

Zur maximalen Durchstanztragfähigkeit von Einzelfundamenten mit einer neuartigen Durchstanzbewehrung

D. Kueres, M. Ricker, A. Stark, J. Hegger

Zusammenfassung Aufgrund der geringeren Schlankheit und der Belastung durch Bodenpressungen stellt sich bei Fundamenten und Bodenplatten ein Lastabtrag ein, der infolge 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 und geringerer Schlankheit. Aufbauend auf den Ergebnissen vorhandener experimenteller Untersuchungen an durchstanzbewehrten Einzelfundamenten wurde daher ein neues Durchstanzbewehrungselement mit geneigten Bewehrungsstäben entwickelt.

In einer ersten Versuchsserie wurden sieben Versuche an Einzelfundamenten mit der neuartigen Durchstanzbewehrung 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 und zeigten im Vergleich eine erhebliche Steigerung der Durchstanztragfähigkeit.

Aufbauend auf den Ergebnissen der ersten Versuchsserie wurde eine zweite Versuchsserie durchgeführt, um die maximale Durchstanztragfähigkeit von Fundamenten mit der neuartigen Durchstanzbewehrung zu untersuchen. In den sieben Versuchen wurden die Betondruckfestigkeit, die Schubslankheit, der bezogene Stützenumfang und die Anordnung der Durchstanzbewehrungselemente variiert. Der Vergleich der Bruchlasten der neu durchgeführten Versuchsserie mit der Durchstanztragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1+NA(D) belegt eine hohe Effizienz der neuartigen Durchstanzbewehrung.

Maximum punching shear resistance of footings with a new punching shear reinforcement

Abstract Due to more compact dimensions and soil-structure interaction, footings and ground slabs achieve significantly higher punching shear resistances 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. In a first test series, seven tests on reinforced concrete footings with the new punching shear reinforcement elements were conducted, which failed inside the shear-reinforced zone. The tests were planned considering the results of a systematic test series on reinforced concrete footings without and with stirrups as punching shear reinforcement and showed a significant increase in punching shear resistance.

Based on the results of the first test series, a second test series was conducted to investigate the maximum punching shear capacity with the new punching shear reinforcement. The main parameters investigated in this seven tests were the concrete compressive strength, the shear span-depth ratio, the ratio of column perimeter and effective depth, and the layout of punching shear reinforcement. The comparison of the failure loads of the specimens with the punching shear resistance without punching shear reinforcement according to DIN EN 1992-1-1+NA(D) proves a high efficiency of the new punching shear reinforcement.

1 Einleitung

Das Durchstanztragverhalten von Einzelfundamenten ohne Durchstanzbewehrung wurde in der Vergangenheit von verschiedenen Forschern experimentell untersucht [1], [2], [3], [4], [5], [6], [7], [8], [9], [10], [11]. Analog zu Flachdecken wurden in diesen Untersuchungen die Betondruckfestigkeit, der Längsbewehrungsgrad und die Plattengeometrie (z.B. statische Nutzhöhe, Schubslankheit, bezogener Stützenumfang, Maßstabeffekte) als maßgebende Einflussparameter identifiziert. Im Vergleich zu Flachdecken ergeben sich bei Fundamenten und Bodenplatten aufgrund der steileren Druckstrebenneigung allerdings höhere Durchstanztragfähigkeiten, die auf die geringere Schubslankheit und die entlastende Wirkung der Bodenpressungen innerhalb des Durchstanzkegels zurückgeführt werden können [6], [7], [8], [9], [10], [11].

Deutlich weniger experimentelle Untersuchungen liegen zum Durchstanztragverhalten von Einzelfundamenten mit Durchstanzbewehrung vor [4], [8], [9], [10]. Die Versuche deuten darauf hin, dass vertikale Durchstanzbewehrungselemente wie Bügel [12], [13], [14] oder Doppelkopfkanker [15], [16], [17] in Fundamenten und Bodenplatten weniger effizient sind als in Flachdecken. Aufgrund der steileren Schubrisse scheinen geneigte Bewehrungselemente geeigneter für den Einsatz in Fundamenten und Bodenplatten. Ein bereits durchgeführter Versuch an einem Einzel-

Dominik Kueres, M.Sc.

RWTH Aachen, Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen
dkueres@imb.rwth-aachen.de

Prof. Dr.-Ing. Marcus Ricker, M.Sc.

Hochschule Biberach, Studiengang Bauingenieurwesen
Karlsstraße 11, 88400 Biberach
und
HALFEN GmbH, Research – Development – Engineering
Liebigstraße 14, 40764 Langenfeld
ricker@hochschule-bc.de

Dipl.-Ing. Alexander Stark

RWTH Aachen, Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen
astark@imb.rwth-aachen.de

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

RWTH Aachen, Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen
jhegger@imb.rwth-aachen.de

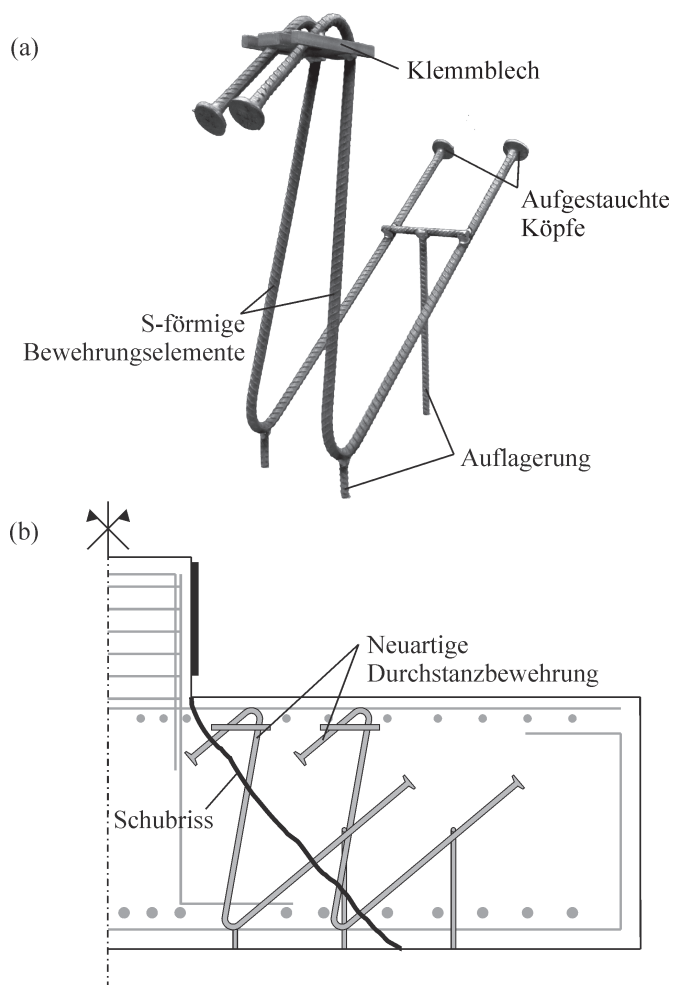


Bild 1. Neuartige Durchstanzbewehrung [18]
Fig. 1. New punching shear reinforcement [18]

fundament mit Schrägaufbiegungen unterstützt diese Annahme [4].

Aufbauend auf den Ergebnissen vorhandener Versuchsserien an Einzelfundamenten ohne und mit Durchstanzbewehrung [4], [8], [9], [10] wurde ein neuartiges Durchstanzbewehrungselement mit geneigten Stäben entwickelt (Bild 1 (a)). Aufgrund der geneigten Bewehrungsstäbe werden die Schubrisse durch die s-förmigen Bewehrungselemente mehrfach gekreuzt (Bild 1 (b)). Die starre Verankerung durch aufgestaute 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. Die Elemente sind so einzubauen, dass ähnlich wie die Köpfe von Doppelkopfkankern das Klemmblech in die obere Bewehrungslage einbindet. Die untere Abbiegung soll analog dazu in die untere Bewehrungslage einbinden. Da die Elemente direkt auf der Schalung und nicht auf der unteren Bewehrungslage aufstehen, ist die richtige Einbauhöhe bei Wahl geeigneter Abstandhalter relativ einfach zu realisieren. Ein Vertauschen von „oben“ und „unten“ ist ebenfalls nicht möglich, da die Elemente nur bei richtiger Anordnung stehen bleiben. Im Vorfeld durchgeführte Einbauversuche haben gezeigt, dass sich die Elemente wesentlich leichter als geschlossene Bü-

gel einbauen lassen und sich gegenüber einer Durchstanzbewehrung aus Doppelkopfkankern kein Mehraufwand ergibt.

