

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 113/114 (1939)
Heft: 13

Artikel: Vorgespannte Armierungs-Zulagen in den Tragwerken aus Eisenbeton
Autor: Emperger, Fritz v.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-50580>

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: 23.02.2026

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

INHALT: Vorgespannte Armierungs-Zulagen in den Tragwerken aus Eisenbeton. — Baugrund-Untersuchung durch geoelektrische Profilsondierung. — Schreinerei-Gebäude mit Heizzentrale der Maschinenfabrik Aebi & Cie., Burgdorf. — Mitteilungen: Korrosionsschutzverfahren. Schau-

fenster und Hochfrequenz. Die Schweiz. Landesausstellung. Arbeiten unter Spannung an elektrischen Anlagen. Die neue Kirche in Zollikofen. Donaukraftwerk Ybbs-Persenbeug. — Nekrolog: Carl Gruber. Jules Aug. Smulders. Hans Erismann. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine.

Vorgespannte Armierungs-Zulagen in den Tragwerken aus Eisenbeton

Von Dr. Ing. e. h. FRITZ v. EMPERGER, Wien¹⁾

Wenn man mit den zulässigen Spannungen über 2000 kg/cm² hinausgehen und doch das Auftreten von klaffenden Rissen vermeiden will, so genügen die gewöhnlichen Vorkehrungen zur Eingrenzung der Rissbreiten nicht mehr und man muss Vorspannungen zu Hilfe nehmen. Diese Vorspannungen haben ausschliesslich die Aufgabe, die Rissbreiten herabzusetzen und ändern nichts an der Tragfähigkeit des Balkens, die nach wie vor von der Streckengrenze des verwendeten Stahls abhängig ist. Es sei zunächst auf die Versuche verwiesen, die Ing. E. Hoyer in seinem Buch «Der Stahlsaitenbeton», Tafel 13, veröffentlicht hat: Balken aus Beton von 700 kg/cm² Würfelfestigkeit, bewehrt mit 1,5 mm-Draht St 260, wurden mit steigender Vorspannung von 1000, 4000, 8000 und 12000 kg/cm² untersucht.

Die in Abb. 1 dargestellten Riss- und Bruchmomente zeigen, wie die Vorspannung das vorzeitige Auftreten der Risse und demgemäß auch deren späteres Klaffen hindert; die Tragfähigkeit bleibt aber unverändert. Mit der steigenden Spannung geht der Zusammenhang und die Wirkung der Vorspannung trotz des hochfesten Betons verloren. Abb. 1 zeigt, dass die Vorspannung, deren Wirkung dauernd zur Rissbekämpfung erhalten bleiben soll, besonders bei Verwendung von gewöhnlichem Beton, nicht zu hoch sein darf. Die Lage des zulässigen Moments erlaubt, die Grösse der Vorspannung anzugeben, die die Zugspannungen im Beton unter zulässigen Lasten ganz aufhebt. Wenn wir in Abb. 1 oberhalb dem Verlauf jener Momente, bei denen Risse unter den zunehmenden Vorspannungen auftreten, jene Momente eintragen, bei denen eine Rissbreite von 0,3 mm erreicht wird, so lässt sich jene verminderte Vorspannung ermitteln, bei der diese Grenze noch nicht erreicht wird. *Es ist dies, und nicht eine absolute Risslosigkeit, jene Forderung im Eisenbetonbau, die wir aufstellen.*

Der in der Abb. 1 gegebene Nachweis über die Einflusslosigkeit der Vorspannung auf die Tragfähigkeit behandelt eine gleichmässige Vorspannung auf alle Teile der Bewehrung. Er soll in der Folge durch Versuche mit zunehmender Vorspannung insofern ergänzt werden, als gezeigt wird, dass die Addition der Zugfestigkeiten von zwei verschiedenen Stahlarten innerhalb eines Balkenquerschnittes durch entsprechende Ausbildung der Haftfestigkeit erreicht, aber auch in diesem Falle ohne Rücksicht auf die Höhe der Vorspannung unverändert bleibt. Wir sehen also, dass selbst durch eine nur auf einen Teil der Bewehrung angebrachte Vorspannung das Auftreten der Risse und ihre elastische Rückbildung geändert wird und der damit zusammenhängende Spannungsverlauf unter den zulässigen Lasten eine wesentliche Änderung erfährt, die Tragfähigkeit des Balkens jedoch unbeeinflusst bleibt.

