

# Erläuterung der neuen Bewehrungsrichtlinien DIN 1045, Abschnitt 18, Ausgabe 12/78

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

## I. Einleitung

### 1. Gründe für die Überarbeitung

Die DIN 1045, Ausgabe 1/1972 [1], enthielt erstmals genaue Richtlinien für die Bewehrungsführung. Daher wurde vielfach die Frage gestellt, warum bereits jetzt wieder eine Überarbeitung notwendig war. Dafür sind folgende Gründe anzuführen:

■ Der Text war teilweise schwer verständlich und redaktionell nicht immer befriedigend. Die zahlreichen Anfragen an den Auslegungsausschuß mögen dafür als Beweis dienen.

■ Einige Regeln erschienen kompliziert und widersprüchlich. Als Beispiel seien stellvertretend auch für andere Bereiche die Bestimmungen für Vollstöße durch Übergreifen mit gekrümmten Stabenden genannt (Bild 1).

	Haken, Winkelhaken	„Superhaken“	Schlaufen
Übergreifungs- länge $l_{\bar{u}}$	$1,6 \cdot a - a_0'$	$1,4 \cdot a - a_0'$ ( $18,2 d_e$ )	$1,6 \cdot a - a_0'$
Mindestmaße	$15 d_e$ , 20 cm	15 $d_e$ 20 cm $1,5 d_B$ $d_B = f(d)$	15 $d_e$ 20 cm $d_B \geq 7 d_e$ $d_B = f(\sigma_e, e, B)$
Anwendungs- bedingungen	keine Einschränkungen	nur ruhende Last $d_e \leq 14$ cm $\geq B 35$ $e \geq 10 d_e$ $e_R \geq 3 d_e$ $\geq 3$ cm	$e_{Rand} \geq 3 d_e$

Bild 1: Regeln für Vollstöße durch Übergreifen mit gekrümmten Stabenden nach DIN 1045, Ausgabe 1972, Auszug

■ In Einzelfällen bestand ein Sicherheitsrisiko. Beispielsweise enthält die Ausgabe 1/1972 keine Konstruktionsregeln für Rahmenecken. Bild 2 zeigt jedoch, daß solche Bauteile bei gebräuchlicher Führung der Bewehrung nicht immer die erforderliche Bruchsicherheit aufweisen.

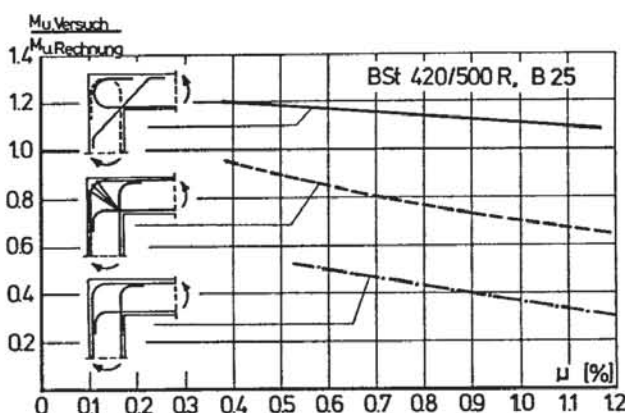


Bild 2: Wirkungsgrad von Rahmenecken (nach [4])

■ Wünschenswerte Vereinfachungen der Bewehrungstechnik wurden bisher nicht berücksichtigt. Die Regeln für die Ausbildung der Schubbewehrung waren beispielsweise ganz auf die konventionelle

Bewehrungsführung abgestellt, so daß der rationelle Einsatz großflächiger, vorgefertigter Elemente meist unterblieb.

■ Schließlich sollten die Ergebnisse der neueren Forschung der Bauwirtschaft zugänglich gemacht werden.

### 2. Ziel der Neubearbeitung

Die Neubearbeitung hatte zum Ziel, die „Mängel“ der bisherigen Fassung zu beseitigen und Regeln für den „Normalfall“ zu schaffen, die das Konstruieren erleichtern und die Rationalisierung der Bewehrungsarbeiten fördern.

Bei der Bearbeitung wurde davon ausgegangen, daß die Norm keine „Kochrezepte“ liefern kann, die in allen vorkommenden Fällen ohne Detailkenntnisse angewandt werden können und die dabei gleichzeitig das jeweils technisch Machbare beinhalten. Vielmehr wurde vorausgesetzt, daß alle in der Praxis tätigen Ingenieure einen ausreichenden Sachverstand besitzen, um die angegebenen Regeln den jeweiligen Gegebenheiten unter Beachtung der Prinzipien des Stahlbetonbaus anzupassen.

### 3. Problematik bei der Bearbeitung

Für die Neubearbeitung wurde vom DAfStb ein Arbeitsausschuß eingesetzt, dem Vertreter aus Bauindustrie, Ingenieurbüros, Bauaufsichtsbehörden und Universitäten angehörten.

Zu Beginn der Arbeiten bestand Einvernehmen, eine möglichst kurze und einfache Norm zu schaffen. Um dieses Ziel zu erreichen, wurde u. a. der Vorschlag diskutiert, eine Zweitteilung des Abschnittes 18 in Norm und Handbuch (Manual) vorzunehmen. Die Norm sollte alle Regelfälle enthalten, während das Handbuch auch Sonderfälle ausführlich behandeln sollte. Der Arbeitskreis lehnte diesen Vorschlag nach eingehender Diskussion ab. Man war der Auffassung, daß Handbücher besser durch Lehrbücher ersetzt werden sollten. Darüber hinaus sah man die Gefahr, daß das Handbuch zur Norm aufgewertet wird.

Es galt also, einen Kompromiß zu finden zwischen den unterschiedlichen Auffassungen, was als „Normalfall“ anzusehen ist und wie ausführlich die Regeln formuliert werden sollten. Dieser war naturgemäß nicht immer leicht zu erreichen. Dazu kamen noch – unvermeidlich – voneinander abweichende Auffassungen über die Bewertung praktischer Erfahrungen und von Versuchsergebnissen. Weil hierbei subjektive Gesichtspunkte mit von Bedeutung sind, mußten auch in Sachfragen Kompromisse gefunden werden.

Die Stellungnahmen zum im September 1977 veröffentlichten Entwurf der Neufassung ließen erkennen, daß insbesondere von Seiten der Praxis der Wunsch nach noch ausführlicheren Konstruktionsregeln für bestimmte Bauteile und häufig vorkommende Details bestand. Der Ausschuß sah jedoch keine Veranlassung, die vorgelegte Fassung wesentlich zu erweitern. Er empfahl jedoch, die mehrfach gewünschten Details in der Schriftenreihe des DAfStb ausführlich darzustellen. Mit den Arbeiten dafür wird in Kürze hier begonnen.

## II. Allgemeines zur Neufassung

Der Text wurde redaktionell und sachlich teilweise erheblich geändert aber auch gestrafft. Dies schien im Hinblick auf die beabsichtigte Verbesserung der Übersichtlichkeit und der Verständlichkeit unbedingt notwendig. Dabei strebte man eine klare Trennung zwischen Grundsätzen und Detailregeln an. Weiterhin sollten Verweise auf andere Abschnitte und Wiederholungen soweit als möglich vermieden werden.



Die Gliederung der Abschnitte „Verankerungen“ und „Stöße“ erschien unter diesen Gesichtspunkten besonders verbesserungsbedürftig. Zur Erzielung einer allseits befriedigenden Lösung wurden verschiedene Varianten erörtert. Nach eingehender Diskussion wurde die bisherige Trennung zwischen zug- und druckbeanspruchten Stäben verlassen und eine einheitliche Gliederung für beide Abschnitte gewählt. Auch der Abschnitt „Schubbewehrung“ wurde übersichtlicher gestaltet.

Es war notwendig, die Unterabschnitte neu zu nummerieren, die Bild- und Tabellennummern der redaktionell überarbeiteten Gesamtnorm DIN 1045 anzupassen und wegen der Neufassung von DIN 1080 Teil 3 teilweise geänderte Bezeichnungen einzuführen. Eine nur auf einzelne Abschnitte der Gesamtnorm bezogene Numerierung von Bildern und Tabellen, die der Arbeitsausschuß zur besseren Übersicht des Normenwerkes für sinnvoll ansah, war aus normungsrechtlichen Gründen leider nicht realisierbar.

Folgende Änderungen gegenüber der Fassung 1972 [1] sind hervorzuheben:

- Vereinfachung und Vereinheitlichung durch weitgehenden Verzicht auf Sonderregeln (z. B. für unterschiedliche Verankerungen),
- Erweiterung einzelner Ausführungsbestimmungen (z. B. für den Stoß der Längsbewehrung und der Bügel),
- stellenweise Ergänzungen, um Sicherheitsrisiken abzubauen (z. B. für Rahmenecken),
- Einführung von Schubzulagen und Stabbündeln als neue Bewehrungselemente. Die entsprechenden Regeln wurden in eigenen Abschnitten zusammengefaßt.
- Einarbeitung der „Ergänzenden Bestimmungen“ zu DIN 1045, Fassung April 1975 [2], und der Auslegungen [3], soweit sie den Abschnitt 18 betreffen.

Die Konstruktionsregeln gelten für das zur Zeit übliche Sicherheitsniveau, insbesondere hinsichtlich der Sicherheitsbeiwerte, Lastannahmen und Annahmen zur Berechnung der Schnittgrößen. Ein Abbau der sog. versteckten Reserven durch bessere Anpassung der rechnerischen Lasten und/oder der Rechenverfahren an die wirklichen Verhältnisse würde andere, in der Regel höhere Anforderungen an die Bewehrungsführung und somit eine erneute Überarbeitung der Richtlinien erforderlich machen.

### III. Erläuterung und Begründung der Konstruktionsregeln

#### 18.1 Geltungsbereich

Der Geltungsbereich des Abschnittes 18 wurde sachlich und redaktionell den derzeitigen Gegebenheiten angepaßt.

DIN 1045 gilt nur für Betonstähle nach DIN 488 oder nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen. Daher erschien ein Hinweis, daß Ankerschienen nicht als Bewehrung angesehen werden dürfen, entbehrlich.

DIN 488 enthält auch Rippenstahl der Güte BSt 220/340 U. Dieser wurde bisher jedoch nicht hergestellt, weshalb es vertretbar erschien, auf die Erarbeitung von Sonderregeln zu verzichten.

Für vorgefertigte ebene Bewehrungen, die an den Kreuzungsstellen in einer anderen Weise als durch Schweißen verbunden sind (z. B. durch Kunststoffknoten), gelten die für Stabstahl angegebenen Regeln. Da dies als selbstverständlich angesehen wird, wurde der in [1] vorhandene Hinweis gestrichen.

Doppelstäbe geschweißter Betonstahlmatten sind zwar streng genommen als Stabbündel anzusehen, ihre Anwendung wird jedoch aus praktischen Gründen nicht im Abschnitt 18.11 (Stabbündel), sondern zusammen mit den Einzelstäben geregelt.

#### 18.2 Stababstände

Der lichte Abstand gleichlaufender Bewehrungsstäbe soll so groß sein, daß alle Stäbe dicht mit Beton umhüllt werden und eine ausreichende Betonfläche zur Überleitung der Kräfte aus dem Beton in den Stahl bzw. umgekehrt zur Verfügung steht.

Es bestand keine Veranlassung, den lichten Mindestabstand gegenüber bisher zu verändern. Er beträgt im allgemeinen 2 cm und darf nicht kleiner als der Stabdurchmesser  $d_s$  sein.

Abweichend davon und abgesehen von den zu stoßenden Stäben im Bereich von Übergreifungsstößen (siehe Abschnitt 18.6.3.1) dürfen sich Doppelstäbe geschweißter Betonstahlmatten berühren. Wie Versuche gezeigt haben, kann man bei diesen Matten voraussetzen, daß die Doppelstäbe vollständig mit Beton umhüllt werden, wenn dem Stand der Technik entsprechend betoniert wird. Außerdem werden Doppelstabmatten nur mit verhältnismäßig dünnen Stabdurchmessern und in der Regel großen Maschenweiten hergestellt, so daß günstige Verhältnisse hinsichtlich der Überleitung der Kräfte aus dem Stahl in den Beton und umgekehrt vorliegen. Für Stabbündel gelten gesonderte Regeln (siehe Abschnitt 18.11.2).

Aus [3] wurde die Regelung übernommen, wonach der Abstand zwischen einem Einzelstab und einem an die Querbewehrung (z. B. einen Bügel) angeschweißten Längsstab mit  $d_s \leq 12$  mm beliebig klein sein darf, bzw. sich die Stäbe auch berühren dürfen. Diese Regel gilt nach Ansicht der Verfasser, ohne daß die Norm ausdrücklich darauf hinweist, auch für lediglich angebundene Rippenstäbe. Die Stabanhäufung wird dabei nicht als ein Stabbündel angesehen, da bei dünnen Einzelstäben etwa die gleichen Verhältnisse wie bei Doppelstabmatten vorliegen und bei dicken Einzelstäben der Einfluß des angeschweißten Längsstabes auf den Vergleichsdurchmesser  $d_{sv}$  der Stabanhäufung (siehe Abschnitt 18.11) vergleichsweise gering ist. Verlegen ohne Abstand ist natürlich auch zulässig, wenn der Durchmesser des angeschweißten Längsstabes mehr als 12 mm beträgt, allerdings sind dann die Regeln für Stabbündel (Abschnitt 18.11) einzuhalten.

Die in [1] noch aufgeführten lichten Stababstände bei Stabpaaren geschweißter Betonstahlmatten (mindestens 2 cm und nicht mehr als  $(5-d_s)$  cm) entfielen, da Stabpaare in der Praxis nicht ausgeführt wurden.

### 18.3 Biegungen

#### 18.3.1 Zulässige Biegerollendurchmesser

Für die Mindestwerte der Biegerollendurchmesser können entweder die Biegefähigkeit des Stahles oder die dem Beton zumutbaren Pressungen im Bereich der Krümmung maßgebend sein.

Die in Tabelle 18, Zeilen 2 und 3, aufgeführten Biegerollendurchmesser  $d_{br}$  sind ausschließlich durch die Biegefähigkeit des Stahles bestimmt. Da diese durch die moderneren Herstellungsverfahren verbessert wurde, dürfen Rippenstäbe der Güte BSt 420/500 und BSt 500/550 mit  $d_s < 20$  mm generell mit  $d_{br} \geq 4 d_s$  gebogen werden. Dies ist bei einer zukünftigen Überarbeitung der DIN 488 zu beachten.

Die Biegerollendurchmesser von Aufbiegungen (Tabelle 18, Zeilen 5 und 6) werden durch die dem Beton zumutbaren Pressungen im Bereich der Krümmung bestimmt. Sie wurden in der Regel gegenüber bisher nicht verändert. Allerdings darf jetzt der Biegerollendurchmesser aufgrund der Versuche [4] und auf Wunsch der Praxis auf  $d_{br} = 10 d_s$  vermindert werden, wenn die seitliche Betondeckung und der Achsabstand der Stäbe mindestens 10 cm und mindestens  $7 d_s$  betragen (Tabelle 18, Fußnote 32). Damit soll ein seitliches Abplatzen der Betondeckung bzw. Aufspalten der Querschnitte infolge der erhöhten Pressungen verhindert werden. Noch kleinere  $d_{br}$ -Werte wären zwar bei Rahmenecken in Sonderfällen möglich, könnten aber nur unter Beachtung zusätzlicher Randbedingungen, insbesondere einer verstärkten Spaltbewehrung, zugestanden werden.

Werden die Stäbe mehrerer Bewehrungslagen an einer Stelle abgebogen, wie es z. B. in Rahmenecken der Fall sein kann, sind die Biegerollendurchmesser der inneren Bewehrungslagen gegenüber den Tabellenwerten um 50 % zu vergrößern. Dadurch soll die ungünstige Wirkung aus einer Überlagerung der Spaltzugkräfte abgemindert werden. Diese Regel gilt auch, wenn die Bedingungen der Fußnote 32 eingehalten sind. In diesem Fall muß der Biegerollendurchmesser der Stäbe der inneren Bewehrungslage wenigstens  $15 d_s$  betragen.

Zur Vermeidung von Mißverständnissen sei noch darauf hingewiesen, daß die Werte der Zeile 5 nur gelten, wenn beide in Spalte 1 angegebenen Bedingungen gleichzeitig eingehalten sind, die Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene also  $> 5$  cm und  $> 3 d_s$  ist.

#### 18.3.2 Biegungen an geschweißten Bewehrungen

Das Biegen an Schweißstellen sollte wegen der durch das Schweißen hervorgerufenen Gefügeänderungen im Stahl und einer erhöhten Kerbwirkung möglichst vermieden werden. Dieser Grundsatz



läßt sich jedoch nicht immer befolgen, so daß entsprechende Regeln aufgenommen wurden. Sie gelten sowohl für Bewehrungsstäbe, die nach DIN 4099 geschweißt werden, als auch für geschweißte Betonstahlmatten nach DIN 488. Wird die Schweißung nach dem Biegen der Stäbe ausgeführt, gilt Abschnitt 18.3.1 ohne Einschränkungen. Allerdings müssen selbstverständlich die werkstoffspezifischen Gegebenheiten (Schweißbeignung, mögliche Entfestigung u. a.) und eventuelle Zusatzbeanspruchungen des gebogenen Stabes durch angeschweißte Teile beachtet werden.

Die Biegerollendurchmesser nach Tabelle 18 dürfen für nach dem Schweißen hergestellte Krümmungen verständlicherweise nur dann angewandt werden, wenn der Abstand zwischen Krümmungsbeginn und Schweißstelle ausreichend groß ist, um eine Dehnung oder Stauchung im Bereich der Schweißstelle zu verhindern. Hierfür wurde für Matten und Stabstahl ein Wert von  $4 d_s$  als ausreichend angesehen. Die Unterschreitung dieses Abstandes bzw. Biegen an der Schweißstelle ist nur in den folgenden Fällen zulässig:

- „bei vorwiegend ruhender Belastung bei allen Schweißverbindungen, wenn der Biegerollendurchmesser mindestens  $20 d_s$  beträgt,
- bei nicht vorwiegend ruhender Belastung bei Betonstahlmatten, wenn der Biegerollendurchmesser bei auf der Krümmungsaußenseite liegenden Schweißpunkten mindestens  $100 d_s$ , bei auf der Krümmungsinnenseite liegenden Schweißpunkten mindestens  $500 d_s$  beträgt.“

Zwischen Matten und Stabstahl wird also unter vorwiegend ruhender Belastung nicht mehr unterschieden. Dies ist aufgrund neuerer Versuchsergebnisse [5, 6] mit den heutigen handelsüblichen Stählen berechtigt. Für Stabstähle unter nicht vorwiegend ruhender Belastung wurde nach eingehender Beratung nicht von der bisherigen Regelung abgewichen, wonach Krümmungen im Bereich einer Schweißstelle unzulässig sind. Ebenso sind die für Matten vorliegenden Versuche nicht ausreichend, um Vergünstigungen gegenüber bisher rechtfertigen zu können, und es bestand kein Anlaß, ein Risiko einzugehen.

#### 18.4 Zulässige Grundwerte der Verbundspannungen

Das Verhalten eines Traggliedes aus Stahlbeton wird bekanntlich u. a. von der Güte des Verbundes zwischen Stahl und Beton bestimmt. Darüber hinaus ist zur Aufstellung von Rechenregeln beispielsweise für die Verankerung von Bewehrungsstäben die Kenntnis der Verbundspannungen nach Höhe und Verteilung entlang der Verankerungslänge erforderlich.

Der Verbund zwischen Stahl und Beton wird durch zahlreiche Parameter beeinflusst. Als wesentlich sind zu nennen die Oberflächenprofilierung der Stäbe, Betonfestigkeit, Querpressung bzw. Behinderung der Querdehnung des Betons und die Lage der Bewehrungsstäbe beim Betonieren. Die Verbundspannungen sind entlang der Verankerungslänge i. a. nicht konstant [7]. Bei Kurzzeitbelastung bis etwa in Höhe der Gebrauchslast treten im Bereich der Krafteinleitung die höchsten Werte auf. Sie nehmen in etwa geradlinig bis zum Ende der Krafteinleitung ab. Dauer- oder Schwelllasten bewirken einen Abbau der Spitzenwerte und eine Annäherung an eine gleichmäßige Verteilung der Verbundspannungen. Im Bruchzustand schließlich verlagern sich die maximalen Verbundspannungen in Richtung Verankerungsende. Zur Vereinfachung wird jedoch, wie schon bisher, eine konstante Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verankerungslänge angenommen.

Bei den heute überwiegend benutzten Rippenstäben werden die zu verankernden Kräfte hauptsächlich an den Rippen in den Beton eingeleitet. Die zwischen den Rippen liegenden Betonkonsolen werden auf Biegung beansprucht und weisen bei hoher örtlicher Belastung Risse auf (siehe Bild 3 nach [9], das für die Verankerung eines auf Zug beanspruchten Stahlbetonstabes gilt). Die zur Stabachse parallelen Kraftkomponenten bewirken die Änderung der Stabkraft, die radialen erzeugen ähnlich wie ein Innendruck Querpressungen, welche die Betondeckung auf Zug beanspruchen (Spaltzug- bzw. Sprengkräfte).

Die insgesamt im Verankerungsbereich auftretenden Spaltzugkräfte betragen nach Versuchen und theoretischen Überlegungen etwa das 0,15- bis 0,20fache der eingeleiteten Stabkraft [8, 10]. Ihre Verteilung entlang der Verankerungslänge entspricht in erster Näherung derjenigen der Verbundspannungen. Die Spaltkräfte erzeugen bei entsprechend hohen Betonzugspannungen einzelne radial verlaufende Risse; bei mehreren in engen Abständen nebeneinan-

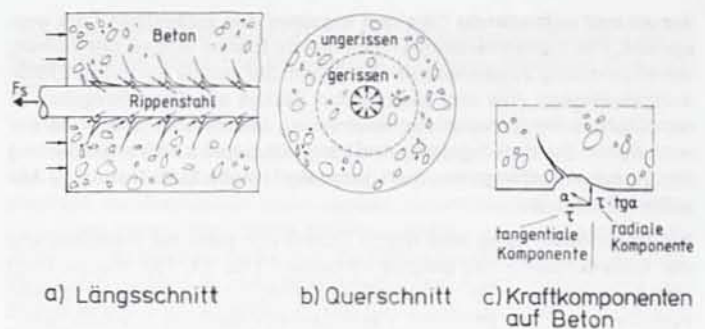
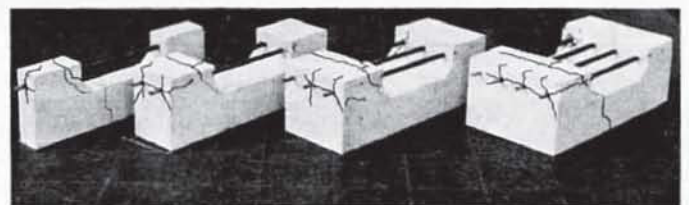
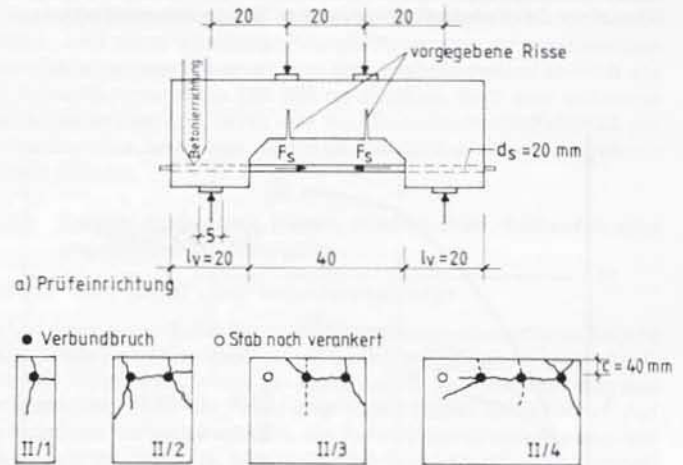


Bild 3: Kräfte zwischen Rippenstahl und Beton (nach [9])



b) Bruchbilder

Bild 4: Risse im Verankerungsbereich (nach [10])

der liegenden Stäben wird die gesamte Betondeckung abgesprengt (Bild 4). Die Gefahr der Spalttrißbildung wird verständlicherweise mit abnehmenden Werten für die Betondeckung und den Stababstand sowie bei fehlender Querbewehrung größer. Bei kurzen Verankerungslängen und/oder großer Betondeckung bzw. starker Querbewehrung kann der Verbund durch Herausziehen der Stäbe überwunden werden.

Die zulässigen Grundwerte der Verbundspannungen wurden aus Versuchen mit Ausziehkörpern abgeleitet, bei denen der Verbundbruch durch Herausziehen der Stäbe erfolgte [8]. Sie wurden in Übereinstimmung mit [1] so festgelegt, daß am Beginn einer Verankerung (Krafteinleitung) im Gebrauchszustand die Einhaltung der zulässigen Rißbreiten und eine mindestens 2,1fache Sicherheit gegenüber Erreichen von kritischen Gleitungen gewährleistet ist. Die Grundwerte für Rippenstäbe sind verhältnismäßig gering, um auch Spalttriße bzw. Betonabplatzungen unter „normalen“ Verhältnissen auszuschließen.

Die zulässigen Grundwerte gelten nur unter der Voraussetzung, daß der Verbund während des Erhärtens des Betons z. B. durch Hin- und Herbewegen der Bewehrung oder Erschütterungen nicht ungünstig beeinflusst wird. Dieser Hinweis erschien insbesondere im Hinblick auf die beim Bau mit Gleit- oder Kletterschalungen vorliegenden Verhältnisse erforderlich [11]. Kann eine Störung des Verbundes nicht ausgeschlossen werden, ist die zu erwartende Abminderung der nutzbaren Verbundspannung durch Versuche zu bestimmen.

Die in [1] geforderte Abminderung von zul.  $\tau_1$  bei nicht vorwiegend ruhender Belastung entfällt. Diese Regelung ist für Verankerungen und Übergreifungsstöße von Rippenstäben mit geraden Stabenden durch die Versuche [12,13] begründet. Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse wurde davon ausgegangen, daß die mehrere Mil-



tionen mal auftretende Oberlast maximal der zulässigen Last entspricht. Für Hakenverankerungen wurde bisher wegen der hohen, der Krümmung zugewiesenen Kraft und der relativ geringen Ermüdungsfestigkeit des eng gebogenen Stabes ein Ermüdungsbruch des Stahles im Bereich der Krümmung befürchtet. Diese Gefahr wird durch die Verringerung des Hakenabzuges und Vergrößerung der geraden Vorlänge deutlich gemindert (siehe Erläuterung zu Abschnitt 18.5.2.2).

Die Verbundwirkung wird durch Querdruck oder bei Behinderung der Querdehnung des Betons verbessert [10, 14, 15]. Hierzu zeigt Bild 5 ein Beispiel. Es schien wenig sinnvoll, zul.  $\tau_1$  in Abhängigkeit vom Querdruck zu variieren. Vereinfachend darf zul.  $\tau_1$  um 50 % höher angenommen bzw. die Verankerungslänge um  $\frac{1}{3}$  verkürzt werden, wenn die Querdehnung des Betons allseits durch Querdruck oder durch eine große Betondeckung ( $c_s \geq 10 d_s$ ), die durch eine Bewehrung gesichert sein muß, behindert wird. Eine allseitig große Betondeckung liegt beispielsweise oft für die in einem Fundament oder einer Deckenscheibe verankerte Stützenbewehrung vor.

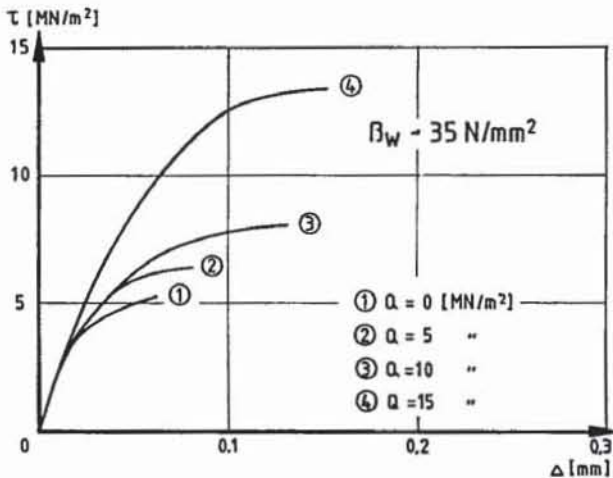


Bild 5: Einfluß von Querdruck auf das Verbundverhalten von Rippenstäben (nach [14])

Bei Verankerungen an direkt gelagerten Endauflagern wurde der günstige Einfluß des Querdrucks bisher schon berücksichtigt, da die Verankerungslänge hier nur zwei Drittel des sonst geforderten Wertes betragen mußte. Da es sinnvoll erschien, diese Regelung beizubehalten (Abschnitt 18.7.4), konnte für diesen Fall keine weitere Vergünstigung eingeführt werden.

Für die Festlegung der erforderlichen Länge von Übergreifungsstößen ist in der Regel nicht die Begrenzung der Verschiebungen zwischen Stahl und Beton, sondern die Sicherung gegen Betonabplatzungen maßgebend (siehe Erläuterungen zu Abschnitt 18.6.3). Daher hängen die zulässigen Verbundspannungen bzw. die Übergreifungslänge außer von der Betondeckung auch vom Abstand der Stöße ab. Eine Erhöhung von zul.  $\tau_1$  beispielsweise als Funktion der Betondeckung hätte nicht ohne zusätzliche Bedingungen zugestanden werden können. Aus Gründen der Einfachheit wurde daher darauf verzichtet.