In einer ersten Versuchsserie wurde das Durchstanzverhalten von Einzelfundamenten mit der neuartigen Durchstanzbewehrung und einem Versagen innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs untersucht [18]. Die durchgeführten Versuche belegten eine deutliche Traglaststeigerung gegenüber Einzelfundamenten mit üblicher Durchstanzbewehrung. Im Vergleich zu baugleichen, bügelbewehrten Einzelfundamenten konnte mit der neuartigen Durchstanzbewehrung eine Traglaststeigerung von etwa 35 % erreicht werden. Da in der ersten Versuchsserie ein Versagen innerhalb der durchstanzbewehrten Zone erzielt werden sollte, wurde in den Versuchskörpern durch die Wahl von Bewehrungselementen mit dünnen Stabdurchmessern nur eine relativ geringe Durchstanzbewehrungsmenge vorgesehen. Ziel der nachfolgend beschriebenen Versuchsserie war es, die mit den neuen Bewehrungselementen maximal erreichbare Durchstanztragfähigkeit zu ermitteln. Dazu wurde in den nachfolgend beschriebenen sieben Versuchen die vorhandene Durchstanzbewehrungsmenge im Vergleich zu den Versuchskörpern der ersten Serie deutlich erhöht. Um zusätzlich die Einflussfaktoren auf die Maximaltragfähigkeit näher untersuchen zu können, wurden in den Versuchen die Betondruckfestigkeit, die Schubslankheit, der bezogene Stützenumfang und die Anordnung der Durchstanzbewehrungselemente systematisch variiert.

2 Versuchsserie

2.1 Allgemeines

Das Versuchsprogramm umfasste insgesamt sieben Durchstanzversuche an quadratischen Einzelfundamenten mit neuartiger Durchstanzbewehrung. Die Versuche wurden in Anlehnung an eine bereits bestehende Versuchsserie [18] an Einzelfundamenten mit der neuartigen Durchstanzbewehrung geplant. Während in der vorherigen Versuchsserie Durchstanzbewehrungselemente mit Durchmessern $\varnothing_w = 10 \text{ mm}$ bzw. $\varnothing_w = 12 \text{ mm}$ verwendet wurden, wurde der Durchmesser für die aktuellen Versuche auf $\varnothing_w = 14 \text{ mm}$ vergrößert, um die maximale Durchstanztragfähigkeit zu untersuchen. Zu den untersuchten Einflussparametern zählten die Betondruckfestigkeit $f_{c,cyl}$, die Schubslankheit a_l/d , der bezogene Stützenumfang u_0/d und die Anordnung der Durchstanzbewehrung.

2.2 Materialkennwerte

Für alle Versuchskörper wurde Transportbeton (C25/30 bzw. C50/60) mit einem Größtkorndurchmesser des Zuschlags von 16 mm verwendet. Die Zylinderdruckfestigkeit ($\varnothing 150/300 \text{ mm}$) betrug am Versuchstag zwischen $f_{c,cyl} = 21,7 \text{ MPa}$ und $f_{c,cyl} = 53,8 \text{ MPa}$. Die Stützenabschnitte bestanden in allen Versuchen aus hochfestem Beton (HSC: $f_{c,cyl} \geq 110,0 \text{ MPa}$) 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 St900/1 100 gewählt, um ein vorzeitiges Fließen der Längsbewehrung zu vermeiden. Die gemessene Streckgrenze variierte zwischen $f_y = 996 \text{ MPa}$ und $f_y = 1 034 \text{ MPa}$ und die Zugfestigkeit betrug etwa

Tabelle 1. Versuchsparameter und Bruchlasten
Table 1. Test parameters and failure loads

Versuch	h [m]	d [m]	c [m]	b [m]	u_0/d [-]	a_λ/d [-]	$f_{c,cyl}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	f_y [MPa]	ρ_l [%]	$\varnothing_w$ [mm]	f_{yw} [MPa]	Layout	V_{Flex} [kN]	V_{Test} [kN]
DF_N8	0,450	0,397	0,300	1,300	3,02	1,25	23,0	20	996	0,79	14	553	I	14 020	7 743
DF_N0N	0,450	0,396	0,300	1,900	3,03	2,02	22,4	20	1 034	0,83	14	569	II	11 437	6 380
DF_N9	0,450	0,397	0,300	2,700	3,02	3,02	25,1	20	996	0,81	14	553	III	9 928	5 629
DF_N11	0,450	0,397	0,300	1,900	3,02	2,02	53,8	20	996	0,83	14	553	II	12 731	9 831
DF_N12	0,450	0,397	0,300	2,700	3,02	3,02	51,3	20	996	0,81	14	553	III	10 977	7 850
DF_N13	0,450	0,395	0,400	2,000	4,05	2,03	22,8	20	996	0,86	14	553	II	12 945	7 416
DF_N14	0,450	0,396	0,600	2,200	6,06	2,02	21,7	20	996	0,86	14	553	II	15 713	8 692

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; $\varnothing$: Durchmesser der Längsbewehrung; f_y : Streckgrenze der Längsbewehrung; ρ_l : Längsbewehrungsgrad; $\varnothing_w$: Durchmesser der Durchstanzbewehrung; f_{yw} : Streckgrenze der Durchstanzbewehrung; Layout: Layout der Durchstanzbewehrung; V_{Flex} : Biegetragfähigkeit nach Bruchlinientheorie [21]; V_{Test} : Bruchlast.

$f_t = 1\,177$ MPa. Der Elastizitätsmodul wurde zu $E_s = 194\,300$ MPa ermittelt. Für die neuartige Durchstanzbewehrung wurden gerippte Betonstahlstäbe B500 B mit Streckgrenzen zwischen $f_y = 553$ MPa und $f_y = 569$ MPa eingesetzt. Die Zugfestigkeit variierte zwischen $f_t = 631$ MPa und $f_t = 646$ MPa und der Elastizitätsmodul betrug zwischen $E_s = 199\,100$ MPa und $E_s = 199\,800$ MPa. Alle Materialkennwerte, Versuchsparameter und Bruchlasten sind in **Tabelle 1** zusammengefasst.

2.3 Versuchskörper

Die Kantenlänge der sieben quadratischen Versuchskörper betrug 1 300 mm, 1 900 mm, 2 000 mm, 2 200 mm oder 2 700 mm und die quadratischen Stützen hatten Abmessungen von 300 mm, 400 mm oder 600 mm. Die statische Nutzhöhe d betrug in allen Versuchen etwa 400 mm, wodurch sich Schubslankheiten zwischen $a_\lambda/d = 1,25$ und $a_\lambda/d = 3,0$ (a_λ ist der lotrechte Abstand vom Stützenanschnitt zum Fundamentrand) und bezogene Stützenumfänge zwischen $u_0/d = 3,0$ und $u_0/d = 6,0$ ergaben (u_0 ist der Umfang der Stütze). Die unterschiedlichen Anordnungen der Durchstanzbewehrung sind in **Bild 2** exemplarisch für die Versuche DF_N0N (Layout II) und DF_N9 (Layout III)

dargestellt. Während bei Layout II jeweils acht Bewehrungselemente in der ersten und zweiten Reihe angeordnet wurden, wurde bei den schlankeren Versuchskörpern (Layout III) eine dritte Bewehrungsreihe bestehend aus acht Durchstanzbewehrungselementen eingebaut. Versuchskörper DF_N8 ($a_\lambda/d = 1,25$; Layout I) war aus Platzgründen nur mit acht Bewehrungselemente in der ersten Reihe versehen.

2.4 Versuchsaufbau

Für die Durchführung der Durchstanzversuche wurde der in [10], [18] beschriebene Versuchsstand verwendet. Die Versuchskörper wurden auf dem Kopf stehend mit der Sohlfläche nach oben geprüft. Die gleichmäßige Sohlbelastung wurde durch 25 Lastpunkte simuliert. Aufgrund der hohen Durchstanztragfähigkeiten der Einzelfundamente aus der ersten Versuchsserie [18] wurde die Belastungsanordnung gegenüber dem ursprünglichen Versuchsstand modifiziert und die Belastung direkt über 25 Pressen aufgebracht (**Bild 3**). Gleiche Pressenkräfte wurden durch die Verwendung eines gemeinsamen Ölkreislaufes sichergestellt. Zur Vermeidung von Membrankräften im Versuchskörper wurden zwischen den Zylindern und dem Prüfkörper Gleit- und

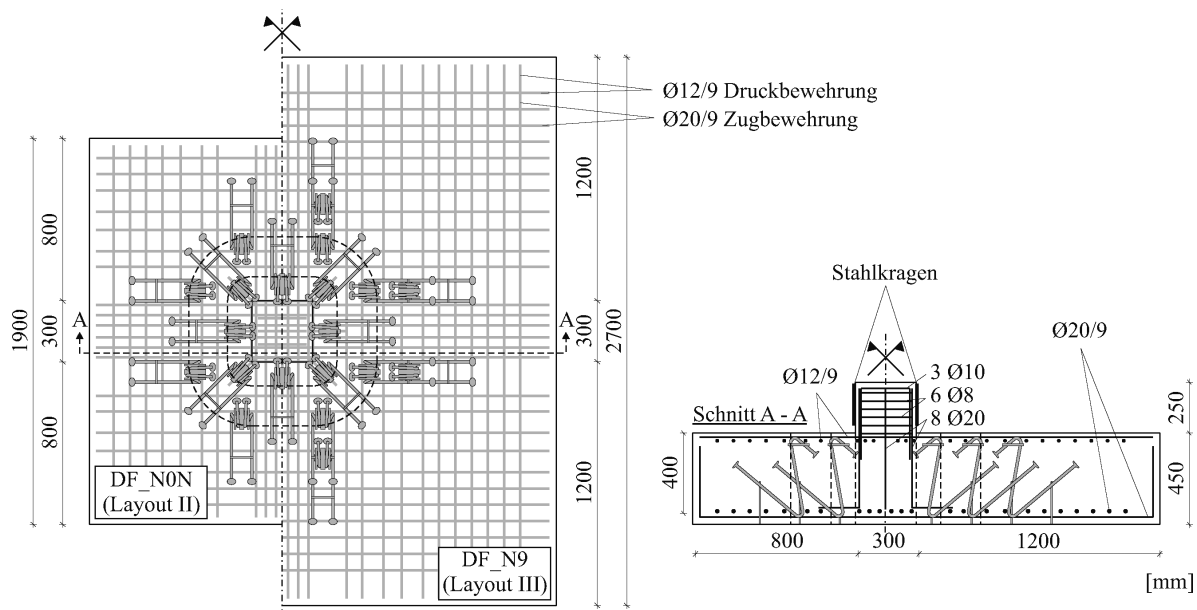


Bild 2. Layout der Biege- und Durchstanzbewehrung exemplarisch für Versuchskörper DF_N0N und DF_N9
Fig. 2. Layout of flexural reinforcement and punching shear reinforcement for specimens DF_N0N and DF_N9

