

**Zeitschrift:** IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht

**Band:** 5 (1956)

**Artikel:** Mittel zur Erhöhung der Risslast im Stahlbetonbau

**Autor:** Friedrich, Erich

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-6009>

### Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

### Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

### Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 18.01.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

## Va 3

### Mittel zur Erhöhung der Risslast im Stahlbetonbau

### Processo permitindo aumentar a carga de fissuração nas construções de betão armado

### Procédé permettant d'augmenter la charge de fissuration dans les constructions en béton armé

### Process of increasing crack formation load in reinforced concrete structures

PROF. DR. ERICH FRIEDRICH

Technische Hochschule Graz

Graz

#### 1. Einleitung.

Oesterreich ist auf dem Gebiete der Entwicklung von Betonstählen stets führend gewesen. So wurde hier der IsteGSTahl (Bild 1) entwickelt, der schon im Jahre 1928 im grossen Umfange verwendet wurde. Nach dem IsteGSTahl war es der Torstahl ( $\Phi 40$  genannt) von den Schmidtstahlwerken (Bild 2), der besonders nach 1945 einen grossen Teil der gesamten Betonbewehrung gestellt hat. Das Ausgangsmaterial für Torstahl  $\Phi 40$  ist St 37.

Der aus dem Walzwerk kommende Stab hat zwei gegenüberliegende Gratrippen und wird in einer Verwindemaschine im kalten Zustand so um seine Achse verwunden, dass die Gratrippen schraubenförmig nach einer Rechtsschraube verlaufen. Die Mindeststreckgrenze des Stahles ist  $40 \text{ kg/mm}^2$ . Wird als Ausgangsmaterial ein hochwertiger Stahl mit der natürlichen Streckgrenze von  $40 \text{ kg/mm}^2$  verwendet, so kann durch

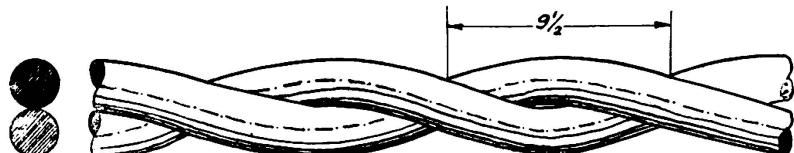


ABB. 1. IsteGSTahl – Querschnitt und Ansicht

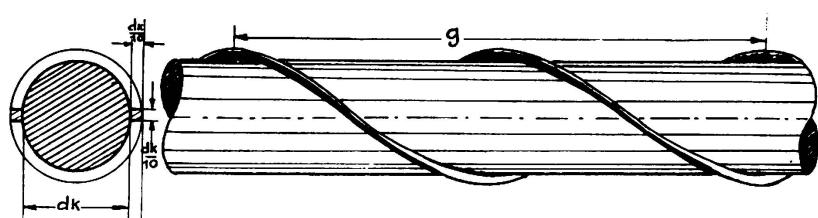


ABB. 2. Torstahl  $\Phi 40$

die Verwindung diese auf  $60 \text{ kg/mm}^2$  gehoben werden. Damit erhält man den Torstahl  $\Phi 60$ , der in Oesterreich in steigendem Masse verwendet wird. Keineswegs ist damit bereits die obere Grenze erreicht. So wird bereits jetzt an der Zulassung eines Stahles gearbeitet, bei dem die Streckgrenze bei  $80 \text{ kg/mm}^2$  liegt. Für plattenförmige Bauteile oder auch für zylindrische Schalen wird das Baustahlgitter verwendet, das eine Streckgrenze von  $50 \text{ kg/mm}^2$  hat. Das Baustahlgewebe wird aus kaltgezogenen Runddrähten hergestellt. Die Drähte werden zu rechteckigen Maschennetzen zusammengelegt und die Knotenpunkte durch elektrische Punktschweissung gegeneinander unverschieblich befestigt. Das Baustahlgitter wird von der Alpenländischen Veredelungsindustrie in Graz und von Felten & Guilleaume in Bruck a. d. M. hergestellt.

Zu diesen bekannten Bewehrungsarten ist ein neuer Stahl, bi-Stahl, genannt, der ebenfalls von der Alpenländischen Veredelungsindustrie in Graz entwickelt wurde, hinzugekommen, der durch neue Gedanken neue Entwicklungsmöglichkeiten, aber auch neue Anwendungsgebiete bringt. Dieser Stahl kommt in zwei Güten (Güte I und Güte II genannt) heraus. Im folgenden wird über die Eigenschaften des Stahles und über die Versuche berichtet, die, wie im Auszug wiedergegeben sind, zur Zulassung des Stahles als Bewehrungsstahl im Betonbau führten.

## 2. Beurteilung von Stählen.

Für die Beurteilung von Stählen sind besonders 2 Gesichtspunkte massgebend:

a.) *Der Bruchzustand:* Die Bemessung muss so durchgeführt werden, dass die erforderliche Sicherheit gegen Erreichen der Bruchlast des Tragteiles eingehalten wird. Abgesehen von wenigen Ausnahmen ist die Streckgrenze des Stahles für den Bruch massgebend. Die Streckgrenze des Stahles ist somit das Hauptkennzeichen für den Betonstahl.

b.) *Der Zustand unter der Nutzlast:* Die Streckgrenze des Stahles kann man immer weiter hinaufrücken. Dies gelingt durch Legierungen oder aber auch durch das Kaltrecken. Bei der Bemessung muss man jedoch auch berücksichtigen, dass unter der Nutzlast der Verbund zwischen Stahl und Beton aufrecht erhalten wird. Während bei der ersten Bedingung durch Versuche ein klares Urteil abgegeben werden kann, herrscht über die Bedingung, wie man den Verbund zu beurteilen hat, noch keine klare Meinung in Fachkreisen. Bekannt ist, dass ein Stahlbetonbalken, der auf Biegung beansprucht wird, unter der Nutzlast bereits Risse hat, so dass der Beton auf der Zugseite nicht mehr mitwirkt. Wenn es nun nicht möglich ist, den Beton rissefrei zu halten, so ist es erforderlich, für die Rissbreiten eine Grenze aufzustellen. In diesem Bericht wird die Grenze für die Rissbreite mit  $0,2 \text{ mm}$  angenommen. Diese Annahme wurde auch von Prof. Graf <sup>(1)</sup> gewählt. Wenn man diese Grösse als den Grenzwert annimmt, so kann man nun die Stahlsorten

---

<sup>(1)</sup> O. Graf; Über die Entwicklung der Eigenschaften der Betonstähle und über die zugehörigen zulässigen Anstrengungen; Bericht über die Hauptversammlung des Deutschen Beton Vereines 1952.

beurteilen und die zulässigen Spannungen festlegen. Am Beispiel des bi-Stahles wird dies gezeigt.

