

## Querkrafttragfähigkeit von Platten nahe Auflagern Übersicht über diverse Versuche

Lantsoght, Eva; van der Veen, Cor; de Boer, A; Walraven, Joost

**DOI**

[10.1002/best.201500069](https://doi.org/10.1002/best.201500069)

**Publication date**

2016

**Document Version**

Proof

**Published in**

Beton- und Stahlbetonbau

**Citation (APA)**

Lantsoght, E., van der Veen, C., de Boer, A., & Walraven, J. (2016). Querkrafttragfähigkeit von Platten nahe Auflagern: Übersicht über diverse Versuche. *Beton- und Stahlbetonbau*, 111(5), 288-300.  
<https://doi.org/10.1002/best.201500069>

**Important note**

To cite this publication, please use the final published version (if applicable).  
Please check the document version above.

**Copyright**

Other than for strictly personal use, it is not permitted to download, forward or distribute the text or part of it, without the consent of the author(s) and/or copyright holder(s), unless the work is under an open content license such as Creative Commons.

**Takedown policy**

Please contact us and provide details if you believe this document breaches copyrights.  
We will remove access to the work immediately and investigate your claim.

# Querkrafttragfähigkeit von Platten nahe Auflagern

## Übersicht über diverse Versuche

In Anbetracht steigender Verkehrslasten und geringer angesetzter Tragfähigkeiten in den vor Kurzem eingeführten Eurocodes steht in den Niederlanden die Querkrafttragfähigkeit vieler bestehender Brücken mit Stahlbetonmassivdecke zur Debatte. In den Normvorschriften werden jedoch günstige Wirkungsmechanismen, wie die Querkraftverteilung in den Platten, nicht berücksichtigt. Man benötigte Forschungsergebnisse, um das Verhalten von Stahlbetonplatten unter Einzellasten in der Nähe von Auflagern zu verstehen. Für diese Studie wurden Versuche an Platten und Balken durchgeführt. Sie zeigten, dass Platten unter konzentrierter Querkraftbelastung eine größere Tragfähigkeit haben als Balken. Das bedeutet, dass für Plattenbrücken ein höherer Belastungswert angesetzt werden kann, sodass weniger Brücken als bisher vermutet einer weiteren Prüfung bedürfen.

### 1 Anlass

In den letzten Jahren wurden an der Technischen Universität Delft Versuche an Stahlbetondecken unter Einzellasten in der Nähe von Auflagern durchgeführt [1–3]. Das Ziel der Versuche war es festzustellen, wie sich die Schubtragfähigkeit von Platten unter Einzellasten durch die Querverteilung erhöht. Die Bewertung der Stahlbetonplattenbrücken wird in den Niederlanden derzeit heftig diskutiert, da viele der bestehenden Brücken die Anforderungen der Eurocodes nicht erfüllen.

Wenn eine Stahlbetonplatte in der Nähe der Auflager mit einer konzentrierten Last beschwert wird, resultiert das mechanische Versagen aus einer Kombination aus Versagen durch Querkraft, Biegung in Längsrichtung, Biegung in Querrichtung und Durchstanzen. Wenn sich die Last in der Nähe der Auflager befindet, entsteht außerdem eine Druckstrebe zwischen ihr und den Auflagern, die eine direkte Lastübertragung zur Folge hat. Bei einer Platte kann sich diese Strebe in Querrichtung auffächern.

Wenn die Querkrafttragfähigkeit ermittelt wird, muss eine mitwirkende Breite definiert werden. Die Ermittlung der mitwirkenden Breite ist abhängig von lokalen Festlegungen und Faustregeln. In den Niederlanden (Bild 1a), in Frankreich (Bild 1b) und in Deutschland (Bild 1c und 1d) [4] werden verschiedene Verfahren angewendet. In der deutschen Praxis wird die mitwirkende Breite wie folgt berechnet:

$$t_y = l_{last} + 2 \times d_{asphalt} + h \quad (1)$$

### Shear capacity of slabs close to supports – Overview of experiments

The shear capacity of many of the existing reinforced concrete solid slab bridges in The Netherlands is subject to discussion due to the higher traffic loads and lower prescribed shear capacities in the recently implemented Eurocodes. However, the code provisions do not take into account beneficial mechanisms such as transverse load redistribution in slabs. Research was needed to understand the behavior of reinforced concrete slabs under concentrated loads close to supports. For this study, experiments on slabs and beams were carried out. The experiments showed that slabs under concentrated loads in shear have a larger capacity than beams. This implies that a higher capacity can be contributed to slab bridges upon assessment, so that less bridges will be identified as needing further study.

$$b_{H240} = t_y + 0,5 \times a_{H240} \leq b \quad (2)$$

Diese Formeln sind nur gültig, wenn:

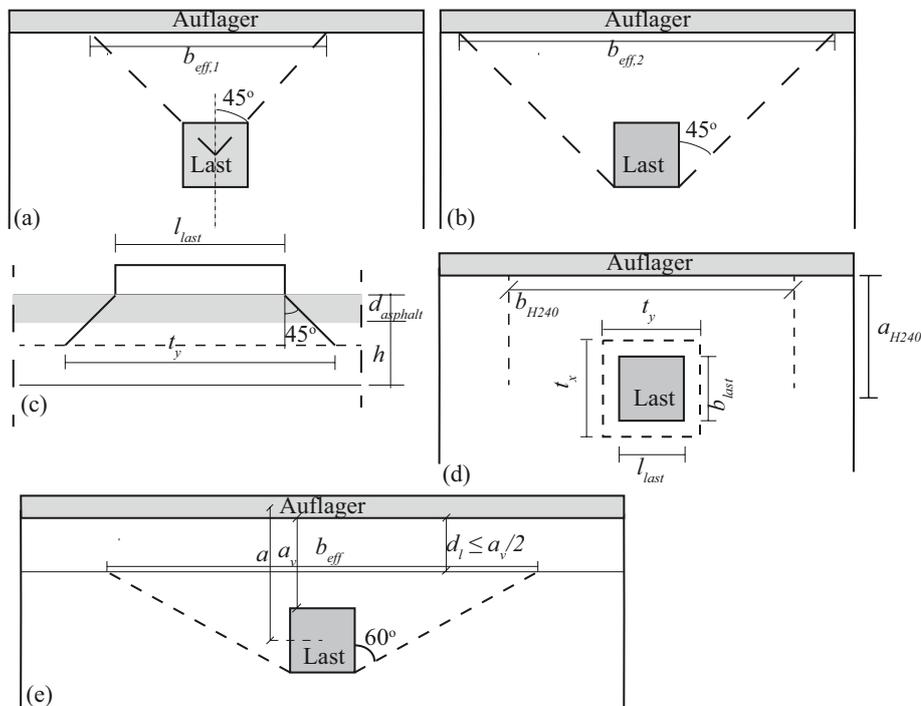
$$\begin{aligned} 0 < a_{H240} < l \\ t_y &\leq 0,8 \times l \\ t_x &\leq l \end{aligned} \quad (3)$$

Die mitwirkende Breite entsprechend dem *fib* Model Code 2010 [5] ist in Bild 1e dargestellt.

Die Eurocode-Vorschriften [6] zur Querkraft sind semiempirische Formeln. Sie ergeben sich aus einer statistischen Analyse von schlanken, stark bewehrten, einfach aufgelagerten Balken in einem Vierpunkt-Biegeversuch [7].

### 2 Literaturübersicht

Infolge der Probleme mit bestehenden Brücken in ganz Europa wurde Brückenplatten unter Einzellasten in den letzten Jahren mehr Aufmerksamkeit geschenkt. An der RWTH Aachen [8] wurden Versuche mit einfeldrigen Fahrbahnplatten durchgeführt, bei denen die Lasten weiter entfernt vom Auflager platziert waren als in den hier beschriebenen Versuchen. Forschungen aus Kanada konzentrierten sich auf die Schubtragfähigkeit mit Linienbelastungen beanspruchter Platten [9]. Diese Strukturelemente verhalten sich jedoch wie Balken und profitieren nicht von der Querlastverteilung.