Unsere 40jährige Praxis hat erwiesen, dass es nicht nötig ist, Zugspannungen im Beton ganz zu vermeiden und so Risse auszuschliessen. *Die Rissfreiheit, die wir brauchen, besteht in einer Vermeidung von schädlichen Rissbreiten.* Es genügen demnach für den Gebrauch von hohen zulässigen Zugspannungen zur Ausnützung von hochwertigen Stählen verhältnismässig niedrige Vorspannungen. Es ist daher auch nicht nötig, die Zugkraft auf alle Bewehrungen in einem Querschnitt auszuüben. Es ge-

nügt vielmehr, diese Aufgabe einer Zulage aus einem höherwertigen Stahl zuzuweisen, die gleichzeitig die Tragkraft des Querschnittes erhöht und so auch die zulässigen Spannungen dieser gemischten Bewehrungen vermehrt. Bei der Tragkraft eines so mit zwei Stahlarten bewehrten Querschnittes werden bei hinreichender Haftfestigkeit beide Streckengrenzen zusammenwirken. Die Addition vollzieht sich zwangsläufig bei der selben Bruchdehnung, während die Zusammenarbeit unter den zulässigen Spannungen durch die Haftfestigkeit gesichert wird.

Die Bewehrung eines solchen Tragwerkes (Abb. 2) besteht aus einer Hauptbewehrung aus gewöhnlichem Stahl I mit Stäben vom Querschnitt $F_e = \frac{\pi d l^2}{4}$ mit einer Streckengrenze bzw. einer

zulässigen Spannung σ_{eI} , die in der üblichen Weise durch Aufbiegungen und Endhaken mit dem Beton verbunden sind und keine Vorspannung erhalten. Die Zulagen bestehen aus höherwertigem Stahl II von geringem Durchmesser F_{eII} mit einer wesentlich höheren Streckengrenze σ_{eII} . Auf jeden Stahl aus Stahl I entfallen Drahtzulagen aus Stahl II in der Anzahl γ . Je nach der beabsichtigten Steigerung der Tragfähigkeit mit der durchschnittlichen zulässigen Spannung σ_{eIII} , die sich aus der Anzahl der Zulagen ergibt, beträgt der Gesamtquerschnitt $F_e = F_{eI} + \gamma F_{eII}$.

Wenn wir das Verhältnis der Streckengrenze beider Stähle

$$\alpha = \frac{\sigma_{eII}}{\sigma_{eI}} \text{ z. B. mit } \frac{12000 \text{ kg/cm}^2}{4000 \text{ kg/cm}^2} = 3 \text{ und die verwendeten Ka-}$$

liber im Verhältnis $\beta = \frac{d_I}{d_{II}}$ z. B. $\frac{12 \text{ mm}}{3 \text{ mm}} = 4$, bzw. $\frac{F_{eI}}{F_{eII}} = \beta^2 = 16$ annehmen, so berechnet sich dadurch der Hebelarm der inneren Kräfte mit z in bekannter Weise. Es betragen dann die zulässigen, bzw. die Bruchmomente mit zwei symmetrischen Lasten $P/2$ bei einer Entfernung a vom Auflager

$$M = \frac{P}{2} a = (F_{eI} + \gamma F_{eII}) \sigma_{eIII} z = F_{eI} \left(1 + \frac{\alpha \gamma}{\beta^2}\right) \sigma_{eIII} z \quad (1)$$

$$M = \frac{P}{2} a = (F_{eI} \sigma_{eI} + \gamma = F_{eII} \sigma_{eII}) z = F_{eI} \sigma_{eI} \left(1 + \frac{\alpha \gamma}{\beta^2}\right) z \quad (2)$$

