

Durchstanztragverhalten von Einzelfundamenten mit einer neuartigen Durchstanzbewehrung

Aufgrund der geringeren Schlankheit und der Belastung durch Bodenpressungen stellt sich bei Fundamenten und Bodenplatten ein Lastabtrag ein, der aufgrund der steileren Druckstrebenneigung höhere Durchstanztragfähigkeiten ermöglicht als bei Flachdecken. Die steileren Schubrisse führen jedoch dazu, dass vertikale Durchstanzbewehrungselemente weniger effizient sind als in Flachdecken. Aus diesem Grund scheinen geneigte Bewehrungselemente geeigneter für den Einsatz in Platten mit größerer Bauteildicke (z. B. Fundamente). Aufbauend auf den Ergebnissen vorhandener experimenteller Untersuchungen an Einzelfundamenten mit Durchstanzbewehrung wurde daher ein neues Durchstanzbewehrungselement mit geneigten Bewehrungsstäben entwickelt.

Zur Beurteilung der Effizienz des neuartigen Durchstanzbewehrungselements wurden sieben Durchstanzversuche an Einzelfundamenten mit einer gleichmäßigen Sohlpressung und einem Versagen innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs durchgeführt. Die Versuche wurden in Anlehnung an eine bereits bestehende Versuchsserie an Einzelfundamenten ohne und mit Bügeln als Durchstanzbewehrung geplant. Dabei wurden die Schubslankheit, der bezogene Stützenumfang und die Anzahl und Anordnung der Durchstanzbewehrungselemente variiert. Der Vergleich der Ergebnisse der neu durchgeführten Versuche mit den vorhandenen Versuchen bzw. mit der Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung nach DIN EN 1992-1-1+NA(D) belegt eine deutliche Tragfähigkeitssteigerung durch die neuartige Durchstanzbewehrung.

1 Einleitung

Das Durchstanztragverhalten von Einzelfundamenten ohne Durchstanzbewehrung wurde in der Vergangenheit bereits durch verschiedene Forscher experimentell untersucht [1–9]. Als signifikante Einflussparameter auf den Durchstanzwiderstand wurden analog zu Flachdecken der Längsbewehrungsgrad, die Betondruckfestigkeit und die Plattengeometrie (z. B. statische Nutzhöhe, Schubslankheit, bezogener Stützenumfang, Maßstabeffekte) identifiziert. Im Vergleich zu Flachdecken stellt sich bei Fundamenten und Bodenplatten allerdings aufgrund der Unterschiede (geringere Schubslankheit, größere statische Nutzhöhe, größere Lastmagnitude der Bodenpressungen) ein unterschiedlicher Lastabtrag ein, der aufgrund der steileren Druckstrebenneigung höhere Durchstanztragfähigkeiten ermöglicht als bei Flachdecken [6–12].

Zum Durchstanztragverhalten von Einzelfundamenten mit Durchstanzbewehrung liegen deutlich weniger ex-

Punching shear behaviour of footings with a new punching shear reinforcement

Due to more compact dimensions and soil-structure interaction, footings and ground slabs achieve significantly higher punching shear capacities than flat slabs. Since the inclination of shear cracks is much steeper in footings, punching shear reinforcement elements with inclined bars seems to be more efficient than vertical bars. On the basis of previous experimental investigations on footings with punching shear reinforcement, a new punching shear reinforcement element with inclined bars was developed.

To evaluate the efficiency of the new punching shear reinforcement element, a total of seven tests on footings with uniform soil pressure and a failure within the shear-reinforced zone was conducted. The tests were planned considering the results of a systematic test series on reinforced concrete footings without and with stirrups as punching shear reinforcement. The main parameters investigated in this test series were the shear span-depth ratio, the specific column perimeter and the number and layout of punching shear reinforcement elements. The comparison of the results of the new test series with the previous test series and the punching shear capacity without punching shear reinforcement according to DIN EN 1992-1-1+NA(D), respectively, proves a significant increase in punching shear capacity with the new punching shear reinforcement.

perimentelle Untersuchungen vor [7–9, 12]. Die Versuche deuten darauf hin, dass vertikale Durchstanzbewehrungselemente wie Bügel [13–15] oder Doppelkopfkanker [16–17] in Fundamenten und Bodenplatten aufgrund der steileren Schubrisse weniger effizient sind als in Flachdecken. Aus diesem Grund scheinen geneigte Bewehrungselemente geeigneter für den Einsatz in Einzelfundamenten und Bodenplatten. Diese Erwartung wird durch einen Versuch an einem Einzelfundament mit Schrägaufbiegungen gestützt, bei dem eine deutlich größere Tragfähigkeit als bei vergleichbaren bügelbewehrten Einzelfundamenten erreicht werden konnte [4].

Aufbauend auf den Ergebnissen vorhandener experimenteller Untersuchungen an Einzelfundamenten mit Durchstanzbewehrung [4, 6–9] wurde ein neuartiges Durchstanzbewehrungselement mit geneigten Bewehrungsstäben entwickelt. Nachfolgend wird die Effizienz des neuen Bewehrungselements anhand einer Versuchsserie, bestehend aus sieben Durchstanzversuchen an quadrati-

schen Einzelfundamenten, untersucht. In den Versuchen wurden die Schubschlankheit, der bezogene Stützenumfang und die Anzahl und Anordnung der Durchstanzbewehrungselemente variiert. Zusätzlich wurde der Einfluss einer Druckbewehrung auf das Durchstanztragverhalten von Einzelfundamenten überprüft.

2 Neuartiges Durchstanzbewehrungselement

Das neuartige Durchstanzbewehrungselement (Bild 1 (a)) hat eine optimierte Form, um das Schubrissswachstum möglichst effizient zu begrenzen. Aufgrund der geneigten Bewehrungsstäbe werden die Schubrisse durch die S-förmigen Bewehrungselemente mehrfach gekreuzt (Bild 1 (b)). Die starre Verankerung durch aufgestauchte Köpfe an den Enden der S-förmigen Bewehrungselemente ermöglicht eine gute Aktivierung der Durchstanzbewehrung. Im oberen Bereich ist zusätzlich ein Klemmblech angeordnet, das dem dreidimensionalen Bewehrungselement Stabilität verleiht und zu einer weiteren Verbesserung der Verankerungsqualität des Bewehrungselements führt. Aus Platzgründen wurde der Biegeradius der S-förmigen Bewehrungselemente kleiner gewählt, als nach DIN EN 1992-1-1+NA(D) (EC2+NA(D)) [18, 19] zulässig ist. Durch Mikroschliffbilder konnte nachgewiesen werden, dass der im Werk hergestellte, reduzierte Biegeradius zu keiner erhöhten Anzahl an Mikrorissen im Stahl führt. Die im Folgenden vorgestellten Bauteilversuche an Einzelfundamenten bestätigen, dass die durch den gewählten Biegeradius höheren Umlenkpressungen auch für den Beton als unkritisch zu bewerten sind.

3 Durchstanzversuche an Einzelfundamenten

3.1 Allgemeines

Das Versuchsprogramm umfasste insgesamt sieben Durchstanzversuche (DF_N1 bis DF_N7) an quadratischen Einzelfundamenten. Die Versuche wurden in Anlehnung an eine bestehende Versuchsserie an Einzelfundamenten ohne und mit Bügeln als Durchstanzbeweh-

rung [6–9] geplant. In allen Versuchen wurden neuartige Durchstanzbewehrungselemente mit Durchmessern $\varnothing_w = 10$ mm bzw. $\varnothing_w = 12$ mm angeordnet. Zu den untersuchten Einflussparametern zählten die Schubschlankheit a_λ/d , der bezogene Stützenumfang u_0/d sowie die Menge und Anordnung der Durchstanzbewehrung.

3.2 Materialkennwerte

Für alle Versuchskörper wurde Transportbeton (C25/30) mit einem Größtkorndurchmesser des Zuschlags von 16 mm verwendet. Die Zylinderdruckfestigkeit ($\varnothing 150/300$ mm) betrug am Versuchstag zwischen $f_{c,cyl} = 20,4$ MPa und $f_{c,cyl} = 25,2$ MPa. Die Stützenabschnitte bestanden in allen Versuchen aus ultra-hochfestem Beton (UHPC: $f_{c,cyl} \geq 110,0$ MPa) und waren mit einem Stahlkragen aus 10 mm dickem Blech versehen, um ein unplanmäßiges Versagen der Stützen ausschließen zu können.