**Bild 1** Mitwirkende Breite: a) holländische Methode; b) französische Methode; c) und d) nach DAFStB Heft 240; e) nach fib Model Code 2010  
 Effective width: a) Dutch method; b) French method; c) and d) according to DAFStB Heft 240; e) according to fib Model Code 2010

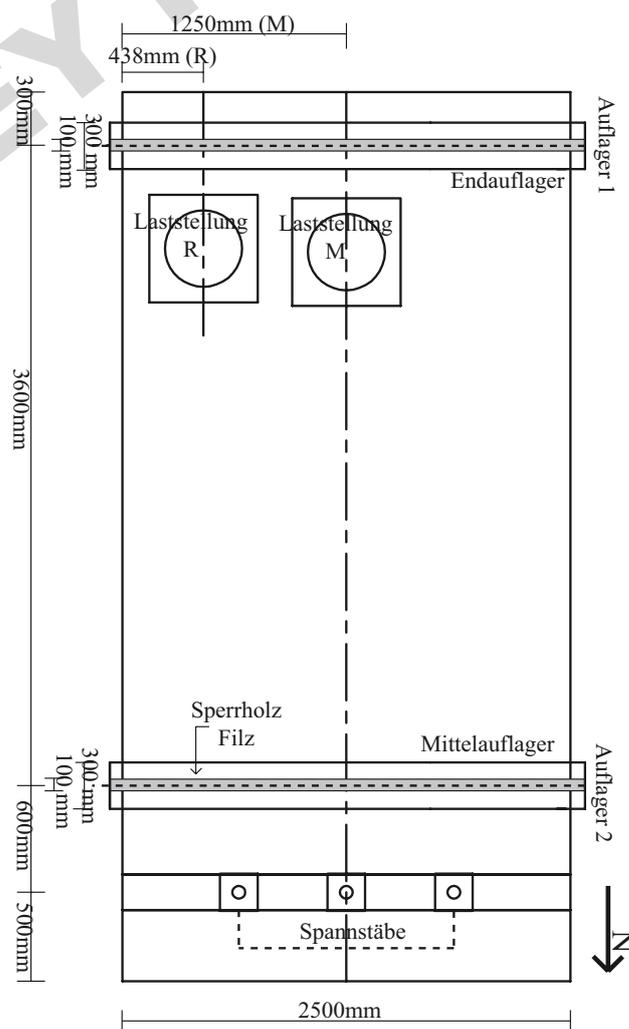
Für eine Übersicht über die bisher durchgeführten Versuche wurde eine Datenbank mit 215 Versuchen entwickelt [10]. Nur bei 36 dieser Versuche wurde die Last in der Nähe der Auflager platziert ( $a/d_l < 2,5$ ). Übereinstimmende Versuche an einfeldrigen Platten unter Einzellasten wurden von REGAN [11], von FURUUCHI und seinen Koautoren [12] und von GRAF [13] durchgeführt. Die anderen Versuche sind Einzelversuche [14–16] in Reihen, die nicht konzipiert wurden, um die Querkraftkapazität von Stahlbetonplatten zu studieren. Ein Vergleich [10] zwischen den in der Literatur beschriebenen Versuchen und den Querkraftvorschriften der NEN-EN 1992-1-1: 2005 [6] gibt einen Hinweis darauf, dass Platten infolge der Querkraftverteilung größere Lasten aufnehmen können als Balken.

### 3 Experimentelle Untersuchungen

#### 3.1 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau ist in Bild 2 dargestellt. Die Linienuflager, die für S1-S14 und BS1-BX3 verwendet wurden, bestehen aus einem Stahlträger (HEM 300), einer Lage Sperrholz und einer Lage Filz mit einer Breite von 100 mm. Bei S15-S18 wurden drei Elastomerlager (350 mm × 280 mm × 45 mm) pro Seite verwendet. In der zweiten Serie von Versuchen wurden entweder sieben Stahlager oder sieben Elastomerlager mit Druckdosen und Scharnieren verwendet.

Die Versuche wurden in der Nähe der Endauflager (Auflager 1) und der Mittelaullager (Auflager 2) durchgeführt (Bild 2). Die Drehung am Auflager 2 wird fallweise durch vertikale Spannstäbe zurückgehalten. Dieses Zurückhal-



**Bild 2** Versuchsaufbau  
 Test setup

**Tab. 1** Übersicht über die Eigenschaften der Probekörper  
Overview of properties of test specimens

Slab nr.	$b$ (m)	$f_{c,cube}$ (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$\rho_l$ (%)	$\rho_q$ (%)	$a/d_l$	M/R	$z_{last}$ (mm)	Alter
S1	2,5	35,8	3,1	0,996	0,132	2,26	M	200	28
S2	2,5	34,5	2,9	0,996	0,132	2,26	M	300	56
S3	2,5	51,6	4,1	0,996	0,258	2,26	M	300	63
S4	2,5	50,5	4,1	0,996	0,182	2,26	R	300	76
S5	2,5	46,2	3,6	0,996	0,258	1,51	M	300	31
S6	2,5	48,2	3,9	0,996	0,258	1,51	R	300	41
S7	2,5	82,1	6,2	0,996	0,258	2,26	R	300	83
S8	2,5	77,0	6,0	0,996	0,258	2,26	M	300	48
S9	2,5	81,7	5,8	0,996	0,258	1,51	M	200	77
S10	2,5	81,6	5,8	0,996	0,258	1,51	R	200	90
S11	2,5	54,9	4,2	1,375	0,358	2,26	M	200	90
S12	2,5	54,8	4,2	1,375	0,358	2,26	R	200	97
S13	2,5	51,9	4,2	1,375	0,358	1,51	M	200	91
S14	2,5	51,3	4,2	1,375	0,358	1,51	R	200	110
S15	2,5	52,2	4,2	1,035	1,078	2,35	M	200	71
S16	2,5	53,5	4,4	1,035	1,078	2,35	R	200	85
S17	2,5	49,4	3,7	1,035	1,078	1,57	M	200	69
S18	2,5	52,1	4,5	1,035	1,078	1,57	R	200	118
S19	2,5	56,9	4,7	0,996	0,258	2,26	M	300	89
S20	2,5	60,5	4,7	0,996	0,258	2,26	M	200/300	176
S21	2,5	56,8	4,5	0,996	0,258	2,26	M	300	187
S22	2,5	56,8	4,5	0,996	0,258	2,26	R	300	188
S23	2,5	56,8	4,7	0,996	0,258	2,26	M	300	197
S24	2,5	58,9	4,7	0,996	0,258	2,26	R	300	183
S25	2,5	58,6	4,5	0,996	0,258	2,26/1,51	M	300	170
S26	2,5	58,6	4,5	0,996	0,258	1,58/1,15	M&R	300	174
BS1	0,5	81,5	6,1	0,948	0,258	2,26	M	300	55
BM1	1,0	81,5	6,1	0,948	0,258	2,26	M	300	62
BL1	1,5	81,5	6,1	0,948	0,258	2,26	M	300	189
BS2	0,5	88,6	5,9	0,948	0,258	1,51	M	200	188
BM2	1,0	88,6	5,9	0,948	0,258	1,51	M	200	188
BL2	1,5	94,8	5,9	0,948	0,258	1,51	M	200	180
BS3	0,5	91,0	6,2	0,948	0,258	2,26	M	300	182
BM3	1,0	91,0	6,2	0,948	0,258	2,26	M	300	182
BL3	1,5	81,4	6,2	0,948	0,258	2,26	M	300	171
BX1	2,0	81,4	6,0	0,948	0,258	2,26	M	300	47
BX2	2,0	70,4	5,8	0,948	0,258	1,51	M	200	39
BX3	2,0	78,8	6,0	0,948	0,258	2,26	M	200	40

ten führt zu einem Moment über Auflager 2, dem Mitelaullager. Die Kraft in den Spannstäben wird bei den Versuchen mittels Druckdosen gemessen.

### 3.2 Probekörper

Eine Übersicht über die Probekörper, die in der ersten Testreihe untersucht wurden, ist in Tab. 1 angegeben, unter Verwendung der folgenden Symbole:

$b$	Breite des Probekörpers
$f_{c,cube}$	gemessene Würfeldruckfestigkeit des Betons im Prüfalder
$f_{ct,sp}$	gemessene Würfelspaltfestigkeit des Betons im Prüfalder
$\rho_l$	Längsbewehrungsgrad
$\rho_q$	Querbewehrungsgrad
$a$	Mitte-zu-Mitte Abstand zwischen der Last und dem Auflager
$d_l$	Nutzhöhe

