

Rationalisierung der Bewehrungstechnik im Stahlbetonbau

Vereinfachte Schubbewehrung in Balken

Rationalization of Reinforcement in Concrete Construction — Simplified Shear Reinforcement in Beams

Von Prof. Dr.-Ing. G. Rehm, Dipl.-Ing. R. Eligehausen und Dipl.-Ing. B. Neubert, Universität Stuttgart

1. Einleitung und Aufgabenstellung

Zur Verminderung der Lohnkosten für das Herstellen und Verlegen der Bewehrung wird in [1] eine neuartige Bewehrung für Linientragwerke vorgeschlagen. Als Längsbewehrung dienen gerade Stäbe. Die Schubbewehrung besteht aus einem die Biegezugbewehrung umschließenden Bügelkorb und zusätzlich in den Querschnitt eingestellten leiter- oder korbartigen Elementen, den sog. Schubzulagen, die die Längsbewehrung nicht oder nur teilweise umschließen (Bild 1). Die Bügel (Bü) bilden nur einen Teil der Gesamtschubbewehrung. Der Rest wird auf einfache Weise in Form von Schubzulagen (SZ) zugelegt, die die bisher gebräuchlichen Schrägstäbe ersetzen.

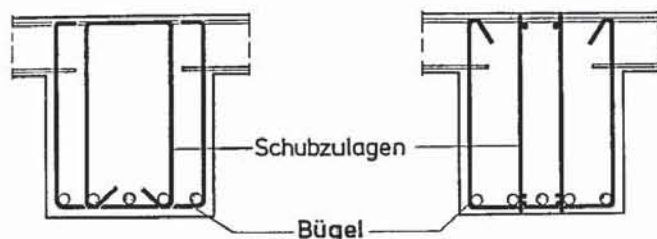


Bild 1. Beispiele für eine Schubbewehrung aus Bügeln und Schubzulagen in Plattenbalken

Fig. 1. Examples of shear reinforcement consisting of stirrups and shear assemblies in T-beams

Fig. 1. Exemples d'une armature d'effort tranchant constitué d'étriers et raidisseurs dans des poutres-dalles

Die Schubbewehrung aus Bügeln und SZ weicht von DIN 1045 [2] ab, da die Längsbewehrung nicht von der gesamten Schubbewehrung umschlossen wird. Nach bisher vorliegenden Schubversuchen u. a. [5], [6] erschien eine derartige Bewehrungsführung prinzipiell möglich zu sein, jedoch reichten diese Versuche zur eindeutigen Beurteilung nicht aus. Im einzelnen stellten sich folgende Fragen:

- Auf welchen Anteil der Schubbewehrung dürfen die Bügel reduziert werden?
- Wie wirken Bügel und Schubzulagen zusammen?
- Wie sind die Schubzulagen zu verankern und im Querschnitt zu verteilen?

Die zur Klärung notwendigen Versuche wurden am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau in Braunschweig, an dem die Verfasser vormals tätig waren, und am Otto-Graf-Institut in Stuttgart durchgeführt. Die Finanzierung übernahm das Land Nordrhein-Westfalen. Zusätzlich wurden zwei im Auftrag der Firma Baustahlgewebe GmbH geprüfte Versuchsbalken zum Vergleich mit herangezogen. Der Betonstahl wurde von den Firmen Baustahlgewebe GmbH, Dyckerhoff & Widmann AG und Korf-Stahl AG zur Verfügung gestellt.

In diesem Aufsatz werden die Versuche beschrieben, die zur Ableitung der in [3] angegebenen Konstruktionsregeln für Bügel und Schubzulagen dienen. Es werden nur die wichtigsten Ergebnisse mitgeteilt, ausführliche Beschreibungen der Versuche sind in [7], [8] enthalten.

2. Theoretische Überlegungen zur Wirkungsweise der vorgeschlagenen Schubbewehrung

Bild 2 zeigt die inneren Kräfte im Querkraftbereich eines biegebeanspruchten Balkens. Die Querkraft Q wird durch den Druckgurt (Q_b), durch Kornverzahnung der RiBufer (Q_K),

1. Introduction and statement of problem

With a view to reducing wage costs for preparing and fixing the reinforcing steel, a new type of reinforcement for beams and similar structural members is proposed in [1]. The longitudinal reinforcement consists of straight bars, while shear is catered for by a "stirrup cage" enclosing the flexural reinforcement and additionally by ladder-like or cage-like assemblies, so-called "shear assemblies", which do not or which only partly enclose the longitudinal bars (Fig. 1). The stirrups (Bü) constitute only a portion of the total shear reinforcement, the remainder being added quite simply in the form of these shear assemblies (SZ) which take the place of the inclined bars hitherto commonly employed.

The shear reinforcement consisting of stirrups and shear assemblies departs from the requirements of German Standard DIN 1045 [2] as far as the longitudinal bars are now not enclosed by the whole of the shear reinforcement. According to the shear test results so far available [inter alia: 5, 6] such an arrangement of the reinforcement appeared feasible in principle, but those results were not sufficient for a conclusive assessment. More particularly, the following questions had to be examined:

- To what proportion of the shear reinforcement can the stirrups permissibly be reduced?
- How do the stirrups and shear assemblies co-operate?
- How should the shear assemblies be anchored and be distributed in the cross-section?

The experimental research needed for investigating these matters was carried out at the Institute for Materials Technology and Reinforced Concrete Construction, Brunswick, where the authors were at one time professionally employed, and at the Otto Graf Institute, Stuttgart. This work was financed by the Federal State of Nordrhein-Westfalen. In addition, two experimental beams, tested at the request of the firm of Baustahlgewebe GmbH, were included for comparison in this research project. The reinforcing steel was made available by the firms of Baustahlgewebe GmbH, Dyckerhoff & Widmann AG and Korf-Stahl AG.

The tests on which the design rules for stirrups and shear assemblies, given in [3], were based are described in the present article. Only the principal results are reported here. More detailed information on this experimental research is given in [7], [8].

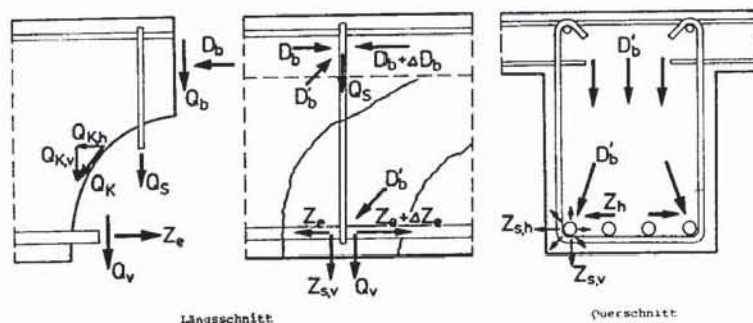


Bild 2. Innere Kräfte im Querkraftbereich eines biegebeanspruchten Balkens

Fig. 2. Internal forces in the shear region of a beam loaded in bending

Fig. 2. Forces intérieures de la zone d'effort tranchant d'une poutre soumise à flexion

durch Verdübelungswirkung der Längsbewehrung (Q_v) und durch die Schubbewehrung (Q_s) aufgenommen, wobei die einzelnen Anteile je nach den vorliegenden Verhältnissen unterschiedlich hoch sein können. Bei schubbewehrten Stegen ist der Anteil der Kornverzahnung meist vernachlässigbar gering und die Verdübelungskraft Q_v wird den Bügeln zugewiesen, weil sie die Betondeckung auf Zug beanspruchen würde. Die schiefen Druckstreben D_b' stützen sich bevorzugt in den Buegelecken ab, wodurch in Balkenquerrichtung wirkende Zugkräfte Z_h geweckt werden. Außerdem rufen die örtlich hohen Pressungen unter den Rippen der Längsbewehrung radial um jeden Stab verlaufende Sprengkräfte Z_s hervor.

