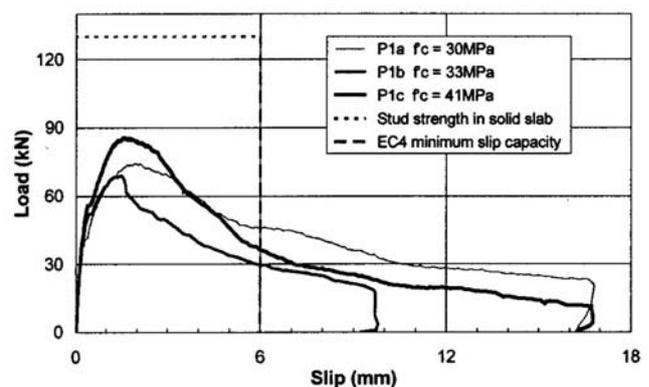
Bei den Versuchen P-02 und P-03 ist an den Versuchsergebnissen ablesbar, dass durchaus ein Einfluss der Betondruckfestigkeit erkennbar ist. Auch wenn Versuch P-01b trotz einer etwas höheren Betondruckfestigkeit als P-01a eine geringere Traglast aufweist ist tendenziell der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Versuchsergebnisse erkennbar.

3.11.4.4 Verformungsvermögen

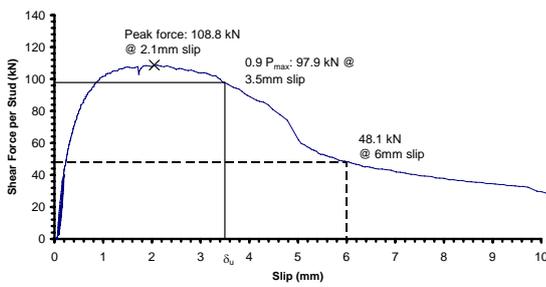
Bild 3-51 zeigt die Last-Verformungskurven der Versuche mit Rippen parallel zum Träger. In Tabelle 3-7 ist die Verschiebung bei Erreichen der Traglast und bei Wiedererreichen der charakteristischen Tragfähigkeit P_{Rk} aufgelistet.



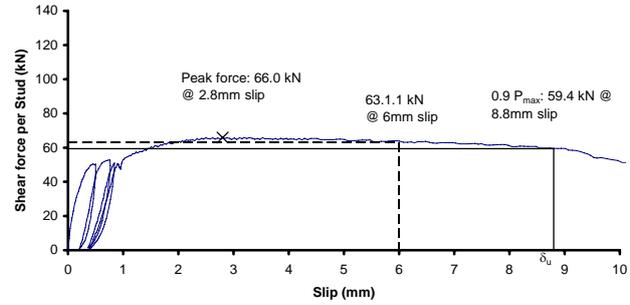
a) Versuch P-01b [3.1]



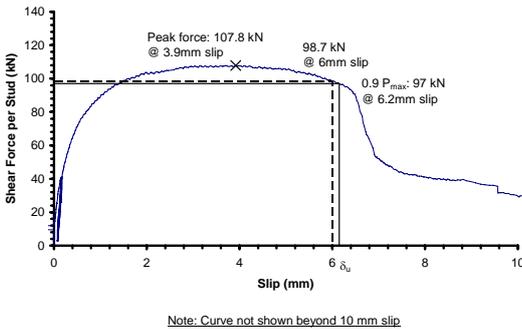
b) Vergleich Versuch P-01a, b und c [2.7]



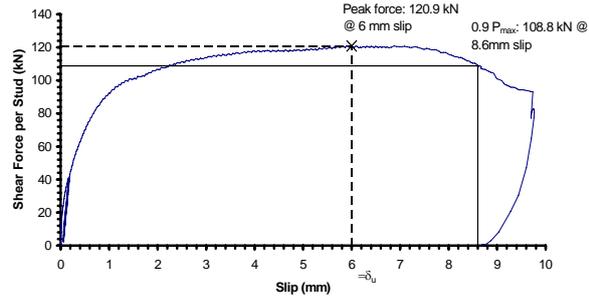
c) Versuch P-02 [3.1]



d) Versuch P-03 [3.1]



e) Versuch P-04 [3.1]



f) Versuch P-05 [3.1]

Bild 3-51 Last-Verformungskurven der Versuche mit Profilblechen parallel zum Träger**Tabelle 3-7** Verformungen der Versuche

Versuch	Maximale experimentelle Traglast P_e [kN]	Verformung δ_e bei der maximalen Traglast P_e [mm]	Verformung δ_u bei Wiedererreichen der Traglast P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 $h_p = 55$ mm	Verformung δ_u bei Wiedererreichen der Traglast P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 $h_p = 70$ mm	Traglast $P_{e,6mm}$ bei 6 mm Schlupf [kN]	P_{6mm}/P_e
P-01a	74,0	2,0	P_{Rk} nicht erreicht	4,0	46	0,62
P-01b	69,0	1,4	P_{Rk} nicht erreicht	1,6	29,8	0,43
P-01c	86,0	1,7	P_{Rk} nicht erreicht	3,7	37	0,43
P-02	108,8	2,1	3,3	3,8	48,1	0,44
P-03	66,0	2,8	P_{Rk} nicht erreicht	P_{Rk} nicht erreicht	63,1	0,96
P-04	107,8	3,9	5,7	6,4	98,7	0,92
P-05	120,9	6,0	8,9	9,3	120,9	1,00

Die Auswertung zeigt sehr deutlich den Einfluss von Bewehrung im Bereich der Sicken. Obwohl die Randbedingungen nach prEN 1994-1-1 [1.11] in den Versuchen P-01a bis c eingehalten sind, werden nur noch zwischen 43 % und 62% der maximalen Traglast bei 6 mm Schlupf erreicht. Auch in Bild 3-51b ist zu erkennen, dass nach Überschreiten der Traglast P_e ein sehr schneller Rückgang der aufnehmbaren Last auftritt. Das Versagen der Versuche P-01a bis c und P-02 ist daher als spröde einzustufen.

Die, abgesehen von der Betondruckfestigkeit, identischen Versuche P-02 und P-03 zeigen eine ganz unterschiedliche Last-Verformungskurve. Der Versuch P-02 mit der höheren Betondruckfestigkeit weist zwar eine höhere Dübeltragfähigkeit P_e auf, aber die Lastverformungskurve zeigt ein deutlich spröderes Verhalten als Versuch P-03 mit der geringeren Betondruckfestigkeit, vgl. Bild 3-51c und d.

Wegen der geringen Anzahl an zur Verfügung stehenden Versuchen ist es auch hier wieder nur möglich, Tendenzen aufzuzeigen. Dennoch kann man erkennen, dass der Versuch P-05 mit der leiterartigen Bewehrung und dem Bewehrungskorb in den Rippen neben einer sehr hohen Tragfähigkeit auch eine große Verformbarkeit aufweist. Der Versuch P-04, lediglich mit der leiterartigen Bewehrung, weist zwar eine relativ hohe Traglast auf, jedoch kam es bei einer Verformung von ca. 6,4 mm zu einem sehr starken Abfall der aufnehmbaren Last. Im direkten Vergleich zwischen den Versuchen P-02 und P-04, die sich nur in der leiterartigen Bewehrung in Versuchskörper P-04 unterscheiden, ergeben sich nahezu identische Tragfähigkeiten P_e . Der Versuch P-04 weist jedoch eine duktilere Last-Verformungskurve auf. Der Vergleich der Versagensarten der Versuche P-04 und P-05 deutet darauf hin, dass nicht nur die Tragfähigkeit durch einen Bewehrung, die an allen drei Seiten an der Voute verläuft gesteigert wird, sondern dass auch das Verformungsverhalten dadurch verbessert wird. Während in ENV 1994-1-1 [1.4] noch keine Bewehrung in den Vouten gefordert wird, vgl. Abschnitt 2.2.3, ist daher die Regelung 6.6.5.4 in prEN 1994-1-1 [1.11] als Fortschritt zu sehen.

3.11.5 Zusammenfassung

Bei den Versuchen S-01 bis S-10 mit Rippen rechtwinklig zur Trägerachse wird die Tragfähigkeit P_{Rk} mit der Profilblechhöhe von 55 mm nach prEN 1994-1-1 [1.11] von zwei Versuchen nicht erreicht. Ein Versuch erreicht selbst die Bemessungstragfähigkeit P_{Rd} nicht. Bei Berücksichtigung der Gesamtprofilblechhöhe von 70 mm erreichen alle Versuche P_{Rk} .

Bei einer Ausbildung mit Profilblechen senkrecht zum Träger nach den Versuchen S-01 bis S-10 lässt sich ein Traglast steigernder Einfluss von Bewehrung in den Sicken erkennen. Das Last-Verformungsdiagramm des am höchsten bewehrten Versuchs S-10 zeigt ein ausgesprochen duktilen Verhalten. Der Ansatz der Gesamtprofilblechhöhe führt bei fast allen Versuchen zum Einhalten des Duktilitätskriteriums $\delta_{uk} \geq 6$ mm. Die Vernachlässigung der zusätzlichen, schwalbenschwanzförmigen Rippe bei der Bestimmung der Profilblechhöhe führt dagegen dazu, dass vier der sieben Versuche bei einer Verschiebung von 6 mm eine kleinere Tragfähigkeit als P_{Rk} aufweisen.

Die Versuche P-01a bis c mit Rippen parallel zum Träger deuten auf eine Schwachstelle in prEN 1994-1-1 [1.11] hin. Diese Versuche mit durchgehendem Profilblech parallel zum Träger haben die Tragfähigkeit P_{Rk} alle nicht erreicht. In DIN V 18800-5 wurde auf diesen Sachverhalt bereits reagiert: Es wurden zusätzlich konstruktive Regelungen aufgenommen, vgl. Bild 2-6 und [2.21, S.311 f]. Das Abscheren der Rippe genau an der Oberkante der Versteifungsrippe, auf der auch die Bewehrung in diesem Fall aufliegt, veranschaulicht, dass die zusätzliche schwalbenschwanzförmige Rippe bei der Bestimmung der Profilblechhöhe nicht vernachlässigt werden darf.

Die Versuche P-02 bis P-05 mit gestoßenem Profilblech parallel zum Träger zeigen tendenziell die günstigen Eigenschaften der Bewehrung in den Rippen und sprechen für eine Ausbildung der Bewehrung an allen drei Begrenzungsflächen der Vouten entsprechend Bild 6.14 in prEN 1994-1-1 [1.11], vgl. Bild 2-2. Der Versuch P-05 mit dem höchsten Bewehrungsgrad weist ein sehr duktilen Verhalten auf.

Insgesamt führt der Ansatz der Gesamtprofilblechhöhe $h_p = 70$ mm inklusive der zusätzlichen Rippe für beide Anordnungsrichtungen zu sichereren Ergebnissen und wird daher empfohlen. Da in der englischen Fassung [1.12], vgl. Abschnitt 3.11.2, die Formulierung zur Bestimmung der anzusetzenden Profilblechhöhe eindeutiger ist, sollte die Formulierung in der deutschen Fassung [1.11] daran angepasst werden.

3.12 Zusammenfassung und Bewertung

In den vorangegangenen Abschnitten wurden die Versagensarten, die bei zahlreichen Untersuchungen aufgetreten sind, wiedergegeben. Die Einflüsse, und damit auch die Versagensarten, sind vielfältiger als bei einer Vollbetonplatte. Das Tragverhalten von Decken unter Verwendung von Profilblechen weicht vom Tragverhalten einer Vollbetonplatte ab. Es hat sich gezeigt, dass folgende Faktoren einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten haben.

- Art des Profilbleches: Offen oder hinterschnitten,
- Schlankheit der Rippen,
- Dicke des Profilbleches,
- Bewehrung im Aufbeton,
- Bewehrung in den Sicken,
- Anzahl und Anordnung der Dübel in den Sicken: Mittig, exzentrisch oder versetzt,
- Einbindelänge des Kopfbolzen in den Aufbeton,
- Herstellung: Vorgelocht oder durchgeschweißt,
- Beanspruchung im Betongurt: Druck bzw. Zug.
- Dicke des Aufbetons

Teilweise wurde ein geringerer Einfluss der Betonfestigkeit bei Verbunddecken mit Profilblechen gegenüber Vollbetonplatten festgestellt, vgl. Abschnitt 3.3 und 3.8. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die im Versuch erzielten Traglasten ist jedoch bei den von Patrick durchgeführten Versuchen [3.1] vorhanden.

Der Ansatz von ausgeprägten Versteifungsrippen, wie bei den von Patrick [3.1] durchgeführten Versuchen, zur Bestimmung der Profilblechhöhe hat einen deutlichen Einfluss auf die rechnerische Tragfähigkeit P_t . Die Vernachlässigung der Rippen führt zu unsicheren Ergebnissen. Die Formulierung zur Bestimmung der anzusetzenden Profilblechhöhe h_p in der deutschen Fassung zu prEN 1994-1-1 [1.11] sollte verbessert und an die englische Fassung [1.12] angepasst werden.

Das Verformungsvermögen, das im Wesentlichen ebenfalls von diesen Randbedingungen abhängt, ist sehr unterschiedlich. Neben einem sehr gutmütigen Verhalten, kann auch ein sehr sprödes Versagen auftreten. Die Versuche von Patrick und Bridge mit einer Anordnung der Profilbleche parallel zum Träger und mit durchgehendem Profilblech (Versuche P-01a bis c) zeigen eine sehr ungenügende Verformbarkeit. Aber auch bei den Versuchen mit Rippen orthogonal zum Träger wurde teilweise eine nicht zufrieden stellende Duktilität festgestellt. Bei einer Anordnung der Profilbleche orthogonal zum Stahlträger ist aus den vorliegenden Last-Verformungskurven zu erkennen, dass tendenziell die Anordnung der Kopfbolzendübel in der „strong position“ und die Anordnung von zwei Kopfbolzen in einer Sicke zu einem nicht ausreichenden Verformungsverhalten führen kann. In der Anordnung parallel zum Träger ist ein ungenügendes Verformungsverhalten bei einem nicht durchgehenden Profilblech aufgefallen. Um jedoch konkretere Angaben zur Duktilität zu machen sind weitere Untersuchungen erforderlich.

4 Vergleich von Traglasten aus Versuchen mit Traglasten nach aktueller Norm und Modellen aus der Literatur

4.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden die experimentell ermittelten Tragfähigkeiten P_e für den Fall Rippen senkrecht zur Trägerachse aus Forschungsergebnissen [1.8][2.5][2.25][3.1] mit den Tragfähigkeiten nach prEN 1994-1-1 [1.11] und Modellen aus der Literatur verglichen und bewertet. Der Vergleich von P_e mit den charakteristischen Tragfähigkeiten P_{Rk} dient zur anschaulichen Darstellung wie viele Versuche diesen Fraktilwert erreichen. Der Vergleich mit der mittleren Tragfähigkeit P_t dient zur Überprüfung, ob die Gleichungen der mittleren Tragfähigkeit P_t die Versuchsergebnisse gut abbilden. Für die Bestimmung der mittleren Tragfähigkeit P_t in massiven Platten werden dabei die Vorfaktoren nach Ernst, Bridge und Wheeler [2.23], vgl. Gleichungen (2.7) und (2.8), verwendet.

Für alle Vergleiche der Versuchsergebnisse P_e , sei es mit der mittleren Tragfähigkeit P_t , mit der charakteristischen Tragfähigkeit P_{Rk} oder mit der Bemessungstragfähigkeit P_{Rd} wird die mittlere, in den Versuchen bestimmte Druckfestigkeit des Betons f_{cm} verwendet. Zur Bestimmung der Dübeltragfähigkeit wird für den Vergleich mit der mittleren Tragfähigkeit die in den Versuchen ermittelte Zugfestigkeit des Bolzenmaterials f_u herangezogen. Für die Vergleiche mit der charakteristischen Tragfähigkeit P_{Rk} und der Bemessungstragfähigkeit P_{Rd} wird die nach der Norm [1.11] begrenzte Zugfestigkeit von maximal 450 N/mm^2 verwendet.