### 3. Beschreibung des bi-Stahles.

Der bi-Stahl (Abb. 3 und 4) besteht aus 2 Längsstäben mit hoher Streckgrenze, die durch Querverbindrer zu einem leiterförmigen Einzelstab vereinigt werden. Die Verbindung der Längsstäbe und Querverbindrer erfolgt durch elektrische Widerstandsschweissung in der Weise, dass die Sprossen zwischen den Längsstäben stumpf eingeschweisst werden. Der lichte Abstand der Längsstäbe beträgt stets 20 mm (dieser Wert kann an sich beliebig gewählt werden, da aber die österreichischen Vorschriften für 2 Stahleinlagen < 20 mm diesen Abstand vorschreiben, wurde dieser Abstand gewählt). Der Stahl wird in zwei Güten geliefert:

Güte I: Streckgrenze  $\sigma_{es} = 6800 \text{ kg/mm}^2$   
 Zugfestigkeit  $\sigma_{ez} = 8000 \text{ kg/cm}^2$   
 Abstand der Querverbindrer: 100 mm

Güte II: Streckgrenze  $\sigma_{es} = 7700 \text{ kg/mm}^2$   
 Zugfestigkeit  $\sigma_{ez} = 9000 \text{ kg/cm}^2$   
 Abstand der Querverbindrer: 80 mm

Die Bruchdehnung am kurzen Proportionalstab beträgt für beide Güteklassen 8 %. Die Güteklassen sind durch den Abstand der Querverbindrer unterschiedlich gekennzeichnet, sodass eine Verwechslung nicht möglich ist.

Die Spannungs-Dehnungs-Linie für die Güte I (Mindestwerte) zeigt die Abb. 5 und die Güte II Abb. 6. In diesen Abbildungen sind auch die Zahlenwerte für  $\sigma$  und  $\epsilon$  – in einer Tabelle angegeben, die als Mindestwerte stets eingehalten werden.

Das Material der Längsstäbe ist ein kaltgezogener Stahl mit den durch die Abb. 5 und 6 gekennzeichneten Größen; das Material der Querverbindrer ist demjenigen der Längsstäbe so angepasst, dass eine einwandfreie und der vorgeschriebenen Festigkeit entsprechende Schweisung gewährleistet ist. Die Schweissverbindung zwischen Längsstab und Querverbindrer erfolgt mittels elektrischer Widerstandsschweissung, wobei der Schweissvorgang so gesteuert wird, dass ein stetiger Übergang zwischen

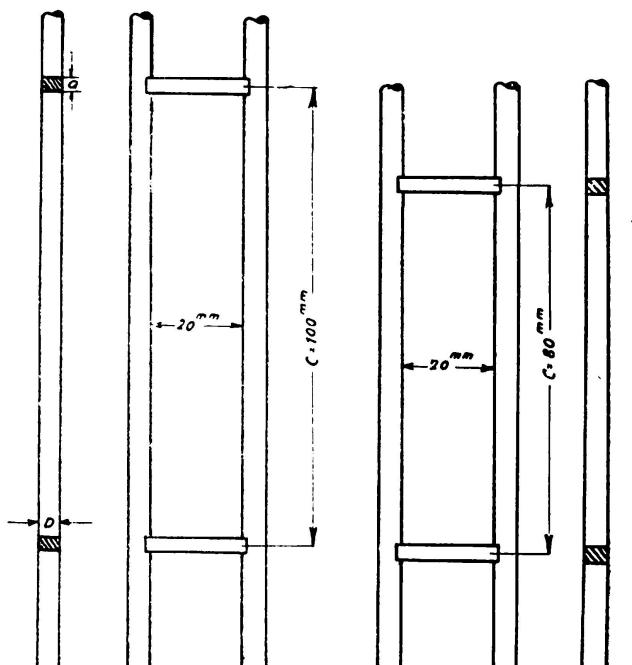


ABB. 3. bi-Stahl 50  
(Güte I)

ABB. 4. bi-Stahl 50  
(Güte II)

dem Gefüge des Querverbinders und der Längsstäbe S. MsKr erfolgt so stark, dass die gerade zugeschnittene Sprosse ein Viertel bis ein Drittel des Längsstabes umschliesst. Die Schweissverbindung zwischen Längs- und Querstab hat, auf reinen Schub beansprucht, mindestens ein Drittel der Zerreissfestigkeit der Längsstäbe.

Die Schweissung ist so ausgeführt, dass der Längsstab an der Schweißstelle keinen Festigkeitsabfall erfährt. Die Verschweissung erfolgt im Werk in besonderen bi-Stahl Automaten. Die Abb. 7 zeigt den Schweissautomaten und die Abb. 8 die gesamte Anlage. Die Lieferung erfolgt entweder in geraden Stangen (Abb. 9) normalerweise in Längen von 12 m bis 14 m (die Stangen können auf die gewünschte Länge zugeschnitten ge-

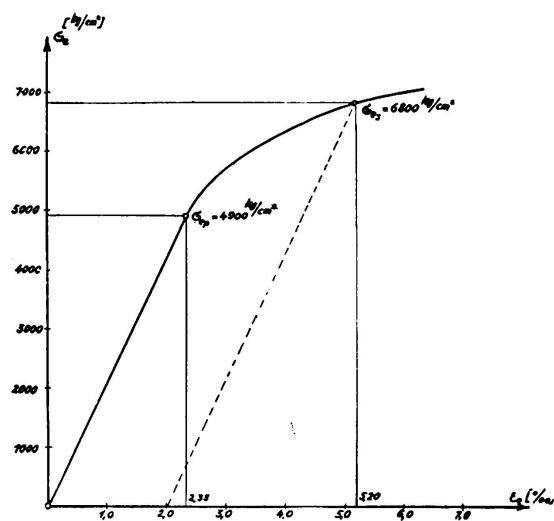


ABB. 5. Arbeitslinie für bi-Stahl (Güte I)

$\varepsilon_e$ (% $\text{..}$ )	$\sigma_e$ (kg/cm $^2$ )	$\varepsilon_e$ (% $\text{..}$ )	$\sigma_e$ (kg/cm $^2$ )	$\varepsilon_e$ (% $\text{..}$ )	$\sigma_e$ (kg/cm $^2$ )	$\varepsilon_e$ (% $\text{..}$ )	$\sigma_e$ (kg/cm $^2$ )	$\varepsilon_e$ (% $\text{..}$ )	$\sigma_e$ (kg/cm $^2$ )
1,70	↑ Hooke- sches Gesetz ↓	2,60	5315	3,50	6030	4,40	6500	5,30	6825
1,80		2,70	5425	3,60	6090	4,50	6545	5,40	6850
1,90		2,80	5525	3,70	6145	4,60	6590	5,50	6865
2,00		2,90	5615	3,80	6200	4,70	6630	5,60	6875
2,10		3,00	5695	3,90	6255	4,80	6670	5,70	6880
2,20		3,10	5770	4,00	6305	4,90	6705	5,89	6885
2,33	4900	3,20	5840	4,10	6355	5,00	6740	5,90	6890
2,40	5050	3,30	5905	4,20	6405	5,10	6770	4,00	6895
2,50	5190	3,40	5970	4,30	6455	5,20	6800	4,10	7000

liefert werden) oder in Ringen (Abb. 10) von solcher Grösse, dass der von ihnen abrollende Stab seine Krümmung verliert und gerade ausläuft.