Die Schubbewehrung besteht bisher aus Bügeln allein oder in Kombination mit Schrägstäben. Die Bügel sind gut geeignet, weil sie eine einwandfreie Abstützung der schiefen Druckstreben gewährleisten. Demgegenüber entstehen bei Schrägstäben im Bereich der Krümmungen Querspannungen infolge der hohen Umlenkpressungen, die unter ungünstigen Bedingungen zu Spalttrissen führen können. Daher wird von ihrer Verwendung teilweise abgeraten [9] bzw. vorgeschlagen, sie im Bruchzustand nur mit 70% der Streckgrenze auszunutzen [10]. Die vorliegenden, allerdings nicht sehr zahlreichen Versuche zeigen jedoch, daß bei Einhaltung der Konstruktionsregeln nach [2] (Mindestbügelbewehrung, Abstand in Balkenlängsrichtung und Krümmungsdurchmesser) eine wesentliche Verminderung der Schubtragfähigkeit gegenüber ausschließlich mit Bügeln bewehrten Balken nicht zu befürchten ist [11, 12].

Sieht man Bügel und Schubzulagen vor, kann nur dann eine im Vergleich zu einer konventionellen Bewehrung gleichartige Schubbruchsicherheit gewährleistet werden, wenn sich die Schubzulagen entsprechend ihrem Querschnitt an der Aufnahme der Querkraft beteiligen. Unter dieser Voraussetzung wird sich auch ein ausreichendes Tragverhalten im Gebrauchszustand einstellen, da SZ und Bügel aus dünnen Stäben in engen Abständen bestehen. Die SZ sind ausreichend zu verankern, damit die Relativverschiebung im Verankerungsbereich bei gleicher Stahlspannung gleich oder geringer als diejenige der Bügel ist. Weiterhin muß der Schwerpunkt der Verankerung der SZ in Höhe der Biegedruck- bzw. Biegezugkraft liegen, damit sich der nach der Fachwerkanalogie vorausgesetzte Gleichgewichtszustand einstellen kann, ohne daß planmäßig Betonzugspannungen auftreten. Schließlich muß der Anteil der Bügel ausreichend hoch sein, damit sie alle Kräfte aufnehmen können, die die Betondeckung auf Zug beanspruchen.

Nach der früher geltenden Fassung DIN 1045 [4] sollte etwa ein Drittel der Schubbewehrung aus Bügeln, der Rest aus Schrägstäben bestehen. In der jetzigen Fassung der Norm [2] ist der Bügelanteil nicht festgelegt. Bei strenger Auslegung könnte man ihn auf die Mindestbügelbewehrung nach Abschnitt 18.5.3.1 beschränken. Nach [12] kann mit diesem Bügelquerschnitt eine ausreichende Bruchsicherheit erreicht werden. Der prozentuale Anteil der Bügel würde dann wegen $f_{eB} = \text{const.}$ mit zunehmender Schubspannung kontinuierlich absinken und für τ_{03} nur noch 10% der Gesamtschubbewehrung betragen.

Aus den bisherigen Untersuchungen kann man schließen, daß die Bügel etwa für die 0,1- bis 0,33fache Querkraft zu bemessen sind. Eine genauere Analyse der Versuchsergebnisse ergibt folgendes:

Die vertikalen Schenkel der Bügel müssen mindestens die Kräfte aus der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung (Q_v) und die lotrechte Komponente der Sprengkräfte (Z_s, v) aufnehmen, um das Abplatzen der Betondeckung zu verhindern. Bei hohen Schubspannungen betragen die Verdübelungskräfte nach [13], [14] etwa 5 bis 10%, die Sprengkräfte nach Abschätzungen der Verfasser etwa 15% der Querkraft. Mit abnehmender Querkraft steigt zwar der prozentuale Anteil der Verdübelungskräfte an, ihr absoluter Wert wird jedoch geringer.

Die horizontalen Bügelschenkel sind für die Kräfte Z_h aus der möglichen Schiefstellung der Druckstreben im Querschnitt und für die horizontale Komponente der Spreng-

2. Theoretical considerations on the mode of action of the proposed shear reinforcement

Fig. 2 shows the internal forces acting in the shear region of a beam loaded in bending. The shear force Q is resisted by the compression flange or face (Q_b), by aggregate interlock across the cracks (Q_k), by dowel action of the longitudinal reinforcement (Q_v), and by the shear reinforcement (Q_s). These respective proportions will vary according to the conditions of any particular case. In shear-reinforced webs of beams the proportion of shear resistance due to aggregate interlock will as a rule be negligibly small, and the dowel force Q_v should be taken by the stirrups as it would otherwise give rise to tensile stress in the concrete cover. The inclined struts (compression members) D_b' are supported more particularly at the corners of the stirrups, thereby giving rise to a tensile force Z_h acting in the transverse direction of the beam. In addition, the high local pressures developed under the ribs of the longitudinal bars produce bursting forces Z_s distributed radially around each bar.

Shear reinforcement has hitherto generally consisted only of stirrups or of stirrups in combination with inclined (bent-up) bars. Stirrups are suitable for the purpose because they ensure efficient support conditions to resist the inclined compression struts (as conceived in the truss analogy). On the other hand, inclined bars give rise to transverse tensile stresses due to the high radial pressures exerted on the concrete within the bends of these bars. These stresses can, under unfavourable conditions, give rise to cracking, and for this reason some authors prefer not to use them [9] or to utilize their strength only up to 70% of the yield point under ultimate load conditions [10]. Available test results, though not very numerous, do indeed show that if the specified design rules [2] are duly conformed to (minimum stirrup reinforcement, spacing in the longitudinal direction of the beam, radius of curvature) there is no reason to fear that there will be any significant reduction in shear strength as compared with that of beams in which the shear reinforcement consists entirely of stirrups [11], [12].

If stirrups and shear assemblies are provided, a safety against shear failure equivalent to that obtainable with conventional shear reinforcement can be ensured only if the shear assemblies participate in resisting the shear force to an extent corresponding to their cross-sectional area. Also, subject to this assumption being fulfilled, adequate loadbearing behaviour under working load conditions will be achieved, since shear assemblies and stirrups consist of closely spaced thin bars. The shear assemblies should be well anchored so as to ensure that the relative displacement in the anchorage zone, for equal steel stress, is not more than that of the stirrups. Furthermore, the centroid of the anchorage of the shear assemblies should be located at the level of the flexural compressive force and flexural tensile force respectively, so that the state of equilibrium presupposed by the truss analogy can indeed be established without giving rise to tensile stresses in the concrete. Finally, the proportion of stirrups and the other two-thirds of inclined bars. In the resist all the forces that are liable to cause tensile stresses in the concrete cover.

According to the earlier version of DIN 1045 [4], about one-third of the shear reinforcement should consist of stirrups and the other two-thirds of inclined bars. In the currently valid version of that Standard [2] the proportion of stirrup reinforcement is not specified; strictly speaking, it could be limited to the minimum quantity, as laid down in clause 18.5.3.1. According to [12] an adequate degree of safety against failure can be obtained with this cross-sectional area of stirrup reinforcement. The percentage of steel provided as stirrups would then, since $f_{eB} = \text{const.}$, continuously diminish with increasing magnitude of shear stress and would for τ_{03} be equal to only 10% of the total shear reinforcement. *)

*) τ_0 denotes the design value of the shear stress, while τ_{02} and τ_{03} are maximum permissible values of τ_0 for certain conditions of shear reinforcement defined in clause 17.5.3 of DIN 1045 (1972).

kräfte ($Z_{s,h}$) zu dimensionieren, um ein Aufspalten des Querschnitts zu verhindern. Die wirklichkeitsnahe Berechnung dieser Kräfte ist schwierig, jedoch zeigen Abschätzungen, daß sie auch unter ungünstigen Bedingungen (gedrungene Querschnitte, hohe Schubspannungen, große Stabdurchmesser) etwa 10% der Querkraft nicht überschreiten werden. Die Verankerung der Schubzulagen ruft ähnlich wie im Bereich der Krümmung von Schrägstäben Spaltzugkräfte im Querschnittsinneren hervor, die strenggenommen dort in beiden Fällen durch eine Querbewehrung aufzunehmen wären. Da dies aus praktischen Gründen nicht möglich ist, müssen diese Kräfte wie bei den Schrägstäben auch bei den Schubzulagen dem Beton zugewiesen werden. Allerdings liegen bei Schubzulagen wegen der gleichmäßigeren Krafteinleitung und der geringeren örtlichen Kräfte günstigere Verhältnisse vor.

