

3 Versuche

3.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Versuche, die vom *Institut für Konstruktion und Entwurf* aus Eigenmitteln (Reihe A) und Drittmitteln der *Forschungsvereinigung der Arbeitsgemeinschaft der Eisen und Metall verarbeitenden Industrie e.V. (AVIF)* (Reihen B und C) am Otto-Graf-Institut (FMIPA) durchgeführt wurden, dargestellt und ausgewertet. In den Versuchsberichten /44/, /45/ und im Forschungsbericht /46/ sind die Versuche genauer erläutert. Im Zusammenhang dieser Arbeit genügt es die wesentlichen Punkte hervorzuheben.

3.2 Materialkennwerte

3.2.1 Beton

In DIN-Fachbericht 104 „Verbundbrücken“ /19/, Abschnitt 3.1.2 (1) wird empfohlen die Fahrbahnplatte aus einem **Beton der Güte C 35/45** herzustellen. Die Werte der mittleren Betondruckfestigkeit der Versuchskörper, die mittels Probezylindern ermittelt wurde, lagen zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung zwischen 43,2 und 49,60 N/mm², so dass die meisten Versuche dieser Güteklasse zugeordnet werden können (mittlere Zylinderdruckfestigkeit zwischen 43 und 48 N/mm²). Eine Ausnahme bilden die Prüfkörper C9 und C10, mit denen der Einfluss der Betongüte untersucht wurde. Die maximale Zuschlagskörnergröße betrug bei allen Versuchskörpern 16 mm.

Der zeitliche Verlauf der Zylinderdruckfestigkeit wird entsprechend den Angaben nach Model Code 90 /10/ (siehe auch /33/) berechnet:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad \text{und} \quad (3-1)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28d}{t}} \right) \right]} \quad (3-2)$$

Der Wert s berücksichtigt die verwendete Zementart und kann wie die 28-Tage-Festigkeit f_{cm} aus den Materialprobewerten berechnet werden, die zu Anfang und Ende der jeweiligen Versuchsserie bestimmt wurden

Zur Feststellung des **Beton-E-Moduls** wurden ebenfalls Probezylinder verwendet. Alle Probekörper wurden bei den zugehörigen Versuchskörpern gelagert. Für die Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Elastizitätsmoduls wird der β -Wert aus dem Druckversuch verwendet, da E-Modul-Versuche nur zu einem Zeitpunkt je Charge durchgeführt wurden und daher kein eigener β -Wert für den Elastizitätsmodul ermittelt werden kann. Da sich allerdings der E-Modul nicht so stark mit der Zeit ändert, steht dort der β -Wert unter der Wurzel /33/.

$$E_{cm}(t) = \beta_{cc}^{\frac{1}{2}}(t) \cdot E_{cm} \quad (3-3)$$

Ein entscheidender Parameter für Nachrechnungen, die die Rissbildung simulieren, ist die **zentrische Zugfestigkeit**. Da diese experimentell nur mit großem Aufwand zu bestimmen ist, wurde auf die direkte Ermittlung verzichtet. Es bestehen mehrere Möglichkeiten der indirekten Berechnung aus anderen Materialeigenschaften. Hier werden die Umrechnungen aus der Spaltzugfestigkeit und aus der Druckfestigkeit näher betrachtet.

Die Spaltzugfestigkeit wurde teils an Zylindern (Reihe A), teils an Quadern (Reihe B und C) ermittelt. Zink /85/ stellt in seiner Arbeit heraus, dass die zentrische Zugfestigkeit nach Remmel /65/ ca. 5 % und nach Model Code 90 /10/ 10 % unterhalb der Spaltzugfestigkeit liegt.

Sowohl Remmel als auch der Model Code 90 geben auch Berechnungsformeln für die Zugfestigkeit aus den Druckfestigkeitswerten an.

Remmel /65/:
$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad (3-4)$$

Model Code 90 /10/:
$$f_{ctm} = 1,40 \text{ N/mm}^2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10 \text{ N/mm}^2} \right)^{2/3} \quad (3-5)$$

Für die weitere Rechnung wird ein gewichteter Mittelwert gewählt, in den die von der Spaltzugfestigkeit abgeleiteten Werte doppelt so stark eingehen wie die aus der Druckfestigkeit abgeleiteten Werte. Die Umrechnung von der Spaltzugfestigkeit erscheint zuverlässiger, da es sich hier um ein Zugversagen handelt. Allerdings streuen die Werte der Zugfestigkeit stark und die Anzahl der Zugproben ist gering, so dass es angeraten erscheint, den empirischen Zusammenhang von Druck- und Zugfestigkeit nach den Gleichungen (3-4) und (3-5) mit einzubeziehen.

Model Code 90 empfiehlt zur Feststellung der zeitlichen Entwicklung der Zugfestigkeit zu verschiedenen Zeitpunkten Versuche an Probekörpern durchzuführen. Dies ist im Rahmen der Versuche der Reihen B und C geschehen. Der Verlauf der Zugfestigkeit über der Zeit kann wie bei der Druckfestigkeit nach Gleichung (3-1) ermittelt werden.

Die mittleren Materialkennwerte sind jeweils für die verschiedenen Versuchskörper zum Zeitpunkt der Prüfung in Tabelle 3.1 zusammengestellt.

Tabelle 3.1: Materialeigenschaften des Betons

Plattenstreifen	Betonalter [d]	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Steifigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit [N/mm ²]
A1	28	46,5	31680	3,18
A2	32	47,4	31957	3,22
A3	39	48,5	32338	3,27
A4	41	48,8	32430	3,29
A5	46	49,4	32632	3,31
A6	48	49,6	32704	3,32
B1	54	47,6	31655	4,01
B2	32	45,9	31655	3,72
B3	33	46,0	31655	3,74
B4	35	46,2	31655	3,77
B5	53	47,5	31655	4,00
B6	31	45,8	31655	3,70
B7	19	43,8	31655	3,37
B8	27	45,3	31655	3,61
B9	26	45,1	31655	3,59
B10	52	47,5	31655	3,99
B11	47	47,2	31655	3,94
B12	42	46,8	31655	3,88
C1	41	43,2	32582	3,85
C2	42	43,3	32636	3,86
C3	43	43,4	32688	3,86
C4	44	43,6	32739	3,87
C5	45	43,7	32788	3,88
C6	50	44,3	33012	3,91
C7	51	44,4	33053	3,91
C8	52	44,5	33093	3,92
C9	55	27,1	28470	2,29
C10	56	51,5	34952	3,80
C11	57	45,0	33277	3,94
C12	58	45,1	33311	3,95
C13	62	45,5	33438	3,96

3.2.2 Betonstahl

Für die Längsbewehrung der Versuchskörper wurde Stabstahl BSt 500 S mit aufgerolltem Gewinde für die Lasteinleitung an den Stabenden verwendet. An mitgelieferten Probestäben wurden vom Otto-Graf-Institut (FMPI) die Zugfestigkeit und der E-Modul ermittelt. Die Fließgrenzen und die E-Moduln der Stäbe sind in Tabelle 3.2 aufgelistet.

Tabelle 3.2: Materialeigenschaften des Betonstahls

Plattenstreifen	Ø Bewehrung [mm]	Fließgrenze [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
A1	5*20	579	193145
A2	5*20	579	193145
A3	5*20	579	193145
A4	5*25	559	201921
A5	5*16	585	205500
A6	5*20	579	193145
B1	2*25 + 3*20	558	191379
B2	2*25 + 3*20	558	191379
B3	2*25 + 3*20	558	191379
B4	2*25 + 3*20	558	191379
B5	2*25 + 3*20	558	191379
B6	5*16	572	195580
B7	5*20	546	187796
B8	5*25	570	194847
B9	2*28 + 3*25	566	196892
B10	5*16	572	195580
B11	5*20	546	187796
B12	5*25	570	194847
C1	5*20	559	223207
C2	5*20	559	223207
C3	5*20	559	223207
C4	5*20	559	223207
C5	5*20	559	223207
C6	5*20	559	223207
C7	5*20	559	223207
C8	5*20	559	223207
C9	2*25 + 3*20	554	214492
C10	2*25 + 3*20	554	214492
C11	3*25	550	201205
C12	3*25	550	201205
C13	2*25 + 3*20	554	214492

3.3 Versuchsdurchführung

3.3.1 Versuchs- und Messeinrichtung

In Bild 3.1 ist die Versuchseinrichtung dargestellt. Die Stützweite von 2.000 mm wurde von der Lasteinleitung in zwei Bereiche von $a = 750$ mm bzw. $a = 1.250$ mm geteilt. Bei einer statischen Nutzhöhe d von ca. 250 mm war die Schubschlankheit auf der auflagernahen Seite $a/d = 3$ und auf der auflagerfernen Seite $a/d = 5$. Nur bei den Versuchen C3 bis C8 wurde die Last in der Mitte eingeleitet, die Schubschlankheit betrug dann auf beiden Seiten $a/d = 4$. Als Abstand a der Last zum Lager wird in Literatur und Normung (z.B. /16/) häufig die Strecke vom Auflagerend gemessen. Dies ist darin begründet, dass die Querkraft im Bereich der Auflagerkante in die Unterkonstruktion eingeleitet wird. In den hier besprochenen Versuchen ist aber davon auszugehen, dass mit der gelenkigen Ausführung der Jochanschlüsse der Lastangriffspunkt in der Achse von Lasteinleitung und Lager angenommen werden kann. Daher wird hier für a der Achsabstand von Lasteinleitung und Lager verwendet.

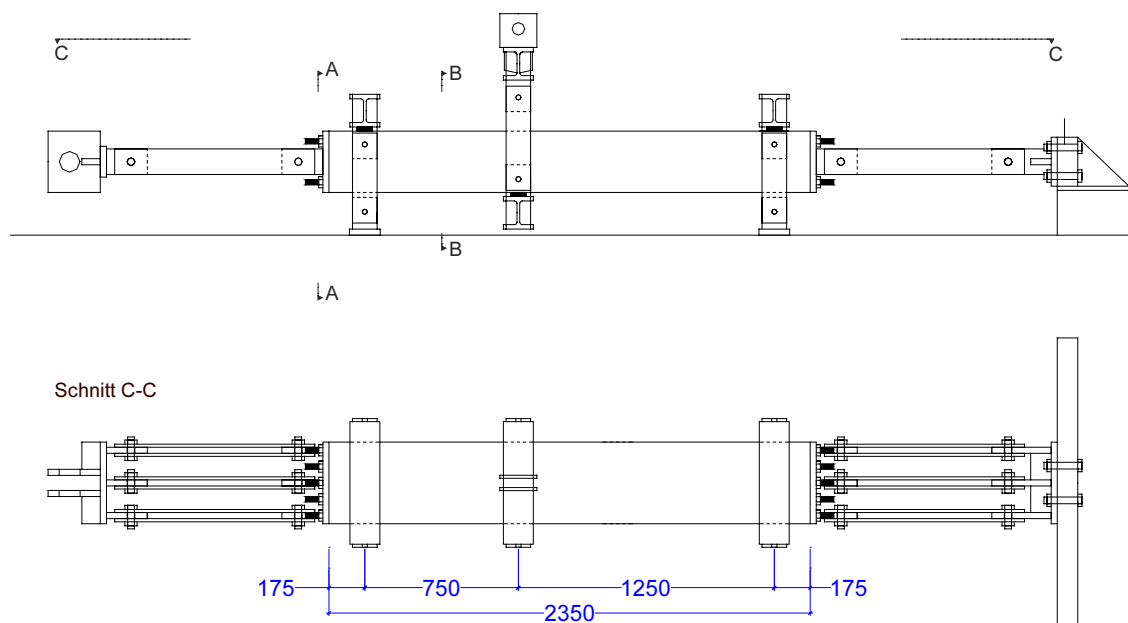


Bild 3.1: Versuchseinrichtung in Ansicht und Draufsicht

Bild 3.2 zeigt zwei Schnitte der Versuchskörper an Lagerung und Lasteinleitung. Die Längsbewehrung wurde außen und die Querbewehrung innen angeordnet. In Bild 3.3 ist der fertig eingebaute Versuchskörper zu sehen.

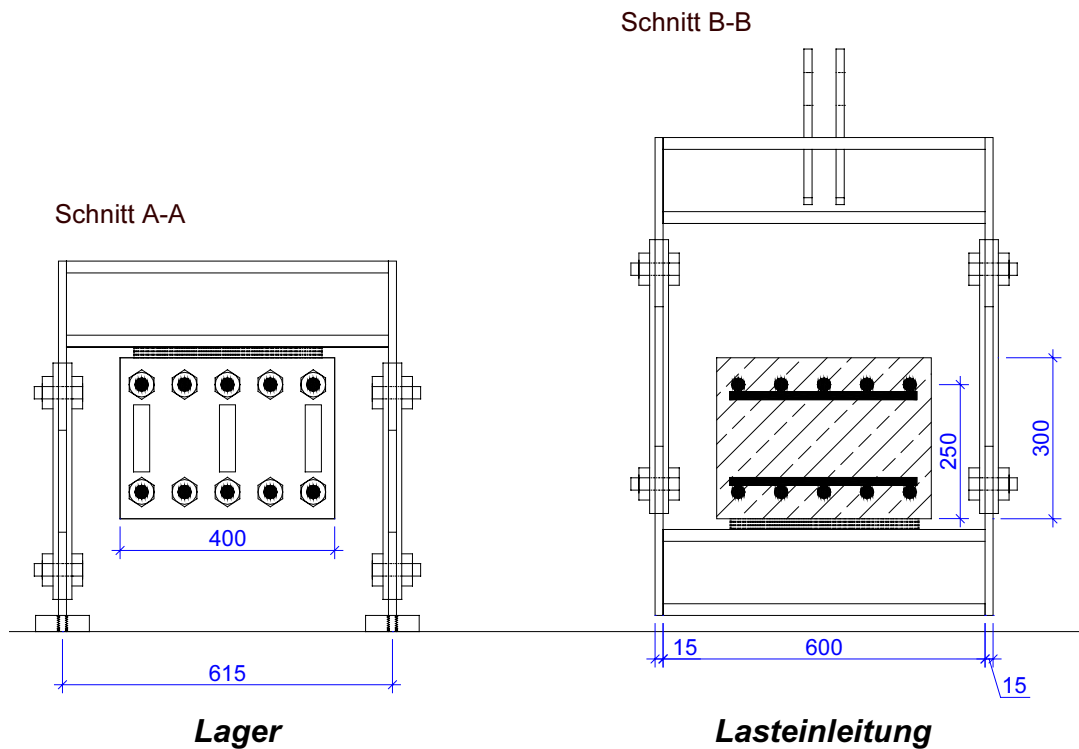


Bild 3.2: Querschnitt durch Lagerjoch und Lasteinleitung

An den Trägerenden wurden zur Messung der Gesamtdehnung des Plattenstreifens Metallwinkel auf den Beton geklebt. Auf Höhe der oberen und unteren Bewehrung wurden an der Stelle der Lasteinleitung Wegaufnehmer zur Dehnungsmessung (Messlänge 200 mm) befestigt. Die Vertikalverschiebung des Prüfkörpers wurde an fünf Stellen mit induktiven Wegnehmern gemessen. Die Auflager gaben als elastische Lagerung etwas nach. Daher wurde die Durchbiegung als Differenz zwischen den Vertikalverschiebungen am Auflager und an der Lasteinleitungsstelle angegeben.