Für die Biegezugbewehrung wurde bei allen Versuchen hochfester Stahl St 900/1100 gewählt, um ein vorzeitiges Fließen der Längsbewehrung zu vermeiden. Die gemessene Streckgrenze variierte zwischen $f_y = 1034$ MPa und $f_y = 1044$ MPa und die Zugfestigkeit betrug etwa $f_t = 1217$ MPa. Der Elastizitätsmodul wurde zu $E_s = 194600$ MPa ermittelt. Für die neuartigen Durchstanzbewehrungselemente wurden gerippte Betonstahlstäbe B 500B mit Streckgrenzen zwischen $f_y = 538$ MPa und $f_y = 584$ MPa eingesetzt. Die Zugfestigkeit variierte zwischen $f_t = 611$ MPa und $f_t = 653$ MPa und der Elastizitätsmodul betrug zwischen $E_s = 194900$ MPa und $E_s = 199800$ MPa. Alle Materialkennwerte, Versuchsparmeter und Bruchlasten sind in Tab. 1 zusammengefasst.

3.3 Versuchskörper

Die Kantenlänge der quadratischen Versuchskörper betrug 1300, 1800, 1900 und 2000 mm und die quadratischen Stützen hatten Abmessungen von 200, 300

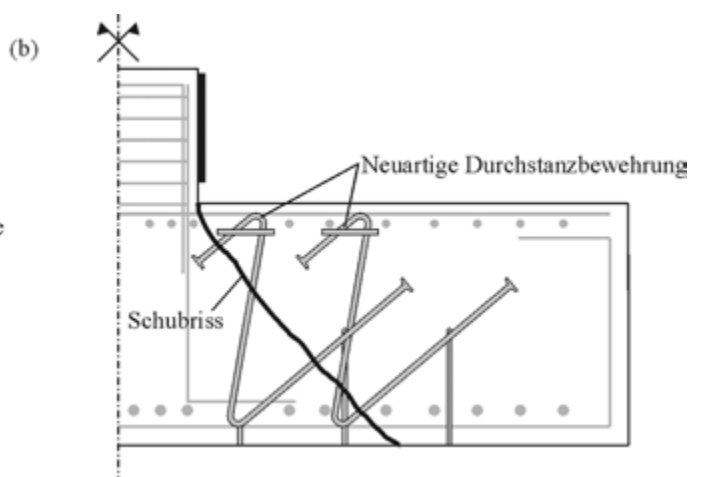


Bild 1 Neuartiges Durchstanzbewehrungselement
New punching shear reinforcement element

Tab. 1 Versuchsparameter und Bruchlasten
Test parameters and failure loads

Versuch	h	d	c	b	u_0/d	a_λ/d	$f_{c,cyl}$	$\emptyset$	f_y	ρ_l	Druck- bew.	$\emptyset_w$	f_{yw}	$A_{sw,0,8d}$	Lay- out	V_{Flex}	V_{Test}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[MPa]	[mm]	[MPa]	[%]	[-]	[mm]	[MPa]	[mm ²]	[-]	[kN]	[kN]
DF_N1	0,45	0,40	0,20	1,80	2,00	2,00	22,5	20	1044	0,79	Ja	12	585	5890	I	9862	4082
DF_N2	0,45	0,40	0,20	1,80	2,00	2,00	22,6	20	1044	0,79	Nein	12	585	5890	I	9872	4054
DF_N3	0,45	0,40	0,20	1,80	2,00	2,00	20,5	20	1034	0,79	Ja	10	547	4091	I	9566	4544
DF_N4	0,45	0,40	0,30	1,90	3,00	2,00	20,4	20	1034	0,83	Ja	10	547	4091	I	11297	5045
DF_N5	0,45	0,40	0,30	1,90	3,00	2,00	25,2	20	1034	0,83	Ja	10	552	3472	II	11905	5937
DF_N6	0,45	0,40	0,40	2,00	4,00	2,00	21,2	20	1037	0,86	Ja	10	552	4091	I	13285	6515
DF_N7	0,45	0,40	0,30	1,30	3,00	1,25	22,8	20	1037	0,85	Ja	10	552	2853	I*	14557	6573

h : Plattendicke; d : statische Nutzhöhe; c : Kantenlänge quadr. Stütze; b : Kantenlänge quadr. Fundament; u_0/d : bezogener Stützenumfang; a_λ/d : Schubslankheit; $f_{c,cyl}$: mittlere Zylinderdruckfestigkeit; $\emptyset$: Durchmesser der Längsbewehrung; f_y : Streckgrenze der Längsbewehrung; ρ_l : Längsbewehrungsgrad; $\emptyset_w$: Durchmesser der Durchstanzbewehrung; f_{yw} : Streckgrenze der Durchstanzbewehrung; $A_{sw,0,8d}$: vertikale Durchstanzbewehrungsmenge zwischen dem Stützenanschnitt und $0,8d$ nach EC2+NA(D); Layout: Layout der Durchstanzbewehrung gemäß Bild 2; I*: nur erste Durchstanzbewehrungsreihe angeordnet; V_{Flex} : Biegetragfähigkeit nach Bruchlinientheorie [21]; V_{Test} : Bruchlast.

und 400 mm. Die statische Nutzhöhe betrug in allen Versuchen 400 mm, wodurch sich Schubslankheiten von $a_\lambda/d = 1,25$ bzw. $a_\lambda/d = 2,00$ und bezogene Stützenumfänge zwischen $u_0/d = 2,00$ und $u_0/d = 4,00$ ergaben.

Hierbei ist a_λ der Abstand vom Stützenanschnitt zur Fundamentkante und u_0 der Umfang der Stütze. Die unterschiedlichen Anordnungen der Durchstanzbewehrung sind in Bild 2 exemplarisch für die Versuche DF_N4 (Layout I) und DF_N5 (Layout II) dargestellt. Während bei Layout I in der ersten und in der zweiten Reihe jeweils acht Bewehrungselemente angeordnet wurden, wurde bei Versuchskörper DF_N5 (Layout II) die Anzahl der Bewehrungselemente in der zweiten Reihe auf vier Elemente reduziert, die in den Hauptachsen angeordnet wurden.

3.4 Versuchsaufbau

Für die Durchführung der Durchstanzversuche wurde der in [9] beschriebene Versuchsstand verwendet. Die Versuchskörper wurden auf dem Kopf stehend mit der Sohlfläche nach oben getestet. Die gleichmäßige Sohlpressung wurde durch 25 Lastpunkte simuliert. Zwölf Pressen gaben dabei ihre Belastung über Traversen auf je zwei Lastpunkte ab. Eine weitere Presse mit halbiertem Kolbenfläche vervollständigte die Belastungsanordnung über der Stütze. Da alle Zylinder über denselben Ölkreislauf gesteuert wurden, war eine gleichmäßige Aufteilung der Pressenkräfte sichergestellt. Zwischen den Traversen und dem Versuchskörper wurden Gleit- und Verformungslager auf Lastplatten aus Stahl und Lastverteilungsplatten aus Holz angeordnet, um die Ausbildung von Membrankräften im Prüfkörper auszuschließen. Die aufgebrachte Kraft wurde manuell hydraulisch geregelt und über den Öldruck gemessen.

3.5 Messtechnik

In den Versuchen wurde die Plattendurchbiegung unter anderem an den Ecken der Fundamente und an den Ecken der Stützen mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Zusätzlich wurden die Relativverschiebungen zwischen Stütze und Platte und die Änderungen der Plattendicke im Bereich der erwarteten Schubrisse aufge-