**Tab. 2** Übersicht über die Versuche – erste Serie  
Overview of experiments – first series

Test	$d_t$ (m)	$d_t$ (m)	$a$ (m)	$b_r$ (mm)	EA/MA	$P_{exp}$ (kN)	Mech	$F_{spann}$ (kN)	$V_{exp}$ (kN)
S1T1	0,265	0,250	0,60	1250	EA	954	BB	163	799
S1T2	0,265	0,250	0,60	1250	MA	1023	BB	138	912
S2T1	0,265	0,250	0,60	1250	EA	1374	BB + D	280	1129
S2T4	0,265	0,250	0,60	1250	MA	1421	BB	330	1276
S3T1	0,265	0,250	0,60	1250	EA	1371	BB	252	1131
S3T4	0,265	0,250	0,60	1250	MA	1337	BB + B	287	1199
S4T1	0,265	0,250	0,60	438	EA	1160	BB + B	203	964
S4T2	0,265	0,250	0,60	438	EA	1110	BB + B	187	925
S5T1	0,265	0,250	0,40	1250	MA	1804	BB + B	235†	1679
S5T4	0,265	0,250	0,40	1250	EA	1755	BB + B	280†	1544
S6T1	0,265	0,250	0,40	438	MA	1446	BB + B	183†	1353
S6T2	0,265	0,250	0,40	438	MA	1423	BB + B	213†	1337
S6T4	0,265	0,250	0,40	438	EA	1366	BB + B	195†	1213
S6T5	0,265	0,250	0,40	438	EA	1347	BB + B	245†	1187
S7T1	0,265	0,250	0,60	438	EA	1121	BB + D + B	217	929
S7T2	0,265	0,250	0,60	438	MA	1172	BB + D + B	197	1046
S7T3	0,265	0,250	0,60	438	MA	1136	BB + D + B	227	1021
S7T5	0,265	0,250	0,60	438	EA	1063	BB + D + B	157	891
S8T1	0,265	0,250	0,60	1250	EA	1481	BB + B	233	1226
S8T2	0,265	0,250	0,60	1250	MA	1356	BB + B	278	1213
S9T1	0,265	0,250	0,40	1250	EA	1523	BB + D	175	1355
S9T4	0,265	0,250	0,40	1250	MA	1842	BB + D	255	1717
S10T1	0,265	0,250	0,40	438	EA	1320	BB + D + B	162	1177
S10T2	0,265	0,250	0,40	438	EA	1116	BB + D + B	173	994
S10T4	0,265	0,250	0,40	438	MA	1511	BB + (B)	252	1422
S10T5	0,265	0,250	0,40	438	MA	1454	BB + B	235	1368
S11T1	0,265	0,250	0,60	1250	EA	1194	BB + D	165	998
S11T4	0,265	0,250	0,60	1250	MA	958	BB + D	307	886
S12T1	0,265	0,250	0,60	438	EA	931	BB + B + D	162	780
S12T2	0,265	0,250	0,60	438	EA	1004	D	173	839
S12T4	0,265	0,250	0,60	438	MA	773	BB + D + B	147	705
S12T5	0,265	0,250	0,60	438	MA	806	BB + B	158	735
S13T1	0,265	0,250	0,40	1250	EA	1404	BB + D	157	1253
S13T4	0,265	0,250	0,40	1250	MA	1501	BB + D	240	1411
S14T1	0,265	0,250	0,40	438	EA	1214	BB + D + B	133	1088
S14T2	0,265	0,250	0,40	438	EA	1093	BB + D + B	162	975
S14T4	0,265	0,250	0,40	438	MA	1282	BB + D + B	187	1207
S14T5	0,265	0,250	0,40	438	MA	1234	BB + D + B	142	1157
S15T1	0,255	0,233	0,60	1250	MA	1040	BB + B + DE	245	944
S15T4	0,255	0,233	0,60	1250	EA	1127	BB + DE	158	944
S16T1	0,255	0,233	0,60	438	EA	932	BB + B	188	776
S16T2	0,255	0,233	0,60	438	EA	815	BB + B	208	675
S16T4	0,255	0,233	0,60	438	MA	776	BB + B + DE	235	723
S16T5	0,255	0,233	0,60	438	MA	700	BB + B + DE	198	653
S17T1	0,255	0,233	0,40	1250	MA	1365	BB + DE	208	1285
S17T4	0,255	0,233	0,40	1250	EA	1235	BB + DE	118	1109

**Tab. 2** Übersicht über die Versuche – erste Serie (Fortsetzung)  
Overview of experiments – first series (continue)

Test	$d_t$ (m)	$d_r$ (m)	$a$ (m)	$b_r$ (mm)	EA/MA	$P_{exp}$ (kN)	Mech	$F_{spann}$ (kN)	$V_{exp}$ (kN)
S18T1	0,255	0,233	0,40	438	EA	1157	BB + B + DE	170	1031
S18T2	0,255	0,233	0,40	438	EA	1079	BB + B	213	954
S18T4	0,255	0,233	0,40	438	MA	1122	BB + B + DE	167	1062
S18T5	0,255	0,233	0,40	438	MA	1104	BB + B + DE	190	1050
BS1T1	0,265	0,250	0,60	250	EA	290	B	37	242
BS1T2	0,265	0,250	0,60	250	MA	623	B	212	562
BS2T1	0,265	0,250	0,40	250	EA	633	B	100	552
BS2T2	0,265	0,250	0,40	250	MA	976	B	267	919
BS3T1	0,265	0,250	0,60	250	EA	356	B	57	293
BS3T2	0,265	0,250	0,60	250	MA	449	B	107	399
BM1T1	0,265	0,250	0,60	500	MA	923	BB + B	160	811
BM1T2	0,265	0,250	0,60	500	EA	720	BB + B	127	591
BM2T1	0,265	0,250	0,40	500	EA	1212	BB + B	167	1062
BM2T2	0,265	0,250	0,40	500	MA	1458	BB + B	262	1354
BM3T1	0,265	0,250	0,60	500	EA	735	BB + B	110	607
BM3T2	0,265	0,250	0,60	500	MA	895	BB + B	183	791
BL1T1	0,265	0,250	0,60	750	EA	1034	BB + B	215	844
BL1T2	0,265	0,250	0,60	750	MA	1252	BB + B	320	1119
BL2T1	0,265	0,250	0,40	750	EA	1494	BB + B	212	1311
BL2T2	0,265	0,250	0,40	750	MA	1708	BB + B	277	1586
BL3T1	0,265	0,250	0,60	750	EA	1114	BB + B	242	907
BL3T2	0,265	0,250	0,60	750	MA	1153	BB + B	312	1035
BX1T1	0,265	0,250	0,60	1000	EA	1331	BB + D	325	1080
BX1T2	0,265	0,250	0,60	1000	MA	1596	BB + B + D	335	1415
BX2T1	0,265	0,250	0,40	1000	EA	1429	BB + B + D	217	1259
BX2T2	0,265	0,250	0,40	1000	MA	1434	BB + D	167	1332
BX3T1	0,265	0,250	0,60	1000	EA	1141	BB + D	245	935
BX3T2	0,265	0,250	0,60	1000	MA	1193	BB + B	210	1059

† Die anfängliche Vorspannung betrug  $3 \times 50$  kN.

M/R konzentrierte Last auf halber Breite (M) oder in der Randnähe (R)

$z_{last}$  Seitenfläche des belasteten Bereichs

Alter Prüfalter

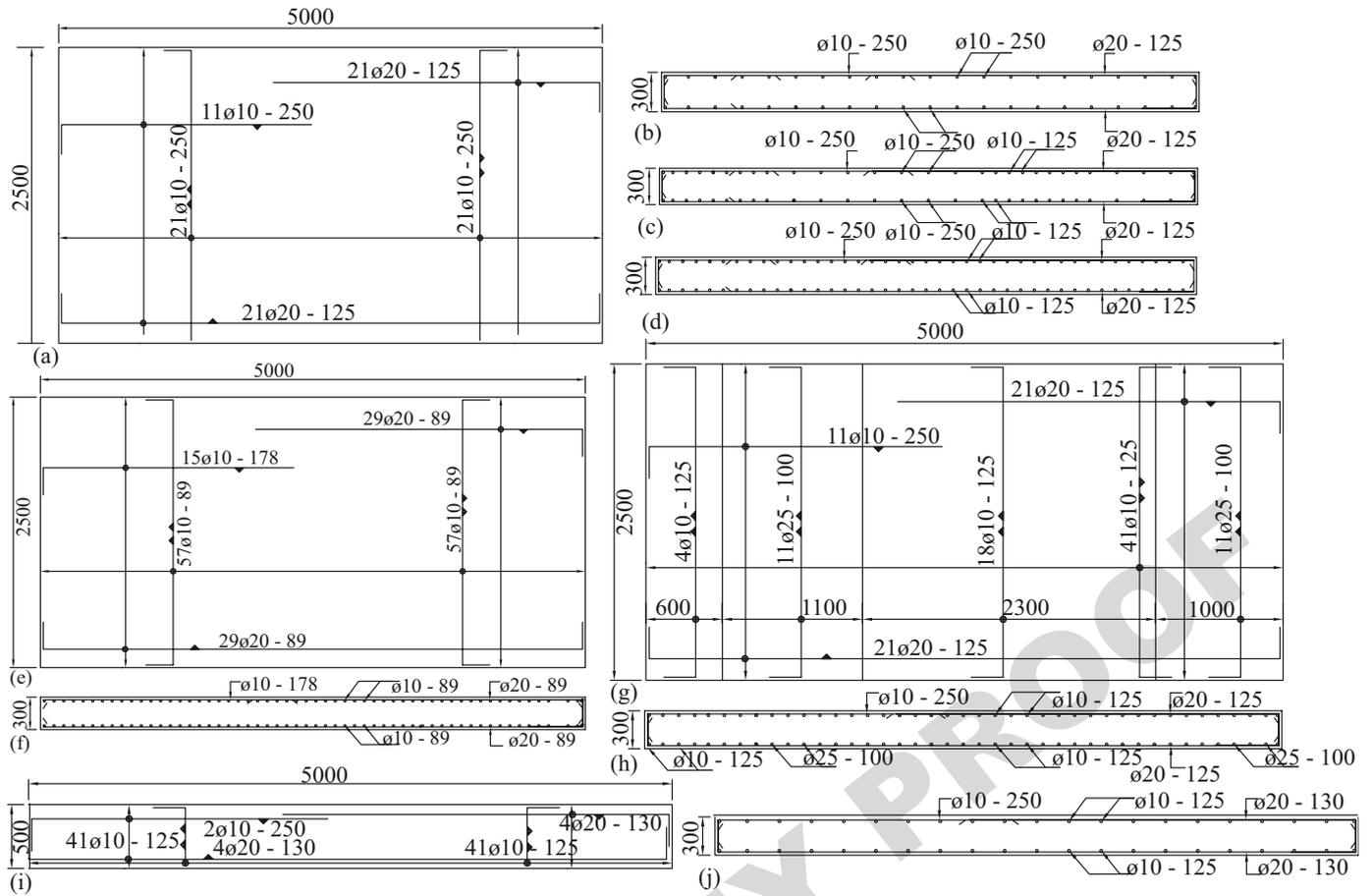
Alle Platten und Plattenstreifen hatten eine Höhe von 300 mm. Die Nutzhöhe ( $d_t$ ) beträgt für S1-S14, S19-S26 und BS1-BX3 265 mm und für S15-S18 255 mm.