Der Einfluß der Lage der Bewehrungsstäbe beim Betonieren wird wie bisher durch Angabe von zwei Verbundbereichen berücksichtigt. Allerdings wurde der Anwendungsbereich für guten Verbund (Verbundbereich I nach neuer Bezeichnung) erweitert. Er gilt nunmehr auch für flacher als  $45^\circ$  gegen die Waagerechte geneigte Stäbe, wenn sie beim Betonieren höchstens 25 cm über der Unterkante des Frischbetons liegen. Diese Erweiterung erschien zulässig, weil die Rechenwerte der Verbundspannungen des Bereichs I aus Ausziehversuchen mit dicken, mittig in 20 cm hohen Körpern liegenden Stäben abgeleitet wurden.

Bild 6 zeigt den Unterschied zwischen der bisherigen und der neuen Regelung. Er gilt für Stäbe, die beim Betonieren weniger als  $45^\circ$  gegenüber der Waagerechten geneigt sind. Dargestellt ist der maximal zulässige Abstand von der Frischbetonunterkante für im guten Verbundbereich I liegende Bewehrungen in Abhängigkeit von der Querschnittsdicke. Stäbe, die im gestrichelten Bereich liegen, zählen nunmehr zum Verbundbereich I, während sie bisher zum Bereich II gehörten. Die bisherige Bedingung ③ (Stäbe in der unteren

Querschnittshälfte liegend) konnte entfallen, da sie nur in einem sehr kleinen Bereich maßgebend gewesen wäre.

Horizontale Stäbe in Bauteilen, die im Gleitbauverfahren hergestellt werden, sind zukünftig dem ungünstigen Verbundbereich II zuzuordnen, da hier eine Störung des Verbundes während des Erhärtens des Betons auch bei sorgfältiger Bauausführung nicht ausgeschlossen werden kann. Bisher wurden diese Stäbe meist als im guten Verbundbereich liegend angesehen.

Bei Fertigteilen mit  $d > 30$  cm (z. B. Stützen), die liegend hergestellt werden, müßten bei der Ermittlung der Verankerungslänge unterschiedliche Verbundbereiche für die unten- bzw. obenliegenden Stäbe beachtet werden. Der Arbeitsausschuß sah es als zulässig an, für beide Bewehrungslagen mit dem Mittelwert der für die Verbundbereiche I und II geltenden Verbundspannungen immer dann zu rechnen, wenn der Abstand der oberen Stäbe von der Frischbetonunterkante den Grenzwert von 25 cm nur geringfügig überschreitet. Man sah jedoch keine Veranlassung, einen Grenzwert für die Mittelbildung oder Dicke der Fertigteilstützen in die Norm aufzunehmen. Anderenfalls hätten weitere Ausnahmen in großer Zahl ebenfalls geregelt werden müssen. Man war sich darüber im klaren, daß „unsteifige“ Regeln immer Zwangspunkte beinhalten, „stetige“ Regeln jedoch nicht immer zu einer Vereinfachung der Norm führen.

## 18.5 Verankerungen

Verankerungen von Bewehrungsstäben können an beliebiger Stelle des Bauteils und in vielfältiger Form ausgeführt werden. Sie dürfen aber das Verhalten des Bauteils unter Gebrauchs- und Bruchlast nicht ungünstig beeinflussen. Die angegebenen Konstruktionsregeln berücksichtigen diese Gesichtspunkte. Sie gewährleisten im Gebrauchszustand ein befriedigendes Reiß- bzw. Verschiebungsverhalten im Verankerungsbereich sowie eine ausreichend hohe Bruchsicherheit ( $\gamma \geq 2,1$ ) gegenüber Versagen des Verbundes infolge Ausziehens der Stäbe oder durch Abplatzen der Betondeckung.

Die bei Verankerungen von Rippenstäben mit geraden Stabenden vorliegenden Verhältnisse wurden bereits im Abschnitt 18.4 beschrieben. Bei glatten und profilierten Stäben beruht der Verbund überwiegend auf Haftung zwischen Beton und Stahl bzw. nach Gleitbeginn auf der Reibung des Stabes im „Betonkanal“. Beide Wirkungen können je nach Oberflächenbeschaffenheit des Stabes gering sein bzw. durch Dauer- oder nicht ruhende Belastung weitgehend aufgehoben werden. Daher sind an den Enden solcher Stäbe unbedingt Haken oder Schlaufen anzubringen oder andere gleichwertige Verankerungen (Ankerplatten, angeschweißte Stäbe) vorzusehen.

Bei Rippenstäben können zur Verkürzung der Verankerungslänge auch Winkelhaken angeordnet werden. Dies scheint gerechtfertigt, weil durch die Rippfung (erhöhter Verbund) die günstige Wirkung der Krümmung schon bei einer  $90^\circ$ -Biegung sichergestellt werden kann. Durch die konzentrierte Krafteinleitung werden im Bereich von Krümmungen bzw. angeschweißten Stäben jedoch, wie an frü-

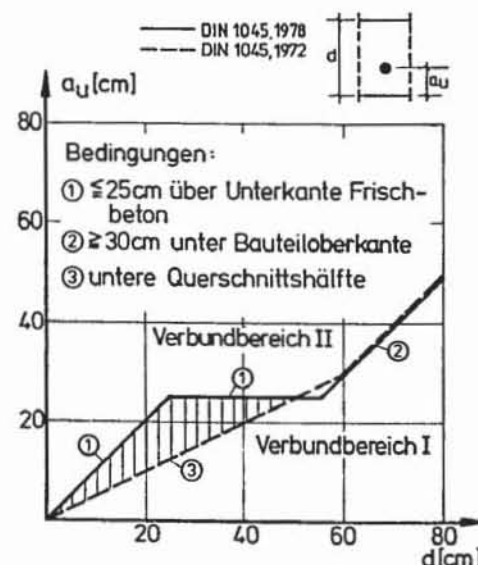


Bild 6: Definition der Verbundbereiche nach DIN 1045, Ausgabe 1972, und Neufassung, Ausgabe 1978, gültig für waagerechte Bewehrungsstäbe



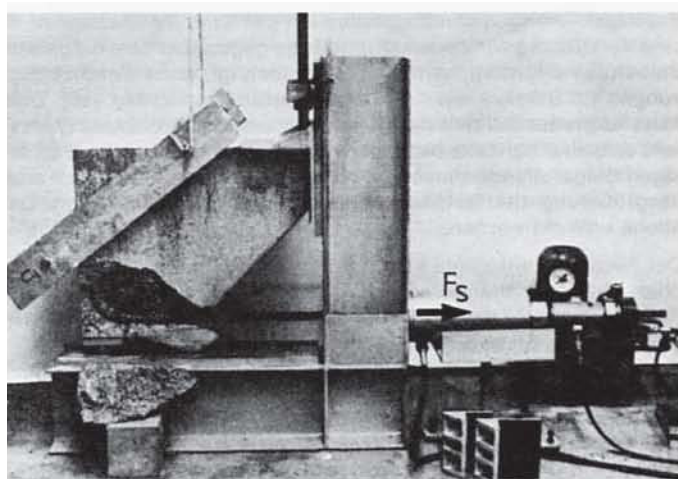


Bild 7: Betonabplatzungen im Bereich der Hakenkrümmung (nach [16])

herer Stelle schon ausgeführt, örtlich hohe Pressungen und daraus resultierend Spaltzugkräfte geweckt, die Betonabplatzungen hervorrufen können (Beispiel Bild 7).

Um für alle Ankertypen einfache und einheitliche Regeln zu erhalten, wurde die Gleitung des Stahles am Verankerungsbeginn als Bemessungskriterium gewählt. Es wäre nicht zu begründen, warum beispielsweise für Haken andere Bedingungen als für Rippenstahl mit geradem Stabende gelten sollten. Bild 8 enthält einige Informationen hierzu.

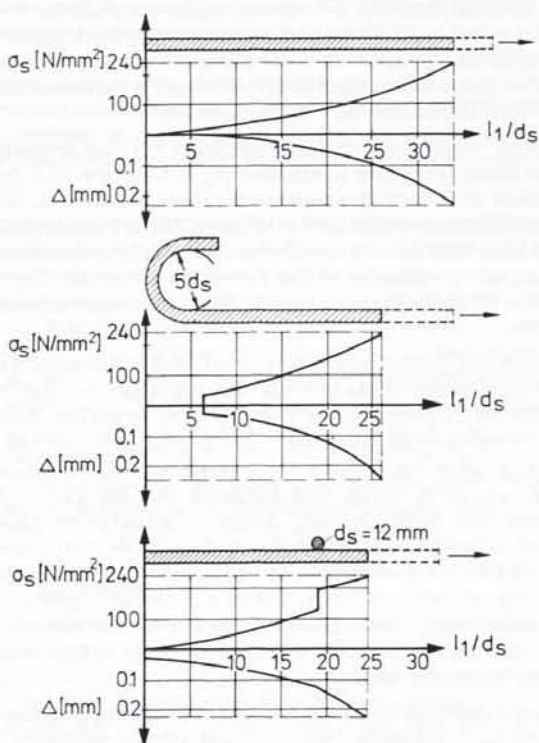


Bild 8: Verlauf der Stahlspannung  $\sigma_s$  und der Verschiebung  $\Delta$  entlang der Verankerungslänge  $l_1$  für B 25,  $d_s = 16$  mm und verschiedene Verankerungen (nach [17])

Um die notwendige Sicherheit gegenüber Betonabplatzungen zu gewährleisten und die Breite von eventuell auftretenden Längsrisen zu begrenzen, wird i. a. im Verankerungsbereich eine Querverbewehrung gefordert bzw. sind bei konzentrierter Lasteinleitung an gekrümmten Stabenden und/oder angeschweißten Querstäben zusätzliche Bedingungen (siehe Abschnitt 18.5.2.3 und zugehörige Erläuterungen) zu beachten.

### 18.5.1 Grundsätze

Neben dem Anwendungsbereich der einzelnen Verankerungselemente, der gegenüber [1] nicht verändert ist, enthält der Abschnitt

„Grundsätze“ Hinweise für die Verankerung von glatten und profilierten Stäben sowie von Stabstählen mit angeschweißten Querstäben.

Glatte und profilierte Stäbe sind, wie bereits gesagt, mit Endhaken zu versehen. Bei druckbeanspruchten Stäben wirken sich Endhaken jedoch bekanntlich ungünstig aus, weil das Ausknicken des Stabteils vor dem Haken durch dessen Exzentrizität begünstigt wird [17]. Dem Vorschlag, Haken bei Druckstäben zu verbieten, wurde jedoch nicht gefolgt, da dann glatte Stäbe bei einer möglichen Zugbeanspruchung (z. B. in Katastrophenfällen) nicht ausreichend verankert wären. Man sieht den Haken bei Druck als das geringere Übel an. Bei Verwendung von druckbeanspruchten Rippenstäben sollte man jedoch auf die Anordnung von Haken oder Winkelhaken tunlichst verzichten.

Neu geregelt wurde das Verankern mittels angeschweißter Querstäbe nach DIN 488 bzw. DIN 4099 Teil 1 (Kreuzungsstoß). Dabei mußten für Stabstähle eine Mindestscherfestigkeit der Schweißknoten und eine Mindestaufstandsfläche des angeschweißten Querstabes gefordert werden, um den Gleitwiderstand ähnlich wie bei Schweißungen nach DIN 488 zu erhalten. Dort sind definierte Durchmesserkombinationen und die Mindestscherfestigkeiten der Schweißknoten festgelegt, während DIN 4099 diesbezüglich keine Regeln enthält.

### 18.5.2 Gerade Stabenden, Haken, Winkelhaken, Schlaufen oder angeschweißte Querstäbe

#### 18.5.2.1 Grundmaß $l_0$ der Verankerungslänge

Mit  $l_0$  (bisher  $a_0$ ) wird das Grundmaß der Verankerungslänge für voll ausgenutzte Bewehrungsstäbe mit geraden Stabenden bezeichnet. Es ist für Einzelstäbe sowie für geschweißte Betonstahlmatten aus gerippten Stäben in der Regel gegenüber bisher unverändert. Auf die mögliche Verkürzung von  $l_0$  bei behinderter Querdehnung des Betons wurde schon in Abschnitt 18.4 hingewiesen. Zur Vermeidung von Fehlinterpretationen wurde in Gleichung (21)  $\gamma$  als rechnerischer Sicherheitsbeiwert definiert, der unabhängig von der Stahldehnung  $\epsilon_s$  zu  $\gamma = 1,75$  anzunehmen ist. Bei Doppelstabmatten ist  $l_0$  auf den Durchmesser  $d_{s,v} = \sqrt{2} \cdot d_s$  des querschnittsgleichen Einzelstabes zu beziehen, weil dieser ein Maßstab für die eingeleitete Zugkraft und damit für die im Verankerungsbereich auftretenden Verbund- und insbesondere Sprengkraft ist.

Im Zusammenhang mit der Verankerung von geschweißten Betonstahlmatten aus glatten oder profilierten Stäben wird auf die Erläuterungen zu Abschnitt 18.5.2.2 verwiesen.

#### 18.5.2.2 Verankerungslänge $l_1$

Bild 9 zeigt die nach [1] erforderliche Verankerungslänge  $l_1$  (bisher  $a$ ) in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse für im guten Verbundbereich I liegende gerippte Zugstäbe. Für die verschiedenen Verankerungselemente galten sehr unterschiedliche Regeln, die aus Versuchsergebnissen unter Anwendung unterschiedlicher Beurteilungsmaßstäbe abgeleitet wurden. Für Haken oder Winkelhaken durfte die für gerade Stabenden notwendige Verankerungslänge um  $20 d_s$  verkürzt werden. Bei Schlaufen ergab sich die Ver-

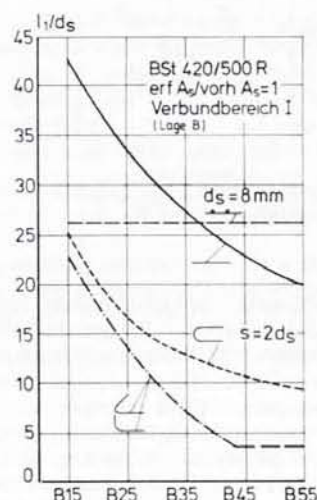


Bild 9: Verankerungslänge  $l_1$  für Zugstäbe in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse B nach DIN 1045, Ausgabe 1972



ankerungslänge aus dem einzuhaltenden Biegerollendurchmesser. Bei geschweißten Betonstahlmatten schließlich wurde die Verankerungslänge je nach Art der Profilierung der Drähte durch eine vorgegebene Zahl angeschweißter Querstäbe bestimmt.

Um diesen unbefriedigenden Zustand zu beseitigen, wird nunmehr gefordert, daß die Verschiebung am Verankerungsbeginn im Gebrauchs- und Bruchzustand bei allen Ausführungsformen der Rippenstahlverankerung mit derjenigen von geraden Stabenden in etwa übereinstimmen muß (vergl. Erläuterungen zu Abschnitt 18.5). Diese Bedingung wird bei Haken, Schlaufen usw. am besten durch eine prozentuale Abminderung der geraden Verankerungslänge gemäß

$$l_1 = \alpha_1 \cdot l_0 \cdot \text{erf } A_s / \text{vorh } A_s$$

erfüllt [17]. Der Beiwert  $\alpha_1$  ist in Tabelle 20 festgelegt und beträgt bei Zugstäben je nach Ausbildung der Verankerung 1,0 bis 0,5. Selbstverständlich muß die Mitwirkung einer Krümmung oder von angeschweißten Stäben nicht zwingend berücksichtigt werden. Bei Druckstäben werden Krümmungen aus den vorher genannten Gründen wie bisher nicht berücksichtigt.

In Gleichung (22) wurde entgegen der bisherigen Regelung kein auf das Grundmaß  $l_0$  bezogener Mindestwert ( $l_1 \geq 1/3 \cdot \alpha_1 \cdot l_0$ , bisher  $1/3 a$ ) festgelegt, da bei geraden Stabenden der Mindestwert  $l_1 \geq 10 d_s$  in der Regel durchschlägt bzw. bei Stäben mit Abkrümmungen der gerade Teil ohne Not zu groß würde. Der Mindestwert  $10 d_s$  soll hauptsächlich mögliche Verlegeungenauigkeiten berücksichtigen. Daher sah es der Ausschuß als zulässig an, auch bei Matten aus Doppelstäben entgegen den sonstigen Regeln das Mindestmaß wie bisher auf den Durchmesser des Einzelstabes zu beziehen. Dies gilt auch für die in den Abschnitten 18.6.3.2 (Gleichung (24)), 18.7.4 (Gleichungen (27) und (28)) und 18.7.5 angegebenen, auf den Stabdurchmesser bezogenen Mindestmaße.

Bild 10 zeigt die nach der Neufassung erforderliche Verankerungslänge, wobei die gleichen Bedingungen wie in Bild 9 zugrunde gelegt wurden. Für gerade Stabenden ergeben sich keine Änderungen gegenüber bisher. Der Einfluß gekrümmter Stabenden wird aber insgesamt geringer als bisher eingeschätzt. Die Berechtigung hierfür ist durch zahlreiche Versuche nachgewiesen, und der Anteil von Krümmungen könnte nur dann wesentlich höher angesetzt werden, wenn man bereit wäre, größere Gleitungen am Verankerungsbeginn in Kauf zu nehmen. Bei geschweißten Betonstahlmatten aus gerippten Stäben sind vielfach kürzere Verankerungen als bisher ausführbar.

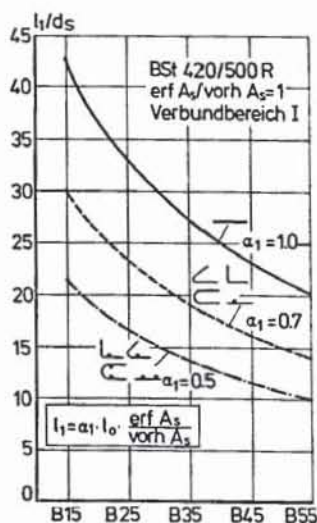


Bild 10: Verankerungslänge  $l_1$  für Zugstäbe in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse B nach Neufassung DIN 1045, Ausgabe 1978

Das Last-Gleitweg-Gesetz (Schlupfverhalten) von Haken, Winkelhaken oder Schlaufen ändert sich bei gleichem Biegerollendurchmesser nicht wesentlich [19]. Daher sieht die Neufassung gleiche Bemessungsregeln für diese Verankerungselemente vor und verzichtet wegen der vergleichsweise geringen, der Krümmung zugewiesenen Kraft auf besondere Nachweise für Schlaufen. Die angegebenen Beiwerte  $\alpha_1$  gelten sowohl für liegende als auch für stehende Schlaufen. Für Haken und Winkelhaken wurde der Überstand nach der Krümmung zur Vereinfachung einheitlich auf  $\bar{u} \geq 5 d_s$  festgelegt, was hauptsächlich aus biegetechnischen Gründen sinnvoll ist.

Bei Verankerungen von Zugstäben mit gekrümmten Stabenden ist eine Verkürzung der Verankerungslänge gegenüber dem für gerade Stabenden erforderlichen Wert nur berechtigt, wenn Betonabplatzungen im Bereich der Krümmung verhindert werden [16]. Dies kann entweder durch eine Anpassung des Biegerollendurchmessers an die vorhandene Betondeckung oder, falls die minimal zulässigen Biegerollendurchmesser verwendet werden, u. a. durch eine Vergrößerung der Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene erreicht werden.

Der Ausschuß entschied sich für die zweite Möglichkeit, die einfacher und praxisnaher erschien. Die geforderte Betondeckung ( $\geq 3 d_s$  senkrecht zur Krümmungsebene) wurde aus den Versuchen [16, 20] abgeleitet und gilt für Rippenstäbe mit einem Biegerollendurchmesser  $d_{br} = 4 d_s$  und eine Betonfestigkeit  $\beta_w \sim 25 \text{ N/mm}^2$ . Eine zu geringe seitliche Betondeckung kann durch die Neigung der Krümmungsebene in das Bauteilinnere vergrößert werden. Das Abplatzen der Betondeckung kann natürlich auch durch Querdruck bzw. Behinderung der Querdehnung oder durch enge Verbügelung im Krümmungsbereich verhindert werden. Auf detaillierte Angaben (z. B. Höhe des erforderlichen Querdruckes bzw. Abstand und Durchmesser der Bügel) wurde bewußt verzichtet. In erster Näherung kann die quergerichtete Kraft bei den üblichen Krümmungen zu etwa  $1/4$  der am Krümmungsbeginn wirkenden Stabzugkraft angenommen werden. Als enge Verbügelung kann ein Bügelabstand von ca. 5 cm angesetzt werden.

Das Schlupfverhalten von Haken oder Winkelhaken mit einem Biegerollendurchmesser nach Tabelle 18, Zeilen 2 und 3, wird i. a. durch eine Verlängerung des Schenkels hinter der Krümmung über das angegebene Mindestmaß hinaus nicht verbessert. In Sonderfällen, z. B. beim Anschluß einer Kragplatte an eine Wand, ist die Verankerungslänge nicht unterzubringen. Deshalb werden oft nach der Krümmung verlängerte Schenkel angeordnet und die Verankerungslängen „über Eck“ gemessen. Diese Vorgehensweise erscheint statthaft, wenn für die Abbiegung ein vergrößerter Biegerollendurchmesser ( $d_{br} \geq 15$  bis  $20 d_s$ ) gewählt wird. Bei kleinem Biegerollendurchmesser wirkt nämlich zunächst nahezu die gesamte Zugkraft in der Krümmung und der verlängerte Schenkel kann erst nach großen Gleitungen zur Wirkung kommen.

Eine „neue“ Methode sind Verankerungen mit zwei angeschweißten Querstäben in engen Abständen ( $s_q \geq 5 d_s$  bzw.  $\geq 5 \text{ cm}$ , aber stets kleiner als 10 cm). Sie sind nur für Einzelstäbe mit  $d_s \leq 16 \text{ mm}$  bzw. Doppelstäbe mit  $d_s \leq 12 \text{ mm}$  zulässig. Diese Einschränkung erschien notwendig, da Versuche mit dickeren Stäben nicht vorliegen und bei diesen ein Abscheren des Betons zwischen den Querstäben wegen der höheren eingeleiteten Kraft nicht ausgeschlossen werden kann.

Bei Matten aus glatten oder profilierten Stäben kann die Verankerung im Gegensatz zu Matten aus Rippenstäben nur durch angeschweißte Stäbe erfolgen. Die Verbundwirkung glatter, gezogener Drähte ist vernachlässigbar klein, bei profilierten Drähten ist der Verbund je nach Lage beim Betonieren nur wenig besser. Die Verankerungslänge hängt also zunächst von der Zahl  $n$  der zur Einleitung der Kraft in den Beton erforderlichen Querstäbe ( $n = 4 \cdot \text{erf } A_s / \text{vorh } A_s$ ) und deren Abstand ab. Zusätzlich ist darauf zu achten, daß die Verankerungslänge jedoch nicht kürzer als bei Matten aus Rippenstahl werden darf, was z. B. bei geringen Querstababständen möglich wäre. Durch diese Forderung soll verhindert werden, daß die Betondeckung infolge zu hoher örtlich eingeleiteter Kräfte frühzeitig abplatzt.

In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß das im Abschnitt 18.5.2.1. für glatte und profilierte Matten definierte Grundmaß  $l_0$  lediglich ein Rechenwert ist. Als Verankerungslänge wird  $l_1$  bzw.  $\alpha_1 \cdot l_0$  (für  $\text{erf } A_s = \text{vorh } A_s$ ) benutzt.

Konsolen werden häufig mit liegenden Schlaufen bewehrt, wobei sowohl auf der einbindenden Seite als auch auf der Lastseite die Verankerungslänge nachzuweisen ist. Bei Querschnittshöhen über 25 cm ist dabei der ungünstigere Verbundbereich II zugrunde zu legen. Dann ergeben sich größere Verankerungslängen als nach der bisherigen Regel (Abschnitt 18.3.3.3 von [1]). Für deren Ableitung war nicht die Einhaltung definierter Gleitwege am Verankerungsbeginn, sondern die Verhinderung von Betonabplatzungen maßgebend. Daher waren auch zusätzliche Regeln für die Querbewehrung erforderlich.

Es bestanden im Ausschuß keine Bedenken, die Verankerungslänge auf der Lastseite auch in Zukunft nach den bisherigen Vorschriften zu berechnen. Die vorliegenden Versuche zeigen ein befriedigendes Tragverhalten in diesem Sonderfall. Vereinfachend darf dabei



der Biegerollendurchmesser der Schlaufen dem für Aufbiegungen (Tabelle 18, Zeilen 5 und 6) entsprechen. Dieser ist bekanntlich so festgelegt, daß eine ausreichende Sicherheit gegenüber Betonabplatzungen besteht. Die meist hohen Querpressungen im Verankerungsbereich der Lastseite wirken zusammen mit dem vergrößerten Biegerollendurchmesser günstig auf das Schlupfverhalten der Schlaufe. Daher wäre eine Sonderregel für Konsolen sachlich vertretbar gewesen. Sie wurde jedoch dem Bedürfnis nach Kürze und Übersichtlichkeit geopfert.

### 18.5.2.3 Querbewehrung im Verankerungsbereich

Im Verankerungsbereich von Bewehrungsstäben treten, wie schon unter Abschnitt 18.4 erläutert, Querkzugspannungen auf (vergl. auch Bilder 3, 4 und 7). Diese sind, wie auch bisher schon, stets durch Querbewehrung aufzunehmen, sofern nicht konstruktive Maßnahmen (große, auf den Stabdurchmesser bezogene Betondeckung, große Stababstände, kleine Stabkräfte) oder andere günstige Einflüsse (z. B. behinderte Querdehnung) ein Aufspalten des Betons verhindern. Die Querbewehrung im Verankerungsbereich soll für ca. 25 % der Kraft des dicksten zu verankernden Stabes bemessen werden. Diese Erhöhung gegenüber dem theoretisch erforderlichen Wert (vergl. Abschnitt 18.4) wurde gewählt, um keine einengenden Regeln bezüglich der Verteilung der Querbewehrung über die Verankerungslänge vorgeben zu müssen, sondern eine gleichmäßige Verteilung gestatten zu können. Hinsichtlich zusätzlicher Maßnahmen im Bereich von Verankerungen mit gekrümmten Stabenden siehe Erläuterungen zu Abschnitt 18.5.2.2.

Nachrechnungen ergaben, daß die üblicherweise vorhandene Querbewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte im allgemeinen ausreicht. Dies gilt selbst in Balken, Plattenbalken und Rippendecken, wo die Bügelbewehrung im Schubbereich 1 gegenüber bisher vermindert werden darf (vergl. Abschnitt 18.8.2.2). Um allerdings bei dicken Stäben ( $d_s \geq 25$  cm) mit den zugestandensten größten Bügelabständen von bis zu 30 cm auszukommen, müßte der Bügel-durchmesser zumindest im Verankerungsbereich 8 mm betragen. Man kann sicher unterstellen, daß in der Praxis bei Verwendung dicker Bewehrungsstäbe auch entsprechend dicke Bügel im zulässigen Höchstabstand angeordnet oder aber bei dünnen Bügelstäben entsprechend engere Bügelabstände gewählt werden. Somit schien eine Sonderregelung bezüglich der Querbewehrung entbehrlich.

Während bei Balken, Plattenbalken, Rippendecken und Stützen das Umschließen der zu verankernden Stäbe durch Bügel verlangt wird, wird bei Flächentragwerken eine gerade Querbewehrung als ausreichend angesehen. Sie muß im Verankerungsbereich von dicken Stäben ( $d_s \geq 16$  mm) außen liegen, um die Breite der evtl. in der unteren Betondeckung auftretenden Längsrisse zu begrenzen. Allerdings werden senkrecht zur unteren Betondeckung wirkende Sprengkräfte nicht durch Bewehrung abgedeckt. Dies erscheint zulässig, da die örtliche Beanspruchung des Betons u. a. auch wegen des in Flächentragwerken meist großen Stababstandes geringer ist. Werden jedoch Bewehrungsstäbe in ähnlich engen Abständen wie in Balken angeordnet, sollte nach Meinung der Verfasser im Verankerungsbereich wie bei Balken verfahren werden.

### 18.5.3 Ankerkörper

Neben der Verankerung von Bewehrungsstäben über Verbund können insbesondere dort, wo kurze Verankerungslängen notwendig sind, neben den bereits abgehandelten Krümmungen an den Stabenden besondere Ankerkörper zum Einsatz kommen. Da es nicht möglich war, die Vielfalt der geeigneten Ausführungen kurz, aber dennoch umfassend zu beschreiben, mußte sich die Norm auf die Festlegung der bei Verwendung von Ankerkörpern einzuhaltenden Grundsätze beschränken. Bild 11 zeigt einige Ausführungsbeispiele für Ankerkörper.