Die theoretischen Überlegungen zeigen also, daß die vorgeschlagene Schubbewehrung aus Bügeln und SZ ein ausreichendes Tragverhalten erwarten läßt, ohne daß grundlegende Voraussetzungen des Stahlbetonbaus verletzt werden. Die Schubzulagen müssen gut verankert werden, was beispielsweise bei Verwendung angeschweißter Stäbe gewährleistet sein dürfte. Die Bügel sind bei hohen Schubspannungen für etwa 20 bis 25% der Querkraft zu bemessen.

3. Beschreibung der Versuchsbalken

Als Prüfkörper dienten einfeldrige T-Balken, deren Abmessungen, Bewehrung und Betonfestigkeit der Tabelle 1 zu entnehmen sind. Bild 3 zeigt den Versuchsaufbau und die prinzipielle Ausbildung der Versuchskörper. In Bild 4 ist die Bewehrung aller Schubbereiche dargestellt.

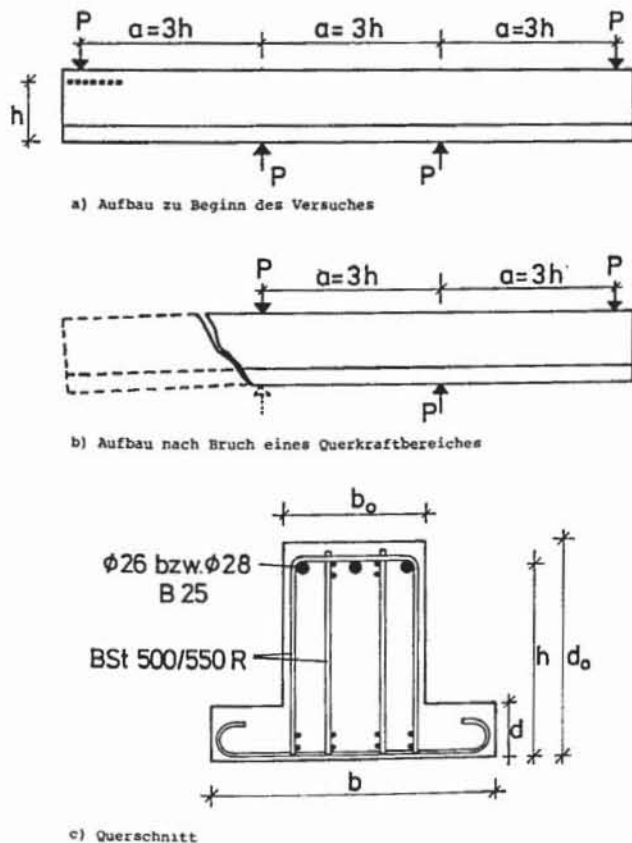


Bild 3. Schematische Darstellung der Versuchsbalken im Längs- und Querschnitt

Fig. 3. Schematic diagram of the test beams in longitudinal and cross-section
(a) set-up at the start of the test
(b) set-up after failure of a shear region
(c) cross-section

Fig. 3. Représentation schématique d'une poutre d'essai en coupe et en section horizontale
(a) situation au début de l'essai
(b) situation après rupture d'une zone de force transversale
(c) coupe

From the research carried out so far it can be inferred that the stirrups should be designed to resist between 10% and 33% of the shear force. A more precise analysis of the experimental results reveals the following:

The vertical legs of the stirrups should resist at least the forces from the dowel action of the longitudinal bars (Q_v) and the vertical component of the bursting forces ($Z_{s,v}$) in order to prevent spalling of the concrete cover. With high shear stresses the dowel action forces are, according to [13], [14], equal to about 5–10%, and bursting forces are, according to the present authors' estimate, equal to about 15% of the shear force. With diminishing magnitude of the shear force the percentage share of the dowel action forces does indeed increase, but their absolute magnitude decreases.

The horizontal legs of the stirrups should be designed for the forces Z_h arising from the possible tilt of the struts in the cross-section and for the horizontal component of the bursting forces ($Z_{s,h}$), in order to prevent splitting of the cross-section. Realistic analysis of these forces is difficult, but it is estimated that even under unfavourable conditions (relatively low and wide cross-sections, high shear stresses, thick bars) they will not exceed about 10% of the shear force. The anchorage of the shear assemblies gives rise to splitting tensile forces (just as at the bends in inclined bars) within the cross-section which should strictly speaking be resisted by a transverse reinforcement provided for this purpose. Since this is impracticable, however, these forces associated with the shear assemblies must (as with inclined bars) be resisted by the concrete instead. With shear assemblies the conditions are, however, more favourable in that the magnitude of the local forces is smaller and that the forces are introduced more uniformly into the concrete.

The above theoretical considerations indicate that the proposed shear reinforcement consisting of stirrups and shear assemblies can be expected to provide adequate loadbearing behaviour without offending against any of the fundamental principles of reinforced concrete construction. The shear assemblies must be properly anchored, this will be the case, for instance, when they are provided with welded-on bars. In cases where high shear stresses have to be resisted, the stirrups should be designed for about 20–25% of the shear force.

3. Description of the test beams

Single-span T-beams were used as test specimens. Details of their dimensions, reinforcement and concrete strength properties are given in table 1. Fig. 3 shows the test set-up and the design principle of the specimens. The reinforcement of all shear regions is indicated in Fig. 4.

The beams of the series Rs and Rh were in general 51 cm deep and had webs 25 cm in width. The 60 cm deep beams of series Rb and Rn had webs which were 45 cm wide, corresponding to the maximum permissible value – according to DIN 1045 [2] – for two-leg stirrups. The dimensions of the compression flanges were in all cases chosen as small as possible in order to minimize the proportion of shear force resisted by these flanges [15].

The shear stress under working load was as a rule (series Rs and Rb) $\tau_0 \sim \tau_{02}$. Only in series Rn and Rh was τ_0 chosen as approximately 0.7 τ_{02} and 1.4 τ_{02} respectively. The shear reinforcement was designed in accordance with [2], adopting the permissible steel stress $\sigma_s = 240 \text{ N/mm}^2$.

As a rule, the beams were concreted with the tensile zone located in the "good bond zone" (indicated as "I" in the beam designation). However, to simulate the bond conditions encountered over interior columns, some of the test beams were concreted with the tensile zone upward (indicated as "II").

The longitudinal reinforcement consisted of standard ribbed bars ($d_s = 26\text{--}28 \text{ mm}$) whose yield point β_s at first was approximately 450 N/mm^2 and later on approximately 850 N/mm^2 (Table 2). The high steel strength grade was chosen because otherwise the high percentage of longitudinal reinforcement needed to preclude flexural would have

Die Balken der Reihen Rs und Rh waren in der Regel 51 cm hoch und ihre Stege 25 cm breit. Die 60 cm hohen Balken der Reihen Rb und Rn hatten 45 cm breite Stege. Dies entspricht dem nach DIN 1045 [2] maximal zulässigen Wert für zweischnittige Bügel. Die Abmessungen der Druckplatten wurden in allen Fällen möglichst gering gewählt, um die Querkraftaufnahme der Druckgurte gering zu halten [15].