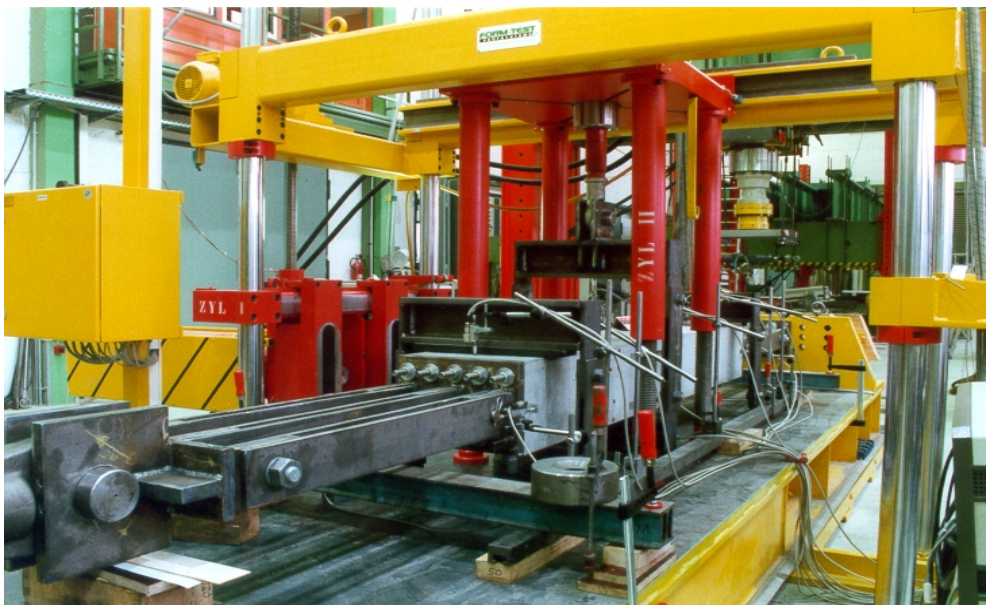


Bild 3.3: Versuchsstand

3.3.2 Versuchsprogramm

In Tabelle 3.3 sind die variierten Parameter der **Versuchsreihe A** zusammengestellt. Die vier Versuchskörper A1 bis A3 und A6 enthielten denselben Bewehrungsgehalt, die einzige veränderte Größe war die Normalkraft, deren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit damit untersucht wurde. Zur Beurteilung des Einflusses des Bewehrungsgrades wurden die drei Plattenstreifen A2, A4 und A5 mit derselben Normalkraft aber unterschiedlichem Bewehrungsstabdurchmesser geprüft. Die Anordnung der Bewehrung kann der Zeichnung im Anhang A2 entnommen werden.

Die Angabe des Bewehrungsgrades wird in der Normung für verschiedene Nachweise unterschiedlich gehandhabt. Die hier angegebenen Werte beziehen die Gesamtstahlfläche auf die Breite, multipliziert mit der statischen Nutzhöhe des Betons.

Tabelle 3.3: Versuchsparameter der Reihe A

Plattenstreifen	Normalkraft	Bewehrungsgrad	Stabdurchmesser
A1	450 kN	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20
A2	340 kN	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20
A3	560 kN	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20
A4	340 kN	$\rho = 2,45 \%$	10 Ø 25
A5	340 kN	$\rho = 1,00 \%$	10 Ø 16
A6	0 kN	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20

Die Tabelle 3.4 gibt die wichtigsten Versuchsparameter der **Reihe B** wieder. Auch diese Versuchsreihe diente hauptsächlich zur Bestimmung der Einflüsse von Zugnormalkraft und Bewehrungsgrad auf die Querkrafttragfähigkeit der Plattenstreifen. So unterschieden sich die Versuchskörper B1 bis B5 ausschließlich durch die aufgebrachte Normalkraft, in den Versuchen B2 und B6 bis B9 sowie B4 und B10 bis B12 war die Normalkraftbelastung konstant und der Bewehrungsgrad wurde variiert. Zusätzlich bildeten die Träger B6, B10 und A5 und die Träger B8, B12 und A4 je Versuchsserie mit variiertem Normalkraft. Die Plattenstreifen B7 und B11 ergänzten die Reihe der Versuche A1 bis A3 und A6, da sie alle mit demselben Stabdurchmesser (Ø 20) hergestellt worden waren.

Tabelle 3.5 beschreibt die Versuche der **Reihe C**. In die Plattenstreifen C1 und C2 wurde die Mindestquerkraftbewehrung nach EC 2 /16/ eingelegt. Die Versuche sollten zeigen, ob die Mindestbewehrung eine Verbesserung in der Tragfähigkeit bewirkt. Versuche C6 bis C8 dienten zur Untersuchung des Einflusses der Schubschlankheit. Der Vergleich mit Plattenstreifen der Reihe B lässt erkennen, ob die Testergebnisse mit Schubschlankheit $a/d = 4$ eine Erhöhung gegenüber $a/d = 5$ aufweisen. In allen Versuchskörpern wurde vor dem eigentlichen Querkraftversuch durch das Vorziehen, d.h. durch das Aufbringen einer Zugspannung in Höhe der 95%-Fraktile der Betonzugfestigkeit, ein abgeschlossenes Rissbild erzeugt. Durch den Vergleich mit den

Ergebnissen von C6 bis C8 gaben die nicht vorgezogenen Plattenstreifen C3 bis C5 Aufschluss darüber, welchen Einfluss die durch das Vorziehen der Versuchskörper erzeugten Trennrisse auf die Querkrafttragfähigkeit hatten. Die Versuche C9 und C10 zeigten den Einfluss unterschiedlicher Betonfestigkeiten bei gleichzeitigem Längszug auf. Bei den Versuchen C11 und C12 war der Stababstand der Längsbewehrung gegenüber allen anderen Prüfkörpern größer; Versuch C13 wurde mit einer höheren Normalkraft belastet als die übrigen Versuche.

Tabelle 3.4: Versuchsparameter der Reihe B

Plattenstreifen	Normalkraft	Bewehrungsgrad	Stabdurchmesser
B1	0 kN	$\rho = 1,95 \%$	4 Ø 25 und 6 Ø 20
B2	200 kN	$\rho = 1,95 \%$	4 Ø 25 und 6 Ø 20
B3	400 kN	$\rho = 1,95 \%$	4 Ø 25 und 6 Ø 20
B4	600 kN	$\rho = 1,95 \%$	4 Ø 25 und 6 Ø 20
B5	800 kN	$\rho = 1,95 \%$	4 Ø 25 und 6 Ø 20
B6	200 kN	$\rho = 1,00 \%$	10 Ø 16
B7	200 kN	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20
B8	200 kN	$\rho = 2,45 \%$	10 Ø 25
B9	200 kN	$\rho = 2,75 \%$	4 Ø 28 und 6 Ø 25
B10	600 kN	$\rho = 1,00 \%$	10 Ø 16
B11	600 kN	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20
B12	600 kN	$\rho = 2,45 \%$	10 Ø 25

Tabelle 3.5: Versuchsparameter der Reihe C

	Normalkraft	Bemerkung	Bewehrungsgrad	Durchmesser
C1	200 kN	Bügel	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20
C2	600 kN	Bügel	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20
C3	0 kN	nicht vorgezog., $a/d=4$	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20
C4	150 kN	nicht vorgezog., $a/d=4$	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20
C5	340 kN	nicht vorgezog., $a/d=4$	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20
C6	0 kN	vorgezogen, $a/d=4$	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20
C7	150 kN	vorgezogen, $a/d=4$	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20
C8	340 kN	vorgezogen, $a/d=4$	$\rho = 1,60 \%$	10 Ø 20
C9	500 kN	Beton C25/30	$\rho = 1,95 \%$	4 Ø 25 und 6 Ø 20
C10	500 kN	Beton C 50/60	$\rho = 1,95 \%$	4 Ø 25 und 6 Ø 20
C11	340 kN	Stababstand 16 mm	$\rho = 1,50 \%$	6 Ø 25
C12	600 kN	Stababstand 16 mm	$\rho = 1,50 \%$	6 Ø 25
C13	900 kN	hohe Normalkraft	$\rho = 1,95 \%$	4 Ø 25 und 6 Ø 20

Wie eingangs erwähnt orientierten sich die Versuche am Parameterbereich des **Verbundbrückenbaus**. In Bild 3.4 sind Normalzugspannungen und Bewehrungsgrade der Versuche den Werten von 18 ausgeführten Verbundbrücken gegenübergestellt. Die Brückendaten sind in Anhang A3 tabellarisch zusammengestellt. Mit ihnen werden in Abschnitt 4.2 die Auswirkungen der neuen Bemessungsgleichung auf die Baupraxis ermittelt. Bild 3.4 zeigt, dass die Versuche den baupraktischen Bereich gut abdecken. Nur die Rio-Caroni-Brücke /68/, deren Bewehrungsgrad mit 3 % deutlich über den in Deutschland üblichen Werten liegt, wurde mit höheren Normalspannungen beansprucht als die Versuchskörper dieses Versuchsprogramms. Im Allgemeinen liegen die Brücken im unteren Bereich der im Versuchsprogramm untersuchten Bewehrungsgrade. Versuche mit noch geringeren Bewehrungsgraden wurden deshalb nicht ausgeführt, da diese Versuchskörper nicht aufgrund der Querkraftbeanspruchung sondern auf Biegung versagen würden. Daraus kann gefolgert werden, dass in zugbeanspruchten Fahrbahnplatten sowohl die Momenten- als auch die Querkrafttragfähigkeit zu einem hohen Prozentsatz ausgenutzt ist.

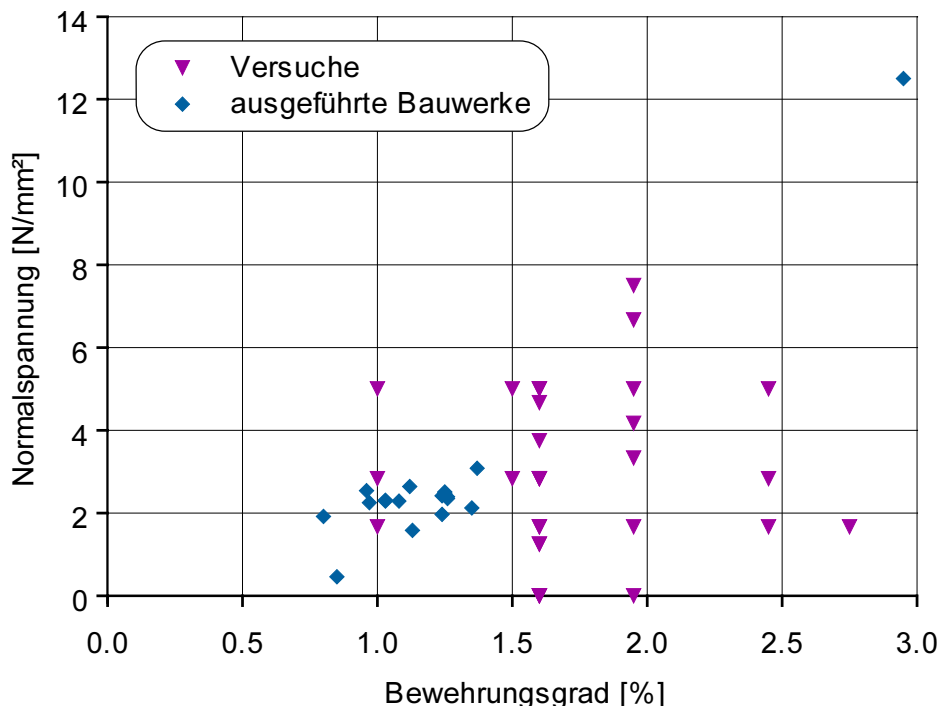


Bild 3.4: Gegenüberstellung der Versuchsparameter mit dem Bereich der praktischen Anwendung

3.3.3 Versuchsablauf

Zu Beginn eines jeden Versuchs wurde auf den Plattenstreifen eine **Zugnormalkraft** von ca. 560 kN weggesteuert aufgebracht. Bei dieser Kraft erreichte die Betonspannung im Bauteil die 95%-Fraktile der zentrischen Betonzugfestigkeit, so dass von einem abgeschlossenen Rissbild auszugehen war. Dabei stellten sich Trennrisse unabhängig vom verwendeten Stabdurchmesser der Längsbewehrung in der Regel im Abstand der Querbewehrung ein. Die maximale Rissbreite betrug 0,28 mm bei den

Trägern mit Längsbewehrung $\varnothing 16$, 0,14 mm bei $\varnothing 20$ und 0,10 mm bei $\varnothing 25$; die unterschiedlichen Rissöffnungen resultieren aus den unterschiedlichen Spannungen und Dehnungen in den Bewehrungsstäben im Riss. Dieses Vorziehen der Versuchsträger schuf für alle Versuche dasselbe Rissbild als Ausgangsbasis für den Querkraftversuch. Damit war es möglich, den Einfluss der Normalkraft ohne den gleichzeitigen Einfluss der Trennrissbildung zu untersuchen.

Vor dem Aufbringen der **Querlast** wurde im Versuchskörper die Normalkraft entsprechend dem Versuchsprogramm (siehe Abschnitt 3.3.2) kraftgesteuert in Schritten von 50 kN eingeleitet. Die Längskraft wurde während des weiteren Versuchs konstant gehalten. Die Querlast wurde vor dem Versagen in Stufen von 20 kN weggesteuert aufgebracht, später wurde der Maschinenweg kontinuierlich gesteigert. Es konnten vier Versagensmodi unterschieden werden:

- 1) Der Versuchskörper versagt plötzlich durch die Bildung eines Schubrisses auf der auflagernahen Seite, die Last fällt deutlich ab und bleibt bei weiterer Zunahme des Maschinenwegs unterhalb der Bruchlast.
- 2) Auf der auflagernahen Seite bildet sich ein Schubriss. Die Last fällt aber erst bei der Bildung eines zweiten, flacheren Schubrisses geringfügig ab, lässt sich aber deutlich über ihren Wert bei der Entstehung des zweiten Schubrisses steigern, bevor der Versuchskörper durch Bildung eines flacheren, dritten Risses oder durch die Öffnung eines vorhandenen Schubrisses auf der **auflagernahen** Seite versagt.
- 3) Auch beim dritten Versagensmodus lässt sich die Last nach dem ersten Lastabfall mit Bildung des zweiten Schubrisses auf der auflagernahen Seite erhöhen. Das plötzliche Versagen geschieht aber durch die Bildung eines Schubrisses auf der **auflagerfernen** Seite.
- 4) Nach der Bildung der Schubrisse auf der auflagernahen Seite entsprechend den beiden vorangehenden Versagensmodi wächst die Last sehr langsam mit erheblicher Zunahme der Durchbiegung an. Ein weiterer Schubriss entsteht nicht.