Die voraussichtliche Erhöhung der Tragfähigkeit ist abhängig von der Höhe der durchschnittlichen Spannung σ_{eIII} und ergibt sich aus der Gleichung

$$\sigma_{eIII} = \sigma_{eI} \frac{\alpha \gamma + \beta^2}{\gamma + \beta^2} \quad (3)$$

Gleichzeitig ergibt sich ein geringer Abfall in der durchschnittlichen Haftspannung

$$\tau_{III} = \frac{d_I}{4a} \sigma_{eI} \frac{\alpha \gamma + \beta^2}{\beta \gamma + \beta^2} \quad (4)$$

Wenn wir nach dem erwähnten Beispiel

$\alpha = 3$ und $\beta = 4$ annehmen, so können wir mit $\gamma = 4$ eine Erhöhung der zulässigen Spannungen bzw. der Bruchlasten um 40% und dementsprechend eine Ersparnis an Stahl um 29% erreichen. Es vermindert sich die Haftspannung um 12% und unsere Aufgabe besteht darin, die Zusammenarbeit der beiden Stahlarten sicherzustellen.

Um zu zeigen, was man mit vorgespannten höherwertigen Stahlzulagen erreichen kann, sei das Ergebnis eines der ersten

Versuche wiedergegeben und es sollen an diesem Beispiel die vorangehenden Formeln überprüft werden. Es wurde ein Balken von 2 m Spannweite benutzt, dessen Abmessungen die Abb. 2 darstellt. Er war mit einem stärkeren Rundisen bewehrt, um die Einflüsse zu ermessen, ob selbst noch da, wo die Zulage F_{eII} nur 5,7% von F_{eI} ausmacht, sich eine Wirkung zeigt. Die Bewehrung bestand aus einem Rundisen $\varnothing 25$ aus St. 37. Wir hatten uns dabei die Aufgabe gestellt,

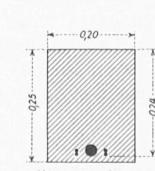


Abb. 2. Balken mit vorgespannten Zulagen

¹⁾ Nach einem Vortrag in der Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins in Wien, am 17. März 1939.

die sonst zulässigen Spannungen von 1200 nur auf etwa 1600 kg/cm^2 zu erhöhen, die Risslosigkeit in dem besprochenen Sinne zu sichern und etwa 20% Stahl zu ersparen.

Der Balken war mit 1 Ø 25 mm und 4 Ø 3 mm, im Ganzen also mit 5,19 cm^2 bewehrt. Es betrug demnach $x = 10,8 \text{ cm}$, $z = 20,4 \text{ cm}$ und das Widerstandsmoment $W = 105,9 \text{ cm}^3$. Zwei symmetrische Lasten waren im Abstand von 40 cm und 80 cm vom Auflager angeordnet. Die Tragkraft des Balkens beträgt nach Gleichung (1):

$$P/280 = 40 P' + 4050 = W \sigma_{eIII} = 105,9 \sigma_{eIII}$$

Die bei den ersten Versuchen verwendete Streckgrenze betrug für F_{eI} nur 2700 kg/cm^2 . Bei F_{eII} hat sich eine höhere Zahl, wegen der guten Verbindung, Geltung verschafft, etwa 10000 kg pro cm^2 . Nach der Gl. 2 beträgt

$$(F_{eI} 2700 + F_{eII} 14000) 20,4 = 8660 \cdot 40$$

Die tatsächliche Bruchlast hat 9100 kg, also etwas mehr betragen als die Rechnung voraussetzt. Bei diesem Versuch war

$$\alpha = \frac{14000}{2700} = 5,17, \quad \beta = 25/3 = 8,3 \text{ und } \gamma = 4$$

Es ist daher nach Gleich. 3 die mittlere Bruchspannung $\sigma_{eIII} = 1,23 \cdot 2700 = 3321$, die mittlere zulässige Spannung = $1,23 \cdot 1200 = 1550$. Die mittlere Haftspannung ist durch die Zulagen von 21 auf 19 abgemindert. Die dementsprechende zulässige Last beträgt $1550 \cdot 105,9 = 164000 = P + 4050$ und somit $P' = 4 \text{ t}$. Die ersten Risse sind bei 3 t entsprechend einer rechnungsmässigen Zugspannung von 1150 kg/cm^2 eingetreten.