Der Nachweis der Tragfähigkeit der Ankerkörper und ihrer Verbindung mit dem Bewehrungsstahl kann immer durch Versuche, in bestimmten Fällen auch rechnerisch erfolgen. Ein rechnerischer Nachweis der Ankerkörper ist zulässig, wenn die Betonpressungen die für Teilflächenbelastung (siehe Abschnitt 17.3.3) zulässigen Werte nicht überschreiten. Die Verbindung Ankerkörper – Bewehrungsstahl darf nur bei vorwiegend ruhender Belastung durch Rechnung nachgewiesen werden. Bei nicht vorwiegend ruhender Belastung ist i. a. die Ermüdungsfestigkeit der Verbindung maßgebend, die rechnerisch nicht bestimmt werden kann. Bei geschweißten Verbindungen sind nach DIN 4099 immer Versuche erforderlich. Es wird jedoch eine Änderung dieser Norm angestrebt, um zumindest bei vorwiegend ruhender Belastung einen rechnerischen

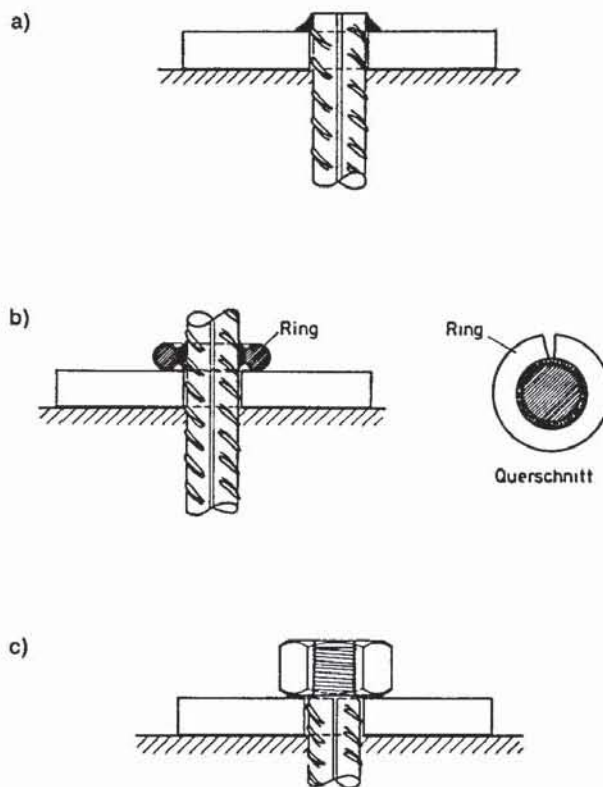


Bild 11: Beispiele für Ankerkörper: a) Bewehrungsstab mittels Kehlnaht an der Außenseite der Ankerplatte angeschweißt – b) Bewehrungsstab mittels aufgeschweißtem Ring gegen die Ankerplatte abgestützt – c) Bewehrungsstab mittels Gewinde gegen die Ankerplatte verschraubt.

Nachweis der Schweißverbindung nach den Kriterien des Stahlbaus zu ermöglichen. Von hier aus bestehen keine Bedenken, bereits jetzt schon so zu verfahren.

Verankerungssysteme, deren Eignung durch Versuche nachzuweisen ist, bedürfen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung oder einer Zustimmung im Einzelfall. Die Richtlinien für Durchführung und Auswertung der Versuche müssen allerdings noch vom zuständigen Sachverständigenausschuß des Instituts für Bautechnik erarbeitet werden. Sie dürften etwa den in [1] festgelegten Bedingungen entsprechen, wobei definierte Schlupfwerte am unbelasteten Stabende zusätzlich einzuhalten sind.

Die Verankerung von Bewehrungsstäben durch in engem Abstand angeschweißte Querstäbe ist in Abschnitt 18.5.2.2 geregelt ( $\alpha_1 = 0,5$ ). Sollen angeschweißte Querstäbe als Ankerkörper angesehen werden, sind entsprechende Versuche durchzuführen.

### 18.6 Stöße

Das kraftschlüssige Stoßen von Bewehrungsstäben wird notwendig, wenn die Lieferlängen der Betonstähle nicht ausreichen, aus konstruktiven Gründen Arbeitsfugen angeordnet oder die Bewehrungskörbe in Einzelabschnitte aufgeteilt werden. Stöße können durch Nebeneinanderlegen der Stäbe auf einer gewissen Länge (Übergreifen), durch Verschweißen oder mittels mechanischer Verbindungsmittel wie Schraub- oder Preßmuffen hergestellt werden. Bei Druckstäben ist außerdem der Stoß durch Kontakt der Stabstirnflächen gestattet.

Bei Übergreifungsstößen wird der Beton für die Kraftüberleitung zwischen den gestoßenen Stäben in Anspruch genommen. Bei den anderen Stoßarten wird er dagegen nicht zusätzlich beansprucht.

Die Verbindungen der Stäbe sollen kraft- und möglichst auch form-schlüssig sein, damit sie das Verhalten der Bauteile im Gebrauchszustand gegenüber einer durchgehenden Bewehrung nicht nachteilig beeinflussen. Im Gebrauchszustand sollen die Biegerisse an den Stoßenden nicht (wesentlich) breiter sein als außerhalb des Stoßbereiches, und es dürfen keine Längsrisse entlang der gestoßenen Stäbe auftreten. Als Bruch-sicherheit wird i. a.  $\gamma = 2,1$  (bezogen auf die 5%-Fraktile der Versuchsergebnisse) gefordert, damit ein evtl. Bruch eines Bauteils mit ausreichender Wahr-schein-



lichkeit durch Versagen des Stahles oder durch Versagen des Betons in der Druckzone, jedoch nicht durch Versagen des Stoßes hervorgerufen wird.

Stöße sind gegenüber einer durchgehenden Bewehrung immer mit Risiken verbunden. Daher sollte man sie nach Möglichkeit vermeiden bzw. in Bereichen geringer Beanspruchung des Stahles anordnen und möglichst in Längsrichtung gegeneinander versetzen (siehe Erläuterungen zu Abschnitt 18.6.3.1). In vielen Fällen ist dies jedoch nicht möglich, so daß Regeln zur Abgrenzung des technisch Machbaren geschaffen werden mußten.

### 18.6.1 Grundsätze

Ein neu aufgenommener Hinweis bezieht sich auf die Bemessung der Bewehrung im Stoßbereich. Liegen die zu stoßenden Stäbe nicht wie üblich neben- sondern übereinander und ist die Bewehrung im Stoßbereich zu mehr als 80 % ausgenutzt, so muß bei der Bemessung die statische Nutzhöhe der innenliegenden Stäbe eingesetzt werden. Dadurch soll eine Überbeanspruchung des Stahles am Stoßende bzw. -beginn und damit eine mögliche Beeinträchtigung des Tragverhaltens vermieden werden. Bei geringerem Ausnutzungsgrad der Bewehrung als 80 % kann vereinfachend mit der Nutzhöhe der äußeren Lage gerechnet werden. Von Sonderfällen abgesehen wird nämlich der Unterschied zwischen den Nutzhöhen der äußeren und der inneren Bewehrungslage 20 % nicht überschreiten.

### 18.6.2 Zulässiger Anteil der gestoßenen Stäbe

In der bisher geltenden Fassung der DIN 1045 [1] waren die zulässigen Anteile der gestoßenen Stäbe am Gesamtquerschnitt der Bewehrung in einem Schnitt jeweils bei den verschiedenen Stoßausführungen, also in verschiedenen Abschnitten, geregelt. Unterschiedliche Beurteilungsmaßstäbe und unterschiedliche Regeln für Zug und Druckstäbe führten dabei zu einer gewissen Unübersichtlichkeit. Diesen „Mangel“ bereinigt die Neufassung durch Voranstellung eines Abschnittes, in dem der zulässige Anteil der gestoßenen Stäbe für Stabstähle und für alle Stoßarten zusammengestellt ist. Die Regeln gelten sowohl für Druck- als auch für Zugstöße. Der zulässige Anteil der gestoßenen Tragstäbe von geschweißten Betonstahlmatten ist in Abschnitt 18.6.4 geregelt.

Bisher waren bei durch Übergreifung gestoßenen dicken, zugbeanspruchten Rippenstäben generell höchstens 50 %-Stöße zulässig, während bei dünnen Stäben ( $d_s < 16$  mm) auch bei mehrlagiger Bewehrung Vollstöße möglich waren. Bei Druckstäben durften Vollstöße bis zu einem Bewehrungsgehalt  $\mu = 3$  % ausgeführt werden, bei höheren Bewehrungsgehalten waren nur 50 %-Stöße zulässig.

Die Neufassung sieht für Übergreifungsstöße von Rippenstäben folgende, u. a. aus den Versuchen [13, 21, 22] abgeleitete Regeln vor:

Es dürfen in einem Bauteilquerschnitt, unabhängig vom Stabdurchmesser, der Beanspruchungsart (Druck, Zug) und der Belastungsart (vorwiegend ruhend bzw. nicht vorwiegend ruhend) 100 % des Bewehrungsquerschnitts einer Lage gestoßen werden. Verteilen sich die zu stoßenden Stäbe auf mehrere Bewehrungslagen, dürfen jedoch höchstens 50 % des gesamten Bewehrungsquerschnitts in einem Querschnitt gestoßen werden. Diese Einschränkung ist notwendig, da bei einem Vollstoß mehrlagiger Bewehrungen der Beton im Stoßbereich höher und über einen größeren Bereich beansprucht wird als beim Stoß einer Bewehrungslage. Außerdem fehlen für Stöße mehrlagiger Bewehrungen ausreichende Versuchserfahrungen. Daher wurden für andere vorgeschlagene Lösungen (z. B. Vollstoß mehrlagiger Bewehrungen erlaubt bei Vergrößerung der Übergreifungslänge und/oder Verstärkung der Querbewehrung) keine Regeln aufgenommen. Die Gleichbehandlung von dünnen und dicken Stäben hinsichtlich des zulässigen Stoßanteils war notwendig, da bei dünnen Stäben die erforderlichen Übergreifungslängen gegenüber früher verkürzt wurden und damit die Stoßbruchsicherheit unter sonst gleichen Bedingungen nahezu unabhängig vom Stabdurchmesser ist (vergl. Abschnitt 18.6.3.2 und zugehörige Erläuterungen).

Nach dem Text der Norm darf man bei zweilagiger Bewehrung eine Lage zu 100 % stoßen. Bei vierlagiger Bewehrung ist dagegen der Vollstoß von zwei Lagen (= 50 % der Bewehrung) zulässig. Dies scheint zunächst mit der vorstehend gegebenen Begründung für die Einschränkung bei mehrlagiger Bewehrung in Widerspruch zu stehen, da die Beanspruchung des Betons im Stoßbereich theoretisch gleich ist, unabhängig davon, ob von zwei vorhandenen Bewehrungslagen beide oder von vier Lagen die beiden äußeren voll gestoßen werden. In Wirklichkeit liegen jedoch unterschiedliche

Verhältnisse vor. Die nicht gestoßene Bewehrung „entlastet“ den Stoß (Verträglichkeit der Stahldehnung). Außerdem darf man sicherlich davon ausgehen, daß bei vierlagiger Bewehrung niemals die beiden äußeren Bewehrungslagen an der gleichen Stelle gestoßen werden. So gesehen stellt die angebotene Lösung eine vertretbare Regelung dar.

Bei Druckgliedern können nach der Neufassung und unter Beachtung der Bedingung in Abschnitt 25.2.2.1, wonach der maximale zulässige Bewehrungsgrad auch im Bereich von Übergreifungsstößen  $\mu = 9$  % nicht überschreiten darf, nunmehr Vollstöße durch Übergreifung bis zu Bewehrungsgraden  $\mu = 4,5$  % ausgeführt werden, vorausgesetzt, die Bewehrung kann in der äußeren Lage untergebracht werden. Für höhere Bewehrungsgrade nimmt der mögliche Stoßanteil kontinuierlich ab (Bild 12). In bestimmtem Umfang wurde also durch die Neuregelung gegenüber bisher der Anwendungsbereich von Vollstößen erweitert bzw. wurden die zulässigen Stoßanteile erhöht.

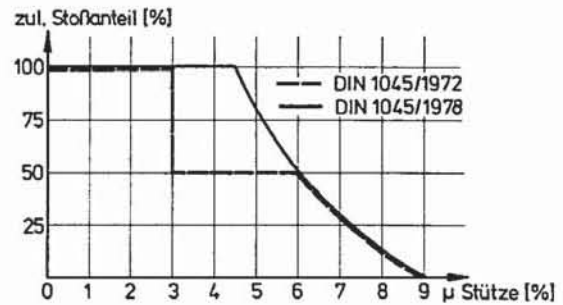


Bild 12: Zulässiger Stoßanteil in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt  $\mu$  bei Übergreifungsstößen gedrückter Stäbe. Vergleich DIN 1045, Ausgabe 1972 und Neufassung, Ausgabe 1978

Bei glatten Stäben dürfen nunmehr vereinfacht 33 % der Bewehrung je Lage in einem Schnitt durch Übergreifung gestoßen werden. Dieser Anteil entspricht etwa dem Mittelwert der bisherigen Angaben.

Querbewehrungen von Platten (Abschnitt 20.1.6.3) und Wänden (Abschnitt 25.5.5.2) dürfen wie bisher immer zu 100 % in einem Schnitt durch Übergreifung gestoßen werden. Ebenso ist immer ein Vollstoß der Bewehrung bei geschweißten und verschraubten Stößen zulässig. Hierfür bedarf es sicher keiner besonderen Begründung.

Durch Kontaktstoß darf in einem Bauteilquerschnitt höchstens die Hälfte der Druckstäbe gestoßen werden. Die nicht gestoßenen Stäbe müssen mindestens einen Querschnitt von 0,8 % des statisch erforderlichen Betonquerschnitts des Bauteils aufweisen und sie sind etwa gleichmäßig über den Querschnitt zu verteilen. Dadurch soll eine Mindestbiegetragfähigkeit gewährleistet werden, um die bei unplanmäßigen Beanspruchungen (z. B. in Katastrophenfällen) auftretenden Schnittkräfte aufnehmen zu können.

### 18.6.3 Übergreifungsstöße mit geraden Stabenden, Haken, Winkelhaken oder Schlaufen

Übergreifungsstöße stellen, soweit die erforderlichen Übergreifungslängen untergebracht werden können, die häufigste Stoßart von Bewehrungsstäben dar. Sie sind billig (zumindest bei dünnen und mittleren Stabdurchmessern), ohne Einsatz besonderer Geräte einfach ausführbar und bei allen Stahlqualitäten möglich.

Bei Übergreifungsstößen von Rippenstäben mit geraden Stabenden werden die Stabkräfte im Stoßbereich über Verbund in den Beton eingeleitet. Im Bereich zwischen den gestoßenen Stäben stützen sich die an den Rippen angreifenden Kräfte über zur Stablängsachse geneigte Druckstreben direkt gegeneinander ab (Bild 13). Dabei beanspruchen die quer zur Stablängsachse gerichteten Komponenten der Druckstreben ebenso wie die in den äußeren Stabbereichen wirkenden Kräfte die Betondeckung auf Zug.

Bild 14 zeigt den für einen speziellen Anwendungsfall berechneten Verlauf der Stahlspannung  $\sigma_s$ , der Verbundspannung  $\tau$  und der radialen Pressungen  $p$ , die Sprengen hervorrufen, entlang der Übergreifungslänge im Bruchzustand. Dabei wurden zur Erhöhung der Übersichtlichkeit die in den Rissen berechneten Werte miteinander verbunden, die Kurvenverläufe sind also etwas vereinfacht.



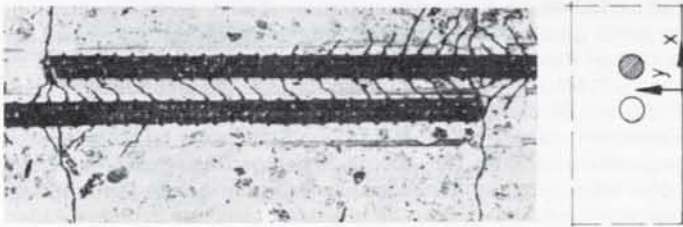


Bild 13: Verbundrisse bei einem Übergreifungsstoß (nach Goto, entnommen aus [ 23])

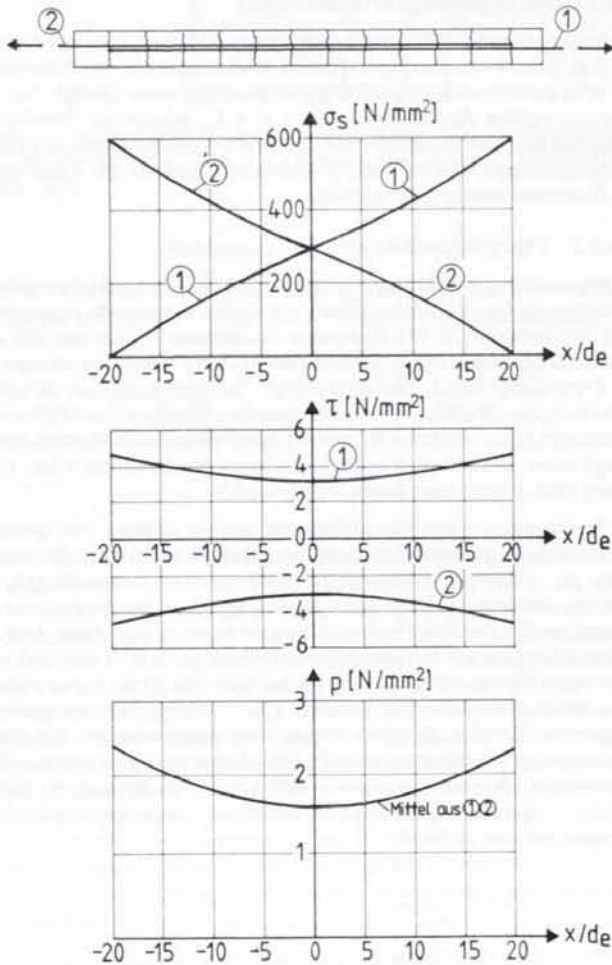


Bild 14: Verlauf der Stahlspannung  $\sigma_s$ , der Verbundspannung  $\tau$  und der Sprengdruck  $p$  entlang der Übergreifungslänge  $l_0$  ( $\beta_w = 30 \text{ N/mm}^2$ ,  $d_s = 28 \text{ mm}$ ,  $l_0 = 40 d_s$ ) (nach [ 24])

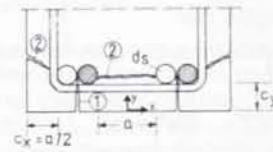
Die Stahlspannungen nehmen nahezu linear entlang der Übergreifungslänge ab und die Verbundspannungen sind daher bei geringfügig höheren Werten an den Stoßenden nur wenig veränderlich. Demgegenüber steigen die Sprengkräfte zu den Stoßenden hin deutlich an, weshalb der Bruch von dort ausgeht.

Die Sprengkräfte führen bei üblichen Verhältnissen, d. h. wenn die gestoßenen Stäbe nebeneinander liegen und die seitliche Betondeckung  $c_y$  größer oder gleich der unteren Betondeckung  $c_x$  ist, zunächst zu Längsrisse in der unteren Betondeckung im Bereich zwischen den gestoßenen Stäben. Sie gehen bevorzugt von den Enden der am Querschnittsrand liegenden Stöße aus (Risse ① in Bild 15). Nach Auftreten dieser Risse ist in der Regel noch eine Laststeigerung möglich. Der Bruch tritt erst bei der Bildung der Risse ② ein, die durch die senkrecht zur Stoßebene (in  $y$ -Richtung) gerichteten Komponenten der Sprengkräfte hervorgerufen werden. Die Betondeckung platzt dabei je nach Stoßabstand ganzflächig oder trichterförmig ab. Bei Biegebeanspruchung und innenliegender Querbewehrung klappt die Bewehrung ab (Bild 16), die Tragfähigkeit des Bauteils ist also vollständig erschöpft. Wird die Biegezugbewehrung im Stoßbereich durch Bügel umfaßt, kann dieses Abklappen nicht auftreten (Bild 17). Es bleibt eine Resttragfähigkeit des Bauteils erhalten und der Bruch selbst erfolgt „weicher“. Stoßversagen infolge Ausziehens der Stäbe ohne Betonabplatzungen ist bei den geforderten Übergreifungslängen nicht zu erwarten.

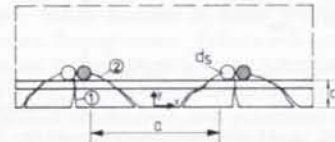
Im Gebrauchszustand werden überwiegend nur die Stäbbereiche am Stoßbeginn beansprucht. Infolge der sprunghaften Steifigkeitsänderungen am Stoß bilden sich am Stoßende bzw. -beginn Querrisse, deren Breite diejenige der Risse außerhalb des Stoßbereichs meist überschreiten.

Bei Übergreifungsstößen mit Haken, Winkelhaken oder Schlaufen wird ein Anteil der Stabkraft von den Krümmungen übertragen. Dabei liegen in Bezug auf die Sprengwirkung im Bereich der Krümmungen ähnliche Verhältnisse wie bei Verankerungen vor (siehe auch 18.5, Hakenverankerung).

Bei der Ableitung der Regeln für Übergreifungsstöße war neben den eingangs genannten, für alle Stoßausführungen geltenden Gesichtspunkten, die Gewährleistung einer ausreichenden Sicherheit gegen Abstreifen der Betondeckung von entscheidender Bedeutung.



a) enger seitlicher Abstand ( $a \leq 8c_y$ )



b) weiter seitlicher Abstand ( $a > 8c_y$ )

Bild 15: Brucharten bei Übergreifungsstößen (nach [25])

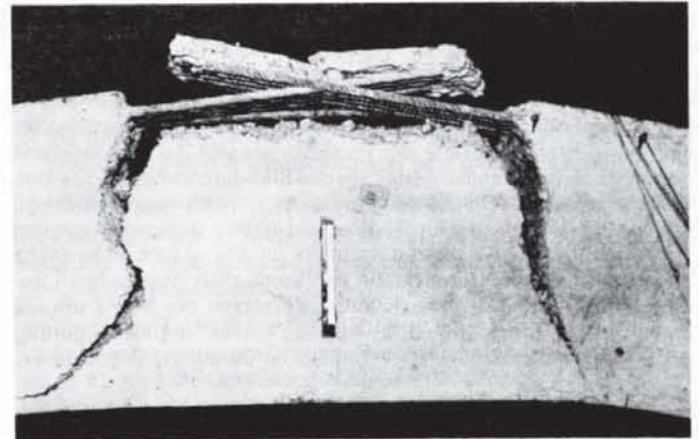


Bild 16: Bruchbild eines Übergreifungsstoßes bei innenliegender Querbewehrung (nach [ 13])

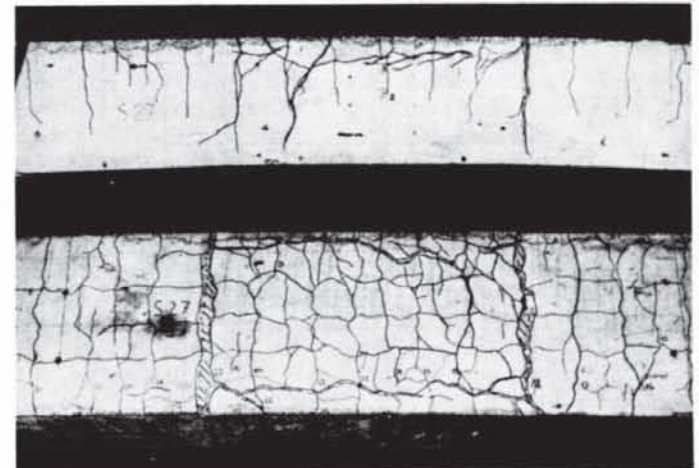


Bild 17: Bruchbild eines Übergreifungsstoßes bei einer die Stöße umschließenden Querbewehrung (nach [13])



### 18.6.3.1 Längsversatz und Querabstand

Die gegenseitige Beeinflussung benachbarter Stöße kann durch einen Versatz der Stoßmitten in Bauteillängsrichtung und/oder durch einen genügenden Abstand in Querrichtung gering gehalten oder auch vollständig ausgeschlossen werden.

In Längsrichtung gegeneinander versetzte Stöße beeinflussen sich nicht, wenn der Abstand der Stoßmitten mindestens das 1,3fache der Übergreifungslänge beträgt (Bild 18). Bisher wurden in bestimmten Fällen auch Stöße mit einem Abstand der Stoßmitten zwischen  $0,4 l_0$  und  $0,6 l_0$  als gegeneinander längsversetzt angesehen.



Bild 18: Längsversatz und Querabstand der Bewehrungsstäbe im Stoßbereich

Diese Vergünstigung entfällt nunmehr. Die Begründung ist aus Bild 19 zu ersehen. Es zeigt die in Versuchen erreichte Bruchsicherheit von Bauteilen mit gestoßener Bewehrung  $\gamma = M_u/M_{zul}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge  $\alpha_0 = l_v/l_u$ . Bei den Versuchen wurden die Breite der Probekörper und der Randabstand der Stöße als konstantes Vielfaches des Stabdurchmessers gewählt. Läßt man die durch Biegebruch zerstörten Körper unberücksichtigt, können die eingetragenen Geraden als untere Begrenzungslinien der durch Versuche belegten Bereiche für dünne und dicke Stäbe angesehen werden. Unter den in den Versuchen vorliegenden Bedingungen führt das abwechselnde Versetzen der Stöße um die halbe Übergreifungslänge ( $l_v/l_u = 0,5$ ) zu keiner Traglaststeigerung gegenüber Vollstößen ( $l_v/l_u = 0$ ). Dies ist darauf zurückzuführen,

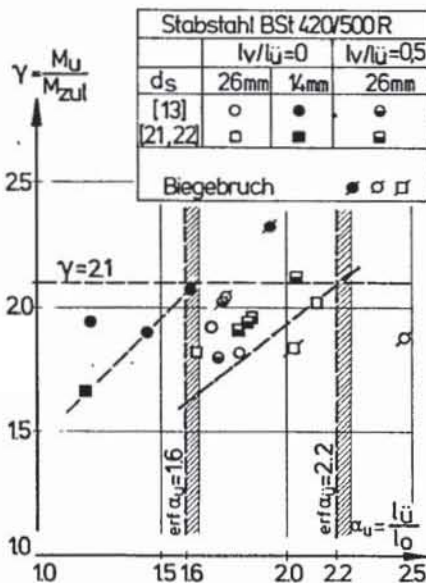


Bild 19: Bruchsicherheit  $\gamma = M_u/M_{zul}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge  $\alpha_0 = l_v/l_u$  für Stöße von Rippenstäben BSt 420/500 R mit engem lichten Stoßabstand ( $a \sim 2 d_s$ ) (nach [13])

daß bei Balken die Randstöße maßgebend sind, deren Tragkraft unter sonst gleichen Bedingungen hauptsächlich von der Größe der seitlichen Betondeckung abhängt [24]. Demgegenüber ergibt sich nach [22] bei Stößen ohne Randeinfluß (z. B. in Flächentragwerken) und einem Stoßversatz um  $0,5 l_0$  eine Traglaststeigerung gegenüber Vollstößen, da sich die benachbarten Stöße zwar im Mittelbereich gegenseitig beeinflussen, die gegenseitige Beeinflussung an den höher beanspruchten Stoßenden jedoch geringer ist. Die Traglaststeigerung erschien jedoch nicht ausreichend, um in diesen Fällen kürzere Übergreifungslängen zuzulassen. Daher werden Stöße mit  $l_v/l_u = 0,5$  als Sonderfall von Vollstößen angesehen, deren etwas günstigeres Stoßtragverhalten lediglich einige Vergünstigungen für die Ausbildung der Querbewehrung ermöglicht (siehe Abschnitt 18.6.3.4 und zugehörige Erläuterungen).

Der lichte Abstand zwischen benachbarten Stößen muß mindestens  $a = 2 d_s$  bzw. 2 cm betragen. Dieses Maß wurde bei der Ermittlung der erforderlichen Übergreifungslängen zugrunde gelegt. Bei geringeren lichten Abständen, etwa  $a = 1 d_s$ , wären zur Gewährleistung der erforderlichen Bruchsicherheiten deutlich größere Übergreifungslängen und strengere Anforderungen an die Ausbildung der Querbewehrung erforderlich.

### 18.6.3.2 Übergreifungslänge $l_0$ bei Zugstößen

Die Berechnung der Übergreifungslänge  $l_0$  wurde an die neugefaßte Berechnung der Verankerungslänge (siehe Abschnitt 18.5) angepaßt und vereinfacht. Die bisherigen konstanten Hakenabzüge entfallen, die Einflüsse von Krümmungen an den Stoßenden werden bei der Ermittlung von  $l_0$  berücksichtigt. Die angegebenen Mindestmaße für  $l_0$  gewährleisten eine Mindesttragfähigkeit des Stoßes und berücksichtigen die bei üblicher Sorgfalt möglichen Verlegeungenauigkeiten. Die Mindestmaße für  $l_0$  nach Abschnitt 18.5.2.2, Gleichung (22), finden hier keine Anwendung.

Die Neufassung sieht für Stöße von dicken Stäben mit geraden Stabenden die gleichen Übergreifungslängen wie bisher, für dünne Stäbe ( $d_s < 16\text{mm}$ ) aufgrund der vorliegenden Versuche [13, 21] (Bild 19) im Mittel ca. 25 % geringere Längen vor. Bei Stößen mit gekrümmten Stabenden (Haken, Winkelhaken, Schlaufen) darf die Übergreifungslänge auf den 0,7fachen Wert ( $\alpha_1 = 0,7$ ) verkürzt werden, wenn Betonabplatzungen im Bereich der Krümmung wie bei Verankerungen verhindert werden. Die früheren Sonderregeln für „Superhaken“ und Schlaufenstöße sind eingearbeitet. Die Bilder 20 (bisherige Regelung) und 21 (Neufassung) veranschaulichen beispielhaft für einen Betonstahl BSt 420/500 R die sich für dünne Stabdurchmesser ergebenden Unterschiede zwischen der bisherigen und der neuen Norm.