Die Plattenstreifen C3 bis C8 wurden mittig belastet, die Trägerhälften können nicht in „auflagernah“ und „auflagerfern“ unterschieden werden. Die Versagensmodi gelten jedoch entsprechend.

Die Lastverschiebungskurve von **Versagensmodus 1** ist in Bild 3.5 dargestellt. Die Last stieg mit zunehmender Durchbiegung linear bis zum Schubbruch bei 220 kN an. Deutlich erkennbar ist, dass bei jeder Laststufe von 20 kN durch die Relaxation von Beton und Stahl die Auflast bei konstant gehaltenem Maschinenweg zurückging.

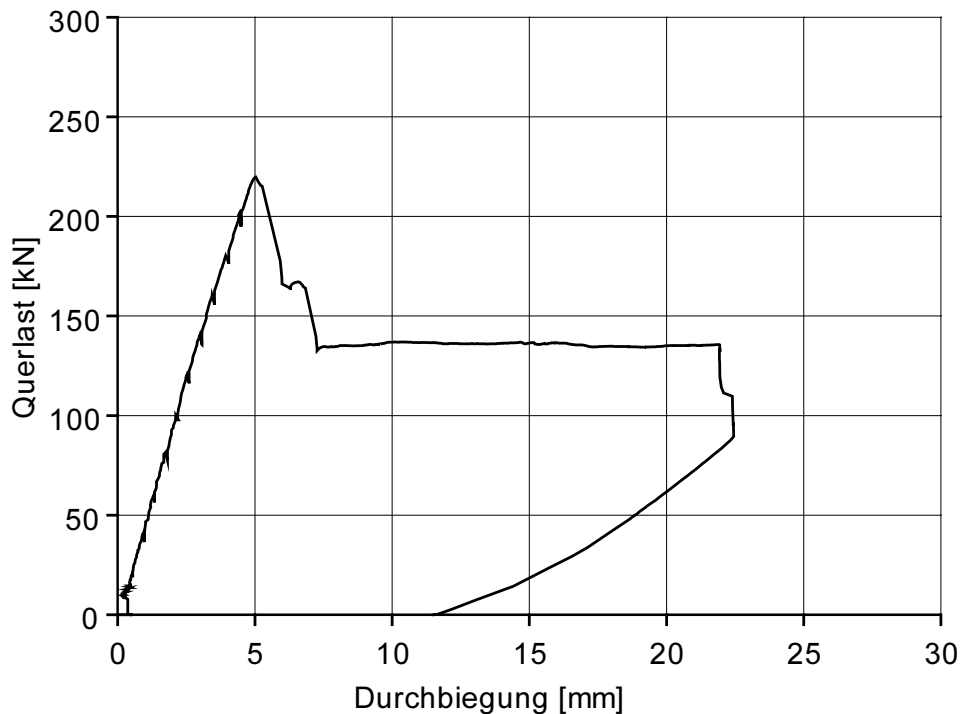


Bild 3.5: Verlauf der Querlast über der Durchbiegung bei Plattenstreifen B6, Versagensmodus 1

Bis zum Auftreten des ersten Schubrisses bei 235 kN ist der Verlauf der Lastverschiebungskurve des **Versagensmodus 2** in Bild 3.6 mit dem soeben beschriebenen identisch. Die Rissentstehung wird allerdings von einem viel geringeren Lastabfall begleitet. Der Versuchskörper kann mit stark zunehmender Durchbiegung weiter belastet werden. Auch beim Erreichen der Maximallast geht die Last nicht wie bei Versagensmodus 1 oder 3 schlagartig, sondern eher allmählich zurück.

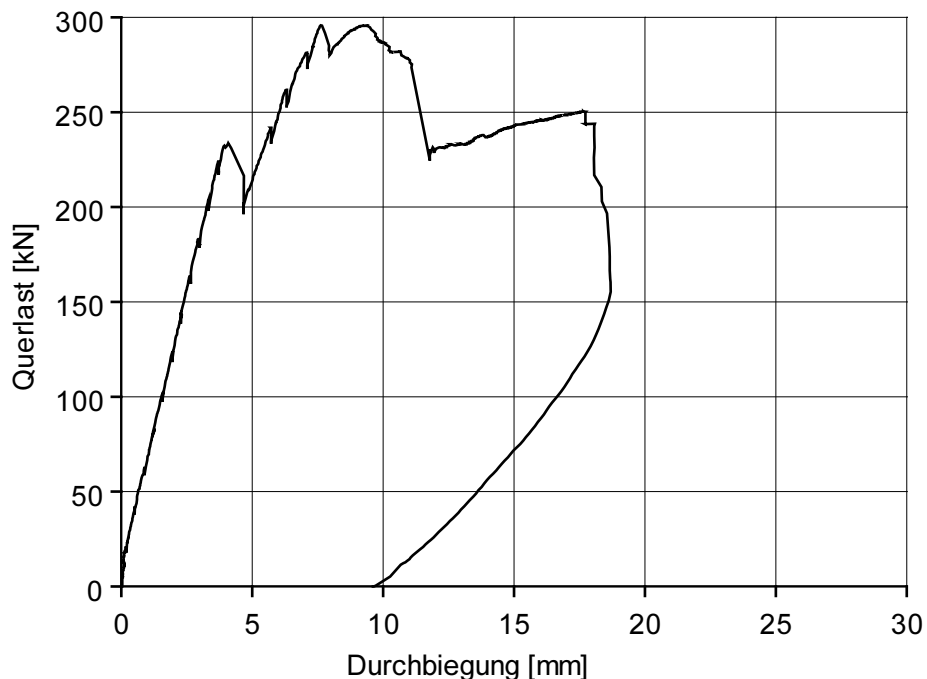


Bild 3.6: Verlauf der Querlast über der Durchbiegung bei Plattenstreifen C10, Versagensmodus 2

Versagensmodus 3 ist der am häufigsten aufgetretene Versagensfall. Ein typisches Rissbild ist in Bild 3.7 zu sehen. Die Schrägrisse auf der auflagnahen Seite (im Bild links) traten zuerst auf. Zum flachsten Riss auf dieser Seite gehört der Lastabfall in Bild 3.8 bei der Querlast von 300 kN.

Der Versagensriss auf der auflagerfernen Seite bei Erreichen der Maximallast ist an der großen Rissöffnung zu erkennen. Der zweite Schubriss auf der auflagerfernen Seite ist nach dem Querkraftversagen bei einer Durchbiegung von ca. 16 mm entstanden. Auch die Zerstörung der Druckzone (in Feldmitte unten) ereignete sich erst bei großer Durchbiegung und hatte daher keinen Einfluss auf das Schubversagen.

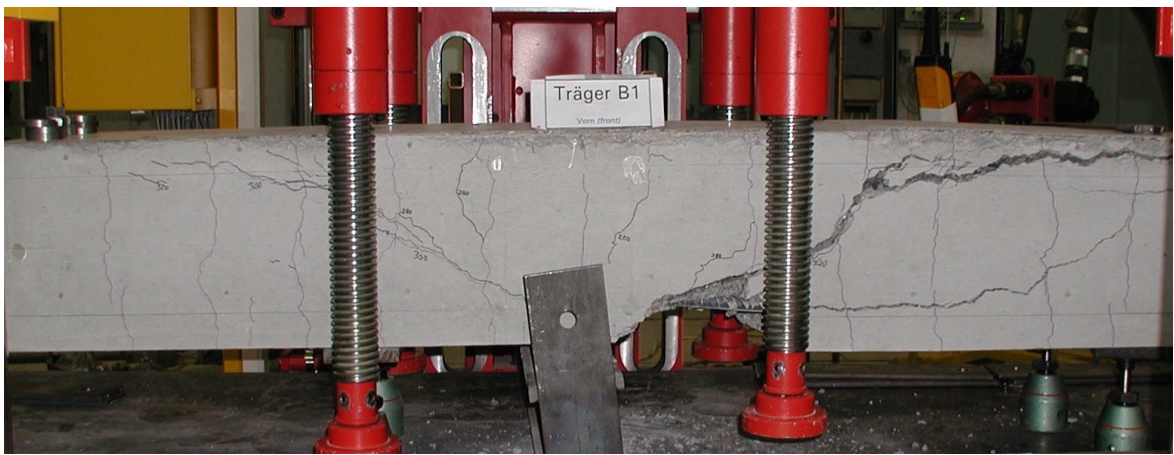


Bild 3.7: Rissbild von Plattenstreifen B1 nach Beendigung des Versuchs

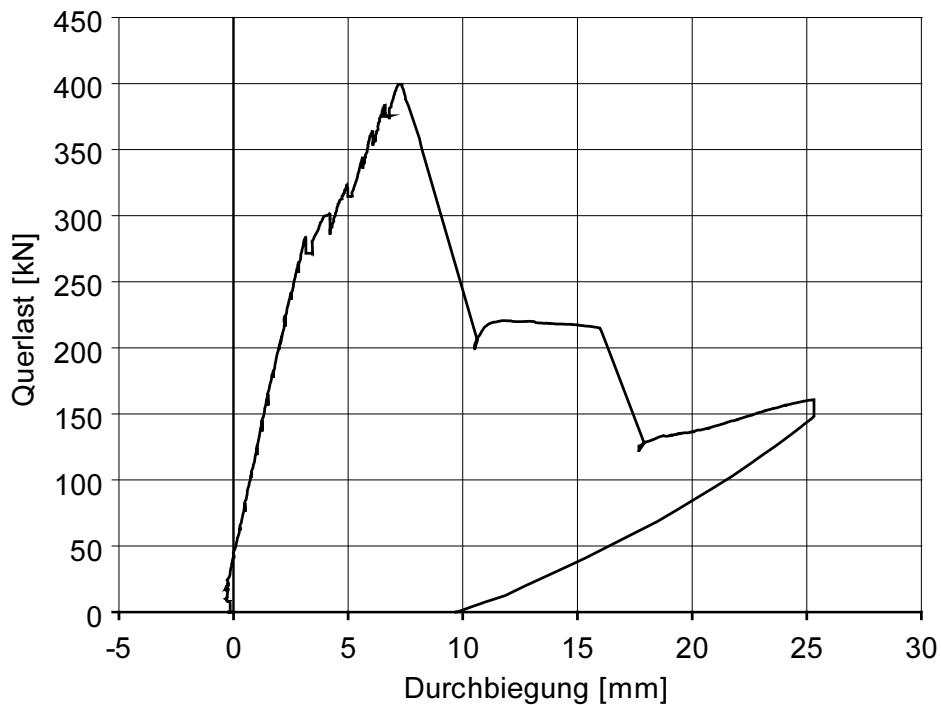


Bild 3.8: Verlauf der Querlast über der Durchbiegung bei Plattenstreifen B1, Versagensmodus 3

Der **vierte Versagensmodus** wurde bei Trägern mit einem geringen Bewehrungsgehalt (1,0 %), bei großen Normalkräften und bei den schubbewehrten Versuchskörpern C1 und C2 beobachtet. Wie Dehnungsmessungen in Feldmitte bestätigten, trat in der Biegezugbewehrung ein ausgeprägtes Fließen des Stahls auf, es lag daher ein Biegeversagen vor. Das Plastizieren des Bewehrungsstahls kann auch in Bild 3.9 erkannt werden, in dem die Querlast über der Durchbiegung aufgetragen ist.

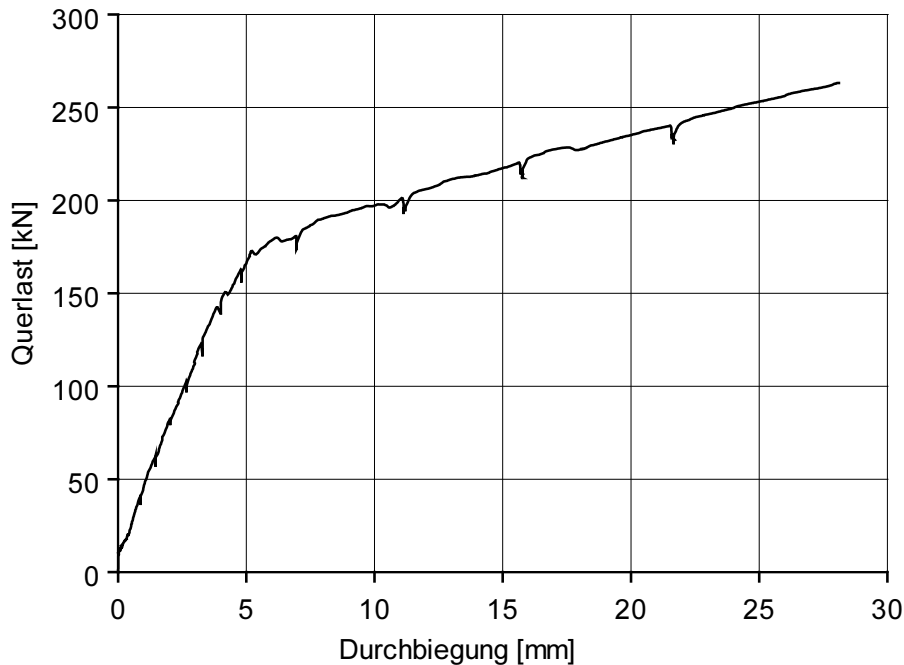


Bild 3.9: Verlauf der Querlast über der Durchbiegung bei Plattenstreifen B10, Versagensmodus 4

Die Versagensmodi der einzelnen Versuche können Tabelle 3.6 entnommen werden. Alle Versagensarten haben **gemeinsam**, dass sämtliche Schubrisse zuvor vorhandene Trennrisse kreuzten. Diese Beobachtung wurde auch bei allen in Abschnitt 2.3 beschriebenen Versuchen anderer Wissenschaftler gemacht. Die Messungen von Rissgleitungen und Rissöffnungen an den Trennrissen, die bei Serie A durchgeführt wurden, erwiesen sich als wenig nützlich, da das Versagen nicht an diesen Rissen auftrat. In Konsequenz wurde bei den Reihen B und C von diesen Messungen abgesehen.