#### 4. Wirkungsweise von bi-Stahl.

Aus der Beschreibung des bi-Stahles ergibt sich bereits sein Hauptvorteil, der darin besteht, dass eine völlig neue Übertragung der Spannungen von Stahl auf Beton erfolgt. Durch die Querverbinde kann man die Rissentfernung wählen und damit aber auch die Rissbreite bei einer hohen Stahlspannung in den zulässigen Grenzen halten. Damit ist aber ein Mittel uns in die Hand gegeben, die zulässige Spannung höher zu wählen als bisher, da man jetzt auch die Risslast, (d. i. jene Last, bei der die Rissbreite die Grenze 0,2 mm erreicht) die bisher nicht

wesentlich beeinflusst werden konnte, genau bestimmen kann. Geht man von der Bruchlast, die durch die Streckgrenze  $\sigma_{es}$  gegeben ist, aus, so ist die zulässige Spannung bei einem Sicherheitsgrad  $v$  der Wert  $\sigma_{ezul} = \frac{\sigma_{es}}{v}$ ; dieser Wert konnte jedoch vielfach deshalb nicht gewählt werden, weil die Risslast eine vorzeitige Schranke setzte. Durch die neue Übertragungsart die Querverbinder, fällt diese Schranke.

Um die Wirkungsweise des bi-Stahles zu erklären, soll zunächst der einfache Fall der reinen Zugbeanspruchung erörtert werden.

Die Abb. 11a zeigt einen Betonstab, in dem ein bi Stahlstab einbetoniert ist. Auf diesen Stab wirkt eine Zugkraft Z ein. Wenn zwischen Stahl und Beton noch voller Verbund herrscht, so wirken an der Oberfläche der Stahleinlagen noch Haftspannungen. Durch den Querverbinder wird eine Druckkraft H auf den Beton ausgeübt, die mit den Haftspannungen im Gleichgewicht steht. Die Stahlspannung über den Stahlstäben innerhalb der Querverbinder ist nicht gleichbleibend, sondern nimmt entsprechend der Entfernung vom Punkte A, wo die Druckkraft eingeleitet wird, zu. Setzt man an der Stelle B voraus, dass dort die

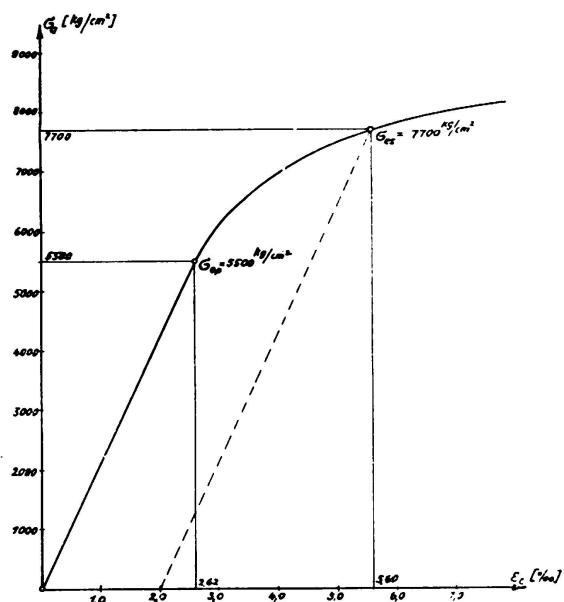


ABB. 6. Arbeitslinie für bi-Stahl (Güte II)

$\varepsilon_e$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	$\sigma_e$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	$\varepsilon_e$ ( $\%_{\infty}$ )	$\sigma_e$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	$\varepsilon_e$ ( $\%_{\infty}$ )	$\sigma_e$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	$\varepsilon_e$ ( $\%_{\infty}$ )	$\sigma_e$ ( $\%_{\infty}$ )	$\varepsilon_e$ ( $\%_{\infty}$ )	$\sigma_e$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
2,10	Hooke-sches Gesetz	2,90	5995	3,80	6860	4,70	7355	5,60	7700
2,20		3,00	6120	3,90	6925	4,80	7400	5,70	7725
2,30		3,10	6240	4,00	6980	4,90	7445	5,80	7750
2,40		3,20	6350	4,10	7040	5,00	7490	5,90	7775
2,50		3,30	6450	4,20	7095	5,10	7530	6,00	7800
2,60	↓	3,40	6545	4,30	7150	5,20	7570	6,10	7820
2,62		5500	3,50	6635	4,40	7205 c	5,30	7605	6,20
2,70		5670	3,60	6715	4,50	7255	5,40	7640	6,30
2,80		5850	3,70	6790	4,60	7305	5,50	7670	6,40

Stahlspannung  $\sigma_{eII}$  die gesamte Zugkraft aufnimmt, (Grenzfall zwischen Zustand I und Zustand II) so kann man durch geradliniges Verbinden der beiden Spannungen einen Mittelwert für die Haftspannung ermitteln.

Die Gleichgewichtsgleichung ergibt:

$$(1) \quad \tau_{Hm} = \frac{\sigma_{eII} - \sigma_{eI}}{e} \frac{F_e}{U}$$

( $F_e$  = Querschnittsfläche,  $U$  = Umfang der Stahleinlagen,  $e$  = die Entfernung der Querverbinder).

Wenn dieser Wert  $\tau_{Hm}$  die Haftfestigkeit überschreitet, wird der Beton spannungslos und die gesamte Zugkraft wird durch den Stahl allein übertragen.

Die Querverbinder bewirken, dass der Beton an diesen Stellen A und B reisst und dass das Betonstück von der Länge  $e$  die Bewegung