Für den Fall Rippen parallel zur Trägerachse werden die bereitgestellten Versuchsergebnisse von Patrick [3.1] mit den Tragfähigkeiten P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 [1.11] verglichen und eingeordnet.

Ein Vergleich mit den Tragfähigkeiten nach DIN V 18800-5 [1.5], vgl. Begründung in Abschnitt 2.3.1, wird nicht durchgeführt.

4.2 Zu Grunde liegende Versuche

In der folgenden Tabelle 4-1 sind die Daten der Versuche mit Rippen senkrecht zum Träger für den Vergleich nach prEN 1994-1-1 [1.11] aufgelistet. In Tabelle 4-2 sind die Versuche von Patrick und Bridge [3.1] [2.7] mit Rippen parallel zum Träger aufgeführt. Tabelle 4-3 gibt die Versuchsdaten von Rambo-Roddenberry [2.5] wieder, die hier in SI-Einheiten umgerechnet wurden.

Bezeichnungen in den Tabellen:

b_0	Mittlere Breite einer Betonrippe bzw. minimale Breite bei hinterschnittener Profilblechgeometrie
d	Schaftdurchmesser des Dübels
E_{cm}	Elastizitätsmodul des Betons
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit
f_{cm}	mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons
Fert.	Fertigung: v = vorgelocht, d = durchgeschweißt, g = gestoßen
f_u	mittlere Zugfestigkeit des Bolzenmaterials
Geom.	Profilblechgeometrie: o = offen, h = hinterschnitten
h	Gesamthöhe der Betonplatte

h_p	Profilblechhöhe
h_{sc}	Gesamthöhe des Dübels
Lage	Anordnung der Kopfbolzendübel: S = ein Kopfbolzendübel in der Anordnung „strong“ 2S = zwei Kopfbolzendübel in der Anordnung „strong“ M = ein Kopfbolzen in zentrischer Anordnung W = ein Kopfbolzendübel in der Anordnung „weak“
n_r	Anzahl der Dübel je Rippe
P_e	experimentelle Tragfähigkeit eines Dübels
P_{RK}	charakteristische Tragfähigkeit nach prEN 1994-1-1 [1.11]. Zur Bestimmung des Betonversagens wird die in den Versuchen tatsächlich geprüfte Betondruckfestigkeit f_{cm} verwendet.
P_t	mittlere Tragfähigkeit. Die mittlere Tragfähigkeit von massiven Platten wird dabei nach den Gleichungen (2.7) und (2.8) bestimmt. Die Abminderungsfaktoren für die Verwendung von Profilblechen in Querrichtung k_t und in Längsrichtung k_l werden nach prEN 1944-1-1 bestimmt, vgl- Gleichungen (2.10) und (2.9).
t	Blechdicke des Profilblechs

Abkürzungen der Forscher:

Ro, Bü	Roik und Bürkner
Ro, Lu	Roik und Lungershausen
Bo, Kü	Bode und Künzel
Ro, Ha	Roik und Hanswille
Jo, Mo	Johnson and Mottram
Bo, Kü	Bode und Künzel
Pa, Br	Patrick und Bridge

Tabelle 4-1 Versuche mit Rippen senkrecht zum Träger

Nr.	Bez.	Durchgeführt Von	Quelle	P_e [kN]	Fert.	Geom.	h_p [mm]	b_0 [mm]	t [mm]	n_r	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	h [mm]	P_t [kN]	P_{Rk} [kN]
1	1.1	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	83,8	v	o	60	127	0,75	1	19	125	460	34,8	31000	135	91,9	76,6
2	1.2	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	90,0	v	o	60	127	0,75	1	19	125	460	34,8	31000	135	91,9	76,6
3	2.1	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	73,8	v	o	60	127	0,75	1	19	100	460	27,4	28600	110	88,7	69,6
4	2.2	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	60,0	v	o	60	127	0,75	1	19	100	460	27,7	28700	110	89,9	70,1
5	3.1	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	53,0	v	o	80	116	0,75	1	19	125	460	34,9	31000	135	70,0	58,3
6	3.2	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	54,0	v	o	80	116	0,75	1	19	125	460	34,3	30800	135	70,0	58,3
7	4.1	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	69,5	v	o	60	127	0,75	2	19	125	460	29,2	29200	135	73,6	58,1
8	4.2	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	74,5	d	o	60	127	0,75	2	19	125	460	29,2	29200	135	85,6	67,7
9	5.1	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	61,5	d	o	60	127	0,75	2	19	100	460	32,5	30300	110	85,6	71,3
10	5.2	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	55,5	d	o	60	127	0,75	2	19	100	460	29,8	29400	110	85,6	68,5
11	6.1	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	41,5	d	o	80	116	0,75	2	19	125	460	41,9	33000	135	49,5	41,2
12	6.2	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	37,5	d	o	80	116	0,75	2	19	125	460	37,1	31700	135	49,5	41,2
13	7.1	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	74,0	d	o	60	127	0,75	1	19	100	460	29,6	29400	110	104,2	83,0
14	7.2	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	78,0	d	o	60	127	0,75	1	19	100	460	29,6	29400	110	104,2	83,0
15	8.1	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	79,0	d	o	60	127	0,75	1	19	100	460	29,6	29400	110	104,2	83,0
16	8.2	Ro, Bü	[1.8],[2.16]	75,0	d	o	60	127	0,75	1	19	100	460	34,9	31000	110	104,2	86,8
17 ^{a)}	1.1	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	37,0	v	o	106	75	0,75	1	19	150	460	26,8	28400	156	24,0	18,8
18 ^{a)}	1.2	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	38,5	v	o	106	75	0,75	1	19	150	460	26,8	28400	156	24,0	18,8
19 ^{a)}	2.1	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	44,5	v	o	106	75	0,75	1	19	175	460	24,7	27600	206	35,6	27,9
20 ^{a)}	2.2	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	38,0	v	o	106	75	0,75	1	19	175	460	24,7	27600	206	35,6	27,9
21 ^{a)}	3.1	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	82,0	v	o	106	175	0,75	1	19	150	460	31,1	29800	156	58,8	48,4
22 ^{a)}	3.2	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	78,5	v	o	106	175	0,75	1	19	150	460	31,1	29800	156	58,8	48,4
23 ^{a)}	4.2	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	76,0	v	o	106	175	0,75	1	19	175	460	33,4	30600	206	92,9	76,8
24 ^{a)}	5.1	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	42,0	v	o	125	80	0,75	1	19	175	460	26,9	28400	175	20,9	16,4
25 ^{a)}	5.2	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	49,0	v	o	125	80	0,75	1	19	175	460	26,9	28400	175	20,9	16,4

Tabelle 4-1 (Fortsetzung): Versuche mit Rippen senkrecht zum Träger

Nr.	Bez.	Durchgeführt von	Quelle	P_e [kN]	Fert. v/d	Geom. o/h	h_p [mm]	b_0 [mm]	t [mm]	n_r	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	h [mm]	P_t [kN]	P_{Rk} [kN]
26 ^{b)}	6.1	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	39,5	v	o	125	80	0,75	1	19	175	460	24,7	27600	225	19,8	15,5
27 ^{b)}	6.2	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	46,0	v	o	125	80	0,75	1	19	175	460	24,7	27600	225	19,8	15,5
28 ^{b)}	7.1	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	73,0	v	o	125	170	0,75	1	19	175	460	31,6	30000	175	46,7	38,8
29 ^{b)}	7.2	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	70,0	v	o	125	170	0,75	1	19	175	460	31,6	30000	175	46,7	38,8
30 ^{b)}	8.1	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	79,0	v	o	125	170	0,75	1	19	175	460	25,1	27800	225	42,5	33,3
31 ^{b)}	8.2	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	85,0	v	o	125	170	0,75	1	19	175	460	25,1	27800	225	42,5	33,3
32 ^{b)}	11.1	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	84,5	v	o	106	175	0,75	1	19	175	460	24,8	27700	206	83,3	65,3
33 ^{b)}	11.2	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	85,0	v	o	106	175	0,75	1	19	175	460	24,8	27700	206	83,3	65,3
34 ^{b)}	12.1	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	73,8	v	o	106	175	0,75	2	19	175	460	23,6	27300	206	57,0	44,7
35 ^{b)}	16.1	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	79,0	v	o	125	170	0,75	1	19	175	460	33,1	30500	175	46,7	38,9
36 ^{b)}	16.2	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	35,0	v	o	125	80	0,75	1	19	175	460	33,1	30500	175	22,0	18,3
37 ^{b)}	13.1	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	82,0	v	o	106	175	0,75	1	22	175	460	26,9	28400	206	117,7	92,4
38 ^{b)}	13.2	Ro, Bü	[1.8],[2.37]	96,0	v	o	106	175	0,75	1	22	175	460	26,9	28400	206	117,7	92,4
39 ^{b)}	B11	Ro, Lu	[1.8]	53,0	v	o	110	84,5		1	19	175	530	33,3	34140	200	44,9	32,4
40 ^{b)}	B12	Ro, Lu	[1.8]	46,0	v	o	136	88,5		1	19	175	530	33,3	34140	226	18,5	13,3
41 ^{b)}	A1	Ro, Lu	[1.8]	55,0	v	o	136	88,5		1	22	200	530	37,3	34640	226	40,6	29,3
42 ^{b)}	A2	Ro, Lu	[1.8]	45,0	v	o	136	88,5		2	22	200	530	37,3	34640	226	28,7	20,7
43	H1	Bo, Kü	[1.8]	114,0	v	h	51	114	0,88	1	22	100	460	38,3	32000	120	123,3	102,6
44	H2	Bo, Kü	[1.8]	107,0	v	h	51	114	0,88	1	22	100	460	38,3	32000	120	123,3	102,6
45	H11	Bo, Kü	[1.8]	108,0	v	h	51	114	0,88	1	22	100	460	36,5	31500	120	123,3	102,6
46	H13	Bo, Kü	[1.8]	116,0	v	h	51	114	0,88	1	22	100	460	36,5	31500	120	123,3	102,6
47	H3	Bo, Kü	[1.8]	114,0	v	h	51	114	0,88	1	22	100	460	39,1	32200	120	123,3	102,6
48	H4	Bo, Kü	[1.8]	130,0	v	h	51	114	0,88	1	22	100	460	39,1	32200	120	123,3	102,6
49	H5	Bo, Kü	[1.8]	111,0	v	h	51	114	0,88	1	22	100	460	38,3	32000	120	123,3	102,6
50	H6	Bo, Kü	[1.8]	115,0	v	h	51	114	0,88	1	22	100	460	38,3	32000	120	123,3	102,6

Tabelle 4-1 (Fortsetzung): Versuche mit Rippen senkrecht zum Träger

Nr.	Bez.	Durchgeführt von	Quelle	P_e [kN]	Fert.	Geom.	h_p [mm]	b_0 [mm]	t [mm]	n_r	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	h [mm]	P_t [kN]	P_{Rk} [kN]
51	H7	Bo, Kü	[1.8]	122,0	v/d	o/h	51	114	0,88	1	22	100	460	37,4	31700	120	123,3	102,6
52	H8	Bo, Kü	[18]	123,0	v	h	51	114	0,88	1	22	100	460	37,4	31700	120	123,3	102,6
53	D1	Ro, Ha	[1.8]	107,0	v	h	51	114	1,00	2	22	125	550	35,9	31300	150	113,9	82,1
54	D2	Ro, Ha	[1.8]	96,5	v	h	51	114	1,00	2	22	125	550	35,9	31300	150	113,9	82,1
55	D3	Ro, Ha	[1.8]	106,0	v	h	51	114	1,00	2	22	125	550	35,9	31300	150	113,9	82,1
56	D4	Ro, Ha	[1.8]	102,0	v	h	51	114	1,00	2	22	125	550	34,0	30800	150	110,0	82,1
57	D5	Ro, Ha	[1.8]	105,0	v	h	51	114	1,00	2	22	125	550	34,0	30800	150	110,0	82,1
58	1	Jo, Mo	[2.26]	93,8	d	h	51	114	1,20	1	19	95	477,5	19,2	25400		93,3	73,2
59	2	Jo, Mo	[2.26]	95,5	d	h	51	114	1,20	1	19	95	477,5	19,2	25400		93,3	73,2
60	3	Jo, Mo	[2.26]	92,9	d	h	51	114	1,20	1	19	95	477,5	19,2	25400		93,3	73,2
61	4	Jo, Mo	[2.26]	104,5	d	h	51	114	1,20	1	19	95	477,5	27,6	28700		118,9	93,2
62	5	Jo, Mo	[2.26]	100,9	d	h	51	114	1,20	1	19	95	477,5	27,6	28700		118,9	93,2
63	6	Jo, Mo	[2.26]	103,6	d	h	51	114	1,20	1	19	95	477,5	27,6	28700		118,9	93,2
64	7	Jo, Mo	[2.26]	108,9	d	h	51	114	1,20	1	19	95	477,5	33,2	30500		127,3	102,1
65	8	Jo, Mo	[2.26]	107,2	d	h	51	114	1,20	1	19	95	477,5	33,2	30500		127,3	102,1
66	9	Jo, Mo	[2.26]	111,6	d	h	51	114	1,20	1	19	95	477,5	33,2	30500		127,3	102,1
67	10	Jo, Mo	[2.26]	113,4	d	h	51	114	1,20	1	19	97,2	477,5	25,6	28000		113,1	88,6
68	1	Jo, Mo	[2.26]	71,4	d	h	51	114,5	1,20	2	19	98,9	477,5	25,9	28100		91,2	71,5
69	2	Jo, Mo	[2.26]	72,3	d	h	51	114,5	1,20	2	19	98,6	477,5	25,9	28100		91,2	71,5
70	3	Jo, Mo	[2.26]	78,7	d	h	51	114,5	1,20	2	19	98,9	477,5	25,9	28100		91,2	71,5
71	4	Jo, Mo	[2.26]	80,4	d	h	51	114,5	1,20	2	19	98,1	525,5	28,0	28800		96,0	75,3
72	5	Jo, Mo	[2.26]	77,7	d	h	51	114,5	1,20	2	19	97,9	525,5	28,0	28800		96,0	75,3
73	6	Jo, Mo	[2.26]	79,5	d	h	60	163	1,20	2	19	97,7	525,5	24,7	27700		88,4	69,2
74	7	Jo, Mo	[2.26]	70,5	d	h	60	163	1,20	2	19	97,7	525,5	24,7	27700		88,4	69,2
75	8	Jo, Mo	[2.26]	75,0	d	h	60	163	1,20	2	19	96,5	525,5	28,0	28800		96,0	75,3