Die **Entwicklung der Versagensschubrisse** konnte nur bei wenigen Versuchskörpern beobachtet werden, da das Versagen in der Regel plötzlich erfolgte. Dabei wurden zwei Arten der Rissentstehung wahrgenommen:

- Beim Versagen öffnete sich ein Schubriss, der zuvor über mehrere Laststufen (je 20 kN) hinweg von der Biegezugzone in Richtung Lasteinleitungsstelle gewachsen war (hauptsächlich bei Versagensmodus 2).
- Die Schädigung begann auf halber Höhe des Plattenstreifens, der Schubriss schritt innerhalb weniger Sekunden in Richtung Lasteinleitungsstelle und Auflager fort.

Die **Versuchsergebnisse** sind in Tabelle 3.6 zusammengefasst. Alle Versuche sind in den Versuchsberichten /44/, /45/ und im Forschungsbericht /46/ detailliert beschrieben. In Anhang A4 findet sich ein Überblick über die Versuchsparameter und -ergebnisse.

3.4 Versuchsauswertung

3.4.1 Bestimmung der Bruchlast

Beim Versagen nach Modus 1 ist die Bruchlast und damit die Querkrafttragfähigkeit des Versuchskörpers eindeutig durch die Maximallast bestimmt, der Träger versagt schlagartig und kann hernach keine weitere Belastung mehr aufnehmen. Doch bei den Versagensmodi 2 und 3 lässt sich die Last über die erste Schubrissbildung hinaus steigern und es bildet sich ein zweiter oder gar dritter Schubriss. Das weitere Anwachsen der Auflast nach Schubrissbildung beruht darauf, dass durch den hohen Bewehrungsgehalt in der Zugzone der Träger in der Lage ist, während dem Entstehen des Schubrisses die Last umzulagern und über eine Sprengwerk Wirkung abzutragen /85/. Häufig entstehen die Risse auch beiderseits der Last, so dass sich die Frage stellt, für welchen Wert der Auflast nun die **Querkrafttragfähigkeit** zu bestimmen ist.

Die Frage wird so beantwortet, dass die Maximallast vor dem **ersten Lastabfall** mit Schubrissbildung als maßgebende Versagenslast betrachtet wird. Treten bei einem Plattenstreifen beidseitig der Lasteinleitung Schubrisse mit Lastabfall auf, können für einen Träger zwei Ergebnisse angegeben werden. Auch nach Zink /85/ ist der Lastwert bei Beginn des instabilen Risswachstums zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit zu verwenden. Das instabile Risswachstum ist gegeben, wenn die Last trotz weiterer Zunahme des Maschinenwegs zurückgeht. Aus drei Gründen wurde die weitere Lastzunahme nach dem ersten Lastabfall nicht bei der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt:

- Die **Sprengwerk Wirkung**, über die der Versuchskörper nach der Schubrissbildung weitere Lasten abträgt, kann nicht immer erzielt werden. Dies ist zum einen vermutlich von der Form der Schubrisse und damit von der Verzahnung im Schubriss, jedoch nicht von Material- und Lastparametern der Versuchskörper abhängig und dadurch nicht vorhersagbar. Beispielsweise unterschieden sich die drei Versuchskörper A1 bis A3 ausschließlich in der Normalkraftbeanspruchung. Der Versuchskörper mit mittlerer Normalkraftbeanspruchung versagte sofort bei der Bildung des ersten Schubrisses, jedoch konnte die Last der andern beiden nach dem ersten Leistungsabfall um 40 % bzw. 73 % gesteigert werden. Zum andern ist bei Entlastung und Wiederbelastung damit zu rechnen, dass die Kraftumlagerung nicht mehr funktioniert.
- Wie sich die Kraft nach der Schubrissbildung auf die Betonquerschnittsteile oberhalb und unterhalb des Risses umlagert, ist größtenteils unbekannt. Daher ist nicht garantiert, dass weitere Risse tatsächlich auf ein Querkraftversagen des Ge-

samtquerschnitts zurückzuführen sind und nicht z.B. auf ein Biegeversagen eines durch den Schubriss entstandenen **Querschnittsteils**.

- Die Querlasten auf zugbeanspruchten Betonplatten in Verbundbrücken werden meist **kraftgesteuert** und nicht wie im Versuch weggesteuert aufgebracht. Ein instabiles Risswachstum mit Kraftumlagerung, wie es in den Versuchen beobachtet wurde, ist dann nicht mehr möglich. Diese Auffassung wurde auch von Ožbolt in seiner Arbeit zum Maßstabeffekt /56/ vertreten.

3.4.2 Korrektur der Ergebniswerte

3.4.2.1 Allgemeines

Aus der Versagenslast lässt sich am statisch bestimmten Einfeldträger eindeutig die Bruchquerkraft bestimmen. Eine Einspannung am Trägerende ist durch die Gelenkkette in der Längskrafteinleitungskonstruktion auszuschließen. Damit die Ergebnisse allgemeingültig und vergleichbar sind, müssen noch zwei Effekte berücksichtigt und die Messwerte entsprechend korrigiert werden.

3.4.2.2 Theorie II. Ordnung

Durch die Durchbiegung f des Plattenstreifens bei Versagen ist die Normalkraft leicht geneigt. Ihre vertikale Komponente trägt einen Teil der Querkraft ab. Dieser Effekt tritt auch bei ausgeführten Bauwerken auf, doch ist er vom System abhängig und wird hier eliminiert um eine systemunabhängige Aussage zu erhalten. Die Ergebnisse werden also um den Vertikalanteil der Normalkraft ΔV reduziert. Für außermittig belastete Plattenstreifen gilt:

$$V_{\text{kor}}^* = V_{\text{test}} - \Delta V$$

mit: für $a/d = 3$: $\Delta V = N \cdot f \cdot \frac{1}{750}$ f in [mm] (3-6)

für $a/d = 5$: $\Delta V = N \cdot f \cdot \frac{1}{1250}$ f in [mm]

3.4.2.3 Normierung von Geometrie und Materialeigenschaften

Um die Versuchsergebnisse miteinander vergleichen zu können, werden sie hinsichtlich Geometrie und Materialeigenschaften auf einheitliche Nominalwerte umgerechnet. Dies bezieht sich sowohl auf die Bewehrungslage und die Abmessungen der Betonkörper als auch auf die Betondruckfestigkeit, die sich infolge der zeitlichen Entwicklung erhöhte. Der gewählte Vergleichswert der Druckfestigkeit und die geometrischen Nennwerte sind:

- Betondruckfestigkeit: $f_{\text{cm}} = 48,0 \text{ N/mm}^2$
- Plattenstreifendicke: $b = 40,0 \text{ cm}$
- Plattenstreifenhöhe: $h = 30,0 \text{ cm}$
- Statische Nutzhöhe: $d = 24,8 \text{ cm}$

Der Korrekturfaktor wird gebildet, indem die Tragfähigkeit entsprechend der Bemessung mit Nominalwerten $V_{\text{nom}}^{\text{DIN}}$ zur Bemessungstragfähigkeit mit realen, gemessenen Kennwerten $V_{\text{mess}}^{\text{DIN}}$ ins Verhältnis gesetzt wird. Es wird die Bemessungsgleichung nach DIN 1045-1 /14/ verwendet. Diese Gleichung ist auch in DIN-Fachbericht 102 /18/ angegeben:

$$V_{\text{Rd,ct}} = \left[0,10 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{\text{ck}})^{2/3} - 0,12 \cdot \sigma_{\text{cd}} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3-7)$$

mit

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (\text{Einfluss der Bauteilhöhe})$$

$$\eta_1 = 1,0 \quad \text{für Normalbeton}$$

$$\rho_l = \frac{A_{\text{sl}}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (\text{Längsbewehrungsgrad})$$

A_{sl} Fläche der Zugbewehrung, die wirksam verankert ist

b_w kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone [mm]

d statische Nutzhöhe der Biegebewehrung [mm]

f_{ck} charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit [N/mm²]

$$\sigma_{\text{cd}} = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_c} \quad \text{Bemessungswert der Betonlängsspannung (Zug positiv) [N/mm²]}$$

N_{Ed} Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt

A_c Querschnittsfläche

Dabei wird davon ausgegangen, dass die Bemessungsgleichung der Querkrafttragfähigkeit den Einfluss der Bauteilbreite, der statischen Nutzhöhe und der Druckfestigkeit auch bei großen Längszugkräften im Wesentlichen richtig abbildet.

$$V_{\text{korr}} = V_{\text{korr}}^* \frac{V_{\text{nom}}^{\text{DIN}}}{V_{\text{mess}}^{\text{DIN}}} \quad (3-8)$$

In Tabelle 3.6 sind die gemessenen Werte und die korrigierten Werte zusammengestellt.

Tabelle 3.6: Korrigierte Versuchsergebnisse

Körper	VM	a/d	Querkraft bei Versagen				
			Gemessener Wert V_{test}	ΔV	Korrigierter Wert (Th. II. O.) V_{korr}^*	$\frac{V_{\text{nom}}^{\text{DIN}}}{V_{\text{mess}}^{\text{DIN}}}$	Korrigierter Wert (Nom. und Th. II. O.)
A1	1	3 5	150,0 kN -	4,3 kN -	145,7 kN -	1,01 -	146,81 kN -
A2	3	3 5	146,6 kN 122,9 kN	1,9 kN 2,1 kN	144,7 kN 120,8 kN	1,00 1,00	144,4 kN 120,6 kN
A3	3	3 5	119,8 kN 124,5 kN	3,3 kN 4,4 kN	116,5 kN 120,1 kN	0,99 0,99	115,2 kN 118,8 kN
A4	3	3 5	162,5 kN 134,1 kN	1,7 kN 1,7 kN	160,8 kN 132,4 kN	0,98 0,98	158,4 kN 130,4 kN
A5	4	3 5	146,3 kN -	2,7 kN -	143,6 kN -	0,98 -	140,8 kN -
A6	3	3 5	198,8 kN 146,4 kN	- -	198,8 kN 146,5 kN	0,98 0,98	194,5 kN 143,3 kN
B1	3	3 5	187,3 kN 149,8 kN	- -	187,3 kN 149,8 kN	1,00 1,02	187,0 kN 153,3 kN
B2	3	3 5	- 122,5 kN	- 1,0 kN	- 121,5 kN	- 1,02	- 123,6 kN
B3	3	3 5	164,4 kN 132,7 kN	2,0 kN 2,4 kN	162,4 kN 130,3 kN	1,02 1,02	165,2 kN 132,5 kN
B4	3	3 5	109,8 kN 125,2 kN	2,0 kN 3,7 kN	107,8 kN 121,5 kN	1,03 1,03	110,5 kN 124,6 kN
B5	3	3 5	139,4 kN 113,3 kN	4,0 kN 4,1 kN	135,4 kN 109,2 kN	1,01 1,05	136,6 kN 114,7 kN
B6	1	3 5	137,3 kN -	1,2 kN -	136,1 kN -	1,02 -	138,6 kN -
B7	3	3 5	144,6 kN 109,0 kN	0,9 kN 1,2 kN	143,7 kN 107,8 kN	1,04 1,04	149,8 kN 112,4 kN
B8	2	3 5	150,2 kN -	0,7 kN -	149,5 kN -	1,03 -	153,2 kN -
B9	3	3 5	150,8 kN 143,6 kN	0,8 kN 1,0 kN	150,0 kN 142,6 kN	1,03 1,03	154,1 kN 146,4 kN
B10	4	3 5	94,1 kN -	3,0 kN -	91,1 kN -	1,01 -	91,7 kN -
B11	3	3 5	160,1 kN 126,3 kN	3,8 kN 4,3 kN	156,3 kN 122,0 kN	1,01 1,01	158,1 kN 123,4 kN
B12	3	3 5	174,0 kN 140,7 kN	3,4 kN 3,4 kN	170,6 kN 137,3 kN	1,01 1,01	172,8 kN 139,1 kN
C1	3	3 5	249,6 kN 149,7 kN	2,1 kN 1,2 kN	247,5 kN 148,5 kN	1,05 1,05	259,3 kN 155,6 kN
C2	3	3 5	249,6 kN 149,7 kN	15,8 kN 9,4 kN	233,8 kN 140,3 kN	1,08 1,08	253,1 kN 151,9 kN
C3	1	4 4	- 136,1 kN	- -2,1 kN	- 138,2 kN	- 1,04	- 143,1 kN
C4	3	4 4	153,2 kN 144,2 kN	1,1 kN 0,6 kN	152,1 kN 143,6 kN	1,04 1,04	157,9 kN 149,1 kN
C5	1	4 4	- 136,1 kN	- 1,9 kN	- 134,2 kN	- 1,05	- 140,5 kN
C6	1	4 4	- 138,5 kN	- -	- 138,5 kN	- 1,03	- 142,0 kN
C7	3	4 4	129,8 kN 125,1 kN	0,8 kN 0,8 kN	129,0 kN 124,3 kN	1,03 1,03	133,0 kN 128,2 kN
C8	3	4 4	127,6 kN 116,7 kN	1,8 kN 1,4 kN	125,8 kN 115,3 kN	1,04 1,04	130,6 kN 119,7 kN

Tabelle 3.6 (Fortsetzung): Korrigierte Versuchsergebnisse

Körper	VM	a/d	Querkraft bei Versagen				
			Gemessener Wert V_{test}	ΔV	Korrigierter Wert (Th. II. O.) V_{korr}^*	$\frac{V_{\text{nom}}^{\text{DIN}}}{V_{\text{mess}}^{\text{DIN}}}$	Korrigierter Wert (Nom. und Th. II. O.)
C9	2	3	105,2 kN	1,9 kN	103,3 kN	1,00	103,0 kN
		5	-	-	-	-	-
C10	2	3	146,0 kN	2,5 kN	143,5 kN	1,00	142,8 kN
		5	-	-	-	-	-
C11	2	3	146,4 kN	2,0 kN	144,4 kN	1,03	149,0 kN
		5	-	-	-	-	-
C12	3	3	151,2 kN	4,2 kN	147,0 kN	1,04	153,6 kN
		5	143,0 kN	15,9 kN	127,1 kN	1,04	132,8 kN
C13	3	3	111,2 kN	3,5 kN	107,7 kN	1,06	114,5 kN
		5	134,5 kN	23,2 kN	111,3 kN	1,06	118,3 kN

VM = Versagensmodus

3.4.3 Einfluss der Normalkraft

Hauptanliegen des Versuchsprogramms war es den Einfluss der Zugnormalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit experimentell zu ermitteln. Das Versuchsprogramm war so gestaltet, dass bei konstantem Bewehrungsgrad die Normalkraft variiert wurde, so dass ihre Auswirkung auf die Tragfähigkeit ermittelt werden konnte.

Die Ergebnisse der Versuche sind in den unten stehenden **Diagrammen** aufgetragen. Verwendet wurden die Werte nach Umrechnung auf Nominalwerte von Festigkeit und Geometrie und nach Abzug des Vertikalanteils der Normalkraft, siehe Tabelle 3.6. Zum Vergleich ist die gegenwärtige Regelung nach DIN 1045-1 /14/ auf dem Niveau mittlerer Festigkeitswerte dargestellt.