Als weitere Folge der Vorspannung war die grösste Rissbreite bei der zulässigen Last von 4 t nur 0,12 mm und alle Risse haben sich nach der Entlastung der Sicht ganz entzogen. Erst nach 4,5 t verblieb ein sichtbarer Riss nach der Entlastung in einer Breite bei einem der Risse mit 0,02 mm nachweisbar. Unter der Bruchlast sind die Drahtzulagen zuerst zerrissen. Die Hauptbewehrung blieb unversehrt. Für die erzielte Erhöhung in der zulässigen Last ist Gl. 3 massgebend

$$\frac{\sigma_{eIII}}{\sigma_{eI}} = \frac{\alpha \gamma + \beta 2}{\gamma + \beta 2} = 1,23$$

Die tatsächliche Erhöhung hat bei dem oben angeführten Beispiel 27% betragen. Wenn wir uns den selben Versuch mit dem gleichen Beton von $W_b = 200 \text{ kg/cm}^2$ und mit Torstahl²⁾ ausführen denken, so ist für Torstahl Ø 12 und Zulagen Ø 3 mm aus St 150

$$\alpha = \frac{14000}{4000} = 3,5 \text{ und } \beta = \frac{12}{3} = 4$$

Es verlangt nach einer 50%igen Erhöhung nach Gl. 3

$$\frac{\sigma_{eIII}}{\sigma_{eI}} = \frac{3,5 \gamma + 16}{\gamma + 16} = 1,5, \text{ die Anzahl der Zulagen } \gamma = 4$$

Sie ergeben eine 50%ige Erhöhung und eine 33%ige Ersparnis an Stahl, wie sie den weiteren Versuchen zu Grunde lag. Dem entspricht eine zulässige Spannungserhöhung von 2000 auf 3000 kg/cm^2 und eine mittlere Erhöhung der Streckgrenze von 4000 auf 6000 kg/cm^2 . Wenn wir einen Balken mit 4 Ø 12 mm und 8 Zöpfen Ø 3 mm bewehren, so hat er

$$F_e = 4,52 + 1,12 = 5,64 \text{ cm}^2$$

Diese Bewehrung kann aufnehmen $Z = 5,64 \cdot 3000 = 16,92 \text{ t}$, während der selbe Querschnitt mit 3 Ø 12 mm $Z = 5,65 \cdot 2000 = 11,3 \text{ t}$ aufnehmen kann.

Es wären 8 Ø 12 mm nötig, um die selbe Tragfähigkeit zu erzielen. Diese Zahlen zeigen, welchen Einfluss die Verwendung von vorgespannten Drähten besitzt.

Wenn man sich auf eine schwache Zulage beschränkt, wie dies bei den vorgeschriebenen ersten Versuchen der Fall gewesen ist, wo man nur etwa ein Viertel des Gesamtquerschnittes mit hochwertigen Stahlzulagen ausgeführt, nur eine Ersparnis in der Stahlmenge von 20% erzielt und die Rissfreiheit als das Wichtigste angesehen hat, kann man gleichzeitig erreichen, dass die Zulagen (F_{eII}) im Bruchzustand zuerst reissen und das Tragwerk unversehrt bleibt. Die Ueberschreitung der zulässigen Spannungen gibt sich durch einen lauten Knall zu erkennen, sie dient also der Warnung vor der Gefahr des Einsturzes und gibt uns die Möglichkeit, die gerissenen Zulagen späterhin zu ersetzen. Es bedeutet also diese Methode der Bewehrung einen neuen Weg, der bei allen wichtigen Tragwerken (nicht nur wegen der Stahlersparnis) eingehalten werden sollte, weil nur so deren Sicherheit und Bestand bei Verwendung von höheren zulässigen Spannungen gewährleistet werden kann.