Tabelle 4-1 (Fortsetzung): Versuche mit Rippen senkrecht zum Träger

Nr.	Bez.	Durchgeführt von	Quelle	P_e [kN]	Fert.	Geom.	h_p [mm]	b_0 [mm]	t [mm]	n_r	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	h [mm]	P_t [kN]	P_{Rk} [kN]
76	9	Jo, Mo	[2.26]	75,9	d	h	60	163	1,20	2	19	96,3	525,5	28,0	28800		96,0	75,3
77	1	Bo, Kü	[2.26]	88,1	d	h	51	114,5	1,00	1	19	100	463	27,5	28700		100,9	79,0
78	2	Bo, Kü	[2.26]	88,4	d	h	51	114,5	1,00	1	19	100	463	28,6	29000		103,4	81,1
79	3	Bo, Kü	[2.26]	97,6	d	h	51	114,5	1,00	1	19	100	463	30,3	29600		104,9	84,3
80	4	Bo, Kü	[2.26]	90,2	d	h	40	103,5	0,88	1	19	100	463	28,5	29000		103,2	80,9
81	5	Bo, Kü	[2.26]	85,1	d	h	40	103,5	0,88	1	19	100	463	27,0	28500		99,6	78,1
82	6	Bo, Kü	[2.26]	88,3	d	h	40	103,5	0,88	1	19	100	463	30,9	29800		104,9	85,4
83	11	Bo, Kü	[2.26]	77,1	v	h	40	103,5	0,88	1	19	100	463	25,3	27900		84,2	66,0
84	12	Bo, Kü	[2.26]	77,1	v	h	40	103,5	0,88	1	19	100	463	26,1	28200		85,9	67,3
85	13	Bo, Kü	[2.26]	96,3	v	h	40	103,5	0,88	1	19	100	463	29,1	29200		92,3	72,4
86	14	Bo, Kü	[2.26]	75,5	v	h	51	114,5	1,00	1	19	100	463	27,5	28600		88,8	69,7
87	15	Bo, Kü	[2.26]	77,6	v	h	51	114,5	1,00	1	19	100	463	28,0	28800		90,0	70,6
88	16	Bo, Kü	[2.26]	76,4	v	h	51	114,5	1,00	1	19	100	463	29,0	29200		92,2	72,2
89	S-01	Pa, Br	[3.1]	92,2	d	o	55/70 ^{b)}	165	1,00	1	19	100	473	29,0	29200	130	104,5 / 86,9 ^{b)}	81,9 / 68,1 ^{b)}
90	S-02	Pa, Br	[3.1]	99,8	d	o	55/70 ^{b)}	165	1,00	1	19	100	473	33,0	30500	130	107,2 / 89,1 ^{b)}	86,8 / 72,2 ^{b)}
91	S-03	Pa, Br	[3.1]	116,9	d	o	55/70 ^{b)}	165	1,00	1	19	100	473	40,0	32500	130	107,2 / 89,1 ^{b)}	86,8 / 72,2 ^{b)}
92	S-05	Pa, Br	[3.1]	68,4	d	o	55/70 ^{b)}	165	0,75	2	19	100	473	36,5	31500	130	88,2 / 63,0 ^{b)}	71,4 / 51,0 ^{b)}
93	S-06	Pa, Br	[3.1]	53,8	d	o	55/70 ^{b)}	165	1,00	2	19	100	473	32,0	30200	130	88,2 / 63,0 ^{b)}	71,4 / 51,0 ^{b)}
94	S-07	Pa, Br	[3.1]	77,4	d	o	55/70 ^{b)}	165	1,00	2	19	100	473	32,0	30200	130	88,2 / 63,0 ^{b)}	71,4 / 51,0 ^{b)}
95	S-10	Pa, Br	[3.1]	90,2	d	o	55/70 ^{b)}	165	1,00	2	19	100	473	32,0	30200	130	88,2 / 63,0 ^{b)}	71,4 / 51,0 ^{b)}

a) Trapezblechhöhe h_p ist größer als 85 mm

b) ohne Berücksichtigung der Versteifungsrippe / mit Berücksichtigung der Versteifungsrippe

Tabelle 4-2: Versuche von Patrick mit Rippen parallel zum Träger

Nr.	Bez.	Durchgeführt von	Quelle	P_e [kN]	Fert. v/d/g	Geom. o/h	h_p [mm]	b_0 [mm]	t [mm]	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	h [mm]	P_t [kN]	P_{Rk} [kN]
1	P-01a	Pa, Br	[2.7]	74,0	d	o	55/70 ^{a)}	165	1,00	19	100	460	30,0	29500	130	122,6 / 74,3 ^{a)}	98,5 / 59,7 ^{a)}
2	P-01b	Pa, Br	[3.1]	69,0	d	o	55/70 ^{a)}	165	1,00	19	100	460	33,0	30500	130	122,6 / 74,3 ^{a)}	102,1 / 61,9 ^{a)}
3	P-02b	Pa, Br	[2.7]	86,0	d	o	55/70 ^{a)}	165	1,00	19	100	460	41,0	32800	130	122,6 / 74,3 ^{a)}	102,1 / 61,9 ^{a)}
4	P-02	Pa, Br	[3.1]	108,8	g	o	55/70 ^{a)}	249	0,75	19	100	460	39,5	32400	130	122,6 / 112,1 ^{a)}	102,1 / 93,4 ^{a)}
5	P-03	Pa, Br	[3.1]	66,0	g	o	55/70 ^{a)}	249	0,75	19	100	460	26,5	28300	130	115,7 / 105,8 ^{a)}	90,7 / 83,0 ^{a)}
6	P-04	Pa, Br	[3.1]	107,8	g	o	55/70 ^{a)}	249	0,75	19	100	460	38,5	32100	130	122,6 / 112,1 ^{a)}	102,1 / 93,4 ^{a)}
7	P-05	Pa, Br	[3.1]	120,9	g	o	55/70 ^{a)}	249	0,75	19	100	460	38,5	32100	130	122,6 / 112,1 ^{a)}	102,1 / 93,4 ^{a)}

a) ohne Berücksichtigung der Versteifungsrippe / mit Berücksichtigung der Versteifungsrippe

Tabelle 4-3: Versuche von Rambo-Roddenberry [2.5]

Nr.	Bez.	Lage S/2S/M/W	P_e [kN]	Fert. v/d	Geom. o/h	h_p [mm]	b_0 [mm]	t [mm]	n_r -	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	h [mm]	P_t [kN]	P_{Rk} [kN]
1	D1	S	43,5	d	0	51	152,5	0,92	1	12,7	101,6	510	30,5	32100	152	48,3	37,8
2	D2	S	32,4	d	0	51	152,5	0,92	1	12,7	101,6	510	30,5	32100	152	48,3	37,8
3	D3	S	41,1	d	0	51	152,5	0,92	1	12,7	101,6	510	30,5	32100	152	48,3	37,8
4	D4	2S	39,4	d	0	51	152,5	0,92	2	12,7	101,6	510	30,5	32100	152	39,7	31,2
5	D5	2S	39,0	d	0	51	152,5	0,92	2	12,7	101,6	510	30,5	32100	152	39,7	31,2
6	D6	2S	31,8	d	0	51	152,5	0,92	2	12,7	101,6	510	30,5	32100	152	39,7	31,2
7	D7	W	27,4	d	0	51	152,5	0,92	1	12,7	101,6	510	30,5	32100	152	48,3	37,8
8	D8	W	35,6	d	0	51	152,5	0,92	1	12,7	101,6	510	30,5	32100	152	48,3	37,8
9	D9	W	33,1	d	0	51	152,5	0,92	1	12,7	101,6	510	30,5	32100	152	48,3	37,8
10	D10	S	55,7	d	0	51	152,5	0,92	1	15,9	101,6	500	20,1	28900	152	57,1	44,8
11	D11	S	60,2	d	0	51	152,5	0,92	1	15,9	101,6	500	20,1	28900	152	57,1	44,8
12	D12	S	69,2	d	0	51	152,5	0,92	1	15,9	101,6	500	20,1	28900	152	57,1	44,8
13	D13	W	67,1	d	0	51	152,5	0,92	1	15,9	88,9	462	20,1	28900	152	57,1	44,8
14	D14	W	51,8	d	0	51	152,5	0,92	1	15,9	88,9	462	20,1	28900	152	57,1	44,8
15	D15	W	48,5	d	0	51	152,5	0,92	1	15,9	88,9	462	20,1	28900	152	57,1	44,8
16	D16	2S	52,8	d	0	51	152,5	0,92	2	15,9	101,6	500	20,1	28900	152	47,0	36,9
17	D17	2S	68,6	d	0	51	152,5	0,92	2	15,9	101,6	500	20,1	28900	152	47,0	36,9
18	D18	2S	--	d	0	51	152,5	0,92	2	15,9	101,6	500	20,1	28900	152	47,0	36,9
19	D19	S	39,4	d	0	51	152,5	0,92	1	12,7	101,6	510	40,6	34700	152	51,6	38,8
20	D20	S	40,7	d	0	51	152,5	0,92	1	12,7	101,6	510	40,6	34700	152	51,6	38,8
21	D21	S	29,5	d	0	51	152,5	0,92	1	12,7	101,6	510	40,6	34700	152	51,6	38,8
22	D22	2S	41,1	d	0	51	152,5	0,92	2	12,7	101,6	510	40,6	34700	152	42,5	31,9
23	D23	2S	45,8	d	0	51	152,5	0,92	2	12,7	101,6	510	40,6	34700	152	42,5	31,9
24	D24	2S	51,0	d	0	51	152,5	0,92	2	12,7	101,6	510	40,6	34700	152	42,5	31,9
25	D25	W	40,8	d	0	51	152,5	0,92	1	12,7	101,6	510	40,6	34700	152	51,6	38,8

Tabelle 4-3 (Fortsetzung): Versuche von Rambo-Roddenberry [2.5]

Nr.	Bez.	Lage S/2S/M/W	P _e [kN]	Fert. v/d	Geom. o/h	h _p [mm]	b ₀ [mm]	t [mm]	n _r -	d [mm]	h _{sc} [mm]	f _u [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	E _{cm} [N/mm ²]	h [mm]	P _t [kN]	P _{Rk} [kN]
26	D26	W	32,6	d	0	51	152,5	0,92	1	12,7	101,6	510	40,6	34700	152	51,6	38,8
27	D27	W	30,6	d	0	51	152,5	0,92	1	12,7	101,6	510	40,6	34700	152	51,6	38,8
28	D28	S	89,0	d	0	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	48,8	36500	152	103,4	87,2
29	D29	S	83,3	d	0	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	48,8	36500	152	103,4	87,2
30	D30	S	97,0	d	0	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	48,8	36500	152	103,4	87,2
31	D31	2S	34,5	d	0	51	152,5	0,92	2	19,1	101,6	454	48,8	36500	152	85,1	71,8
32	D32	2S	77,8	d	0	51	152,5	0,92	2	19,1	101,6	454	48,8	36500	152	85,1	71,8
33	D33	2S	92,9	d	0	51	152,5	0,92	2	19,1	101,6	454	48,8	36500	152	85,1	71,8
34	D34	W	66,9	d	0	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	48,8	36500	152	103,4	87,2
35	D35	W	53,5	d	0	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	48,8	36500	152	103,4	87,2
36	D36	W	69,7	d	0	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	48,8	36500	152	103,4	87,2
37	D37	S	72,0	d	0	51	152,5	0,92	1	15,9	101,6	500	32,5	32600	152	78,7	60,6
38	D38	S	75,9	d	0	51	152,5	0,92	1	15,9	101,6	500	32,5	32600	152	78,7	60,6
39	D39	S	64,6	d	0	51	152,5	0,92	1	15,9	101,6	500	32,5	32600	152	78,7	60,6
40	D40	2S	65,4	d	0	51	152,5	0,92	2	15,9	101,6	500	32,5	32600	152	64,8	49,9
41	D41	2S	75,4	d	0	51	152,5	0,92	2	15,9	101,6	500	32,5	32600	152	64,8	49,9
42	D42	2S	77,5	d	0	51	152,5	0,92	2	15,9	101,6	500	32,5	32600	152	64,8	49,9
43	D43	W	40,6	d	0	51	152,5	0,92	1	15,9	101,6	500	32,5	32600	152	78,7	60,6
44	D44	W	49,6	d	0	51	152,5	0,92	1	15,9	101,6	500	32,5	32600	152	78,7	60,6
45	D45	W	49,2	d	0	51	152,5	0,92	1	15,9	101,6	500	32,5	32600	152	78,7	60,6
46	D46	S	26,2	d	0	51	152,5	0,92	1	9,5	101,6	546	27,1	31100	152	25,1	19,7
47	D47	S	23,0	d	0	51	152,5	0,92	1	9,5	101,6	546	27,1	31100	152	25,1	19,7
48	D48	S	23,8	d	0	51	152,5	0,92	1	9,5	101,6	546	27,1	31100	152	25,1	19,7
49	D49	S	84,2	d	0	51	152,5	0,92	1	22,2	101,6	445	27,1	31100	152	136,6	107,1
50	D50	S	42,7	d	0	51	152,5	0,92	1	22,2	101,6	455	27,1	31100	152	136,6	107,1

Tabelle 4-3 (Fortsetzung): Versuche von Rambo-Roddenberry [2.5]

Nr.	Bez.	Lage S/2S/M/W	P _e [kN]	Fert. v/d	Geom. o/h	h _p [mm]	b ₀ [mm]	t [mm]	n _r	d [mm]	h _{sc} [mm]	f _u [N/mm ²]	f _{ek} [N/mm ²]	E _{cm} [N/mm ²]	h [mm]	P _t [kN]	P _{Rik} [kN]
51	D51	S	58,3	d	o	51	152,5	0,92	1	22,2	101,6	445	27,1	31100	152	136,6	107,1
52	D52	W	18,0	d	o	51	152,5	0,92	1	9,5	101,6	546	27,1	31100	152	25,1	19,7
53	D53	W	20,2	d	o	51	152,5	0,92	1	9,5	101,6	546	27,1	31100	152	25,1	19,7
54	D54	W	21,4	d	o	51	152,5	0,92	1	9,5	101,6	546	27,1	31100	152	25,1	19,7
55	D55 ¹⁾	W	65,2	d	o	51	152,5	0,92	1	22,5	101,6	445	27,1	31100	152	136,6	107,1
56	D56 ¹⁾	W	52,8	d	o	51	152,5	0,92	1	22,2	101,6	445	27,1	31100	152	136,6	107,1
57	D57 ¹⁾	W	56,8	d	o	51	152,5	0,92	1	22,2	101,6	445	27,1	31100	152	136,6	107,1
58	D58	S	26,8	d	o	76	152,5	0,92	1	9,5	127	532	36,1	33600	152	30,3	21,8
59	D59	S	36,0	d	o	76	152,5	0,92	1	9,5	127	532	36,1	33600	152	30,3	21,8
60	D60	S	42,3	d	o	76	152,5	0,92	1	9,5	127	532	36,1	33600	152	30,3	21,8
61	D61 ¹⁾	S	58,8	d	o	76	152,5	0,92	1	22,2	127	440	36,1	33600	152	136,4	116,1
62	D62 ¹⁾	S	53,2	d	o	76	152,5	0,92	1	22,2	127	440	36,1	33600	152	136,4	116,1
63	D63 ¹⁾	S	69,4	d	o	76	152,5	0,92	1	22,2	127	440	36,1	33600	152	136,4	116,1
64	D64	W	24,0	d	o	76	152,5	0,92	1	9,5	127	532	36,1	33600	152	30,3	21,8
65	D65	W	29,7	d	o	76	152,5	0,92	1	9,5	127	532	36,1	33600	152	30,3	21,8
66	D66	W	28,7	d	o	76	152,5	0,92	1	9,5	127	532	36,1	33600	152	30,3	21,8
67	D67 ¹⁾	W	50,2	d	o	76	152,5	0,92	1	22,2	127	440	28,1	31400	152	136,4	116,1
68	D68 ¹⁾	W	84,0	d	o	76	152,5	0,92	1	22,2	127	440	28,1	31400	152	136,4	116,1
69	D69 ¹⁾	W	76,9	d	o	76	152,5	0,92	1	22,2	127	440	28,1	31400	152	136,4	116,1
70	D70 ²⁾	M	38,1	d	o	114,3	76	1,53	1	19,1	152,4	431	26,5	30900	178	17,9	15,2
71	D71 ²⁾	M	33,6	d	o	114,3	76	1,53	1	19,1	152,4	431	26,5	30900	178	17,9	15,2
72	D72 ²⁾	M	32,3	d	o	114,3	76	1,53	1	19,1	152,4	431	26,5	30900	178	17,9	15,2
73	D73 ²⁾	M	30,7	d	o	152,4	76	1,53	1	19,1	203,2	452	26,5	30900	229	14,1	11,9
74	D74 ²⁾	M	27,4	d	o	152,4	76	1,53	1	19,1	203,2	452	26,5	30900	229	14,1	11,9
75	D75 ²⁾	M	24,8	d	o	152,4	76	1,53	1	19,1	203,2	452	26,5	30900	229	14,1	11,9