Die Nummerierung der Platten beginnt mit „S“, während die Balken („B“) ihrer Breite entsprechend nummeriert sind: S ( $b = 0,5$  m), M ( $b = 1$  m), L ( $b = 1,5$  m) oder X ( $b = 2$  m). Die Platten wurden entweder auf halber Breite (Position M) der Endauflager oder der Mittelaflager beladen, was zu zwei Tests pro Platte führte. Im anderen Fall wurden die Platten nacheinander an der Ost- und Westseite (Position R) der Endauflager und Mittelaflager beladen, was zu vier Tests pro Platte führte. Die Versuche wurden, wie bei SxTy mit x, der Nummer des Probenkörpers, und y, der Nummer des Versuchs an diesem Probenkörper, bezeichnet.

Die gemessenen Eigenschaften des Rippenstahls bei  $\varnothing 20$  mm sind: Streckgrenze  $f_{ym} = 542$ ; Bruchfestigkeit  $f_{um} = 658$  MPa und für  $\varnothing 10$ mm:  $f_{ym} = 537$  MPa;  $f_{um} = 628$  MPa. Weiterhin wurden glatte Rundstangen (gemessene Eigenschaften für  $\varnothing 20$ mm:  $f_{ym} = 601$  MPa;  $f_{um} = 647$  MPa und für  $\varnothing 10$  mm:  $f_{ym} = 635$  MPa;  $f_{um} = 700$  MPa).

Laut NEN-EN 1992-1-1:2005 §9.3.1.1(2) [6] beträgt der minimale Querbewehrungsgrad für Platten 20 % des Längsbewehrungsgrades. In den getesteten Platten wurden bei S1 und S2 13,3 % der Längsbewehrung als Querbewehrung verwendet, in S3, S5-S10, BS1-BX3 und S19-S26 waren es 25,9 %; in S11-S14 26,0 % und in S15-S18 104 %, wobei über den Elastomerlagern, welche die Platte anstelle der Linienlager stützen, zusätzlich ein interner Balken mit schwerer Bewehrung eingebracht wird. Bild 3 zeigt Ansicht, Querschnitt und Detaillierung der Bewehrung aller Probekörper.

Zwei Betonklassen wurden verwendet: normalfester Beton (C28/35) für Platten in S1-S6, S11-S18 und S19-S26



**Bild 3** Bewehrung: (a) Draufsicht, S1-S10, S19-S26; (b) Seitenansicht, S1 – S2; (c) S4; (d) S3, S5-S10, S19-S26; (e) Draufsicht S11-S14; (f) Seitenansicht S11-S14; (g) Draufsicht S15-S18; (h) Seitenansicht S15-S18; (i) Draufsicht BS; (j) Seitenansicht BS  
 Reinforcement: (a) top view, S1 – S10, S19-S26; (b) side view, S1 – S2; (c) S4; (d) S3, S5-S10, S19-S26; (e) top view S11-S14; (f) side view S11-S14; (g) top view S15-S18; (h) side view S15-S18; (i) top view BS; (j) side view BS



**Bild 4** (a) BB (BL3T1); (b) B, (S21T1); (c) DE (S17T1); (d) B (BL3T1); (e) D (S12T2)

und hochfester Beton (C55/65) für Platten in S7-S10 und BS1-BX3.

$P_{line}$  während des Versuchs an der Oberseite der Linienlast aufgebrachte maximale Kraft

Mech beobachteten Versagensmechanismen:

- Sogenannte „geneigte Rissen am Boden“: Schubversagen im breiten Balken mit Rissen im Winkel zur Achse der Spannrichtung (BB, Bild 4a)
- Schubversagen eines Balkens, entfernt vom Auflager, tritt typischerweise zwischen der konzentrierten Last und der Linienlast auf (B', Bild 4b)
- Durchstanzen um die Elastomerauflager herum (DE, Bild 4c)
- Versagen eines Balkens infolge von Schub mit deutlichem Schubriss an der Seite (B, Bild 4d); oder
- Herausbildung einer teilweisen Stanzfläche am Boden (D, Bild 4e)

$F_{spann}$  Summe der Kräfte an den Spannstäben  
 $V_{exp}$  Querkraft bei Bruch unter Eigengewicht, die konzentrierte Last, die Kraft in dem Spann-

## 4 Ergebnisse und Analysen

### 4.1 Testergebnisse

Die Ergebnisse der Versuche sind in Tab. 2 für die erste Serie und in Tab. 3 für die zweite Serie zusammengefasst, mit:

$a$  Mitte-zu-Mitte Abstand zwischen der Last und dem Auflager

$d_l$  Nutzhöhe

$b_r$  Abstand zwischen Rand und Mitte der Last entlang der Breite

EA/MA Last in der Nähe der Endauflager oder der Mittelaufleger; Tests an der Nordseite der Platte, allerdings ohne Vorspannung, wurden mit EA' bezeichnet

$P_{exp}$  Bruchlast

Tab. 3 Übersicht über die Versuche – zweite Serie  
Overview of experiments – second series

Test	$d_l$ (m)	$d_t$ (m)	$a$ (m)	$b_r$ (mm)	EA/MA	$P_{exp}$ (kN)	$P_{line}$ (kN)	Mech	$F_{spann}$ (kN)	$V_{exp}$ (kN)
S19T2	0,265	0,250	0,60	1250	EA	1484	0	BB	112	1249
S19T1	0,265	0,250	0,60	1250	MA	1568	0	BB	217	1379
S20T1	0,265	0,250	0,60	1250	EA	1504	603	B	870	1579
S20T2b	0,265	0,250	0,60	1250	MA	1552	601	BB	678‡	1657
S20T3	0,265	0,250	0,60	438	MA	1337	601	BB + B	643‡	1487
S20T4	0,265	0,250	0,60	438	MA	1449	601	BB + B	637‡	1569
S21T1	0,265	0,250	0,60	1250	MA	1165	602	BB + B + B'	343	1472
S21T2	0,265	0,250	0,60	1250	EA	1386	603	BB + B'	297	1544
S21T5	0,265	0,250	0,87	438	EA'	853	0	BB + B + B'	0	678
S22T1	0,265	0,250	0,60	438	MA	984	602	BB + B	335	1320
S22T2	0,265	0,250	0,60	438	MA	961	602	BB + B	323	1298
S22T3	0,265	0,250	0,60	438	EA	978	603	BB + B	195	1221
S22T4	0,265	0,250	0,60	438	EA	895	604	BB + B	252	1143
S23T1	0,265	0,250	0,60	1250	MA	1386	601	BB + B + B'	332	1653
S23T2	0,265	0,250	0,60	1250	EA	1132	602	BB + B	230	1343
S24T1	0,265	0,250	0,60	438	MA	1358	601	BB + B'	327	1629
S24T2	0,265	0,250	0,60	438	MA	1182	601	BB + B	295	1477
S24T3	0,265	0,250	0,60	438	EA	995	602	BB + B'	190	1235
S24T4	0,265	0,250	0,60	438	EA	784	602	BB + B	262	1048
S25T1	0,265	0,250	0,60	1250	EA	1461	0	BB + D	203	1214
S25T2	0,265	0,250	0,40	1250	MA	1620	601	BB + B	372	1945
S25T4	0,265	0,250	0,87	438	EA'	854	0	BB + B	0	678
S25T5	0,265	0,250	1,13	438	EA'	968	0	BB + B	0	695
S26T1	0,265	0,250	0,42	438	EA	1448	602	BB + B'	187	1686
S26T2	0,265	0,250	0,42	438	EA	1324	602	B	238	1568
S26T3	0,265	0,250	0,40	1250	MA	1555	602	BB + B	418†	1896

† Die anfängliche Vorspannung betrug  $3 \times 50$  kN

‡ Die anfängliche Vorspannung betrug  $3 \times 80$  kN. Die Spannweite wurde auf 2,4 m reduziert

\* S20T2b ist die Wiederholung des Tests S20T2, in der sich der Schubriss von S20T1 verbreiterte. Für S20T2b wurde ein temporäres Auflager aufgebaut, was die Spannweite auf 2,4 m verringerte

stäben und – bei der zweiten Serie von Versuchen – die Linienlast und das Eigengewicht der Linienlast

Eine vollständige Beschreibung der Versuche wird in den Testberichten gegeben [17–19].