Die Schubspannung im Gebrauchszustand betrug in der Regel (Reihen Rs und Rb) $\tau_0 \sim \tau_{02}$. Nur bei den Reihen Rn und Rh wurde τ_0 zu etwa 0,7 τ_{02} bzw. 1,4 τ_{02} gewählt. Die Bemessung der Schubbewehrung erfolgte nach [2] unter Ansatz der dort zulässigen Stahlspannung zu $\sigma_s = 240 \text{ N/mm}^2$. Die Zugzone der Balken lag beim Betonieren in der Regel im guten Verbundbereich I (Kennbuchstabe I der Balkenbe-

adversely affected the conditions under working load as well as the shear strength of the specimens [5]. The longitudinal reinforcing bars were in all cases extended to over the supports because, with the moment-shear ratio chosen for simulating unfavourable conditions ($a/h \sim 3.0$ [16]), any curtailment of these bars would have been impracticable because of the anchorage lengths required in [3]. The concrete conformed approximately to strength class B 25, i.e., attaining a 28-day compressive strength of 25 N/mm^2 . The shear reinforcement consisted entirely of ribbed bars of grade BSt 500/550 ($\beta_s \sim 560\text{--}660 \text{ N/mm}^2$, see table 2), comprising as a rule stirrups and shear assemblies. With the exception of beam Rh I 1, the cross-sectional area of the stirrup steel was approximately equal to the minimum shear reinforcement required by DIN 1045 [2] ($\min \mu_s = 0.125\%$), so

	1	2	3	4	5	6
	Balken	links	rechts	Balken	links	rechts
1	Rs I S					
2	Rs I 1			Rs I 2		
3	Rs I 3			Rs I 4		
4	Rb I S					
5	Rb I 1			Rb I 2		
6	Rb II S			Rb II 1		
7	Rn II S			Rn II 1		
8	Rh I 1					

Bild 4. Bewehrung der Balkenquerschnitte im Querkraftbereich
Fig. 4. Reinforcement of the beam cross-sections in the shear region
Fig. 4. Armature de la section de la poutre sitée dans la zone d'effort tranchant

(Balken Rb II S: $\phi 28$ statt $\phi 26$; Balken Rb II 1: $\phi 11,5$ statt $\phi 11$)

1	2	3		5	7						12	13	14		16						
		Balke- bez.	Zugzone im Verbund- bereich		Abmessungen		Beton- festigkeit σ_{w28} [N/mm ²]	Schubbewehrung						Verankerung der SZ in der Zugzone ³⁾		Anteil der BU an der Schub- bewehrung ¹⁾ [%] links rechts	Längs- bewehrung				
					b/b ₀ [cm]	d/d ₀ [cm]		linker Schubbereich					rechter Schubbereich				links rechts	μ [%]	BSt		
								Art 1)2)	ϕ [mm]	Ab- stand [cm]			Art 1)2)							ϕ [mm]	Ab- stand [cm]
1	Rs I 5	I	90/25	12 ⁵ /51	29,5	Bu	11	10	wie links			-	100	3,80	420/ 500R	SZ oberhalb der Längs- bewehrung verankert					
2	Rs I 1	I	65/25	12 ⁵ /51	26,9	Bu+ 2 SZ	6,5 je 9,0	20 10	wie links			Typ B Typ B	20,6	1,80	420/ 500R						
3	Rs I 2	I	65/25	12 ⁵ /51	32,7	Bu+ 2 SZ	6,5 je 10,0	20 10	2 SZ	je 11,0	10	Typ A Typ A	17,4 0	2,19	420/ 500R						
4	Rs I 3	I	90/25	12 ⁵ /51	32,6	Bu+ 2 SZ	6,5 je 10,0	20 10	wie links			Typ A Typ A	17,4	3,80	420/ 500R						
5	Rs I 4	I	90/25	12 ⁵ /51	29,0	Bu+ 2 SZ	6,0 je 12,0	15 15	Bu+ 2 SZ	6,0 je 10,0	15 10	Typ D Typ D	20,0 19,4	2,30	600/ 1000R						
6	Rb I 5	I	85/45	17/60	26,4	Bu+Auf- biegg. 4	8,0 ϕ 26,0	15	Bügel 4-schn.	12,0	15	-	34,6 100	1,80	420/ 850/ 1050R	BU im Zugbereich ge- stoßen, SZ links verteilt, rechts konzentriert					
7	Rb I 1	I	90/45	15/60	27,5	Bu (ge- stoß.) + 3 SZ	6,0 2 ϕ 8,5 1 ϕ 12,0	10 10	wie links jedoch Bügelleitern konzentriert			Typ D Typ D	20,0	2,09	600/ 1000R						
8	Rb I 2	I	90/45	15/60	32,2	2 Bu+ 2 SZ	5,5 je 9,5d	15 10	3 Bu+ 3 SZ	4,2 je 8,0d	15 10	Typ A Typ A	22,3 18,4	2,23	850/ 1050R						
9	Rb II 5	II	90/45	17/60	24,6	Bu+Auf- biegg. 4	10,0 ϕ 28,0	15	Bügel 4-schn.	je 11,0	14	-	32,0 100	2,17	500/ 850/ 1050R	Verankerung von F _a am Auflager gegenüber DIN 1045 verkürzt					
10	Rb II 1	II	75/45	17/60	22,7	Bu+ 2 SZ	6,0 je 11,5	10 10	Bu+ 2 SZ	6,0 je 11,5	10 10	Typ A Typ E	21,3	1,82	850/ 1050R						
11	Rn II 5	II	95/45	15/60	26,7	Bu+Auf- biegg. 2	5,5 ϕ 28,0	8,5	Bügel	8,5	7,5	-	33,9 100	1,36	500/ 850/ 1050R						
12	Rn II 1	II	95/45	15/60	23,2	Bu+ 2 SZ	6,0 je 7,5	10 10	Bu+ 2 SZ	6,0 je 7,5	10 10	Typ C Typ B	39,0	1,31	850/ 1050R						
13	Rh I 1	I	85/22 ⁵	15/50	24,2	Bu+ 2 SZ	6,0 je 11,0	10 10	Bu+ 2 SZ	6,0 je 11,0	10 10	Typ A Typ B	23,0	3,42	850/ 1050R	Längsbewehrung paarweise gebündelt					

1) Bu: Bügel, (Balke Rb II 5: In Spalte 10: ϕ 11,5 statt ϕ 11,0)

2) SZ: Schubzulagen,

3) Verankerungstypen siehe Bild 5

Tab. 1. Ausbildung der Versuchskörper

1	2	3				5				7				9			
		Balke- bezeichnung	Biegezugbewehrung				Bügel ²⁾				Schubzulagen ²⁾						
			Stabdurch- messer d _e mm	Streckgrenze β_s N/mm ²	Zugfestigkeit β_z N/mm ²	δ_{10} %	Stabdurch- messer d _e mm	Streckgrenze β_s N/mm ²	Zugfestigkeit β_z N/mm ²	δ_{10} %	Stabdurch- messer d _e mm	Streckgrenze β_s N/mm ²	Zugfestigkeit β_z N/mm ²	δ_{10} %			
1	Rs I 5	26	469	565	13,5	11	560	644	10,9	-	-	-	-	-	-		
2	Rs I 1	26	456	550	12,4	6,5	662	729	9,2	9,0	551	619	10,1	-	-		
3	Rs I 2	26 12	439 509	522 580	12,5 10,6	6,5 -	662 -	729 -	9,2 -	10,0 11,0	550 532	611 614	10,0 11,1	-	-		
4	Rs I 3	26	459	562	11,9	6,5	663	726	12,3	10,0	546	616	10,4	-	-		
5	Rs I 4	26	589	1045	10,7	6,0	613	631	8,3	12,0 10,0	550 518	613 594	8,3 10,0	-	-		
6	Rb I 5	26,5 26,0 ¹⁾	886 524	1116 560	8,7 17,0	8,0 10,0	573 518	639 594	10,9 9,2	- -	- -	- -	- -	- -	- -		
7	Rb I 1	26	598	1045	10,7	6,0	603	652	8,6	12,0 +8,5	543 570	636 621	13,7 7,8	-	-		
8	Rb I 2	26,5	913	1108	8,9	5,5 4,2	598 570	634 585	13,6 11,1	9,5d 8,0d	531 532	617 581	11,8 13,3	-	-		
9	Rb II 5	26,5 28,0 ¹⁾	880 511	1105 689	8,9 16,7	10,0 11,0	546 530	610 607	11,7 12,6	- -	- -	- -	- -	- -	- -		
10	Rb II 1	26,5	886	1116	8,7	6,0	554	616	16,1	11,5	524	607	12,4	-	-		
11	Rh II 5	26,5 28,0 ¹⁾	884 508	1105 838	8,9 14,1	5,5 8,5	613 557	671 628	12,3 13,0	- -	- -	- -	- -	- -	- -		
12	Rh II 1	26,5	884	1105	8,9	6,0	562	615	14,2	7,5	528	566	9,7	-	-		
13	Rh I 1	26,5	872	1091	9,9	6,0	574	635	14,4	11,0	633	660	8,1	-	-		

1) Schrägaufbiegungen

2) obere Zahl: linke Balkenhälfte, untere Zahl: rechte Balkenhälfte

Tab. 2. Materialeigenschaften der verwendeten Stähle

(Balke Rb I 5: In Spalte 6: ϕ 12,0 statt ϕ 10,0; in Zeile 11: Rn II 5 statt Rh II 5; in Zeile 12: Rn II 1 statt Rh II 1)

zeichnung). Zur Nachahmung der im Bereich von Innenstützen vorliegenden Verhältnisse wurden einige Versuchskörper mit obenliegender Zugzone betoniert (Kennbuchstabe II).