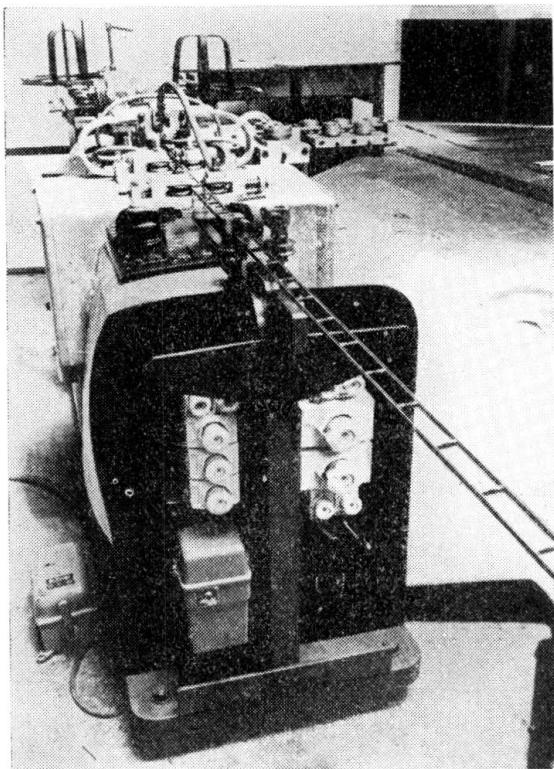


ABB. 7

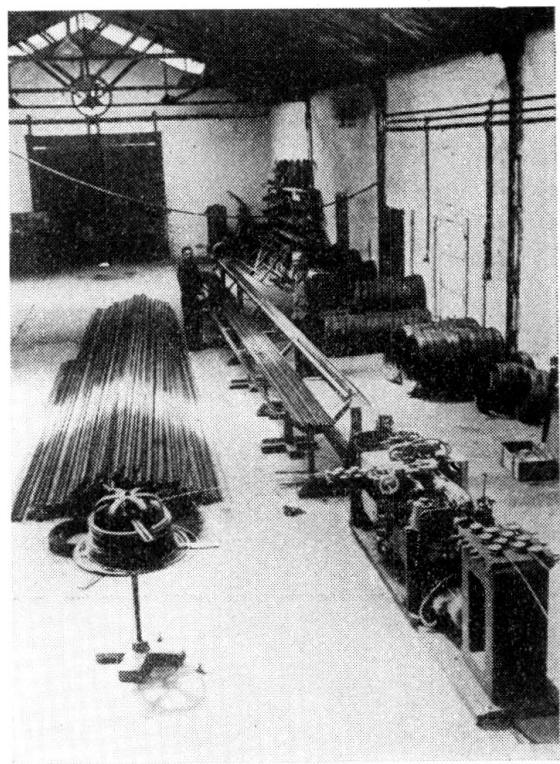


ABB. 8

der Querverbinder mitmacht. Die grösste Rissbreite, die in diesem Zustand auftreten kann ist:

$$(2) \quad \Delta r = \varepsilon_e e = \frac{\sigma_{eII}}{E_e} e$$

Für eine Stahlspannung  $\sigma_{eII} = 4000 \text{ kg/cm}^2$  (für Güte I) und  $e = 10 \text{ cm}$  wird  $\Delta_r = 0,19 \text{ mm}$  und für  $\sigma_{eII} = 4500 \text{ kg/cm}^2$  (für Güte II) und  $e = 8 \text{ cm}$  wird  $\Delta_r = 0,17 \text{ mm}$ . Man erkennt, dass die Rissbreite innerhalb der zulässigen Grenzen bleibt. Klaffende Risse können bei bi-Stahl nicht auftreten, da sich an jeder Sprossentstelle ein Riss ausbildet. Die Berech-

nung hat den ungünstigsten Fall angenommen, dass der Beton völlig spannungslos ist und der Stahl allein sich dehnt. Die tatsächlich zu erwartenden Risse sind kleiner als nach der Gleichung (2).

Bei auf Biegung beanspruchten Bauteilen (Abb. 12) ergeben sich ebenfalls zwei Fälle. Der erste Fall ist der, dass innerhalb der Querverbinder der Beton noch an den Stahleinlagen haftet. Dieser Fall wird hier nicht weiter beschrieben, weil es im Betonbau üblich ist, nur die Grenzfälle zu berücksichtigen, bei denen entweder der Bruch oder sonst ein unzulässiger Zustand eintritt. Bei der hier angestellten Betrachtung tritt ein solcher Grenzzustand dann ein, wenn die Haftfestigkeit überwunden wird. Dann treten die Querverbinder wieder in besondere Wirksamkeit, weil sie die gesamten waagrechten Kräfte übertragen. Wie aus Abb. 12 hervorgeht, ergibt die Gleichgewichtsgleichung:

$$(3) \quad H_n = Z_{n,n+1} - Z_{n-1,n}$$

Die waagrechte Kraft  $H$ , die eine Sprosse aufnehmen kann, wurde versuchsmässig gefunden. Bei diesem Versuch waren bei einem bi-Stahlstab nur je ein Querverbinder über den Auflagern vorhanden.

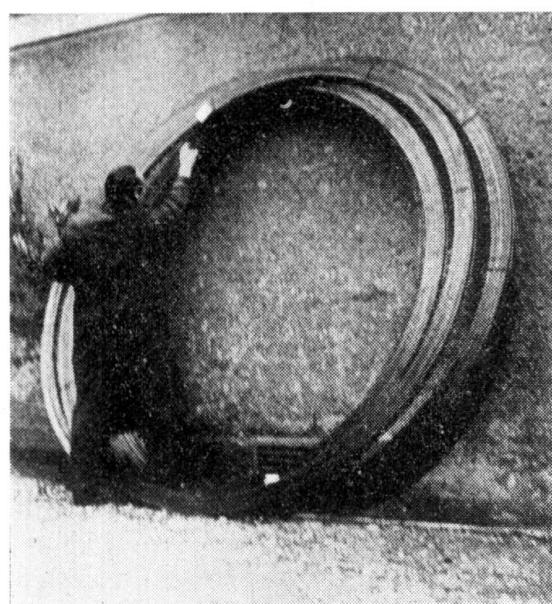


ABB. 10

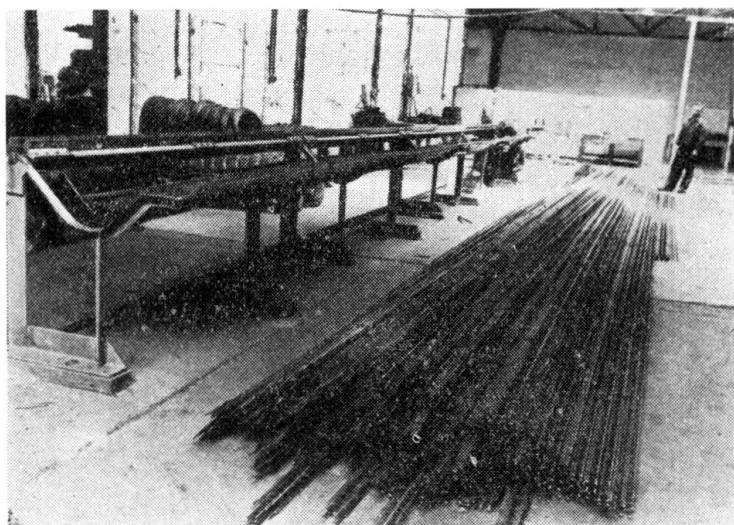


ABB. 9

Die Stahleinlagen waren überdies eingefettet. Der Beton war in Feldmitte unterbrochen und an dieser Stelle war ein Stahlgelenk in der Druckzone eingebaut worden. Die Zugzone wurde nur durch den Bewehrungsstahl überbrückt. Für einen bi-Stahl mit dem Durchmesser 7,6 mm ergab sich die aufnehmbare Zugkraft  $H_{max}$  beim Bruch, der durch Abscheren des Querverbinders vom Längsstab eintrat, zu 4395 kg. Aus dieser Zahl wurde bei 4-facher Sicherheit die grösste zulässige waagrecht Kraft, die von einem Querverbinder aufgenommen werden kann, festgelegt und für andere bi-Stahl-Abmessungen entsprechend der Scherfläche abgewan-

delt. Praktisch tritt dieser Wert niemals auf, da durch die Vielzahl der Querverbinder die tatsächlich auftretende Kraft  $H$  stets kleiner als  $H_{zul}$  ist. Damit ergibt sich ein weiterer Vorteil des bi-Stahles: *Man kann auf Endhaken verzichten.*

Bewehrungsstäbe, die nicht mehr zur Momen-tendeckung erforderlich sind, können in der Zug-zone endigen.