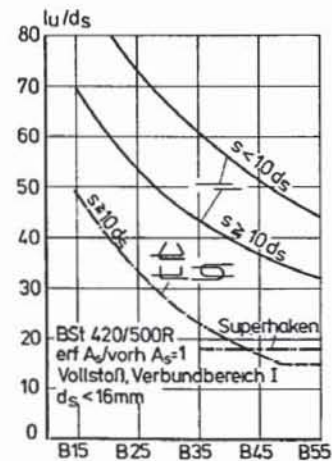


Bild 20: Erforderliche Übergreifungslänge  $l_0/d_s$  in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse B nach DIN 1045, Ausgabe 1972

Nach Tabelle 21 dürfen die Beiwerte  $\alpha_0$  für Stöße im Verbundbereich II 75 % der Werte des Verbundbereiches I betragen. Dies ist dadurch begründet, daß die Abminderung der Tragkraft von Stößen im Verbundbereich II gegenüber denen im Verbundbereich I geringer ist als bei Verankerungen [26]. Bei Stößen ist nämlich im wesentlichen die Zugfestigkeit des Betons (Abplatzten) maßgebend, bei Verankerungen hingegen der Gleitweg am Verankerungsbeginn. Dieser wird durch die Lage der Stäbe deutlicher als die Zugfestigkeit des Betons beeinflusst. Deshalb reicht es aus, die Übergreifungslängen auf das 1,5fache der für den Verbundbereich I geltenden Werte



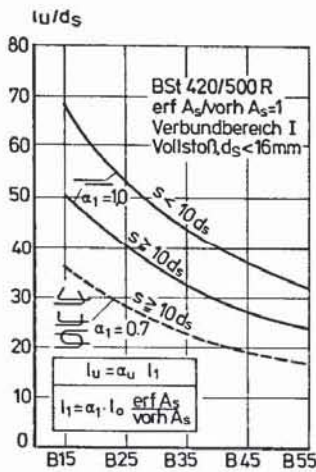


Bild 21: Erforderliche Übergreifungslänge  $l_u/d_s$  in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse B nach Neufassung DIN 1045, Ausgabe 1978

zu erhöhen. Da die Übergreifungslänge aber aus der Verankerungslänge berechnet wird, ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$l_{0II} = \alpha_{0II} \cdot l_{1II} = \alpha_{0II} \cdot 2 \cdot l_{1I} \quad (1)$$

$$l_{0II} = 1,5 \cdot l_{0I} = 1,5 \cdot \alpha_{0I} \cdot l_{1I} \quad (2)$$

Nach Gleichsetzen von (1) und (2) erhält man

$$\alpha_{0II} = \frac{1,5 \cdot \alpha_{0I} \cdot l_{1I}}{2 l_{1I}} = 0,75 \alpha_{0I} \quad (3)$$

Nach Fußnote 33 der Tabelle 21 werden bei großen gegenseitigen Achsabständen ( $\geq 10 d_s$ ) nicht längsversetzter Stöße wie bisher 30 % kürzere Übergreifungslängen als bei geringem Stoßabstand zugestanden. Es gilt als nachgewiesen, daß bei einem Abstand  $\geq 10 d_s$  keine Überlagerung der Sprengkräfte benachbarter Stöße mehr stattfindet (Bild 15b). Bei stabförmigen Bauteilen (Balken) ist diese Abminderung allerdings nur zulässig, wenn auch die Randabstände der in den Querschnittsecken liegenden Stöße mindestens  $5 d_s$  betragen (Bild 18). Andernfalls bestimmt der Randstoß das Tragverhalten. Bei Stößen in Flächentragwerken wirkt sich die möglicherweise geringere Tragkraft eines Randstoßes wegen der Vielzahl der Stäbe nur unwesentlich auf die Bauteilsicherheit aus und außerdem liegen meist ausreichend große Randabstände vor, so daß hier eine Sonderregelung für den Randabstand nicht erforderlich schien.

Die Übergreifungslängen wurden für die geringste zulässige Betondeckung  $c_y \sim 1 d_s$  und die in Abschnitt 18.6.3.4 angegebene Querbewehrung ermittelt. Bei Vergrößerung der Betondeckung und/oder Verstärkung der Querbewehrung sind meist kürzere Übergreifungslängen möglich. Nähere Angaben sind z. B. [24] zu entnehmen.

Nach eingehender Diskussion im Arbeitskreis wurde darauf verzichtet, Regeln für die Ermittlung der Übergreifungslänge bei unterschiedlich hoher Beanspruchung an beiden Stoßenden und/oder einem Stoß von Stäben mit unterschiedlichen Durchmessern anzugeben. Es hätte sicherlich umfangreicherer Festlegungen bedurft, um alle Sonderfälle zu berücksichtigen. Nach [24] kann die Übergreifungslänge für die Schnittkraft in Stoßmitte berechnet werden, falls die Kraft am geringer beanspruchten Stoßende mindestens 60 % der am höher beanspruchten Stoßende beträgt (Bild 22). Es muß jedoch als Übergreifungslänge mindestens die Verankerungslänge für das höher beanspruchte Stoßende eingehalten werden. Der einfachste und wohl auch sicherste Weg ist jedoch, die Übergreifungslänge für die Schnittkraft am höher beanspruchten Stoßende zu ermitteln.

Bei Querbewehrungen nach den Abschnitten 20.1.6.3 und 25.5.2 darf die Übergreifungslänge wie bisher der Verankerungslänge entsprechen ( $\alpha_u = 1,0$ ). Bei dieser Regelung, die sich in der Praxis bewährt hat, geht man davon aus, daß die Querbewehrung in der Regel aus dünnen Stäben in großen Abständen besteht.

### 18.6.3.3 Übergreifungslänge $l_u$ bei Druckstößen

Bei auf Druck beanspruchten Stäben muß die Übergreifungslänge wie bisher mindestens  $l_0$  betragen, also dem Grundmaß der Veran-

kerungslänge nach Abschnitt 18.5.2.1 entsprechen. Zur Diskussion stand, die Übergreifungslänge aufgrund der Versuche [27] auf  $0,7 \cdot l_0$  zu reduzieren. Die Mehrheit des Arbeitsausschusses lehnte jedoch diesen Vorschlag ab, da bei den Versuchen nur dünne Stäbe geprüft wurden, also keinesfalls die ungünstigsten Verhältnisse vorlagen und demzufolge aus den Ergebnissen keine allgemeingültigen Aussagen abgeleitet werden können (vergl. Versuche [28]). Außerdem ist bei Druckstößen stets mit einer Kraftumlagerung auf den Stahl infolge von Kriechen des Betons zu rechnen, so daß die Bedingung  $l_u \geq l_0$  gerechtfertigt erscheint.

### 18.6.3.4 Querbewehrung im Übergreifungsbereich von Tragstäben

Die Querbewehrung soll die im Stoßbereich auftretenden Sprengkräfte aufnehmen und die Breite evtl. auftretender Längsrisse gering halten. Daher ist im Übergreifungsbereich immer eine Querbewehrung erforderlich, vorhandene Bewehrungen dürfen angerechnet werden.

Die Sprengkräfte wirken in x- und y-Richtung (vergl. Bild 15); zu ihrer Aufnahme wären also immer Bügel oder Spiralen erforderlich. Diese Forderung ist bei Stößen in Balken in der Regel zu erfüllen. Bei Flächentragwerken bestehen meist erhebliche Schwierigkeiten, z. B. Bügel anzuordnen. Deshalb hat man sich mit Ausnahme der weiter unten genannten Fälle auf eine gerade Querbewehrung geeinigt. Man vertraut auf die Zugfestigkeit des Betons, was aufgrund der bisherigen Erfahrungen gerechtfertigt erscheint.

In der bisherigen Norm wurden je nach Stoßausbildung (gerade Stabenden, Haken, Superhaken, Schlaufen) unterschiedliche Anforderungen an die Querbewehrung gestellt. Die Neufassung sieht demgegenüber einfachere und einheitliche Regeln vor, die in einem Abschnitt zusammengefaßt sind. Sie gelten für die Stöße von Tragstäben und nicht für den Stoß von Querbewehrungen z. B. nach den Abschnitten 20.1.6.3 und 25.5.2.

Grundsätzlich wird zwischen einer konstruktiven und einer rechnerisch nachzuweisenden Querbewehrung unterschieden. Ein Nachweis ist erforderlich, wenn

- die Stäbe, bezogen auf das Bauteilinnere, nebeneinanderliegen, der Anteil der ohne Längsversatz gestoßenen Tragstäbe am Querschnitt einer Bewehrungslage mehr als 20 % beträgt und gleichzeitig der Stabdurchmesser  $d_s \geq 16$  mm ist,
- die Stäbe, bezogen auf das Bauteilinnere, übereinanderliegen, unabhängig vom Stabdurchmesser und dem Stoßanteil.

In allen übrigen Fällen genügt eine konstruktive Querbewehrung.

Im Fall a) muß bei einem Stoßanteil von mehr als 20 % die Querbewehrung für die Kraft eines gestoßenen Stabes bemessen und außen angeordnet werden.

Werden mehr als 50 % des Querschnittes einer Bewehrungslage gestoßen und betragen die Achsabstände benachbarter Stöße weniger als  $10 d_s$ , muß die Querbewehrung ebenfalls für die Kraft eines gestoßenen Stabes bemessen werden; zusätzlich muß sie jedoch die Stöße bügelartig umfassen. Damit soll das Prinzip des Stahlbetonbaus, alle Zugkräfte im Beton durch Bewehrung aufzunehmen, in etwa eingehalten und das schlagartige Abklappen der Bewehrung bei einem eventuellen Stoßversagen verhindert werden (vergl. Bild 17). Die zweckmäßige Anordnung der Bügel wird weiter unten erläutert. Das bügelartige Umfassen der Stöße ist in Flächentragwerken

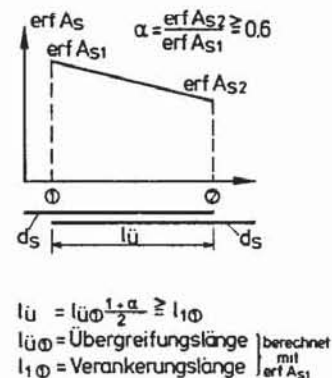


Bild 22: Ermittlung der Übergreifungslänge bei ungleichen Kräften an den Stoßenden (nach [24])



bei einem Längsversatz benachbarter Stöße um  $l_v \sim 0,5 l_0$  nicht erforderlich (vergl. Erläuterung zu Abschnitt 18.6.3.1).

Der Fall b) berücksichtigt, daß bei übereinanderliegenden, gestoßenen Stäben die Betondeckung durch die Abtriebskräfte der schiefen Druckstreben (Bild 13) stärker beansprucht wird als bei nebeneinanderliegenden Stäben. Die Stoßbruchlast ist unter sonst gleichen Bedingungen geringer als bei Stößen mit nebeneinanderliegenden Stäben [29]. Zur Gewährleistung der erforderlichen Bruch-sicherheit müssen daher die Stöße stets bügelartig umfaßt werden, wobei die Bügelschenkel für die gesamten Abtriebskräfte, d. h. für die Kraft aller umschlossenen Stäbe zu bemessen sind.

Die vorgenannten Bedingungen lassen sich übersichtlich in der folgenden Tabelle 1 zusammenstellen.

**Tabelle 1 Querbewehrung bei Übergreifungsstößen von Tragstäben**

1	2	3	4	Querbewehrung	
				Bemessung	Anordnung
1	< 16	beliebig	beliebig	konstruktiv	
2	≥ 16	≤ 20	beliebig	konstruktiv	
3	nebeneinander ≥ 16	> 20 ≤ 50	beliebig	$\Sigma A_{s, \text{quer}} \geq 1 A_s^1$	außen
4		> 50	≥ 10 d <sub>s</sub>		außen
5		> 50	< 10 d <sub>s</sub>		bügelartiges Umfassen
6		< 10 d <sub>s</sub> , Längsversatz ~ 0,5 l <sub>0</sub>			außen
7	übereinander	beliebig		$\Sigma A_{s, \text{quer}} \geq \Sigma A_s^2$	bügelartiges Umfassen

<sup>1)</sup>  $A_s$  = Querschnitt eines gestoßenen Stabes  
<sup>2)</sup>  $\Sigma A_s$  = Querschnitt aller gestoßenen Stäbe

Bei einer nachzuweisenden Querbewehrung (Fälle a) und b)) wäre es an sich richtig, die Bügel entsprechend dem Verlauf der Sprengkräfte (vergl. Bild 14) im Bereich der Stoßenden, d. h. in den äußeren Dritteln der Übergreifungslänge anzuordnen. Dies sollte insbesondere bei Stäben mit Endhaken oder anderen zusätzlichen Anker-elementen bevorzugt beachtet werden. Es bestehen aber nach Ansicht der Verfasser keine grundsätzlichen Bedenken, die Querbewehrung gleichmäßig über die Stoßlänge zu verteilen, wenn ein genügend enger Abstand ( $\leq 15$  cm) gewählt wird. Die größtmögliche Anzahl der Stöße, die von einem Bügel umfaßt werden darf, wird vom Achsabstand der Stöße und dem zulässigen Achsabstand der Bügelschenkel in Querrichtung bestimmt. Letzterer wurde aus Gründen der Einfachheit wie bei Schubbügeln festgelegt und ist in Tabelle 26 mit 40 bzw. bis zu 80 cm angegeben. Falls nicht die Begehbarkeit der Bewehrung größere Abstände verlangt, sollte man jedoch auch bei Bauteilen mit Dicken von mehr als 40 cm im Bereich von Stößen den Abstand der lotrechten Bügelschenkel nicht sehr viel über 40 cm wählen. Damit die Bügel ihre Aufgabe erfüllen können, sind sie entweder nach den Regeln für Schubbügel (Abschnitt 18.8) oder mit der Verankerungslänge  $l_v$  nach Abschnitt 18.5.2 ab „Oberkante“ des Stoßes im Bauteilinneren zu verankern (siehe Bild 23 für übereinanderliegende zugbeanspruchte Stäbe).

Übergreifungsstöße druckbeanspruchter Stäbe versagen immer durch Absprengen des Betons im Bereich der Stoßenden infolge des hohen Spitzendruckes der endenden Stäbe (Bild 24a). Um die Spaltkräfte an dieser Stelle aufnehmen zu können, muß nach der Neufassung je ein Stab (Bügel) der nachzuweisenden Querbewehrung nahe vor dem Stoßende, also noch außerhalb des Stoßbereiches angeordnet werden (Bild 24b), es sei denn, der Spitzendruck wird durch geeignete Maßnahmen ausgeschaltet.

Bei Brandeinwirkung wird die Betondeckung im Stoßbereich zusätzlich auf Zug beansprucht. Somit steigt die Gefahr von Abplatzungen [30]. In Bauteilen mit einer hohen geforderten Feuerwiderstandsdauer sollte daher die Bewehrung nach Möglichkeit nicht

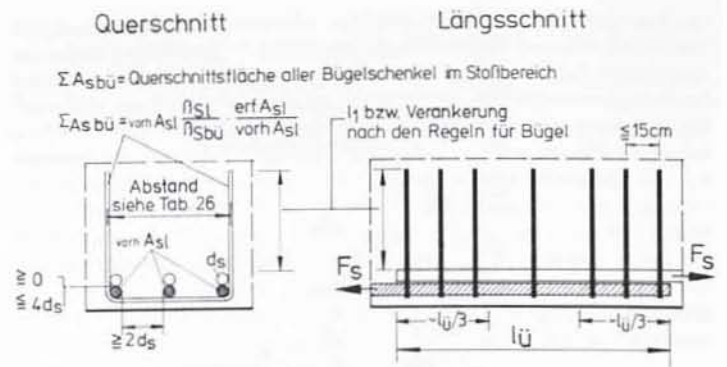
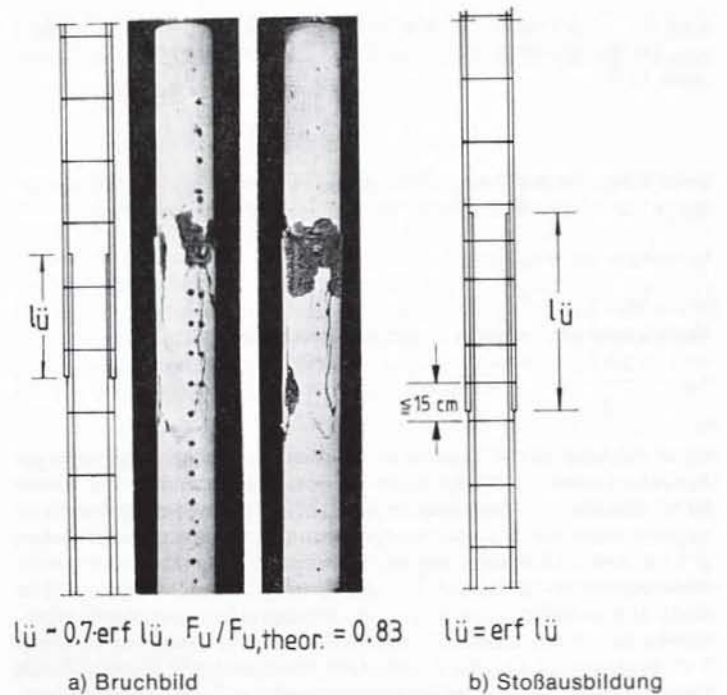


Bild 23: Beispiel für die Anordnung von Bügeln im Stoßbereich von übereinanderliegenden zugbeanspruchten Stäben



$$l_v = 0,7 \cdot \text{erf } l_v, F_U / F_{U, \text{theor.}} = 0,83 \quad l_v = \text{erf } l_v$$

Bild 24: Übergreifungsstoß von Druckstäben (nach [28])

durch Übergreifen gestoßen werden. Sind Übergreifungsstöße nicht zu vermeiden, sollte stets eine wirksame Querbewehrung (Bügel) angeordnet werden. Darüber hinaus empfehlen die Verfasser aufgrund der vorliegenden Erfahrungen, den Bügelquerschnitt zu verstärken und den Abstand der lotrechten Bügelschenkel in Querrichtung auf 20 bis 25 cm zu vermindern.

#### 18.6.4 Übergreifungsstöße geschweißter Betonstahlmatten

Bei geschweißten Betonstahlmatten nach DIN 488 liegen im Vergleich zu Stabstählen insoweit andere Verhältnisse vor, als nur Stabdurchmesser bis zu 12 mm verwendet werden, was bei Doppelstabmatten einem Vergleichsdurchmesser  $d_{eq} < 17$  mm entspricht. Außerdem betragen die Abstände der Längsstäbe überwiegend 100 bzw. 150 mm. Innerhalb der Übergreifungslänge sind systembedingt in der Regel angeschweißte Querstäbe vorhanden.

Bei Mattenstößen wird grundsätzlich zwischen Ein-Ebenen-Stößen, bei denen die zu stoßenden Stäbe nebeneinanderliegen, und Zwei-Ebenen-Stößen, bei denen die zu stoßenden Stäbe übereinanderliegen, unterschieden. Ein-Ebenen-Stöße können durch wechselseitiges Verschwenken der Matten oder durch Verwendung von Matten mit langen Überständen hergestellt werden. Aus verletzetechnischen Gründen werden im Regelfall jedoch Zwei-Ebenen-Stöße durch Übereinanderlegen der mit Querstäben versehenen Mattenden ausgeführt und die Stöße nicht durch Bügel umfaßt.

Bei der letztgenannten Stoßart wird das Versagen, ähnlich wie bei Stößen von Stabstählen in engem Abstand, durch ganzflächiges Absprengen der Betondeckung mit nachfolgendem „Abklappen“ der Bewehrung herbeigeführt (Bild 25). Der Versatz im Kraftfluß (Abtriebskraft) begünstigt diese Bruchart. Aus einem Vergleich der vor-



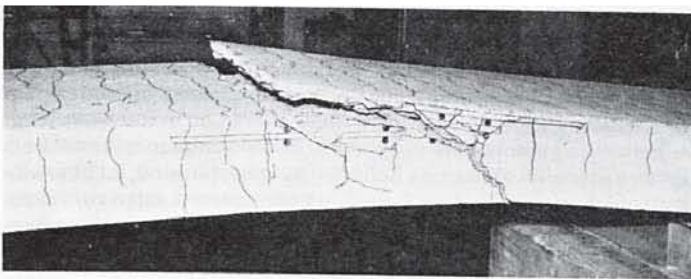


Bild 25: Bruchbild eines Übergreifungsstoßes geschweißter Betonstahlmatten (Zwei-Ebenen-Stoß ohne Umschließungsbewehrung (nach [29]))

liegendes Versuchsergebnisse [29] geht hervor, daß die erreichbare Bruchlast auch bei Matten von der eingeleiteten Stahlzugkraft, der zur Verfügung stehenden Spaltfläche und der Betonzugfestigkeit abhängt. Dies ist aus Bild 26 zu ersehen. Es zeigt die in Versuchen mit Zwei-Ebenen-Stößen auf die Spannungen in der äußeren Bewehrungslage bezogene Bruchsicherheit  $\gamma$  in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge  $\alpha_{\text{Üm}} = l_{\text{Ü}}/l_0$ . Die eingetragenen Linien können als untere Begrenzung der Versuchsergebnisse bei Stoßversagen angesehen werden.

Der Einfluß angeschweißter Querstäbe – das haben die Versuche [29] ebenfalls gezeigt – ist bei Matten aus Rippenstäben erheblich geringer als bisher angenommen (Bild 27). Querstäbe können insoweit günstig wirken, als sie die aufgenommenen Kräfte auf eine größere Breite im Beton verteilen und damit zu einer gleichmäßigeren Zugbeanspruchung des Betons führen. Dieser Einfluß ist jedoch bei Rippenstahl, insbesondere bei engen Längsstababständen bzw. solchen Übergreifungslängen, die zur Erzielung ausreichend hoher Bruchsicherheiten erforderlich sind, gering. Aus diesem Grund wurde die bisherige Regelung, nämlich Festlegung einer erforderlichen Maschenzahl, verlassen.

Für Matten nach DIN 488 wird der Einfluß des Stabdurchmessers und des Stababstandes am einfachsten durch Festlegung der Übergreifungslänge in Abhängigkeit von dem auf die Stoßbreite bezogenen Bewehrungsquerschnitt  $a_s$  ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ) der Matte berücksichtigt, da  $a_s$  proportional der eingeleiteten Zugkraft in der Spaltfläche ist.

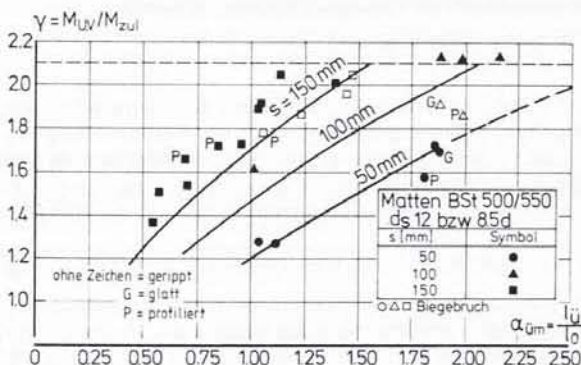


Bild 26: Stoßbruchlast  $\gamma = M_{UV}/M_{Zul}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge  $\alpha_{\text{Üm}} = l_{\text{Ü}}/l_0$  für geschweißte Betonstahlmatten mit unterschiedlichen Längsstababständen (nach [29])

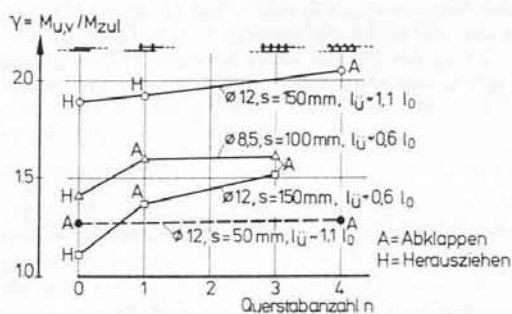


Bild 27: Einfluß der Anzahl der Querstäbe auf die Stoßbruchsicherheit  $\gamma = M_{UV}/M_{Zul}$  (Betonstahlmatten aus Rippenstäben,  $n$  = Anzahl der sich im Stoßbereich abstützenden wirksamen Querstäbe je Matte (nach [29]))

Der Einfluß der Betonfestigkeit wird wie bei Stabstählen durch Bezug der Übergreifungslänge auf die Verankerungslänge erfaßt.

Bei Matten aus glatten und profilierten Stäben kann eine wesentliche Mitwirkung des Verbundes der Längsstäbe nicht in Ansatz gebracht werden. Daher müssen die angeschweißten Querstäbe die Übertragung und Verteilung der eingeleiteten Kräfte im Stoßbereich übernehmen. Um eine möglichst hohe Mitwirkung des Betons zu erzielen, muß eine ausreichende Anzahl von Querstäben über die Stoßlänge verteilt vorhanden sein (siehe Abschnitt 18.6.4.3.). Dann ist die Stoßbruchlast bei gleicher absoluter Übergreifungslänge unabhängig von der Profilierung der Stäbe (Bild 26).

Abschließend ist anzumerken, daß das gelegentlich praktizierte Versetzen der Stöße nebeneinanderliegender Matten in Längsrichtung zwar eine Verbesserung gegenüber dem Vollstoß darstellt, nicht aber als Längsversatz im Sinne von Abschnitt 18.6.3.1 gewertet werden kann.

#### 18.6.4.1 Ausbildung der Stöße von Tragstäben

In Tabelle 22 sind die „geregelten“ Ausführungsformen (Ein-Ebenen-Stoß, Zwei-Ebenen-Stoß mit bügelartiger Umfassung und Zwei-Ebenen-Stoß ohne bügelartige Umfassung) zusammengestellt sowie der jeweils zulässige Anwendungsbereich angegeben.

#### 18.6.4.2 Ein-Ebenen-Stöße sowie Zwei-Ebenen-Stöße mit bügelartiger Umfassung der Tragstäbe

Übergreifungsstöße von geschweißten Betonstahlmatten aus gerippten Stäben dürfen stets nach den Regeln für Rippenstäbe ausgeführt werden. Aus den in den Erläuterungen zu Abschnitt 18.6.4 genannten Gründen ist die Übergreifungslänge ohne Berücksichtigung eventuell vorhandener angeschweißter Querstäbe analog zu Stabstählen zu berechnen. Bei Doppelstabmatten ist wie für das Grundmaß der Verankerungslänge  $l_0$  (siehe Abschnitt 18.5.2.1) auch für die Ermittlung des Beiwertes  $\alpha_0$  der Vergleichsdurchmesser  $d_{sv}$  zugrunde zu legen. Dies, weil die insgesamt eingeleitete Zugkraft maßgebend ist.

Die in Abschnitt 18.6.3.4 enthaltenen Regeln für die Quer- bzw. Umfassungsbewehrung (für Zwei-Ebenen-Stöße) sind auch hier zu beachten. Angeschweißte Querstäbe dürfen innen oder außen liegen.

#### 18.6.4.3 Zwei-Ebenen-Stöße ohne bügelartige Umfassung der Tragbewehrung

Zwei-Ebenen-Stöße ohne bügelartige Umfassung sind sicher die Regelausführung. Sie dürfen nach Tabelle 22 bei vorwiegend ruhender Belastung unabhängig vom Bewehrungsquerschnitt  $a_s$  und der Art der Stäbe (glatt, gerippt) ausgeführt werden. Matten aus gerippten Stäben mit  $a_s \leq 6 \text{ cm}^2/\text{m}$  können auch bei nicht vorwiegend ruhender Belastung mit Vollstoß eingesetzt werden.

Die Regelung, wonach Stöße möglichst in Bereichen anzuordnen sind, in denen die Bewehrung nicht mehr als 80 % ausgenutzt wird, ist nicht ohne weiteres verständlich. Sie soll aber sicherstellen, daß die Risse an den Stoßenden wegen der größeren Dehnung der innenliegenden Matte und des Schlupfes der gestoßenen Stäbe nicht wesentlich breiter als außerhalb des Übergreifungsstoßes werden [29] bzw. die tolerierbaren Grenzwerte nicht überschreiten. Bei Matten mit einem Bewehrungsquerschnitt  $> 6 \text{ cm}^2/\text{m}$ , die im Stoßbereich zu mehr als 80 % ausgenutzt werden, ist deshalb für den Fall, daß ein Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite erforderlich ist, dieser mit einer um 25 % erhöhten Stahlspannung unter Dauerlast zu führen. Bei Matten mit geringem Bewehrungsquerschnitt ( $a_s \leq 6 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) ist das Rißverhalten wegen der meist dünneren Stabdurchmesser günstiger, so daß ein besonderer Nachweis entfallen kann.

Der zulässige Stoßanteil und die Anordnung der Stöße im Querschnitt wurden gegenüber bisher praktisch nicht verändert. Zur Anpassung an die neue Regelung (siehe Erläuterungen zu 18.6.4) wurden die bisherigen Grenzdurchmesser, bei deren Einhaltung Matten in der äußeren Bewehrungslage noch gestoßen werden durften, durch einen entsprechenden Bewehrungsquerschnitt ( $a_s = 12 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) ersetzt. Matten mit einem größeren Querschnitt dürfen wie bisher nur in der inneren Lage einer mehrlagigen Bewehrung gestoßen werden, wobei der gestoßene Anteil nicht mehr als 60 % des erforderlichen Bewehrungsquerschnittes betragen darf. Es wurde u. a. darüber diskutiert, Mattenstöße auch bei beliebigem Bewehrungsquerschnitt in der äußeren Bewehrungslage zuzulassen, sofern die Bewehrung im Stoßbereich gering ausgenutzt ist. Man wollte aber keine weiterreichenden Varianten einführen. Im übrigen wird die Richtigkeit des eingeschlagenen Weges durch neuere Ver-



suche [31], die bei der Normenberatung noch nicht berücksichtigt werden konnten, bestätigt. Sie zeigen wie erwartet, daß unter sonst gleichen Bedingungen Stöße in der inneren Lage gegenüber Stößen in der äußeren Lage ein wesentlich günstigeres Tragverhalten aufweisen. Die äußere Bewehrung hält die Rißbreiten an den Stoßenden klein und das Abplatzen der Betondeckung wird zu höheren Lasten hin verschoben. Es scheint daher gerechtfertigt, bei übereinanderliegenden Mattenstößen in der inneren Bewehrungslage auf die Erhöhung der Stahlspannung bei einem evtl. erforderlichen Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite grundsätzlich zu verzichten.