Als Längsbewehrung dienten handelsübliche Rippenstäbe ($d_s = 26 - 28 \text{ mm}$), deren Streckgrenze anfänglich $\beta_s \sim 450 \text{ N/mm}^2$, später $\beta_s \sim 850 \text{ N/mm}^2$ betrug (Tabelle 2). Die hohe Stahlgüte wurde gewählt, da andernfalls der zur Vermeidung eines Biegebruchs erforderliche hohe Längsbewehrungsgrad sowohl die Verhältnisse im Gebrauchszustand als auch die Schubtragfähigkeit günstig beeinflusst hätte [5]. Die Längsstäbe wurden in allen Fällen bis über die Auflager geführt, da bei dem zur Nachahmung ungünstiger Verhältnisse gewählten Momenten-Schub-Verhältnis $a/h \sim 3,0$ [16] ein Staffeln der Längsbewehrung bei Einhaltung der in [2] geforderten Verankerungslängen praktisch nicht möglich ist. Die Betonfestigkeit entsprach etwa einem B 25.

Die Schubbewehrung wurde ausschließlich aus Rippenstäben der Güte BSt 500/550 ($\beta_s \sim 560$ bis 660 N/mm^2 , siehe Tabelle 2) hergestellt. Sie bestand in der Regel aus Bügeln und Schubzulagen. Der Bügelquerschnitt entsprach dabei – mit Ausnahme von Balken Rh I 1 – etwa der Mindestschubbewehrung nach DIN 1045 [2] (min $\mu_s = 0,125\%$), so daß der Anteil an der Gesamtschubbewehrung etwa 20% , bei Rn II 1 wegen der verminderten Schubdeckung ca. 40% betrug. Beim Probekörper Rh I 1 bestanden 23% der Gesamtschubbewehrung aus Bügeln. Daneben wurden zum Vergleich Standardbalken (Kennbuchstabe S der Balkenbezeichnung) mit konventioneller Schubbewehrung (Bügel bzw. Bügel und Schrägstäbe) geprüft. Der Bügelabstand lag zwischen 10 und 20 cm.

Bild 5 zeigt die Ausbildung der untersuchten Schubzulagen. Mit Ausnahme von Typ C besaßen die zur Verankerung angeschweißten Längsstäbe den gleichen Durchmesser wie die Bügelstäbe. Bei Typ C betrug der Durchmesser des Längsstabes zur Erzielung der erforderlichen Scherfestigkeit des Schweißknotens das 1,4fache des Bügeldurchmessers. Die Winkelhaken wurden nach DIN 1045 [2] ausgebildet. Die Biegeradien der girlandenförmigen Schubzulagen betragen etwa $7 d_s$.

Die Schubzulagen waren in der Regel nahe am Zugrand verankert und etwa gleichmäßig über den Querschnitt verteilt. Demgegenüber wurden sie bei Balken Rs I 2 deutlich oberhalb der Zugbewehrung verankert und bei Balken Rb I 1 im rechten Querkraftbereich in Querschnittsmittte konzentriert.

Die Anzahl der Prüfkörper konnte trotz der Vielzahl der Varianten klein gehalten werden, da überwiegend beide Querkraftbereiche eines Balkens unterschiedlich bewehrt waren.

Die Plattenbalken wurden 4 bis 5 Wochen nach dem Betonieren stufenweise bis zum Bruch mittels zweier Einzellasten belastet, wobei zur Erleichterung der Messungen die Zugzone oben lag (Bild 3). Zur Simulation des Einflusses einer Dauerlast [17] wurden anfänglich 30 , später 10^5 Lastwechsel aufgebracht, wobei die Oberlast in der Regel etwa der Gebrauchslast entsprach. Trat kein Biegebruch auf, wurden beide Querkraftbereiche nacheinander bis zum Bruch belastet.

4. Versuchsergebnisse

Die wichtigsten Versuchsergebnisse sind in Tabelle 3 zusammengestellt.

4.1. Verhalten im Gebrauchszustand

Die Gebrauchsfähigkeit wird wesentlich durch die Rißbreiten bestimmt.

Während die Biegerißbreiten nur geringfügig von der Art der Schubbewehrung (Kerbwirkung der Bügelstäbe) abhängen, wurden die Schubrißbreiten dadurch wesentlich beeinflusst. Dies ist aus Bild 6, das die Schrägrißbreiten $w_{95\%}$ in Abhängigkeit von der Art der Schubbewehrung zeigt, zu sehen.

Die Schrägrißbreiten waren bei den vorliegenden Querschnittsdicken ($d_s \sim 60 \text{ cm}$) deutlich abhängig vom Schlupf

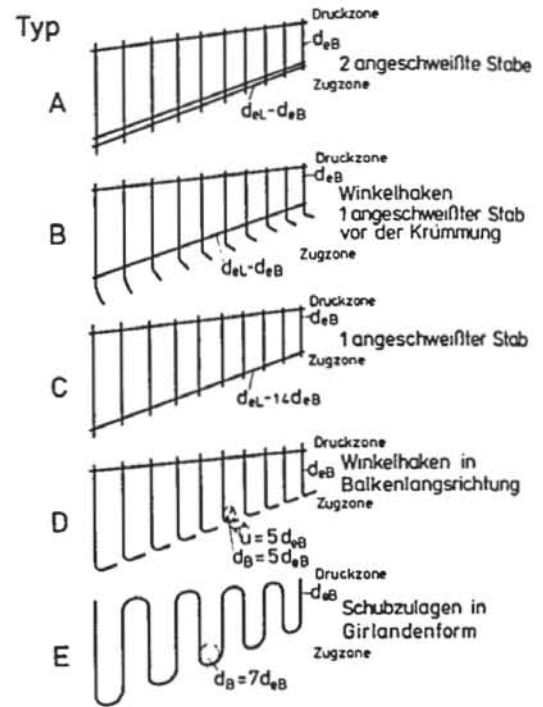


Bild 5: Untersuchte Schubzulagen
Fig. 5. Shear assemblies investigated
Fig. 5. Raidisseurs examinés

that the proportion of this steel in the overall shear reinforcement was about 20% , while in Rh II 1, because of the "reduced shear coverage" ("Schubdeckung" as envisaged in DIN 1045) adopted here, it was about 40% . In Rh I 1 the stirrups constituted about 23% of the shear reinforcement. For comparison, some standard beams (indicated "S") provided with conventional shear reinforcement (stirrups and inclined bars or stirrups only) were also tested. The stirrup spacing ranged from 10 to 20 cm.

Fig. 5 shows the design features of the shear assemblies that were investigated. Except for type C, the longitudinal bars welded on for anchorage were of the same diameter as the stirrup bars. In the case of type C the diameter of the longitudinal bar was, in order to achieve the required shearing strength of the welded joint, 1.4 times the stirrup diameter. The L-hooks were formed in accordance with DIN 1045 [2]. The radii of bending of the festoon-shaped shear assemblies type E were approximately $7 d_s$.