Tabelle 4-3 (Fortsetzung): Versuche von Rambo-Roddenberry [2.5]

Nr.	Bez.	Lage S/2S/M/W	P_e [kN]	Fert. v/d	Geom. o/h	h_p [mm]	b_0 [mm]	t [mm]	n_r -	d [mm]	h_{sc} [mm]	f_u [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	h [mm]	P_t [kN]	P_{Rk} [kN]
76	D76 ³⁾	S	43,5	d	o	51	152,5	0,62	1	19,1	101,6	454	26,5	30900	152	103,4	87,2
77	D77 ³⁾	S	100,3	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	26,5	30900	152	103,4	87,2
78	D78 ³⁾	S	56,7	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	26,5	30900	152	103,4	87,2
79	D79 ⁴⁾	S	102,8	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	26,5	30900	152	103,4	87,2
80	D80 ⁴⁾	S	86,1	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	26,5	30900	152	103,4	87,2
81	D81 ⁴⁾	S	108,5	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	26,5	30900	152	103,4	87,2
82	D82 ³⁾	W	61,8	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	24,3	30300	152	103,4	87,2
83	D83 ³⁾	W	83,8	D	O	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	24,3	30300	152	103,4	87,2
84	D84 ³⁾	W	44,9	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	24,3	30300	152	103,4	87,2
85	D85 ⁴⁾	W	48,0	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	24,3	30300	152	103,4	87,2
86	D86 ⁴⁾	W	92,1	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	24,3	30300	152	103,4	87,2
87	D87 ⁴⁾	W	88,6	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	101,6	454	24,3	30300	152	103,4	87,2
88	D88 ⁵⁾	S	77,0	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	76,2	454	24,3	30300	152	103,4	87,2
89	D89 ⁵⁾	S	77,2	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	76,2	454	24,3	30300	152	103,4	87,2
90	D90 ⁵⁾	S	82,4	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	76,2	454	24,3	30300	152	103,4	87,2
91	D91 ⁵⁾	W	48,1	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	76,2	454	24,3	30300	152	103,4	87,2
92	D92 ⁵⁾	W	50,5	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	76,2	454	24,3	30300	152	103,4	87,2
93	D93 ⁵⁾	W	47,7	d	o	51	152,5	0,92	1	19,1	76,2	454	24,3	30300	152	103,4	87,2

¹⁾ Durch das Trapezblech durchgeschweißte Dübel mit einem Durchmesser von 22 mm

²⁾ Trapezblechhöhe h_p ist größer als 85 mm

³⁾ 5% der Versuchslast vertikal als Normalkraft auf den Betongurt

⁴⁾ 20% der Versuchslast vertikal als Normalkraft auf den Betongurt

⁵⁾ Kopf der Kopfbolzendübel wurde entfernt

4.3 Vergleich von P_e mit P_{Rk} nach prEN 1994-1-1

4.3.1 Rippen senkrecht zur Trägerachse

In Bild 4-1 werden experimentelle Traglasten P_e der in Tabelle 4-1 aufgelisteten Versuche mit den Beanspruchbarkeiten P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 [1.11] verglichen. Versuche die sich unterhalb der Diagonalen befinden, erreichen die Beanspruchbarkeit P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 [1.11] nicht.

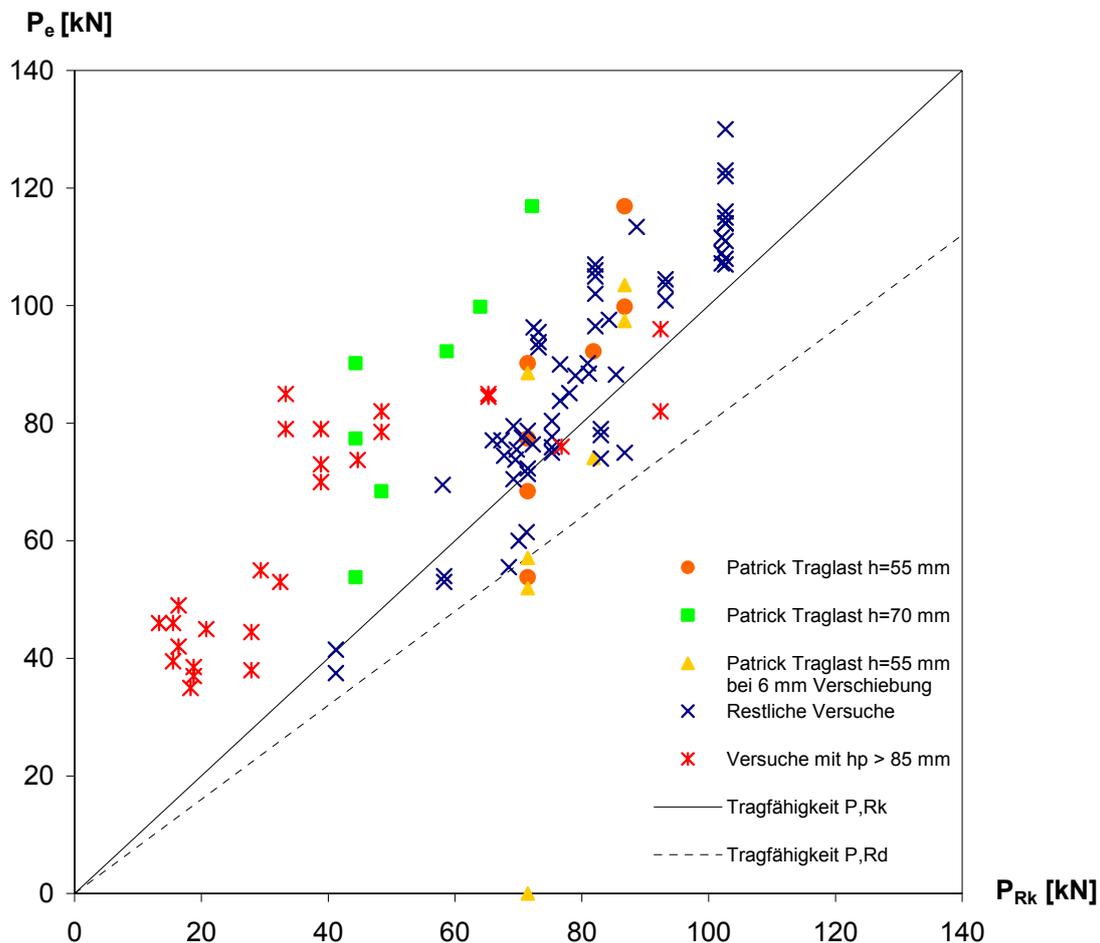


Bild 4-1: Vergleich zwischen P_e und P_{Rk} bzw. P_{Rd} nach prEN 1994-1-1 [1.11]

Zwölf der 38 in Bild 4-1 dargestellten Versuche von Roik und Bürkner in [1.8][2.16] erreichen die rechnerische Traglast P_{Rk} nicht. Die Tragfähigkeiten P_{Rk} sind um 1,0 bis 23,4 % höher als die im Versuch ermittelten. Lediglich zwei der insgesamt 26 Versuche, die sich mit einer Blechhöhe von $h_p > 85$ mm außerhalb des Anwendungsbereichs der Norm befinden, erreichen die charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} nicht. Der Ausschluss von Profilblechhöhen $h_p > 85$ mm ist anhand dieses Bildes nicht nachvollziehbar.

Bei den Versuchen, die eine geringere Tragfähigkeit P_e als die charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} aufweisen, ist keine Systematik in Hinblick auf die Anordnung der Kopfbolzen zu erkennen. Sowohl Versuche mit der Anordnung eines zentrischen Kopfbolzens als auch Versuche mit einer exzentrischen Anordnung haben P_{Rk} nicht erreicht. Sowohl einige Versuche mit einer Dübelanordnung entsprechend der „weak position“ als auch einige Versuche mit der Anordnung nach der „strong position“ weisen eine geringere Tragfähigkeit als P_{Rk} auf.

Zur Auswertung der Versuche von Patrick in Bild 4-1 wurden die maximal erreichten Versuchslasten P_e verwendet. Unter Ansatz der Profilblechhöhe h_p ohne Berücksichtigung der Versteifungsrippen an der Hochsicke erreichen die zwei Versuche S-05 und S-06 die charakteristische Beanspruchbarkeit P_{Rk} nicht. Bei S-05 beträgt die Ausnutzung P_{Rk}/P_e 1,045 und bei Versuch S-06 ist sie 1,328. Unter Zugrundelegung der Profilblechhöhe h_p inklusive der Versteifungsrippe würden alle durchgeführten Versuche von Patrick die Anforderung an P_{Rk} erreichen. Unter Vernachlässigung der Höhe für die Versteifungsrippe ist der Versuch S-06 der einzige dargestellte Versuch, der auch die Tragfähigkeit auf Bemessungsniveau P_{Rd} , das durch die gestrichelte Linie in Bild 4-1 dargestellt ist, nicht erreicht.

In Bild 4-1 sind die bei den Versuchen von Patrick erreichten Traglasten P_e bei einer Verschiebung von 6 mm zusätzlich eingetragen. Es ist zu erkennen, dass die erreichten Traglasten P_e bei einer Verschiebung von 6 mm deutlich geringer sind als die maximalen Werte. Bei einem Versuch wurden 6 mm Verschiebung sogar gar nicht erreicht.

Ohne die Versuche mit einer Profilblechhöhe h_p größer als 85 mm erreichen zwölf der 69 Versuche (17 %) die charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} nicht. Insgesamt betrachtet zeigt dies, wenn auch auf Bemessungsniveau die meisten Versuche die Tragfähigkeit P_{Rd} erreichen, den Nachbesserungsbedarf der Gleichungen auf.

4.3.2 Rippen parallel zur Trägerachse

Bild 4-2 zeigt eine Einordnung der von Patrick und Bridge durchgeführten Versuche im Vergleich zu den charakteristischen Werten P_{Rk} der prEN 1994-1-1 [1.11]

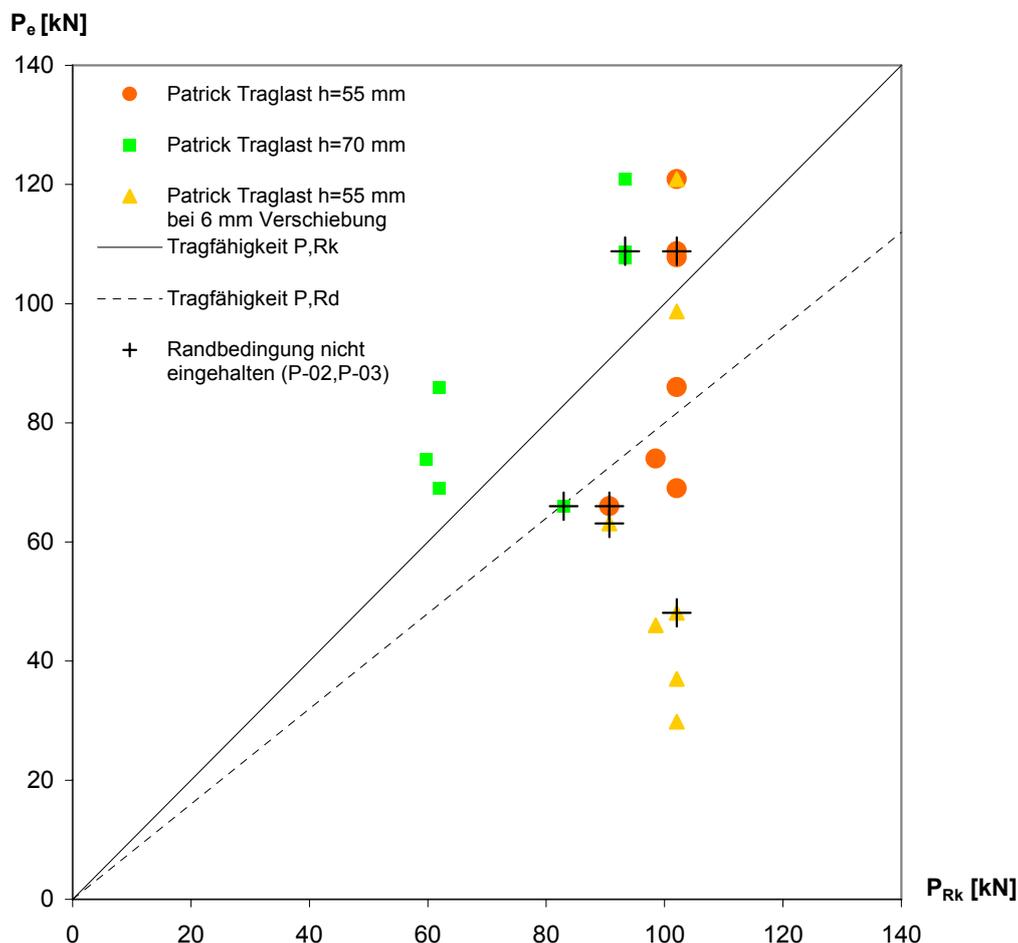


Bild 4-2: Vergleich zwischen P_e und P_{Rk} bzw. P_{Rd} nach prEN 1994-1-1 [1.11]

Nach prEN 1994-1-1 [1.11], 6.6.4.1 (1) kann für die Anordnung der Rippen parallel zum Träger die Profilblechhöhe h_p ohne Sicken und Noppen bestimmt werden. Damit weist das verwendete Profilblech die Höhe $h_p = 55$ mm auf. Dabei erreichen die vier Versuche P-01a, P-01b, P-01c und P-03 den charakteristischen Wert der Traglast nach prEN 1994-1-1 [1.11] mit deutlichem Abstand nicht. Bei P-01a beträgt die Ausnutzung P_{Rk}/P_e 1,331, bei P-01b 1,479, bei P-01c 1,187 und bei Versuch P-03 ist sie 1,374. Einschränkend muss an dieser Stelle wiederholt werden, dass der Versuch P-03 die Randbedingungen der prEN 1994-1-1 [1.1] wegen zu hoher Anordnung der Bewehrung nicht voll einhält, vgl. Abschnitt 3.11.2. Die Versuche der Reihe P-01 deuten auf ein ernst zu nehmendes Sicherheitsdefizit hin. Die Versuche P-01a und P-01b erreichen nicht einmal die Tragfähigkeit auf Bemessungsniveau P_{Rd} . Diese Versuche weisen eine geringere Einbindetiefe der Verankerungsfläche der Kopfbolzen über der unteren Bewehrungslage als 30 mm auf, vgl. Tabelle 3-2b. Dies führt damit zur Erfordernis weiterer Überlegungen zur Einbindetiefe bei der Verwendung von Profilblechen und zeigt den Bedarf klarer Regelungen in prEN 1994-1-1 [1.11] und DIN V 18800-5 [1.5], vgl. Abschnitte 2.2.1 und 2.3.1.

Sechs der sieben durchgeführten Versuche zeigen bei einer Verschiebung von 6 mm eine geringere Beanspruchbarkeit P_{Rk} als nach prEN 1994-1-1 [1.11].