Die Neuregelung für Matten mit Zwei-Ebenen-Stoß (auch im Vergleich zu Stabstählen) zeigt Bild 28. Die  $\alpha_{um}$ -Werte wurden so festgelegt, daß im gesamten Anwendungsbereich eine ausreichend hohe Bruchsicherheit ( $\gamma \geq 2,1$ ) gewährleistet ist. Bei der Berechnung der Übergreifungslänge für Zwei-Ebenen-Stöße ist der Beiwert  $\alpha_1$  (siehe Abschnitt 18.5.2.2) stets mit 1,0 einzusetzen, da die  $\alpha_{um}$ -Werte den geringen Einfluß der angeschweißten Querstäbe bereits beinhalten. Die gegenüber Stabstählen höheren  $\alpha_{um}$ -Werte sind durch die aus der Exzentrizität der Bewehrung herrührenden Abtriebskräfte und die fehlende Umfassungsbewehrung bedingt. Ohne daß die Norm ausdrücklich darauf hinweist, steht es außer Zweifel, daß Stöße von Stabstählen, bei denen die Stäbe übereinanderliegen, zumindest bis 16 mm Durchmesser nach den Regeln für Matten, also ohne Umschließungsbewehrung ausgeführt werden dürfen, wenn der Abstand der gestoßenen Stäbe mindestens  $10 d_s$  oder 100 mm beträgt.

Die Auswirkungen der Neuregelung für Matten aus Rippenstäben lassen sich am eindrucksvollsten durch einen Vergleich der Bilder 29 und 30 demonstrieren. Dargestellt ist jeweils die bezogene Übergreifungslänge  $l_0/d_{sv}$  in Abhängigkeit vom Vergleichsdurchmesser  $d_{sv}$ . Bild 29 zeigt die bisherige und Bild 30 die neue Regelung. Nach der bisherigen Regelung bestimmte die Zahl der Maschen die Über-

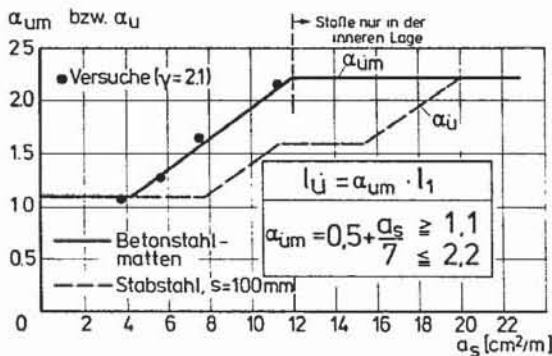


Bild 28: Beiwert  $\alpha_{um}$  (Verbundbereich I) zur Berechnung der Übergreifungslänge geschweißter Betonstahlmatten aus gerippten Stäben nach Neufassung DIN 1045, Ausgabe 1978. Vergleich mit Versuchsergebnissen und  $\alpha_0$ -Werten für Stabstähle

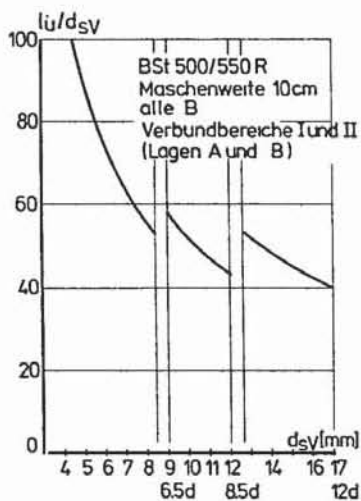


Bild 29: Erforderliche Übergreifungslänge  $l_0/d_{sv}$  in Abhängigkeit vom Vergleichsdurchmesser  $d_{sv}$  für geschweißte Betonstahlmatten nach DIN 1045, Ausgabe 1972 (Zwei-Ebenen-Stöße ohne bügelartige Umfassung)

greifungslänge. Bei konstanter Maschenweite nahmen daher die bezogenen Übergreifungslängen mit zunehmendem Vergleichsdurchmesser  $d_{sv}$  ab (Bild 29). Der Einfluß der Betonfestigkeit und der Lage der Bewehrung beim Betonieren blieben unberücksichtigt. Die alte Regelung entspricht nicht dem oben erläuterten Tragverhalten und beinhaltet für größere Bewehrungsquerschnitte ein Sicherheitsrisiko. Daß keine Schäden aufgetreten sind, ist überwiegend auf die gegenüber der Rechnung geringeren Lasten zurückzuführen, zum Teil aber auch darauf, daß größere Übergreifungslängen als vorgeschrieben gewählt wurden. Die Neuregelung trägt dem tatsächlichen Tragverhalten weitgehend Rechnung. Die erforderliche bezogene Übergreifungslänge  $l_0/d_{sv}$  steigt jetzt bei konstantem Längsabstand mit zunehmendem Durchmesser an (Bild 30). Für Matten mit geringem Bewehrungsquerschnitt, die sehr häufig angewendet werden, ergeben sich kürzere Übergreifungslängen als bisher. Beim Stoß von Matten mit dicken Stäben in engen Abständen (hoher Stahlquerschnitt pro Meter) sind jedoch insbesondere bei niedrigen Betongüten wesentlich größere Übergreifungslängen erforderlich.

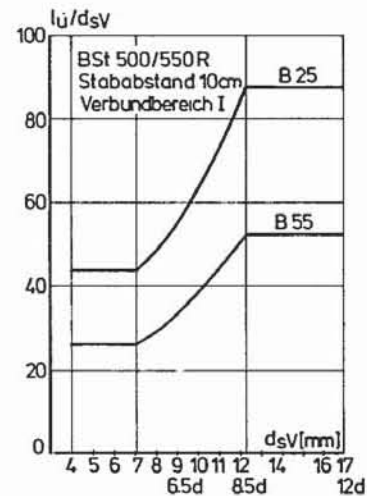


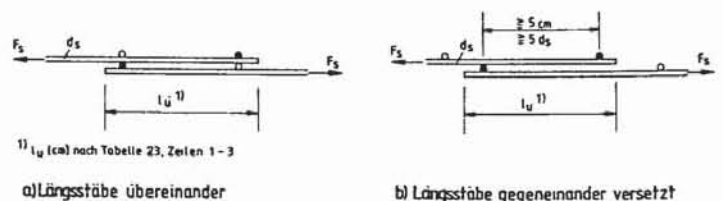
Bild 30: Erforderliche Übergreifungslänge  $l_0/d_{sv}$  in Abhängigkeit vom Vergleichsdurchmesser  $d_{sv}$  für geschweißte Betonstahlmatten im Verbundbereich I nach Neufassung DIN 1045, Ausgabe 1978 (Zwei-Ebenen-Stöße ohne bügelartige Umfassung)

Für Druckstöße wird wie bei Stabstählen als Übergreifungslänge  $l_0 \geq l_0$  gefordert. Eine Vergrößerung von  $l_0$  zur Berücksichtigung der Exzentrizität der Bewehrung erschien nicht erforderlich, da sich die im Vergleich zu Einzelstäben im allgemeinen geringeren Stabdurchmesser und größeren Stababstände günstig auswirken.

#### 18.6.4.4 Übergreifungsstöße von Stäben der Querbewehrung

Für Übergreifungsstöße von Stäben der Querbewehrung wurden aus Gründen der Vereinfachung die bisherigen, in der Praxis bewährten Vorschriften im Prinzip beibehalten. Für den Stoß dicker Querstäbe ( $d_s > 6,5$  mm) war die bisher geforderte Übergreifungslänge jedoch zu gering, so daß eine Korrektur noch oben notwendig war.

Die Übergreifungslängen sind kürzer als für Tragstäbe, da bei Stößen der Querbewehrung eine etwas geringere Bruchsicherheit als ausreichend angesehen wird. Nach Bild 27 ist bei Matten aus Rippenstäben und den hier zugelassenen kurzen Übergreifungslängen ( $l_0 \sim 0,6 - 0,7 l_0$ ) der Einfluß eines wirksamen Querstabes auf die Stoßtragkraft vergleichsweise groß, während die Stoßbruchlast



<sup>1)</sup>  $l_U$  (cm) nach Tabelle 23, Zeilen 1-3

a) Längsstäbe übereinander

b) Längsstäbe gegeneinander versetzt

Bild 31: Beispiele für Übergreifungsstöße von Stäben der Querbewehrung geschweißter Betonstahlmatten aus gerippten Stäben



durch weitere Querstäbe nicht mehr wesentlich gesteigert werden kann. Wegen der verkürzten Übergreifungslänge muß daher auch bei Rippenstäben innerhalb der Übergreifungslänge mindestens ein wirksamer Stab je Matte, das ist in diesem Fall ein Längsstab, vorhanden sein (Bild 31). Diese Bedingung wird eingehalten, wenn sich die Matten wie üblich um mindestens eine Masche überdecken.

### 18.6.5 Verschraubte Stöße

Für verschraubte Stöße sind die Anwendungsbedingungen gegenüber bisher nahezu unverändert geblieben.

Im Gebrauchszustand darf der Schlupf im Gewinde nur gering sein ( $\leq 0,1$  mm an beiden Muffenenden), damit bei zugbeanspruchten Stößen eventuelle Risse an den Stoßenden nicht zu breit werden. Für den Bruchzustand wird logischerweise gefordert, daß das Verbindungsmittel nicht vor den Stäben die Streckgrenze erreicht und daß ein Versagen der Stäbe eintritt. Das Verbindungsmittel muß mindestens eine Bruchlast entsprechend  $1,2 \cdot \beta_z \cdot A_s$  ( $\beta_z, A_s$  = Nennwerte der Zugfestigkeit und Querschnitt der gestoßenen Stäbe) aufweisen, weil insbesondere bei unbehandelten Stählen die tatsächliche Zugfestigkeit meist über dem Nennwert liegt. Im übrigen wäre es wenig überzeugend, wenn für gleiche Stahlgüten in Abhängigkeit vom Herstellungsverfahren (Kaltverformung, unbehandelt) unterschiedliche Muffenabmessungen verlangt würden.

Die Regeln für die Betondeckung (Abschnitt 13.2) und den lichten Stababstand (Abschnitt 18.2) gelten auch für Verbindungsmittel, um Korrosion zu vermeiden und das Einbringen des Betons nicht zu behindern. Dabei ist es ausreichend, Betondeckung und lichten Abstand zwischen den Verbindungsmitteln auf den Durchmesser der gestoßenen Stäbe zu beziehen.

### 18.6.6 Geschweißte Stöße

Die Regeln für die Ausführung geschweißter Stöße waren bisher wenig transparent. Maßgebend ist nach wie vor DIN 4099. Diese bezieht sich hinsichtlich der Stöße jedoch auf DIN 1045. Neben der genannten Norm bestehen bauaufsichtliche Zulassungen, die nicht allgemein bekannt sind. Daher wurde der derzeitige Stand der Technik in DIN 1045 eingearbeitet.

Die gängigen Schweißverfahren mit den zugehörigen Anwendungsbedingungen sind unabhängig davon, ob durch DIN 4099 oder durch Zulassungen geregelt, in Tabelle 22 übersichtlich zusammengestellt. Dabei wurde bewußt auf die Aufnahme des sog. Kreuzungsstoßes durch Widerstands-Punktschweißung verzichtet, da dieser kein Stoß von Tragstäben im Sinne des Abschnittes 18.6 ist.

### 18.6.7 Kontaktstöße

Für druckbeanspruchte Stäbe in Stützen ist wie bisher der Stoß durch Kontakt der Stabstirnflächen zulässig, wobei die Anwendungsbedingungen unverändert geblieben sind. Allerdings wurde der Abschnitt redaktionell überarbeitet.

Wesentliche Voraussetzung für das Funktionieren von Kontaktstößen ist die zentrische Kräfteinleitung. Diese soll durch rechtwinklig zur Stablängsachse gesägte Stirnflächen und Montagehilfen sichergestellt werden. Die Anwendung ist auf beim Betonieren lotrecht stehende Stäbe mit einem Durchmesser  $d_s \geq 20$  mm beschränkt. Zur Gewährleistung der Stabilität von Stützen mit Kontaktstößen insbesondere im Hinblick auf mögliche Katastrophenbeanspruchungen sind besondere Regelungen zu beachten:

- die Stützen müssen an den Enden unverschieblich gehalten sein und die Stöße sind nur in den äußeren Vierteln der Stützenlänge anzuordnen,
- die Stäbe dürfen naturgemäß nicht planmäßig auf Zug beansprucht werden,
- der zulässige Stoßanteil ist begrenzt (siehe Abschnitt 18.6.2).

Dem mehrfach vorgetragenen Wunsch, Toleranzen für die Rechtwinkligkeit der Stirnflächen anzugeben, konnte der Arbeitskreis aus naheliegenden Gründen nicht entsprechen. Entweder sorgt man für die exakte Einhaltung der Anwendungsbedingungen, oder man wählt eine andere Stoßart. Schließlich kann man nicht jeden Kontaktstoß auf Bruchteile von mm oder Grad Schrägstellung vermaßen. Der Konstrukteur sollte sich gerade bei Kontaktstößen seiner Verantwortung bewußt sein und nicht versuchen, Ungenauigkeiten bei der Ausführung durch Normen legalisieren zu lassen.

## 18.7 Biegezugbewehrung

Die richtige Führung der Biegezugbewehrung ist für das Gebrauchs- und Bruchverhalten von Stahlbetontragwerken von wesentlicher Bedeutung. Daher waren Festlegungen zu treffen hinsichtlich der Anpassung an den Schnittkraftverlauf (Versatzmaß, siehe auch Erläuterungen zu Abschnitt 18.7.2), der Anordnung der Bewehrung in Plattenbalken- oder Hohlkastenquerschnitten und ihrer Verankerung an den Auflagern bzw. im Feld.

Entsprechend dem sachlichen Inhalt wurde der Abschnitt neu gegliedert und redaktionell überarbeitet.

### 18.7.1 Grundsätze

Der wesentliche Inhalt bezieht sich auf die Anordnung der Biegezugbewehrung in der Platte von Hohlkasten- bzw. Plattenbalkenquerschnitten. Nach Versuchsergebnissen [32, 33] ist es richtig, die Biegezugbewehrung nur auf die Hälfte der rechnerisch mitwirkenden Breite  $b_{mi}$  ( $i = 1$  bis 3, vergl. [35]) nach Abschnitt 15.3 zu verteilen (bisher  $1,0 b_{mi}$ ). Eine weitergehende Verteilung wirkt sich auf die Rißteilung und die Gleichmäßigkeit der Beanspruchung der Bewehrung ungünstig aus (siehe Bild 32). Ebenso kann eine Konzentration der Bewehrung im Bereich des Steges keinen Beitrag zu Rissicherung im Bereich der Platte liefern [32]. Ordnet man dagegen den überwiegenden Teil der Biegezugbewehrung, wie oben angegeben, seitlich neben dem Steg in der Platte an, ergibt sich ein günstiges Rißverhalten. Außerdem hat man einen größeren Hebelarm der inneren Kräfte zur Verfügung, kann mit kürzeren Verankerungslängen auskommen, da meist Verbundbereich I vorliegt, und erhält ausreichend große Rüttellücken. Diese Bewehrungsanordnung begünstigt den Einsatz vorgefertigter Elemente.

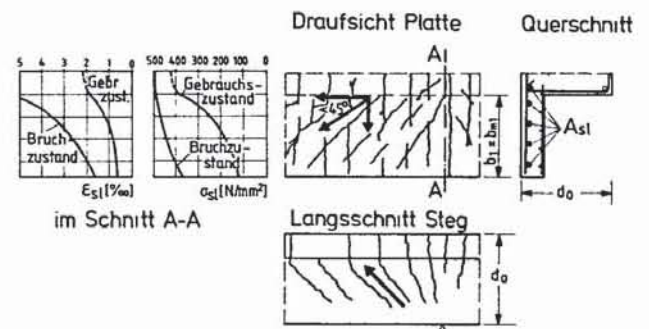


Bild 32: Beanspruchung eines Plattenbalkens im Stützbereich (nach [33])

Der im Steg anzuordnende Bewehrungsanteil wurde nicht quantitativ festgelegt. Die Forderung, eine ausreichende Bewehrung im Steg anzuordnen, sollte verhindern, daß die gesamte Biegezugbewehrung in die Platte verlegt wird. Unter normalen Bedingungen kann die Forderung als erfüllt angesehen werden, wenn die Biegezugbewehrung etwa gleichmäßig über den Steg und die halbe mitwirkende Breite verteilt wird.

Das Versatzmaß  $v$  der außerhalb des Steges, also in der Platte liegenden Zugstäbe, ist zur Berücksichtigung der vergrößerten Eintragungslänge um den 1,0fachen Abstand vom Stegrand zu erhöhen. Die Berechnung der Anschlußbewehrung richtet sich nach Abschnitt 18.8.5.

### 18.7.2 Deckung der Zugkraftlinie

Es ist Stand der Technik, die Tragwirkung von Stahlbetontragwerken unter Biege- und Querkraftbeanspruchung durch ein Einfach- bzw. Mehrfach-Strebenfachwerk zu beschreiben. Daraus folgt, daß die von der Bewehrung aufzunehmende Zugkraft nicht allein aus den Schnittkräften  $M$  und  $N$ , sondern unter zusätzlicher Berücksichtigung eines sog. Versatzmaßes  $v$  zu berechnen ist.

Dieses hängt u. a. von der Neigung der Druckstreben im Beton und der Neigung der Schubbewehrung gegenüber der Bauteillängsachse ab. Weitere Einzelheiten sind der Literatur (z. B. [36, 37]) zu entnehmen. Durch die Aufnahme von Schubzulagen als neues Schubbewehrungselement (siehe Abschnitt 18.8) war eine Erweiterung der bisherigen Regeln notwendig. Wegen der besseren Über-



sichtigkeit entschied man sich für eine tabellarische Zusammenstellung der Versatzmaße (Tabelle 25). Die Versatzmaße blieben für Bauteile mit Schubbewehrung unverändert, lediglich für Platten ohne Schubbewehrung wurde  $v$  aufgrund neuerer Versuche [38, 39] von bisher  $1,5 \cdot h$  auf  $1,0 \cdot h$  reduziert. Bei Balken und Platten mit Schubbewehrung im Schubbereich 1 kann das Versatzmaß entweder nach Tabelle 25 gewählt oder wie bisher zu  $v = 0,75 \cdot h$  angenommen werden.

Zur Zugkraftdeckung nicht mehr benötigte Bewehrungsstäbe dürfen wie bisher auf- bzw. abgebogen werden. Das bisherige Verbot der Staffelung der Biegezugbewehrung im Schubbereich 3 entfiel aufgrund der Versuche [40].

Die Deckung der Zugkraftlinie ist bei gestaffelter Bewehrung oder im Schubbereich 3 wie bisher mindestens genähert (z. B. durch Zeichnung) nachzuweisen. Die bisherige Formulierung: „Schätzungen der Deckung der Zugkraftlinie sind zulässig, wenn der Grundwert der Schubspannung  $\tau_0 \leq \tau_{02}$  ist und die zur Deckung nicht mehr benötigten Stäbe zur Schubabsicherung aufgebogen werden“, war stets Anlaß für Fragen an den Auslegungsausschuß und wurde nicht mehr aufgenommen. Der Arbeitsausschuß vertrat die Auffassung, daß der Konstrukteur in diesen Fällen aufgrund seiner Erfahrung und wegen der sonstigen Bestimmungen (z. B. erforderlicher Mindestquerschnitt an den Auflagern und Anordnung und Abstand der Schrägstäbe untereinander) die Zugkraftlinie auch ohne gesonderten Nachweis ausreichend abdecken wird.

### 18.7.3 Verankerung außerhalb von Auflagern

Außerhalb von Auflagern können Bewehrungsstäbe durch Auf- oder Abbiegen oder als sogenannte gestaffelte Stäbe verankert werden.

Die bisherigen Regeln für die Verankerung gestaffelter Stäbe wurden beibehalten. Danach beträgt die Verankerungslänge i. a.  $\alpha_1 \cdot l_0$  und ist vom rechnerischen Endpunkt E der Zugkraftlinie zu messen. Nur bei Platten mit Stabdurchmessern  $d_s < 16$  mm darf die Verankerungslänge  $l_1$  gewählt, also die tatsächlich wirkende Stahlspannung berücksichtigt werden. Allerdings muß sichergestellt sein, daß die Länge  $\alpha_1 \cdot l_0$  vom Anfangspunkt A der Zugkraftlinie ebenfalls eingehalten ist. Der mehrfach vorgetragene Wunsch, die für Platten geltende Regelung generell aufzunehmen, wurde nach eingehender Diskussion abgelehnt. Dafür waren im wesentlichen folgende Gründe maßgebend:

Die Zugkraftlinie kann von dem rechnerisch ermittelten Verlauf abweichen und ihre Deckung wird i. a. nur genähert nachgewiesen. Da außerdem Verlegeungenauigkeiten auftreten können, kann die tatsächlich vorhandene Verankerungslänge kürzer als der rechnerische Wert sein. Dadurch steigt die Beanspruchung des Betons infolge Querkraften an. Dieser Einfluß wird bei Flächentragwerken mit dünnen Stäben als gering angesehen, weil meist große, auf den Stabdurchmesser bezogene Stababstände vorliegen und bei örtlicher Überbeanspruchung eine Querverteilung der Lasten möglich ist. Demgegenüber könnte man sich bei Stabtragwerken nicht mit einem überschlägigen Nachweis der Deckung der Zugkraftlinie zufrieden geben, und es wären zusätzliche Anforderungen an die Querbewehrung zu stellen, wenn die Verankerungslänge entsprechend der Regelung für Platten „genau“ eingehalten würde. Diese Erschwernisse sind wenig praxisnah, zumal es sicher unbestritten ist, daß die Wirtschaftlichkeit der Stahlbetonbauweise nicht davon abhängt, ob die Verankerungslänge 10 oder 20 cm größer ist als rechnerisch erforderlich.

Schubabbiegungen, die im Bereich von Betonzugspannungen enden, müssen an die Zugbewehrung angeschlossen werden. Es liegen also ähnliche Verhältnisse vor wie bei Übergreifungsstößen. Daher wird als Verankerungslänge  $1,3 \cdot \alpha_1 \cdot l_0$  verlangt. Bei im Bereich von Betondruckspannungen endenden Schubabbiegungen kann die Verankerung ab der Nulllinie gerechnet werden. Da zusätzlich eine günstige Wirkung der Krümmung vorhanden ist, darf die Verankerungslänge  $0,6 \cdot \alpha_1 \cdot l_0$  betragen. Die bisherigen Sonderregeln für Schubabbiegungen im Bereich von Innenstützen bzw. für sog. Hutstäbe entfielen, da die allgemeinen Regeln anwendbar sind.

### 18.7.4 Verankerung an Endauflagern

Die frühere Formulierung dieses Abschnitts war offenbar unbefriedigend. Dies geht zumindest aus den zahlreichen Anfragen an den Auslegungsausschuß hervor. Aus diesem Grund war klarzustellen, daß an frei drehbaren oder nur schwach eingespannten Endauflagern die Bewehrung bei direkter Lagerung mit der Verankerungslänge  $l_2$  nach Gleichung (27) bzw. bei indirekter Lagerung mit  $l_3$  nach Gleichung (28) zu verankern ist. Die erforderliche Bewehrung ergibt

sich aus der Zugkraft  $F_{aR}$  nach Gleichung (26). Die über das Auflager geführte Bewehrung (= vorh  $A_s$ ) muß i. a. mindestens einem Drittel bzw. bei Platten ohne Schubbewehrung je nach Höhe der Schubspannung 50 % oder 100 % (siehe Abschnitt 20.1.6.2) der größten Feldbewehrung entsprechen. Als Bezugslinie für den Beginn der Verankerung wird die Auflagervorderkante angesehen. Der wirkliche Beginn der Verankerung ist unbekannt. Jedoch wird ab Auflagervorderkante der für eine Verankerung günstige Querdruk wirksam und es treten dort im allgemeinen keine Risse mehr auf, die die Verankerung negativ beeinflussen könnten. Bei der Verankerung von Betonstahlmatten darf der günstige Einfluß von Querstäben natürlich nur berücksichtigt werden, wenn diese innerhalb der Verankerungslänge, d. h. hinter der Auflagervorderkante liegen.

Für die Verankerungslängen  $l_2$  und  $l_3$  sind auf den Stabdurchmesser bezogene Mindestwerte angegeben. Dadurch sollen Verlegeungenauigkeiten abgedeckt und sichergestellt werden, daß zumindest ein Teil der zulässigen Stabkraft verankert ist. Bisher durfte bei Endverankerungen mit Haken, Winkelhaken oder Schlaufen die Krümmung frühestens an der rechnerischen Auflagerlinie beginnen. Diese Forderung ist nach wie vor sinnvoll. Sie wurde jedoch nicht mehr gesondert aufgeführt, da derartige Endverankerungen nur bei kurzen Auflagertiefen zur Ausführung kommen. Dort wird diese Forderung jedoch bei den festgelegten Mindestwerten der Verankerungslänge praktisch immer erfüllt.

Im Zusammenhang mit der Verankerung an Endauflagern wurde eingehend die Frage diskutiert, wie weit die Bewehrung bei großen Auflagertiefen geführt werden muß. Die Forderung, die Stäbe grundsätzlich bis zum Ende der Bauteile zu führen, wäre sicherlich nicht für alle Fälle gerechtfertigt. Andererseits sollte man die Länge nicht zu kurz wählen und die Bewehrung zumindest über die rechnerische Auflagerlinie führen. Auf die Festlegung einer Mindestlänge über diesen Punkt hinaus wurde verzichtet. Man baute auf den Sachverstand des Ingenieurs, der im Bedarfsfall bzw. in kritischen Fällen (geringe Querverpressung) die Bewehrung ohnehin bis an das Ende des Bauteils führen wird.

Die Neuregelung bewirkt in Verbindung mit Abschnitt 18.5.2.2, daß bei Endverankerungen mit geraden Stabenden um ein Drittel geringere Auflagertiefen als bisher möglich sind. Bei Endverankerungen mit Haken oder Winkelhaken und einer geringen Ausnutzung der Bewehrung (erf  $A_s$ /vorh  $A_s \leq 0,5$ ) ergeben sich keine wesentlichen Unterschiede gegenüber bisher. Nur bei hoch ausgenutzten Stäben mit Endhaken werden deutlich größere Auflagertiefen erforderlich, was aber gerechtfertigt erscheint.

### 18.7.5 Verankerung an Zwischenauflagern

Im allgemeinen ist (wie bisher) an Zwischenauflagern, an Endauflagern mit anschließenden Kragarmen, an eingespannten Auflagern und an Rahmenecken mindestens ein Viertel der größten Feldbewehrung über das Auflager zu führen und zu verankern. Für Platten ohne Schubbewehrung gelten gemäß Abschnitt 20.1.6.2 je nach Höhe der Schubbeanspruchung höhere Werte. Als Verankerungslänge wird unabhängig von der Art der Endverankerung (gerade Stabenden oder Krümmungen) und der Lagerungsart (direkt oder indirekt) vereinfachend das Maß  $6 d_s$  gefordert, wobei Krümmungen von Haken und Winkelhaken wie bisher an der Auflagervorderkante beginnen dürfen. Die Länge von  $6 d_s$  ist ein Kompromiß, weil sie zur vollen Verankerung der Bewehrung auf keinen Fall ausreicht. Deshalb wird, wie bisher schon, empfohlen, zur Aufnahme rechnerisch nicht berücksichtigter Beanspruchungen, die bei Brandeinwirkung oder im Katastrophenfall auftreten können, den über das Auflager geführten Anteil der Bewehrung entweder kraftschlüssig zu stoßen oder ohne Stoß durchzuführen. Die Erfahrungen [41] haben gezeigt, daß durch diese einfache Maßnahme auf „billige“ Art der Einsturz von Bauwerken bei extremer Beanspruchung oft verhindert werden konnte. Es bleibt aber letztlich eine Ermessensfrage, was in welchem Fall vorteilhafterweise getan wird.

### Ohne Unterabschnitt: Zum Nachweis der Verbundspannungen

Der Nachweis der Verbundspannungen war bisher bei Schubspannungen  $\tau_0 > \tau_{02}$  und gleichzeitig hoch ausgenutzter Biegedruckzone vorgeschrieben. Die Neufassung verzichtet auf diesen Nachweis, wofür folgende Gründe maßgebend sind:

In der Ausgabe 1943 der DIN 1045, Abschnitt 22, war für die damals üblichen glatten Rundstäbe aus St I, die am Ende mit Haken zu versehen waren, für Stabdurchmesser  $d_s > 26$  mm der Verbundspannungsnachweis als Ersatz für die damals noch fehlenden Angaben über Verankerungslängen am Endauflager gefordert. Die Ausgabe 1972 der DIN 1045 schrieb jedoch für alle Stahllarten Verankerungs-



längen vor, die unter Bezug auf zulässige Verbundspannungen zu ermitteln waren. Sie verlangte außerdem den Verbundspannungsnachweis, um eine Verminderung der Biegetragfähigkeit durch Einschnüren der Biegedruckzone infolge verschieblichen Verbundes auszuschließen. Diese Gefahr ist jedoch nach Meinung des Arbeitsausschusses nur bei sehr ungünstiger Bewehrungsführung gegeben, die durch andere Vorschriften (u. a. Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite) praktisch ausgeschlossen ist.