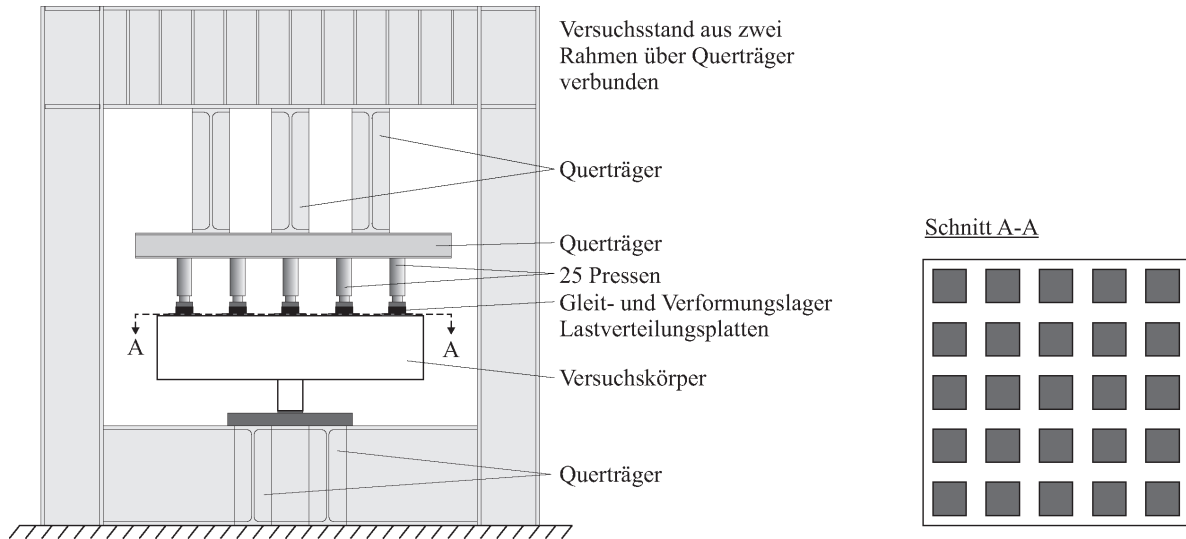


Bild 3. Versuchsstand
Fig. 3. Test setup

Verformungslager auf Lastplatten aus Stahl und Lastverteilungsplatten aus Holz angeordnet. Die aufgebrachte Kraft wurde manuell hydraulisch geregelt und über den Öldruck sowie eine Kraftmessdose gemessen.

2.5 Messtechnik

In allen 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 zu erwartenden Schubrisse aufgezeichnet. Die Betonstauchungen auf der Biegedruckseite der Platte sowie die Dehnungen der Biegezugbewehrung und der Durchstanzbewehrung wurden an verschiedenen Stellen mit Dehnungsmessstreifen (DMS) gemessen. Bei der Messung der Stahldehnungen wurden je Messstelle zwei DMS gegen-

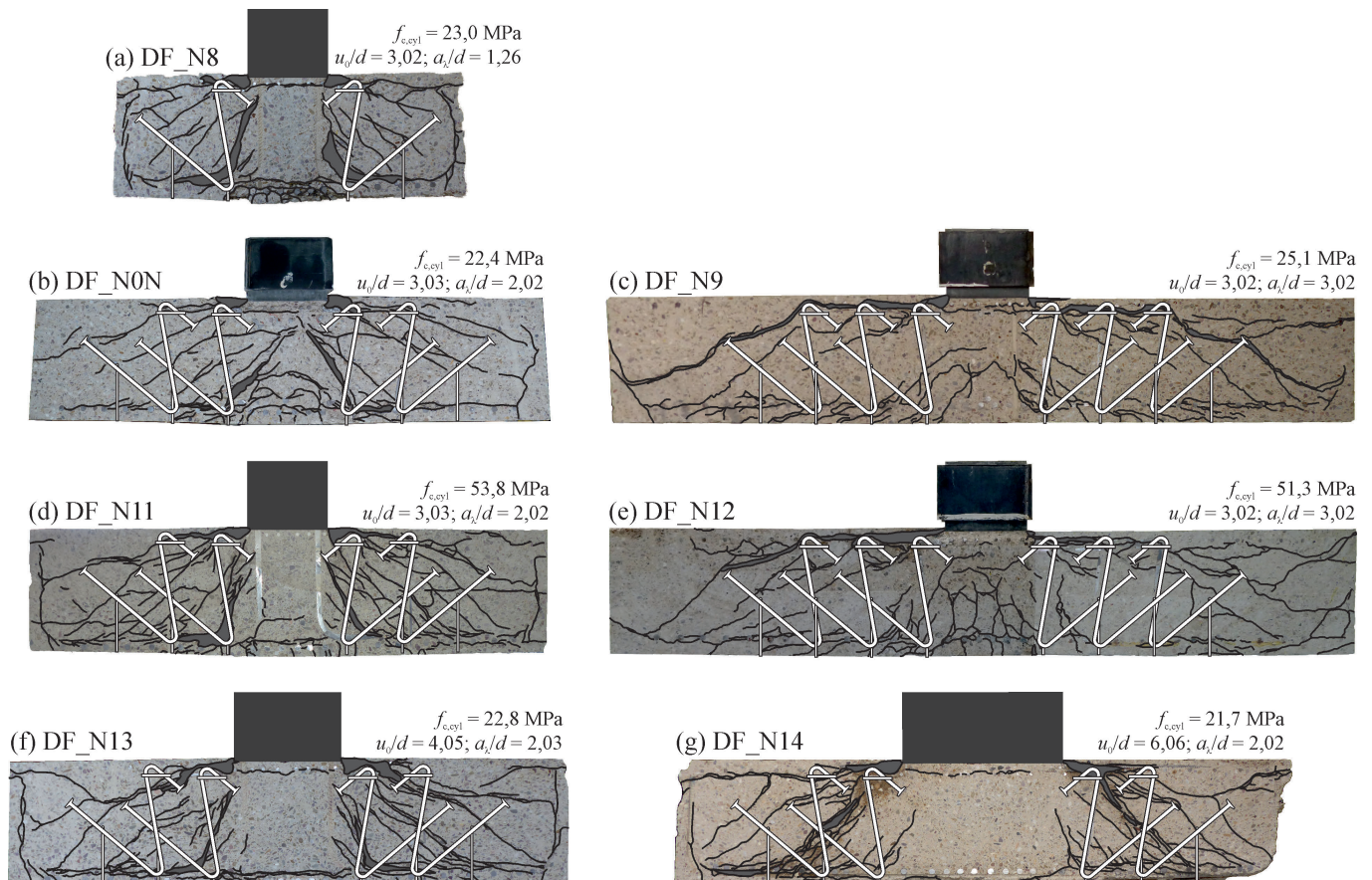


Bild 4. Sägeschnitte der Versuchskörper
Fig. 4. Saw-cuts of specimens

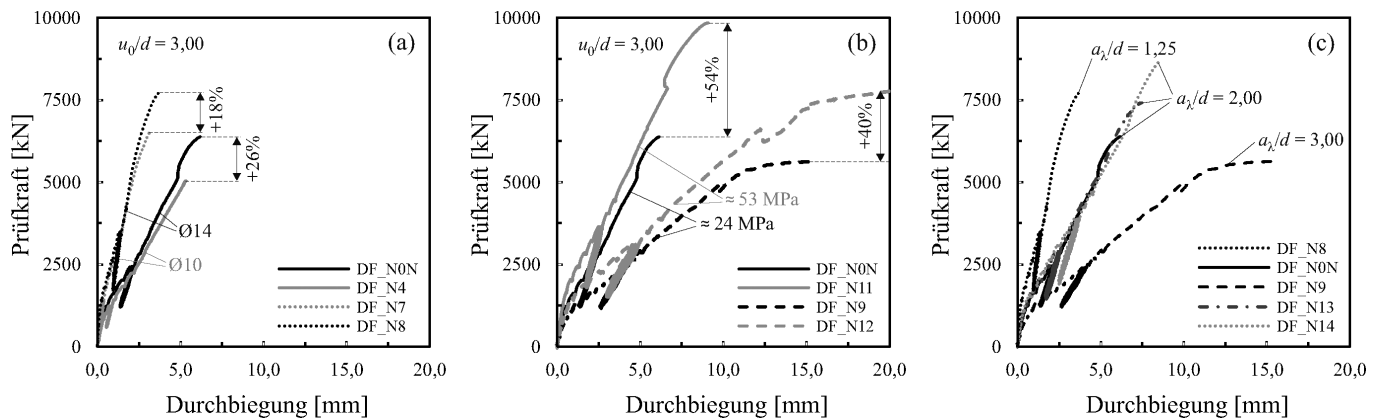


Bild 5. Last-Verformungskurven
Fig. 5. Load-deflection curves

überliegend angeordnet, deren Messwerte zur Eliminierung von Biegeeffekten gemittelt wurden.