Mit Berücksichtigung der Versteifungsrippe bei der Ermittlung der Profilblechhöhe fällt die Betrachtung wesentlich günstiger aus. Unter Annahme einer Profilblechhöhe von 70 mm ist lediglich beim Versuch P-03 die Ausnutzung $P_{Rk}/P_e = 1,257$ überschritten, vgl. Bild 4-2. Die Bemessungstragfähigkeit P_{Rd} von 66,4 kN wird von diesem Versuch knapp erreicht. Wie bereits in Abschnitt 3.10 dargestellt, ist ersichtlich, dass die Vernachlässigung der zusätzlichen Rippe bei der Bestimmung der Profilblechhöhe zu nicht sicheren Ergebnissen führt.

4.4 Einordnung der Versuchswerte P_e anhand der mittleren Tragfähigkeit P_t

In den bisherigen Abschnitten wurden die im Versuch ermittelten Traglasten P_e direkt mit den charakteristischen Traglasten P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 [1.11] verglichen. Der folgende Vergleich wird mit der mittleren Tragfähigkeit in Anlehnung an die von Ernst, Bridge und Wheeler [2.23] bestimmte mittlere Tragfähigkeit in massiven Platten durchgeführt, vgl. Gleichungen (2.7) und (2.8). Als Abminderungsfaktor für den Einfluss der Profilbleche wird zum einen der ursprüngliche Faktor α_R des Hintergrundberichts [1.8] und zum anderen der aktuelle Faktor k_t , der zusätzliche Obergrenzen einhält, vgl. Tabelle 2-1, berücksichtigt. Bei der Ermittlung von α_R wird entgegen der Gleichung (5.3) im Hintergrundbericht [1.8] als Vorfaktor nicht 0,85 sondern 0,7 verwendet, vgl. Begründung Abschnitt 2.2.4.2:

$$\alpha_R = \frac{0,7}{\sqrt{n_R}} \cdot \frac{b_m}{h_R} \cdot \left(\frac{h_D}{h_R} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (4-1)$$

In Bild 4-5 werden die mittleren Tragfähigkeiten P_t nach den Gleichungen (2-7) und (2-8) unter Berücksichtigung der Abminderungsfaktoren α_R mit den Tragfähigkeiten P_e aus den Versuchen in Tabelle 4-1 verglichen.

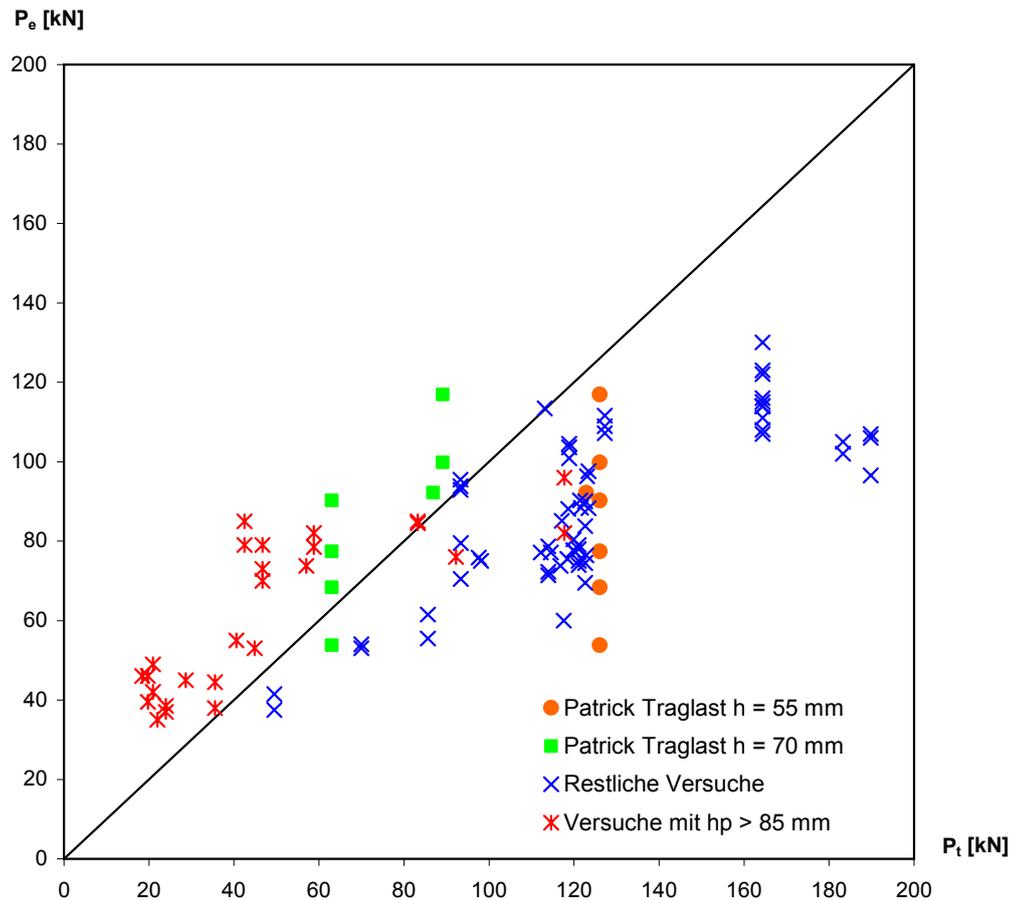


Bild 4-5: Vergleich zwischen P_e und der mittleren Tragfähigkeit P_t nach Gl. (2-7) und (2-8) mit $\alpha_R \leq 1,0$ nach [1.8]

Der Beiwert α_R ist dabei lediglich auf den Maximalwert 1,0 beschränkt. Es ist zu erkennen, dass rechnerisch sehr große Traglasten auftreten können. Und gerade in diesem Bereich zeigt sich, dass mit zunehmenden erwarteten Tragfähigkeiten P_t die experimentell ermittelten Traglasten P_e immer mehr unterschritten werden. Erwartete Traglasten P_t über 100 kN werden nur noch von drei Versuchen erreicht. Die maximalen Abweichungen der Traglast im Versuch P_e zum Mittelwert P_t sind mit +149 %/-57 % sehr groß. Der Korrelationskoeffizient r beträgt 0,81. Zur Bestimmung des Korrelationskoeffizienten wurde die Profilblechhöhe h_p der Versuche von Patrick von 55 mm benutzt.

Ohne die Begrenzung auf die Obergrenze von 1,0 würden sich rechnerisch auch größere Werte für α_R als 1,0 ergeben. Wie bereits in Abschnitt 3.5 dargestellt, hat die Anordnung von zwei statt einem Dübel pro Sicke in diesen Fällen nur eine geringe bis keine Reduzierung der mittleren Tragfähigkeit P_t zur Folge. Diese Schwachstelle wurde in den Normen [1.5; 1.11] durch eine reduzierte Obergrenze von k_t bei der Anordnung von zwei Dübeln berücksichtigt. Es ist jedoch sinnvoller, die realistischen Tragfähigkeiten mit einer zutreffenderen Bemessungsgleichung abzubilden, als unsichere Ergebnisse durch Obergrenzen zu limitieren. Auch dies zeigt den Bedarf einer verbesserten Bemessungsgleichung.

Der Beiwert k_t , der sich aus der identischen Gleichung berechnen lässt, ist dagegen in Abhängigkeit der Dübelanzahl, der Profilblechdicke und der Herstellung auch auf geringere Werte $k_{t,max}$ als 1,0 begrenzt, vgl. Tabelle 2-1.

Tabelle 4-4: Zusammenstellung von P_e und P_t mit k_t nach prEN 1994-1-1 [1-11]

Nr.	Bez.	Literatur	h_p [mm]	P_e [kN]	P_t [kN]	b_i [-]	k_t [-]	α_R [-]	Nr.	Bez.	Literatur	h_p [mm]	P_e [kN]	P_t [kN]	b_i [-]	k_t [-]	α_R [-]
1	1.1	Ro, Bü	60	83,8	91,9	0,911	0,75	1,00	49	H5	Bo, Kü	51	111,0	123,3	0,900	0,75	1,00
2	1.2	Ro, Bü	60	90,0	91,9	0,979	0,75	1,00	50	H6	Bo, Kü	51	115,0	123,3	0,933	0,75	1,00
3	2.1	Ro, Bü	60	73,8	88,7	0,832	0,75	0,99	51	H7	Bo, Kü	51	122,0	123,3	0,990	0,75	1,00
4	2.2	Ro, Bü	60	60,0	89,3	0,672	0,75	0,99	52	H8	Bo, Kü	51	123,0	123,3	0,998	0,75	1,00
5	3.1	Ro, Bü	80	53,0	70,0	0,757	0,57	0,57	53	D1	Ro, Ha	51	107,0	113,9	0,939	0,60	1,00
6	3.2	Ro, Bü	80	54,0	70,0	0,771	0,57	0,57	54	D2	Ro, Ha	51	96,5	113,9	0,847	0,60	1,00
7	4.1	Ro, Bü	60	69,5	73,6	0,945	0,60	1,00	55	D3	Ro, Ha	51	106,0	113,9	0,931	0,60	1,00
8	4.2	Ro, Bü	60	74,5	85,8	0,868	0,70	1,00	56	D4	Ro, Ha	51	102,0	110,0	0,928	0,60	1,00
9	5.1	Ro, Bü	60	61,5	85,6	0,718	0,70	0,70	57	D5	Ro, Ha	51	105,0	110,0	0,955	0,60	1,00
10	5.2	Ro, Bü	60	55,5	85,6	0,648	0,70	0,70	58	1	Jo, Mo	51	93,8	93,3	1,006	1,00	1,00
11	6.1	Ro, Bü	80	41,5	49,5	0,838	0,40	0,40	59	2	Jo, Mo	51	95,5	93,3	1,024	1,00	1,00
12	6.2	Ro, Bü	80	37,5	49,5	0,758	0,40	0,40	60	3	Jo, Mo	51	92,9	93,3	0,996	1,00	1,00
13	7.1	Ro, Bü	60	74,0	104,2	0,710	0,85	0,99	61	4	Jo, Mo	51	104,5	118,9	0,879	1,00	1,00
14	7.2	Ro, Bü	60	78,0	104,2	0,749	0,85	0,99	62	5	Jo, Mo	51	100,9	118,9	0,849	1,00	1,00
15	8.1	Ro, Bü	60	79,0	104,2	0,758	0,85	0,99	63	6	Jo, Mo	51	103,6	118,9	0,871	1,00	1,00
16	8.2	Ro, Bü	60	75,0	104,2	0,720	0,85	0,99	64	7	Jo, Mo	51	108,9	127,3	0,856	1,00	1,00
17	1.1	Ro, Bü	106	37,0	24,0	1,544	0,21	0,21	65	8	Jo, Mo	51	107,2	127,3	0,842	1,00	1,00
18	1.2	Ro, Bü	106	38,5	24,0	1,607	0,21	0,21	66	9	Jo, Mo	51	111,6	127,3	0,877	1,00	1,00
19	2.1	Ro, Bü	106	44,5	35,6	1,252	0,32	0,32	67	10	Jo, Mo	51	113,4	113,1	1,003	1,00	1,00
20	2.2	Ro, Bü	106	38,0	35,6	1,069	0,32	0,32	68	1	Jo, Mo	51	71,4	91,2	0,783	0,80	1,00
21	3.1	Ro, Bü	106	82,0	58,8	1,394	0,48	0,48	69	2	Jo, Mo	51	72,3	91,2	0,793	0,80	1,00
22	3.2	Ro, Bü	106	78,5	58,8	1,335	0,48	0,48	70	3	Jo, Mo	51	78,7	91,2	0,863	0,80	1,00
23	4.2	Ro, Bü	106	76,0	92,2	0,824	0,75	0,75	71	4	Jo, Mo	51	80,4	96,0	0,838	0,80	1,00
24	5.1	Ro, Bü	125	42,0	20,9	2,008	0,18	0,18	72	5	Jo, Mo	51	77,7	96,0	0,810	0,80	1,00
25	5.2	Ro, Bü	125	49,0	20,9	2,342	0,18	0,18	73	6	Jo, Mo	60	79,5	88,4	0,899	0,80	0,84
26	6.1	Ro, Bü	125	39,5	19,8	1,999	0,18	0,18	74	7	Jo, Mo	60	70,5	88,4	0,798	0,80	0,84
27	6.2	Ro, Bü	125	46,0	19,8	2,328	0,18	0,18	75	8	Jo, Mo	60	75,0	96,0	0,782	0,80	0,82
28	7.1	Ro, Bü	125	73,0	46,7	1,564	0,38	0,38	76	9	Jo, Mo	60	75,9	96,0	0,791	0,80	0,81
29	7.2	Ro, Bü	125	70,0	46,7	1,499	0,38	0,38	77	1	Bo, Kü	51	88,1	100,9	0,873	0,85	1,00
30	8.1	Ro, Bü	125	79,0	42,5	1,859	0,38	0,38	78	2	Bo, Kü	51	88,4	103,4	0,855	0,85	1,00
31	8.2	Ro, Bü	125	85,0	42,5	2,001	0,38	0,38	79	3	Bo, Kü	51	97,6	104,9	0,931	0,85	1,00
32	11.1	Ro, Bü	106	84,5	83,3	1,015	0,75	0,75	80	4	Bo, Kü	40	90,2	103,2	0,874	0,85	1,00
33	11.2	Ro, Bü	106	85,0	83,3	1,021	0,75	0,75	81	5	Bo, Kü	40	85,1	99,6	0,854	0,85	1,00
34	12.1	Ro, Bü	106	73,8	57,0	1,293	0,53	0,53	82	6	Bo, Kü	40	88,3	104,9	0,842	0,85	1,00
35	16.1	Ro, Bü	125	79,0	46,7	1,692	0,38	0,38	83	11	Bo, Kü	40	77,1	84,2	0,916	0,75	1,00
36	16.2	Ro, Bü	125	35,0	22,0	1,593	0,18	0,18	84	12	Bo, Kü	40	77,1	85,9	0,897	0,75	1,00
37	13.1	Ro, Bü	106	82,0	117,7	0,696	0,75	0,75	85	13	Bo, Kü	40	96,3	92,3	1,043	0,75	1,00
38	13.2	Ro, Bü	106	96,0	117,7	0,815	0,75	0,75	86	14	Bo, Kü	51	75,5	88,8	0,850	0,75	1,00
39	B11	Ro, Lu	110	53,0	44,9	1,181	0,32	0,32	87	15	Bo, Kü	51	77,6	90,0	0,863	0,75	1,00
40	B12	Ro, Lu	136	46,0	18,5	2,493	0,13	0,13	88	16	Bo, Kü	51	76,4	92,2	0,829	0,75	1,00
41	A1	Ro, Lu	136	55,0	40,6	1,355	0,21	0,21	89	S-01	Patrick	55	92,2	104,5	0,883	0,85	1,00
42	A2	Ro, Lu	136	45,0	28,7	1,568	0,15	0,15	90	S-02	Patrick	55	99,8	107,2	0,931	0,85	1,00
43	H1	Bo, Kü	51	114,0	123,3	0,925	0,75	1,00	91	S-03	Patrick	55	116,9	107,2	1,091	0,85	1,00
44	H2	Bo, Kü	51	107,0	123,3	0,868	0,75	1,00	92	S-05	Patrick	55	68,4	88,2	0,775	0,70	1,00
45	H11	Bo, Kü	51	108,0	123,3	0,876	0,75	1,00	93	S-06	Patrick	55	53,8	88,2	0,610	0,70	1,00
46	H13	Bo, Kü	51	116,0	123,3	0,941	0,75	1,00	94	S-07	Patrick	55	77,4	88,2	0,877	0,70	1,00
47	H3	Bo, Kü	51	114,0	123,3	0,925	0,75	1,00	95	S-10	Patrick	55	90,2	88,2	1,022	0,70	1,00
48	H4	Bo, Kü	51	130,0	123,3	1,055	0,75	1,00									

In Tabelle 4-4 wurde der Faktor k_t nach Gleichung (2-10) ermittelt und auf die Maximalwerte nach Tabelle 2.1 begrenzt. Anschließend wurde k_t zur Ermittlung von P_t mit der maßgebenden Tragfähigkeit in massiven Platten nach den Gleichungen (2-7) und (2-8) multipliziert. In der Tabelle ist zusätzlich die Abweichung der experimentellen Tragfähigkeiten von den mittleren Tragfähigkeiten $b_i = P_{ei}/P_t$ angegeben. Bild 4.6 stellt diesen Sachverhalt grafisch dar.