Die meisten Versuche wurden in Längsrichtung mit Stäben des Durchmessers 20 mm bewehrt. Deren Ergebnisse sind in Bild 3.10 dargestellt. Wie bereits erwähnt liegen für manche Versuche zwei Versuchsergebnisse vor, da sich bei diesen Plattenstreifen auf beiden Seiten der Krafteinleitung ein Schubriss mit Lastabfall einstellte. Die laststeigernde Wirkung der Auflagernähe ist für die Versagenswerte mit Schubschlankheit $a/d = 3$ deutlich zu erkennen. Nur in einem Fall ($N = 600$ kN) konnte sich die direkte Druckstrebe ins Auflager nicht ausbilden und die Tragfähigkeit liegt in der Größenordnung des Wertes bei Schubschlankheit $a/d = 5$. Für die Schubschlankheit $a/d = 4$ ist kein Einfluss der Auflagernähe erkennbar.

Für den Normalkraftbereich von $N = 0$ bis 200 kN wird die Querkrafttragfähigkeit der Versuchskörper durch die Gleichung nach DIN 1045-1 gut beschrieben, insbesondere die Ergebnisse ohne Normalkraft zeigen, dass die Versuchsreihen dieser Arbeit gut an die Versuche anderer Wissenschaftler anschließen. Für größere Normalkräfte jedoch unterschätzt die Bemessungsgleichung die gemessenen Versagenslasten. Die Werte

in Bild 3.10 zeigen im Gegensatz zu DIN 1045-1 für Normalkräfte größer 200 kN ($\sigma_N = 1,67 \text{ MN/m}^2$) sogar einen leichten Anstieg der Tragfähigkeit.

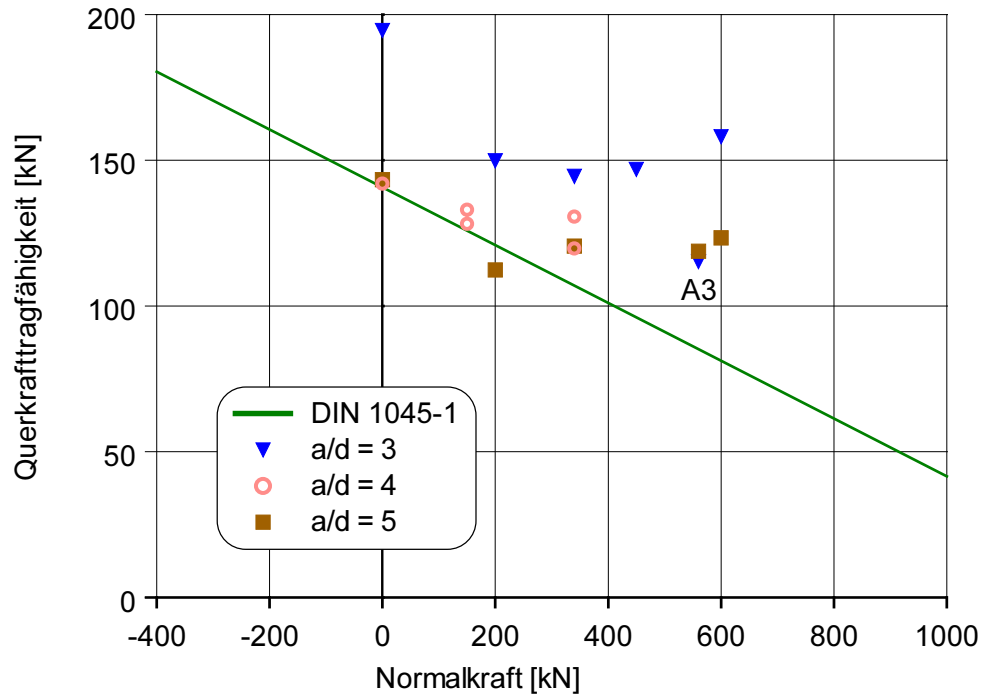


Bild 3.10: Querkrafttragfähigkeit bei $\varnothing 20$ ($\rho = 1,60 \%$)

Die Versuchskörper mit einem Bewehrungsgrad von 1,95 % weisen für große Zugnormalkräfte ebenfalls deutlich größere Werte auf als die Norm vorgibt, siehe Bild 3.11. Betrachtet man die Ergebnisse mit Schubschlankheit 5, sinkt die Tragfähigkeit nur gering mit zunehmender Normalkraft. Für $a/d = 3$ ist keine einheitliche Tendenz erkennbar; offensichtlich hat sich die Auflagernähe nicht bei jedem Plattenstreifen in gleicher Weise ausgewirkt, so dass die Werte stark streuen. Dies gilt auch für die Diagramme in Bild 3.12 und in Bild 3.13.

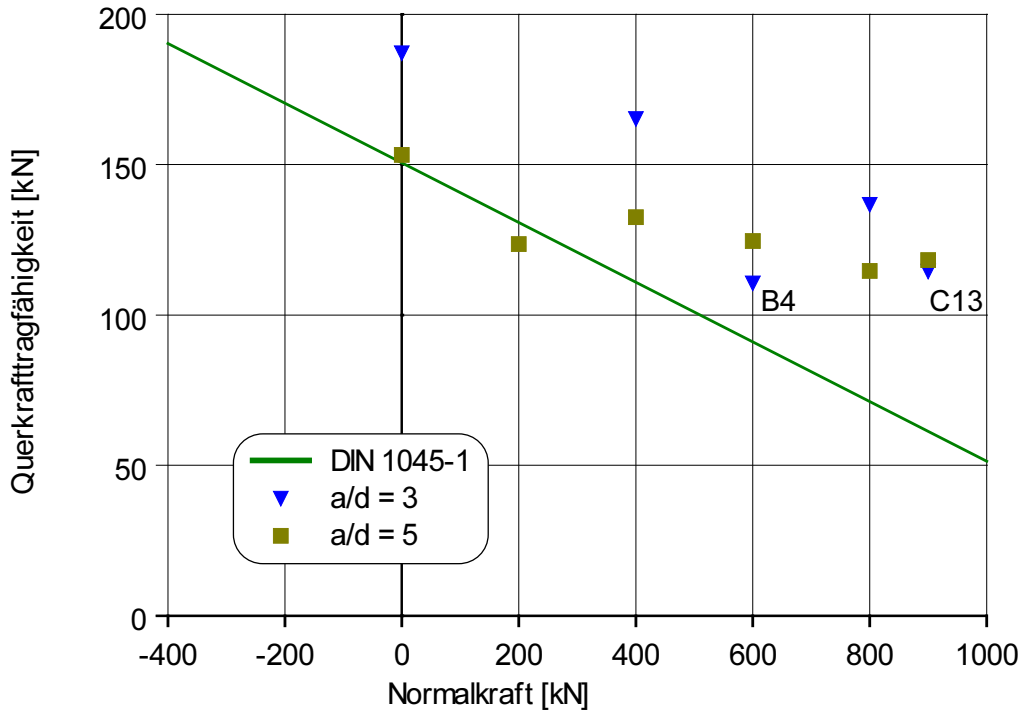


Bild 3.11: Querkrafttragfähigkeit bei $\varnothing 20/\varnothing 25$ ($\rho = 1,95 \%$)

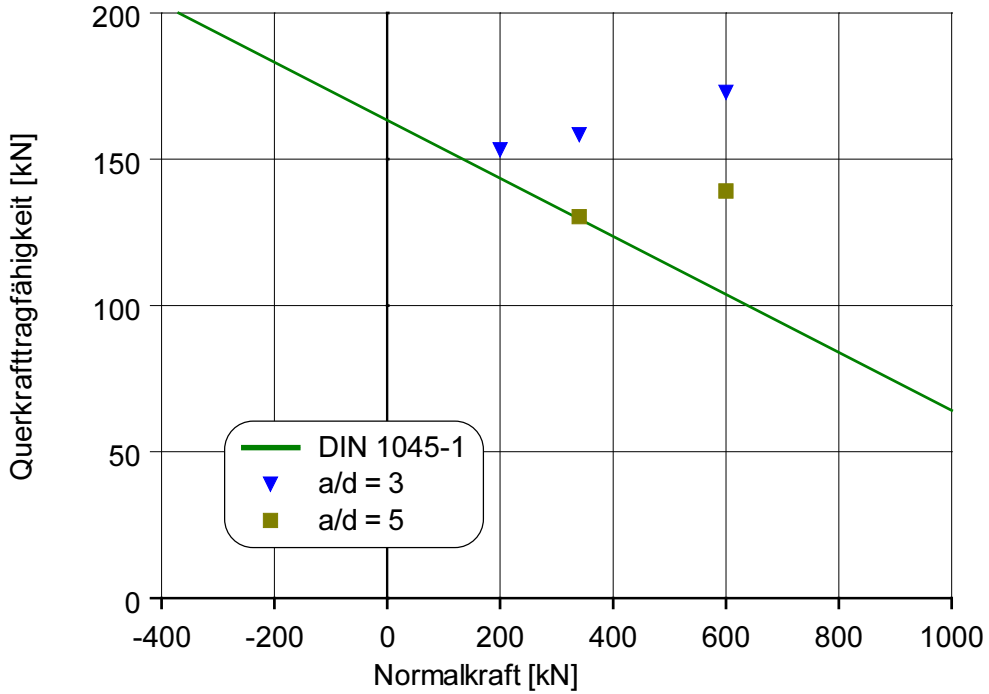


Bild 3.12: Querkrafttragfähigkeit bei $\varnothing 25$ ($\rho = 2,45 \%$)

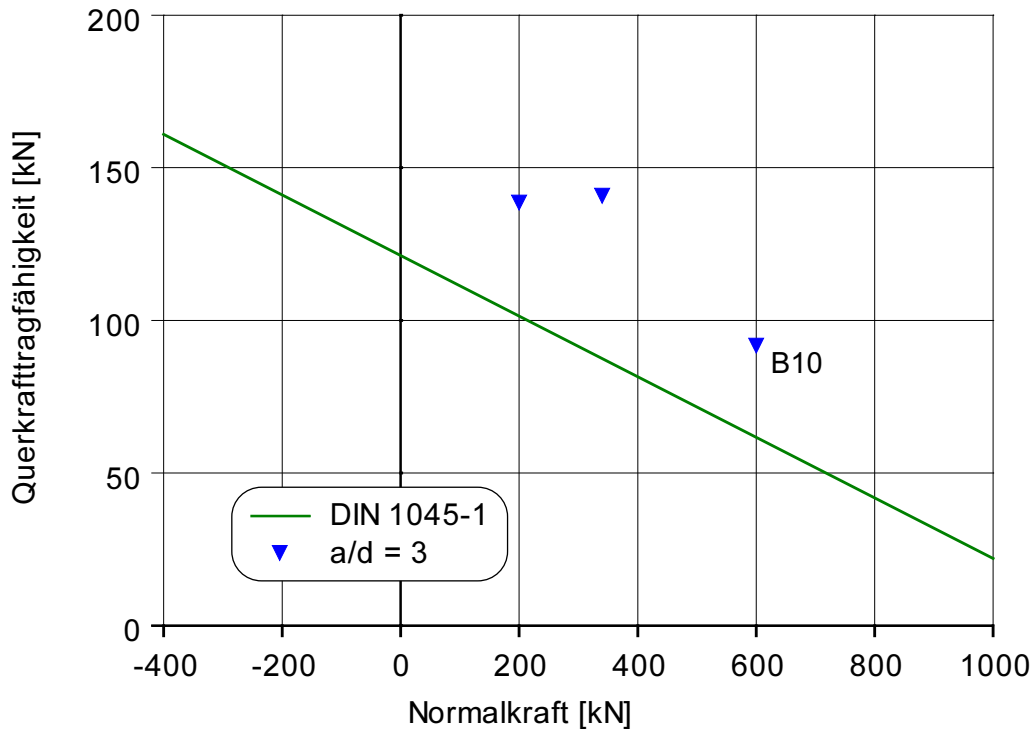


Bild 3.13: Querkrafttragfähigkeit bei $\varnothing 16$ ($\rho = 1,00\%$)

Bei einem Bewehrungsgrad von 1,0 % (siehe Bild 3.13) stellte sich kein Versagen auf der auflagerfernen Seite ein, da die Längsbewehrung über der Lasteinleitung zuvor ins Fließen kam. Es trat also ein Biegeversagen auf. Die Versuche machen deutlich, dass für niedrige Bewehrungsgrade die Gefahr eines Querkraftversagens relativ gering ist. Damit ist das Versuchsprogramm bezüglich des Bewehrungsgrades gut nach unten abgegrenzt.

Für Versuchsträger B10 ($N = 600$ kN) liegt der Wert der Versagenslast vergleichsweise niedrig, siehe Bild 3.13. Dasselbe gilt für Träger A 3 ($N = 560$ kN, Bild 3.10) auf der auflagenahen Seite. In Bild 3.11 sind die Ergebnisse von Plattenstreifen B4 ($N = 600$ kN) und C13 ($N = 900$ kN) die niedrigsten für die Schubschlankheit 3 in diesem Diagramm. Allen diesen Trägern ist gemeinsam, dass bei Entstehen des Schubrisses die Last im Vergleich zu den anderen Versuchen nur geringfügig abfällt. Niedrige Versagenslast und geringer Lastabfall gehören also zusammen und bedingen sich gegenseitig. Dies ist so zu erklären, dass die ungeordnet sich bildenden Mikrorisse, die im Beton schon vor dem Erreichen der Zugfestigkeit vorhanden sind, zufällig überwiegend in einer Ebene entstanden sind. Daher ist die Kraft, die nötig ist, um die Mikrorisse zu einem einzigen Riss – dem Schubriss – zusammenzuschließen, verhältnismäßig gering. Nach der Rissentstehung geht die Last auf den Wert zurück, den der Versuchskörper mit Schubriss abtragen kann. Der Lastabfall ist also dann gering, wenn die Maximalkraft vor dem Entstehen des Schubrisses gering ist. Zur Verdeutlichung dient ein Vergleich der Lastverformungskurven von Versuch B10 (Bild 3.9) und B6 (Bild 3.5). Während im Versuch B10 der Lastabfall bei 150 kN kaum erkennbar ist, fällt die Last bei Träger B6 bei Erreichen der Maximallast deutlich ab.

In Bild 3.14 sind die Winkel der Querkraftversagensrisse gegenüber der Horizontalen über der Normalkraft aufgetragen. Angegeben sind hier die Werte der maximalen Steigung der Risse. Die Trendlinie zeigt an, dass die Neigung der Schubrisse mit wachsender Normalkraft zunimmt. Steiler werdende Schubrisse mit wachsender Normalkraft wurden auch von Elstner/Hognestad /20/ und Tamura et al. /75/ festgestellt. Die Werte streuen allerdings stark, wie in Bild 3.14 leicht ersichtlich. Damit leuchtet ein, warum in Versuchsreihen mit nur fünf oder sechs Trägern /21/, /27/, /79/ kein eindeutiger Einfluss der Normalkraft auf die Schubrisse neigung erkennbar ist.