Die Methode gibt uns ferner Gelegenheit zur Rekonstruktion oder zur Verstärkung bestehender Tragwerke aus Eisenbeton, die bisher nur durch eine kostspielige Unterfangung durch Stahlträger erzielt werden kann.

²⁾ Vgl. «SBZ», Bd. 113, S. 50 und Bd. 114, S. 144.

Eine Zusammenarbeit zweier so verschiedener Stähle mit einem stark abweichenden Durchmesser verlangt einen hiezu geeigneten Verbund, der die Abweichungen in der Verschiebung im Beton aufnehmen kann. Um dies zu erreichen, bedarf es einer sorgfältigen Ausbildung der Haftfestigkeit als Maßstab für die unter den Spannungen sich ergebenden Bewegungen im Beton³⁾. Es sei auf den Nachweis verwiesen, den ich über die Zusammenhänge zwischen Durchmesser und Haftfestigkeit veröffentlicht habe⁴⁾, bei denen die regelmässige Rauheit einer Walzhaut und im Walzprozess unvermeidliche Querschnittsänderungen, wie sie den üblichen Bewehrungen aus Eisenbeton eigen sind, in Betracht gezogen sind, nicht aber die aussergewöhnliche Glätte, wie sie beim höchstwertigen Stahldraht immer vorhanden ist. Für diese hier in den Zulagen verwendeten Bewehrungen und für den Einfluss der üblichen Betonarten liegen keine erschöpfenden Untersuchungen vor. Der beim Stahlsaitenbeton verwendete hochfeste Beton kommt hier nicht in Betracht.

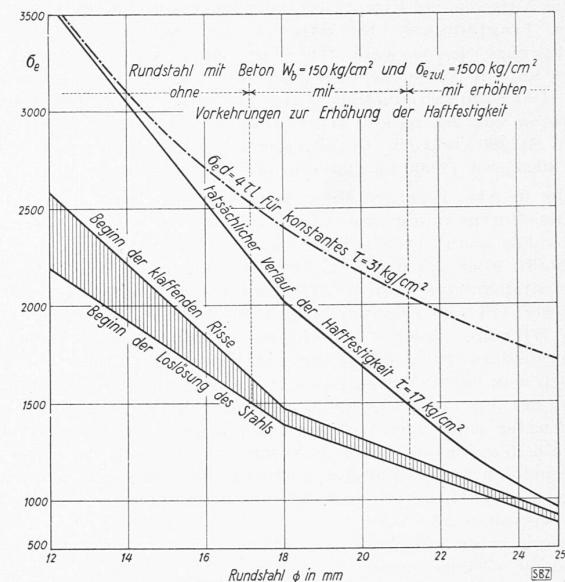


Abb. 3. Die Abhängigkeit der Haftfestigkeit vom Rundseisen-Durchmesser

Abb. 3 wiederholt diese Angaben insofern, als sie eine Darstellung des Verlaufes über jene Stahlspannungen gibt, die von Rundseisen mit Walzhaut bei den im Eisenbetonbau bisher üblichen Durchmessern durch ihre Haftfestigkeit ausgenutzt werden. Wir sehen, dass bei Rundseisen 12 mm und einer Haftlänge von 35 cm eine Ausnützung des Stahls bis 2400 kg/cm^2 möglich ist, ohne dass nennenswerte Verschiebungen zwischen Stahl und Beton eintreten. Für diese Verschiebungen ist die Eintrittsstelle des Stabes im Beton, wie sie sich bei jedem Riss in seinen Seitenwänden ergibt, massgebend. Sie bleiben die selben, ohne Rücksicht auf die anschliessende Haftlänge. Ich habe bei meinen Versuchen eine gleiche Haftlänge von 35 cm Vergleichsbasis gewählt. Der in Abb. 3 dargestellte Verlauf gibt den Beginn der Loslösung, den Eintritt der bleibenden Verschiebungen (das Klaften des Risses) und der Vollständigkeit wegen auch die völlige Erschöpfung des Zusammenhangs an. Diese letzte galt unter dem Namen der «Gleitfestigkeit» bisher als allein massgebend. Es bestehen hier ähnliche Verhältnisse wie bei den Eigenschaften des Stahls selbst. Auch dort gilt nicht die Erschöpfung der Zugfestigkeit des Stahls als massgebend für die Tragfähigkeit eines Balkens, sondern die Streckgrenze des Stahls. Auch bei der Haftung wird die statische Zusammenarbeit nicht durch die Gleitfestigkeit und jene Hilfsmittel bestimmt, die sie erhöhen, sondern durch den Beginn einer bleibenden Verschiebung und durch jene Hilfsmittel, die die elastische Rückbildung dieser Verschiebungen sichern.