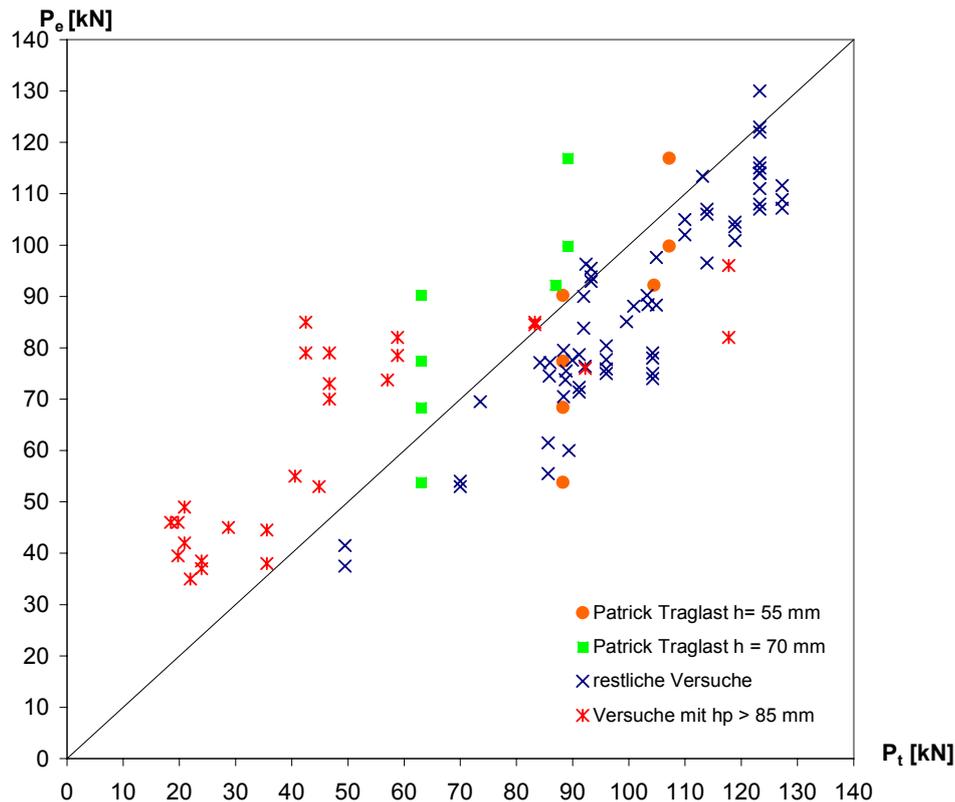


Bild 4-6: Vergleich zwischen P_e und P_t (P_t nach Gl. (2-7) und (2-8) und k_t nach prEN 1994-1-1)

Wo Bild 4-5 sehr große Abweichungen zum Mittelwert zeigt, verbessert sich in Bild 4-6 der Korrelationskoeffizient r auf 0,85. Ohne die Versuche mit einer Profilblechhöhe $h_p > 85$ mm beträgt der Korrelationskoeffizient 0,89. Dies zeigt die Notwendigkeit und die Wirkung der Beschränkung auf die Maximalwerte von $k_{t,max}$ nach Tabelle 2.1.

Die Überschreitung der experimentellen Traglast P_e zur mittleren Traglast P_t bleibt mit +149 % gleich groß. Die maximale Unterschreitung verringert sich auf 39 %.

Die meisten der Versuche mit einer Profilblechhöhe h_p größer als 85 mm weisen eine größere Tragfähigkeit P_e als der Mittelwert P_t auf. Dagegen erreichen 62 der 69 Versuche (90%), die sich im Anwendungsbereich der Norm befinden die mittlere Tragfähigkeit nicht, vgl. Bild 4-7. Der Mittelwertkorrekturfaktor nach Gleichung (4-2) beträgt 0,870.

$$\bar{b} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{P_{ei}}{P_{ti}} \quad (4-2)$$

Die mittlere Tragfähigkeit P_t der aufgeführten Versuche wird damit überschätzt.

Bei Profilblechhöhen $h_p \leq 85$ mm ist der Abminderungsfaktor k_t ohne die Berücksichtigung der Maximalwerte in Tabelle 2-1 bei vielen durchgeführten Versuchen gleich 1,0, vgl. α_R in Tabelle 4-4.

Unter Einbeziehung der Versuche mit einer Profilblechhöhe h_p größer als 85 mm ergibt sich der Mittelwertkorrekturfaktor zu 1,046. Damit kommt es zu einer deutlichen Anhebung des Mittelwertkorrekturfaktors und die Tragfähigkeit wird im Mittel eher unterschätzt. Gerade bei großen Profilblechhöhen kommt es durch Gleichung (2-10) zu einer deutlichen Reduktion der Dübeltragfähigkeit. Da die meisten dieser Versuche die mittlere Tragfähigkeit P_t übertreffen ist die Begrenzung der Gültigkeit von Gleichung (2-8) auf Profilblechhöhen $h_p \leq 85$ mm nicht nachvollziehbar.

Die Tatsache, dass viele Versuche, die den Rahmen der Anwendung einhalten, eine geringere Tragfähigkeit P_e aufweisen als durch die mittlere Tragfähigkeit P_t prognostiziert, die Versuche mit einer

Profilblechhöhe größer als 85 mm, die sich außerhalb dem Anwendungsbereich liegen, eine höhere Tragfähigkeit P_e als der Mittelwert P_t aufweisen, zeigt eine Verbesserungsmöglichkeit auf.

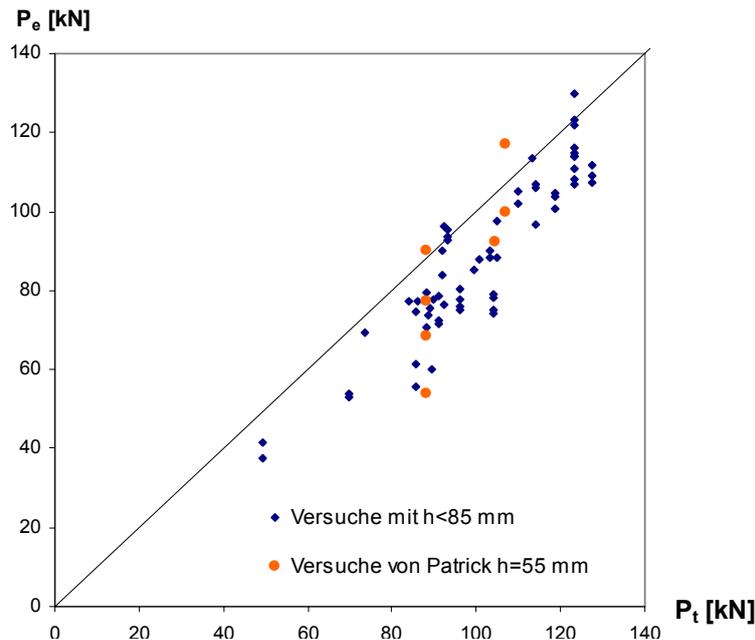


Bild 4-7: Vergleich zwischen P_e und P_t – nur Versuche mit $h_p < 85$ mm

4.5 Vergleich mit dem Modell von Lungershausen

Die Bemessungsgleichung nach prEN 1994-1-1 [1.11] ist auf die Auswertung von Versuchen gestützt. Der vorherige Abschnitt hat gezeigt, dass es für eine verbesserte Korrelation erforderlich ist, die Maximalwerte von k_t zu begrenzen. Lungershausen [2.4] liefert eine Bemessungsgleichung, die auf einem mechanischen Modell beruht, vgl. Abschnitt 3.4. In Bild 4-8 sind die im Versuch ermittelten Tragfähigkeiten P_e über den mittleren Traglasten P_t aus dem Hintergrundbericht [1.8, Gl. (5.13)], die auf Lungershausen beruht, aufgetragen.

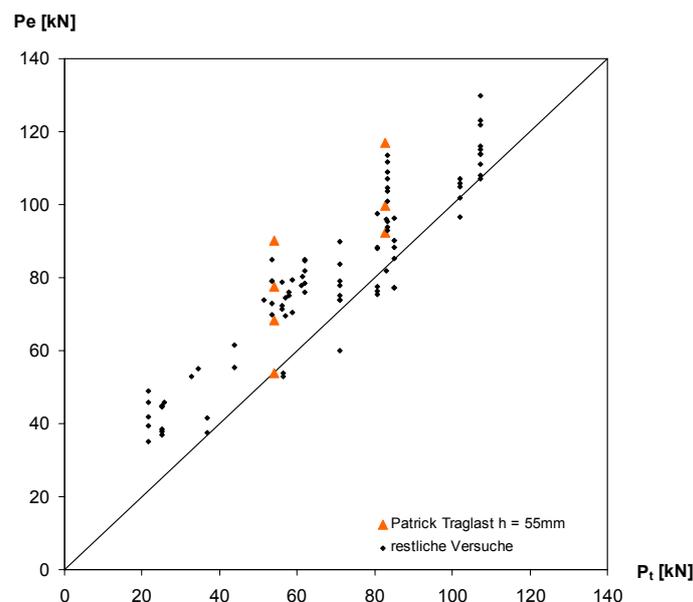


Bild 4-8 Vergleich zwischen P_e und P_t für das Modell nach Lungershausen

Die Korrelation r ist mit 0,92 stark. Die rechnerischen Tragfähigkeiten P_t werden eher über- als unterschritten.

In Bild 4-9 ist der auf Lungershausen basierende Bemessungsvorschlag im Hintergrundbericht [1.8], vgl. Gleichung (3.3) auf charakteristischem Niveau ausgewertet.

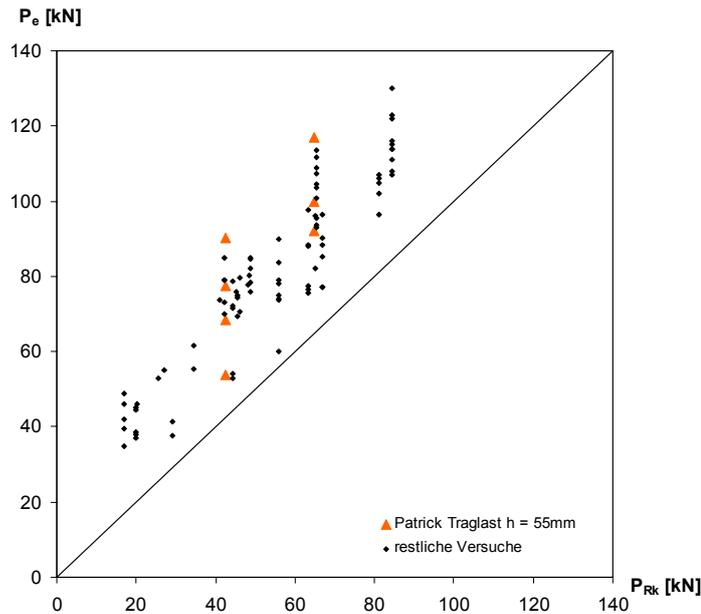


Bild 4-9 Vergleich zwischen P_e und P_{Rk} für das Modell nach Lungershausen

Alle Versuche erreichen oder überschreiten die erwarteten Traglasten P_{Rk} . Gegenüber den Regelungen nach prEN 1994-1-1 [1.11] und DIN V 18800-1-1 [1.5] korrelieren die Versuchsergebnisse insgesamt besser mit dem Bemessungsvorschlag nach Lungershausen. Allerdings treten in einigen Versuchen deutlich höhere Traglasten auf als vorausgesagt.

4.6 Vergleich mit dem Modell von Johnson und Yuan

Zur Ermittlung der erwarteten Dübeltraglasten P_t ist die Kenntnis der genauen Exzentrizität der Dübel notwendig. Die meisten der Versuche in Tabelle 4-1 wurden mit einer zentrischen Lage der Kopfbolzen durchgeführt. Bei den wenigen Versuchen, die mit einer exzentrischen Anordnung durchgeführt wurden liegt die genaue Lage der Kopfbolzen hier nicht vor. Daher kann eine Auswertung an dieser Stelle nicht erfolgen.

In [2.5] ist ein Diagramm mit der Auswertung für die Versuche von Rambo-Roddenberry, die auf dem Modell von Johnson & Yuan beruht, abgebildet, vgl. Bild 4-10.

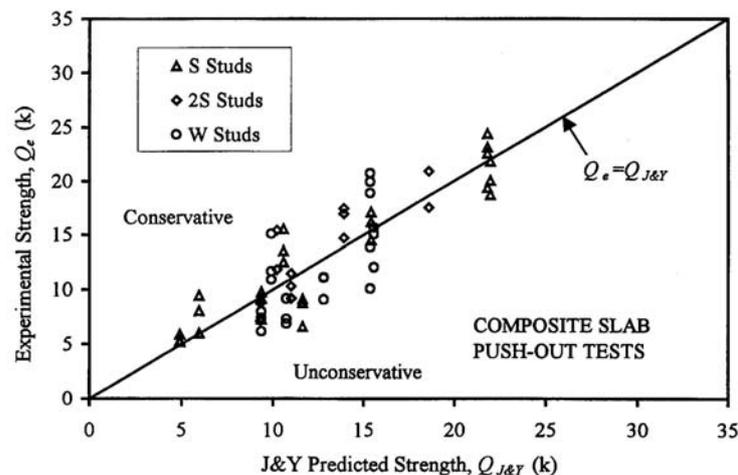


Bild 4-10: Vergleich zwischen den Traglasten nach dem Modell von Johnson & Yuan und den Dübeltragfähigkeiten der Versuche von Rambo-Roddenberry [2.5, Fig. 4.5]

Es ist eine gute Übereinstimmung zwischen den erwarteten und den im Versuch erreichten Dübelbeanspruchbarkeiten zu erkennen.

4.7 Vergleich mit den Gleichungen von Rambo-Roddenberry

In Bild 4-11 ist eine Einordnung der gesamten 93 Versuche von Rambo-Roddenberry gegeben, vgl. Tabelle 4-3. Die mittleren Traglasten P_t wurden mit den einfachen Gleichungen von Rambo-Roddenberry [2.5], vgl. Abschnitt 3.9, berechnet.