2.6 Versuchsdurchführung

Die Belastung wurde in Inkrementen von 400 kN eingebracht. Nach dem Erreichen der rechnerischen Gebrauchslast wurden zehn Lastwechsel zwischen der vollen und halben Gebrauchslast durchgeführt. Dabei wurde die Gebrauchslast als Durchstanztragfähigkeit eines baugleichen Einzelfundaments ohne Durchstanzbewehrung nach DIN EN 1992-1-1+NA(D) (EC 2+NA(D)) [19], [20] definiert (mit $\gamma_c = 1,0$ ermittelt). Nach den Lastwechseln wurden zwei weitere Laststufen angefahren und danach die Presskraft kontinuierlich bis zum Versagen gesteigert.

3 Versuchsergebnisse

3.1 Allgemeines

Bei allen Versuchen wurde ein Durchstanzversagen beobachtet, dass sich stets durch eine Zunahme der Plattendicke und der Dehnungen der Durchstanzbewehrung sowie einem Eindringen der Stütze in die Platte kennzeichnete. Der Vergleich der auf Grundlage der Bruchlinientheorie nach [21] ermittelten Biegetragfähigkeiten mit den Bruchlasten bestätigt, dass die Biegetragfähigkeit zum Versagenszeitpunkt nicht überschritten wurde. Die Bruchlasten der durchgeführten Durchstanzversuche sind in Tabelle 1 dargestellt.

3.2 Bruchtragverhalten und Rissbildung

Die Rissbilder im Platteninnern wurden durch Sägeschnitte dokumentiert (Bild 4). In allen Versuchen bildete sich ein Rissbild mit vielen, fein verteilten Schubrisen aus, die an verschiedenen Stellen die Durchstanzbewehrung kreuzen. Neben den Sägeschnitten belegen auch Dehnungsmessungen in den Bewehrungselementen, dass die Durchstanzbewehrung in allen Reihen für den Lastabtrag aktiviert wurde.

Bei den Versuchskörpern mit Schubslankheiten $a_x/d \leq 2,0$ und bezogenen Stützenumfängen $u_0/d \leq 4,0$ (DF_N8, DF_N0N, DF_N11, DF_N15; Bild 4 (a, b, d, f)) bildete sich ein steiler Versagensriss aus, der sich zwischen dem Stützenanschnitt und der unteren Abbiegung der Durchstanzbewehrungselemente in der ersten Bewehrungsreihe lokalisierte. In Versuchskörper DF_N14 ($a_x/d = 2,0$; $u_0/d = 6,0$) entwickelte sich ein geringfügig flacherer Versa-

gensriss zwischen dem Stützenanschnitt und der zweiten Durchstanzbewehrungsreihe (Bild 4 (g)). Da in allen Versuchen unabhängig vom bezogenen Stützenumfang stets acht Bewehrungselemente in der ersten Reihe angeordnet wurden, ergaben sich bei dem Versuchskörper DF_N14 größere tangentielle Abstände zwischen den Durchstanzbewehrungselementen. Im Gegensatz zu den Versuchskörpern mit Schubslankheiten $a_x/d \leq 2,0$ bildete sich bei den schlankeren Versuchskörpern DF_N9 und DF_N12 ($a_x/d = 3,0$) der Versagensriss außerhalb von der dritten Durchstanzbewehrungsreihe aus (Bild 4 (c, e)), was auf ein Versagen außerhalb des durchstanzbewehrten Bereiches hindeutet. Wie bereits in vorangegangenen Versuchen an Einzelfundamenten mit Durchstanzbewehrung beobachtet wurde [8], [9], [10], [18], scheint die Neigung der Schubrisse nicht von der Schubslankheit a_x/d beeinflusst zu werden, sofern ein Versagen außerhalb des durchstanzbewehrten Bereiches ausgeschlossen werden kann.

3.3 Last-Verformungscharakteristik

Die bereits durchgeführte Versuchsserie an Einzelfundamenten mit der neuartigen Durchstanzbewehrung belegt eine signifikante Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit gegenüber baugleichen Versuchskörpern ohne und mit Bügeln als Durchstanzbewehrung [18]. Die Beobachtung, dass die Versuche der ersten Versuchsserie innerhalb des durchstanzbewehrten Bereiches versagten, lässt die Vermutung zu, dass durch Anordnung von Durchstanzbewehrungselementen mit größeren Stabdurchmessern höhere Durchstanztragfähigkeiten erzielt werden können. In Bild 5 (a) sind die Last-Verformungskurven der Versuche DF_N8 ($a_x/d = 1,25$; $u_0/d = 3,0$) und DF_N0N ($a_x/d = 2,0$; $u_0/d = 3,0$) mit neuartigen Durchstanzbewehrungselementen mit einem Durchmesser $\varnothing_w = 14$ mm sowie der baugleichen Versuche DF_N7 ($a_x/d = 1,25$; $u_0/d = 3,0$) und DF_N4 ($a_x/d = 2,0$; $u_0/d = 3,0$) mit Durchstanzbewehrungselementen mit einem Durchmesser $\varnothing_w = 10$ mm [18] dargestellt. Die Betondruckfestigkeit der Versuchskörper ist vergleichbar und variierte am Versuchstag zwischen $f_{c,cyl} = 20,4$ MPa und $f_{c,cyl} = 23,0$ MPa. Während die Versuchskörper DF_N4 und DF_N7 innerhalb des durchstanzbewehrten Bereiches versagten, wurde die Bewehrungsmenge in den Versuchen DF_N8 und DF_N0N erhöht, um die maximale Durchstanztragfähigkeit zu erreichen. Die Last-Verformungskurven der Versuche DF_N7 und DF_N4 ($\varnothing_w = 10$ mm) verlaufen bis zum Bruch nahezu identisch mit den Last-Verformungs-

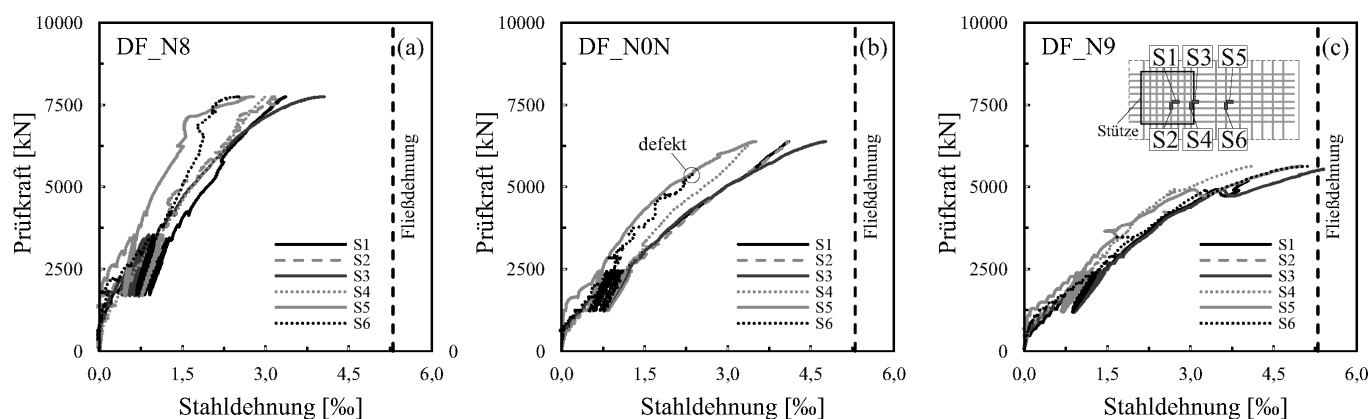


Bild 6. Stahldehnungen der Biegezugbewehrung für Versuchskörper DF_N8 (a), DF_N0N (b) und DF_N9 (c)
Fig. 6. Strains of flexural reinforcement for specimens DF_N8 (a), DF_N0N (b), and DF_N9 (c)

kurven der Versuche DF_N8 und DF_N0N ($\varnothing_w = 14$ mm). Die Bruchlast betrug 6 573 kN für den Versuchskörper DF_N7 und 7 743 kN für den Versuchskörper DF_N8 (+ 18 %). Für die schlankeren Versuchskörper ergaben sich Bruchlasten von 5 045 kN (DF_N4) und 6 380 kN (DF_N0N; + 26 %). Der Vergleich der Bruchlasten deutet auf einen unterproportionalen Anstieg der Durchstanztragfähigkeit mit steigender Bewehrungsmenge ($A_{sw,\varnothing 14} \approx 2 \cdot A_{sw,\varnothing 10}$) hin. Diese Beobachtung ist im Einklang mit bestehenden Untersuchungen zum Durchstanztragverhalten von Flachdecken mit Durchstanzbewehrung [22], [23].