Wir ersehen aus Abb. 3, dass diese volle Ausnützung des Stahls nach dem Eintritt dieser Verschiebungen rasch abnimmt und beginnend von Ø 12 mm mit 2400, bei Ø 18 mm nur mehr 1500 kg/cm^2 beträgt und bei Ø 24 mm unter 1000 kg/cm^2 herabsinkt. Der Verlauf ist ein analoger wie bei der Gleit-

³⁾ Heft 16 der Berichte des Oesterr. Eisenbetonausschusses, «Die Rissfrage bei hohen Stahlspannungen», Abb. 64 bis 68.

⁴⁾ «Zement» Berlin 1938, Heft 10, «Die Haftfestigkeit des Stahls im Beton».

festigkeit. Diese Beweglichkeit der Bewehrungen im Beton tritt in erhöhtem Masse bei stärkeren Durchmessern auf, was unsere Rechnung bisher unberücksichtigt gelassen hat, weil sie in der Regel die Bruchlast nicht beeinflussen. Die Beispiele, in denen dies der Fall ist, sind im vorerwähnten Heft 16 besonders hervorgehoben.

Bei der Verwendung von dünnen Stahldrähten steigt die Haftfestigkeit mit einer weiteren Abnahme der Durchmesser weiterhin an, wenn die Oberfläche eine hinreichende Rauheit besitzt, und sie ist bei $\varnothing 5$ mm bereits so hoch, dass man den Stahl bis zur Zugfestigkeit ausnützen kann, wie ich dies seinerzeit an Hand von Versuchen in Bielefeld nachgewiesen habe⁵⁾.

Diese Sachlage ändert sich, sobald man es mit spiegelglatten Drähten von hoher Festigkeit zu tun hat, die hier hauptsächlich in Betracht kommen. Ihre geringe Haftfestigkeit beweist, dass sie ungemein leicht in Bewegung geraten und besonderer Hilfsmittel bedürfen, um den bei der Vorspannung notwendigen Zusammenhang aufrecht zu erhalten. Dieser Zusammenhang ist hier von doppelter Wichtigkeit, weil nicht nur die Risslosigkeit, sondern auch die Addition der Streckgrenzen davon abhängt. Es bedarf jedenfalls noch einer weiteren versuchstechnischen Untersuchung dieses Gebietes, die der Deutsche Ausschuss für Eisenbeton ausführen soll.

Bei meinen Versuchen habe ich mich der Zulagen von einem Draht $\varnothing 3$ mm St 150 der Egydier Stahlwerke bedient. Ich verdanke einer mir von diesem Werk gegebenen Unterstützung die Möglichkeit der Durchführung dieser Versuche, wofür ich seiner weitblickenden Leitung hier meinen Dank abstatte. Zur Sicherstellung der notwendigen Haftfestigkeit hat es bei meinen Versuchen genügt, zwei derartige glatte Drähte zu einem Zopf zu verwinden (Abb. 4). Diese kann noch weiterhin vermehrt werden, indem man in diesen Zopf in entsprechenden Abständen Quereisen einführt (Abb. 5), die gleichzeitig als Bügel dienen.