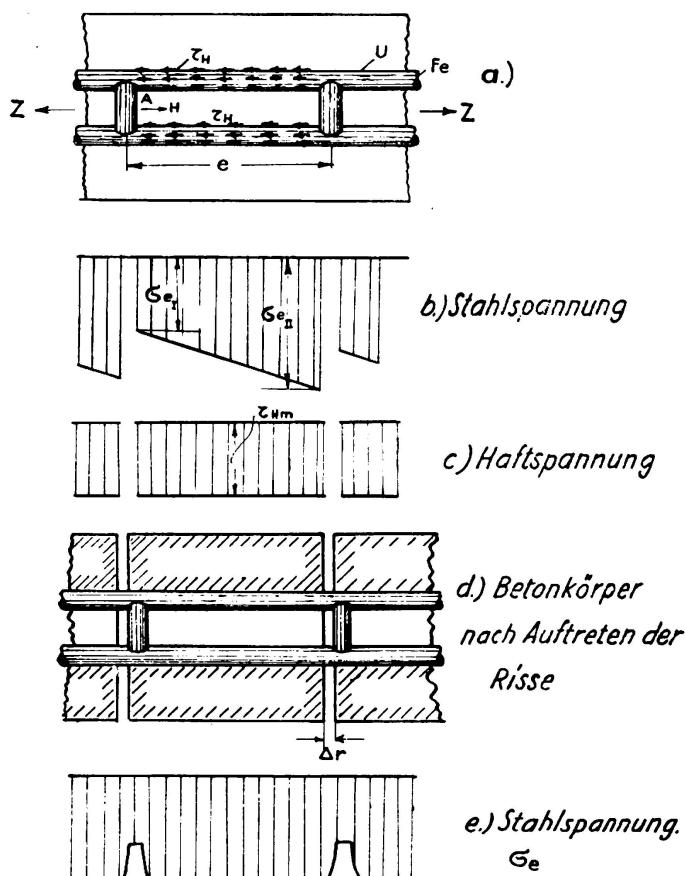


ABB. 11

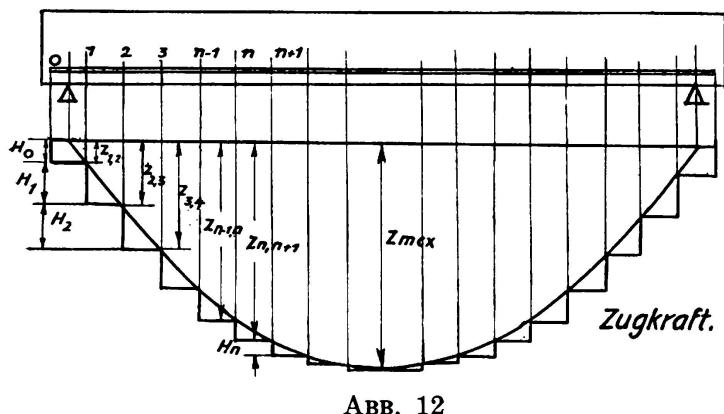


ABB. 12

Um den bi-Stahl als Bewehrung im Betonbau zu erproben, wurden eine Reihe von Balken hergestellt und durch Belastung bis zum Bruch untersucht. Die Belastung wurde stufenweise aufgebracht. Während der

### 5. Versuchsergebnisse.

Um die Bewehrung zu erproben, wurden zahlreiche Versuche ange stellt. Über einige Ergebnisse der Versuche wird nun berichtet. Die Abb. 13 zeigt die Eigenschaften des bi-Stahles. Wird ein Teilstück eines bi-Stahles mit einem Querverbinder herausgeschnitten, so kann man den einen Längsstab um  $180^\circ$  drehen, ohne dass der Querverbinder an der Schweißstelle Risse zeigt. Die Zugversuche, die die in den Abb. 5 und 6 dar gestellten Arbeitslinien für die beiden Güteklassen ergaben (als Min destwerte), zeigten stets, dass der Bruch nie an den Schweißstellen ein trat. Ein Verbiegen eines Stabes um  $90^\circ$  des Längsstabes, auch wenn die Schweißstelle für die Querverbinder in der ungünstigsten Stelle liegt, ist ohne Risse möglich. Ebenso kann man die Querverbinder ohne Abreißen an den Schweißstellen und ohne Anrisse um  $90^\circ$  drehen.

Belastung wurden die Dehnungen, die Durchbiegung und die Risserscheinungen untersucht. Bei der Auswertung wurde die tatsächliche Spannungsdehnungslinie für den Beton und den Stahl zu Grunde gelegt (2) und zu jeder Laststufe die zugehörige Stahlspannung ermittelt. Die Abb. 14 zeigt als Beispiel die Versuche mit bi-Stahl  $\phi 7,6$  mm und Betongüte B 160. In einem Koordinatensystem wurde die Stahlspannung und als Ordinate das

$$\text{Biegungsmoment } m = \frac{M}{bh^2} \text{ (bezogen}$$

auf die Breite  $b = 1$  und die Höhe  $h = 1$ ) aufgetragen. Das zulässige Biegungsmoment ergibt sich, indem man den Wert bei Auftreten der Streckgrenze durch den Sicherheitsgrad  $\nu = 1,7$  dividiert. In Abb. 14 wurde der Punkt B mit A verbunden. Die Division durch 1,7 ergibt

den Punkt C. Die Waagrechte CD durch den Punkt C bis zur Verbindungsgeraden AB ergibt einen Wert für die zulässige Spannung ( $\sigma_{eB} = 4610 \text{ kg/cm}^2$ ). Von der Abszisse nach unten wurden die gemessenen Rissbreiten  $\Delta_r$  aufgetragen. Zieht man für die zulässige Rissbreite  $\Delta_r = 0,2 \text{ mm}$  die Waagrechte EF, so ergibt diese bei F ein zweites Mass für die zulässige Stahlspannung  $\sigma_{ev} = 4760 \text{ kg/cm}^2$ . Die Abb. 15 zeigt das Ergebnis der Versuche bei gleichem Stahldurchmesser aber verschiedener Betongüte B 160 und B 225, wobei bei einem Versuch mit B 225 die Längsstäbe noch aufgerauht waren. Die Versuche zeigen, dass die Betongüte auf die Risslast und Bruchlast geringen Einfluss hat. Dieses Ergebnis ist erklärlich, da in beiden Fällen die Bruchursache die Streckgrenze des Stahles ist (schwach bewehrter Bereich). Beide Grenzwerte  $\sigma_{eB}$  und  $\sigma_{ev}$  liegen stets knapp beisammen und sind stets über  $4500 \text{ kg/cm}^2$ , so dass es gerechtfertigt ist, diesen Wert als zulässig in die Bedingungen aufzunehmen. Dieser Wert wurde daher für die Gütekasse II festgelegt. Für die Gütekasse I wurde  $4000 \text{ kg/cm}^2$  gewählt.