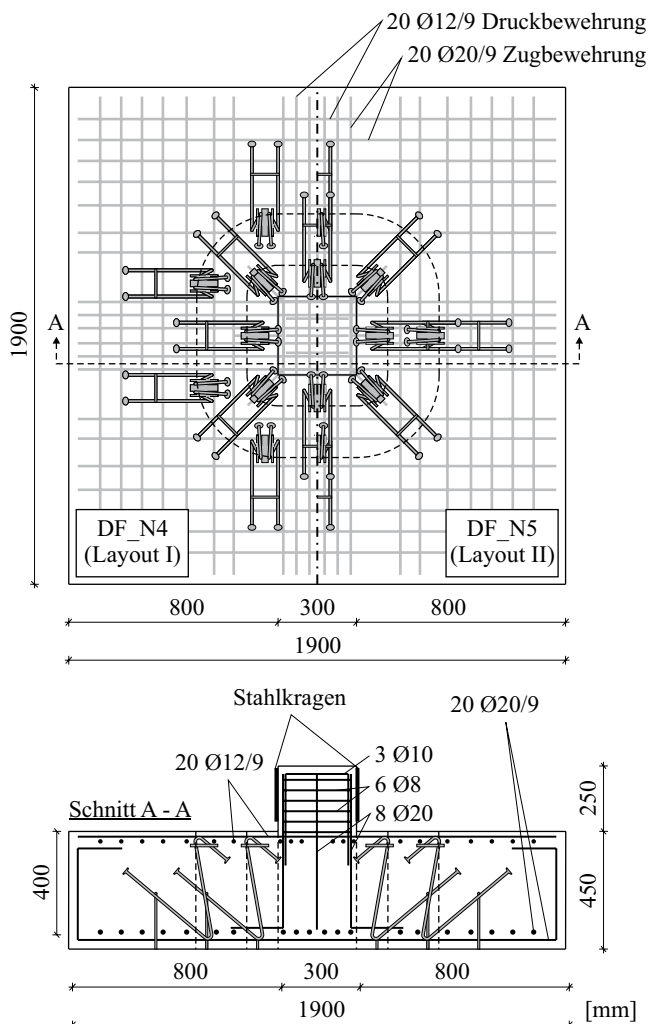


Bild 2 Layout der Biege- und Durchstanzbewehrung exemplarisch für Versuchskörper DF_N4 und DF_N5
Layout of flexural reinforcement and punching shear reinforcement for test specimens DF_N4 and DF_N5

zeichnet. Die Betonstauchungen auf der Biegedruckseite der Platte sowie die Dehnungen der Biegezugbewehrung und der Durchstanzbewehrung wurden mit Dehnungsmessstreifen (DMS) gemessen. Bei der Messung der Stahldehnungen wurden je Messstelle zwei DMS gegenüberliegend angeordnet, deren Messwerte zur Eliminierung von Biegeeinflüssen gemittelt wurden.

3.6 Versuchsdurchführung

Die Belastung wurde in Inkrementen von 200 kN aufgebracht. Nach dem Erreichen der Gebrauchslast wurden zehn Lastwechsel zwischen der vollen und halben Gebrauchslast durchgeführt. Für Versuchskörper DF_N1, DF_N2 und DF_N3 wurde die Gebrauchslast zu 1200 kN festgelegt. Für die anderen Versuchskörper wurde das Gebrauchslastniveau auf 1400 kN erhöht. Nach den Lastwechseln wurden zwei bis drei weitere Laststufen angefahren und danach die Pressenkraft kontinuierlich bis zum Versagen gesteigert.

4 Versuchsergebnisse

4.1 Allgemeines

Bei allen Versuchen wurde ein Durchstanzversagen als primäre oder sekundäre Versagensursache beobachtet, das sich stets am Anschnitt Stütze-Platte lokalisierte und durch eine Zunahme der Plattendicke sowie ein Eindringen der Stütze in die Platte gekennzeichnet war.

Während der Versuche hat sich herausgestellt, dass bei den Versuchskörpern mit einem u_0/d -Verhältnis von 2,0 aufgrund der sehr hohen Teilflächenpressung unter der Stütze ein vorzeitiges Versagen der Lasteinleitungsbereiche teilweise nicht ausgeschlossen werden konnte. Aus diesem Grund wurden in den weiteren Versuchen die Stützenabmessungen vergrößert (Tab. 1). Die Bruchlasten der durchgeführten Durchstanzversuche sind in Tab. 1 dargestellt.

4.2 Bruchtragverhalten und Rissbildung

Die Rissbilder im Platteninnern wurden durch Sägeschnitte in der Nähe des Stützenanschnitts dokumentiert (Bild 3). In allen Versuchen bildete sich ein Rissbild mit vielen, fein verteilten Schubrisen aus. Die Neigung der Schubrisse betrug zwischen 22° und 78° . Dabei verliefen die Schubrisse unabhängig vom u_0/d -Verhältnis ausgehend vom Stützenanschnitt. Wie bereits in vorangegangenen Durchstanzversuchen an Einzelfundamenten mit Durchstanzbewehrung beobachtet wurde [6–9], scheint die Neigung der Schubrisse nicht vom a_λ/d -Verhältnis beeinflusst zu werden.

Bei den Versuchskörpern DF_N1 (Bild 3 (a)) und DF_N2 (Bild 3 (b)) mit 12 mm-Durchstanzbewehrungselementen zeigten sich im Vergleich zu den übrigen Versuchskörpern mit 10 mm-Durchstanzbewehrungselementen (Bild 3 (c–g)) weniger Schubrisse. Der Vergleich der Rissbilder der Versuchskörper DF_N4 (Layout I, Bild 3 (d))