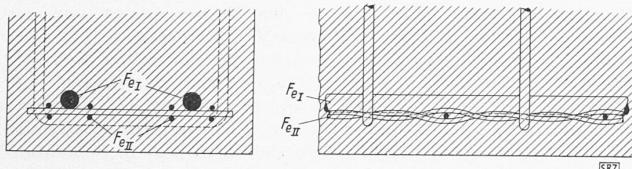


Abb. 4. Mittel zur Erhöhung der Haftfestigkeit bei glattem Stahldraht

Die notwendige Abstufung beim Gebrauch dieser Hilfsmittel soll auf Grund späterer Versuche ermittelt werden. Die Haftfestigkeit wurde bei der letzterwähnten Anordnung so gesteigert, dass die Zugfestigkeit des verwendeten Stahldrahtes immer bis zum Reissen ausgenützt werden konnte. Es entsteht auf diese Weise ein Geflecht im Zuggurt, das wohl den wirksamsten Schutz gegen Rissbildung darstellt.

Die geänderte Auffassung des Begriffes der «Risslosigkeit» beschränkt die Vorspannung auf 2000 bis 6000 kg/cm². Man hat die Aufgabe, nur soweit zu gehen, dass nach der Entspannung für das Schwinden und Kriechen des Betons genug Vorspannung übrig bleibt, um das Klapfen der Risse zu vermeiden. Ich habe bei meinen Versuchen meistens 4000 kg/cm² verwendet. Es ist dies 300 kg für einen Draht $\varnothing 3$ mm. Nachdem in der Praxis eine scharfe Einhaltung dieser Spannungsgrösse nicht erforderlich ist, kann die Vorspannung bei dem Massenbetrieb des Hochbaues mit geringeren Vorspannungen durch Eintreiben von Keilen hervorgebracht werden, die sich auf die Schalung stützen und die Grösse der erzielten Dehnung sichern, während der Brückenbau besondere Vorrichtungen ebenso erfordert wie sie in der Fabrikation von Werkstücken Verwendung finden.

Bei einer einseitig auf den Zuggurt angewandten Vorspannung ergibt sich bei dem freiaufliegenden oder bei dem nur wenig eingespannten Balken nach der Beseitigung der Zugkraft eine leichte Wölbung des Tragwerkes. Diese ist keinesfalls schädlich, weil sie selbst ohne diesen Vorgang als zweckmässig angesehen wird, um das Durchhängen zu vermeiden, einen Eindruck, den selbst ein ganz gerader Balken hervorbringt. Diese Wölbung ist auch statisch vorteilhaft und wird nur in Ausnahmefällen durch eine gleichzeitige Vorspannung im Druckgurt verhindert werden. — Die Spannvorrichtungen lassen sich bei Balkenbrücken vorteilhaft an Pfeilern und Widerlagern anbringen, indem sie sich gegen diese stemmen oder im Ufer verankert werden.

⁵⁾ «Beton und Eisen», 1913, Seite 18, «Zur Verbundfrage».

Ein in Arbeit befindliches Versuchsprogramm⁶⁾ soll die Mittel für Erhöhungen der zulässigen Spannungen und seine Wirkung untersuchen. Es werden verschiedene Höhen der Vorspannung, der Zugfestigkeit, des Stahls und des Verhältnisses zwischen F_{eI} und F_{eII} erprobt. Die wichtigsten Vorteile der Methode lassen sich in den drei folgenden Punkten zusammenfassen: 1. Die Risse unter den zulässigen Lasten können ganz vermieden werden oder bleiben verschwindend klein und schliessen sich nach der Entlastung vollständig. Die bleibenden Rissbreiten ohne Vorspannung sind grösser als insgesamt mit Vorspannung und treten früher auf. 2. Die zulässigen Spannungen können je nach der Menge der Zulagen erhöht und es kann dementsprechend Stahl gespart werden. 3. Die damit ausgeführten Bauten erlauben wegen ihrer Risslosigkeit die Verwendung des Eisenbetons im Freien und bei schädlichen Einflüssen mit erhöhten Spannungen.