## 4.2 Diskussion der wichtigsten Parameter

### 4.2.1 Größe der Lastplatte

Als Schlussfolgerung aus den begrenzten Versuchsdaten wurde zuvor angemerkt [9, 15], dass Lastplatten und Auflager, die schmaler sind als die Platte, die Schubkapazität geringfügig einschränken. Diese Schlussfolgerung basiert auf einer Platte unter einer Linienlast, die nicht über die gesamte Breite der Platte gelagert ist.

Um den Einfluss der Größe der Lastplatte zu untersuchen, können die Ergebnisse von S1 und S2 sowie von BS1 und BS3, BM1 und BM3, BL1 und BL3 und BX1 und BX3 verglichen werden. Die Ergebnisse des Vergleichs wurden in Tab. 4 dargestellt und zeigen die gemessene mittlere durchschnittliche Erhöhung der Querkraftkapazität für eine Zunahme der Größe der Lastplatte von 200 mm × 200 mm auf 300 mm × 300 mm. Die Ergebnisse der Versuche mit einer Breite von 1 m bis 2,5 m (Tab. 4) zeigen einen zunehmenden Einfluss der Größe der Lastplatte, wenn sich die Breite der Prüfkörper erhöht.

Der Einfluss der Größe der Lastplatte kann auf der Grundlage der Querkraftverteilung in Platten erläutert werden. Unter Berücksichtigung der Lastverteilung in einer Platte von der konzentrierten Last in Richtung der Auflager, wobei Druckstreben in der Tiefe und Breite der Platte auftreten, ist es klar, dass eine größere Lastplatte den Druckstreben eine größere Basis verleiht. Da diese Druckstreben in einem größeren Bereich entstehen, wird mehr Material aktiviert, um die Last zu tragen, und damit wird die Querkrafttragfähigkeit erhöht. Diese Beobachtungen entsprechen dem Konzept der Querkraftverteilung in Platten. Nur bei schmalen Platten findet keine Querverteilung statt. In diesem Fall beeinflusst die Größe der Lastplatte die Tragfähigkeit der Platte wenig.

### 4.2.2 Querbewehrung

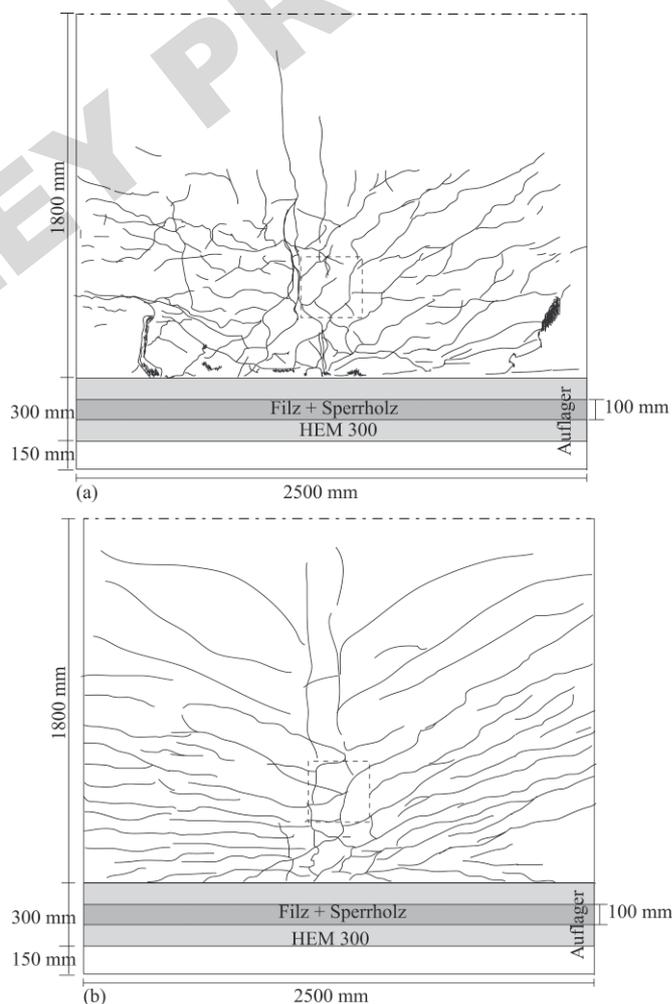
SHERWOOD u. a. [9] zeigen keinen Einfluss der Querbewehrung auf die Schubfestigkeit der Platten unter Linienlasten. Um den Einfluss des Querbewehrungsgrades zu untersuchen, werden drei unterschiedliche Querbewehrungsgrade geprüft, bei S2 ( $\rho_t = 0,132\%$ ), S4 ( $\rho_t = 0,182\%$ ) und S3 ( $\rho_t = 0,258\%$ ) (Bild 3). Es wurden Unterschiede zwischen den Rissbildern einer Platte mit weniger Querbewehrung (z. B. S2) und einer Platte mit mehr Querbewehrung (z. B. S3) festgestellt (Bild 5). Die Risse an der Bodenfläche nach S2T1 (Bild 5a) decken nicht den gleichen Teil der Plattenbreite ab wie nach S3T1 (Bild 5b). Es wird deutlich, dass sich die Risse in der

**Tab. 4** Gemessene Zunahme der Querkrafttragfähigkeit für einen Anstieg in der Größe der Lastplatte von 200 mm × 200 mm bis 300 mm × 300 mm  
Measured increase in ultimate shear capacity for an increase in the size of the loading plate from 200 mm × 200 mm to 300 mm × 300 mm

Platten	$b$ (m)	durchschnittliche Erhöhung $V_u$
BS1 – BS3	0,5	11,5 %
BM1 – BM3	1,0	0,1 %
BL1 – BL3	1,5	0,6 %
BX1 – BX3	2,0	24,6 %
S1 – S2	2,5	40,6 %

Querrichtung mit Querbewehrung besser verteilen. Es wurde kein Einfluss der Querbewehrung auf die Schubtragfähigkeit beobachtet.

Die Rissbilder bestätigten die Idee der Quertragwirkung und zeigten, dass ein größerer Querbewehrungsgrad zu einer besseren Verteilung der Last über die Breite der Platte führt. Jedoch konnte kein positiver Einfluss auf



**Bild 5** Einfluss der Querbewehrung auf dem Rissbild an der Bodenfläche der Platte (a) S2T1 mit  $\rho_t = 0,132\%$ , (b) S3T1 mit  $\rho_t = 0,258\%$ . Die Lastplatte wird durch gestrichelte Linien angedeutet  
Influence of the amount of transverse flexural reinforcement on the cracking pattern at the bottom face of the specimen, (a) S2T1 with  $\rho_t = 0,132\%$ , (b) S3T1 with  $\rho_t = 0,258\%$ . Loading plate is indicated with dashed lines

**Tab. 5** Vergleich zwischen Querkrafttragfähigkeit an End- und Mittelaufleger  
Comparison between ultimate shear capacity at simple and continuous support

Versuche	$b$ (m)	$\alpha_{Regan}$	MW $V_{exp,MA}/V_{exp,EA}$	SAW	VK
BS	0,5	1,263	1,783	0,492	28 %
BM	1,0	1,149	1,329	0,069	5 %
BL	1,5	1,191	1,225	0,093	8 %
BX	2,0	1,134	1,167	0,130	11 %
S1 – S10	2,5	1,150	1,112	0,133	12 %
S11 – S14	2,5	1,169	1,015	0,140	14 %
S15 – S18	2,5	1,196	1,031	0,085	8 %
S19 – S26	2,5	1,178	1,163	0,152	13 %
BS1 – BX3	—	1,184	1,376	0,337	24 %

die Querkrafttragfähigkeit beobachtet werden, da immer mehr Querbewehrung in Schubversagen an den Seitenflächen der 2,5 m breiten Versuchskörper resultierte, womit sich also lediglich der Versagensmodus änderte.

### 4.2.3 Momentenverteilung am Auflager

Forschungsergebnisse aus den 1960er- und 1970er-Jahren zeigten eine geringere Querkrafttragfähigkeit am Mittelaufleger als am Endauflager. RAFLA [20] führte diese Beobachtung auf eine geringere Bindungsqualität der oberen Bewehrung und eine Kombination aus größeren Momenten und größeren Querkraften zurück. Andere frühe experimentelle Untersuchungen [21] zeigten ähnliche Versagensarten, sowohl in ein- wie in mehrfeldrigen Platten. REGAN [11] prognostiziert einen Anstieg der Querkrafttragfähigkeit am Mittelaufleger bei:

$$\alpha_{Regan} = \sqrt{\frac{M_1 + M_2}{M_1}}$$

Dabei stellen  $M_1$  und  $M_2$  das größere bzw. kleinere Moment zwischen Last und Auflager dar. REGAN [11] erläutert, dass die Auswirkung eines kurzen Abstands zwischen Auflager und Last in einer mehrfeldrigen Platte voraussichtlich größer ist als in einer einfeldrigen Platte. Infolge des aktivierten Tragverhaltens der oberen Bewehrung werden die Druckstreben in der Nähe der Mittelaufleger breiter.