Der Vergleich der Last-Verformungskurven der Versuche DF_N0N ($a_x/d = 2,0$; $u_0/d = 3,0$) und DF_N9 ($a_x/d = 3,0$; $u_0/d = 3,0$) mit einer Betondruckfestigkeit von $f_{c,cyl} \approx 24$ MPa sowie der baugleichen Versuche DF_N11 ($a_x/d = 2,0$; $u_0/d = 3,0$) und DF_N12 ($a_x/d = 3,0$; $u_0/d = 3,0$) mit einer Betondruckfestigkeit von $f_{c,cyl} \approx 53$ MPa ist in Bild 5 (b) dargestellt. Der Verlauf der Last-Verformungskurven der Versuchskörper DF_N0N und DF_N9 ($f_{c,cyl} \approx 24$ MPa) ist vergleichbar mit dem Verlauf der Versuche DF_N11 und DF_N12 ($f_{c,cyl} \approx 53$ MPa). Der vertikale Versatz der Last-Verformungskurven der Versuchskörper DF_N11 und DF_N12 ist auf die höhere Zugfestigkeit des verwendeten Betons zurückzuführen. Die Bruchlast betrug 6 380 kN für den Versuchskörper DF_N0N und 9 831 kN für den Versuchskörper DF_N11 (+ 54 %). Für die schlankeren Versuchskörper ergaben sich Bruchlasten von 5 629 kN (DF_N9) und 7 850 kN (DF_N12; + 40 %). Der Vergleich der Bruchlasten deutet auf eine hohe Effizienz der neuartigen Durchstanzbewehrung auch für höhere Betondruckfestigkeiten hin.

In Bild 5 (c) sind die Last-Verformungskurven der Versuchskörper mit einer Betondruckfestigkeit $f_{c,cyl} \approx 23$ MPa dargestellt. Dabei zeigt sich für die Versuche mit einer Schubschlankheit von $a_x/d = 2,0$ und variablem bezogenem Stützenumfang u_0/d ein qualitativ ähnlicher Verlauf der Last-Verformungskurven. Im Gegensatz dazu verläuft die Last-Verformungskurve des gedrunenen Versuchskörpers DF_N8 ($a_x/d = 1,25$) deutlich steiler und des schlanken Versuchskörpers DF_N9 ($a_x/d = 3,0$) deutlich flacher. Dieser Effekt wurde bereits in früheren Durchstanzversuchen an Einzelfundamenten ohne und mit Durchstanzbewehrung beobachtet [8], [18].

3.4 Stahldehnungen der Biegezugbewehrung

Die Stahldehnungen der Biegezugbewehrung wurden bei allen Versuchen auf den beiden Hauptachsen jeweils an verschiedenen Punkten in radialer und tangentialer Rich-

tung gemessen. In Bild 6 sind typische Verläufe der Stahldehnungen für die Versuchskörper DF_N8 ($a_x/d = 1,25$), DF_N0N ($a_x/d = 2,0$) und DF_N9 ($a_x/d = 3,0$) dargestellt. Zusätzlich ist die Fließdehnung des verwendeten hochfesten Bewehrungsstahls in den Diagrammen angegeben. Wie bereits in vorangegangenen Durchstanzversuchen an Einzelfundamenten beobachtet wurde, treten die größten Stahldehnungen unmittelbar am Stützenanschnitt auf [8], [18]. Während die gemessenen Dehnungen des Bewehrungsstahls an den meisten Messstellen deutlich unterhalb der Fließdehnung lagen (Bild 6 (a, b)), wurde in manchen Versuchen die Fließdehnung am Stützenanschnitt überschritten (Bild 6 (c)). Aufgrund dieses lokal begrenzten Fließens der Längsbewehrung kann allerdings davon ausgegangen werden, dass die Biegetragfähigkeit der Versuchskörper im Versagenszustand noch nicht erreicht wurde und bei allen Versuchen ein eindeutiges Durchstanzversagen vorlag. Der Vergleich mit den Biegetragfähigkeiten nach [21] auf Grundlage der Bruchlinientheorie (Tabelle 1) bestätigt diese Annahme.

3.5 Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung

In Bild 7 (a, b, c) sind typische Verläufe der Stahldehnungen in der ersten Reihe der Durchstanzbewehrung für die Versuchskörper DF_N0N, DF_N11 und DF_N9 dargestellt. Außerdem ist die Fließdehnung des verwendeten Betonstahls in den Diagrammen angegeben. Während die Versuchskörper DF_N0N ($f_{c,cyl} = 22,4$ MPa) und DF_N11 ($f_{c,cyl} = 53,8$ MPa) mit einer Schubschlankheit $a_x/d = 2,0$ und zwei Reihen Durchstanzbewehrung (Layout II) geprüft wurden, waren bei Versuchskörper DF_N9 ($f_{c,cyl} = 25,1$ MPa) aufgrund der größeren Schubschlankheit ($a_x/d = 3,0$) drei Bewehrungsreihen (Layout III) vorhanden. Unabhängig von der Anordnung der Durchstanzbewehrung und der Betondruckfestigkeit wurden an allen Messstellen (S17, S26, S29) nennenswerte Stahldehnungen im Versagenszustand gemessen. Dabei wurden an den Messstellen S26 und S29 stets Stahldehnungen unterhalb der Fließdehnung beobachtet (gemessene Stahldehnung zwischen 0,8‰ und 2,2‰). Im Gegensatz dazu überschreitet die Stahldehnung an der stützennahen Messstelle S17 der Versuchskörper DF_N0N und DF_N11 die Fließdehnung. Diese Beobachtung kann mithilfe der Rissbilder erklärt werden. Während sich bei den Versuchen DF_N0N und DF_N11 ein steiler Versagensriss zwischen dem Stützenanschnitt und der unteren Abbiegung der Durchstanzbewehrungselemente in der ersten Bewehrungsreihe ausbildete (Bild 4 (b, d)), ent-