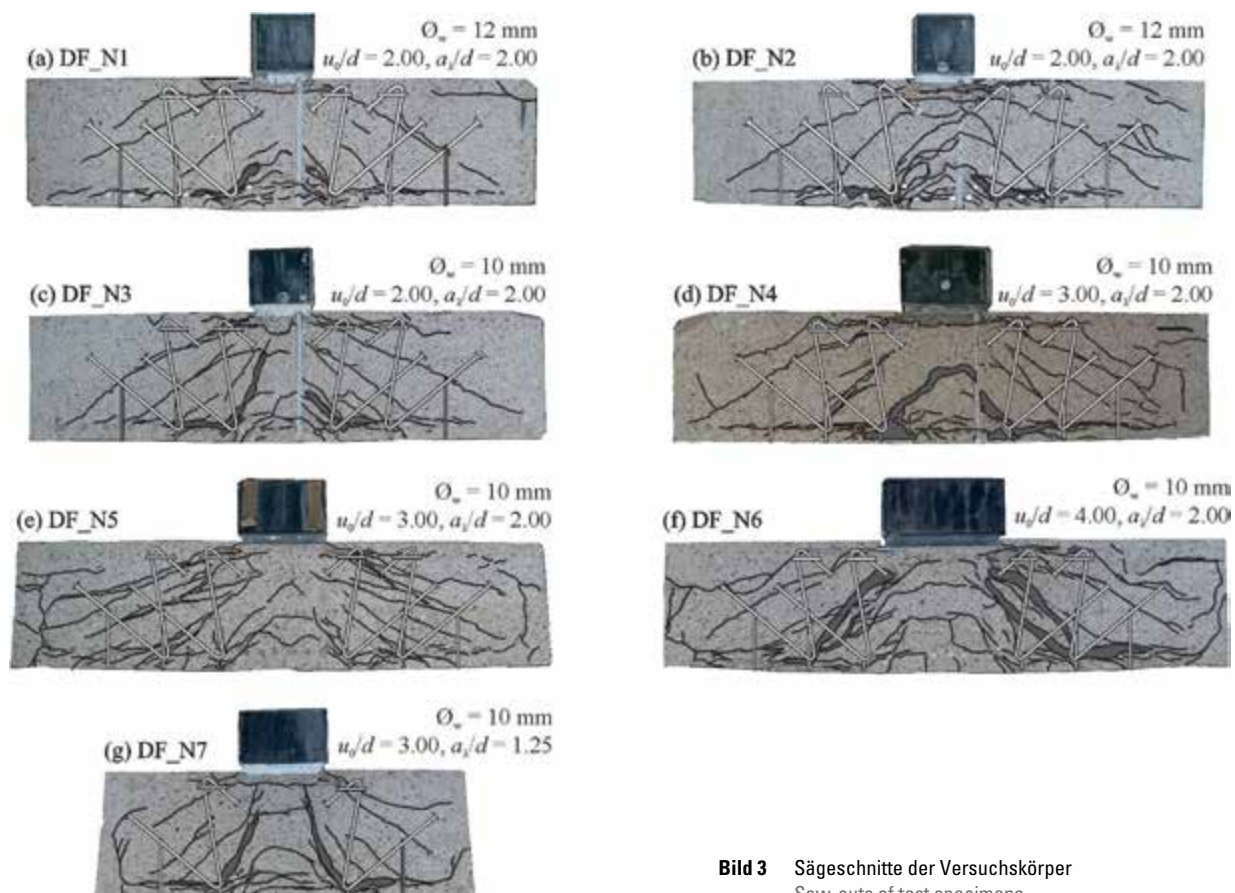


Bild 3 Sägeschnitte der Versuchskörper
Saw-cuts of test specimens

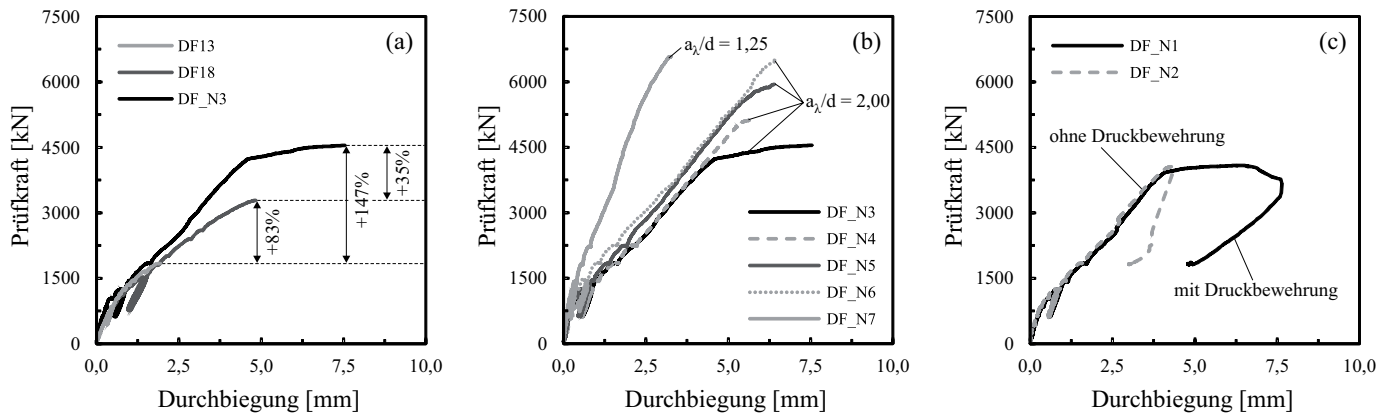


Bild 4 Last-Verformungskurven
Load-deflection curves

und DF_N5 (Layout II, Bild 3 (e)) zeigt für Versuchskörper DF_N5 deutlich mehr Schubrisse, insbesondere in der zweiten Bewehrungsreihe. Mit Ausnahme des kurzen, oberen Bewehrungsstabs in der zweiten Bewehrungsreihe wurden alle Bewehrungsstäbe von mehreren Schubrisse gekreuzt und aufgrund der guten Verankerungsqualität des Bewehrungselements für den Lastabtrag aktiviert.

4.3 Last-Verformungs-Charakteristik

In Bild 4 (a) sind die Last-Verformungskurven für Versuchskörper DF_N3 und zwei baugleiche Versuche ohne (DF13, [7]) und mit Bügeln als Durchstanzbewehrung (DF18, [7]) dargestellt. Die Betondruckfestigkeit der Versuchskörper ist vergleichbar und variierte am Versuchstag zwischen $f_{c,cyl} = 20,5$ MPa und $f_{c,cyl} = 21,7$ MPa. Die Durchstanzbewehrung von Versuchskörper DF18 wurde mit dem Ziel gewählt, die maximale Durchstanztragfähigkeit zu erreichen. Die Bewehrungsmenge von Versuchskörper DF_N3 wurde hingegen so festgelegt, dass ein Stahlversagen innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs auftritt. Die Last-Verformungskurve des Versuchs DF13 verläuft bis zum Bruch nahezu identisch mit der Last-Verformungskurve des Versuchs DF18. Die Bruchlast betrug 1839 kN für Versuchskörper DF13 und 3361 kN für Versuchskörper DF18. Damit wird durch eine Bügelbewehrung im vorliegenden Fall eine um 83 % höhere Durchstanztragfähigkeit im Vergleich zum unbewehrten Versuchskörper erreicht. Die Last-Verformungskurve von Versuchskörper DF_N3 verläuft bis ca. 1500 kN vergleichbar mit den Kurven der beiden anderen Versuche. Mit steigender Prüfkraft zeigt sich für den Versuchskörper mit neuartiger Durchstanzbewehrung ein steilerer Verlauf der Last-Verformungskurve, bis diese bei ca. 4400 kN nahezu horizontal verläuft. Die Bruchlast von Versuchskörper DF_N3 betrug 4544 kN. Damit wird mit dem neuartigen Durchstanzbewehrungselement eine um 147 % höhere Durchstanztragfähigkeit im Vergleich zu Versuchskörper DF13 erreicht. Im Vergleich zum bügelbewehrten Versuch DF18 wird eine Tragfähigkeitssteigerung um 35 % erzielt. Weiterhin zeigte der Versuchskörper DF_N3 ein sehr duktiler Ver-

sagen, was an dem ausgeprägten Fließplateau erkennbar ist.

In Bild 4 (b) sind die Last-Verformungskurven der Versuchskörper mit 10 mm-Durchstanzbewehrungselementen dargestellt. Dabei zeigt sich für die Versuche mit gleicher Schubslankheit ($a_x/d = 2,00$) und variablem bezogenen Stützenumfang u_0/d bzw. variabler Anordnung der Durchstanzbewehrung ein vergleichbarer Verlauf der Last-Verformungskurven. Im Gegensatz dazu verläuft die Last-Verformungskurve des gedungenen Versuchskörpers DF_N7 ($a_x/d = 1,25$) deutlich steiler. Dieser Effekt wurde bereits in früheren Durchstanzversuchen an Einzelfundamenten ohne und mit Durchstanzbewehrung beobachtet [7].

Die Last-Verformungskurven der Versuchskörper DF_N1 (mit Druckbewehrung) und DF_N2 (ohne Druckbewehrung) mit 12 mm-Durchstanzbewehrungselementen sind in Bild 4 (c) dargestellt. Die baugleichen Versuchskörper unterscheiden sich ausschließlich hinsichtlich der Anordnung einer Druckbewehrung. Bis zum Erreichen der Bruchlast zeigen beide Versuchskörper einen vergleichbaren Verlauf der Last-Verformungskurven. Die Bruchlasten liegen mit 4082 kN (DF_N1) bzw. 4054 kN (DF_N2) auf dem gleichen Niveau. Während bei Versuch DF_N2 mit dem Erreichen der Bruchlast ein plötzlicher Abfall der Prüfkraft beobachtet wurde, zeigte sich bei Versuch DF_N1 ein deutlich duktileres Verhalten im Versagenszustand. Demnach scheint die Aussage aus [20] bestätigt zu werden, wonach eine Druckbewehrung die Durchstanztragfähigkeit nicht beeinflusst, wenngleich die Duktilität im Versagenszustand deutlich erhöht wird. Weitere Untersuchungen, die diesen Zusammenhang belegen könnten, stehen noch aus.

4.4 Stahldehnungen der Biegezugbewehrung

Die Stahldehnungen der Biegezugbewehrung wurden bei allen Versuchen auf den beiden Hauptachsen jeweils in radialer und tangentialer Richtung gemessen. In Bild 5 sind typische Verläufe der Stahldehnungen für

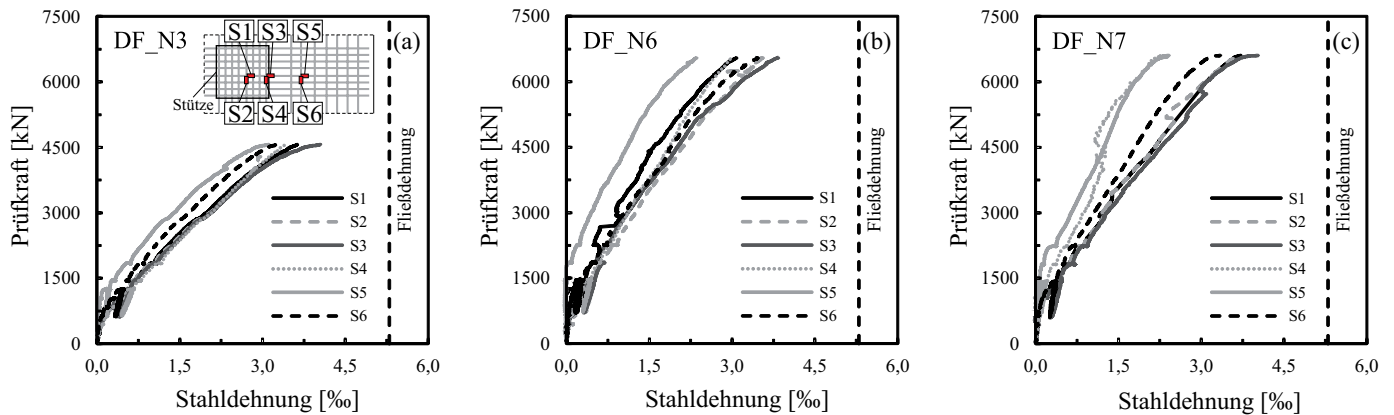


Bild 5 Stahldehnungen in der Biegezugbewehrung für Versuchskörper DF_N3 (a), DF_N6 (b) und DF_N7 (c)
Strains of flexural reinforcement for test specimens DF_N3 (a), DF_N6 (b), and DF_N7 (c)

die Versuchskörper DF_N3, DF_N6 und DF_N7 dargestellt. Zusätzlich ist die Fließdehnung des verwendeten hochfesten Stahls in den Diagrammen eingetragen. Wie bereits in vorangegangenen Durchstanzversuchen an Einzelfundamenten beobachtet wurde, treten die größten Stahldehnungen unmittelbar am Stützenanschnitt auf [7]. Die Fließdehnung wurde an keiner Messstelle der durchgeführten Durchstanzversuche überschritten. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass beim Eintreten des Versagens die Biegetragfähigkeit noch nicht erreicht war.