As a rule, the shear assemblies were anchored close to the tensile face and were distributed in an approximately uniform manner over the cross-section. On the other hand, in Rs I 2 they were anchored distinctly above the tensile reinforcement and in Rb I 1 they were concentrated in the right shear region in the middle of the section.

Despite the numerous variants under investigation it was possible to keep the number of test specimens fairly small because in most of the beams the two shear regions were differently reinforced.

The T-beams were tested 4–5 weeks after casting: they were loaded in increments up to failure, two point loads being applied. To facilitate the measurements they were tested with the tensile zone upwards (Fig. 3). In order to simulate the effect of sustained load [17], at first 30 and later 10^5 load cycles were applied, in which the upper load generally corresponded approximately to the working load. If no flexural failure occurred, the two shear regions were successively loaded to failure.

4. Test results

The principal results of this experimental research are summarized in table 3.

4.1 Behaviour under working load conditions

The serviceability of beams is to a great extent determined by the crack widths that develop. Whereas the flexural crack

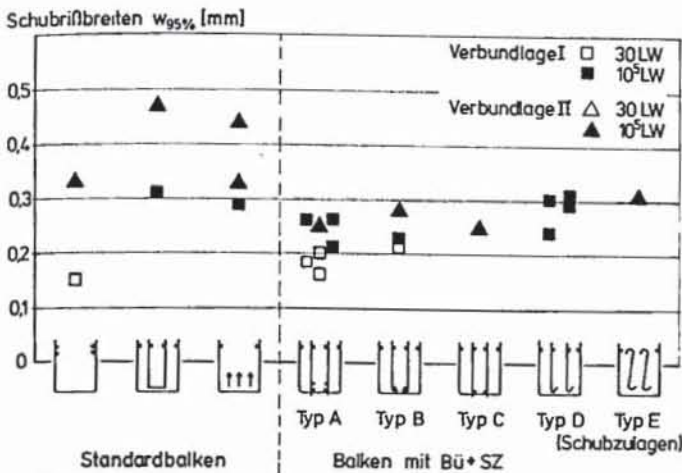


Bild 6. Schubrißbreiten $w_{95\%}$ der Versuchsbalken im Gebrauchszustand nach Lastwechseln

Fig. 6. Shear crack widths $w_{95\%}$ of test beams under working load after load cycles

Fig. 6. Largeurs de fissures d'effort tranchant $w_{95\%}$ des poutres d'essai en état d'utilisation après répétition de charges

der Schubbewehrung in der Zugzone. Daher ergaben sich für Balken mit Schubzulagen des Typs D und E, die nach [18] ein relativ ungünstiges Schlupfverhalten aufweisen, sowie für Probekörper mit der Zugzone im schlechten Verbundbereich II höhere Werte als bei vergleichbaren Körpern. Versuchsbalken mit vereinfachter Schubbewehrung und Schubzulagen der Typen A bis C, die ein gutes Schlupfverhalten besitzen [18], unterscheiden sich im Rißverhalten nicht von dem der ver-

widths depended only to a slight extent on the type of shear reinforcement (notch effect of the stirrup bars), this reinforcement did significantly affect the shear crack widths, as appears from Fig. 6, which shows these crack widths $w_{95\%}$ in relation to the type of shear reinforcement.

With the cross-sectional depths of these test specimens ($d_0 \sim 60$ cm) the widths of the inclined ("diagonal") cracks were distinctly dependent on the slip of the shear reinforcement in the tensile zone. For this reason higher values of the crack widths were found in beams containing shear assemblies of types D and E, which have a relatively unfavourable slip behaviour according to [18], and in beams whose tensile zone was in the "poor bond zone" II than in comparable test beams. Beams with simplified shear reinforcement and shear assemblies of types A, B and C, which are characterized by good slip behaviour [18], were found to be no different from comparable standard beams as regards cracking behaviour. With stirrup spacings of about 10–20 cm the shear crack widths, even under relatively unfavourable test conditions, as a rule did not exceed what is regarded as the permissible limit $w_{95\%} = 0.3$ mm.

4.2 Behaviour at failure

The cause of failure, the shear stresses at failure (ultimate shear stresses) and the ratio of the actual failure load to the value calculated according to [19] are listed in table 3. In the standard beams there occurred either shear failure of the ordinary type when the yield point of the shear reinforcement had been exceeded or otherwise flexural failure shortly before attaining of the theoretical shear strength of the beam. The failure load corresponded, on an average, to

1	2	3			4				5			6			7			8			9			10			11			12			13			14			16
		Verankerung der SZ in der Zugzone		Bemessung im Gebrauchszustand		Anzahl der Lastwechsel N	Schubrißbreiten $w_{95\%}$ [mm]		mittl. Bügelspannung [N/mm ²]		mittl. Bügelspannung [N/mm ²]		Spannung d. Längsbew. σ_{eu} [N/mm ²]		$\tau_{ou} / \tau_{ou, theor.}$		$\tau_{ou} / \tau_{ou, theor.}$ nach [19]		Bruchursache																				
		links	rechts	Schubbewehrungsgrad μ_s [%]	Schubspannung τ_{s0} [N/mm ²]		Schubdeckungsgrad $\tau_s = \tau_s / \tau_{s0}$	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links		rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts							
1	Rs I 5	-	-	0,75	1,93	0,93	30	0,15	135 100	-	$\sigma_s = 560$ 457	-	448	5,64	2,92	1,02	Schubbruch, Fließen d. Schubbewehrung links																						
2	Rs I 1	Typ B Typ B	-	0,64	1,71	0,90	30	0,22	181 147	162 139	440 368	360 287	$\sigma_s = 456$	3,38	1,98	0,66	Biegebruch, Fließen F_{eL}																						
3	Rs I 2	Typ A Typ A	-	0,75	2,01	0,90	30	0,18 0,20	n.g. n.g.	n.g. n.g.	n.g. n.g.	$\sigma_s = 440$ 406	4,04 3,10	2,01 1,54	0,68 0,57	Biegebruch, Fließen F_{eL} Verdübelungsbruch																							
4	Rs I 3	Typ A Typ A	-	0,75	2,01	0,90	30	0,16	141 109	145 101	$\sigma_s = 663$ $\sigma_s = 663$	$\sigma_s = 546$ 450	$\sigma_s = 459$	5,85	2,91	0,99	Biegebruch, Fließen F_{eL}																						
5	Rs I 4	Typ D Typ D	-	0,75	1,92	0,94	10 ⁵	0,29 0,31	193 186	223 198	$\sigma_s = 631$ $\sigma_s = 631$	$\sigma_s = 613$ $\sigma_s = 594$	575	4,52	2,35	0,83	Schubbruch, Fließen der Schubbewehrung																						
6	Rb I 5	-	-	0,58	1,63	0,86	10 ⁵	0,29 0,31	212 182	126 ³⁾ 179 ⁴⁾	$\sigma_s = 523$ 477	484 ³⁾ 470 ⁴⁾	624	4,21	2,58	0,95 0,99	Biegebruch, Druckbruch im Bereich $M = \text{konstant}$																						
7	Rb I 1	Typ D Typ D	-	0,75	1,87	0,96	10 ⁵	0,24 0,30	229 124	248 118	$\sigma_s = 602$ $\sigma_s = 602$	320 200	485 429	4,12 3,65	2,20 1,95	0,73 0,65	Versagen des Bügelstoßes																						
8	Rb I 2	Typ A Typ A	-	0,75	2,00	0,90	10 ⁵	0,26 0,26	n.g. 141	123 141	n.g. n.g.	380 473	643 734	4,92 5,62	2,46 2,81	0,89 1,01	Schubbruch, Fließen der Bügel																						
9	Rb II 5	-	-	0,75	1,67	0,93	10 ⁵	0,44 0,47	114 118	181 ³⁾ 114 ⁴⁾	361 345	$\sigma_s = 511$ ³⁾ 360 ⁴⁾	684	4,32	2,59	0,85	Biegebruch, Druckbruch im Bereich $M = \text{konstant}$																						
10	Rb II 1	Typ A Typ E	-	0,58	1,52	0,92	10 ⁵	0,25 0,31	191 197	149 116	515 454	403 240	637 544	3,92 3,33	2,56 2,19	0,94 0,79	großer Schlupf d. Schubbew. u. Verankerungsbruch d. Längsbewehrung																						
11	Rn II 5	-	-	0,35	1,20	0,63	10 ⁵	0,33 0,33	117 126	104 ³⁾ -	$\sigma_s = 613$ $\sigma_s = 557$	$\sigma_s = 508$ ³⁾	722 805	3,02 3,35	2,50 2,80	0,95 1,05	Schubbruch, Fließen der Schubbewehrung																						
12	Rn II 1	Typ C Typ B	-	0,32	1,13	0,67	10 ⁵	0,25 0,28	162 130	168 122	500 $\sigma_s = 562$	500 420	700 657	3,22 3,02	2,85 2,67	1,12 1,05	Schubbruch, Fließen der Bügel																						
13	Rh I 1	Typ A Typ B	-	1,07	2,57	1,00	10 ⁵	0,21 0,23	143 145	128 112	$\sigma_s = 574$ $\sigma_s = 633$	420 420	664 636	7,23 6,93	2,81 2,70	0,95 0,91	Schubbruch, Fließen der Bügel																						