Der Einfluss der Grösse des Durchmessers der Stahleinlagen auf  $\sigma_{eB}$  und  $\sigma_{ev}$  ist in Abb. 16 dargestellt. Bei den Versuchsreihen a, b, n, war der Durchmesser der Stahleinlagen 7,6 mm und bei k, h, s, 10,0 mm. Auch hier liegen die beiden Werte, sowohl  $\sigma_{eB}$  wie auch  $\sigma_{ev}$  über  $4500 \text{ kg/cm}^2$ . Der Einfluss des Durchmessers, wie auch der Betongüte ist gering. Die Abb. 17 zeigt das Bruchbild eines Balkens der Reihe a, aus dem deutlich die gleichmässige Aufteilung der Risse hervorgeht (Die

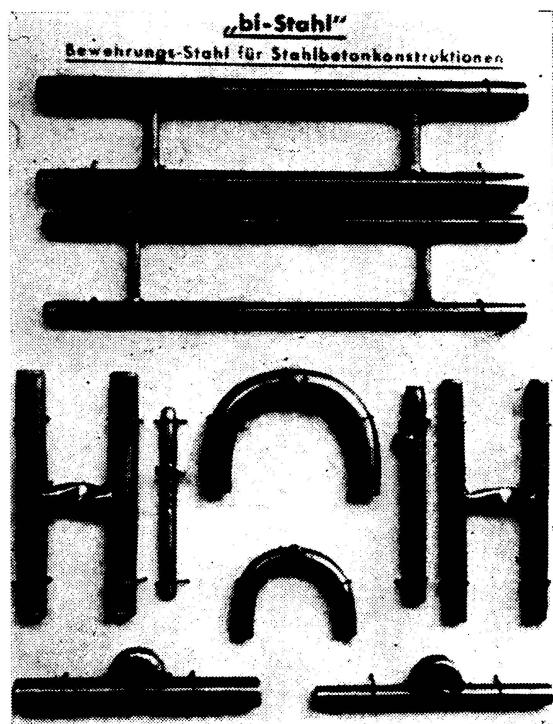
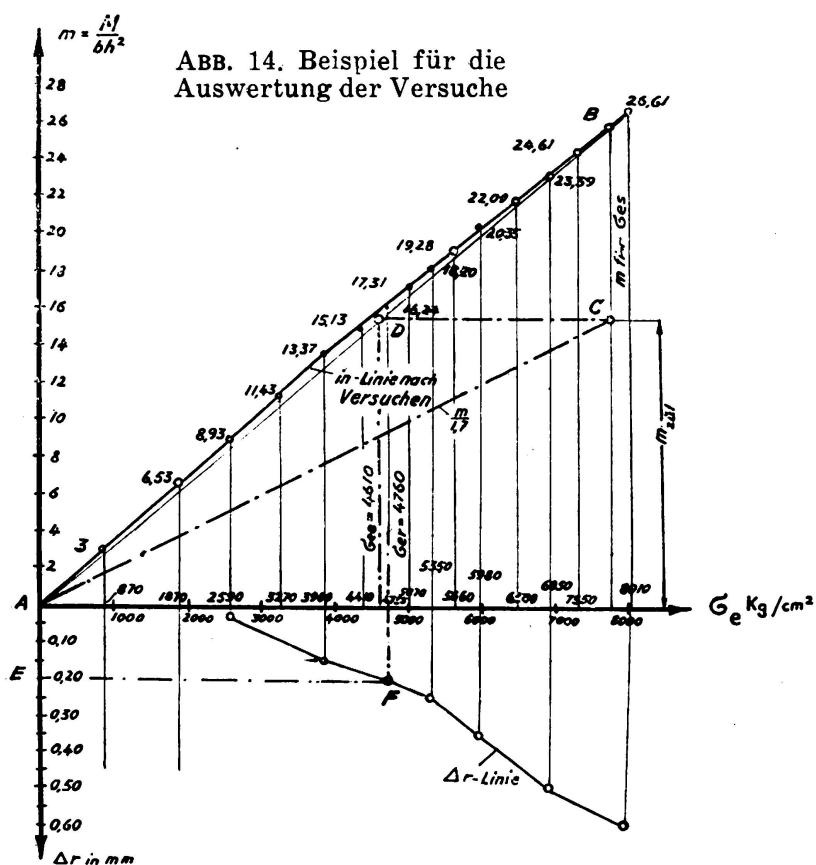


ABB. 13

(2) E. Friedrich, Bemessung und Entwurf im Stahlbetonbau, I. Akad. Druck-u. Verlagsgesellschaft Graz, 1954.

Risse sind, um sie für das Lichtbild deutlich zu machen, mit Bleistift auf dem Versuchskörper nachgezogen worden. Die angeschriebenen Zahlen geben die Laststufe an, bei der der Riss die angegebene Höhe erreicht hat. Die Abb. 18 zeigt die Bruchbilder eines mit bi-Stahl bewehrten Balkens aus Versuchen, die an der Technischen Hochschule in München ausgeführt wurden. Diese Bilder zeigen die gleichmässige Verteilung der Risse, die selbst bis zum Bruch erhalten bleibt, während bei anderen Stählen sich nach Überwindung der Haftfestigkeit ein Riss stark ausprägt.

Das Ergebnis der Versuche mit Torstahl war, dass Torstahl mit Endhaken günstiger ist, als ohne Endhaken. Bei einem Balken ohne Endhaken ist die zulässige Rissbreite bereits bei einer Spannung von  $2900 \text{ kg/cm}^2$  aufgetreten. In diesem Zusammenhange ist auch ein Versuch mit Torstahl interessant, bei dem der Torstahl im Balken ohne Endhaken liegt. Die eine Hälfte des Torstahles wurde eingeölt und



die andere Hälfte verblieb im angelieferten Zustand. Die Rissbreiten auf der Seite, wo der Torstahl eingeölt war, sind wesentlich grösser, als die auf der nicht eingölten Seite. Nach Eintreten des Bruches wurde der Beton vom Stahl abgelöst, um den Stahl blosszulegen. Dabei zeigte es sich, dass sich der Stahl um rund 2 cm in den Balken hineingezogen hat, wobei