Der Vergleich mit den Biegetragfähigkeiten nach [21] auf Grundlage der Bruchlinientheorie (Tab. 1) bestätigt diese Beobachtung.

4.5 Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung

In Bild 6 (a–c) sind typische Verläufe der Stahldehnungen in der ersten Reihe der Durchstanzbewehrung für die Versuchskörper DF_N4 (Layout I), DF_N5 (Lay-

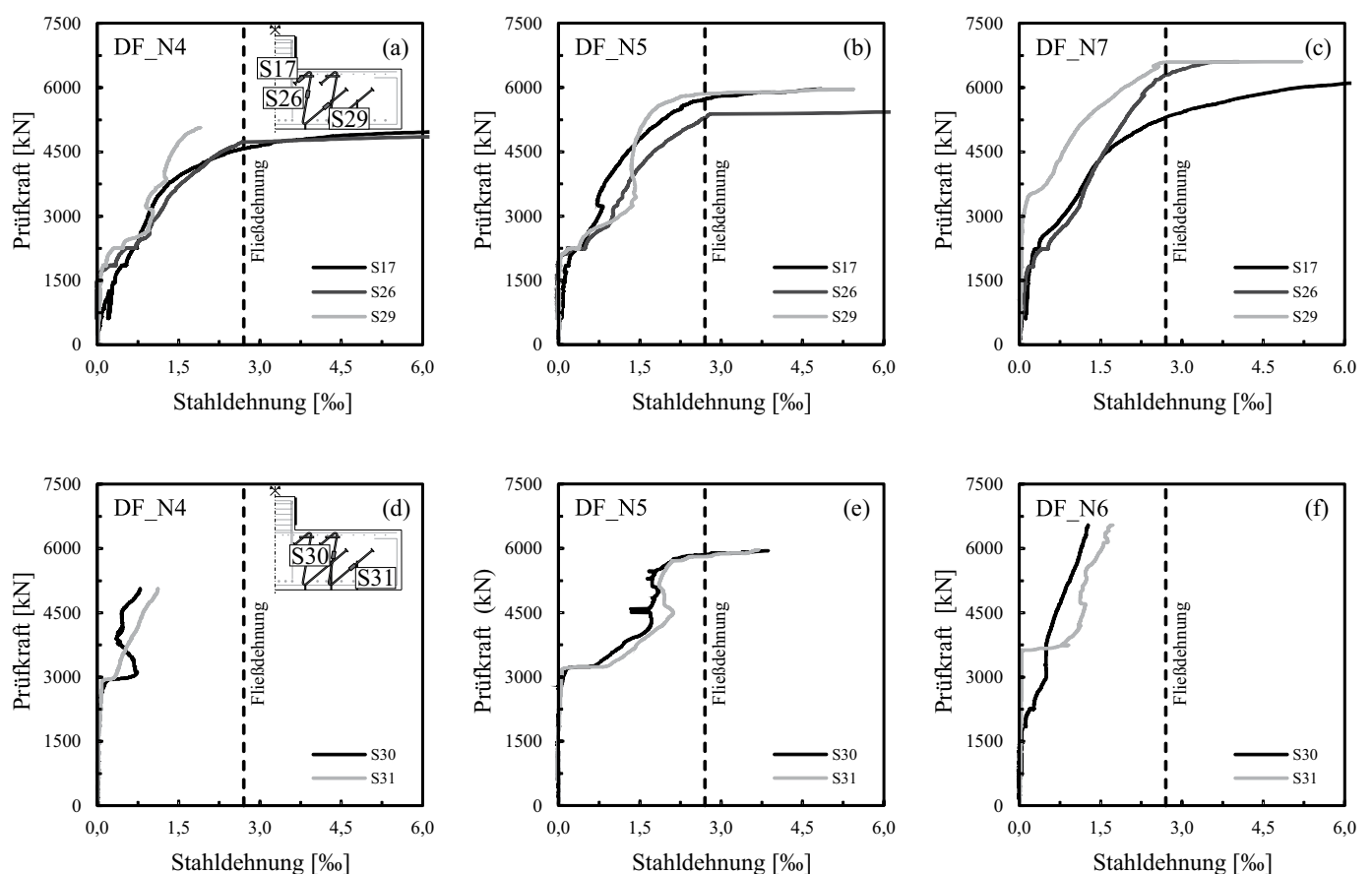


Bild 6 Stahldehnungen in der ersten Reihe der Durchstanzbewehrung für Versuchskörper DF_N4 (a), DF_N5 (b) und DF_N7 (c) und in der zweiten Reihe der Durchstanzbewehrung für Versuchskörper DF_N4 (d), DF_N5 (e) und DF_N6 (f)
Strains of punching shear reinforcement in the first row for test specimens DF_N4 (a), DF_N5 (b), and DF_N7 (c) and in the second row for test specimens DF_N4 (d), DF_N5 (e), and DF_N6 (f)

out II) und DF_N7 (Layout I*) dargestellt. Weiterhin ist die Fließdehnung des verwendeten Betonstahls in den Diagrammen eingetragen. Während bei Versuchskörper DF_N4 acht Bewehrungselemente in der zweiten Bewehrungsreihe vorhanden waren, wurde die Anzahl bei Versuchskörper DF_N5 auf vier Elemente reduziert. Versuchskörper DF_N7 ($a_\lambda/d = 1,25$) besaß aus Platzgründen keine zweite Bewehrungsreihe. Unabhängig von der Anordnung der Durchstanzbewehrungselemente erreichten die Messstellen in der Nähe des Stützenanschnitts (S17, S26) bei allen drei Versuchen die Fließdehnung, bevor die Bruchlast erreicht wurde. Während bei den Versuchskörpern mit reduzierter Bewehrungsmenge in der zweiten Reihe auch an Messstelle S29 ein Fließen der Bewehrung beobachtet werden konnte, wurde die Fließdehnung bei Versuchskörper DF_N4 nicht überschritten.

In Bild 6 (d–f) sind typische Verläufe der Stahldehnungen in der zweiten Reihe der Durchstanzbewehrung für die Versuchskörper DF_N4 (Layout I), DF_N5 (Layout II) und DF_N6 (Layout I) dargestellt. Während in den Versuchen mit acht Bewehrungselementen in der zweiten Reihe (DF_N4 und DF_N6) die Fließdehnung nicht erreicht wurde, zeigte sich bei Versuchskörper DF_N5 auch in der zweiten Bewehrungsreihe ein Fließen der Durchstanzbewehrung. Der Sägeschnitt von Versuchskörper DF_N5 (Bild 5 (e)) bestätigt diese Beobachtung, da in diesem Versuchskörper insbesondere außerhalb der ersten Bewehrungsreihe deutlich mehr Schubrisse mit großen Rissbreiten auftraten als in den übrigen Versuchen. Unabhängig von der Anordnung der Durchstanzbewehrung lässt sich feststellen, dass die zweite Durchstanzbewehrungsreihe für den Lastabtrag aktiviert wurde (in allen Versuchen Stahldehnungen größer als 1,0 ‰).

Die Auswertung der Stahldehnungen in der Durchstanzbewehrung in beiden Bewehrungsreihen (Bild 6) und der Sägeschnitte (Bild 5) bestätigt, dass unabhängig von Menge und Anordnung der Durchstanzbewehrung alle durchgeführten Versuche mit einem Durchmesser der Durchstanzbewehrung von 10 mm innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs versagten. Bei den Versuchen mit größerem Durchmesser der Durchstanzbewehrung ist die Versagensart aufgrund der hohen Teilflächenpressungen nicht zweifelsfrei bestimmbar.