Alle Platten aus den Versuchen werden an den End- und Mittelauflegern getestet. Die Versuchsergebnisse wurden in Tab. 5 zusammengefasst, welche den Mittelwert (MW) der Erhöhung der Schubtragfähigkeit angibt, wenn ein Versuch am Mittelaufleger ( $V_{exp,MA}$ ) einem identischen Versuch am Endauflager ( $V_{exp,EA}$ ) gegenübergestellt wurde, sowie die zugehörige Standardabweichung (SAW) und den Variationskoeffizienten (VK). Der erwartete Anstieg ( $\alpha_{Regan}$ ) ist ebenfalls angegeben. Die Ergebnisse zeigen, dass die Schubtragfähigkeit an den Mittelauflegern größer ist als an den Endauflagern.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Zunahme der Tragfähigkeit am Mittelaufleger bei Platten geringer ist als

bei Balken. Damit ist klar, dass bei Platten der Einfluss der Querbewehrung berücksichtigt werden muss.

### 4.2.4 Schubschlankheit

Von Versuchen über Schubkräfte in Balken ist bekannt, dass die Schubschlankheit ein wichtiger Parameter für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit ist [22]. Wenn die Last nahe dem Auflager positioniert ist, führt die Ausbildung einer Druckstrebe zwischen der Last und dem Auflager zur Ausbildung einer alternativen Tragbahn. Aus einer Verringerung der Schubschlankheit um etwa 2,5 bis 0,5 resultiert eine höhere Schubfestigkeit, weil eine steilere Druckstrebe einer größeren Belastung standhält. Um dies zu berücksichtigen, ermöglicht § 6.2.2. (6) der NEN-EN 1992-1-1:2005 [6] die Verringerung der Belastung innerhalb eines Fläche-zu-Fläche-Abstands  $a_v$  von  $2d_l$  bis  $d_l/2$  durch einen Faktor  $\beta = a_v/2d_l$ .

Bei Platten unter konzentrierten Lasten ist der Einfluss der Schubschlankheit schwer festzustellen. Bei einer Lastverteilung von  $45^\circ$  in der horizontalen Fläche – wie in Bild 1 – bewirkt ein abnehmender Abstand zum Auflager eine Verringerung der mitwirkenden Breite.

Um den Einfluss der Schubschlankheit zu erforschen, wurden die Probekörper S3, S4, S11, S12, S15, S16, S21, S22, BS3, BM3, BL3 und BX3 bei einem Abstand ( $a$ ) von 600 mm mit einer konzentrierten Last beaufschlagt. Bei S5, S6, S13, S14, S17, S18, S25, S26, BS2, BM2, BL2 und BX2 betrug  $a = 400$  mm. Die Größe der Lastplatte für S1-S8 und S19-S26 war  $300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ , und für die Balken und S9-S18 war es  $200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$  (Tab. 2 und 3). Die experimentellen Beobachtungen sind in Tab. 6 zusammengefasst und zeigen den Durchschnittswert der Schubtragfähigkeit bei  $a = 400$  mm ( $V_{exp,400}$ ) und bei  $a = 600$  mm ( $V_{exp,600}$ ). Die Ergebnisse in Tab. 6 lassen eine deutliche Zunahme der Schubtragfähigkeit mit abnehmendem Abstand wie auch einen deutlichen Einfluss der Breite  $b$  erkennen. Die letzte Spalte der Tab. 6 zeigt die erwartete Erhöhung der Schubkapazität, basierend auf dem Faktor  $\beta$  der NEN-EN 1992-1-1: 2005 [6]. Bei S17 und S18 entspricht  $a_v/2d_l$  einem Wert von  $a_v/2d_l = 0,314$ ,

**Tab. 6** Einfluss der Abnahme des Abstands von 600 mm auf 400 mm auf den beobachteten Anstieg der Querkrafttragfähigkeit  
Influence of the decrease in the shear span from 600 mm to 400 mm on the observed increase of the shear capacity

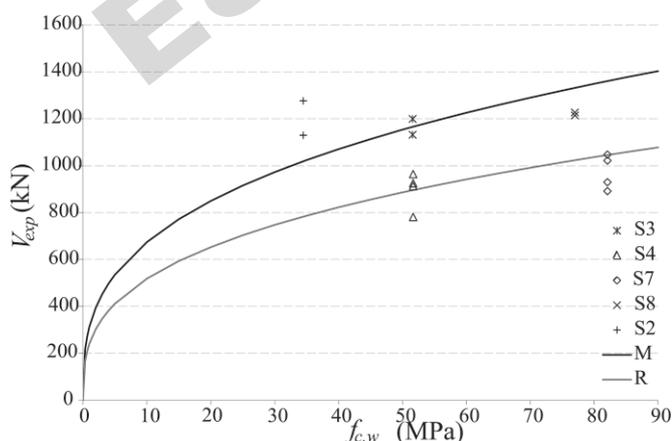
Platten	$b$ (m)	MW $V_{exp,400}/V_{exp,600}$	SAW	VK	NEN-EN 1992-1-1 $V_{exp,400}/V_{exp,600}$
BS2 – BS3	0,5	2,09	0,297	14,2 %	1,8
BM2 – BM3	1,0	1,73	0,027	1,6 %	1,8
BL2 – BL3	1,5	1,49	0,061	4,1 %	1,8
BX2 – BX3	2,0	1,30	0,063	4,8 %	1,8
S3 – S6	2,5	1,42	0,172	12,1 %	2
S11 – S14	2,5	1,45	0,213	14,7 %	1,8
S15 – S18	2,5	1,39	0,145	10,4 %	2,25 // 1,41
S21 – S26	2,5	1,35	0,037	2,7 %	2

was zu  $\beta = 0,5$  führt. Daher wird die erwartete Erhöhung der Kapazität auf Basis des Vergleichs  $a_{v400}/a_{v600}$  (2,25) basierend auf  $\beta_{400}/\beta_{600}$  mit 1,41 gegeben. Vergleicht man diese Spalte mit der Spalte der experimentelle Anstiege, dann sieht man, dass die Zunahme der Schubfestigkeit bei Platten geringer ist als die mit dem Faktor  $\beta$  für Balken nach NEN-EN 1992-1-1:2005 ermittelte.

Warum für Platten eine geringere Erhöhung der Tragfähigkeit bei einer Abnahme der Schubslankheit  $a/d_l$  ermittelt wurde, können die Druckstreben erklären. Während bei Balken eine klar definierte Strebe zwischen Last und Auflager entsteht, kann sich in Platten ein Fächer von Streben bilden. Die Plattenbreite und die resultierende Querverteilung der Belastung beeinflussen diesen Druckstrebenfächer.

#### 4.2.5 Betondruckfestigkeit

Traditionell wird die Betonzugfestigkeit als der wichtigste Einflussfaktor für die Schubfestigkeit betrachtet. Die Beziehung basiert auf der statistischen Auswertung einer umfangreichen Datenbank von Scherversuchen [7] mit  $a/d_l \geq 3$ . In einigen Versuchen stellte man keinen Einfluss auf die Betondruckfestigkeit in großen, leicht bewehrten



**Bild 6** Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die gemessene Querkrafttragfähigkeit  
Influence of concrete compressive strength on measured shear capacity

Balken [23] fest. KANI postulierte 1967 [24]: „Der Einfluss der Betonfestigkeit auf die sogenannten Schubfestigkeit des rechteckigen Stahlbetonbalkens ohne Bewehrung ist vernachlässigbar.“

Um den Einfluss der Betondruckfestigkeit zu quantifizieren, wurden die Ergebnisse von S2, S3, S4, S7 und S8 verglichen. S2, S3 und S4 wurden aus normalfestem Beton hergestellt, während S7 und S8 aus hochfestem Beton bestehen (Tab. 1). Die für S3, S4, S7 und S8 gemessene Erhöhung der Schubfestigkeit beträgt 0,6 % bei einer Erhöhung der Druckfestigkeit von 54 %. Der erwartete Anstieg ist 15 % für eine Kubikwurzelbeziehung. Die gemessene Spaltzugfestigkeit erhöhte sich um 47 %. In Bild 6 sind die experimentellen Ergebnisse dargestellt sowie die Grenze der erwarteten Werte einer Kubikwurzelbeziehung. Der Variationskoeffizient zwischen den experimentellen Ergebnissen und der Kurve beträgt 16 % für Position M und 8 % für Position R.