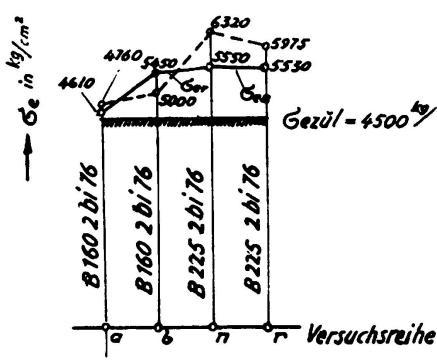


ABB. 15

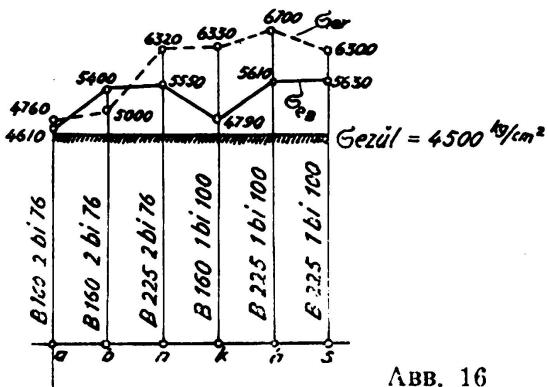


ABB. 16

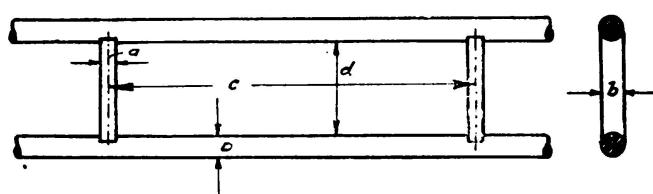
sich der Stahl nach einer Schraubenlinie gedreht hat, denn die Grate sind noch deutlich im Beton zu erkennen. Die Abb. 19 zeigt oben den Balken mit dem grossem Riss links. Darunter links wird gezeigt, wie sich der Stahl hineingeschraubt hat. Zum Vergleich ist ein Masstab angelegt. Deutlich ist im Beton noch der Grat zu erkennen. Das rechte Bild zeigt noch einmal den Torstahl und die blossgelegte Fläche im Beton. Diese Bilder lassen vermuten, dass bei den Formstählen üblicher Art, die Übertragung der Spannungen vom Stahl auf den Beton nur durch die Haftspannungen erfolgt. Man wird noch klären müssen, wie gross die Grate oder sonstigen Mittel sein müssen, um eine wirksame Vergrösserung der Haftspannungen zu erzielen, so dass die Spannungen, die durch die hohe Streckgrenze sonst gegeben wären, auch wirklich ausgenutzt werden können.

Bei Rundstählen ist es charakteristisch, dass die Breite von Rissen, wenn die Haftspannung überwunden ist, an manchen Stellen bei zunehmender Belastung sogar zurückgeht. Dafür bildet sich dann ein Riss aus, der sehr rasch an Breite zunimmt.

#### 6. Folgerungen.

Die nachfolgende Zahlentafel gibt die Abmessungen der bi-Stähle an.

Bezeichnung	Längsstäbe			Querverbindrer		Güte I Abstand c mm	Güte II Abstand c mm
	Durchm. D in mm	Zugkraft für = 4500 kg/cm <sup>2</sup> in kg	Abstand in mm	Querschnitt a x b mm	Schweissfläche cm <sup>2</sup>		
bi 100	2 x 10,0	7000	20	5,0 x 10,0	1,046		
bi 94	2 x 9,4	6250	20	5,0 x 9,5	0,984		
bi 88	2 x 8,8	5500	20	4,0 x 8,8	0,738		
bi 82	2 x 8,2	4750	20	4,0 x 8,0	0,606		
bi 76	2 x 7,6	4000	20	4,0 x 7,5	0,597		
bi 70	2 x 7,0	3500	20	4,0 x 7,0	0,687		
bi 65	2 x 6,5	3000	20	3,5 x 6,5	0,472	100	80
bi 60	2 x 6,0	2500	20	3,5 x 6,0	0,440		
bi 55	2 x 5,5	2000	20	3,0 x 5,5	0,354		
bi 50	2 x 5,0	1750	20	3,0 x 5,0	0,314		
bi 46	2 x 4,6	1500	20	2,5 x 4,5	0,233		
bi 42	2 x 4,2	1250	20	2,5 x 4,0	0,206		
bi 38	2 x 3,8	1000	20	2,5 x 4,0	0,199		
bi 34	2 x 3,4	800	20	2,5 x 3,5	0,178		
bi 30	2 x 3,0	630	20	2,0 x 3,0	0,126		



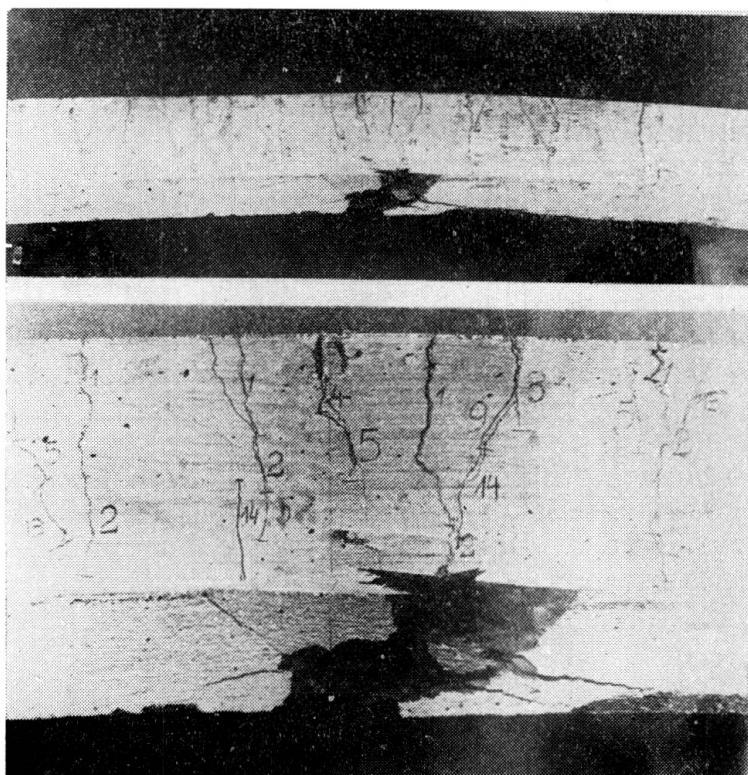


ABB. 17

Abb. 5 und 6 massgebend. Die Höchstwerte der Stahlspannungen und Dehnungen betragen:

	Güte I	Güte II
$\sigma_{es}$ in $\text{kg}/\text{cm}^2$	6800	7700
$\varepsilon_{es}$ in $^{\circ}/\text{oo}$	5,2	5,6

Das zugehörige Formänderungsgesetz für Beton ( $\sigma - \varepsilon$ -Linie) entspricht der Parabelgleichung:

$$\sigma_b = K_b \left( 2 - \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_B} \right) \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_B}$$

mit den Weiten	B 160	$K_b = 120 \text{ kg}/\text{cm}^2$	$\varepsilon_B = 1,5 \text{ } ^{\circ}/\text{oo}$
	B 225	170	2,0
	B 300	225	2,0
	B 400	300	2,0

Für bewegte Lasten ist die zulässige Spannung nach dem Gebrauchslastverfahren zu berechnen, wobei die Werte wie folgt zu wählen sind

$$\frac{A}{B} = + 0,50 \quad \sigma_e'_{zul} = \sigma_{ezul}$$

(<sup>3</sup>) ONORM B 4200

Nach dem Gutachten des Sachverständigen Ausschusses für das Land Steiermark wurden folgende, nur auszugsweise wiedergegebene, Bedingungen für die Verwendung festgelegt. Die zulässige Stahlspannung für die Bemessung nach dem Gebrauchslastverfahren (<sup>3</sup>) für vorwiegend ruhende Last beträgt  $\sigma_{ezul} = 4000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  für die Güte I und  $4500 \text{ kg}/\text{cm}^2$  für die Güte II.