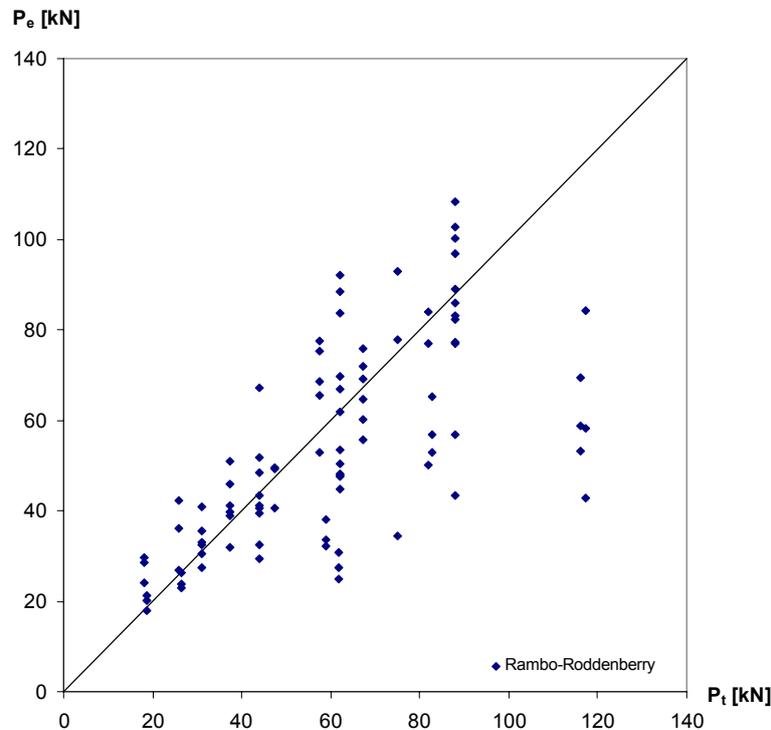


Bild 4-11: Vergleich zwischen P_e und P_t aller Versuche von Rambo-Roddenberry [2.5]

Die Korrelation r zwischen Rechenwert und Traglast im Versuch ist zu erkennen, jedoch mit 0,66 noch schwach. Es ergeben sich große Abweichungen zwischen P_e und P_t .

Einige der Versuche befinden sich außerhalb des Anwendungsbereiches der prEN 1994-1-1 [1.11], vgl. Abschnitt 3.9. Diese Versuche werden in Bild 4-12 nicht dargestellt. Insbesondere der Verzicht auf die Versuche, die mit Kopfbolzendübeln mit einem Durchmesser von 22 mm durchgeführt wurden und bei denen gleichzeitig Schweißprobleme auftraten, führt zu einer wesentlich besseren Übereinstimmung zwischen Rechenwert P_t und Versuchswert P_e . Für die Einfachheit der Gleichungen zeigt sich ein erstaunlich guter Korrelationskoeffizient $r = 0,88$.

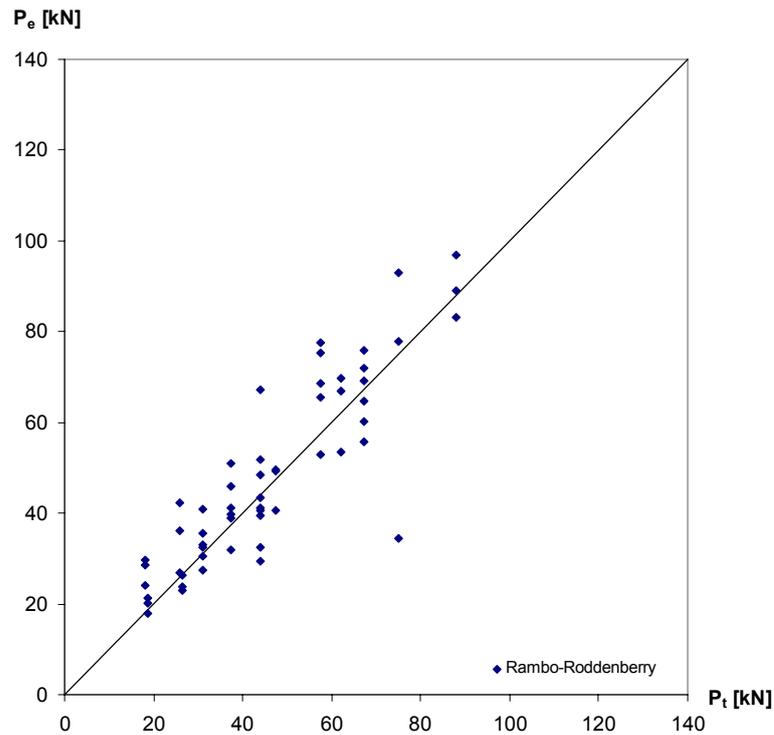


Bild 4-12: Vergleich zwischen P_e und P_t der Versuche von Rambo-Roddenberry [2.5] innerhalb der Anwendungsgrenzen von prEN 1994-1-1 [1.11]

In Bild 4-13 sind die experimentellen Traglasten P_e der Versuche aus Tabelle 4-1 mit den Tragfähigkeiten von Rambo-Roddenberry nach Abschnitt 3.8 verglichen.

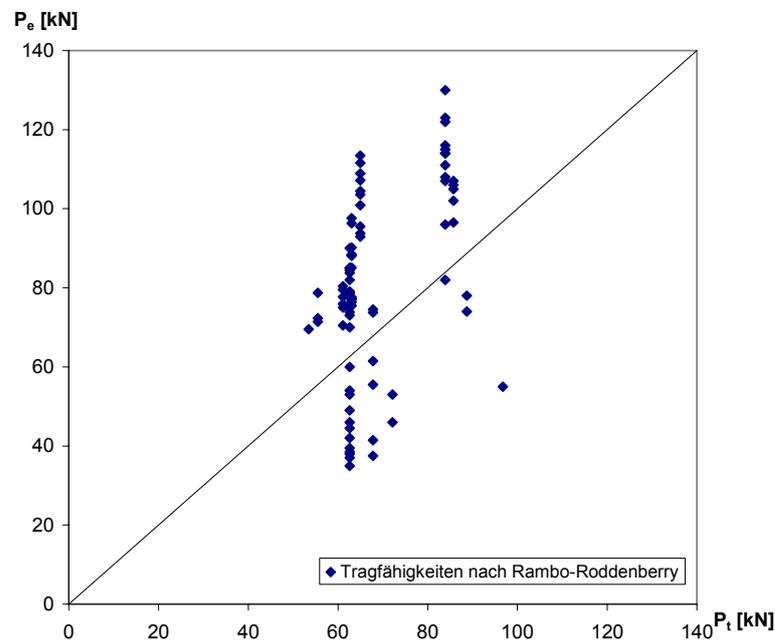


Bild 4-13: Vergleich zwischen P_e der Versuche aus Tabelle 4-1 und P_t nach Rambo-Roddenberry

Das Bild zeigt eine äußerst ungenügende Übereinstimmung. Da nur sehr wenige Parameter für die Ermittlung der Tragfähigkeit notwendig sind und viele der Versuche die identischen Parameter aufweisen ergeben sich auch nur wenige unterschiedliche Tragfähigkeiten P_t . Durch die sehr einfachen Gleichungen von Rambo-Roddenberry lässt sich der komplexe Sachverhalt nur schlecht abbilden.

4.8 Zusammenfassung

Ein direkter Vergleich der ausgewerteten Versuche mit Profilblechen senkrecht zum Träger zeigt, dass 17 % der Versuche, die sich alle im Anwendungsbereich der prEN 1994-1-1 [1.11] befinden, die charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} nicht erreichen. Für den Vergleich der experimentellen Tragfähigkeiten P_e und den mittleren Tragfähigkeiten P_t wurde die Tragfähigkeit in massivem Platten mit den Vorfaktoren nach Ernst [2.23], vgl. Abschnitt 2.2.2, und dem Abminderungsfaktor k_t nach prEN 1994-1-1 [1.11], vgl. Gleichung (2-10), bestimmt. Bei diesem Vergleich ergibt sich bei den dargestellten Versuchen ein Mittelwertkorrekturfaktor von 0,870. Dies zeigt, dass bei den ausgewerteten Versuchen die Tragfähigkeiten im Mittel überschätzt werden. Es besteht damit Bedarf an näheren Untersuchungen zur Verbesserung der Sicherheit.

Bei der Ermittlung des Abminderungsfaktors k_t werden sehr oft die Maximalwerte nach Tabelle 2-1 maßgebend. Die Gleichung (2-10) führt erst bei schlankeren Sicken zu deutlichen Abminderungen. Dies ist nur für größere Profilblechhöhen h_p der Fall. Gerade die Versuche mit dem Profilblech orthogonal zum Träger und einer Profilblechhöhe größer als 85 mm, bei denen Gleichung (2-10) zu einer Abminderung der Tragfähigkeit führt und bei denen eine höhere experimentelle Tragfähigkeit P_e als die mittlere Tragfähigkeit P_t ermittelt wurde, befinden sich außerhalb des Anwendungsbereiches der Norm. Die Gleichung (2-10) spielt daher eine untergeordnete Rolle.

Es zeigt sich aber auch, dass bei vielen Versuchen die erwartete Traglast deutlich überschritten wird. Die Streuung ist groß und die Korrelation nicht zufrieden stellend.

Das halbempirische Modell nach Lungershausen zeigt eine bessere Übereinstimmung zwischen rechnerischer Tragfähigkeit P_t und der Tragfähigkeit im Versuch P_e . Der Vergleich mit P_{Rk} nach Lungershausen ist sicherer als die Gleichungen in prEN 1994-1-1 [1.11].

Die sehr einfachen Gleichungen von Rambo-Roddenberry weisen eine schlechte Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen und der Tragfähigkeit P_t auf. Da sehr viele Faktoren einen Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit haben, lässt auch nur eine Gleichung, die diese Faktoren berücksichtigt, eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen und einer berechneten Tragfähigkeit erwarten.

Die Auswertung der Versuche von Patrick und Bridge zeigen bei einer Verschiebung von 6 mm teilweise deutlich geringere Traglasten als die maximal im Versuch aufgezeichneten Traglasten P_e . Dieser Sachverhalt ist bei der Anordnung der Profilbleche parallel zum Träger besonders deutlich und lässt Zweifel an einer ausreichenden Verformbarkeit aufkommen. Alle drei Versuche mit Rippen parallel zum Träger und durchgehendem Profilblech haben die erwarteten Traglasten P_{Rk} trotz Einhalten der Randbedingungen nach prEN 1994-1-1 [1.11], vgl. Abschnitt 3.11.2, im Versuch nicht erbracht. Hier besteht ein erhebliches Sicherheitsdefizit. In DIN 18800-5 [1.5] kam es aus diesem Grund bereits zu der Forderung von zusätzlicher Bügelbewehrung in den Rippen, vgl. Abschnitt 2.3.2 sowie [2.21; S. 311f].

Der Ansatz der Profilblechhöhe zeigt bei der Bestimmung der Tragfähigkeiten einen deutlichen Einfluss. Wenn man die zusätzliche Rippe bei den von Patrick [3.1] durchgeführten Versuchen vernachlässigt, sind bei einigen durchgeführten Versuchen die Tragfähigkeiten P_e geringer als die Tragfähigkeit P_{Rk} . Besonders deutlich ist dies bei den Versuchen mit Profilblechen parallel zum Träger. Unter Ansatz der gesamten Profilblechhöhe ergeben sich sicherere Ergebnisse.

5. Zusammenfassung, Empfehlungen und Ausblick

5.1 Zusammenfassung

Es wurden die Ergebnisse verschiedener Untersuchungen zusammengetragen und dargestellt. Insgesamt wurden 88 Versuchsergebnisse mit Profilblechen senkrecht zum Träger aufgelistet und zusammen mit weiteren sieben Versuchen von Patrick [3.1] den charakteristischen Dübeltragfähigkeiten P_{RK} nach prEN 1994-1-1 [1.11] gegenübergestellt. Weitere Vergleiche wurden mit dem Modell von Lungershausen [2.2][1.8] durchgeführt. Ebenso wurden die Ergebnisse der 93 von Rambo-Roddenberry durchgeführten Versuche mit den Tragfähigkeiten der Regelwerke [1.11] verglichen.

In DIN V 18800-5 [1.5] wurde der Einfluss der Relaxation auf die Dübeltragfähigkeit berücksichtigt. Da bei den dargestellten Versuchen keine relaxierten Versuchswerte vorlagen, wurde auf Vergleiche zwischen den experimentellen Tragfähigkeiten und den Tragfähigkeiten nach DIN V 18800-5 [1.5] verzichtet.

Unter Zugrundelegung aller dargestellten Versuche mit Profilblechen senkrecht zum Träger ergibt sich ein Mittelwertkorrekturfaktor von 1,046. Unter Verzicht der Versuche mit einer Profilblechhöhe h_p größer als 85 mm, die nach prEN 1994-1-1 [1.11] ausgeschlossen sind, ergibt sich der Mittelwertkorrekturfaktor zu 0,870. Die mittlere Tragfähigkeit P_t wird damit zu günstig angenommen. Diese Sicherheitslücke erfordert nähere Untersuchungen und verbesserte Regelungen zur Bestimmung der Dübeltragfähigkeit in Platten mit profilierten Blechen. Gerade die ausgeschlossenen Versuche mit einer Profilblechhöhe größer als 85 übertreffen die erwarteten Tragfähigkeiten P_t . Die Ausgrenzung dieses Parameterbereichs $h_p > 85$ mm ist aus dieser Tragfähigkeitbetrachtung nicht nachvollziehbar. Bei vielen anderen Versuchen ergibt sich aus der rechnerischen Ermittlung der Faktor k_t zu 1,0. Die Reduktion dieses Faktors durch Obergrenzen in Abhängigkeit einiger Parameter führt dann zum endgültigen Faktor k_t . Nur in wenigen Fällen ist der Wert der sich aus Gleichung (2-10) berechnet, auch der endgültige Wert für den Faktor k_t . In vielen Fällen sind dagegen die Maximalwerte der Tabelle (2-1) maßgebend. Deshalb ist eine Verbesserung erforderlich.

Die von Patrick durchgeführten Versuche mit einer Profilblechorientierung orthogonal zum Träger zeigen tendenziell die Möglichkeit der Traglaststeigerung durch Verwendung von Bewehrung in den Rippen. Dass die Rippenbewehrung auch immer zu einer Verbesserung des Verformungsvermögens führt, kann wegen der relativ geringen Anzahl der Versuche und da auch Versuchskörper ohne Rippenbewehrung z. T. ein gutes Verformungsvermögen zeigen nicht eindeutig geschlossen werden. Ein einzelnes sehr sprödes Versagen (S-05) kann ein Einzelergebnis sein, aber auch auf ein grundlegendes Problem hinweisen.

Die Auswertung für den Fall mit Profilblechen parallel zum Träger beschränkt sich auf die von Patrick und Bridge [3.1] durchgeführten Versuche. Diese wurden den Dübeltragfähigkeiten P_{RK} der prEN 1994-1-1 [1-11] gegenüber gestellt. Die durchgeführten Versuche mit durchgehendem Profilblech zeigen Nachbesserungsbedarf in den Regelwerken [1.5][1.11] hin. In DIN V 18800-5 [1.5] wurde auf die Forschungsergebnisse bereits reagiert. Ausführliche Untersuchungen und Änderungen in prEN 1994-1-1 [1.11] stehen aber noch aus.

Der Ansatz der zusätzlichen Versteifungsrippe bei den von Patrick verwendeten Profilen bei der Bestimmung der Profilblechhöhe hat einen erheblichen Einfluss auf die rechnerische, mittlere Tragfähigkeit P_t . Während die Vernachlässigung der Rippe bei vielen Versuchen zu unsicheren Ergebnissen führt, liefert die Berücksichtigung der Rippe wesentlich sicherere Ergebnisse.

5.2 Empfehlungen

Die Versuche von Patrick und Bridge mit Rippen parallel zur Trägerachse und durchgehendem Profilblech [3.1][2.7] zeigen alle ein sprödes Verhalten und erreichen unter Vernachlässigung der zusätzlichen Versteifungsrippe bei der Bestimmung der Profilblechhöhe h_p alle nicht die charakteristische Dübeltragfähigkeit P_{Rk} nach prEN 1994-1-1 [1.11]. Um Empfehlungen zur Ausbildung einer tragfähigen Konstruktion mit einem großen Verformungsvermögen zu erhalten, besteht für diesen Fall Bedarf an detaillierten Untersuchungen.