SHERWOOD u. a. [9] zeigen, dass 70 % der Schubfestigkeit durch Rissreibungskraft entsteht, die sich bei hochfestem Beton verringert. Der Zuschlagstoff selbst ist dann das schwächste Element. Versagen der Zuschlagstoffe wurde bei S7 und S8 beobachtet. Die reduzierte Rissreibungskraft könnte erklären, warum bei einer wachsenden Betonfestigkeit keine Erhöhung der Schubfestigkeit zu beobachten war. Die Gletscherfluss-Zuschlagstoffe, die in den Versuchen verwendet wurden, versagen allerdings erst bei 65 MPa. Demzufolge wird eine Erhöhung der Tragfähigkeit von bis zu 65 MPa erwartet. Eine mögliche Erklärung ist, dass sich ein dreidimensionaler Tragmechanismus entwickelt, der mehr von den geometrischen Eigenschaften der Platten, der Last und der Auflager als von den Betonmaterialeigenschaften abhängt.

#### 4.2.6 Bewehrungstyp

Schubversuche an Balken mit Glattstahlbewehrung zeigen eine größere Querkrafttragfähigkeit als bei Balken mit Rippenstahl [22]. Um den Unterschied zu untersuchen, werden die Ergebnisse der S1 und S11 verglichen. Die Versuche zeigen einen Unterschied im Rissbild, wobei die Platten mit Glattstahlbewehrung deutlich weniger

Biegerisse entwickeln. Die reduzierte Bindungsfähigkeit der Glattstahlbewehrung führt zu einer konstanten Kraft in der Längsbewehrung. Als Ergebnis werden weniger Biegerisse beobachtet. Es gibt zwischen Probekörpern mit Glattstahlbewehrung und mit Rippenstahl keinen signifikanten Unterschied in der Querkrafttragfähigkeit. Bei Lasten in der Nähe des Auflagers, ist die Druckstrebe stärker als das Balkenverhalten.

#### 4.2.7 Auflagertyp

Die Autoren haben in der Literatur keine Versuchsreihe gefunden, die Platten auf starren Auflagern mit Platten auf Elastomer-auflagern vergleicht. In NEN-EN 1992-1-1: 2005 § 6.2.2. (6) wird die direkte Lastübertragung zwischen Last und Auflager mit  $\beta = a_v/2d_l$  berechnet, mit  $a_v$  der Fläche-zu-Fläche Abstand zwischen Last und Auflager. Im Fall der Elastomerauflager wird jedoch  $a_v$  bis zur Mitte des Auflagers angenommen. Bei gleicher Position der Last würde man also für eine Platte auf Elastomerauflagern eine geringere Tragfähigkeit erwarten.

Um die Einflüsse von Lagertypen zu untersuchen, können die Ergebnisse von S1 und S15 verglichen werden. Die Ergebnisse zeigen etwa ähnliche Resultate für beide Versuche. Bei S15 bleibt die Tragfähigkeit etwa konstant (0,3 % Rückgang).

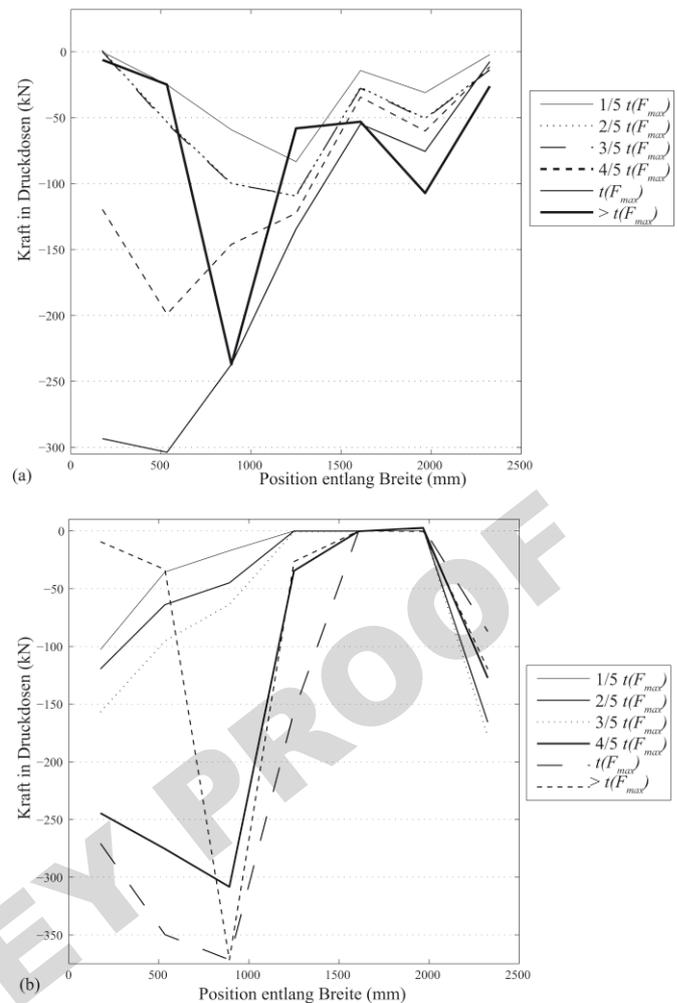
Um zu vergleichen, wie sich Platten auf Stahlagern und Platten auf Elastomerlagern verhalten, wurden einander die Ergebnisse von S23 und S24 von S21 und S22 gegenübergestellt. Der Abstand  $a$  war stets gleich, aber die Auflagerweite variierte, was zu unterschiedlichen Abständen  $a_v$  führte. Außerdem offenbaren Platten auf elastomeren Trägern Versagensmodi mit einem deutlicheren Warnverhalten als Platten auf Stahlagern.

Die Reaktionskräfte sind nicht gleichförmig, sondern werden durch die Geometrie der Platte beeinflusst (Bild 7). Es konnte kein signifikanter Einfluss des Auflagermaterials auf die Reaktionskraftverteilung beobachtet werden. Die Ergebnisse unterstützen die Festlegungen in NEN-EN 1992-1-1: 2005 nicht.

#### 4.2.8 Kombination von Lasten

In der Literatur [10, 25] gibt es keine Versuche an Platten, die mit konzentrierten Lasten und Linienlasten beladen wurden. Die einzigen Ausnahmen sind Versuche [26, 27] in denen eine kleine Linienlast, wie bei einer Kantenbelastung an einer auskragenden Decke, aufgelegt wurde.

Wird eine konzentrierte Last auf die mitwirkende Breite einer Platte verteilt, dann ist nicht bekannt, ob der Beitrag der konzentrierten Last zum Beitrag der Linienlast addiert werden kann. Der Hypothese der Überlagerung zufolge sollte die Summe  $\tau_{Komb}$  der Schubspannung aufgrund der konzentrierten Belastung auf der mitwirkenden



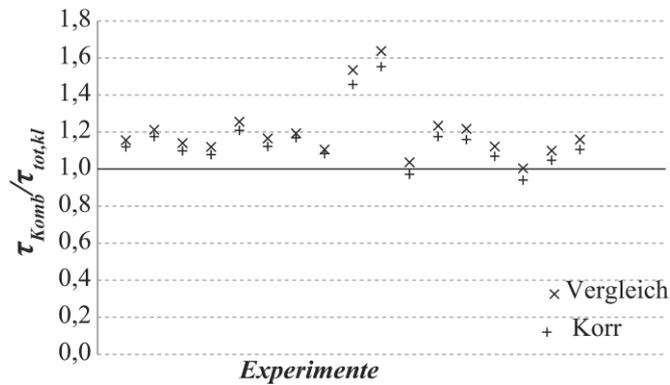
**Bild 7** Auflagerkräfte gemessen durch Kraftmessdosen zu verschiedenen Zeitpunkten der Versuche, als eine Funktion der zu unterschiedlichen Zeitpunkten gemessenen Reaktionskräfte (a) S22T4 (Stahlager) im Vergleich zu (b) S24T3 (Elastomerlager)

Reaction forces measured by the load cells at different moments during the experiments as a function of different points in time: (a) S22T4 (steel bearings) compared to (b) S24T3 (elastomeric bearings)

Breite  $\tau_{Konz}$  und der Schubspannung durch die Linienlast auf der gesamte Breite  $\tau_{Lin}$  größer oder genauso groß sein wie die Bruchschubspannung in einem Versuch mit nur einer konzentrierten Last  $\tau_{tot,kl}$ .

Um die Hypothese zu verifizieren, wurden die Bruchschubspannungen aus der zweiten Reihe von Tests mit diesem aus der ersten Reihe verglichen. Die Bruchschubspannung im Versuche mit nur einer konzentrierten Last  $\tau_{tot,kl}$  sollte kleiner oder genauso groß sein wie die Summe der  $\tau_{Lin}$  und  $\tau_{Konz}$ . Die Anforderung kann somit ausgedrückt werden als  $\tau_{Komb} = \tau_{Lin} + \tau_{Konz} \geq \tau_{tot,kl}$ .