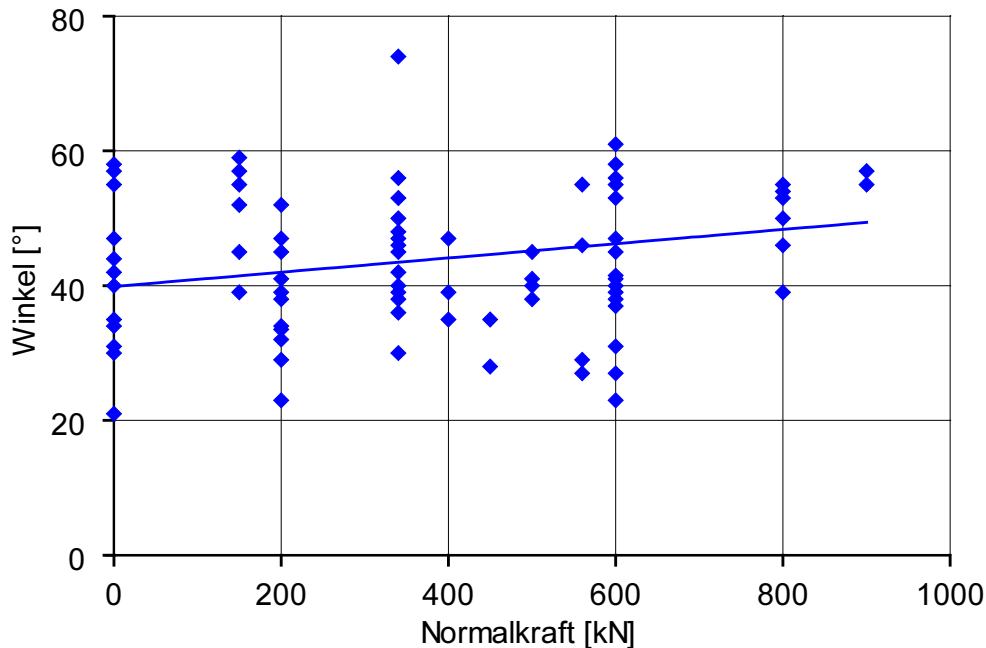


Bild 3.14: Winkel der Schubrisse in Abhängigkeit von der Normalkraft

3.4.4 Einfluss des Bewehrungsgrads

In Bild 3.15 und Bild 3.16 sind die in den Versuchen ermittelten Querkrafttragfähigkeiten (korrigierte Werte nach Tabelle 3.6) aufgetragen. Außerdem ist die Bemessungsgleichung nach DIN 1045-1 /14/ auf mittlerem Festigkeitsniveau dargestellt. Aus Bild 3.15 kann keine eindeutige Tendenz abgelesen werden, da nur zwei Versuchswerte vorliegen. Die Kurve der Querkrafttragfähigkeit nach DIN 1045-1 bildet aber für die Schubslankheiten $a/d = 4$ und 5 die gemessenen Bruchwerte gut ab.

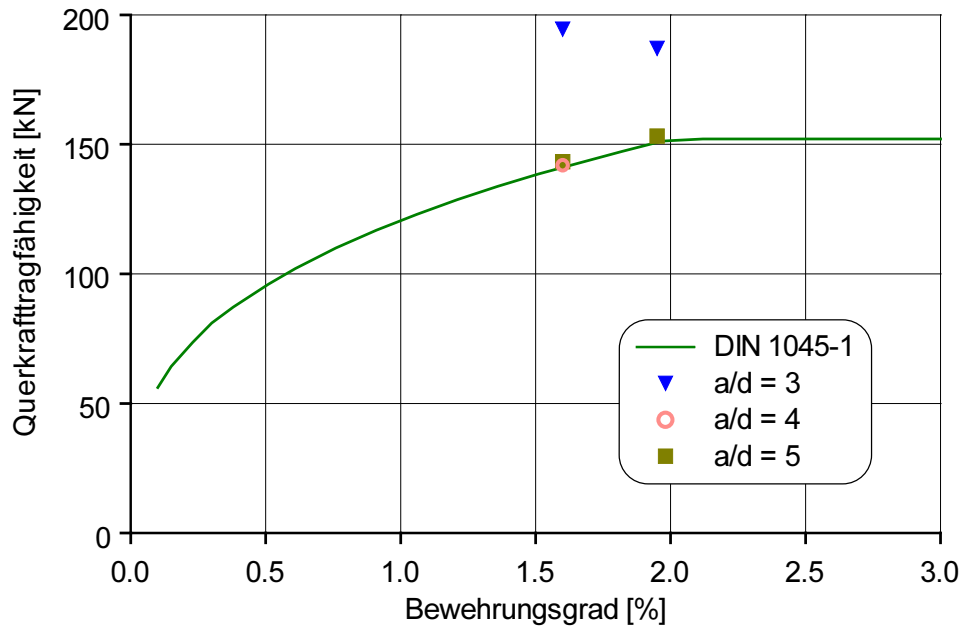


Bild 3.15: Querkrafttragfähigkeit bei $N = 0$ kN

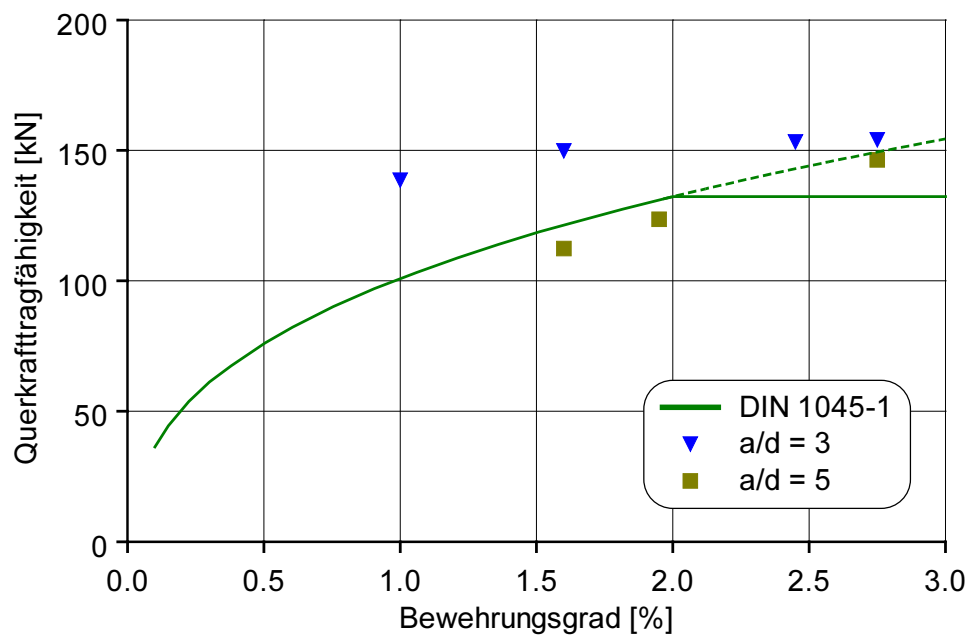


Bild 3.16: Querkrafttragfähigkeit bei $N = 200$ kN

Da für hohe Bewehrungsgrade keine oder nur wenige Versuchswerte vorliegen, lässt die Normung keine Anrechnung von höheren Werten als 2 % in der Zugzone zu. Diese Beschränkung wurde von der Querkraftbemessungsgleichung aus Eurocode 2 /16/ übernommen. In der Bemessungsgleichung für die Querkrafttragfähigkeit nach Eurocode 2-1-1, 4.3.2.3 (siehe auch Anhang A3) ist die Begrenzung des Bewehrungsgrades auf 2 % insofern gerechtfertigt, als hier der Bewehrungsgrad linear eingeht. Bei sehr hohen Bewehrungsgraden würde die Gleichung ohne die Beschränkung des anrechenbaren Bewehrungsgrades laut Feix /22/ auf der unsicheren Seite liegende Werte ergeben. Ob die Übernahme dieser Schranke für die Bemessungsgleichung

nach DIN 1045-1 notwendig ist, mag bezweifelt werden. In die Bemessungsgleichung der Querkrafttragfähigkeit nach DIN (siehe Gleichung (3-7)) geht der Bewehrungsgehalt unter der dritten Wurzel ein, so dass der Zuwachs der Tragfähigkeit bei hohen Bewehrungsgraden nur noch gering ist.

Die Werte der Querkrafttragfähigkeit bei $a/d = 5$ in Bild 3.16 deuten allerdings darauf hin, dass auf diese Begrenzung durchaus verzichtet werden kann, denn die hier gestrichelt angedeutete Bemessungsgleichung mit Berücksichtigung höherer Bewehrungsgrade zeichnet die Versuchsergebnisse gut nach. Im vorhergehenden Abschnitt wurde bereits erläutert, dass die Ergebnisse für die Schubslankheit $a/d = 3$ stark streuen und daher nicht für die Auswertung geeignet sind.

Je höher die Normalkraft desto weiter liegen die Versuchsergebnisse über der Kurve der Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, siehe Bild 3.17 und Bild 3.18. Dies ergibt sich aus der in Abschnitt 3.4.3 festgestellten Tatsache, dass nach DIN 1045-1 die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit durch gleichzeitigen Längszug überschätzt wird. Eliminiert man den Normalkraftanteil der Bemessungsgleichung, indem man die Kurve nach DIN 1045-1 auf die Mittelwerte der Versuche verschiebt, beträgt die maximale Abweichung der im Versuch gemessenen Querkrafttragfähigkeiten von den Angaben der Gleichung von DIN 1045-1 5,3 %. Dieser Wert ist geringer als die maximale Abweichung von 6,9 % der einzelnen Druckfestigkeitswerte der Materialproben der Reihe C vom Mittelwert der Druckfestigkeit, siehe /45/, so dass die Abweichungen der Versuche von der Bemessungsgleichung im Rahmen üblicher Streuungen liegen. Die Bemessungsgleichung der Norm gibt also den Einfluss des Bewehrungsgehaltes auch bei großen Zugnormalkräften gut wieder. Die Versuchsergebnisse geben keinen Anlass zur Änderung des Betonstahlanteils, wie er in der aktuellen Bemessungsgleichung (3-7) implementiert ist.

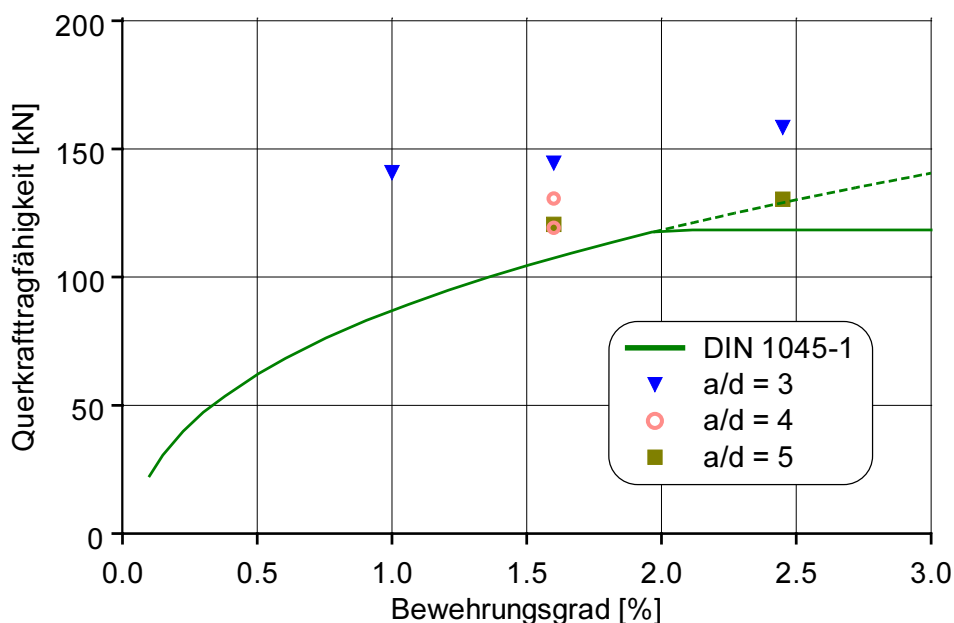


Bild 3.17: Querkrafttragfähigkeit bei $N = 340$ kN

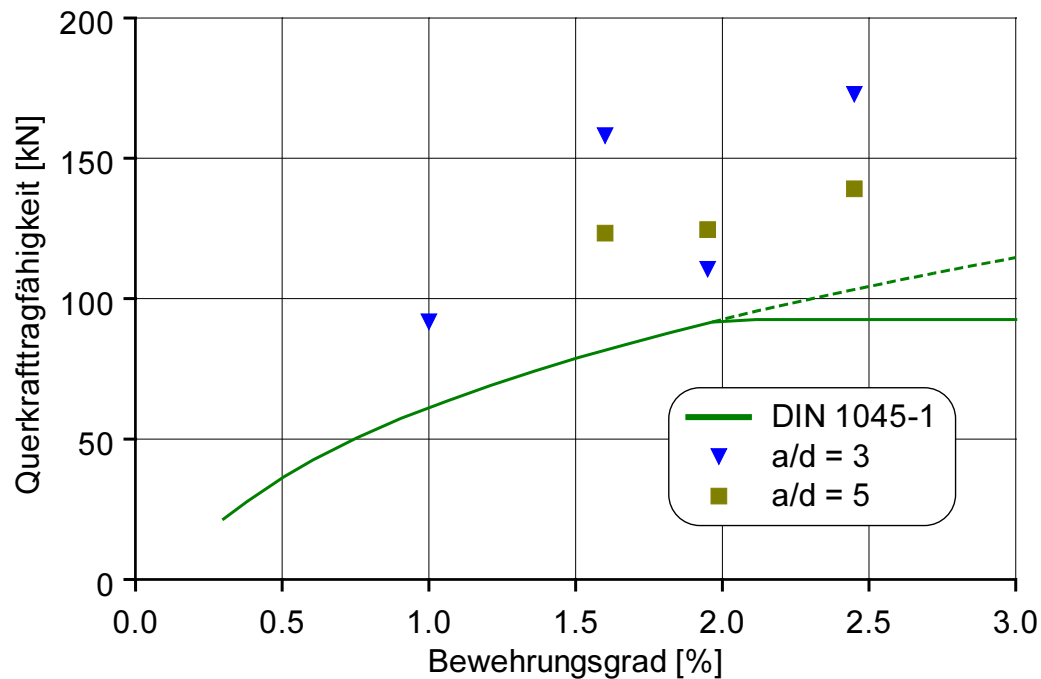


Bild 3.18: Querkrafttragfähigkeit bei $N = 600 \text{ kN}$

3.4.5 Einfluss der Betonfestigkeit

Plattenstreifen C9 wurde aus einem Beton hergestellt, dessen Druckfestigkeit deutlich unterhalb derjenigen aller anderen Versuche dieser Arbeit lag. Der Beton des Trägers C10 dagegen wies die höchsten Festigkeitswerte des Versuchsprogramms auf. Da bei den Plattenstreifen C9 und C10 (beide $N = 500 \text{ kN}$) auf der auflagerfernen Seite kein Bruch erreicht wurde, stehen nur Ergebnisse der Schubschlankheit $a/d = 3$ zur Verfügung. In Bild 3.19 ist zusätzlich zu diesen Messwerten die Gleichung (3-7) nach DIN 1045-1 aufgetragen. Ein weiterer Datenpunkt wurde erzeugt, indem die Querkrafttragfähigkeiten und die Werte der Druckfestigkeit der Versuche B3 ($N = 400 \text{ kN}$) und B4 ($N = 600 \text{ kN}$) gemittelt wurden. Die lineare Interpolation zwischen den beiden Werten erscheint angesichts der großen Streuung der Ergebnisse mit Schubschlankheit $a/d = 3$ gerechtfertigt.