4.6 Einfluss der Schubschlankheit

Bereits in vorangegangenen Versuchsserien an Einzelfundamenten ohne und mit Bügeln als Durchstanzbewehrung [6–9] wurde der Einfluss der Schubschlankheit a_λ/d auf die Durchstanztragfähigkeit untersucht. In diesem Zusammenhang sind in Bild 7 (a) die auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Bruchlasten $V_{\text{Test}}/(f_{c,\text{cyl}})^{1/3}$ der Versuche DF11 ($a_\lambda/d = 1,27$), DF12 ($a_\lambda/d = 1,52$) und DF13 ($a_\lambda/d = 2,03$) ohne Durchstanzbewehrung bzw. der Versuche DF16 ($a_\lambda/d = 1,27$), DF17 ($a_\lambda/d = 1,52$) und DF18 ($a_\lambda/d = 2,03$) mit Bügeln als Durchstanzbewehrung aus [7] in Abhängigkeit von der Schubschlankheit

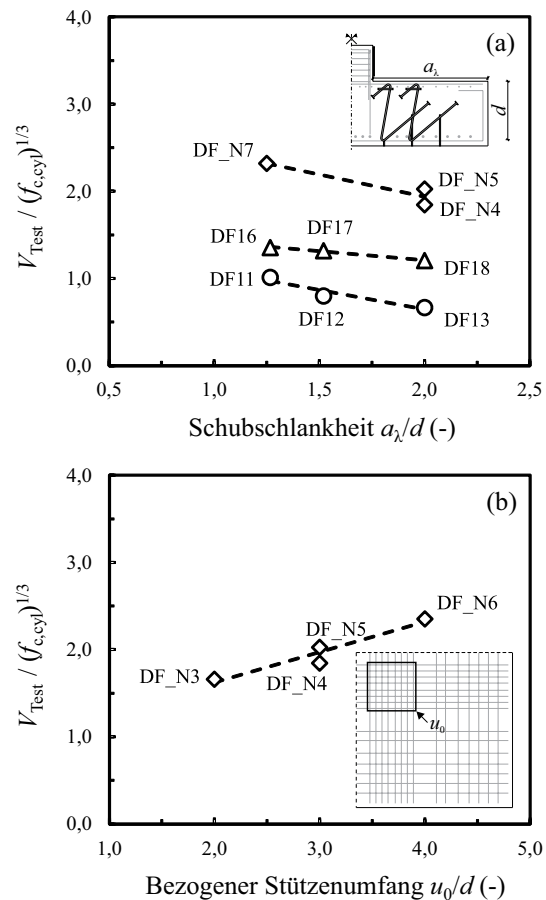


Bild 7 Einfluss der Schubschlankheit a_λ/d (a) und des bezogenen Stützenumfangs u_0/d (b) auf die Durchstanztragfähigkeit von Einzelfundamenten
Influence of shear span-depth ratio a_λ/d (a) and of specific column perimeter u_0/d (b) on punching shear strength of footings

a_λ/d dargestellt. Die Versuche zeigen, dass die Durchstanztragfähigkeit mit abnehmender Schubschlankheit a_λ/d zunimmt. Dieser Zusammenhang ist weniger stark ausgeprägt für die Versuche mit Bügeln als Durchstanzbewehrung. Demnach scheint die Effizienz der Bügel mit abnehmender Schubschlankheit a_λ/d geringer zu werden. Um diesen Einfluss für die vorliegenden Durchstanzversuche zu untersuchen, können die Versuche DF_N4 ($a_\lambda/d = 2,00$), DF_N5 ($a_\lambda/d = 2,00$) und DF_N7 ($a_\lambda/d = 1,25$) herangezogen werden, die im Vergleich zu den Versuchen aus [7] ein größeres u_0/d -Verhältnis von 3,00 aufweisen. Im Vergleich zu der Versuchsserie aus [7] lässt sich für die durchgeführten Versuche mit der neuartigen Durchstanzbewehrung kein Verlust der Effizienz mit abnehmender Schubschlankheit a_λ/d erkennen. Um diesen Zusammenhang zu bestätigen, sind jedoch in Zukunft weiterführende experimentelle Untersuchungen an Einzelfundamenten mit der neuartigen Bewehrung und unterschiedlichem a_λ/d -Verhältnissen notwendig.

4.7 Einfluss des bezogenen Stützenumfangs

Vorangegangene experimentelle Untersuchungen zum Durchstanztragverhalten von Flachdecken belegen einen Zusammenhang zwischen Durchstanztragfähigkeit und

kleinen bezogenen Stützenumfängen $u_0/d \leq 4,0$ [22, 23]. Dabei ergeben sich für kleine u_0/d -Verhältnisse geringere Durchstantragfähigkeiten als für größere u_0/d -Verhältnisse. Dies wird z. B. bereits in den Durchstanzbemessungsgleichungen nach EC2+NA(D) [18, 19, 24] oder in einem neuen, einheitlichen Bemessungsmodell gegen Durchstanzen in Flachdecken und Fundamenten [12] berücksichtigt. Eine Überprüfung dieses Einflusses anhand der Durchstanzversuchserien an Einzelfundamenten aus [6–9] ist nicht möglich. In Bild 7 (b) sind die auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Bruchlasten $V_{\text{Test}}/(f_{c,\text{cyl}})^{1/3}$ der Versuche DF_N3 ($u_0/d = 2,00$), DF_N4 ($u_0/d = 3,00$), DF_N5 ($u_0/d = 3,00$) und DF_N6 ($u_0/d = 4,00$) dargestellt. Mit steigendem u_0/d -Verhältnis ergeben sich für die vorliegenden Versuche größere Durchstantragfähigkeiten.

5 Bewertung der Effizienz des neuartigen Durchstanzbewehrungselements

Die maximale Durchstantragfähigkeit ist gemäß EC2+NA(D) [18, 19] als Vielfaches der Durchstantragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung definiert. Für die Bewertung der Effizienz des neuartigen Durchstanzbewehrungselements, insbesondere im Vergleich mit üblichen Durchstanzbewehrungselementen, wie Bügeln [13] oder Doppelkopfkankern [16, 17], kann demnach das Verhältnis von Bruchlast und charakteristischem Durchstantragwiderstand ohne Durchstanzbewehrung nach EC2+NA(D) herangezogen werden. Da die durchgeführten Durchstanzversuche mit neuartiger Durchstanzbewehrung innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs versagten, stellt diese Auswertung eine konservative Abschätzung der Effizienz dar, da mit größeren Bewehrungsmengen vermutlich noch höhere Tragfähigkeiten erzielt werden könnten.

Der Bemessungswert der Durchstantragfähigkeit längs des kritischen Rundschnitts ergibt sich für ein Einzelfundament ohne Durchstanzbewehrung nach EC2+NA(D) zu:

$$V_{\text{Rd,c}} = C_{\text{Rd,c}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a_{\text{crit}}} \cdot u_{\text{crit}} \cdot d \quad (1)$$

$$\geq v_{\text{min}} \cdot \frac{2d}{a_{\text{crit}}} \cdot u_{\text{crit}} \cdot d$$

Der empirische Vorfaktor für Einzelfundamente wurde zu $C_{\text{Rd,c}} = 0,15/\gamma_{\text{C}}$ [25] festgelegt. Des Weiteren ist die Durchstantragfähigkeit $V_{\text{Rd,c}}$ durch die statische Nutzhöhe d , den Längsbewehrungsgrad ρ_1 und die Betondruckfestigkeit f_{ck} beeinflusst. Der Einfluss des im Vergleich zu Flachdecken kleineren Abstands zum Rundschnitt a_{crit} und der im Vergleich zu Flachdecken größeren Durchstantragfähigkeit wird in Gl. (1) über den Faktor $2d/a_{\text{crit}}$ berücksichtigt. Der Nachweis gegen Durchstanzen ist erbracht, wenn die maßgebende Einwirkung $\beta \cdot V_{\text{Ed,red}}$ den Durchstantragwiderstand ohne Durchstanzbewehrung $V_{\text{Rd,c}}$ nicht überschreitet. Hierbei ist β ein Lasterhöhungsfaktor

zur Berücksichtigung einer ungleichförmigen Schubspannungsverteilung entlang des kritischen Rundschnitts [11, 20]. Der Nachweis ergibt sich für ein Fundament mit vollständig überdruckter Sohlfläche nach Gl. (2) zu:

$$\beta \cdot V_{\text{Ed,red}} = \beta \cdot \left(V_{\text{Ed}} - \frac{V_{\text{Ed}}}{A} \cdot A_{\text{crit}} \right) \quad (2)$$

$$= \beta \cdot V_{\text{Ed}} \cdot \left(1 - \frac{A_{\text{crit}}}{A} \right) \leq V_{\text{Rd,c}}$$

Für Einzelfundamente ist der Abstand des kritischen Rundschnitts a_{crit} so zu bestimmen, dass aus der Kombination von Durchstantragwiderstand $V_{\text{Rd,c}}$ und Abzugswert der Bodenpressung ΔV_{Ed} die aufnehmbare Stützenkraft $\beta \cdot V_{\text{Ed,red}}$ minimal wird. Dabei ist der maximal zulässige Abstand a_{crit} auf $2,0d$ begrenzt. Durch Umstellung von Gl. (2) erhält man für Einzelfundamente ohne klaffende Fuge den bezogenen Durchstantragwiderstand $V_{\text{u,c}}$ nach Gl. (3) zu:

$$V_{\text{u,c}} = \frac{V_{\text{Rd,c}}}{1 - \frac{A_{\text{crit}}}{A}} \quad (3)$$

Weiterführende Informationen zum Durchstanznachweis von Einzelfundamenten nach EC2+NA(D) können z. B. [25–28] entnommen werden.