1) SZ: Schubzulagen (Verankerungstypen siehe Bild 5),
 2) $\tau_{s0} = \frac{F_{s0}}{A_s} = \frac{F_{s0}}{A_s} \cdot \frac{1}{\sin \alpha}$ nach DIN 1045 interpoliert, $\tau = \mu_s \cdot \tau_{s0}$ zu $\sigma_s = 240$ N/mm²
 3) Schrotgröße,
 4) Innenbügel,
 5) Werte z.T. geradlinig ab der letzten Laststufe extrapoliert,
 6) Bei Bügel.

(Balken Rs I 4: in Spalte 10: 613 statt 631; in Spalte 11: 550 statt 613 bzw. 518 statt 594; Balken Rb I 5: in Spalte 10: 573 statt 523; Balken Rb I 1: in Spalte 10: 603 statt 602; Balken Rh I 1: in Spalte 10: 635 statt 633)

Tab. 3. Versuchsergebnisse

gleichbaren Standardbalken. Bei Bügelabständen von etwa 10 bis 20 cm überschritten die Schubrißbreiten auch unter relativ ungünstigen Prüfbedingungen in der Regel nicht die noch als zulässige angesehene Grenze $w_{95\%} = 0,3 \text{ mm}$.

4.2. Bruchverhalten

In Tabelle 3 sind die Bruchursachen, die Bruchschubspannungen und das Verhältnis der erreichten Bruchlast zum theoretischen Wert nach [19] aufgeführt.

Bei den Standardbalken trat entweder ein üblicher Schubbruch nach Überschreiten der Streckgrenze der Schubbewehrung oder ein Biegebruch kurz vor Erreichen der theoretischen Schubtragfähigkeit auf. Die Bruchlast entsprach im Mittel etwa 95% der theoretischen Querkrafttragfähigkeit nach [19]. Sieht man von den Probekörpern Rs I 1 und Rs I 2 ab, deren Längsbewehrung nur entsprechend der zulässigen Querkraft dimensioniert war und daher vor dem theoretischen Querkraftversagen die Streckgrenze erreichte ($\gamma = \tau_{0u}/\text{zul } \tau_0 \sim 2,0$) unterschieden sich die Bruchlasten und die Bruchursachen der Balken mit Schubzulagen des Typs A bis C nicht von denen der Standardbalken (Bild 7). Bei dieser Schubbewehrung nehmen also die anfänglich etwas geringer beanspruchten Schubzulagen (siehe Abschnitt 4.4) nach dem Fließen der Bügel die Querkraft verstärkt auf und erreichen beim Bruch ebenfalls praktisch die Streckgrenze.

Die mit Schubzulagen des Typs D und E bewehrten Balken versagten vor Erreichen der theoretischen Schubtragfähigkeit. Bei Balken Rs I 4 erreichten zwar einzelne Stäbe der Schubzulagen die Streckgrenze, die Bruchlast war jedoch insgesamt um 17% geringer als der theoretische Wert. Bei Balken Rb II 1 trat ein Verdübelungsbruch, bei Rb I 1 ein Bruch des Bügelstoßes auf. Der Grund des frühzeitigen Versagens liegt in dem schlechten Schlupfverhalten der Schubzulagen. Ihre

about 95% of the theoretical shear strength calculated according to [19]. Disregarding the test specimens Rs I 1 and Rs I 2, whose longitudinal reinforcement had been designed only for the permissible shear load and which therefore reached the yield point before theoretical shear failure ($\gamma = \tau_{0u}/\text{permissible } \tau_0 \sim 2,0$), the failure loads and failure causes for the beams with shear assemblies of types A, B and C were not different from those of the standard beams (Fig. 7.) Therefore, with this shear reinforcement, the initially somewhat less severely loaded shear assemblies (see Section 4.4) take up an increased proportion of the shear force after yielding of the stirrup steel has occurred and they likewise practically reach the yield point when failure takes place.

The beams reinforced with shear assemblies of types D and E failed before the theoretical shear strength was attained. In the case of Rs I 4 some individual bars of the shear assemblies did reach the yield point, but the failure load as a whole was 17% below the theoretical value. Dowel action failure occurred in Rb II 1, while a stirrup splice failed in Rb I 1. The reason for early failure lies in the unsatisfactory slip behaviour of these shear assemblies. Proportionally they absorbed less load than the stirrups did (Fig. 9) and, after the latter had reached their yield point relatively early, the shear deformations increased considerably.

Under comparable loading conditions there were no detectable differences between the standard beams and the test beams with simplified shear reinforcement and well anchored shear assemblies as regards the slope of the shear cracks

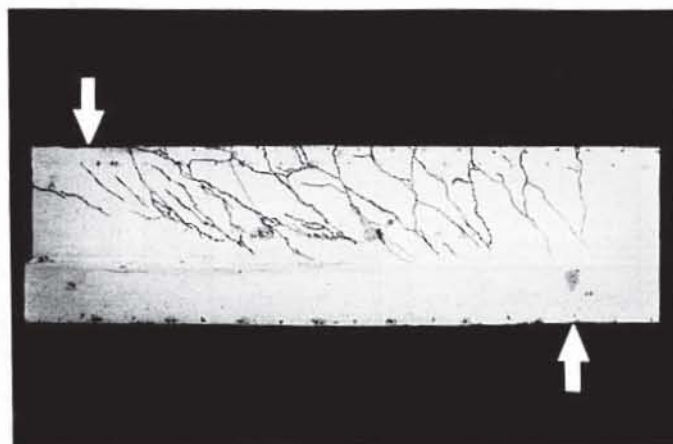
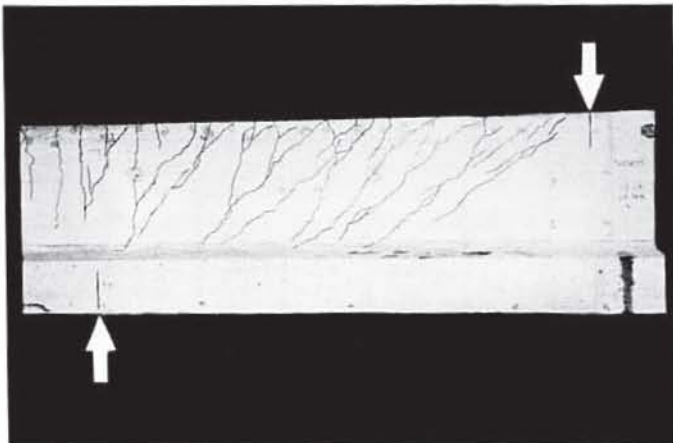


Bild 7. Bruchbilder mit nachgezeichnetem Rißverlauf
a) Balken Rb I S, rechts ($\tau_0 \sim \tau_{02}$, vierschnittige Bügel)
b) Balken Rh I I, ($\tau_0 \sim \tau_{02}$, Bügel und SZ, Typ A)