Wie Bild 3.19 zeigt, weisen die Versuche darauf hin, dass die derzeitige Bemessungsgleichung auch bei großen Zugnormalkräften den Einfluss der Betongüte tendenziell richtig wiedergegeben. Allerdings sind noch mehr Versuche auch mit hochfestem Beton wünschenswert, um diese Aussage zu verifizieren.

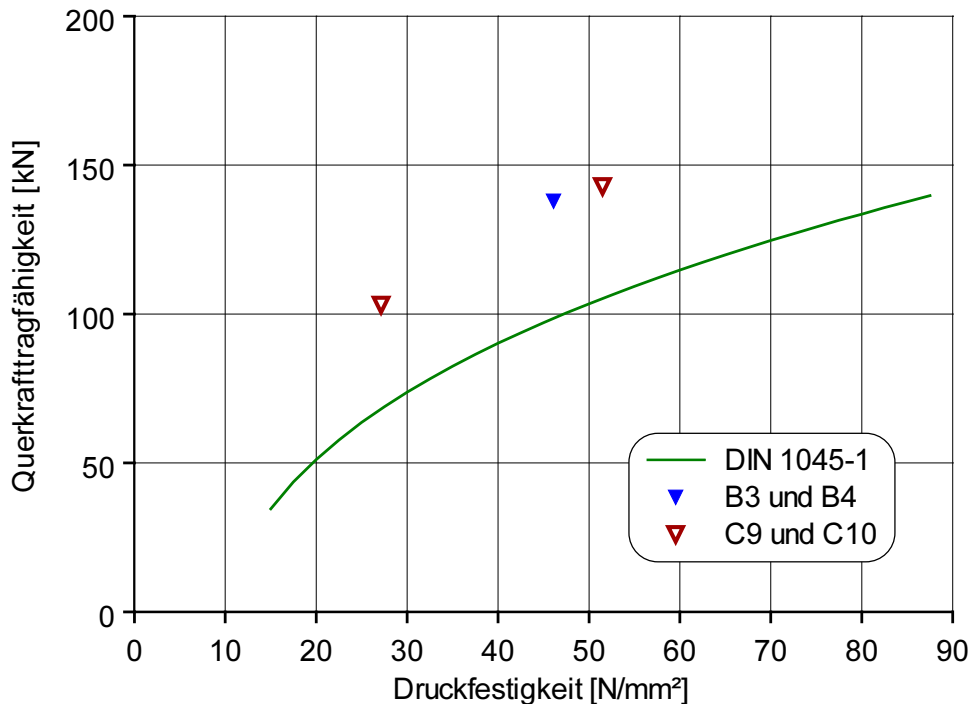


Bild 3.19: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit bei $N = 500 \text{ kN}$

3.4.6 Einfluss der Schubschlankheit

Die Schubschlankheit a/d ist ein dimensionsloses Maß für die Auflagernähe der Lasteinleitung, eine genauere Definition wurde in Abschnitt 3.3.1 bereits gegeben oder kann Bild 3.21 entnommen werden. Wie in den vorherigen Abschnitten angesprochen liegen aus dem Versuchsprogramm dieser Arbeit Ergebnisse mit Schubschlankheiten von $a/d = 3, 4$ und 5 vor. Die Versuche C6 bis C8 wurden mit dem Ziel konzipiert, den Einfluss der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit von der Normalkraft zu untersuchen. In Bild 3.20 werden deren Ergebniswerte mit den Traglasten der Versuche der Normalkraft 0 kN (A6) und 340 kN (A2) verglichen. Für die Normalkraft 150 kN liegen keine Ergebnisse für $a/d = 3$ und $a/d = 5$ vor, daher werden die Vergleichswerte aus der linearen Interpolation der Werte B7 (200 kN) und A6 (0 kN) bestimmt. Die lineare Interpolation ist gerechtfertigt, da sowohl DIN 1045-1 als auch die im folgenden Kapitel entwickelte Bemessungsgleichung den Einfluss der Normalkraft als linear angeben. Alle hier verwendeten Plattenstreifen wiesen denselben Bewehrungsgrad von $\rho = 1,6 \%$ auf. Der Vergleich in Bild 3.20 macht deutlich, dass bei Schubschlankheit $a/d = 3$ die Nähe des Auflagers einen großen erhöhenden Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit besitzt. Bei Schubschlankheit $a/d = 4$ ist kein Einfluss mehr festzustellen, siehe auch die Untersuchungen von Rammel /65/ mit Trägern ohne Normalkraft.

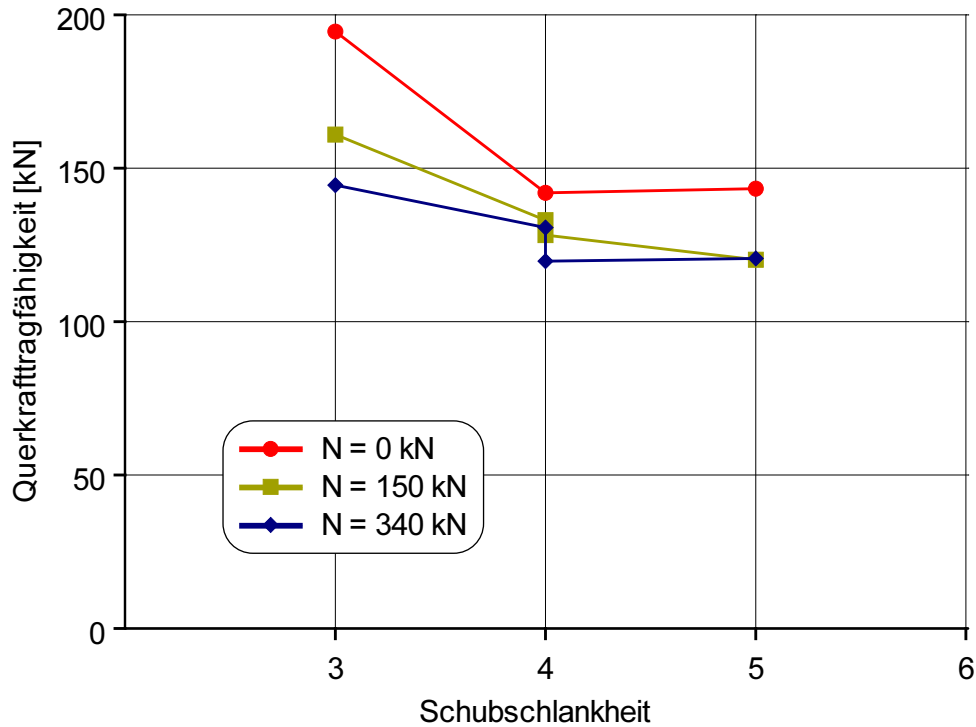


Bild 3.20: Einfluss der Schubslankheit a/d auf die Querkrafttragfähigkeit

Mit Zunahme der Zugnormalkraft – so ist aus Bild 3.20 ersichtlich – nimmt der Einfluss der Schubslankheit auf die Versagenslast der Stahlbetonträger ab. Dies ist darauf zurückzuführen, dass wegen der zusätzlichen Zugspannungen im Beton die Hauptdruckspannung steiler gerichtet ist, so dass die Druckdiagonale nicht mehr direkt zum Auflager läuft; die Risse verlaufen steiler, siehe Bild 3.14. Daher wirkt sich der tragfähigkeitssteigernde Effekt der Auflagernähe nicht so stark aus. Für Träger mit Schubslankheitswerten $a/d < 2,5$ erlaubt DIN 1045-1 und ebenso Eurocode 2-1-1 eine Erhöhung der Bemessungswiderstände für Querkraft. Unter Umständen liegt die Übertragung dieser Regelungen auf Platten mit größeren Zugkräften auf der unsicheren Seite. Eine genauere Aussage dazu kann hier nicht getroffen werden, da keine Versuche mit $a/d < 2,5$ durchgeführt wurden.

Für die Entwicklung von mechanischen Modellen zur Beschreibung der Querkraftabtragung ist es interessant zu wissen, wie der Lastabstand vom Auflager die Neigung der Schubrissse beeinflusst. In Bild 3.22 ist der Winkel der Versagensrisse über der Schubslankheit aufgetragen. Angegeben ist der Winkel ϑ , den die Horizontale und die Verbindungsgerade zwischen Schnittpunkt von Riss und oberer bzw. unterer Bewehrungslage einschließen, siehe Bild 3.21. Die horizontale Trendlinie macht offensichtlich, dass dieser Winkel von im Mittel ungefähr 37° nicht von der Auflagernähe der Last beeinflusst wird.

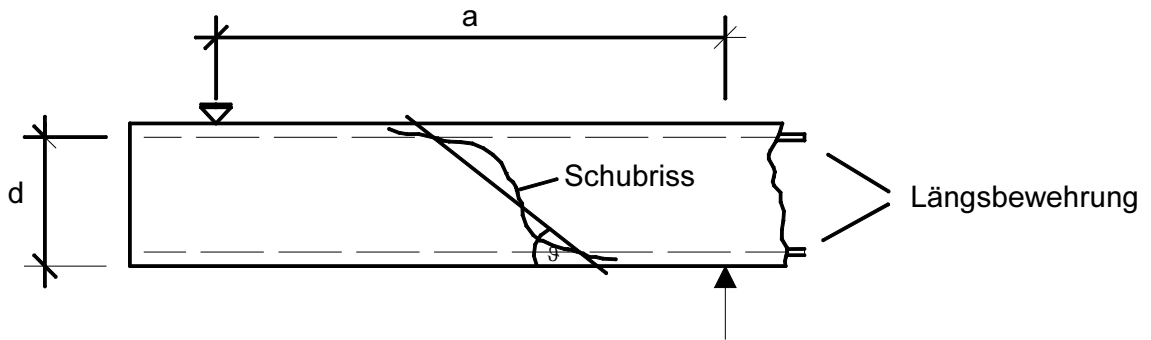


Bild 3.21: Definition des Neigungswinkels ϑ der Schubrisse in Bild 3.22

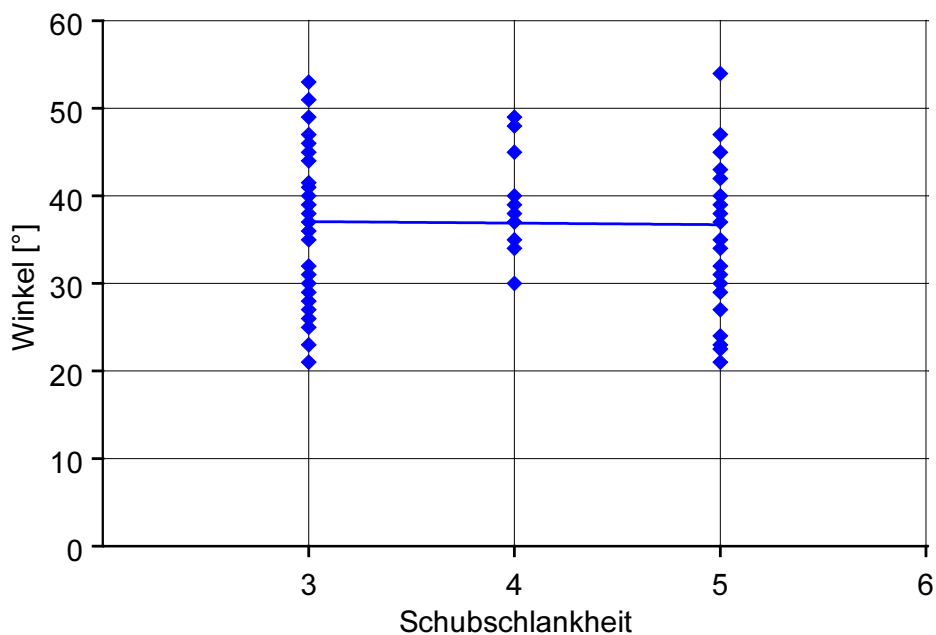


Bild 3.22: Einfluss der Schubschlankheit a/d auf die Neigung der Schubrisse

3.4.7 Versuche mit Bügelbewehrung

Laut ENV 1992-1-1, 4.3.2.1 (2) darf auf eine Mindestschubbewehrung nur „in Bauteilen wie Platten (...), die eine ausreichende Querabtragung der Lasten aufweisen und nicht großen Zugspannungen ausgesetzt sind“, verzichtet werden /16/. Zwei Versuche an Plattenstreifen mit Mindestquerkraftbewehrung sollten zeigen, ob die Anordnung einer Mindestquerkraftbewehrung überhaupt die Tragfähigkeit erhöht. Für den Fall ohne Normalkraft hat Rudolph /67/ festgestellt, dass die Mindestquerkraftbewehrung keine Steigerung der Traglast mit sich bringt.

Die Versuchskörper C1 und C2 wurden mit Bügeln $\varnothing 6$ mm im Abstand von 13 cm ausgeführt. Damit beträgt der Schubbewehrungsgrad

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} = \frac{2 \cdot 0,28}{13 \cdot 40} = 0,0011$$

Dieser Wert entspricht dem Mindestbewehrungsgrad der Querkraftbewehrung nach ENV 1992-1-1, 5.4.2.2, Tabelle 5.5 für Betonstahl der Güte S 500 und Beton der Güte C35/45.

Die Plattenstreifen C1 und C2 unterschieden sich von den Versuchskörpern B7 und B11 ausschließlich durch die Bügelbewehrung, so dass ein Vergleich deren Einfluss offenbart. Aus den oben genannten Gründen werden nur die Ergebniswerte für die Schubslankheit $a/d = 5$ in der Auswertung berücksichtigt. In Tabelle 3.7 sind die Versuchsergebnisse dieser vier Versuchskörper einander gegenübergestellt.