Für die Bemessung nach dem Traglastverfahren für vorwiegend ruhende Last ist die Spannungs-Dehnungs-Linie nach den Stahlspannungen und

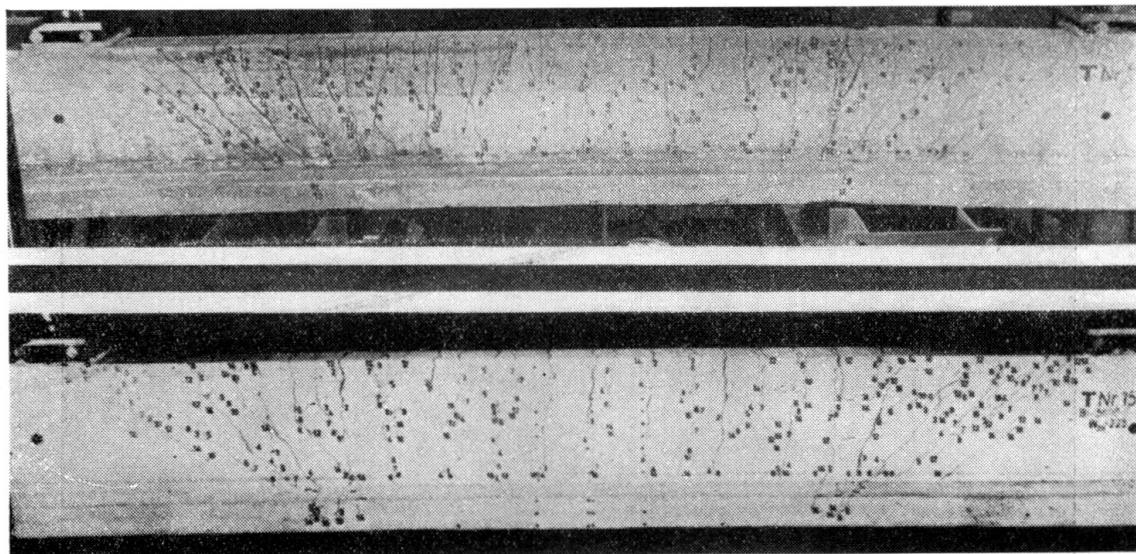


ABB. 18

$$\frac{A}{B} = 0,00 \quad \sigma_{e,zul}^* = 0,75 \sigma_{ezul}$$

$$\frac{A}{B} = -1,00 \quad \sigma_{e,zul}^* = 0,40 \sigma_{ezul}$$

Dabei sind A der kleinere und B der grössere Wert der schwankenden Belastung. Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten. Der bi-Stahl kann stets ohne Endhaken verlegt werden. Die Aufnahme der waagrechten Kraft eines Querverbinders richtet sich nach folgender Tafel (Wert in kg)

Bez	Güte I	Güte II		Bez	Güte I	Güte II
bi 100	1620	1840		60	690	770
94	1540	1735		55	540	609
88	1350	1420		50	494	550
82	1040	1180		46	366	412
76	970	1100		42	324	367
70	910	1037		38	324	367
65	740	833		34	279	320
				30	197	222

Bewehrungsstäbe, die nicht zur Momentendeckung erforderlich sind, können in der Zugzone endigen, sofern die waagrechte Zugkraft durch die Querverbinden aufgenommen wird. Über den theoretischen Endpunkt ist der bi-Stahl stets um 3 Querverbinderalstände zu verlängern. Der bi-Stahl kann auch als Druckbewehrung, sowohl bei Biegung als auch bei Längskraft verwendet werden.



ABB. 19

Im Vorstehenden wurden nur die Bedingungen angeführt, die allgemeines Interesse haben. Sie zeigen uns, dass die Entwicklung von neuen Bewehrungsstählen noch keineswegs abgeschlossen ist. Auch für den vorgespannten Beton hat der bi-Stahl grosse Bedeutung, auf die jedoch hier nicht mehr eingegangen wird.

#### ZUSAMMENFASSUNG

In dem Aufsatz wird über einen neuen Bewehrungsstahl, den bi-Stahl, berichtet, der in Oesterreich entwickelt wurde. Im bi-Stahl erfolgt die Übertragung der Spannungen vom Stahl zum Beton nicht durch Haftspannungen, sondern durch Querverbindner. Durch die Anordnung der Querverbindner ist man in der Lage, die Risslast (d. i. jene Last, bei der die Risse die Breite von 0,2 mm erreichen), bedeutend zu erhöhen, sodass es möglich ist, eine zulässige Spannung von  $4500 \text{ kg/cm}^2$  zu erhalten. Überdies braucht man beim bi-Stahl keine Endhaken, womit eine Reihe von wirtschaftlichen Vorteilen verbunden sind. In dem Aufsatz wird über die Eigenschaften des Stahles, über die Versuche und über die Bedingungen der Zulassung berichtet.

#### R E S U M O

O autor apresenta um novo tipo de armadura para betão armado a que chamou «bi-armadura». Com a «bi-armadura», a transmissão dos esforços do aço para o betão não se faz por aderência mas sim por

meio de travessas de ligação. A disposição destas travessas permite aumentar consideravelmente a carga de fissuração (por definição, carga sob a qual aparecem fissuras de 0,2 m/m), de modo que a tensão admissível pode atingir 4500 kg/cm<sup>2</sup>. Este tipo de armadura permite ainda dispensar os ganchos extremos o que traz vantagens económicas consideráveis.

O autor apresenta igualmente resultados de ensaios e indica algumas propriedades destas armaduras fazendo também considerações sobre as exigências dos Regulamentos.

#### RÉSUMÉ

L'auteur présente un nouveau type d'armature pour béton à laquelle il a donné le nom de «bi-armature». Avec la «bi-armature», la transmission des efforts de l'acier au béton ne se fait plus par adhérence, mais par des traverses reliant les fers longitudinaux. La disposition de ces traverses permet d'augmenter considérablement la charge de fissuration (par définition: charge sous laquelle apparaissent des fissures de 0,2 m/m de large) ce qui permet d'avoir une contrainte admissible de 4500 Kg/m<sup>2</sup>. Ce type d'armature permet encore de supprimer les crochets extrêmes ce qui présente un intérêt économique non négligeable. L'auteur présente également des résultats expérimentaux et quelques propriétés de ces armatures ainsi que des considérations sur les exigences des Normes.

#### SUMMARY

The author presents a new type of concrete reinforcing steel bar which he calls «double bar». With «double bar», the transmission of tensile forces from the reinforcing steel to the concrete is not carried out by adhesion but by a series of transverse connecting bars. The disposition of these connecting bars is such that it allows a considerable increase of the cracking load (by definition: load for which appear cracks 0,2 m/m wide) thus increasing the maximum permissible stress to 4500 Kg/m<sup>2</sup>. This type of reinforcement further allows to do away with hooks which renders it economical.

The author also presents experimental results as well as some interesting characteristics of this type of reinforcement and includes considerations about the requirements of the various Standards.

**Leere Seite**  
**Blank page**  
**Page vide**