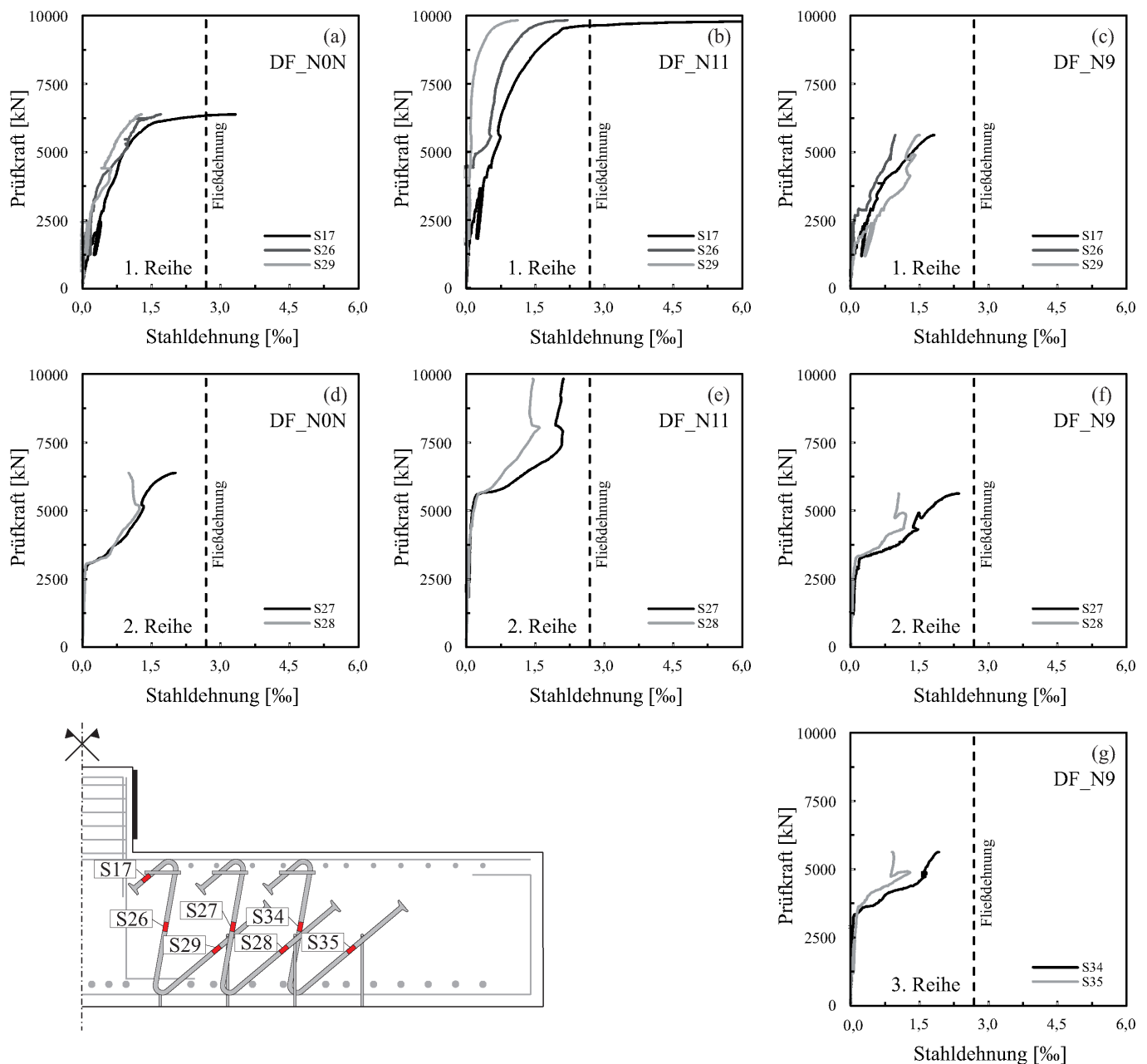


Bild 7. Stahldehnungen der ersten Reihe der Durchstanzbewehrung (a-c), der zweiten Reihe der Durchstanzbewehrung (d-f) und der dritten Reihe der Durchstanzbewehrung (g) für Versuchskörper DF_N0N, DF_N11 und DF_N9

Fig. 7. Strains of punching shear reinforcement in the first row (a-c), in the second row (d-f), and in the third row (g) for specimens DF_N0N, DF_N11, and DF_N9

wickelte sich der Versagensriss bei Versuch DF_N9 ausgehend von der dritten Bewehrungsreihe (Bild 4 (c)). Demnach wurden die kurzen Bewehrungsstäbe in der ersten Reihe der Versuche DF_N0N und DF_N11 vom Versagensriss gekreuzt und stärker für den Lastabtrag aktiviert als in dem schlanken Versuchskörper DF_N9.

In Bild 7 (d, e, f) sind typische Verläufe der Stahldehnungen in der zweiten Reihe der Durchstanzbewehrung für Versuchskörper DF_N0N (Layout II), DF_N11 (Layout II) und DF_N9 (Layout III) dargestellt. Die Dehnungsmessungen belegen, dass die Durchstanzbewehrung in der zweiten Reihe unabhängig von der Anordnung der Durchstanzbewehrungselemente und der Betondruckfestigkeit für den Lastabtrag aktiviert wurde (gemessene Stahldehnung in allen Versuchen größer als 1,0‰). Während die Stahldehnungen in der zweiten Bewehrungsreihe der Versuchskörper DF_N0N und DF_N11 vergleichbare Werte erreichten wie in

der ersten Bewehrungsreihe (Bild 7 (d, e)), ergaben sich bei Versuchskörper DF_N9 sogar geringfügig höhere Dehnungen in der zweiten Bewehrungsreihe (Bild 7 (f)).

Die Stahldehnungen in der dritten Durchstanzbewehrungsreihe von Versuchskörper DF_N9 (Layout III) sind in (Bild 7 (g)) dargestellt. Die gemessenen Stahldehnungen in der dritten Bewehrungsreihe waren geringfügig niedriger als in der zweiten Reihe und auf einem ähnlichen Niveau wie in der ersten Bewehrungsreihe. Diese Beobachtung kann anhand der Rissbilder bestätigt werden, da sich bei diesem Versuchskörper viele Schubrisse insbesondere im Bereich der zweiten und dritten Reihe der Durchstanzbewehrung ausbildeten (Bild 4 (c)).

Die Auswertung der Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung (Bild 7) und die Sägeschnitte (Bild 4) bestätigen für alle vorgestellten Versuche mit Schubslankheiten $a_v/d \leq 2,0$ und bezogenen Stützenumfängen $u_0/d \leq 4,0$ ein

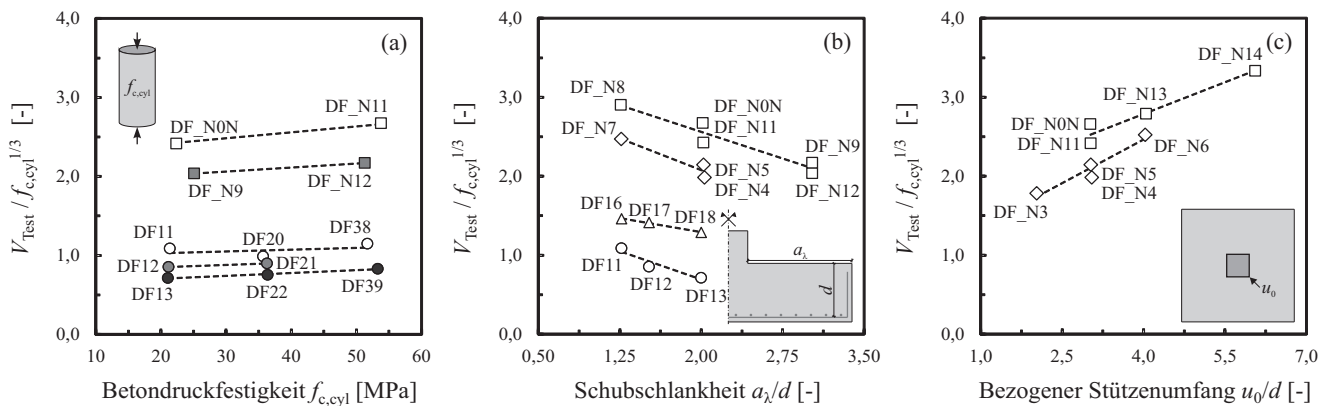


Bild 8. Einfluss der Betondruckfestigkeit $f_{c,\text{cyl}}$ (a), der Schubslankheit a_x/d (b) und des bezogenen Stützenumfangs u_0/d (c) auf die Durchstantragfähigkeit von Einzelfundamenten

Fig. 8. Effects of concrete cylinder strength $f_{c,\text{cyl}}$ (a), shear span-depth ratio a_x/d (b), and specific column perimeter u_0/d (c) on punching shear capacity of reinforced concrete footings

eindeutiges Versagen auf dem Niveau der maximalen Durchstantragfähigkeit. Der Versagensriss lokalisierte sich bei diesen Versuchen stets zwischen dem Stützenanschnitt und der unteren Abbiegung der Durchstanzbewehrungselemente in der ersten Reihe. In Versuchskörper DF_N14 ($a_x/d = 2,0$; $u_0/d \leq 6,0$) entwickelte sich ein geringfügig flacherer Versagensriss zwischen dem Stützenanschnitt und der zweiten Durchstanzbewehrungsreihe, was vermutlich auf die größeren tangentialen Abstände der Durchstanzbewehrung in diesem Versuch zurückgeführt werden kann. Im Gegensatz dazu bildete sich bei den schlanken Versuchskörpern DF_N9 und DF_N12 ($a_x/d = 3,0$) der Versagensriss außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs aus. Die Stahldehnungsmessungen der Durchstanzbewehrung belegen für diese Versuche eine hohe Ausnutzung der äußeren Bewehrungsreihen. Da jedoch die gemessenen Stahldehnungen in der ersten Durchstanzbewehrungsreihe vergleichbar mit den Versuchen mit geringerer Schubslankheit ($a_x/d \leq 2,0$) sind, scheint sich der Versagensriss außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs erst kurz vor einem Versagen auf dem Niveau der maximalen Durchstantragfähigkeit ausgebildet zu haben. Auf der sicheren Seite liegend können die Bruchlasten der Versuche DF_N9, DF_N12 und DF_N14 daher als unterer Grenzwert der maximalen Durchstantragfähigkeit betrachtet werden.

4 Diskussion der Versuchsergebnisse

4.1 Allgemeines

Das Durchstantragverhalten von Einzelfundamenten wird maßgeblich durch die Betondruckfestigkeit $f_{c,\text{cyl}}$, den Längsbewehrungsgrad ρ_l und die Plattengeometrie (z.B. statische Nutzhöhe d , Schubslankheit a_x/d , bezogener Stützenumfang u_0/d , Maßstabeffekte) beeinflusst. Im Rahmen der vorliegenden Versuchsserie wurden daher die Einflüsse der Betondruckfestigkeit $f_{c,\text{cyl}}$, der Schubslankheit a_x/d und des bezogenen Stützenumfangs u_0/d auf das Durchstantragverhalten von Einzelfundamenten mit einer neuartigen Durchstanzbewehrung untersucht. Nachfolgend werden die Versuchsergebnisse hinsichtlich der untersuchten Parameter näher diskutiert. Weiterhin wird die Effizienz der neuartigen Durchstanzbewehrung durch den

Vergleich der Bruchlasten mit der Durchstantragfähigkeit nach EC2+NA(D) untersucht.