Tabelle 3.7: Zunahme der Querkrafttragfähigkeit durch Zulage einer Mindestquerkraftbewehrung

	Normalkraft	Bügelbewehrung	Querkraft ($a/d = 5$)	Querkraftzunahme durch Bügel
B7	200 kN	nein	112,4 kN	
C1	200 kN	ja	155,6 kN	38 %
B11	600 kN	nein	123,4 kN	
C2	600 kN	ja	151,9 kN	23 %

Der Vergleich lässt eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit durch die Mindestquerkraftbewehrung um durchschnittlich 30 % erkennen. Die wirkliche Traglast der schubbewehrten Träger liegt wahrscheinlich sogar noch höher, denn die Versuchskörper konnten infolge der begrenzten Maschinenkapazität nicht bis zum Versagen belastet werden.

3.4.8 Einfluss der Trennrisse

Wie oben beschrieben wurden alle Versuchskörper mit einer Normalkraft von 560 kN ($\sigma_N = 4,67 \text{ MN/m}^2$) vorgezogen, so dass unabhängig von der Normalkraft beim Versagen alle den gleichen Grad der Trennrissbildung aufwiesen. Es wurde davon ausgegangen, dass eine Vorbelastung den Plattenstreifen schwächt und die Tragfähigkeit leicht herabsetzt, so dass die Versuchsergebnisse für eine Bemessung auf der sicheren Seite liegen. Außerdem sollte vermieden werden, dass der Einfluss der Normalkraft vom Einfluss unterschiedlicher Rissbilder überlagert wird.

Nun ist es aber auch denkbar, dass durch das Erzeugen der Trennrisse bei Trägern, die im Querkraftversuch mit einer Normalkraft kleiner der Rissnormalkraft beansprucht werden, der Beton entlastet wird und sich die Längszugkräfte eher in den Bewehrungsstäben konzentrieren. Dies könnte dann zur Folge haben, dass der gerissene Beton eine größere Kapazität an Querkrafttragfähigkeit als der ungerissene besitzt.

Daher wurden die Versuche C3 bis C5 so konzipiert, dass sie mit den Versuchen C6 bis C8 übereinstimmten, aber im Unterschied zu diesen keine Trennrisse durch Vorziehen auswiesen. Die Versagensquerkräfte dieser sechs Versuchskörper sind in Bild 3.23 zusammen mit der Bemessungsgleichung nach DIN 1045-1 dargestellt.

Wie Bild 3.23 zu entnehmen war es richtig, alle Versuche mit zuvor erzeugten Trennrissen auszuführen. Die Versuchsergebnisse bei Trägern ohne Trennrisse liegen über denen mit Trennrissen. Die gemessenen Versagenslasten des Versuchsprogramms liegen daher auf der sicheren Seite. Zu bemerken ist, dass ohne das Vorziehen die Querkrafttragfähigkeit bei Normalkraftzunahme zunächst einmal ansteigt. Bei $N = 150$ kN (Plattenstreifen C4) liegen die Ergebnisse im Mittel um 7 % höher als ohne Längskraft (C3). Diese Beobachtung deckt sich mit den Versuchen von Yamada/Kiyomiya /79/. Allerdings sollte dieses Resultat nicht überbewertet werden, da bei der bekannten Streuung der Betonkennwerte die Ergebniswerte eines einzelnen Versuchs nicht für eine grundsätzliche Aussage ausreichen. Insgesamt ist der Einfluss der Trennrissbildung als gering einzustufen, denn die Versuchsergebnisse für Plattenstreifen ohne Normalkraftbeanspruchung liegen sowohl in Bild 3.10 als auch in Bild 3.11 genau auf der in DIN 1045-1 verankerten Bemessungsgleichung, die für Träger ohne Trennrisse ermittelt wurde.

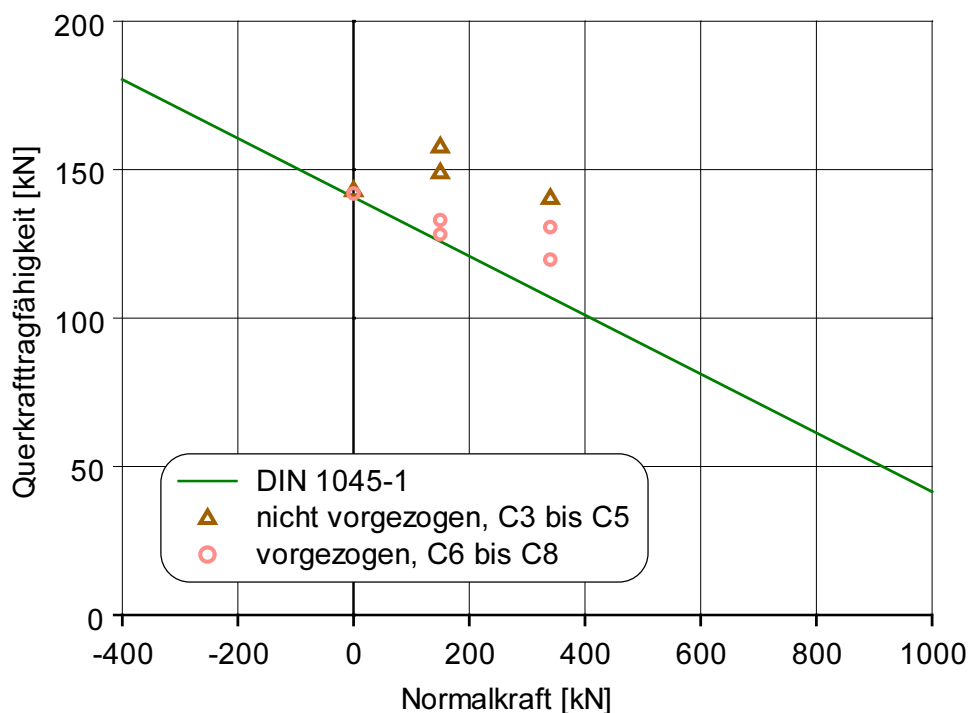


Bild 3.23: Wirkung der Trennrissbildung

3.4.9 Einfluss der Bewehrungsanordnung

In den bisher beschriebenen Versuchskörpern waren die Längsbewehrungsstäbe im Abstand von 80 mm eingelegt worden. Bei den Plattenstreifen C11 und C12 wurden Stäbe $\varnothing = 25$ mm im Abstand von 160 mm vorgesehen. Der Bewehrungsgrad dieser Versuchskörper von 1,5 % liegt leicht unterhalb derjenigen, die mit $\varnothing = 20$ mm bewehrt waren ($\rho = 1,6$ %). Zur Berücksichtigung der Differenz der Bewehrungsmengen wurden die Versuchsergebnisse entsprechend der Querkraftbemessungsgleichung nach DIN 1045-1 in Anlehnung an das Vorgehen in Abschnitt 3.4.2.3 umgerechnet und so der Einfluss kompensiert. Bild 3.24 zeigt die Querkrafttragfähigkeiten der Versuche C11 und C12 mit Achsabstand 160 mm im Vergleich zu den Versuchsergebnissen der Plattenstreifen A2 und B11 mit Achsabstand 80 mm.

Bild 3.24 lässt eine leicht zunehmende Tendenz der Querkrafttragfähigkeit mit dem Stababstand erkennen. Dies kann damit erklärt werden, dass der Beton zwischen den Rissen bei enger liegender Bewehrung stärker an der (Zug-)Kraftabtragung beteiligt wird. Bei größerem Stababstand ist also die Zugnormalspannung im Beton geringer. Wie in Abschnitt 3.4.3 festgestellt nimmt die Querkrafttragfähigkeit mit sinkender Normalzugbeanspruchung zu. Da die übrigen Versuche mit Stababstand 80 mm ausgeführt wurden, liegen die Ergebnisse der Versuchsreihen A, B und C auf der sicheren Seite. Die Ergebnisse können verallgemeinert werden, weil die Stababstände in ausgeführten Bauwerken im Allgemeinen kaum geringer werden und der Einfluss insgesamt nicht sehr groß ist. So haben auch Daschner und Zilch in /13/ bei Versuchen an Bauteilen aus Porenbeton festgestellt, dass ein geänderter Abstand der Längsbewehrungsstäbe bei gleichbleibendem Bewehrungsgrad keinen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten besitzt.

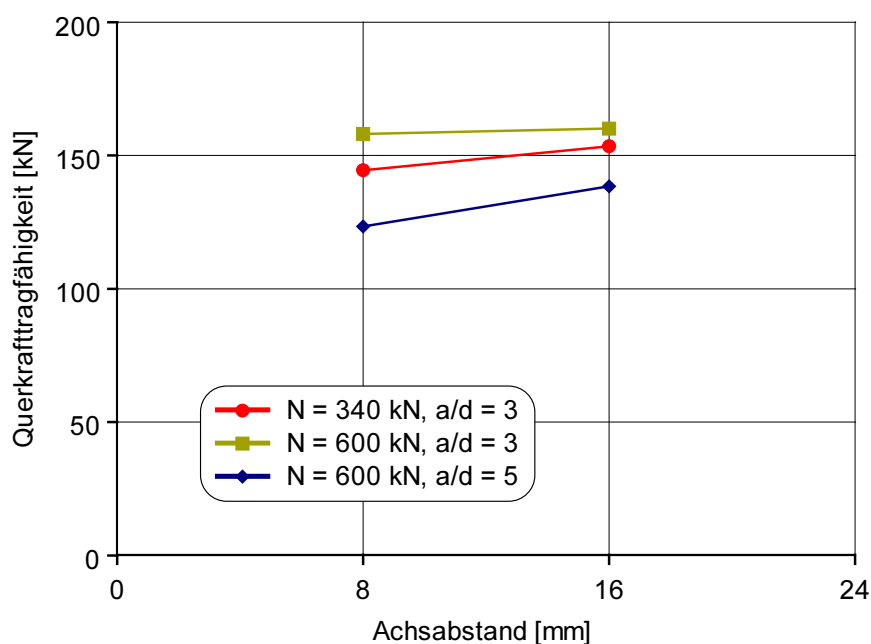


Bild 3.24: Einfluss des Stababstands

Eine andere Erklärung für die Steigerung der Tragfähigkeit könnte die Zunahme des Traganteils der Dübelwirkung der Längsbewehrung durch Vergrößerung der Dübelsteifigkeit sein. Bei gleichbleibendem Bewehrungsgrad wird das Gesamtflächentragheitsmoment der Bewehrung mit dem Wechsel von 5 \varnothing 20 mm auf 3 \varnothing 25 mm anderthalb mal so groß.

Wie in Abschnitt 2.2 beschrieben haben Baumann und Rüschi /5/ die Dübelwirkung von Bewehrungsstäben grundlegend untersucht. Aus ihrem umfassenden Versuchsprogramm entwickelten sie die folgende Gleichung:

$$V_{d,cr} = \beta_z \cdot b_n \cdot d_s \cdot \frac{14,3}{\sqrt[3]{\beta_w}} = k \cdot b_n \cdot d_s \quad (2-1)$$

Hierbei ist b_n die Nettobreite des Bauteils ohne Bewehrungsstäbe. Die Anwendung dieser Gleichung zeigt, dass die Zunahme der Tragfähigkeit mit dem Achsabstand nicht mit der gleichzeitigen Zunahme der Dübelwirkung der Längsbewehrung erklärt werden kann. Bei der Änderung der Bewehrungsanordnung von 5 $d_s = 20$ mm auf 3 $d_s = 25$ mm verringert sich die Dübeltragfähigkeit auf

$$\frac{V_{d,25}}{V_{d,20}} = \frac{3 \cdot k \cdot 325 \text{ mm} \cdot 25 \text{ mm}}{5 \cdot k \cdot 300 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm}} = 81,3 \%$$

3.4.10 Rissabstand

Bei der Versuchsdurchführung wurde beobachtet, dass sich die Risse aus Normalkraftbeanspruchung bei allen Trägern unabhängig vom Stabdurchmesser im Abstand der Querbewehrung einstellten. Diese Beobachtung machte auch Gómez Navarro /25/ bei seinen Versuchen, mit denen er Untersuchungen über die Rissbildung in Betongurten von Verbundbrücken durchführte. Nach in Deutschland gebräuchlichen Regelwerken wird jedoch die Rissbreite in Abhängigkeit von Durchmesser und Stababstand der den Riss kreuzenden Bewehrung ermittelt, der Abstand der Querbewehrung geht in den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung nicht ein. Im Rahmen eines Gebrauchstauglichkeitsnachweises ist dieses Vorgehen sicherlich gerechtfertigt, da die Rissbildung im Abstand der Querbewehrung nicht garantiert ist. Für das Erzielen einer gewünschten Rissverteilung im Versuch kann der Einfluss der Lage der Querbewehrung allerdings nicht vernachlässigt werden.

3.5 Fazit

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- Die anfangs aufgestellte These wird bestätigt: Die **Querkrafttragfähigkeit** bei gleichzeitigem Längszug ist deutlich größer als von der Bemessungsgleichung nach DIN 1045-1 /14/ angegeben.

- Der Einfluss des **Bewehrungsgehaltes** auf die Tragfähigkeit wird auch für gerissene Platten von der Norm tendenziell richtig berücksichtigt. Aus den Versuchen zu schließen kann die 2-%-Obergrenze der anrechenbaren Bewehrung entfallen.
- Tastversuche bestätigen, dass die Bemessungsgleichung nach DIN 1045-1 auch bei gleichzeitigem Längszug die **Betongüte** zutreffend berücksichtigt.
- Der traglaststeigernde Einfluss der **Auflagernähe** fällt bei großen Zugkräften geringer aus als bei Abwesenheit einer Zugnormalkraft.
- Eine **Mindestquerkraftbewehrung** erhöht die Querkrafttragfähigkeit deutlich.
- **Trennrisse** in vorgezogenen Trägern verringern die Tragfähigkeit. Die Trennrisse werden von den Versagensschubrisen gekreuzt.
- Der **Stababstand** der Längsbewehrung beeinflusst die Tragfähigkeit nur unbedeutend.
- Der Abstand der **Trennrisse** zeigt sich vom Abstand der Querbewehrung bestimmt und unabhängig vom Durchmesser der Längsbewehrung.
- Die **Versuchsergebnisse** der Schubschlankheit $a/d = 3$ liegen durch den Einfluss der Auflagernähe im Mittel 20 % über den Werten bei $a/d = 4$ und 5. Zudem streuen die Werte stark, da sich nicht in jedem Versuch die direkte Druckstrebe ins Auflager ausbilden konnte. Diese Ergebniswerte werden daher für die statistische Auswertung im nächsten Kapitel nicht berücksichtigt.