Anders liegen die Verhältnisse in Bereichen mit starker Änderung der Biegemomente (punktförmig gelagerte Platten, Anschluß Stütze-Riegel). Für solche Fälle sind jedoch durch besondere Bemessungs- und Konstruktionsvorschriften hinreichende Maßnahmen zur Sicherung der Tragwirkung der Bauteile vorgesehen. Aus diesen Gründen ist ein zusätzlicher Nachweis der Verbundspannungen nicht notwendig.

## 18.8 Schubbewehrung

Die Schubbewehrung soll Zug- und Druckzone von biegebeanspruchten Bauteilen zugfest miteinander verbinden. Dies kann nur durch Bewehrungselemente sichergestellt werden, die in der Druck- und Zugzone ausreichend damit verankert und in nicht zu großem Abstand in Bauteillängs- und querrichtung angeordnet sind.

Bisher konnte die Schubbewehrung aus Bügeln allein oder aus Bügeln und Schrägstäben bzw. in Platten auch aus Schrägstäben allein bestehen. Das Herstellen und Verlegen von Bügeln ist allerdings verhältnismäßig zeit- und kostenaufwendig. Schrägstäbe wiederum weisen wegen zusätzlicher Gleitungen im Krümmungsbereich einen gegenüber Bügeln ungünstigeren Wirkungsgrad auf, so daß bei überwiegend damit bewehrten Bauteilen breite Schubrisse nicht auszuschließen sind. Außerdem sind Schrägstäbe wenig geeignet, die Bewehrungsarbeiten zu vereinfachen und zu rationalisieren. Es mußten daher neben den traditionellen neue Wege aufgezeigt werden.

Grundlage für die Neubearbeitung bildeten im wesentlichen die Ergebnisse des vom Bundesland Nordrhein-Westfalen geförderten Forschungsprogramms „Rationalisierung der Bewehrungstechnik“.

Theoretische Überlegungen, die durch zahlreiche Versuche bestätigt wurden, zeigten, daß es bei Einhaltung des Prinzips des Stahlbetonbaus, alle Zugkräfte durch Bewehrung aufzunehmen, möglich ist, die Biegezugbewehrung nur durch einen Teil der Schubbewehrung in Form von Bügeln zu umschließen und den noch fehlenden Anteil in Form von sog. Schubzulagen auszubilden [42].

Schubzulagen sind korb-, leiter- oder girlandenförmige Elemente aus Rippenstäben oder geschweißten Betonstahlmatten aus gerippten Stäben, die die Biegezugbewehrung nicht oder nur zum Teil umschließen. Sie dienen als Ergänzung oder Ersatz von Schrägstäben. Ausführungsbeispiele sind in Bild 33 dargestellt.

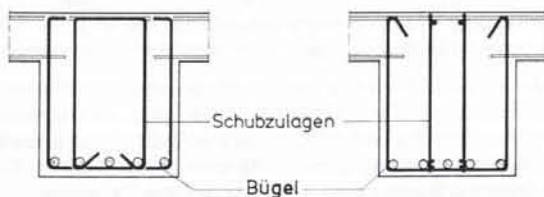


Bild 33: Beispiele für eine Schubbewehrung aus Bügeln und Schubzulagen in Plattenbalken

Balken, die mit Bügeln und Schubzulagen bewehrt sind, weisen bei ausreichender Verankerung der Schubbewehrung sowohl im Gebrauchs- als auch im Bruchzustand (Bild 34) ein gleichartiges Tragverhalten auf wie herkömmlich bewehrte Bauteile. Bei den in [42] beschriebenen Versuchen wurden, wie auch aus Bild 34 zu ersehen ist, verhältnismäßig hohe Schubbruchsicherheiten erreicht. Die Balken waren allerdings für volle Schubsicherheit unter Ansatz einer „zulässigen“ Stahlspannung  $\sigma_s = 240 \text{ N/mm}^2$  bemessen, die Streckgrenze der Schubbewehrung betrug jedoch  $\beta_s > 500 \text{ N/mm}^2$  und die Biegezugbewehrung bestand zur Vermeidung eines vorzeitigen Biegebruchs aus Spannstahl St 850/1050.

Aufgrund der Versuche [42] wurden Schubzulagen als neuartige Schubbewehrungselemente in die Norm aufgenommen. Mit ihnen

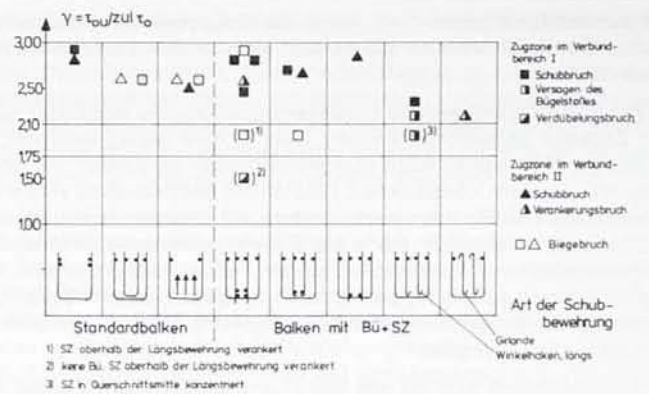


Bild 34: Schubbruchsicherheiten  $\gamma = \tau_{ou} / \text{zul } \tau_0$  für verschiedene Arten der Schubbewehrung (nach [42])



Bild 35: Einbau von Schubzulagen (entnommen aus [43])

ist eine gute Anpassung an den Schnittkraftverlauf möglich, sie können auf engstem Raum gelagert und auf einfache Weise eingebaut werden (Bild 35). Sie tragen somit zur Rationalisierung der Bewehrungsarbeiten bei [43].

### 18.8.1 Grundsätze

Auf die Bedeutung einer ausreichenden Verankerung der Schubbewehrung für das Gesamttragverhalten von Bauteilen wurde bereits hingewiesen. Darüber hinaus ist die Lage der Verankerung zu beachten. Es sollte an sich selbstverständlich sein, Ankerstellen nahe am Querschnittsrand, auf jeden Fall aber „außerhalb“ der Resultierenden der Biegezug- bzw. Biegedruckkraft anzuordnen. Nur unter diesen Voraussetzungen kann sich der nach der Fachwerkanalogie vorausgesetzte Gleichgewichtszustand einstellen, ohne daß planmäßig Betonzugspannungen auftreten.

Zur Vermeidung umständlicher Nachweise wurden vereinfachte und praxisgerechte Regeln eingeführt. Danach müssen die Verankerungselemente, z. B. Haken oder angeschweißte Querstäbe (siehe Abschnitt 18.8.2), in der Druckzone im Bereich zwischen dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche und dem Druckrand liegen. Bei niedrigen Querschnitten und/oder Plattenbalken mit dünner Platte ist diese Bedingung oft nicht einzuhalten. Dann wird es wie bisher



als ausreichend angesehen, wenn die Schubbewehrung über die ganze Querschnittshöhe reicht und nahe dem Querschnittsrand verankert wird.

In der Zugzone müssen die Verankerungselemente möglichst nahe am Zugrand angeordnet werden. Dies ist eine wenig verbindliche Aussage. Man wollte aber absichtlich keine genaueren Angaben machen, um dem Konstrukteur zusätzliche Nachweise zu ersparen. Andererseits sollte man insbesondere bei Schubzulagen bemüht sein, die Verankerung in Höhe des Schwerpunktes der äußeren Bewehrungslage anzuordnen. Auf keinen Fall ist es ausreichend, die Schubzulagen auf die Biegezugbewehrung aufzusetzen. Selbstverständlich ist die erforderliche Betondeckung auch für die Schubbewehrung einzuhalten.

Die Schubbewehrung ist wie bisher mindestens dem Verlauf der Bemessungswerte  $\tau$  entsprechend zu verteilen. Einschnitte in die  $\tau$ -Linie an beliebiger Stelle sind unbedenklich, wenn die Einschnittlänge  $l_E$  nicht zu groß wird ( $l_E \leq 1,0 h$  in den Schubbereichen 1 und 2 und  $l_E \leq 0,5 h$  im Schubbereich 3) und auf der Länge  $2 l_E$  ein Flächenausgleich erfolgt (siehe Bild 24 der Norm). Diese Regel wurde aus [2] übernommen. Das Einschneiden des Schubspannungsdiagramms ist zulässig, weil eine gegenseitige „Unterstützung“ benachbarter Schubbewehrungen innerhalb begrenzter Bereiche angenommen werden kann. Diese Vergünstigung kann besonders bei Verwendung von vorgefertigten Schubbewehrungen (z. B. Bügelmatten oder Gitterträgern) vorteilhaft sein.

## 18.8.2 Bügel

### 18.8.2.1 Ausbildung der Bügel

In Balken, Plattenbalken und Rippendecken sind in der Regel Bügel erforderlich. Ihr Mindestquerschnitt richtet sich nach Abschnitt 18.8.2.2. Für Platten gelten besondere Regeln. Dort dürfen Schrägstäbe und bei Schubspannungen  $\tau_0 \leq 0,5 \tau_{02}$  auch Schubzulagen allein verwendet werden (siehe Abschnitte 18.8.3 und 18.8.4 und zugehörige Erläuterungen). Dabei werden für die erstgenannten Bauteile zur Sicherstellung der Rotationsfähigkeit, zur Aufnahme rechnerisch nicht berücksichtigter Torsionsmomente und aus Gründen der Feuersicherheit grundsätzlich geschlossene Bügel gefordert, d. h. Zugbewehrung und Druckzone sind zu umschließen. Demgegenüber brauchen bei Platten eventuell vorhandene Bügel nur die Hälfte der äußeren Bewehrungslage zu umfassen und sie dürfen in der Druckzone offen ausgebildet werden. Die Verankerung ist jedoch nach Abschnitt 18.8.1 auszubilden. Die großzügigere Regelung für Platten scheint gerechtfertigt, da diese kaum auf Torsion beansprucht werden, die Bügel im Brandfall geschützt im Bauteilinneren liegen und schließlich die Querbewehrung eine Kraftumlagerung im Falle örtlicher Störungen erlaubt.

Die für die Verankerung von Bügeln geeigneten Verankerungselemente sind in Bild 25 der Norm dargestellt. Sie wurden hauptsächlich im Hinblick auf eine ausreichende Schubbruchsicherheit festgelegt. Die gegenüber der Verankerung von Längsstäben (Abschnitt 18.5) großzügigere Regelung kann zwar im Gebrauchszustand zu größeren Gleitungen am Verankerungsbeginn führen. Damit trotzdem die Schubrißbreite die zulässigen Werte nicht überschreiten, wurden die Bügelabstände nach oben begrenzt (vergl. Erläuterungen zu Tabelle 20).

Neu ist, daß der gerade Schenkel bei Winkelhaken nicht  $5 d_s$ , sondern  $10 d_s$  betragen muß. Dadurch soll sichergestellt werden, daß das Schlupfverhalten der Winkelhaken bei Anordnung in der Zugzone und Lage in einem Riß im Beton nicht zu ungünstig ist [44]. Für die Elemente mit angeschweißten Querstäben (Bild 25 c bis e der Norm) sind besondere Bedingungen einzuhalten. Diese beziehen sich im wesentlichen auf die Größe der Betondeckung und die Dicke der angeschweißten Querstäbe. Die bei Beanspruchung der Bügel unter den Querstäben auftretenden Pressungen erzeugen nämlich hohe Zugspannungen im Beton, die durch eine ausreichend bemessene Betondeckung aufzunehmen sind, um Betonabplatzungen zu vermeiden (Bild 36). Mangels ausreichender Versuche wurde die Betondeckung auf mindestens  $3 d_s$  bzw. 5 cm festgelegt. Abweichungen müssen durch Versuche nachgewiesen werden. Soll nur ein angeschweißter Stab zur Verankerung der Bügel verwendet werden (Bild 25 d), so muß dessen Durchmesser zur Gewährleistung einer ausreichend hohen Scherfestigkeit der Schweißknoten mindestens das 1,4fache des Bügeldurchmessers betragen.

Aufgrund mehrfacher Anfragen sei darauf hingewiesen, daß in Krümmungen von Bügeln nicht unbedingt Längsstäbe anzuordnen sind. Deren oft als Verbesserung der Verankerung beschriebene Wirkung ist zumindest nicht eindeutig nachgewiesen [44].

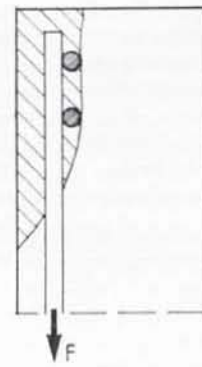


Bild 36: Beispiel für das Abplatzen der Betondeckung bei Verankerung von Bügeln durch angeschweißte Stäbe

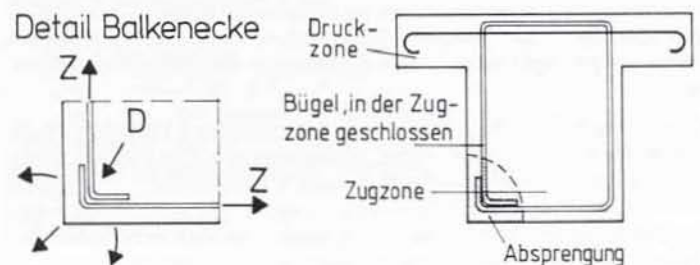
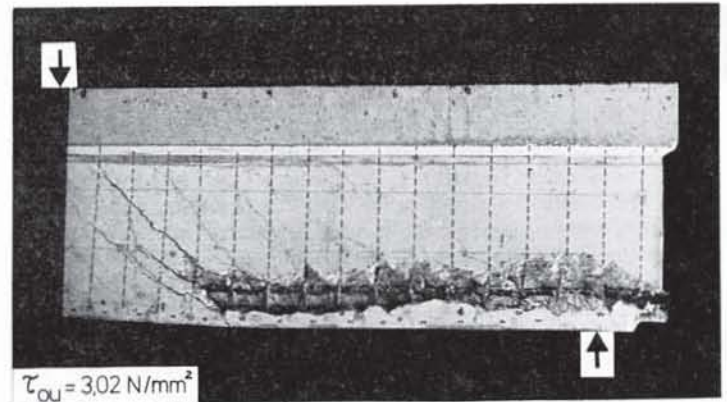


Bild 37: Bruchbild eines Balkens mit gestoßenen Bügeln durch Übergreifen der Winkelhaken (nach [45])

Das Schließen kann in der Druckzone wie bisher durch Übergreifen von Haken oder Winkelhaken (Bild 26 a der Norm) oder durch Aufsetzen einer Kappe mit kurzen Schenkeln erfolgen (Bild 26 b). Natürlich können auch Verankerungselemente nach Bild 25 a und f ohne weiteres mit Kappenbügeln nach Bild 26 b kombiniert werden.

Beim Schließen der Bügel in der Zugzone von Balken ist ein Übergreifungsstoß erforderlich (Bild 26 c, d). Würden die Bügel nämlich nur wie bisher üblich geschlossen, wäre ein vorzeitiger Schubbruch durch Absprengen der Querschnittsecken zu erwarten (Bild 37). Schließt man die Bügel in der Zugzone auf der Balkenschmalseite, müssen die Stabenden zur Aufnahme der Verdübelungskräfte der Längsbewehrung unbedingt in das Querschnittsinnere gebogen werden (Bild 26 d). Werden wie in der Druckzone (Bild 26 b) Kappenbügel eingesetzt, zählt die Übergreifungslänge um die Ecke (Bild 26 c); sie darf aber nur beim Vorhandensein von Haken oder Winkelhaken an den Bügelenden mit dem Beiwert  $\alpha_1 = 0,7$  verkürzt werden. Das Abbiegen der Stabenden in das Querschnittsinnere analog Bild 26 d wäre auch bei der Variante Bild 26 c sinnvoll, um eine Abstützung der schiefen Druckkraft in der Bügelecke ohne Inanspruchnahme der Betonzugfestigkeit zu ermöglichen (vgl. Bild 37). Diese Zusatzmaßnahme wurde jedoch nicht zwingend vorgeschrieben, da sie oft schwierig auszuführen ist.

Die klare Trennung zwischen dem Schließen der Bügel in der Druck- und Zugzone hat natürlich Folgerungen für die Praxis. So müssen nunmehr in dem relativ seltenen Fall eines Durchlaufträgers mit Rechteckquerschnitt die Bügel aus dem Feld im Bereich negativer Momente quasi auf den Kopf gestellt werden. Man wird sicherlich oft und zu Recht die Frage stellen, warum hier eine Änderung vor-



genommen wurde, obwohl es bisher auch anders, vor allem einfacher ging. Dazu ist zu sagen, daß in den letzten Jahren zahlreiche „versteckte Reserven“ der Schubbewehrung abgebaut wurden und diese jetzt nahezu voll beansprucht wird. Daraus müssen natürlich auch die Konsequenzen gezogen werden.

Bei der Behandlung von Plattenbalken wurde ausführlich und hart über die praktisch mögliche und theoretisch erforderliche Bügelausführung diskutiert. Das Ergebnis ist für die Praxis positiv. Es ist immer möglich, die Bügel durch die in Höhe der Bügelenden liegende Bewehrung der anschließenden Platte zu schließen, und zwar auch dann, wenn diese als „Zugzone“ wirkt. Der Querschnitt der Anschlußbewehrung muß mindestens einem Schenkel der Mindestbügelbewehrung nach Abschnitt 18.8.2.2 entsprechen, bzw. sie ist für den Anschluß der Biegezugbewehrung oder der Druckplatten nach Abschnitt 18.8.5 zu bemessen. Der größere Wert ist maßgebend. Die Stababstände dieser Querbewehrung dürfen wie bisher schon vom tatsächlichen Bügelabstand abweichen, allerdings muß der für Bügel geltende zulässige Höchstabstand nach Tabelle 26 eingehalten werden (vgl. Abschnitt 18.8.5). Entsprechend bewehrte Plattenbalken können, wie in Bild 38 schematisch dargestellt, bei hohen Schubspannungen ( $\tau_0 > \tau_{02}$ ) und voller Schubdeckung vor Erreichen der theoretischen Schubtragfähigkeit durch Abheben der äußeren Betonschale über dem Steg versagen. Die Bruchsischerheit betrug im Versuch allerdings  $\gamma > 2,1$  [46].

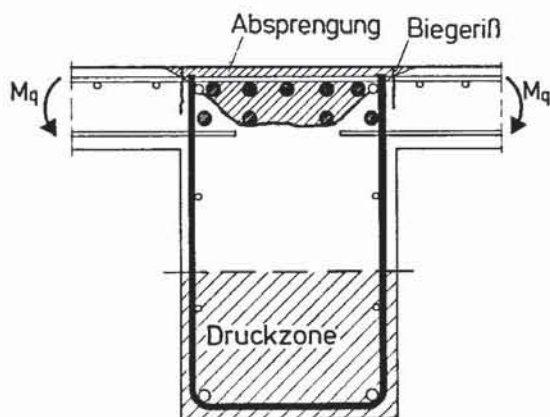


Bild 38: Absprengen der Betonschale im Stegbereich eines Plattenbalkens mit offenen Bügeln (nach [46])

Etwas höhere Bruchsischerheiten ergeben sich bei Anordnung einer zusätzlichen in der Platte unten durchgehenden Querbewehrung, wie sie beispielsweise in [18] gefordert wird, und/oder bei Auslagerung eines Teiles der Bewehrung in die Platte. Die Verwendung von Bügeln, die die Zugbewehrung im Steg umfassen, bringt natürlich die besten Ergebnisse. Bei Bauteilen mit hoher angestrebter Feuerwiderstandsdauer empfiehlt sich diese Bügel Ausbildung.

In Plattenbalken sollen oft Bügel mit nach außen gebogenen Haken oder Winkelhaken eingesetzt werden, um das Einbringen der Biegezugbewehrung und des Betons zu erleichtern. Wählt man eine solche Ausführung, dann ist für die Aufnahme der an den Krümmungen eingeleiteten Umlenkkräfte zu sorgen. Die Platte muß genügend dick sein, und es sollte eine untere, durchgehende oder zumindest ausreichend im Steg verankerte Querbewehrung vorgesehen werden. Es war verständlicherweise nicht möglich, einfache und kurz gefaßte, aber allgemein gültige Regeln anzugeben, die in allen Fällen zu sinnvollen Konstruktionen führen. Daher muß der Ingenieur durch geeignete konstruktive Maßnahmen die Tragfähigkeit derart verankerter Bügel sicherstellen.

In Stegen von Bauteilen dürfen Bügel aus Rippenstäben oder geschweißten Betonstahlmatten aus gerippten Stäben wie bisher schon durch Übergreifung gestoßen werden. Die Übergreifungslänge ist im Gegensatz zu den Empfehlungen in [21] wie für Zugstöße zu bemessen, um die Übertragung der Streckgrenzlast der Bügel ohne Inanspruchnahme von Kraftumlagerungen mit der erforderlichen Sicherheit zu gewährleisten. Die früher zulässige Reduzierung der Bewehrung zur Berechnung der Übergreifungslänge auf 75 % der sonst für Zugstöße geltenden Werte entfiel, da Bügel üblicherweise aus dünnen Stäben bestehen, für die nunmehr ohnehin kürzere Übergreifungslängen zugestanden werden.

Druckglieder mit einer großen Ausmitte der Last ( $e/d \geq 3,5$  für  $\lambda \leq 70$  und  $e/d \geq 3,5 \cdot \lambda/70$  für  $\lambda > 70$ ) sind wie bisher hinsichtlich ihrer baulichen Durchbildung wie Balken oder Platten zu behandeln. Beispielsweise muß bei Stützen die Ausbildung und der Mindestquerschnitt der Bügel dem Abschnitt 18.2 entsprechen. Werden Stützen und Wände auch durch Querkkräfte beansprucht, richtet sich die Bemessung der Schubbewehrung nach Abschnitt 17.5.

Die maximal zulässigen Bügelabstände wurden vereinheitlicht und in Tabelle 26 zusammengefaßt. Die frühere „Soll“-Vorschrift wurde jetzt zu einer „Muß“-Regel, da bei zu großen Bügelabständen sowohl zu breite Schubrissse auftreten können als auch ein Sicherheitsrisiko hinsichtlich der Bruchlast besteht. Der Bügelabstand darf in Bauteillängsrichtung einen prozentualen Anteil der Platten- bzw. Balkendicke (je nach Höhe der Schubspannung 0,3 bis 0,8  $d$  bzw.  $d_0$ ) nicht überschreiten. Dadurch wird gewährleistet, daß jeder Schubriß von einer ausreichenden Zahl von Bügeln gekreuzt und die vorausgesetzte Schubbruchsicherheit auch erreicht wird. Zur Beschränkung der Schubrißbreiten im Gebrauchszustand ist außerdem die Einhaltung eines Höchstwertes in cm erforderlich. Die Festlegung erfolgte mit dem Ziel, in allen Fällen etwa gleiche Schubrißbreiten unter Dauerlast ( $w_{95\%} = 0,25$  bis  $0,30$  mm) zu erhalten [47]. Die Bügelabstände blieben für Stahl BSt 420/500 unverändert. Dagegen wurden sie für Bügel und Schubzulagen aus Stahl der Güte BSt 500/550 RU, RK einheitlich um 5 cm reduziert.

Neu geregelt und als Fußnote 42 in Tabelle 26 aufgenommen wurde der Bügelabstand bei niedrigen ( $d_0 < 20$  cm), gering auf Schub beanspruchten ( $\tau_0 \leq \tau_{011}$ ) Balken. Bei derartigen Bauteilen wurde bisher der Bügelabstand konstruktiv gewählt. Die jetzt verbindliche Regel, wonach für diese Bauteile kein kleinerer Bügelabstand als 15 cm erforderlich ist, berücksichtigt sowohl die praktischen Verhältnisse als auch die notwendigen Sicherheitsanforderungen.

Der höchstzulässige Abstand der Bügelschenkel in Bauteilquerrichtung darf nunmehr mit Rücksicht auf die Begehbarkeit der Bewehrungskörbe bei hohen Querschnitten der Querschnittsdicke entsprechen bzw. 80 cm betragen, wobei der kleinere Wert maßgebend ist, und bei niedrigen Querschnitten ( $d$  bzw.  $d_0 \leq 40$  cm) 40 cm nicht überschreiten.

Bei feingliedrigen Fertigteilen des üblichen Hochbaus dürfen die Bügel auch aus geglühtem Draht (bisher schon zulässig) und aus gezogenem Draht der Güte BSt 420/500 oder 500/550 hergestellt werden. Für die Bemessung der Bügel sind die gezogenen Drähte wegen ihrer schlechten Verbundeigenschaften jedoch wie Stahl der Güte BSt 220/340 zu behandeln.

#### 18.8.2.2 Mindestquerschnitt (der Bügel allein)

Mit der Einführung von Schubzulagen als neues Schubbewehrungselement war der Mindestquerschnitt der Bügel neu festzulegen. In diesem Zusammenhang ist darauf hinzuweisen, daß die insgesamt erforderliche Schubbewehrung bei Balken im Schubbereich 1 nunmehr nach Abschnitt 17.5 für  $\tau = 0,4 \tau_0$  zu ermitteln ist.

Die in [42] beschriebenen Balkenversuche ergaben, daß die Bügel auch unter ungünstigen Verhältnissen alle Zugkräfte, die die Betondeckung beanspruchen, aufnehmen können, wenn sie für nur 20 % bis 25 % der vorhandenen Querkraft bemessen werden. Der Arbeitsausschuß legte den Bemessungswert  $\tau_{00}$  zur Berechnung des Mindestquerschnittes der Bügel zu  $\tau_{00} = 0,25 \tau_0$  fest.

Bild 39 zeigt den Mindestbügelquerschnitt zusammen mit der insgesamt erforderlichen Schubbewehrung in Abhängigkeit von der Schubspannung  $\tau_0$  beispielhaft für BSt 420/500 und B 25. Danach brauchen im Schubbereich 1 nur 60 % der erforderlichen Schubbewehrung aus Bügeln zu bestehen. Für höhere Schubspannungen steigt zwar der insgesamt erforderliche Querschnitt der Bügel stetig an, der prozentuale Anteil sinkt aber für  $\tau_0 \geq \tau_{02}$  auf 25 % der Gesamtschubbewehrung ab. Die fehlende Schubbewehrung kann wie bisher schon aus Bügeln oder Schrägstäben und neuerdings auch aus Schubzulagen bestehen.

Die Schubbemessung nach Abschnitt 17.5.5 wurde im Prinzip beibehalten. Nur für den Schubbereich 1 wurde eine Änderung insofern vorgenommen, als die Bemessung nicht wie bisher für die Rißkraft des Betons, d. h. bezogen auf den tatsächlich vorhandenen Querschnitt, sondern nunmehr für die tatsächlich vorhandene Querkraft mit dem Bemessungswert  $\tau = 0,4 \tau_0$  erfolgen darf (siehe Abschnitt 17.5.5). Im Schubbereich 1 nimmt also die erforderliche Schubbewehrung mit kleiner werdendem  $\tau_0$  theoretisch bis auf Null ab. Für balkenförmige Bauteile verbleibt allerdings aufgrund der Forderungen, daß stets Bügel anzuordnen sind und der Bügelab-



stand nicht beliebig groß gewählt werden darf, auch bei Wahl dünner Bügeldurchmesser eine Mindestschubbewehrung. Die geänderte Bemessung im Schubbereich 1 hat den Vorteil, daß der Querschnitt der Schubbewehrung bzw. der Bügel konstant bleibt, auch wenn die Stegbreite und/oder die Betonfestigkeitsklasse größer als statisch erforderlich gewählt werden. Ein Sicherheitsrisiko wird nach einheitlicher Auffassung des Arbeitskreises mit diesem Bemessungsverfahren nicht eingegangen. Bei der planmäßigen Betonfestigkeit sind Schubrisse i. a. erst oberhalb der rechnerischen Bruchlast zu erwarten, bei einer zu geringen Festigkeit reicht die vorhandene Schubbewehrung zur Übertragung der planmäßigen Lasten mit der erforderlichen Sicherheit aus. Ob eine wesentliche Erhöhung der planmäßigen Querkraften z. B. infolge rechnerisch nicht berücksichtigtem Zwang zu erwarten ist, muß fallweise geprüft werden. Gegebenenfalls ist eine zusätzliche Bewehrung erforderlich.

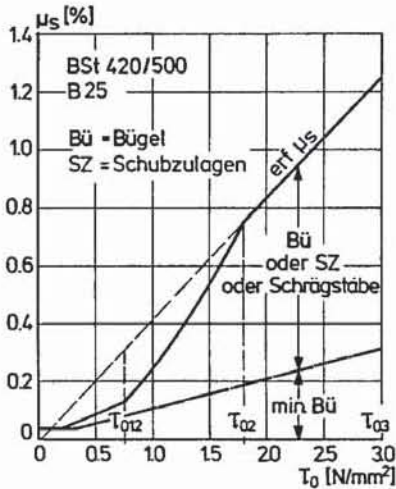


Bild 39: Erforderliche Schubbewehrung und Mindestquerschnitt der Bügel nach Neufassung DIN 1045, Ausgabe 1978

### 18.8.3 Schrägstäbe

Schrägstäbe können nur dann Schubkräfte aufnehmen, wenn sie Schubrisse kreuzen. Um dies zu gewährleisten, ist die Einhaltung bestimmter Abstände vom Auflager bzw. untereinander notwendig.

Der Abstand des ersten Schrägstabes von der rechnerischen Auflagerlinie darf wie bisher nicht größer als  $2h$  sein. Allerdings wurde entgegen der ursprünglichen Absicht darauf verzichtet, einen Mindestabstand ( $1,0 - 1,5h$ ) anzugeben, da als bekannt vorausgesetzt wird, daß zu dicht am Auflager angeordnete Schrägstäbe unwirksam sind.