4.2 Einfluss der Betondruckfestigkeit

Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Durchstantragfähigkeit von Flachdecken wurde in der Vergangenheit durch verschiedene Forscher experimentell untersucht [24], [25], [26], [27], [28]. Als Ergebnis dieser Untersuchungen berücksichtigen verschiedene Durchstanzbemessungsregeln diesen Einfluss über die Kubikwurzel der Betondruckfestigkeit (z.B. [19], [20], [29], [30]). Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Durchstantragfähigkeit von Einzelfundamenten ohne Durchstanzbewehrung wurde bislang in zwei Versuchsserien untersucht [8], [10]. In diesem Zusammenhang sind in Bild 8 (a) die bezogenen Bruchlasten $V_{\text{Test}} / f_{c,\text{cyl}}^{1/3}$ der Versuche DF11, DF20 und DF38 ($a_x/d = 1,25$), DF12 und DF21 ($a_x/d = 1,5$) sowie DF13, DF22 und DF39 ($a_x/d = 2,0$) über der Betondruckfestigkeit aufgetragen. Unabhängig von der Schubslankheit a_x/d zeigt sich mit steigender Betondruckfestigkeit ein geringfügiger Anstieg der bezogenen Bruchlast $V_{\text{Test}} / f_{c,\text{cyl}}^{1/3}$. Demnach wird der Einfluss der Betondruckfestigkeit über den Ansatz der Kubikwurzel für diese Versuche leicht unterschätzt.

Um diesen Einfluss für Einzelfundamente mit der neuartigen Durchstanzbewehrung zu untersuchen, können die Versuchskörper DF_N0N und DF_N11 ($a_x/d = 2,0$) sowie DF_N9 und DF_N12 ($a_x/d = 3,0$) herangezogen werden (Bild 8 (a)). Dabei zeigt sich ein ähnlicher Zusammenhang zwischen Bruchlast und Betondruckfestigkeit wie bei den Versuchen an Einzelfundamenten ohne Durchstanzbewehrung.

4.3 Einfluss der Schubslankheit

Bereits in vorangegangenen Versuchsserien an Einzelfundamenten ohne und mit Bügeln als Durchstanzbewehrung [6], [7], [8], [9], [10] wurde der Einfluss der Schubslankheit a_x/d auf die Durchstantragfähigkeit untersucht. In diesem Zusammenhang sind in (Bild 8 (b)) die auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Bruchlasten $V_{\text{Test}} / f_{c,\text{cyl}}^{1/3}$ der Versuche DF11 ($a_x/d = 1,25$), DF12 ($a_x/d = 1,5$) und DF13 ($a_x/d = 2,0$) ohne Durchstanzbewehrung sowie der Versuche DF16 ($a_x/d = 1,25$), DF17 ($a_x/d = 1,5$) und DF18 ($a_x/d = 2,0$) mit Bügeln als Durchstanzbewehrung aus [8] in

Abhängigkeit der Schubslankheit a_x/d aufgetragen. Die Versuche zeigen, dass die Durchstantragfähigkeit mit abnehmender Schubslankheit a_x/d zunimmt. Dieser Zusammenhang ist weniger stark ausgeprägt für die Versuche mit Bügeln als Durchstanzbewehrung. Demnach scheint die Effizienz der Bügel mit abnehmender Schubslankheit a_x/d geringer zu werden.

Um diesen Einfluss für Einzelfundamente mit der neuartigen Durchstanzbewehrung zu untersuchen, können die Versuche DF_N7 ($a_x/d = 1,25$), DF_N4 ($a_x/d = 2,0$) und DF_N5 ($a_x/d = 2,0$) mit einem Versagen innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs [18] sowie die im Rahmen dieses Beitrags vorgestellten Versuche DF_N8 ($a_x/d = 1,25$), DF_N0N ($a_x/d = 2,0$), DF_N11 ($a_x/d = 2,0$), DF_N9 ($a_x/d = 3,0$) und DF_N12 ($a_x/d = 3,0$) herangezogen werden, die im Vergleich zu der Versuchsserie aus [8] ein größeres u_0/d -Verhältnis von 3,0 aufweisen. Im Gegensatz zu den Versuchen mit Bügeln zeigt sich für die Versuche mit neuartiger Durchstanzbewehrung unabhängig von der Versagensursache (Maximaltragfähigkeitsversagen; Versagen innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs; Versagen außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs) ein vergleichbarer Zusammenhang zwischen Schubslankheit a_x/d und bezogener Bruchlast $V_{\text{Test}}/f_{c,\text{cyl}}^{1/5}$ wie bei den Versuchen ohne Durchstanzbewehrung. Somit scheint die Effizienz der neuartigen Durchstanzbewehrung nicht von der Schubslankheit a_x/d beeinflusst zu werden.

4.4 Einfluss des bezogenen Stützenumfangs

Vorangegangene experimentelle Untersuchungen zum Durchstantragverhalten von Flachdecken belegen einen Zusammenhang zwischen Durchstantragfähigkeit und bezogenem Stützenumfang u_0/d [25], [31]. Dieser Einfluss wird zum Beispiel bereits in den Durchstanzbemessungsgleichungen nach EC2+NA(D) [19], [20], [32] und einem neuen, einheitlichen Bemessungsmodell gegen Durchstanzen in Flachdecken und Fundamenten [30] berücksichtigt. Eine Überprüfung dieses Einflusses anhand der Durchstanversuchsserien an Einzelfundamenten aus [6], [7], [8], [9], [10] ist nicht möglich.

Um diesen Einfluss für Einzelfundamente mit der neuartigen Durchstanzbewehrung zu untersuchen, können die Versuche DF_N3 ($u_0/d = 2,0$), DF_N4 ($u_0/d = 3,0$), DF_N5 ($u_0/d = 3,0$) und DF_N6 ($u_0/d = 4,0$) mit einem Versagen innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs [18] sowie die im Rahmen dieses Beitrags vorgestellten Versuche DF_N0N ($u_0/d = 3,0$), DF_N11 ($u_0/d = 3,0$), DF_N13 ($u_0/d = 4,0$) und DF_N14 ($u_0/d = 6,0$) herangezogen werden. In diesem Zusammenhang sind in Bild 8 (c) die auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Bruchlasten der Versuche $V_{\text{Test}}/f_{c,\text{cyl}}^{1/5}$ in Abhängigkeit des bezogenen Stützenumfangs dargestellt. Für die vorliegenden Versuche ergeben sich unabhängig von der Versagensursache (Maximaltragfähigkeitsversagen; Versagen innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs; Versagen außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs) höhere Durchstantragfähigkeiten mit steigendem u_0/d -Verhältnis.

4.5 Effizienz der neuartigen Durchstanzbewehrung

Wenn durch entsprechende Abstandsregeln ein Versagen zwischen den Durchstanzbewehrungselementen ausgeschlossen werden kann, können punktförmig gestützte Platten mit Durchstanzbewehrung innerhalb oder außer-

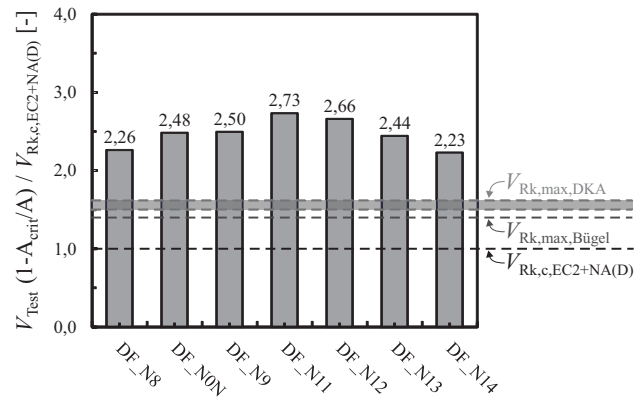


Bild 9. Vergleich von Versuchsbruchlast und charakteristischem Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung nach EC2+NA(D)

Fig. 9. Comparison of failure load and punching shear capacity without punching shear reinforcement according to EC2+NA(D)

halb des durchstanzbewehrten Bereichs sowie auf dem Niveau der maximalen Durchstantragfähigkeit versagen. Ein Versagen innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs tritt ein, sofern die Menge der Durchstanzbewehrung nicht ausreichend ist, um das innere Schubrißwachstum zu begrenzen. In diesem Fall kommt es zu einem Verankerungsversagen oder einem Versagen infolge Fließens der Durchstanzbewehrung [12], [13], [22]. Ein Versagen außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs tritt ein, wenn der durchstanzbewehrte Bereich zu kurz gewählt wurde [12], [13], [22]. Können diese beiden Versagensursachen ausgeschlossen werden, tritt ein Versagen auf dem Niveau der maximalen Durchstantragfähigkeit ein, das durch den mehraxialen Spannungszustand am Stützenanschnitt sowie die Plattenrotation beeinflusst wird [12], [13], [22].