Bei einem Vergleich dieser Ergebnisse, mit einer Vorspannung bei der alle Stäbe eines Tragwerkes einbezogen werden und wo durch den Gebrauch von Stahl mit einer aussergewöhnlichen Festigkeit sinngemäss höhere zulässige Spannungen ausserordentliche Ersparnisse an Stahl erlauben, darf nicht übersehen werden, dass sich diese Methoden nur bei fertigen Balken und Werkstücken aus Beton von ausserordentlicher Festigkeit verwenden lassen. Der Gebrauch von vorher fertiggestellten Balken aus Eisenbeton zu Decken erfordert aber einen einheitlichen Zusammenhang der Nachbarrippen. Dieser Forderung entsprechen Decken nach Ast-Moullins oder der Isteckdecke. Vorschläge mit Tragrippen und dazwischen verlegten fertigen Platten sind dieser Aufgabe nicht gewachsen, weil sich sonst die Rippen einzeln durchbiegen und alle derartigen Konstruktionen nach kurzer Verwendung aus dem Bauwesen wieder verschwunden sind.

Die hier dargelegten weit niedrigeren Spannungen und geringeren Einsparungen an Stahl dürfen schon deshalb nicht unterschätzt werden, weil sie nicht nur Baustoffe verwenden, die aus zwei handelsüblichen Stahlsorten und einem Beton von gewöhnlicher Festigkeit bestehen, sondern auch ihre Erzeugung durch leicht erreichbare Hilfsmittel auf dem ganzen Gebiete des Eisenbetonbaus angewendet werden kann, wie dies Abb. 6 vor Augen führt. Wo immer Verständnis für eine gewährleistete Rissfreiheit besteht, wird sich diese Methode auch ohne Rücksicht auf ihre sonstigen Vorteile einführen. Sie

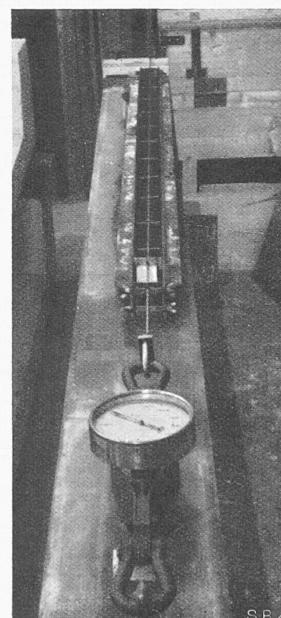


Abb. 5. Versuch mit Zopf und Quereisen

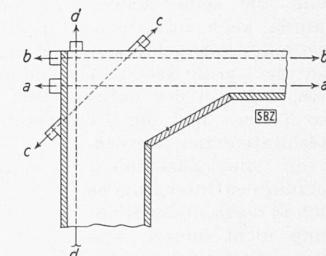


Abb. 6. Verwendung von vorgespanntem Zulageisen in Rahmen

muss sich so verallgemeinern, dass die erwähnte geringe Stahlersparnis in ihrem Gesamtertrag für die Volkswirtschaft von Bedeutung ist.

Der hier dargestellte Vorgang einer sparsamen und rissfreien Ausnutzung des Stahls bedeutet einen neuen Weg für die Entwicklung des Eisenbetons. Er eröffnet ihm Gebiete, die ihm bisher verschlossen gewesen sind. Die in Ausführung begriffenen Versuche werden zeigen, in welchem Masse dieser Vorgang das hält, was er verspricht; vorläufig können wir nur erwarten, dass wir auf Grund der nachgewiesenen Versuchstatsachen dem heisumstrittenen Ziel eines rissfreien Eisenbetons einen weiteren Schritt näherkommen werden.

⁶⁾ Hierüber erscheint ein ausführlicher Bericht «Der Stahlbeton mit vorgespannten Zulagen aus höherwertigem Stahl» im Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin. 1939.