Die Abstände der Schrägstäbe untereinander für Balken im Schubbereich 2 und für Platten allgemein wurden von bisher  $2,0h$  auf  $1,5h$  verringert. Damit ist auch bei ungünstigem Verlauf der Schrägrisse, also bei Rißeigungen von ca.  $45^\circ$ , die Mitwirkung der Schrägstäbe an der Querkraftaufnahme sichergestellt. Bei den bisher zulässigen Abständen war es denkbar, daß Schubrisse die Schrägstäbe, wenn überhaupt, nur im Bereich der Krümmungen kreuzen.

Werden Schrägstäbe im Längsschnitt nur an einer Stelle angeordnet, so können sie selbstverständlich nur die in einem gewissen Längenbereich auftretende Schubkraft aufnehmen. Dieser Bereich wird vereinfacht zu  $2,0h$  angenommen. Entsprechende Angaben fehlten bisher.

Im Sonderfall der Platten mit einer mehrlagigen Biegezugbewehrung und einer Schubbewehrung aus Schrägstäben allein geht man – ohne daß es die Norm ausdrücklich regelt – davon aus, daß die Schrägstäbe nicht ausschließlich aus der innersten Bewehrungslage aufgebogen, sondern möglichst gleichmäßig auf alle Bewehrungslagen verteilt werden. Ist aus konstruktiven Gründen nur das Aufbiegen der Stäbe der innersten Bewehrungslage möglich, empfiehlt es sich, Bügel mit einem Mindestquerschnitt nach Abschnitt 18.8.2.2 so anzuordnen, daß mindestens 50 % der äußeren Bewehrungslage umschlossen wird.

### 18.8.4 Schubzulagen

In den Erläuterungen zu Abschnitt 18.8 wurden bereits die wesentlichen Merkmale der Schubzulagen als neu eingeführte Schubbewehrungselemente genannt (siehe auch Bild 33):

- sie haben einen korb-, leiter- oder girlandenartigen Aufbau,
- die Staboberfläche ist gerippt,
- sie brauchen die Biegezugbewehrung nicht zu umschließen.

Schubzulagen sind zur Vermeidung von Lastkonzentrationen möglichst gleichmäßig über den Querschnitt zu verteilen und dürfen nicht zu nahe an den Seitenflächen der Bauteile angeordnet werden, damit die Betondeckung durch die Verankerungselemente nicht zusätzlich beansprucht wird (vergl. Abschnitt 18.8.2.1 und zugehörige Erläuterungen).

Nach den in [42] beschriebenen Versuchen beteiligen sich Schubzulagen nur dann anteilig an der Kraftaufnahme, wenn sie ausreichend verankert sind. Dies ist gewährleistet, wenn man die gleichen Maßstäbe wie für Bügel anlegt (siehe Abschnitt 18.8.2.1). Sehr wirkungsvoll sind Verankerungen nach Bild 25 c bis e der Norm (siehe auch Bild 34). Verankerungen mit Winkelhaken nach [1] bzw. girlandenförmige Schubzulagen verhielten sich in den Versuchen etwas weniger günstig. Die jetzt vorgeschriebene Ausbildung (längere freie Schenkel bzw. größere Biegerollendurchmesser) läßt jedoch ein ähnliches Schubtragverhalten wie eine konventionelle Schubbewehrung erwarten.

Die Verankerungselemente sind in der Druckzone bzw. in der Zugzone möglichst nahe am Querschnittsrand anzuordnen (siehe Erläuterungen zu Abschnitt 18.8.1), um eine Abstützung der schiefen Druckstreben ohne Inanspruchnahme der Betonzugfestigkeit zu ermöglichen.

In Balken, Plattenbalken und Rippendecken dürfen Schubzulagen nur in Verbindung mit Bügeln nach Abschnitt 18.8.2.2 eingesetzt werden. Eine Ausnahme wird aus praktischen Gründen für feingliedrige Fertigteilträger (z.B. I, T-Profile oder Hohlkastenquerschnitte mit Stegbreiten  $b_0 \leq 8\text{ cm}$ ) zugestanden, in denen einschichtige Schubzulagen allein als Bewehrung zulässig sind, wenn die Biegezugbewehrung und die Druckzone gesondert durch Bewehrung umschlossen werden. Diese aus den Versuchen [48] abgeleiteten Regeln entsprechen im Prinzip denjenigen der derzeitigen Spannbetonrichtlinien.

In Platten in Bereichen mit Schubspannungen  $\tau_0 \leq 0,5 \tau_{02}$  dürfen Schubzulagen allein als Schubbewehrung verwendet werden, in Bereichen mit Schubspannungen  $\tau_0 > 0,5 \tau_{02}$  dagegen nur gemeinsam mit Bügeln. Die Bügel müssen, wie bereits früher ausgeführt, mindestens die Hälfte der Stäbe der äußeren Bewehrungslage umschließen. Sie sollen den Anteil der schiefen Druckstreben, der sich auf die Längsbewehrung abstützt (Verdübelungswirkung), und die Sprengkräfte aus der Verbundwirkung der Längsstäbe aufnehmen. Bei geringen Schubspannungen sind diese Kräfte klein und werden dem Beton zugewiesen, was ohne Verringerung der Schubtragfähigkeit möglich ist [39].

### 18.8.5 Anschluß von Zug- oder Druckplatten

Bei Plattenbalken, Balken mit I-förmigen Querschnitten, Hohlkastenträgern u. a. sind die außerhalb der Bügel liegenden Zugstäbe bzw. die Druckplatten (Flansche) wie bisher mit einer über die Stege durchlaufenden Querbewehrung anzuschließen. Als Bemessungsmodell dient das sog. Flanschfachwerk (Bild 40), das durch Versuche [33, 34] für druck- und zugbeanspruchte Gurte und bei zusätzlicher Querbiegung bestätigt wurde.

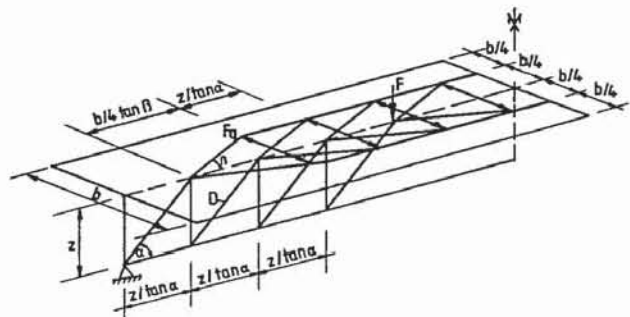


Bild 40: Fachwerkmodell für den Anschluß einer Druckplatte an den Steg (nach [34])



Bei Querbiegung wird der Beton im Plattenanschnitt in Querrichtung durch die Biegedruckkraft und die entsprechenden Komponenten der schiefen Druckstreben des Flanschfachwerkes beansprucht. Dadurch kann es bei gleichzeitigem Auftreten von hohen Querbiegemomenten und Längsschubkräften zu einem vorzeitigen Versagen der Betondruckzone im Plattenanschnitt kommen [33, 49]. Um einerseits diese Gefahr weitgehend auszuschließen und andererseits einen Nachweis der Biegedruckzone für die kombinierte Beanspruchung zu vermeiden, wurde die Schubspannung in den Plattenanschnitten auf  $\tau_{0a} \leq \tau_{02}$  begrenzt. Dabei ist  $\tau_{0a}$  nach Bild 41 zu bestimmen (vergl. [35]).

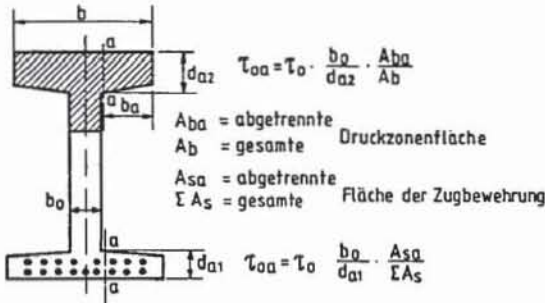


Bild 41: Ermittlung der Schubspannung  $\tau_{0a}$  in den Plattenanschnitten

Die Bewehrung zum Anschluß von Druckplatten oder einer ausgelagerten Zugbewehrung wird wie bisher nach der Fachwerkanalogie ermittelt. Allerdings ist die Neigung der Druckstreben in der Regel flacher als  $45^\circ$ . Daher ist die Anschlußbewehrung nach Abschnitt 17.5.5 nach den Regeln für Balken zu bemessen, wobei die Schubspannung  $\tau_0$  im Steg durch die Schubspannung  $\tau_{0a}$  im Plattenanschnitt zu ersetzen ist. Damit ergibt sich die auf die Längeneinheit bezogene Anschlußbewehrung  $A_{sa}'$  zu (vergl. Bild 41)

$$A_{sa}' = \frac{\tau \cdot d_a}{\text{zul } \sigma_{sa}} \quad \text{mit } \tau = \frac{\tau_{0a}}{\tau_{02}} \geq 0,4 \tau_{0a}$$

In vielen Fällen ist also eine gegenüber der klassischen Theorie nach Mörsch verminderte Schubdeckung zulässig.

Die Anschlußbewehrung ist bei Schubbeanspruchung allein entsprechend dem Fachwerkmodell etwa gleichmäßig auf die Plattenober- und -unterseite zu verteilen. Wird die Platte außer durch Schubkräfte auch durch Querbiegemomente beansprucht, müßten die oberen bzw. unteren Zugkräfte aus Längsschub mit der Zug- bzw. Druckkraft aus Querbiegung überlagert und die Bewehrungen für die resultierenden Zugkräfte bemessen werden. In der Neufassung wird jedoch vereinfachend davon ausgegangen, daß die resultierende Kraft auf der Biegedruckseite von der dort immer vorhandenen Bewehrung (das ist der Teil der Plattenfeldbewehrung, der über die Auflager zu führen ist) aufgenommen werden kann. Diese Annahme ist allerdings bei geringer Querbiegung nicht immer gerechtfertigt. Auf der Biegezugseite der Platte ist die Bewehrung aus Querbiegung und die Hälfte der Anschlußbewehrung infolge von Längsschub anzuordnen. Dabei sind selbstverständlich nur die Bewehrungsanteile aus gleichen Lastfällen zu addieren.

Bisher wurde die Anschlußbewehrung für volle Schubdeckung bemessen, die vorhandene Bewehrung aus Querbiegung durfte jedoch angerechnet werden. Diese Regelung stimmte mit dem wirklichen Tragverhalten nicht überein.

Bei Bauteilen des üblichen Hochbaus nach Abschnitt 2.2.4 mit beiderseits des Steges anschließenden Platten darf auf einen rechnerischen Nachweis der Anschlußbewehrung verzichtet werden, wenn ihr Querschnitt mindestens 50 % der Schubbewehrung im Steg beträgt. Diese Regelung liegt meist auf der sicheren Seite. Außerdem darf bei Druckplatten auf den Nachweis der Schubspannung  $\tau_{0a}$  im Plattenanschnitt verzichtet werden, weil diese in der Regel kleiner als der Grenzwert  $\tau_{02}$  ist. Die vorgenannten Regeln für die Verteilung der Anschlußbewehrung bei Schubbeanspruchung allein bzw. bei zusätzlicher Querbiegung gelten auch hier.

An freien Trägerenden (d. h. ohne Anschluß der in der Zugzone liegenden Platte an einen Querträger) stellt sich bei konzentrierter Einleitung der Last bzw. Auflagerkraft über dem Steg und ausgelagerter Biegezugbewehrung ein Fachwerk mit einer Druckstreben-

neigung von etwa  $45^\circ$  ein. Zudem kann die am Trägerende auftretende Zugstrebe zum Abreißen der Flansche führen (Bild 42). Daher ist in diesem Fall die Anschlußbewehrung auf einer Länge entsprechend der halben mittragenden Plattenbreite nach Abschnitt 15.3 immer für  $\tau_{0a}$ , also für volle Schubdeckung, zu bemessen. Sie ist entsprechend der Fachwerkwirkung stets auf die Plattenunter- und -oberseite zu verteilen und überwiegend am Trägerende zu konzentrieren.

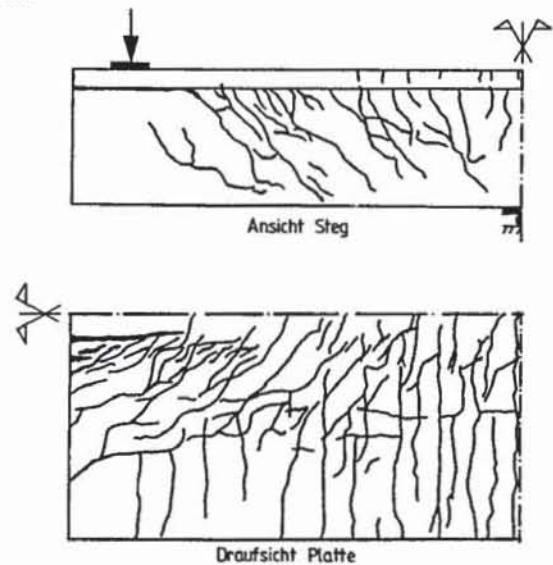


Bild 42: Rißbild eines Plattenbalkens im Bereich des querträgerfreien Endes bei Lasteinleitung über den Steg und ausgelagerter Biegezugbewehrung kurz vor dem Bruch (nach [33])

Dient die Anschlußbewehrung gleichzeitig zum Schließen der Bügel, darf ihr Abstand den für die Bügel maximal zulässigen Wert nicht überschreiten. Dieser Fall wird in der Norm als Regelfall vorausgesetzt. Werden geschlossene Bügel nach Bild 26 a bis d der Norm angeordnet, erscheint ein Stababstand der Anschlußbewehrung von 25 cm als ausreichend.

## 18.9 Andere Bewehrungen

### 18.9.1 Randbewehrung bei Platten

Bisher enthielt der Abschnitt „Schubbewehrung“ detaillierte Regeln über die Mindestbewehrung zum Einfassen von freien Rändern von Platten und breiten Balken. Sie wurden als belastend und entbehrlich angesehen. Die Randeinfassung hat die Aufgabe, die aus einer ungleichmäßigen Temperaturbeanspruchung des Querschnitts entstehenden Zugkräfte aufzunehmen. Bei der Neufassung ging man davon aus, daß jeder fachkundige Ingenieur die freien Ränder den jeweiligen Gegebenheiten entsprechend „konstruktiv“ bewehren wird. Deshalb begnügte man sich mit der allgemeinen Forderung, es sei eine konstruktive Bewehrung vorzusehen (z. B. Steckbügel). Eine Ausnahme wird für Bauteile des üblichen Hochbaus nach Abschnitt 2.2.4 im Gebäudeinneren und für Fundamente zugestanden, da bei diesen i. a. keine Zwangsbeanspruchungen infolge von Temperatureinwirkung auftreten.

### 18.9.3 Umlenkkräfte

Bei Bauteilen mit gebogenen oder geknickten Leibungen ergaben sich in der Vergangenheit immer wieder Schwierigkeiten. Entweder, weil Unklarheiten über die Wahl einer geeigneten Bewehrungsführung bestanden, oder, weil Schäden an Umlenkstellen infolge einer falschen Bewehrungsführung auftraten. An diesem Zustand sind Veröffentlichungen mit Empfehlungen für die Bewehrungsführung, die den Anforderungen nicht genügen, nicht ganz unschuldig (Bild 2). Grund für eine Änderung war aber auch die Tatsache, daß die bisher geltende Norm [1] nur den Kraftverlauf im Bereich einer Ecke erläuterte, jedoch keinen Hinweis auf eine geeignete Bewehrungsführung enthielt. Der Ausschuß erarbeitete eine ausführlichere Regelung, die aus den Versuchen [4, 50] abgeleitet wurde.

Bild 43 zeigt beispielhaft die bei Rahmenecken unter positivem Moment, also Zugbeanspruchung auf der Innenseite, auftretenden Spannungen im Zustand I und ein für eine bisher übliche Bewehrungsführung typisches Bruchbild. An der Innenseite der Ecke wir-



ken Zugkräfte, die von der Richtung der Biegezugbewehrung abweichen und Kehlrisse hervorrufen; auf der Außenseite führt die Resultierende aus der Umlenkung der Druckkräfte zu einem Absprengen des Betons.

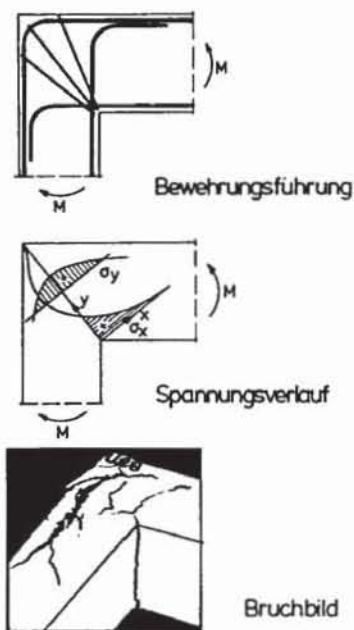


Bild 43: Rahmenecke unter positivem Moment (Zugbeanspruchung auf der Innenseite) (nach [50])

Bei Bauteilen mit geknickten oder gebogenen Leibungen ist daher die Aufnahme dieser durch die Richtungsänderung der Zug- oder Druckkräfte hervorgerufenen Zugkräfte nachzuweisen. In der Regel sind die Umlenkkräfte wie bisher durch Bewehrung aufzunehmen. Bei stetig gebogenen Leibungen sind i.a. Bügel erforderlich, da S-Haken praktisch unwirksam sind. Ein Verzicht auf Bügel erscheint nach Meinung der Verfasser nur dann zulässig, wenn die Umlenkpressungen gering sind und mit ausreichender Sicherheit von der Betondeckung aufgenommen werden können (vergl. z. B. [18]).

Die wesentliche Voraussetzung für ein befriedigendes Tragverhalten von Rahmenecken ist außer einer dem tatsächlichen Kraftverlauf angepaßten Bewehrungsführung und einer einwandfreien Frischbetonverdichtung ein möglichst geringer Schlupf der Bewehrung. Daher sollen stark geknickte Leibungen (Knickwinkel  $\alpha \geq 45^\circ$ , vergl. Bild 30 der Norm) in der Regel unter Verwendung von Beton der Festigkeitsklasse B 25 und höher sowie Rippenstahlbewehrung ausgeführt werden. Wird eine dieser Bedingungen nicht eingehalten, sind die nach DIN 1045, Abschnitt 17.2, aufnehmbaren Schnittgrößen am Anschnitt zum Eckbereich auf  $\frac{2}{3}$  zu verringern, d.h. die Bemessungsschnittgrößen sind um den Faktor 1,5 zu erhöhen.

Die angegebenen Konstruktionsregeln, die für Bauteile mit positivem (Zug innen) und negativem Moment (Zug außen) gelten, setzen stets eine konstruktive Querbewehrung im Knotenbereich voraus, die bei balkenartigen Bauteilen z. B. aus geschlossenen Bügeln oder sich orthogonal kreuzenden Steckbügeln bestehen kann.

#### a) Rahmenecken mit positivem Moment

Zur Begrenzung der Breite der bereits beschriebenen Kehlrisse ist eine Schrägbewehrung anzuordnen. Diese erschwert zwar das Bewehren und das Einbringen des Betons, sie ist aber erforderlich. Nach den vorliegenden Versuchen kann sie nur bei einem relativ kleinen überzuleitenden Moment (entsprechend einem Bewehrungsanteil  $\mu = A_s/b \cdot h \leq 0,4\%$ ) und/oder bei einem geringen Knickwinkel ( $\alpha < 45^\circ$ ) entfallen. Überschreitet der Knickwinkel  $\alpha = 100^\circ$ , ist zur Umlenkung der Biegezugkraft unabhängig von der Höhe der Beanspruchung stets eine Schrägbewehrung anzuordnen. Sie ist in einer Voute unterzubringen und für das gesamte überzuleitende Moment zu bemessen [50].

Als praktikable und gute Lösung für die Bewehrungsführung (vgl. Bild 2) wird das Übergreifen der schlaufenartig gebogenen Zugbewehrung empfohlen (Bild 30 der Norm). Die Schlaufe gewährleistet zunächst die Verankerung der Stäbe, die daher nicht

nachzuweisen ist. Weiterhin nimmt sie die Umlenkkräfte durch Umschnüren der Druckzone auf. Bei großen Querschnittsabmessungen ( $d > 100$  cm) ist die Umschnürungswirkung der Schlaufen bisher nicht nachgewiesen, so daß dann die gesamten Umlenkkräfte i. a. durch eine zusätzliche Bewehrung aufzunehmen sind. Diese kann z. B. aus Bügeln in Richtung der Diagonalen oder auch aus sich kreuzenden Steckbügeln mit ausreichender Verankerung bestehen.

Wird die Bewehrung nicht schlaufenartig geführt, sind die Zugstäbe ab dem Kreuzungspunkt mit der Übergreifungslänge  $l_0$  zu verankern (Bild 44). Dadurch soll die ungünstige Wirkung von Rissen entlang dieser Stäbe auf den Verbund berücksichtigt werden. Weiterhin ist entlang des gedrückten Außenrandes im Eckbereich eine über den Querschnitt verteilte konstruktive Bewehrung anzuordnen, um die Abstützung der durch eine zusätzliche Bewehrung aufzunehmenden Umlenkkräfte zu verbessern.

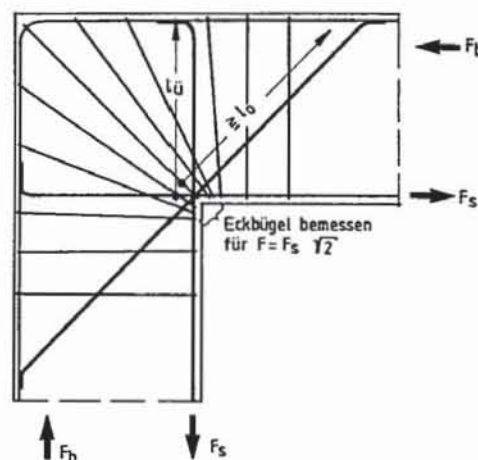


Bild 44: Beispiel für die Ausbildung einer Rahmenecke bei positivem Moment. Die Biegezugbewehrung ist nicht schlaufenartig geführt.

Diese Bewehrungsführung ist nur bei ausreichend großen Querschnittsabmessungen sinnvoll, weil sich sonst die Bügel infolge Schlupfes der Lastaufnahme entziehen. Versuche zur Festlegung der erforderlichen Querschnittsdicke fehlen bisher. Man kann jedoch davon ausgehen, daß sie ausreichend ist, wenn sie der erforderlichen Verankerungslänge der Längsstäbe entspricht.

#### b) Rahmenecken mit negativem Moment

Bei Rahmenecken mit negativem Moment wird die Biegezugbewehrung aus arbeitstechnischen Gründen vielfach im Bereich der Ecke gestoßen. Die Übergreifungslänge darf in diesem Fall wegen des großen Biegerollendurchmessers der Stäbe ( $d_{br}$  nach Tabelle 18, Zeilen 5 oder 6) um die Ecke gerechnet werden (Bild 31 der Norm). Sie ist also meist im Knotenbereich unterzubringen, was der Arbeiterleichterung dient. Selbstverständlich darf der Stoß auch außerhalb des Knotens erfolgen.

Die Zugbewehrung wird zur Erzielung eines großen Hebelarms der inneren Kräfte meist nahe dem äußeren Querschnittsrand verlegt. Die Verteilung der Zugspannungen im Zustand I zeigt jedoch, daß der Angriffspunkt der resultierenden Biegezugkraft näher zur Querschnittsmitte liegt. Zur Vermeidung von breiten Rissen ist bei hohen Querschnitten eine Stegbewehrung nach Abschnitt 21.1.2. bereits ab Bauhöhen  $d > 70$  cm anzuordnen.

Nach eingehender Diskussion wurde es abgelehnt, neben einer Rahmenecke auch noch ein Beispiel für den Anschluß eines Riegels an einen durchgehenden Stiel zu bringen. Die dabei auftretenden Probleme können mit den gebotenen Grundlagen ohne Schwierigkeit gelöst werden.

### 18.10 Besondere Bestimmungen für einzelne Bauteile

Dieser Abschnitt enthält für verschiedene Bauteile Besonderheiten der Bewehrungsführung, die mit den vorausgegangenen Regeln nicht erfaßt werden. In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß die Abschnitte 18.6 – Druckbeanspruchte Bauteile – und 18.7 – Vorwiegend auf Zug beanspruchte Bauteile – aus [1] in der Neufassung entfielen. Die Angaben für druckbeanspruchte Bauteile wurden in andere Abschnitte eingefügt. Die Sonderregeln für Über-



greifungsstöße in vorwiegend auf Zug beanspruchten Bauteilen entfielen, da nach Auffassung des Arbeitsausschusses kein prinzipieller Unterschied zum Zuggurt eines hohen Trägers besteht.

### 18.10.1 Kragplatten, Kragbalken

Bei Kragplatten und Kragbalken muß die Biegezugbewehrung im einspannenden Bauteil verankert oder dort mit einer vorhandenen Bewehrung gestoßen werden.

Wirken Einzellasten am freien Bauteilende, ist die Bewehrung dort nach Abschnitt 18.7.4 zu verankern. Dabei darf die Verankerungslänge ab der Vorderkante der Belastungsplatte (von der Einspannstelle des Kragarmes aus gesehen) gemessen werden. Für eine Belastung durch Gleichlasten enthält die Norm keine diesbezüglichen Angaben. Am freien Bauteilende wird in diesem Fall die Beanspruchung auch bei Berücksichtigung des Versatzmaßes theoretisch zu „Null“. Daher reicht hier eine konstruktive Verankerung der Biegezugbewehrung, z. B. durch Haken oder Winkelhaken, aus.

### 18.10.2 Anschluß von Nebenträgern

Die Bemessung der Bewehrung zum Anschluß von Neben- an Hauptträger (lastbringende an lastabnehmende Träger) erfolgt nach der Fachwerkanalogie. Die Last aus dem Nebenträger muß durch Schrägstäbe oder Bügel in die Druckzone des Hauptträgers geleitet werden. Der überwiegende Teil der Aufhängebewehrung ist dabei entsprechend dem Kraftfluß im unmittelbaren Durchdringungsbereich der Träger anzuordnen. Die Aufhängebewehrung ist für die volle aufzunehmende Auflagerlast des Nebenträgers zu bemessen. Die im Kreuzungsbereich, dessen Größe in Bild 32 der Norm definiert ist, vorhandene Schubbewehrung darf auf die Aufhängebewehrung angerechnet werden, sofern der Nebenträger auf seiner ganzen Höhe in den Hauptträger einbindet. Liegt er dagegen ganz oder teilweise unterhalb des Hauptträgers, ist seine Auflagerkraft wie eine unten angehängte Last zu behandeln.

Im Kreuzungsbereich muß also nur die Schubbewehrung vorhanden sein, die sich aus der Schubbemessung der Anschnitte oder aus der aufzuhängenden Last ergibt, wobei der größere Wert maßgebend ist. Diese Regelung ist neu, sie ergibt sich aus der konsequenten Anwendung der Fachwerkanalogie und stimmt im übrigen mit den Spannbetonrichtlinien DIN 4227 überein.

Die Norm geht von der ungünstigen Annahme aus, daß die gesamte Last des Nebenträgers aufzuhängen ist. Ist der Nebenträger deutlich niedriger als der Hauptträger, so könnte die Aufhängebewehrung reduziert werden, da ein Teil der Last direkt in die Druckzone des Hauptträgers geleitet wird. Dieser Sonderfall wird nicht angesprochen, da er in der Literatur (z. B. [18]) ausführlich behandelt ist. Weiterhin entfielen die bisherigen detaillierten Regeln über die Führung der Biegezugbewehrung des Nebenträgers, weil sich diese aus der Fachwerkanalogie ergeben bzw. bereits in den Abschnitten 18.7.4 und 18.7.5 enthalten sind.

### 18.10.3 Angehängte Lasten

Die Aufhängevorrichtungen von angehängten Lasten sind sowohl im Bereich positiver als auch negativer Momente mit der erforderlichen Verankerungslänge  $l_1$  nach Abschnitt 18.5.2.2 oder durch besondere Elemente nach Abschnitt 18.5.3 in der lastabgewandten Bauteilhälfte zu verankern. Als Bezugslinie für den Beginn der Verankerung gilt dabei die Mittellinie des Querschnitts (Bild 45). Dadurch wird eine mögliche Abminderung des Verbundes durch Biegerisse ausgeschaltet, ein trichterförmiger Betonausbruch infolge der eingeleiteten Zugkraft verhindert und die Weiterleitung der

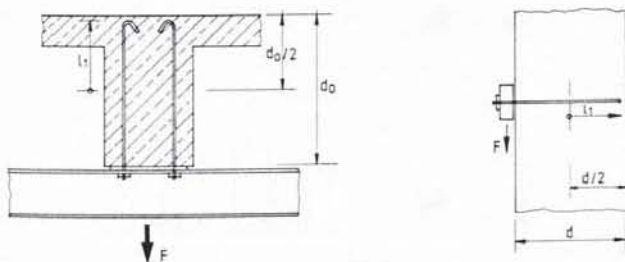


Bild 45: Beispiele für die Verankerung von Aufhängevorrichtungen für angehängte Lasten

Kräfte ohne Inanspruchnahme der Zugfestigkeit des Betons gewährleistet. Es werden somit an die Verankerung der Aufhängevorrichtungen höhere Anforderungen als in den geltenden Zulassungsbescheiden für Metallspreizdübel und Verbundanker gestellt, weil einerseits die Lasten in der Regel erheblich höher sind (z. B. kann ein Stab mit  $d_s = 28$  mm eine Last von ca. 150 kN aufnehmen) und andererseits der Anwendungsbereich nicht beschränkt ist. Weiterhin ist die zur Vermeidung eines trichterförmigen Betonausbruchs erforderliche Verankerungslänge nicht ausreichend bekannt, so daß eine auf der sicheren Seite liegende Regelung getroffen werden mußte.