Fig. 7. Cracking patterns with cracks marked prominently,
(a) beam Rb I S, right ($\tau_0 \sim \tau_{02}$, four-leg stirrup),
(b) beam Rh I 1, left ($\tau_0 \sim \tau_{02}$, stirrups and shear assemblies type A)

Fig. 7. Illustration de fractures avec lignes de fractures retracées
a) Poutre Rb I S, droite ($\tau_0 \sim \tau_{02}$, avec étriers),
b) Poutre Rh I 1, gauche ($\tau_0 \sim \tau_{02}$, étrier et SZ, type A)

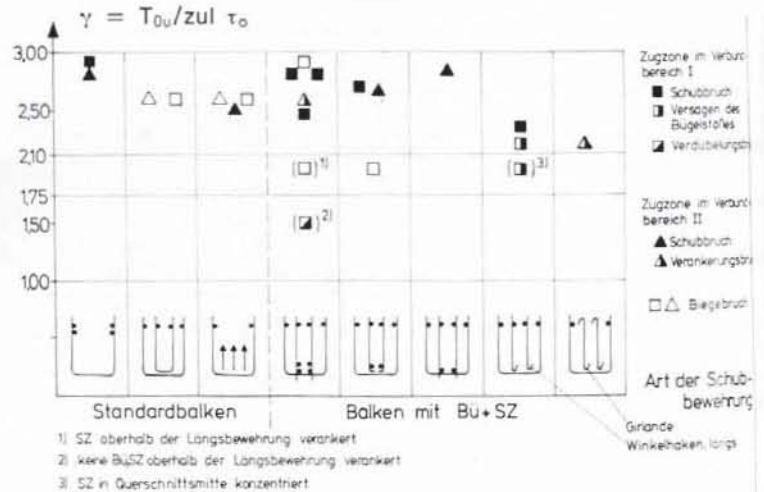


Bild 8. Schubbruchsicherheiten $\gamma = \tau_{0u}/\text{zul } \tau_0$ für verschiedene Arten der Schubbewehrung

Fig. 8. Shear safety factors $\gamma = \tau_{0u}/\text{permissible } \tau_0$ for various types of shear reinforcement

Fig. 8. Sécurité de fracture de poussée $\gamma = \tau_{0u}/\text{adm. } \tau_0$ pour différents armatures d'effort tranchant
(Bezeichnung der Ordinate: γ statt ν)

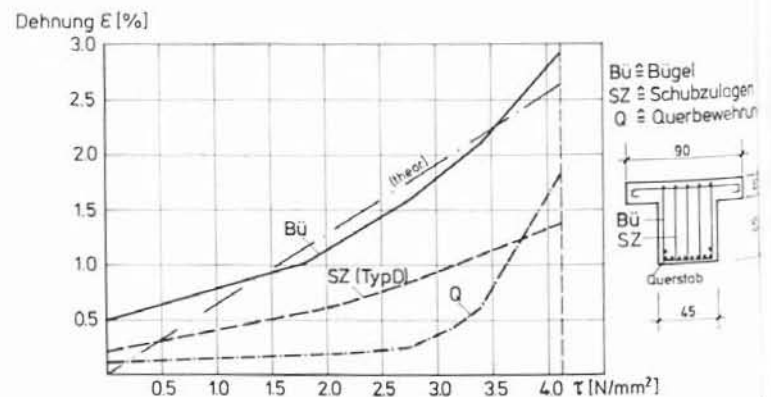


Bild 9. Mittlere Dehnung der Schubbewehrung bei Balken Rb II 1 nach 10^6 Lastwechseln in Abhängigkeit von τ_0

Fig. 9. Average strain of the shear reinforcement in beam Rb II 1 after 10^6 load cycles, plotted against τ_0

Fig. 9. L'allongement moyen de l'armature d'effort tranchant après 10^6 répétitions de charge en fonction de τ_0
(Bezeichnung der Abszisse: τ_0 statt τ)

Lastaufnahme war anteilmäßig geringer als diejenige der Bügel (Bild 9) und die Schubverformungen stiegen, nachdem die Bügel verhältnismäßig frühzeitig die Streckgrenze erreicht hatten, stark an.

Zwischen Standardbalken und Probekörpern mit vereinfachter Schubbewehrung und gut verankerten Schubzulagen waren bei vergleichbaren Belastungen hinsichtlich der Neigung der Schubrisse sowie dem aus dem Verlauf der Betonverformungen im Querkraftbereich in Höhe der Längsbewehrung ermittelten Versatzmaß keine Unterschiede festzustellen. Dies ist ein weiteres Indiz für ein gleichartiges Tragverhalten dieser Balken. Demgegenüber stellte sich bei nicht ausreichend verankerten Schubzulagen eine flachere Neigung der Druckstreben und damit eine Vergrößerung des Versatzmaßes ein.

Läßt man die Versuche Rs I 1 (Biegebruch), Rs I 2 (Schubzulagen deutlich oberhalb der Längsbewehrung verankert) und Rb I 1, rechts (Schubzulagen in Querschnittsmitte konzentriert), außer acht, beträgt die erreichte Schubbruchsicherheit in allen Fällen $\gamma \geq 2,1$ (Bild 8). Dieser Wert wird für Brüche ohne Vorankündigung i. a. als ausreichend angesehen. Die Bemessungsregeln der DIN 1045 führten jedoch bei hohen Schubspannungen zu erheblich höheren Schubbruchsicherheiten, wenn volle Schubsicherung vorhanden ist. Weiterhin überstieg die Streckgrenze der Schubbewehrung mit $\beta_s \sim 560$ bis 660 N/mm^2 deutlich den für die Bemessung vorausgesetzten Mindestwert $\beta_s = 420 \text{ N/mm}^2$, wodurch ebenfalls die Querkrafttragfähigkeit erhöht wird. Daher wird gefordert, daß die neuartige Schubbewehrung unter sonst gleichen Bedingungen eine etwa gleich hohe Schubbruchsicherheit und eine ähnliche Versagensursache wie eine konventionelle gewährleistet.

Diese Bedingungen werden nur bei Wahl von Schubzulagen der Typen A bis C (vgl. Bild 5) eingehalten. Demgegenüber ist eine Verankerung der Schubzulagen nach D und E als weniger geeignet einzustufen. Wegen der günstigeren Beurteilung dieser Verankerungen in [6] siehe Abschnitt 4.4.

and as regards the shift* of the tensile force calculated from the distribution of the concrete strains in the shear force zone at the level of the longitudinal reinforcement. This is a further indication of similar loadbearing behaviour of these beams. On the other hand, in the beams with inadequately anchored shear assemblies the struts showed a flatter inclination, thus involving an increase in the shift).

Ignoring the tests Rs I 1 (flexural failure), Rs I 2 (shear assemblies distinctly anchored above the longitudinal reinforcement) and Rb I 1, right (shear assemblies concentrated in the middle of the cross-section), the safety with respect to shear failure attained was in all cases at least ($\gamma \geq 2.1$ [Fig. 8]). This value is generally regarded as providing an adequate safety against sudden failure. The design rules given in DIN 1045, however, result in much higher factors of shear safety in cases where full "shear coverage" is provided.

Furthermore, the yield point of the shear reinforcement was approximately $560\text{--}660 \text{ N/mm}^2$ and thus notably above the minimum value of 420 N/mm^2 assumed in the design calculations, so that the shear strength was also for this reason higher than calculated. It is therefore required that the new type of shear reinforcement will, under otherwise equal conditions, ensure approximately the same safety against shear failure and a similar cause of failure as conventional shear reinforcement does.

These conditions are fulfilled only if shear assemblies of types A, B or C are used (Fig. 5). On the other hand, anchorage of the shear assemblies of type D and E must be rated as not very suitable. With regard to the more favourable assessment of these anchorages in [6] see Section 4.4.

*) The "shift" ("Versatzmaß") of the M/z diagram to obtain the tensile force diagram in the design calculations is explained in clause 18.5.2.1 of DIN 1045 (1972).