In Bild 8 sind für die durchgeführten Versuche mit neuartiger Durchstanzbewehrung ($\varnothing_w = 10$ mm), und vergleichbaren Versuchen ohne und mit Bügeln als Durchstanzbewehrung aus [7], die Verhältnisswerte $V_{\text{Test}}/V_{\text{u,c}}$ (für $V_{\text{u,c}}$ wurde der charakteristische Wert ($\gamma_{\text{C}} = 1,0$, $f_{\text{ck,cyl}} = f_{\text{cm,cyl}} - 4$ MPa) angesetzt) getrennt nach der Schubslankheit (Bild 8 (a), $a_{\lambda}/d = 1,25$; Bild 8 (b), $a_{\lambda}/d = 2,00$) aufgetragen. Zusätzlich sind die maximal zulässigen Durchstantragfähigkeiten von Einzelfundamenten mit Bügeln nach EC2+NA(D) bzw. mit Doppelkopfkankern nach [16, 17] in den Diagrammen dargestellt. Es wird deutlich, dass mit der neuartigen Durchstanzbewehrung erheblich höhere Tragfähigkeiten erreicht werden als mit üblichen Bewehrungselementen. Während für Versuch DF_N7 mit einem a_{λ}/d -Verhältnis von 1,25 eine Tragfähigkeitssteigerung um 90 % gegenüber der rechnerischen Tragfähigkeit eines Einzelfundaments ohne Durchstanzbewehrung nach EC2+NA(D) erzielt wurde, ergeben sich für die schlankeren Versuchskörper ($a_{\lambda}/d = 2,00$) Verhältnisswerte $V_{\text{Test}}/V_{\text{u,c}}$ zwischen 2,00 und 2,18. Die deutlich größeren Werte für die schlankeren Versuchskörper lassen sich dadurch begründen, dass in Versuchskörper DF_N7 aus Platzgründen keine zweite Durchstanzbewehrungsreihe eingebaut werden konnte. Da die Versuche innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs versagten, ergeben sich im Vergleich zum Maximaltragfähigkeitsversagen flachere Schubrisse und die zweite Bewehrungsreihe wird für den Lastabtrag aktiviert. Dieser Effekt wird auch durch die Dehnungsmessungen in der zweiten Durchstanzbewehrungsreihe bestätigt.

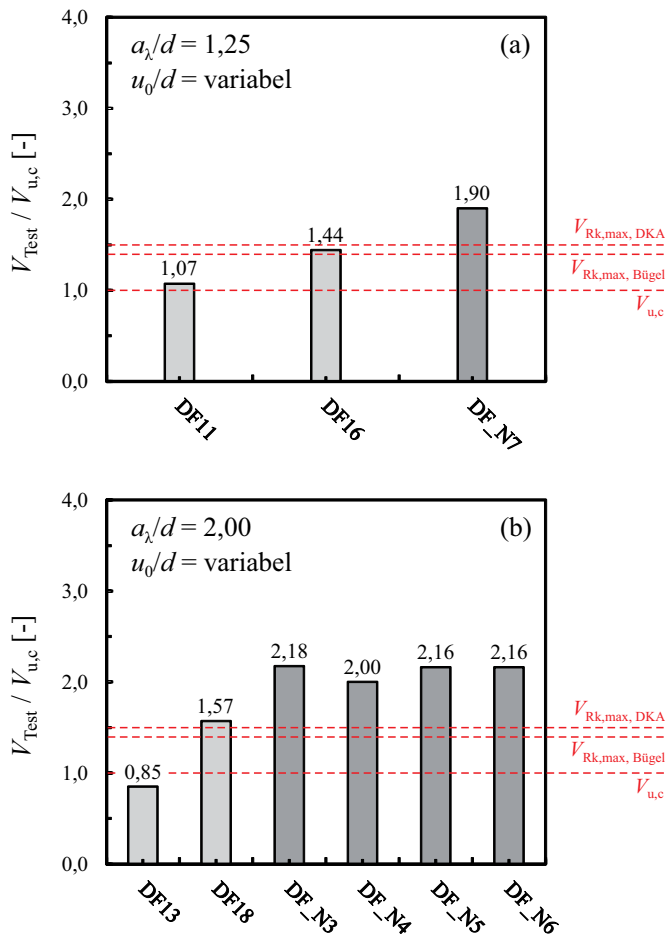


Bild 8 Vergleich von Versuchsbruchlast und charakteristischem Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung nach EC2+NA(D)
Comparison of failure load and punching shear capacity without punching shear reinforcement according to EC2+NA(D)

6 Ausblick und Praxisrelevanz

Die durchgeführten Versuche an Einzelfundamenten mit einer neuartigen Durchstanzbewehrung belegen eine deutliche Tragfähigkeitssteigerung gegenüber Einzelfundamenten ohne und mit üblicher Durchstanzbewehrung. Im Vergleich zu einem baugleichen Einzelfundament ohne bzw. mit Bügeln als Durchstanzbewehrung konnte mit der neuartigen Durchstanzbewehrung eine Tragfähigkeitssteigerung um 147 % bzw. 35 % erreicht werden. Beim Vergleich der Versuche DF_N1 bzw. DF_N2 mit DF_N3 fällt auf, dass trotz geringerer Durchstanzbewehrungsmenge beim Einzelfundament DF_N3 eine Traglaststeigerung zu beobachten war. Dies wird derzeit auf einen geänderten Versagensmechanismus infolge der kleinen Stützenabmessungen zurückgeführt, wobei beim Versuchskörper DF_N3 aufgrund der Tatsache, dass die Durchstanzbewehrung ins Fließen kam, auch bei einer kleineren Teilflächenpressung vermutlich keine höhere Tragfähigkeit erreicht hätte werden können. Zur Überprüfung dieses Effekts und der erreichbaren maximalen Durchstanztragfähigkeit sind Versuche mit einem größeren u_0/d -Verhältnis und größeren Durchstanzbewehrungsmengen geplant. Neben den bislang untersuchten Einflüssen aus Schubslankheit a_k/d und bezogenem Stützenumfang

u_0/d soll in den Versuchen weiterhin überprüft werden, welche maximale Traglaststeigerungen mit den neuartigen Durchstanzbewehrungselementen in Einzelfundamenten mit höherer Betondruckfestigkeit erreicht werden.

Aufgrund der begrenzten Transportabmessungen bietet sich der Einsatz der neuartigen Durchstanzbewehrung insbesondere in Fertigteilfundamenten an. In Kombination mit einem Normalbeton mit höherer Betondruckfestigkeit lassen sich bereits bei geringen Bauteilabmessungen sehr hohe Durchstanztragfähigkeiten erreichen. Darüber hinaus ist das neuartige Bewehrungselement im Vergleich zu einer Bügelbewehrung einfacher einzubauen, da ein zeitaufwendiges Einfädeln der Längsbewehrung wie bei Bügeln entfällt.

Durch Anordnung der neuartigen Durchstanzbewehrung können sich allerdings auch auf der Baustelle Vorteile ergeben, da aufgrund der hohen Tragfähigkeitssteigerung ggf. auf einen deutlich günstigeren Beton der Überwachungskategorie 1 (Betongüte $\leq C25/30$) [29] zurückgegriffen werden kann. Darüber hinaus ergibt sich durch die geringeren Bauteildicken eine reduzierte Zwangbeanspruchung und somit eine geringere erforderliche Mindestbewehrung. Dies kann bei flächigen Bauteilen wie Bodenplatten aufgrund des geringeren Stahlverbrauchs zu einer Kostenersparnis führen. Die mit den neuartigen Bewehrungselementen erreichbare hohe Durchstanztragfähigkeit kann bei WU-Bodenplatten auch zu einer Verbesserung der allgemeinen Konstruktion beitragen, da durch den oftmals möglichen Verzicht auf Verdickungen im Bereich der Stützen die Zwangbeanspruchungen systematisch reduziert werden können. Weiterhin ist es vorstellbar, dass bei entsprechenden Randbedingungen durch die Ausführung von Bodenplatten mit einer deutlich geringeren Bauteildicke die Notwendigkeit einer Wasserhaltung entfällt, was zu einer entsprechenden Kostenersparnis führen kann. Ein weiterer Vorteil ist, dass der für den Durchstanznachweis erforderliche Längsbewehrungsgrad gegenüber herkömmlichen Durchstanzbewehrungssystemen reduziert werden kann.