Die Ermittlung der Voutenhöhe aus der Gesamthöhe h_p des Profilblechs ohne Sicken oder Noppen ist in Abschnitt 6.6.4.1 [1.11] für den Fall Rippen parallel zur Trägerachse zu finden. Im allgemeinen Sprachgebrauch wird als Sicke eine rinnenförmige Vertiefung bezeichnet. Deshalb könnte man darauf kommen, die Versteifungsrippe der von Patrick/Bridge verwendeten Profile bei der Höhenbestimmung zu vernachlässigen. In 6.6.4.2 [1.11] ist für den Fall mit Rippen senkrecht zur Trägerachse keine Angabe vorhanden. Deshalb ist es nicht eindeutig zu entnehmen, ob sich h_p bei Rippen senkrecht zur Trägerachse auch ohne Berücksichtigung der Sicken und Noppen bestimmt. Der Einfluss, ob für die Höhe h_p Sicken und Noppen angesetzt werden, ist für die Dübeltragfähigkeit P_{Rk} beträchtlich, vgl. Abschnitt 3.11. Aus der englischen Fassung von prEN 1994-1-1 [1.12] kann nicht geschlossen werden, dass zusätzliche Versteifungsrippen wie bei den Versuchen von Patrick [3.1] bei der Bestimmung der Profilblechhöhe vernachlässigt werden können, vgl. Abschnitt 3.11.2. Auf der sicheren Seite sollte daher jeweils ungünstigst die Höhe der zusätzlichen Sicken mit berücksichtigt werden und zur Eindeutigkeit auch auf den Fall Profilblechorientierung parallel zur Trägerachse übertragen werden. Eine eindeutige Formulierung ist notwendig.

Die Sicherung gegen Abheben der Betonplatte ist in den Normen [1.5][1.11] nicht eindeutig geregelt, vgl. Abschnitt 2.2.1 und 2.3.1. Es besteht daher Bedarf zur Präzisierung dieser Regelung in Falle der Verwendung von Profilblechen. Dazu ist gerade auch für den Fall der Rippen senkrecht zur Trägerachse eine Klärung der Funktionsweise und Notwendigkeit dieser Bewehrung erforderlich.

Die Versuche von Rambo-Roddenberry haben gezeigt, dass viele der durchgeführten Versuche mit einer exzentrischen Anordnung in Richtung der „weak position“ nicht zu einer ausreichenden Tragfähigkeit führen. prEN 1994-1-1 [1.11, 6.6.5.8 (3)] gibt für den Fall, dass das Profilblech keine zentrische Anordnung zulässt an, dass die Dübel über die gesamte Trägerlänge alternierend exzentrisch in den Rippen anzuordnen sind. Da Dübel in der „weak position“ oft ein ganz anderes Tragverhalten und Verformungsvermögen im Vergleich zu Dübeln in der „strong position“ haben, wird empfohlen diese Regelung zu hinterfragen. Die implizierte Schlussfolgerung des Ausgleichs der Dübeltragfähigkeit von Dübeln in der „weak position“ und in der „strong position“ trifft u. U. nicht zu.

5.3 Ausblick

Die Regelungen in prEN 1994-1-1 [1.11] und DIN V 18800-5 [1.5] beruhen nicht auf einem Modell, sondern sind das Ergebnis einer statistischen Auswertung von Versuchen. Die Regelungen führen zwar in vielen Fällen zu sicheren Ergebnissen, die Abweichungen zwischen dem im Versuch ermittelten Tragfähigkeiten P_e und der mittleren Dübeltragfähigkeiten P_t sind jedoch teilweise sehr groß und damit nicht zufrieden stellend. Das Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten unterscheidet sich vom Tragverhalten in Platten mit Profilblechen. Daher führt ein von der Dübeltragfähigkeit in Vollbetonplatten entkoppeltes Modell, z.B. von Lungershausen [2.2][1.8], zu zutreffenderen Ergebnissen. Nicht zufrieden stellend sind die Begrenzungen für die Gültigkeit der Gleichungen in prEN 1994-1-1 [1.11] und DIN V 18800-5 [1.5]. So lässt z.B. die Begrenzung der Pro-

filblechhöhe h_p auf maximal 85 mm für den Fall der Profilbleche senkrecht zum Träger keinen Raum für weitere wirtschaftliche Entwicklungen. Eine von der Dübeltragfähigkeit in Vollbetonplatten losgelöste Bemessung auf der Grundlage eines mechanischen Modells könnte zu treffenderen und wirtschaftlicheren Lösungen führen.

Ein großes Verformungsvermögen ist für das Erreichen der Grenztragfähigkeit von Verbundkonstruktionen, besonders im Falle von Teilverbundlösungen mit großen Spannweiten, notwendig. Viele der dargestellten Versuche zeigen ein duktileres Verformungsverhalten. Dennoch können auch spröde Versagensarten auftreten. Die Einflussfaktoren auf die Duktilität sind vielfältig. Neben der Profilblechgeometrie der Dübelanzahl und -lage sowie der Einbindetiefe der Dübel können auch weitere Faktoren eine entscheidende Rolle spielen. Wichtig sind u. E. weitergehende Untersuchungen, die sich speziell mit dem Verformungsverhalten beschäftigen, und hierfür Kriterien ableiten.

5.4 Danksagung

Ein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Patrick für die Bereitstellung der dargestellten Versuchsergebnisse. Ihm und Herrn Stefan Ernst gilt ein aufrichtiger Dank für die fruchtbare Diskussion und die konstruktive Kritik. Ein herzlicher Dank gilt Herrn Prof. Hanswille für die Übernahme des Mitberichts. Ein weiterer Dank wird hiermit Herrn Dr.-Ing. Kai Kürschner für die grundlegenden Arbeiten zu Beginn des Berichts zu Teil.

6. Literatur

6.1. Normen, Regelwerke und Richtlinien

- [1.1] American Institute of Steel Construction, Inc.: Load and Resistance Factor Design (LRFD) Specifications for Structural Steel Buildings, Chicago, 1993.
- [1.2] Canadian Standards Association: Steel Structures for Buildings – Limit States Design, CAN3-S16.1-M84, Rexdale, Ontario, 1994.
- [1.3] DASt-Richtlinie 104: Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1994 Teil 1-1, Nationales Anwendungsdokument (NAD) zu Eurocode 4 Teil 1-1, Februar 1994.
- [1.4] DIN V ENV 1994-1-1: Eurocode 4, Teil 1-1: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau; Februar 1994.
- [1.5] DIN V 18800, Teil 5: Stahlbauten; Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion; Vornorm, November 2005.
- [1.6] E DIN 18800, Teil 5: Stahlbauten; Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion; Entwurf, Januar 1999.
- [1.7] EN 1990, Grundlagen der Tragwerksplanung, 2002
- [1.8] Hintergrundbericht zu Eurocode 4, Teil 1-1, Abschnitt 6.3.2: Bolzendübel, Harmonisierung der europäischen Baubestimmungen; Minister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Nr. RS II 1-674102-8630, Bericht EC 4/8/88, Bearbeitung Roik et al., Dezember 1988.
- [1.9] New Zealand Standard (NZS 3404: 1997), Steel Structures Standard, Standards New Zealand, Wellington. And Amendment No. 1, 2001.
- [1.10] prEN 1992-1-1: 2002: Design of concrete structures – part 1: General rules and rules for buildings, Stage 49, Juli 2002.
- [1.11] prEN 1994-1-1: 2004: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, Stage 49 Endgültige Fassung der Editorial Group, 3. September 2004.
- [1.12] prEN 1994-1-1: 2004: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – part 1-1: General rules and rules for buildings, Stage 49 Final Version of the Editorial Group, 3. September 2004.
- [1.13] Standards Australia: Composite Structures Standard – Simply Supported Composite Beams, AS 2327, Part 1, 2003.

6.2. Publikationen

(a) Dissertationen

- [2.1] Breuninger, U.: Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2000-1, Januar 2000.
- [2.2] Jenisch, F.-M.: Einflüsse des profilierten Betongurtes und der Querbiegung auf das Tragverhalten von Verbundträgern, Dissertation, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, Februar 2000.

- [2.3] Kürschner, K.: Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel im Verbundbau, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2003-4, November 2003.
- [2.4] Lungershausen, H.: Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln, Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Mitteilung Nr. 88-7, Oktober 1988.
- [2.5] Rambo-Roddenberry, M. D.: Behavior and Strength of Welded Stud Shear Connectors, Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, April 2002.

(b) Berichte und Beiträge in Büchern, Zeitschriften oder auf Kongressen

- [2.6] Breuninger, U., Kuhlmann, U.: Tragverhalten und Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung, Stahlbau 70 (2001), Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 835-845.
- [2.7] Bridge, R et al.: The Behaviour and design of haunches in composite beams and their reinforcement, Composite Construction V Conference, South Africa, 18-23 July 2004.
- [2.8] Easterling, W. S., Gibbings, D. R., Murray, T. M.: Strength of Shear Studs in Steel Deck on Composite Beams and Joints, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, S. 44-54, April 1993.
- [2.9] Ernst, S., Patrick, M., Bridge, R., Wheeler, A.: Reinforcement Requirements for secondary composite beams incorporating trapezoidal decking, Composite Construction V Conference, South Africa, 18-23 July 2004.
- [2.10] Grant, J.A., Fisher, J.W., Slutter, R.G.: Composite beams with formed metal deck, Eng. J. Amer. Inst. of Steel Constr., 14, 1st quarter, S. 24-42, 1977.
- [2.11] Johnson, R. P., Yuan, H.: Existing Rules and New Tests for Stud Shear Connectors in Troughs of Profiled Sheeting, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, Vol. 128, 1998, Seite 244-251.
- [2.12] 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 and Buildings, Vol. 128, 1998, Seite 252-263.
- [2.13] Lawson, R.M.: Shear Connection in Composite Beams. Proceedings of Engineering Foundation, Conference II in Potosi, 1992.
- [2.14] Mottram, J. T., Johnson, R. P.: Push Tests on Studs Welded Trough Profiled Steel Sheeting, The Structural Engineer, Vol. 68, No. 10, 1990, Seite 187-193.
- [2.15] Patrick, M., One Steel Composite Structures Design Manual – Design Booklet 1.2, Edition 1.0, February 2001.
- [2.16] Roik, K., Bürkner, K.-E.: Beitrag zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübel in Verbundträgern mit Stahlprofilblechen, Bauingenieur 56 (1981), Springer-Verlag, Heidelberg, Seite 97-101.
- [2.17] 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.
- [2.18] Schlaich, J., Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau, Beton-Kalender 2001, Teil II, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 311-492, 2001.

- [2.19] Zaki, R., Butterworth, J., Clifton, C.: Shear Stud Capacity in Profiled Steel Decks, HERA Steel Design & Construction Bulletin, No. 76, October/November 2003, New Zealand.
- [2.20] Rambo-Roddenberry, M. et al.: Performance and Strength of Welded Shear Stud, Seminarbeitrag: Composite Construction IV, Banff, Alberta, Canada, 2000
- [2.21] Hanswille, G., Schäfer, M.: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion – Kommentar zu DIN V 18800-5 Ausgabe November 2004; in: Stahlbaukalender 2005; Hrsg.: Kuhlmann, U. ; Ernst & Sohn, Berlin, 2005; ISBN 3-433-01721-2
- [2.22] Hicks, S., Couchman, G.: Shear resistance and ductility requirements of headed studs used with profiled sheeting; Seminarbeitrag: Composite Construction V, 18-23 July 2004, South Africa.
- [2.23] 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.

(c) Forschungs- und Versuchsberichte

- [2.24] Bode, H., Künzel, R.: Anwendung der Durchschweißtechnik im Verbundbau, Forschungsbericht, Technische Dokumentation 602, Bauen mit Stahl e. V., Düsseldorf, 1991.
- [2.25] Diaz, B., Easterling, W. S., Murray, T. M.: Behavior of Welded Shear Studs Used with 1.0 C Deck, Internal report, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 1998.
- [2.26] Hanswille, G.: Anwendungsrichtlinie zu Eurocode 4 – Ergänzende Regelungen für die Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verwendung von vorgelochten Profilblechen, DIBT-Forschungsbericht, Nr. IV 1-5-714/93, Oktober 1993.
- [2.27] Hanswille, G., Schmitt, C.: Push out tests with groups of studs, in: EUR 20583 Steel structures, Composite bridge design for small and medium spans, 2003, ISBN 92-894-4814-8, 2003.
- [2.28] 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, February 1997.
- [2.29] Lawson, R. M.: Composite Beams and Slabs with Profiled Steel Sheeting. Construction Industry Research and Information Association, Report 99, 1982.
- [2.30] Lawson, R. M. Design of Composite Slabs and Beams with Steel Decking. Publication 055, Steel Construction Institute, Ascot, 1989.
- [2.31] Lin, Y., Butterworth, J., Ingham, J.: Capacity of Shear Studs Embedded in Lightweight polystyrene Concrete Diaphragms, School of Engineering, Civil and Resource Engineering, University of Auckland, Report No. 607, December 2001.
- [2.32] Lyons, J. C., Easterling, W. S., Murray, T. M.: Strength of Welded Shear Studs, Report No. CE/VPI-ST 94/07, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 1994.
- [2.33] Patrick, M., Bridge, R.: Safety Concerns with Draft Eurocode 4, Part 1.1 Regarding Design, Detailing and Testing of the Shear Connection of Composite Beams Incorporating Profiled Steel Sheeting, Document No. CCTR-UWS-EC4-Doc1, University of Western Sydney, Australien, April 2003.

- [2.34] Patrick, M., Bridge, R., Ernst, S.: Examples of Supportive Evidence - Safety Concerns with Draft Eurocode 4, Part 1.1 Regarding Design, Detailing and Testing of the Shear Connection of Composite Beams Incorporating Profiled Steel Sheeting, Document No. CCTR-UWS-EC4-Doc2, University of Western Sydney, Australien, Juli 2004.
- [2.35] Patrick, M.: Composite Beam Shear Connection Design and Detailing Practices for Australian Steel Deck, Report No. CCTR-CBSC-001-04, University of Western Sydney, Australien, Juli 2004.
- [2.36] Ramm, W., Jenisch, F.-M.: Tragverhalten und Bemessung von Gurtplatten unter Schub und Querbiegung bei Verbundträgern und bei Verwendung von Profilblechen, DFG-Forschergruppe „Verbundbau“, Projekt 3, Abschlußbericht, 2000.
- [2.37] Roik, K., Bürkner, K.-E.: Untersuchungen des Trägerverbundes unter Verwendung von Stahltrapezprofilen mit einer Höhe > 80 mm. Studiengesellschaft für Stahlanwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Projekt 40, Düsseldorf, 1980.
- [2.38] Stark, J. W. B., van Hove, B. W. E. M.: Statistical Analysis of Push-out Tests on Stud Connectors in Composite Steel and Concrete Structures, TNO Buildings and Construction Research, Delft, Report BI-91-163, 1991.
- [2.39] v. d. Sanden, P.G.F.J.: The Behavior of a headed stud Connection in a “new” Push Test including a ribbed Slab. Tests: Main report. BKO-report 95-15, March 1996; Tests: Background report. BKO-report 95-16, March 1996.

6.3. Versuchsdaten

- [3.1] Patrick, M., Bridge, R.: Daten zur Geometrie, zum Versagen sowie Last-Verformungsdiagramme der Versuche S-01, S-02, S-03, S-05, S-06, S-07, S-10, P-01b, P-02, P-03, P-04 und P-05, University of Western Sydney, 2003.
- [3.2] Comments on Draft DIBt Report: „Schubtragfähigkeit von Verbundträgern mit Profilblechen nach Eurocode 4“; 7. Februar 2005