Bild 8 vergleicht die Ergebnisse. Die Druckfestigkeit in den Versuchen mit Lastenkombinationen unterscheidet sich von der in den Versuchen mit einer konzentrierten Last. Daher wurde eine Korrektur vorgenommen, indem man  $\tau_{tot,kl}$  mit  $(f_{c,Komb}/f_{c,Konz})^{1/3}$  multiplizierte. Diese Korrektur führte zu den Ergebnissen, die in Bild 8 mit „Korr“ bezeichnet sind. Die Ergebnisse in Bild 8 bestäti-



**Bild 8** Ergebnisse von Versuche zur Überprüfung der Hypothese der Überlagerung  
Results of experiments verifying the hypothesis of superposition

gen die Hypothese der Überlagerung einer konzentrierten Last auf der mitwirkenden Breite über eine Linienlast und verteilte Last.

## 5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Stahlbetonplatten, die in der Nähe des Auflagers mit einer konzentrierten Last beaufschlagt werden, zeigen ein dreidimensionales Verhalten, das sich deutlich von dem zweidimensionalen Schubtragverhalten in Balken unterscheidet. Diese Folgerung wird durch folgende Beobachtungen aus der Parameteranalyse gestützt:

- Bei Elementen mit größerer Breite ist die Erhöhung der Kapazität am Mittelaugler im Vergleich zu der am Endauflager geringer.
- Der Einfluss der Größe der Lastplatte ist bei Probekörpern mit einer größeren Breite signifikanter.

## Literatur

- [1] E.O.L. LANTSOUGHT, C. VAN DER VEEN, J.C. WALRAVEN: *Shear in One-Way Slabs under a Concentrated Load close to the support*. In: ACI Structural Journal 110 (2013), S. 275-284
- [2] E.O.L. LANTSOUGHT, C. VAN DER VEEN, A. DE BOER, J.C. WALRAVEN: *Influence of Width on Shear Capacity of Reinforced Concrete Members*. In: ACI Structural Journal 111 (2014), S. 1441-1450.
- [3] E.O.L. LANTSOUGHT, C. VAN DER VEEN, A. DE BOER, J.C. WALRAVEN: *One-Way Slabs subjected to a Combination of Loads failing in Shear*. In: ACI Structural Journal 112 (2015), S. 419-428.
- [4] E. GRASSER, G. THIELEN: *Hilfsmittel zur Beruchung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken*. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 240 (1991).
- [5] FIB: *Model Code 2010: Final Draft*. International Federation for Structural Concrete, Lausanne.
- [6] CEN, Eurocode 2: *Design of Concrete Structures – Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings*. NEN-EN 1992-1-1:2005. Comité Européen de Normalisation, Brussel, Belgien, 2005.
- [7] G. KÖNIG, J. FISCHER: *Model Unvertainties concerning Design Equations for the Shear Capacity of Concrete Members without Shear Reinforcement*. In CEB Bulletin 224, Model Unvertainties and Concrete Barrier for Environmental Protection (1995), S. 49-10.
- [8] K. REISSEN, J. HEGGER: *Experimentelle Untersuchungen zur mitwirkende Breite für Querkraft von einfeldrigen Fahrbahnplatten*. In Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), S. 96-103.
- [9] E.G. SHERWOOD, A.S. LUBELL, E.C. BENTZ, M.R. COLLINS: *One-Way Shear Strenght of Thick Slabs and Wide Beams*. In: ACI Structural Journal 103 (2006), S. 794-802.
- [10] E.O.L. LANTSOUGHT, C. VAN DER VEEN, J.C. WALRAVEN, A. DE BOER: *Database of wide concrete members failing in shear*. In: Magazine of Concrete Research 67 (2015), S. 33-52.
- [11] P.E. REGAN: *Shear Resistance of Concrete Slabs at Concentrated Loads close to Supports*. Polytechnic of Central London, United Kingdom, 1982.
- [12] H. FURUUCHI, Y. TAKAHASHI, T. UEDA, Y. KAKUTA: *Effective width for shear failure of RC deep slabs*. In:

- Der Einfluss der Schubschlankheit sinkt bei Probekörpern mit einer größeren Breite infolge des dreidimensionalen Ladepfads.
- Der Einfluss der Betonfestigkeit ist in Platten kleiner.

Die Testergebnisse haben gezeigt, dass die wichtigen Parameter folgende sind:

- die Größe der Lastplatte
- die Schubschlankheit
- die Breite des Versuchskörpers

Die folgenden Parameter haben keinen deutlichen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit:

- der Querbewehrungsgrad
- die Bruchfestigkeit
- der Bewehrungstyp
- der Auflagertyp

Versuche an Platten unter einer Lastkombination haben gezeigt, dass die Hypothese der Überlagerung eine sichere und gültige Annahme ist. Die Schubtragfähigkeit von Platten unter konzentrierten Lasten in der Nähe der Auflager hängt hauptsächlich von der Geometrie ab.

## Dank

Die Autoren danken dem niederländischen Ministerium für Infrastruktur und Umwelt (Rijkswaterstaat) für die Finanzierung dieser Forschungsarbeiten. Auch die Beiträge der Mitarbeiter des Stevin II Laboratorium werden dankbar anerkannt.

- Transactions of the Japan Concrete Institute 20 (1998), S. 209-2016.
- [13] O. GRAF: *Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonplatten unter konzentrierter Last nahe einem Auflager*. In: Deutscher Ausschuss für Eisenbeton 73 (1933), S. 10-16.
- [14] F.E. RICHART, R.W. KLUGE: *Tests of reinforced concrete slabs subjected to concentrated loads*, University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin No. 314, Urbana, 1939.
- [15] F. LEONHARDT, R. WALTHER: *Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme in Stahlbetonbau – 2. Fortsetzung des Kapitels II. Versuchsberichte*. In: Beton- und Stahlbetonbau 57 (1962), S. 54-64.
- [16] P.K. EKEBERG, A. SJURSEN, E. THORENFELDT: *Load-carrying capacity of continuous concrete slabs with concentrated loads*. In: Nordisk Betong 4 (1982), S. 153-156.
- [17] E.O.L. LANTSOGHT: *Shear tests of reinforced concrete slabs: experimental data of undamaged slabs*. Delft University of Technology, The Netherlands, 2011.
- [18] E.O.L. LANTSOGHT: *Shear tests of reinforced concrete slabs: experimental data of residual capacity of slabs*, Delft University of Technology, The Netherlands, 2011.
- [19] E.O.L. LANTSOGHT: *Tests of reinforced concrete slabs subjected to a line load and a concentrated load*, Delft University of Technology, 2012.
- [20] K. RAFLA: *Empirische Formeln zur Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbalken*. In: Strasse Brücke Tunnel 23 (1971), S. 331-320
- [21] J.J. RODRIGUEZ, A.C. BIANCHINI, I.M. VIEST, C.E. KESLER: *Shear Strength of Two-Span Continuous Reinforced Concrete Beams*. In: ACI Journal Proceedings 55 (1959), S. 1089-1130.
- [22] G.N.J. KANI: *The Riddle of Shear Failure and Its Solution*. In: ACI Journal Proceedings 61 (1964), S. 441-467
- [23] D. ANGELAKOS, E.C. BENTZ, M.P. COLLINS: *Effect of concrete strength and minimum stirrups on shear strength of large members*. In: ACI Structural Journal 98 (2001), S. 290-300.
- [24] G.N.J. KANI: *How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beam*. In: ACI Journal Proceedings 64 (1967), S. 128-141.
- [25] E.O.L. LANTSOGHT, C. VAN DER VEEN, J.C. WALRAVEN, A. DE BOER: *Transition from one-way to two-way shear in slabs under concentrated loads*. In: Magazine of Concrete Research 67 (2005), S. 909-922.
- [26] K. REISSEN, J. HEGGER: *Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von auskragenden Fahrbahnplatten unter Radlasten*. In: Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), S. 315-324
- [27] G. ROMBACH, S. LATTE: *Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung*. In Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), S. 642-656.

## Autoren



Dr. ir. Eva Lantsoght  
Politecnico, Universidad San Francisco de Quito  
Diego de Robles y Pampite, Cumbaya, Quito,  
Ecuador  
elantsoght@usfq.edu.ec  
Delft University of Technology  
Concrete Structures  
P.O. Box 5048  
2600 GA Delft, The Netherlands  
E.O.L.Lantsoght@tudelft.nl



Dr. ir. Cor van der Veen  
Delft University of Technology  
Concrete Structures  
P.O. Box 5048  
2600 GA Delft, The Netherlands  
C.vanderveen@tudelft.nl



Dr. ir. Ane de Boer  
Ministry of Infrastructure and the Environment,  
Rijkswaterstaat  
P.O.Box 24057  
3502 MB Utrecht, The Netherlands  
ane.de.boer@rws.nl



Prof. Dr. ir. Joost Walraven  
Delft University of Technology  
Concrete Structures  
P.O. Box 5048  
2600 GA Delft, The Netherlands  
J.C.Walraven@tudelft.nl