Die maximale Durchstantragfähigkeit ist in vielen Bemessungsmodellen vereinfacht als Vielfaches der Durchstantragfähigkeit einer baugleichen Platte ohne Durchstanzbewehrung definiert (z.B. EC2+NA(D) [19], [20]; Gleichung (1)).

$$V_{Rd,max} = \alpha_{max} \cdot V_{Rd,c} \quad (1)$$

Hierbei sind $V_{Rd,max}$ die maximale Durchstantragfähigkeit, α_{max} der Erhöhungsfaktor und $V_{Rd,c}$ die Durchstantragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung. Der Erhöhungsfaktor α_{max} ist für jede Durchstanzbewehrungsart experimentell zu bestimmen. Beispielsweise definiert EC2+NA(D) den Erhöhungsfaktor für Bügel zu $\alpha_{max} = 1,40$. Bemessungsregeln für Doppelkopfkanker sind nicht in EC2+NA(D) enthalten und werden stattdessen durch Europäische Technische Zulassungen auf Grundlage von EC2+NA(D) geregelt [16]. In den Zulassungen werden für Doppelkopfkanker in Fundamenten und Bodenplatten Erhöhungsfaktoren von $\alpha_{max} = 1,50$ und $\alpha_{max} = 1,62$ angegeben. Weiterführende Informationen zum Durchstanznachweis nach EC2+NA(D) und den Europäischen Technischen Zulassungen für Doppelkopfkanker können zum Beispiel [16], [32], [33], [34], [35], [36], [37] entnommen werden.

Gemäß den Bemessungsvorschriften darf die Bodenpressung innerhalb des kritischen Rundschnitts von der einwirkenden Querkraft abgezogen werden. Aus diesem Grund sind in Bild 9 für alle im Rahmen dieses Beitrags vorgestellten Versuche mit neuartiger Durchstanzbewehrung die Verhältniswerte $V_{\text{Test}} (1 - A_{\text{crit}}/A) / V_{Rk,c,EC2+NA(D)}$ ($\gamma_c = 1,0$; $f_{ck,cyl} = f_{cm,cyl} - 4 \text{ MPa}$) aufgetragen. Hierbei sind A_{crit} die Flä-

che innerhalb des kritischen Rundschnitts und A die Grundrissfläche des Einzelfundaments. Aufgrund der schlupfarmen Endverankerung der neuartigen Durchstanzbewehrung und der durch die optimierte Geometrie guten Rissvernadelung werden für alle Versuche Verhältnisswerte $V_{\text{Test}} (1 - A_{\text{crit}}/A) / V_{\text{Rk,c,EC2+NA(D)}} > 2,2$ erreicht. Damit wird deutlich, dass mit der neuartigen Durchstanzbewehrung erheblich größere Tragfähigkeiten erreicht werden als mit üblichen, vertikal ausgerichteten Durchstanzbewehrungselementen wie Bügeln oder Doppelkopfkankern.

5 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. Die Versuchsergebnisse deuten auf eine hohe Effizienz der Durchstanzbewehrung auch für höhere Betondruckfestigkeiten hin.
- Die gemessenen Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung und die Rissbilder belegen, dass unabhängig

von den untersuchten Anordnungen der Durchstanzbewehrung alle Bewehrungsreihen für den Lastabtrag aktiviert wurden.

- Während vorangegangene Versuche an Einzelfundamenten mit Bügeln als Durchstanzbewehrung auf eine geringere Effizienz der Bügel in gedrunenen Fundamenten hindeuten, scheint die Effizienz der neuartigen Durchstanzbewehrung nicht von der Schub-schlankheit a_{χ}/d beeinflusst zu werden.
- Aufgrund der schlupfarmen Endverankerung und der durch die optimierte Geometrie guten Rissvernadelung können durch die neuartige Durchstanzbewehrung deutlich höhere Durchstanztragfähigkeiten erreicht werden als bei vertikal ausgerichteten Bewehrungselementen wie Bügeln oder Doppelkopfkankern.

Dank

Die vorgestellten Untersuchungen wurden von der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG (DFG-GZ HE2637/18–1) 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 Iss. 67)
- [2] Richart, F. E.: Reinforced Concrete Wall and Column Footings. In: Journal of the American Concrete Institute, Vol. 20 (1948), Iss. 2, pp. 97–127 (Part 1), Iss. 3, pp. 237–261 (Part 2).
- [3] Dieterle, H.; Steinle, A.: Blockfundamente für Stahlbetonfertigteilstützen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 326, Berlin 1981.
- [4] Dieterle, H.; Rostásy, F. S.: Tragverhalten quadratischer Einzelfundamente aus Stahlbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 387, Berlin 1987.
- [5] Hallgren, M.; Kinnunen, S.; Nylander, B.: Punching Shear Tests on Column Footings. In: Nordic Concrete Research, Vol. 21 (1998), Iss. 3, pp. 1–22.
- [6] Hegger, J.; Sherif, A. G.; Ricker, M.: Experimental Investigations on Punching Behavior of Reinforced Concrete Footings. In: ACI Structural Journal, Vol. 103 (2006), Iss. Juli-August, pp. 604–613.
- [7] Hegger, J. et al.: Investigations on the punching shear behaviour of reinforced concrete footings. In: Engineering Structures, Vol. 29 (2007), Iss. September, pp. 2233–2241.
- [8] Hegger, J.; Ricker, M.; Sherif, A. G.: Punching Strength of Reinforced Concrete Footings. In: ACI Structural Journal, Vol. 106 (2009), Iss. September-Oktober, pp. 706–716.
- [9] Hegger, J.; et al.: Experimentelle Untersuchungen zum Durchstanzen von gedrunenen Fundamenten unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion. In: Bauingenieur 85 (2010), Heft 2, S. 87–96.
- [10] 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.
- [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] 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.
- [13] Fernández Ruiz, M.; Muttoni, A.: Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement. In: ACI Structural Journal, Vol. 106 (2009), Iss. Juli-August, pp. 485–494.
- [14] Hegger, J.; Häusler, F.; Ricker, M.: Zur maximalen Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken. In: Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), Heft 11, S. 770–777.
- [15] Andrä, H. P.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit Dübelleisten-Bewehrung im Auflagerbereich. In: Beton- und Stahlbetonbau 76 (1987), Heft 3, S. 53–57 (Teil 1), Heft 4, S. 100–104 (Teil 2).
- [16] Ricker, M.; Häusler, F.: Europäische Bemessungsregeln für Doppelkopfkanker als Durchstanzbewehrung. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 1, S. 30–42.
- [17] Kueres, D. et al.: Zur konstruktiven Durchbildung des Decke-Stütze-Knotens in Flachdecken aus Elementplatten. In: Bautechnik 93 (2016), Heft 6, S. 356–365.
- [18] Kueres, D. et al.: Durchstanztragverhalten von Einzelfundamenten mit einer neuartigen Durchstanzbewehrung. In: Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 6, S. 355–365.
- [19] 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.
- [20] 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.
- [21] Gesund, H.: Flexural Limit Analysis of Concentrically Loaded Column Footings. In: ACI Journal, Proceedings, Vol. 80 (1983), Iss. 3, pp. 223–228.
- [22] Beutel, R.: Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen. Aachen, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Dissertation, 2003.
- [23] Siburg, C.: Zur einheitlichen Bemessung gegen Durchstanzen in Flachdecken und Fundamenten. Aachen, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Dissertation, 2014.

- [24] *Elstner, R. C.; Hognestad, E.*: Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs. In: Journal of the American Concrete Institute, Vol. 28 (1956), Iss. 1, pp. 29–58.
- [25] *Regan, P. E.*: Symmetric punching of reinforced concrete slabs. In: Magazine of Concrete Research, Vol. 38 (1986), Iss. 136, pp. 115–128.
- [26] *Gardner, N. J.*: Relationship of the Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs with Concrete Strength. In: ACI Structural Journal, Vol. 87 (1990), Iss. 1, pp. 66–71.
- [27] *Hallgren, M.; Kinnunen, S.*: Increase of punching shear capacity by using high strength concrete. In: Proceedings of 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Paris, France, 1996.
- [28] *Ramdane, K. E.*: Punching shear of high performance concrete slabs. In: Proceedings of 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Paris, France, 1996.
- [29] Comité euro-internationale du béton: CEB-FIP Model Code 1990 – Design Code. London: Thomas Telford, 1991.
- [30] *Kueres, D. et al.*: Einheitliches Bemessungsmodell gegen Durchstanzen in Flachdecken und Fundamenten. In: Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 1, S. 9–19.
- [31] *Regan, P. E.*: Punching of slabs under highly concentrated loads. In: Structures and Buildings 157 (2004), Nr. 2, S. 165–171.
- [32] *Hegger, J.; Häusler, F.; Ricker, M.*: Zur Durchstanzbemessung von Flachdecken nach Eurocode 2. In: Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 2, S. 93–102.
- [33] *Siburg, C.; Häusler, F.; Hegger, J.*: Durchstanzen von Flachdecken nach NA(D) zu Eurocode 2. In: Bauingenieur 87 (2012), Heft 5, S. 216–225.
- [34] *Ricker, M.; Siburg, C.; Hegger, J.*: Durchstanzen von Fundamenten nach NA(D) zu Eurocode 2. In: Bauingenieur 87 (2012), Heft 6, S. 267–276.
- [35] *Walkner, R.; Feix, J.*: Kritische Bewertung des Durchstanznachweises nach EC 2 und Vorschlag zur Verbesserung des Bemessungsansatzes. In: Bauingenieur 89 (2014), Heft 4, S. 172–181.
- [36] *Kueres, D. et al.*: Bemessungsdiagramme zur Ermittlung der Durchstanztragfähigkeit von Einzelfundamenten. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 5, S. 322–333.
- [37] *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.