7 Zusammenfassung

Anhand der Ergebnisse der sieben Durchstanzversuche an Einzelfundamenten mit einer neuartigen Durchstanzbewehrung lassen sich folgende Schlussfolgerungen ziehen:

- Mit der neuartigen Durchstanzbewehrung lässt sich die Durchstanztragfähigkeit von Einzelfundamenten signifikant erhöhen. Im Vergleich zu einem baugleichen Einzelfundament ohne bzw. mit Bügeln als Durchstanzbewehrung konnte mit der neuartigen Durchstanzbewehrung eine Tragfähigkeitssteigerung um 147 % bzw. 35 % erreicht werden.
- Die durchgeführten Versuche mit einem Durchmesser der Durchstanzbewehrung von 10 mm versagten innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs. Die trotz der geringen Durchstanzbewehrungsmengen relativ

hohen Bruchlasten deuten auf einen großen Betontraganteil hin.

- Aufgrund der schlupfarmen Endverankerung des neuartigen Durchstanzbewehrungselements und der durch die optimierte Geometrie guten Rissvernadelung konnte in den Versuchen auch die zweite Durchstanzbewehrungsreihe signifikant für den Lastabtrag aktiviert werden.
- Durch Anordnung einer Druckbewehrung lässt sich ein duktileres Tragverhalten im Versagenszustand be-

obachten, wenngleich die Bruchlast davon unbeeinflusst zu bleiben scheint.

Dank

Die vorgestellten Untersuchungen wurden von der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG (DFG-GZ HE 2637/18-1) gefördert, der an dieser Stelle herzlich gedankt sei.

Literatur

- [1] TALBOT, A.N.: *Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings*. Engineering Experiment Station, University of Illinois, 1913, reprinted 1925 (Publications of the Engineering Experiment Station, Bulletin No. 67).
- [2] RICHART, F.E.: *Reinforced Concrete Wall and Column Footings*. In: Journal of the American Concrete Institute 20 (1948), No. 2, S. 97–127 (Part 1), No. 3, S. 237–261 (Part 2).
- [3] DAfStb Heft 326: *Blockfundamente für Stahlbetonfertigteilstützen*. Berlin 1981.
- [4] DAfStb Heft 387: *Tragverhalten quadratischer Einzelfundamente aus Stahlbeton*. Berlin 1987.
- [5] HALLGREN, M.; KINNUNNEN, S.; NYLANDER, B.: *Punching Shear Tests on Column Footings*. In: Nordic Concrete Research 21 (1998), No. 3, S. 1–22.
- [6] HEGGER, J.; SHERIF, A.G.; RICKER, M.: *Experimental Investigations on Punching Behavior of Reinforced Concrete Footings*. In: ACI Structural Journal 103 (2006), Juli–August, S. 604–613.
- [7] HEGGER, J.; RICKER, M.; SHERIF, A.G.: *Punching Strength of Reinforced Concrete Footings*. In: ACI Structural Journal 106 (2009), September–Oktober, S. 706–716.
- [8] HEGGER, J.; ZIEGLER, M.; RICKER, M.; KÜRTE, S.: *Experimentelle Untersuchungen zum Durchstanzen von gedrunge- n Fundamenten unter Berücksichtigung der Boden- Bauwerk-Interaktion*. In: Bauingenieur 85 (2010), Februar, S. 87–96.
- [9] SIBURG, C.; HEGGER, J.: *Experimental investigations on the punching behaviour of reinforced concrete footings with structural dimensions*. In: Structural Concrete 15 (2014), Heft 3, S. 331–339.
- [10] RICKER, M.: *Numerische Untersuchungen zum Durchstanzen von gedrunge- nen Einzelfundamenten*. In: Bauingenieur 86 (2011), Oktober, S. 443–453.
- [11] KUERES, D.; WIENEKE, K.; SIBURG, C.: *Untersuchungen zum Durchstanztragverhalten exzentrisch belasteter Einzelfundamente*. In: Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), Heft 9, S. 609–619.
- [12] KUERES, D.; SIBURG, C.; HERBRAND, M.; CLASSEN, M.; HEGGER, J.: *Einheitliches Bemessungsmodell gegen Durchstanzen in Flachdecken und Fundamenten*. In: Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 1, S. 9–19.
- [13] BEUTEL, R.; HEGGER, J.: *The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone*. In: Cement & Concrete Composites 24 (2002), S. 539–549.
- [14] FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A.: *Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement*. In: ACI Structural Journal 106 (2009), Juli–August, S. 485–494.
- [15] HEGGER, J.; HÄUSLER, F.; RICKER, M.: *Zur maximalen Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken*. In: Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), Heft 11, S. 770–777.
- [16] LINDORF, A.: *Durchstanzbemessung von Doppelkopfan- kern nach Europäischen Technischen Zulassungen*. In: Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 10, S. 691–700.
- [17] RICKER, M.; HÄUSLER, F.: *Europäische Bemessungsregeln für Doppelkopfan-ker als Durchstanzbewehrung*. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 1, S. 30–42.
- [18] DIN EN 1992-1-1:2011-01: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC: 2010, Berlin: Beuth, Januar 2011.
- [19] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Deutsche Fassung EN 1992-1-1/NA: 2013-04, Berlin: Beuth, April 2013.
- [20] BEUTEL, R.: *Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen*. Dissertation, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, 2003.
- [21] GESUND, H.: *Flexural Limit Analysis of Concentrically Loaded Column Footings*. In: ACI Journal 80 (1983), Nr. 3, S. 223–228.
- [22] REGAN, P.E.: *Symmetric punching of reinforced concrete slabs*. In: Magazine of Concrete Research 38 (1986), Nr. 136, S. 115–128.
- [23] REGAN, P.E.: *Punching of slabs under highly concentrated loads*. In: Structures and Buildings 157 (2004), Nr. 2, S. 165–171.
- [24] HEGGER, J.; HÄUSLER, F.; RICKER, M.: *Zur Durchstanzbe- messung von Flachdecken nach Eurocode 2*. In: Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 2, S. 93–102.
- [25] RICKER, M.; SIBURG, C.; HEGGER, J.: *Durchstanzen von Fun- damenten nach NA(D) zu Eurocode 2*. In: Bauingenieur 87 (2012), Heft 6, S. 267–276.
- [26] GORIS, A.: *Zum Durchstanznachweis von Einzelfunda- menten nach EC2 – Bemessungshilfsmittel für Einzel- fundamente ohne Durchstanzbewehrung*. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 5, S. 314–321.
- [27] KUERES, D.; SIBURG, C.; WIENEKE, K.; HEGGER, J.: *Bemes- sungsdiagramme zur Ermittlung der Durchstanztragfä- higkeit von Einzelfundamenten*. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 5, S. 322–333.
- [28] SIBURG, C.; RICKER, M.; HEGGER, J.: *Punching shear design of footings: critical review of different code provisions*. In: Structural Concrete 15 (2014), Heft 4, S. 497–508.
- [29] DIN EN 13670:2011-03: *Ausführung von Tragwerken aus Beton*. Deutsche Fassung EN 13670:2009, Berlin: Beuth, März 2011.

Autoren



Dominik Kueres, M.Sc.
RWTH Aachen
Lehrstuhl und Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen
dkueres@imb.rwth-aachen.de



Prof. Dr.-Ing. Marcus Ricker, M.Sc.
Hochschule Biberach
Studiengang Bauingenieurwesen
Karlstraße 11
88400 Biberach
und
HALFEN GmbH
Research – Development – Engineering
Liebigstraße 14
40764 Langenfeld
ricker@hochschule-bc.de



Dr.-Ing. Frank Häusler
HALFEN GmbH
Research – Development – Engineering
Liebigstraße 14
40764 Langenfeld
frank.haeusler@halfen.de



Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
RWTH Aachen
Lehrstuhl und Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen
jhegger@imb.rwth-aachen.de