Die Aufhängevorrichtungen können auch durch einen Übergreifungsstoß nach Abschnitt 18.6 an Bügel angeschlossen werden. Dies kann insbesondere bei niedrigen Querschnitten vorteilhaft sein.

Die bisherige Empfehlung, unten angehängte Lasten mit Stäben ohne Verbund an der Oberseite des Trägers zu verankern und die Stäbe vorzuspannen (Bild 38 von [1]) ist nach wie vor sinnvoll, da dadurch z. B. bei unten angehängten Kranbahnschienen Flatterbewegungen vermieden werden. Es wurde jedoch auf die Aufnahme einer diesbezüglichen Regelung verzichtet, da es daneben noch zahlreiche andere Möglichkeiten gibt, die ebenfalls nicht erwähnt wurden. Außerdem sind „bessere“ Lösungen immer gestattet.

### 18.10.4 Torsionsbeanspruchte Bauteile

Zur Aufnahme von Torsionsbeanspruchungen wird bevorzugt ein Bewehrungssystem aus Längsstäben und Bügeln angeordnet. Dabei sind die Bügel nach Bild 26 c oder d der Norm zu schließen. Das Schließen der Bügel nach Bild 26 c, also ohne Haken oder Winkelhaken an den Stabenden, ist bei reiner Torsionsbeanspruchung nach den Versuchen [51] weniger günstig, da die Kraft aus der Umlenkung der schiefen Druckstreben die Betondeckung vorzeitig absprennen kann (Bild 46). Ähnliches gilt für Bügelstöße mit geraden Stabenden [51, 52]. Solche Bügelausbildungen werden dennoch zugelassen, da in der Praxis reine Torsion kaum vorkommt.

Die in Bild 46 gezeigte Bruchart wird verhindert, wenn man die freien Stabenden im Balkeninnern verankert [51]. Dies kann durch Anbiegen von Haken oder Winkelhaken (vergl. Bild 26 d der Norm) oder durch Schließen der Bügel mit  $\geq 135^\circ$ -Haken, deren Schenkellänge ab Krümmungsmitte  $l_0/2$  betragen muß, erfolgen. Bei über-

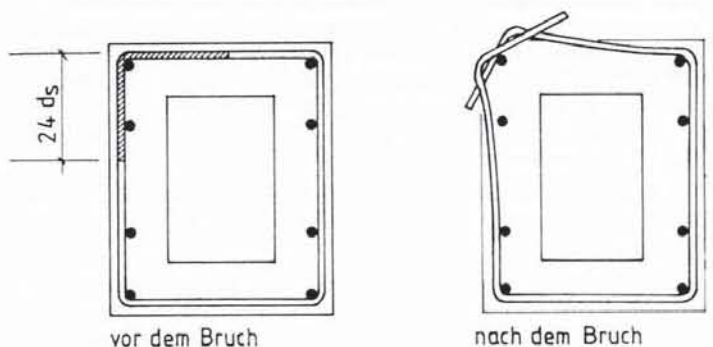


Bild 46: Bruchbild eines Balkens bei reiner Torsionsbeanspruchung (nach [51])



wiegender und hoher Torsionsbeanspruchung empfiehlt sich eine solche Bügelbildung.

Der Abstand der Bügel darf nunmehr das Maß  $u_k/8$  bzw. 20 cm nicht überschreiten. Dabei ist  $u_k$  der Umfang eines gedachten räumlichen Fachwerkkastens nach Abschnitt 17.5.6. Die Regelung stimmt mit CEB [53] überein und ergibt auch bei feingliedrigen Bauteilen praxiserge Werte.

Wirken Querkraft und Torsion gleichzeitig, so darf wie bisher die Torsion den geschlossenen Bügeln und die Querkraftbeanspruchung den Schrägstäben oder den Schubzulagen zugewiesen werden.

### 18.11 Stabbündel

Die Bündelung von Bewehrungsstäben wurde bisher nur im Ausland praktiziert. Sie ist jetzt auch bei uns zulässig. Ihr Vorteil ist vor allem darin zu sehen, daß bei hohen Bewehrungsgraden die Rüttelschlitze größer werden und natürlich bei gleichen Querschnittsabmessungen mehr Bewehrung untergebracht werden kann. In Bild 47 wird dies beispielhaft an einem Biegeträger verdeutlicht. Die Aussage gilt jedoch ebenso für Druckglieder. Durch die Bewehrungskonzentration wird das Einbringen des Betons wesentlich erleichtert und eine dichte Umhüllung der Bewehrung mit Beton gewährleistet. Maßnahmen zur Verbesserung der Fließfähigkeit des Betons, die bei eng verlegten Einzelstäben zur Vermeidung von sog. „Kiesnestern“ erforderlich wären, können meist entfallen. Weiterhin kann bei Bündelung auf dickere Einzelstäbe als bisher gebräuchlich verzichtet werden. Dies trägt zu einer Vereinfachung der Bewehrungsarbeiten sowie der Lagerhaltung und damit zu einer Rationalisierung bei, bei gleichzeitiger Verbesserung der Qualität gegenüber dichter Einzelstabbewehrung.

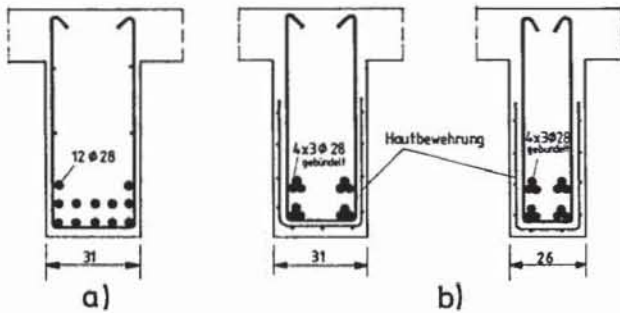


Bild 47: Anordnung der Bewehrung im Querschnitt, a) Einzelstabverlegung, b) Stabbündelung

Die Stabbündelung hat jedoch nicht nur Vor-, sondern auch einige Nachteile. Durch die Bewehrungs- und damit Kraftkonzentration wird der das Bündel umgebende Beton unter sonst gleichen Verhältnissen örtlich höher beansprucht als bei einer Bewehrung aus Einzelstäben. Dieser Tatsache war bei der Ausarbeitung der Regeln Rechnung zu tragen, da sich sonst bei zugbeanspruchten Bauteilen breite Biegerisse und vorzeitige Längsrisse bilden würden. Weiterhin ist der Verankerung, dem Stoß und der Verbügelung der Bündel besondere Beachtung zu schenken.

Die angegebenen Regeln wurden aus den vorliegenden Versuchen (u. a. [54–56]) abgeleitet. Der Arbeitsausschuß entschloß sich, die Richtlinien in einem eigenen Abschnitt zusammenzufassen, und sie nicht bei den Regeln für Einzelstäbe anzusiedeln, wie dies z. B. in den Stahlbetonbestimmungen der USA [57] oder Großbritanniens [58] geschehen ist. Dadurch soll dem Anwender von Stabbündeln das Betreten dieses „Neulandes“ erleichtert werden und die Übersichtlichkeit der übrigen Abschnitte gewahrt bleiben.

#### 18.11.1 Grundsätze

Für Stabbündel gelten grundsätzlich die Regeln der vorausgehenden Abschnitte, sofern nachfolgend keine anderen Bestimmungen festgelegt sind.

Stabbündel dürfen aus zwei oder drei gerippten Einzelstäben mit einem Durchmesser  $d_s \leq 28$  mm bestehen (Bild 33 der Norm). Bündel mit mehr als drei Stäben werden nicht empfohlen, weil dafür keine ausreichenden Versuche vorliegen bzw. die dann vorhandene Kraftkonzentration außerhalb des derzeitigen Erfahrungsbereiches liegt.

Ein Maß für die örtlich höhere Beanspruchung des Betons ist der Vergleichsdurchmesser  $d_{av}$  eines mit dem Bündel flächengleichen Einzelstabes. Er beträgt

$$\begin{aligned} &\text{– bei } n \text{ Einzelstäben mit gleichem Durchmesser: } d_{av} = d_s \cdot \sqrt{n}, \\ &\text{– bei unterschiedlichen Einzelstabdurchmessern: } d_{av} = \sqrt{\frac{A_s}{\pi} \cdot A_s} \end{aligned}$$

( $A_s$  = Querschnitt aller Einzelstäbe des Bündels),

und ist in der Regel bei allen Nachweisen, bei denen der Stabdurchmesser eingeht, anstelle des Einzelstabdurchmessers  $d_s$  einzusetzen.

Bei Bündelung von drei Stäben mit  $d_s = 28$  mm beträgt der Vergleichsdurchmesser  $d_{av} = 48,5$  mm. Er entspricht also etwa dem Durchmesser des dicksten (bauaufsichtlich zugelassenen) Einzelstabes mit  $d_s = 50$  mm [59].

Der Vergleichsdurchmesser darf bei überwiegend auf Zug beanspruchten Bauteilen ( $M/N \cdot d \leq 0,5$ )  $d_{av} = 36$  mm nicht überschreiten, weil für dickere Vergleichsdurchmesser fundierte Angaben über die zur Beschränkung der Rißbreite erforderliche Hautbewehrung (siehe Abschnitt 18.11.3 sowie zugehörige Erläuterungen) fehlen.

#### 18.11.2 Anordnung, Abstände, Betondeckung

Um keine höhere Beanspruchung des die Stabbündel umgebenden Betons als bei Einzelstäben zu erhalten, muß der Abstand der Stabbündel untereinander sowie die Betondeckung mindestens dem Vergleichsdurchmesser  $d_{av}$  entsprechen (Bild 33 der Norm). Nach den vorliegenden Versuchen gewährleistet die in diesem Bild dargestellte Anordnung der Stäbe im Bündel, daß der infolge der gegenseitigen Abstützung der Rippen verbleibende Hohlraum beim Bündel aus drei Stäben bzw. der Zwischenraum beim Bündel aus zwei Stäben immer dicht mit Zementleim ausgefüllt wird. Daher besteht für derartige Bündel keine Korrosionsgefahr von innen heraus.

#### 18.11.3 Nachweis der Beschränkung der Rißbreite

Die Stabkonzentrationen können, wie oben angegeben, zusammen mit der großen Betondeckung eine Verschlechterung des Rißverhaltens bewirken (Bild 48, oben), so daß zumindest bei Bündelungen mit großen Vergleichsdurchmessern stets ein Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite zu fordern wäre. Nachrechnungen ergaben jedoch, daß dann der Anwendungsbereich stark eingeschränkt wäre. Daher wurde beschlossen, aus Einfachheitsgründen bei Bündeln mit einem Vergleichsdurchmesser  $d_{av} > 36$  mm – darunter fallen Bündel von 2 Stäben mit 28 mm Durchmesser sowie von 3 Stäben mit Durchmessern  $d_s \geq 22$  mm – in der Zugzone stets eine zusätzliche Hautbewehrung aus engmaschigen geschweißten Betonstahlmatten (Maschenweite  $\leq 10$  cm) aus gerippten Stäben zu fordern (Bild 34 der Norm) und auf einen Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite zu verzichten. Der Grenzdurchmesser  $d_{av} > 36$  mm wurde gewählt, da Nachrechnungen ergeben haben, daß bei Verwendung von Stabbündeln mit kleinerem Vergleichsdurchmesser unter sonst gleichen Voraussetzungen keine wesentlichen Unterschiede im Rißverhalten gegenüber Einzelstäben mit  $d_s = 28$  mm zu erwarten sind.

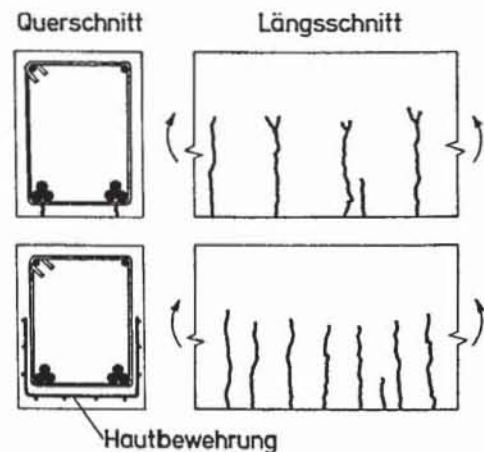


Bild 48: Rißbilder bei Verwendung von Stabbündeln mit und ohne Hautbewehrung



Die Hautbewehrung hat die Aufgabe, die Breite der Biegerisse zu beschränken und die Betondeckung gegen Aufspalten zu schützen (Bild 48). Sie ist am wirkungsvollsten, wenn sie unter Einhaltung der erforderlichen Betondeckung nach Abschnitt 13.2 möglichst weit außen angeordnet wird. Aus praktischen Gründen darf sie jedoch auch an die Bügel oder die Querbewehrung angebunden werden. Sie muß an den Bauteilseitenflächen um das Maß  $5 d_{av}$  über die innerste Lage der Stabbündel reichen (Bild 34 a der Norm) bzw. bei Plattenbalken mit Zug in der Platte um das gleiche Maß über die am weitesten außen liegenden Stabbündel geführt werden (Bild 34 b). Bei hohen Querschnitten muß zusätzlich die Stegbewehrung nach Abschnitt 21.1.2 eingelegt werden.

In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß Stöße der Hautbewehrung in Bauteillängsrichtung mindestens nach den Regeln für die Querbewehrung nach Abschnitt 18.6.3 bzw. 18.6.4.4 ausgebildet werden müssen, um an der Stoßstelle breitere Biegerisse als im übrigen Bereich zu vermeiden.

Der erforderliche Querschnitt der Hautbewehrung parallel zur Zugbewehrung wird mit abnehmendem Bewehrungsgehalt, mit abnehmender einzuhaltender Rißbreite und mit steigender Stahlspannung größer. Um jedoch komplizierte Nachweise zu vermeiden, wird vereinfachend gefordert, daß ihr Querschnitt mindestens 2 % der Betondeckung der Bündel betragen muß (Gleichung (30)). Der Querschnitt der Matte quer zur Zugbewehrung muß mindestens  $2 \text{ cm}^2/\text{m}$  betragen.

Diese Werte liegen für die meisten Fälle nach den hier durchgeführten Versuchen auf der sicheren Seite. Dies ist angesichts der mangelnden Erfahrungen durchaus sinnvoll. Die Hautbewehrung führt im übrigen wegen der Anrechenbarkeit auf die Längs-, Quer- und Schubbewehrung, sofern die jeweiligen Bedingungen eingehalten werden, zu keinen wirtschaftlichen Nachteilen.

Ist nach Abschnitt 17.6.1 ein Nachweis der Beschränkung der Rißbreite erforderlich, ist dieser bei Stabbündeln mit  $d_{av} \leq 36 \text{ mm}$  mit dem Vergleichsdurchmesser  $d_{av}$  zu führen. Die Regelung liegt auf der sicheren Seite, da die Rißbreite unter sonst gleichen Bedingungen vom Verhältnis Stabumfang zu Stabfläche abhängt, das bei Bündeln etwas günstiger ist als bei Einzelstäben. Ein Nachweis der Rißbreite ist auch hier entbehrlich, wenn die oben erläuterte Hautbewehrung angeordnet wird. Ein entsprechender Hinweis fehlt in der Norm, da der Sachverhalt ausreichend klar erschien.

#### 18.11.4 Verankerung von Stabbündeln

Stabbündel mit  $d_{av} \leq 28 \text{ mm}$  dürfen wie querschnittsgleiche Einzelstäbe verankert werden. Bei größerem Vergleichsdurchmesser sind die Einzelstäbe des Bündels außerhalb von Auflagern nach den Bildern 35 und 36 der Norm gegeneinander versetzt zu verankern, um das bei einer sprunghaften Änderung der Dehnsteifigkeit zu erwartende ungünstige Rißverhalten und eine zu große örtliche Beanspruchung des Betons zu vermeiden.

Die Bilder 35 und 36 unterscheiden sich durch die Lage der rechnerischen Endpunkte E in bezug auf die Enden der Einzelstäbe. Liegt der rechnerische Endpunkt E außerhalb der Verankerungslänge des vorhergehenden Stabes (Bild 35), darf der zuletzt endende Stab mit  $l_0$ , die vorher endenden Stäbe vereinfachend mit  $1,3 \cdot l_0$  verankert werden, wobei  $l_0$  auf den Einzelstabdurchmesser  $d_s$  bezogen werden darf. Der Faktor 1,3 berücksichtigt vereinfachend das ungünstigere Verbundverhalten von Stabbündeln gegenüber einer Verankerung von Einzelstäben. Bei dicht nebeneinanderliegenden rechnerischen Endpunkten (Bild 36 der Norm) ist die Verankerungslänge mit dem Vergleichsdurchmesser  $d_{av}$  zu ermitteln, und es ist darauf zu achten, daß die Stabenden mindestens um das Maß  $0,3 l_0$  in Längsrichtung versetzt werden.

Zugbeanspruchte Stabbündel über End- und Zwischenauflagern sowie druckbeanspruchte Stabbündel dürfen ohne Längsversatz an einer Stelle enden. Bei druckbeanspruchten Stäben sind wegen der größeren Sprenggefahr gegenüber Einzelstäben im Bereich der Bündelenden mindestens vier Bügel mit  $d_s = 12 \text{ mm}$  anzuordnen, sofern der Spitzendruck nicht durch andere Maßnahmen aufgenommen oder ausgeschaltet wird.

#### 18.11.5 Stoß von Stabbündeln

Stöße von Stabbündeln können grundsätzlich durch Übergreifen oder Verschweißen hergestellt werden. Das Verschweißen hat wie bei Einzelstäben zu erfolgen. Besondere Angaben waren hier deshalb entbehrlich.

Übergreifungsstöße der üblichen Art dürfen nur bei Bündeln aus zwei Stäben mit einem Vergleichsdurchmesser  $d_{av} \leq 28 \text{ mm}$  ausgeführt werden, da bei Bündeln mit einem größeren Vergleichsdurchmesser oder einem Bündel aus drei Stäben einerseits der bisherige Erfahrungsbereich verlassen wird und andererseits der ungünstige Einfluß zu großer Stabkonzentrationen und Exzentrizitäten vermieden werden soll. Bei der Berechnung der Übergreifungslänge ist dabei der Vergleichsdurchmesser  $d_{av}$  zugrunde zu legen.

Bei Übergreifungsstößen von Bündeln mit einem Vergleichsdurchmesser  $d_{av} > 28 \text{ mm}$  bzw. Bündeln aus drei Stäben, unabhängig von  $d_{av}$ , sind die Einzelstäbe des Bündels in Längsrichtung gegeneinander versetzt zu stoßen, wobei der Stoß selbst am zweckmäßigsten, wie es Bild 37 der Norm am Beispiel eines Bündels aus drei Stäben zeigt, mit Hilfe eines Zulagestabes ausgeführt wird. Die Übergreifungslänge ist dabei auf den Durchmesser des Einzelstabes zu beziehen. Da im Stoßbereich bis zu vier Stäbe in einem Bündel vorhanden sein dürfen, ist hier besonders sorgfältig zu betonieren, um die dichte Umhüllung der Bewehrung zu gewährleisten.

## IV. Schlußbetrachtung

Die Neufassung des Abschnittes 18 unterscheidet sich sowohl in redaktioneller als auch in sachlicher Hinsicht von der bisher geltenden Norm [1]. Ein erneutes Umgewöhnen der praktisch tätigen Ingenieure ist daher leider nicht zu vermeiden. Es bleibt jedoch zu hoffen, daß die Erleichterungen, Vereinfachungen und Erweiterungen zusammen mit einer zumindest beabsichtigten Verbesserung der Verständlichkeit die leider unvermeidlichen Erschwernisse in wenigen Bereichen bei weitem überwiegen und die Neufassung insgesamt als Verbesserung empfunden wird.

## Literaturverzeichnis

- [1] DIN 1045, Beton- und Stahlbetonbau, Fassung 1/1972.
- [2] Ergänzende Bestimmungen zur DIN 1045, Fassung 4/1975.
- [3] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Auslegungen von DIN 1045, Ausgabe Januar 1972. Beton- und Stahlbetonbau, Hefte 1, 2, 4 und 5, 1974.
- [4] Kordina, K.: Bewehrungsführung in Rahmenecken und Rahmenknoten. Vorträge „Betontag 1975“, Seite 401 bis 421. Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden.
- [5] Rehm, G. und Rußwurm, D.: Unveröffentlichte Versuche mit geschweißten Stäben.
- [6] Köhler, W. und Rostásy, F. S.: Berichte über Versuche mit Schweißverbindungen an Rippen-Torstahl BSt 420/500 RK. Schriftenreihe des Otto-Graf-Institutes der Universität Stuttgart, Heft 62, 1973.
- [7] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 138, Berlin, 1961.
- [8] Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstäben unter Kurzzeitbelastung. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 228, Berlin, 1973.
- [9] Goto, Y.: Cracks formed in Concrete around Deformed Bars. ACI-Journal, Band 68, Nr. 4, 1971.
- [10] Rehm, G. Eligehausen, R. und Schelling, G.: Höhe und Verteilung der Querspannungen im Bereich von Stabverankerungen im Beton. Bericht S 12425 des Otto-Graf-Institutes der Universität Stuttgart vom 6.2.1978.
- [11] Merkblatt für das Herstellen von Silos im Gleitbauverfahren, Fassung Mai 1977. Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden.
- [12] Rehm, G. und Eligehausen, R.: Verbundverhalten von Rippenstäben bei nicht ruhender Belastung. Betonwerk+Fertigteile-Technik, Heft 6, 1977.
- [13] Rehm, G. und Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße mit Rippenstäben unter nicht ruhender Belastung. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, 1977.
- [14] Dörr, K.: Bond Behaviour of Ribbed Reinforcement under Transversal Pressure. Nonlinear Behaviour of Reinforced Concrete Spatial Structures: Contributions to the IASS Symposium 1978, Volume 1, Preliminary Report. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1978.
- [15] Untrauer, R. und Henry, E.: Influence of Normal Pressure on Bond Strength. ACI-Journal, Proceedings, Band 62, Nr. 5., Mai 1965, S. 577-586.
- [16] Stichting Commissie voor Uitvoering van Research: Onderzoek van haken aan geribd staal. CUR-Rapport 44, Amsterdam.
- [17] Schießl, P.: Nachrechnung von Verankerungen mit Verbundgrundgesetzen. Berichte des Instituts für Betonstahl- und Stahlbetonbau (IBS) in München vom September und Dezember 1975.
- [18] Leonhardt, F. und Mönning, E.: Vorlesungen über Massivbau, Dritter Teil, Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, Berlin, 1974.
- [19] Martin, H. und Janovic, K.: Verbundwirkung von Betonstahlschlaufen in Leichtbeton. Bericht des Lehrstuhls für Massivbau an der TU München vom Januar 1970.



- [20] Leonhardt, F., Walther, R. und Dieterle, H.: Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Zugschlaufenstößen. Schriftenreihe des DAFStb, Heft 226, Berlin, 1973.
- [21] Kupfer, H.: Neuere Untersuchungen an Übergreifungsstößen. Vorträge „Betontag 1975“, Seite 388 bis 400. Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden.
- [22] Stöckl, S., Menne, B. und Kupfer, H.: Versuche an zugbeanspruchten Übergreifungsstößen von Rippenstäben. Schriftenreihe des DAFStb, Heft 276, Berlin, 1973.
- [23] Leonhardt, F.: Rissebeschränkung. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 1, 1976.
- [24] Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße von Rippenstäben mit geraden Stabenden. Dissertation Universität Stuttgart, 1979.
- [25] Ferguson, Ph. und Krishnaswamy, C.: Tensile Lap Splices, Part 2: Design Recommendations. Research-Report 113-3, Center for Highway Research, University of Texas at Austin, April 1971.
- [26] Stichting Commissie voor Uitvoering van Research: De Sterkte van Overlappingslassen an Gewapend Beton. CUR-Rapport 34, Amsterdam.
- [27] Müller, F.-P.: Lasteintragung in die Bewehrung von Stahlbetondruckgliedern. Vorträge „Betontag 1975“, Seite 378 bis 387. Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden.
- [28] Leonhardt, F. und Teichen, K.-Th.: Druckstöße von Bewehrungsstäben. Schriftenreihe des DAFStb, Heft 222, Berlin, 1972.
- [29] Rehm, G., Tewes, R. und Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße geschweißter Betonstahlmatten. Schriftenreihe des DAFStb, Heft 291, Berlin, 1977.
- [30] Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Bauteilen aus Beton bei Brandbeanspruchungen. Schriftenreihe des DAFStb, Heft 248, Berlin, 1975.
- [31] Rehm, G. und Tewes, R.: Übergreifungsstöße geschweißter Betonstahlmatten. Bericht des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen an der Universität Stuttgart vom August 1978.
- [32] Svedin, I.: Sprickbildning i T-balkar påverkade av negativ moment. Göteborg, Januar 1964.
- [33] Eibl, J. und Kühn, H.-E.: Biegeversuche an Balken mit gezogener Platte. Bericht des Lehrstuhls für Beton- und Stahlbetonbau an der Universität Dortmund, in Vorbereitung.
- [34] Bachmann, H.: Längsschub und Querbiegung in Druckplatten von Betonträgern. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3, 1978.
- [35] Grasser, E.: Bemessung der Stahlbetonbauteile. Betonkalender, Verlag von Wilhelm Ernst + Sohn, Berlin, 1978.
- [36] Rüschi, H.: Stahlbeton, Spannbeton. Band 1, Werkstoffeigenschaften, Bemessungsverfahren. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1972.
- [37] Leonhardt, F.: Schub bei Stahlbeton und Spannbeton – Grundlagen der neueren Schubbemessung. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11, 1977.
- [38] Aster, H. und Koch, R.: Die Schubtragfähigkeit dicker Stahlbetonplatten. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11, 1974.
- [39] Rostásy, F. und Dieterle, H.: Schubversuche an Plattenstreifen. Bericht des Otto-Graf-Instituts an der Universität Stuttgart vom Juni 1976.
- [40] Kupfer, H. und Baumann, T.: Staffelung der Biegezugbewehrung bei hohen Schubspannungen in schlanken Stahlbetonträgern mit I-Querschnitt. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 12, 1969.
- [41] Rüschi, H. und Rackwitz, R.: Die Bedeutung des Begriffes der Versagenswahrscheinlichkeit in der Sicherheitstheorie für Bauwerke. Entwerfen, Konstruieren, Bauen. Festschrift Held + Franke AG.
- [42] Rehm, G., Eligehausen, R., und Neubert, B.: Rationalisierung der Bewehrungstechnik im Stahlbetonbau – Vereinfachte Schubbewehrung in Balken. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Hefte 3 und 4, 1978.
- [43] Rehm, G. und Lehmann, R.: Demonstrativbauvorhaben „Einkaufszentrum Heilbronn“. Bericht des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen an der Universität Stuttgart vom Juli 1976.
- [44] Rostásy, F., Eligehausen, R. und Dieterle, H.: Das Tragverhalten verschiedener Verankerungselemente in Rissen. Bericht des Otto-Graf-Instituts an der Universität Stuttgart vom März 1976.
- [45] Rehm, G. und Neubert, B.: Zulässige Beanspruchung der Bügelbewehrung aus Baustahlgewebe in Balken, Ergebnisse der durchgeführten Balkenversuche. Bericht des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen an der Universität Stuttgart, Mai 1974.
- [46] Rehm, G., Eligehausen, R. und Patzak, M.: Eignung von offenen Bügeln als Schubbewehrung im Bereich negativer Momente. Bericht des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen an der Universität Stuttgart, in Vorbereitung.
- [47] Rehm, G., Eligehausen, R. und Mallée, R.: Berechnung der Schrägrißbreiten in Stahlbetonbalken. Bericht des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen an der Universität Stuttgart vom Juli 1978.
- [48] Kupfer, H. und Baumann, Th.: Mögliche Bügelformen bei hoher Schubbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, 1971.
- [49] Ewald, G.: Überlagerung von Scheiben- und Plattentragwirkung am Beispiel stark profilierter Stahlbeton- und Spannbetonträger bei hoher Schub- und begrenzter Querbiegebeanspruchung. Dissertation TU München, 1977.
- [50] Nilsson, I.: Reinforced concrete corners and joints subjected to bending moment. National Swedish Building Research, Document D 7, 1973.
- [51] Mitchell, D. und Collins, M.: Detailing for Torsion. ACI-Journal, Band 73, Nr. 41, 1976.
- [52] Leonhardt, F. und Schelling, G.: Torsionsversuche an Stahlbetonbalken. Schriftenreihe des DAFStb, Heft 239, Berlin, 1974.
- [53] Comité Euro-International Du Béton (CEB): Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Bulletin D'Information Nr. 125, Paris, 1978.
- [54] Tepfers, R.: Buntad Atmering. Rapport Nr. 679, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg, 1964.
- [55] den Uyl: Onderzoek naar het verankeringsgedrag van gebundelde staven. Rapport 5-74-5/2.2.74.07, Technische Hochschule Delft.
- [56] Rehm, G., Eligehausen, R. und Neubert, B.: Berichte über Balkenversuche mit Stabbündelung  
a) Institut für Baustoffkunde der TU Braunschweig vom Juni 1973,  
b) Otto-Graf-Institut an der Universität Stuttgart vom Januar 1975.
- [57] ACI 318-71, Building Code Requirements for Reinforced Concrete.
- [58] CP 110, Teil 1, The Structural Use of Concrete, Nov. 1972.
- [59] Zulassungsbescheid des Instituts für Bautechnik, II/4-1.1.1 Gewi 50 III U 1/6 für den Gewi-Stahl BSt 42/50,  $d_s = 50$  mm.